

POLITECNICO DI TORINO

Collegio di Ingegneria per l'Ambiente e il Territorio

Corso di Laurea Magistrale

in Ingegneria per l'Ambiente e il Territorio

Tesi di Laurea Magistrale

IMPLEMENTAZIONE DI SCENARI PER LA REALIZZAZIONE DI ATTIVITÀ DI SCAVO A SCOPI DI RICERCA ED ACCADEMICI

*CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA, APPROFONDIMENTI NUMERICI E
VALUTAZIONE DELL'ORGANIZZAZIONE DEL CICLO DI SCAVO*



Relatore

Prof.ssa Marilena Cardu

Candidato

Andrea Pasqua

Matricola: s232540

22 Ottobre 2018

SOMMARIO

Premessa	6
Introduzione	7
1 Inquadramento del problema oggetto di studio.....	8
1.1 Inquadramento amministrativo del progetto	8
1.2 Inquadramento ingegneristico del problema.....	11
1.3 Geomorfologia	12
1.3.1 Inquadramento del problema e dati disponibili	12
1.3.2 Caratteristiche topografiche e geologiche Extracion point	14
2 Modello geometrico	18
2.1 Rilievo topografico	18
2.2 Ricostruzione topografia tramite software AutoCad 2018	23
2.3 Ricostruzione topografica tramite software ArcGis.....	26
3 Modello geomeccanico	35
3.1 Rilievo geostrutturale.....	35
3.1.1 Caratterizzazione geometrica	36
3.1.2 Caratterizzazione dell'ammasso roccioso	40
3.2 Indagine Geofisica	64
3.3 Classificazione geomeccanica.....	116
4 Analisi analitica e numerica	119
4.1 Simulazione dello scavo di una galleria profonda	127
4.1.1 Reducing pressure	130
4.1.2 Core Replacement	135
4.1.3 Implementazione con criterio Point Estimate Method (PEM)	140
5 Convergence-Confinement Method (CCM).....	150
5.1 Soluzione proposta da Vlachopoulos and Diederichs.....	150
5.2 Converge-Confinement Method modificato	153
5.3 Analisi della convergenza con software RocSupport v3.0.....	158
6 Realizzazione della miniera	161
6.1 Realizzazione del deposito esplosivi.....	161
6.2 Stima dei tempi realizzativi.....	163

7	Conclusioni.....	175
	Allegati.....	176
	Bibliografia	198
	Ringraziamenti.....	200

PREMESSA

Il presente studio dei candidati Andrea Di Lorenzo e Andrea Pasqua è stato svolto in collaborazione durante un periodo di sei mesi di attività di ricerca presso un sito nei pressi di Chancòn (VI regione de Chile).

Pertanto l'inquadramento del problema e tutti i capitoli riguardanti gli aspetti generali e di caratterizzazione del sito sono in comune nei due elaborati. La differenziazione riguarda aspetti specifici dello studio, consistenti in:

- Simulazione numerica della stabilità del pendio ove è prevista l'ubicazione della futura miniera con metodo agli elementi finiti;
- Interpretazione di prove geofisiche per la determinazione dei parametri meccanici dell'ammasso roccioso;
- Simulazione di realizzazione di una galleria profonda con diversa metodologia di simulazione di avanzamento del fronte (reducing pressure e core replacement);
- Analisi Convergence-Confinement Method ipotizzando la riduzione della rigidità del mezzo per simulare l'avanzamento del fronte di scavo;
- Valutazione dell'organizzazione del ciclo di scavo.

INTRODUZIONE

Il presente lavoro di ricerca è stato svolto con l'obiettivo di realizzare uno studio preliminare riguardante un laboratorio di scavo a scala reale con l'impiego di esplosivi. Tale laboratorio consiste in una galleria principale e due tunnel secondari che saranno dedicati all'attività di ricerca sulla natura delle detonazioni e dei sistemi di rinforzo applicabili allo scavo.

Si precisa che la realtà in cui si è operato è quella della piccola attività estrattiva (*small scale mining*) senza alcun fine di lucro, sviluppata in un ambiente universitario in cui studenti e docenti possono verificare le implicazioni di una detonazione e i benefici apportati dai sostegni al contorno di scavo.

Il presente elaborato si sviluppa in sei capitoli, ognuno dei quali è specificamente dedicato ad una tematica differente. Ogni capitolo, pur seguendo una propria logica, è correlato alle altre parti dell'elaborato. In particolare si sottolinea che:

- Il primo capitolo presenta l'inquadramento amministrativo, ingegneristico e geologico del problema oggetto di studio. In particolare si descrivono le condizioni amministrative in cui si svolge il progetto, le condizioni ingegneristiche e la realtà geologica;
- Il secondo capitolo è attinente alla topografia del problema oggetto di studio. In particolare si è ricostruito un modello tridimensionale dell'area di estrazione. Sulla base di tale modello vengono sviluppate considerazioni e osservazioni relative all'ottimizzazione dei processi per lo sviluppo del progetto.
- Il terzo capitolo è intimamente collegato al secondo e sviluppa la parte relativa alla caratterizzazione geomeccanica, attraverso indagini in sito (rilievo geo-strutturale, stima della resistenza a compressione con martello di Schmidt, rilievo geofisico passivo e attivo a rifrazione) e in laboratorio (point load test, misura della densità).
- Il quarto capitolo è dedicato allo sviluppo dei modelli numerici per la simulazione della realtà fisica del problema, utilizzando come dati di input quanto ricavato nel capitolo precedente. Tali analisi vengono effettuate per verificare la stabilità dello scavo.
- Il quinto capitolo è incentrato sulla analisi Convergence-Confinement Method che riguarda gli spostamenti lungo l'asse, al fronte di scavo e la risposta del mezzo alla presenza di un fattore di disturbo esterno, ovvero lo sviluppo del tunnel.
- Il sesto capitolo riguarda il dimensionamento di un deposito di esplosivi in sotterraneo secondo la normativa cilena vigente, inoltre viene affrontata la stima dei tempi realizzativi dell'intero complesso sotterraneo.

1 INQUADRAMENTO DEL PROBLEMA

OGGETTO DI STUDIO

Per lo sviluppo della ricerca e la risoluzione del problema, sono state svolte attività al fine di delineare l'inquadramento del problema, sia dal punto di vista geometrico sia geomeccanico, in modo sufficientemente robusto da garantire il successo delle operazioni. Una sintesi delle attività svolte è di seguito riportata:

1. Rilievo topografico;
2. Rilievo geostrutturale;
3. Caratterizzazione meccanica dell'ammasso roccioso attraverso prove in campo e in laboratorio;
4. Simulazione numerica del caso oggetto di studio;
5. Analisi Convergence-Confinement Method;
6. Stima dei tempi realizzativi del complesso sotterraneo.

Nei paragrafi successivi si entra nel merito di questi. Ciononostante si ritiene necessario un inquadramento del problema da punto di vista amministrativo, geomeccanico e geologico. I successivi paragrafi sono atti alla delimitazione di questi.

1.1 Inquadramento amministrativo del progetto

Il presente paragrafo ha l'obiettivo di descrivere dal punto di vista gestionale e amministrativo le tappe del progetto minerario Escuela Mina Planta (successivamente abbreviato EMP).

L'ideatore e fondatore del progetto è il Prof. Miguel Herrera, ingegnere metallurgico presso l'Università Adolfo Ibáñez, Chile. Il fondatore del progetto assume il ruolo di direttore esecutivo.

L'obiettivo e il contesto in cui si pone la EMP sono di carattere strettamente didattico e non hanno alcun fine di lucro. In particolare, la filosofia è di aiutare gli studenti liceali e universitari a diventare dei tecnici e professionisti in ambito minerario. Si precisa che gli studenti di liceo e di università secondo quanto previsto dal progetto sono indipendenti gli uni dagli altri, pur essendovi alcune aree tecniche comuni. Questa differenziazione è dovuta al diverso grado di conoscenza che le due istituzioni offrono.

Il finanziamento del progetto è interamente su base pubblica, in particolare si tratta di fondi regionali della VI regione del Libertador General Bernardo O'Higgins e ammonta ad un totale 700,000,000 CLP (attualmente 1,084,766 US\$) suddivisi in tre tranches da 233,000,000 CLP ognuna. Si evidenzia che tali fondi sono previsti per legge per ogni regione del Cile al fine di aumentare la competitività e la ricerca in campo minerario del Paese, in quanto una quantità non trascurabile del PIL (quasi il 70%) dello stato cileno deriva dall'attività estrattiva.

L'accesso ai fondi precedentemente citati avviene attraverso la valutazione e l'approvazione da parte apposite commissioni. Si precisa che il progetto EMP si è classificato secondo su un totale di oltre 100

progetti. L'idea, il perfezionamento e la difesa del progetto di fronte ad apposite commissioni di inchiesta è stata svolta unicamente per la prima fase da Miguel Herrera.

L'approvazione del progetto è passata attraverso due commissioni, la prima composta da cinque direttori di licei e autorità locali (Segretario Regional de Minería, Segretario Regional De Educación, Segretario Regional de Energía, Segretario Regional De Medioambiente e Directivo de los pequeños Mineros de Distrito 55 de Chancón). La commissione appena descritta prende il nome di *Consejo Regional* ed ha il compito di distribuire i fondi regionali e investigare circa: il grado innovazione, finanziatori esterni del progetto, numero di donne coinvolte nell'attività e chi può beneficiare delle conoscenze emerse. La difficoltà riscontrata è stata trasmettere l'idea e la filosofia del progetto, in quanto la commissione è composta per lo più da avvocati la cui preparazione è principalmente in ambito agricolo e ridotta in ambiente minerario. Per quanto attiene la seconda commissione, essa ha il compito di scremare ulteriormente i progetti presentati, stilando la graduatoria dei primi 10 progetti (distribuendo i fondi in modo proporzionale tra questi) e respingendo i restanti. La commissione è prevalentemente interessata al carattere economico dei progetti.

La EMP è stata valutata positivamente e classificata seconda in graduatoria, con un punteggio di 4.6 su massimo di 5. Un punteggio così elevato è giustificato dalla grande innovazione tecnologica che il progetto può apportare e dall'idea rivoluzionaria.

Il progetto EMP è stato accolto con grande favore da parte delle associazioni ENAMI (consorzio di piccoli minatori), CODELCO e dall'allora ministro della Minería Aurora Williams.

Ottenuta l'approvazione del progetto, la prima tranche di fondi è stata assegnata alla casa madre della Universidad Adolfo Ibáñez, con sede legale in Avenida Presidente Errázuriz 3485, Las Condes, Región Metropolitana.

Dal punto di vista esecutivo il progetto prevede tre fasi:

1. Fase I: ramo metallurgico.
2. Fase II: ramo minerario.
3. Fase III: ramo ambientale.

Ufficialmente il progetto prende inizio nel mese di febbraio 2017.

I professionisti coinvolti nella prima fase sono:

- Ana Paula Yañez (Ingegnere in Metallurgia, responsabile di svolgere lezioni frontali agli studenti di liceo e università, gestione dei tirocinanti).
- Ignacio Urbina (Responsabile della edificazione fisica della scuola presso Chancón).
- Daniela Valdivia (Responsabile di lezioni frontali di idrometallurgia e recupero ambientale della miniera).
- Constanza Lara Espinoza (Ingegnere capo gestionale del progetto).

Allo stato attuale del progetto (Agosto 2018) è stato realizzato quanto segue:

1. Identificazione e preparazione del sito in cui sono situate le aule per le lezioni frontali.
2. Realizzazione dei laboratori ove svolgere le analisi chimiche sul materiale estratto.
3. Scelta dell'impresa incaricata della realizzazione degli scavi per l'apertura della miniera.

Si precisa che nonostante il progetto EMP sia di carattere universitario e interamente stilato da professori e studenti, la realizzazione pratica delle opere geotecniche viene effettuata da azienda specialistica a causa di scelte di sicurezza che la Universidad Adolfo Ibáñez ha intrapreso.

Nel seguito si descrivono le criticità e i ritardi che si sono riscontrati nel corso di svolgimento del progetto EMP.

- Un primo ritardo ha riguardato la fase I del progetto ed è quantificabile in circa due mesi: esso è essenzialmente imputabile a preventivi errati e materiali mancanti per la realizzazione della scuola. Inoltre, non essendo in possesso di un comodato d'uso, nessun lavoro poteva essere intrapreso all'interno della proprietà.
- Un secondo ritardo si è verificato al terzo mese dall'inizio del progetto (maggio 2017), ed è stato causato da preventivi errati per l'acquisto di container dove svolgere le attività di lezione frontale presso la Mina Escuela.

Ulteriore difficoltà riscontrata è dovuta alla sicurezza, in quanto la preoccupazione principale dell'Università è l'incolumità degli studenti, resa potenzialmente precaria a causa di un possibile cinematismo di instabilità (globale e/o locale della miniera). A questo si è risposto con un adeguato studio sulla sicurezza, secondo quanto proposto dall'ente SERNAGEOMIN e migliorando il protocollo di sicurezza rendendo così l'attività estrattiva un posto di lavoro molto sicuro.

Altra difficoltà è stata riscontrata nell'incompatibilità di carattere tra i professionisti assunti all'interno del progetto, che ha causato attriti, incomprensioni e ritardi. Tale difficoltà è stata superata grazie alla riallocazione di alcuni elementi. Tuttavia, ciò causò un ritardo di cinque mesi al progetto.

Altra difficoltà si è riscontrata nelle capacità tecniche insoddisfacenti di parte dei professionisti assunti all'interno del progetto.

Infine, ulteriore elemento di rallentamento dei lavori è imputabile alla scarsa conoscenza della matematica, fisica e chimica degli studenti, i quali sono i fruitori finali delle lezioni e pertanto dovrebbero essere autonomi una volta posti in campo.

Dalla lista di difficoltà e ritardi appena descritti si possono trarre alcune considerazioni per futuri progetti simili al presente, per stilare un protocollo di realizzazione fruibile:

- Redigere una check-list completa dei materiali necessari per la realizzazione del progetto.
- Essere certi di possedere tutti i permessi necessari per l'inizio dei lavori.
- Cercare la collaborazione di aziende strutturate e con esperienza, in modo tale che queste possano stilare i preventivi correttamente e senza causare disagi.
- Prevedere uno studio di sicurezza adeguato alla realtà in cui si pone il progetto: in particolare si suggerisce di utilizzare i protocolli di sicurezza già esistenti e modificarli ove e se necessario.
- Scegliere oculatamente i collaboratori, sia dal punto di vista delle capacità tecniche che dal punto di vista umano: un tecnico abile ma incapace di instaurare un rapporto umano proficuo con i colleghi è sicuramente causa di ritardi, disagi e danno al progetto
- Nel caso in cui la finalità del progetto sia migliorare la preparazione tecnica degli studenti, è bene che questi abbiano le conoscenze di base chiare e senza lacune; in caso contrario è bene provvedere con adeguati strumenti didattici.

1.2 Inquadramento ingegneristico del problema

Il presente paragrafo ha l'obiettivo di descrivere dal punto di vista ingegneristico il progetto EMP.

L'attività estrattiva è situata in Cile, VI Regione del Libertador General Bernardo O'Higgins, Comuna de Chancón. Essendo tale attività realizzata al solo scopo di ricerca, non viene svolto alcun processo di raffinazione del minerale e tutto il volume di roccia estratto è conferito in discarica; non essendo materiale contaminato da agenti chimici o altri fattori critici, è sufficiente predisporre delle vasche in cui accumulare il materiale senza alcun trattamento preliminare. La Tabella 1.1 riporta le coordinate del sito estrattivo e della relativa discarica.

Tabella 1.1 - Coordinate in UTM WGS 84 19S punto di estrazione e relativa discarica

Punto di interesse	Coordinate
Punto estrattivo	34°4'2.80"S 70°48'43.30"W
Discarica	34°3'59.93"S 70°48'43.12"W

La Figura 1.1 riporta i dettagli del Datum topografico impiegato, mentre la Figura 1.2 riporta la posizione tramite immagine satellitare della posizione dove sono ubicati il sito estrattivo e la relativa discarica.

Projected Coordinate System: Name: WGS_1984_UTM_Zone_19S Projection: Transverse_Mercator False_Easting: 500000,0 False_Northing: 10000000,0 Central_Meridian: -69,0 Scale_Factor: 0,9996 Latitude_Of_Origin: 0,0 Linear Unit: Meter (1,0)	Geographic Coordinate System: GCS_WGS_1984 Angular Unit: Degree (0,0174532925199433) Prime Meridian: Greenwich (0,0) Datum: D_WGS_1984 Spheroid: WGS_1984 Semimajor Axis: 6378137,0 Semiminor Axis: 6356752,314245179 Inverse Flattening: 298,257223563
---	--

Figura 1.1 - Datum coordinate punto di estrazione

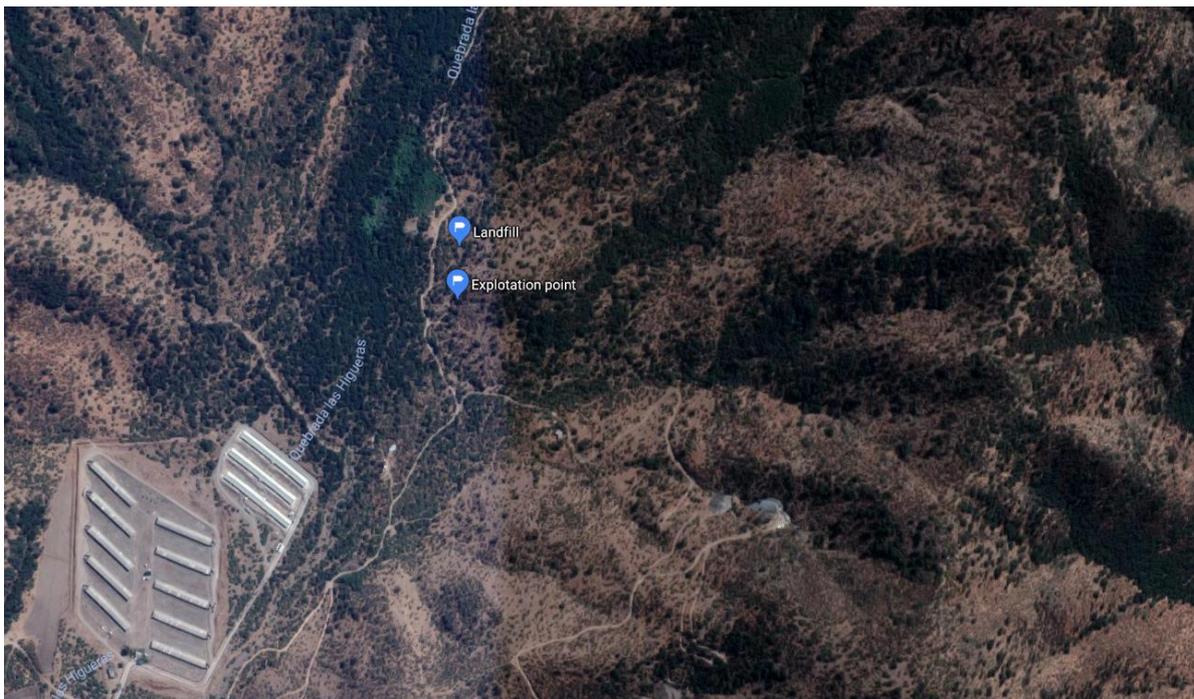


Figura 1.2 - Posizione punto estrattivo

Come si osserva in Figura 1.2, il sito è sufficientemente lontano da centri abitati o obiettivi strategici come ferrovie, aeroporti, autostrade o attività industriali, pertanto non sono stati previsti, in quanto non necessari, né il monitoraggio delle vibrazioni indotte dall'uso dell'esplosivo né studi relativi all'individuazione della massima carica per ritardo. Uno studio sito-specifico della propagazione delle vibrazioni richiederebbe attrezzature specifiche. Gli impianti presenti nei pressi del sito di estrazione (visibili in Figura 1.2), sono limitati ad un allevamento, che si trova comunque a debita distanza di sicurezza, per cui non sussistono problemi di *fly rocks* e vibrazioni.

Non esiste una strada asfaltata che colleghi la vicina città di Rancagua al sito di estrazione. È invece presente una pista con pietre e altri tipi di macerie: ciò comporta diverse difficoltà logistiche, tra cui si citano le seguenti:

- Il materiale estratto deve essere rimosso utilizzando macchine con dimensioni adeguate al volume di roccia da trasportare e allo stato della strada, in quanto la discarica è situata a distanza di circa 70 m dal sito di estrazione.
- È necessaria la rimozione preliminare della copertura vegetale: questa operazione comporta l'eliminazione di alcune specie protette, per cui deve essere pianificato un reimpianto di tali specie in altri siti, in seguito alla vigente legge cilena [1].
- È necessaria la regolarizzazione delle superfici esterne della miniera, al fine di garantire la stabilità del pendio e la sicurezza degli operatori.
- Poiché l'obiettivo del progetto è solo di ricerca, deve essere ribadito che la roccia estratta non è destinata ad alcun trattamento ma viene conferita in discarica. Grazie all'assenza di materiale inquinato da agenti chimici o altri fattori, è sufficiente prevedere delle vasche di raccolta di adeguata dimensione senza alcun trattamento preliminare.
- La sicurezza degli operatori rimane in ogni caso il punto di maggior sensibilità e pertanto, durante la progettazione dell'attività di scavo, i fattori di sicurezza previsti sono stati appositamente innalzati a 2 (contrariamente a quanto accade in normali attività estrattive, dove sarebbero sufficienti valori di 1.5) a fronte di maggiori costi ma ottenendo così un ambiente dove operare in tranquillità.

1.3 Geomorfologia

Il presente paragrafo ha lo scopo di descrivere la geologia del sito preso in esame ai fini del progetto, il cui esecutore è la Università Adolfo Ibáñez.

1.3.1 Inquadramento del problema e dati disponibili

A causa delle limitate risorse con cui il progetto è finanziato, non è possibile condurre sondaggi esplorativi, in quanto questi presentano un costo molto elevato; pertanto si è effettuato un inquadramento geomorfologico impiegando i dati delle vicine miniere del distretto di Chancón. La valutazione e il confronto sulla base dell'ubicazione del deposito rispetto alle miniere più vicine ad esso hanno pertanto consentito di estrapolare i possibili dati geologici di interesse.

Si specifica che questo studio è stato reso possibile dalle informazioni tratte dalla libreria SERNAGEOMIN e dalla libreria digitale SONAMI.

Lo studio geologico di esplorazione avviene nella maggior parte dei casi tramite sondaggi a carotaggio da cui si ottengono campioni che vengono recuperati e inviati ad un laboratorio per l'analisi geochimica e geomeccanica, per ricavare i dati necessari per la progettazione.

La realizzazione di questa attività corrisponde ad un investimento che si presume venga effettuato da parte di una società (nel presente caso la Universidad Adolfo Ibáñez), in quanto un progetto minerario ha come obiettivo lo sfruttamento di una risorsa naturale in termini economici vantaggiosi. Tuttavia, per il caso studio che, come segnalato più volte, ha carattere puramente accademico senza scopo di lucro, non si disponeva dei fondi necessari per eseguire la prassi di uso comune appena descritta e, pertanto, si sono effettuati studi basati su stime geologiche realizzate in luoghi vicini. Nel presente caso, l'effettuazione di tale studio è stata applicabile grazie ai dati precedentemente raccolti da diverse società che possiedono un deposito minerario vicino al sito di interesse.

Le coordinate che identificano l'ubicazione del sito di estrazione e la superficie dove insiste il deposito sono riportate in Tabella 1.2.

Tabella 1.2 - Coordinate UTM punto di estrazione e limiti area estrattiva

	E	N	Z
	[m]	[m]	[m]
Extracion point	333158	6229785	550
Area	322726	6228826	540
	322825	6228989	590

Il sito in esame si trova nel distretto di Chancòn, un settore caratterizzato dalla presenza di diverse aree minerarie in cui si concentrano giacimenti di rame e oro. Ciò comporta un'alta probabilità di rivelare vene di questi minerali.

Nell'opera di C. Portigliati [2], viene mostrata la totalità delle miniere situate nel distretto minerario, di cui è stato effettuato uno studio di riserva per ciascun caso. Tale studio include anche la compilazione di alcuni piani stilati da diversi geologi e ingegneri minerari; queste informazioni coprono il periodo 1970-2005.

Dal piano Mappa del settore geochimico dei sedimenti regione Chancòn VI (scala 1: 50.000), si osserva che nel quadrante N 6229900, E 322800, è presente una concentrazione di rame. La menzione a questo quadrante è dovuta all'estrema vicinanza al punto di estrazione del deposito del progetto minerario oggetto di studio.

La Figura 1.3 permette di apprezzare la localizzazione del sito di estrazione oggetto del progetto (punto blu sulla mappa); inoltre le frecce e le relative etichette in Figura 1.3 sono definite come segue:

- Il settore verde chiaro è classificato come lave andesitiche di tessitura porfirica e amigdaloidi con alterazione della calcite, epidoto, tra gli altri, a forma di mandorla;
- Vicino al sito di estrazione, zona classificata come litotipo di alterazione indefinita, potrebbe essere presente un'alterazione del tipo argilloso, ovvero caratterizzato dalla presenza di caolinite e/o montmorillonite. Esiste la possibilità che si tratti di un'alterazione di tipo fillica, ovvero caratterizzata dallo sviluppo di sericite e quarzo secondario;
- Il settore rappresentato in rosso è definito come dighe, scogliere e corpi irregolari di composizioni intermedie o acide con biotite e/o anfibolo (gruppo di minerali della classe dei silicati);

- d) È il settore denominato "Cajón de la Viña", ed è classificato come depositi situati ai piedi delle pendici e dei burroni, dove tali depositi formano coni di deiezione (un modello fluviale con pendenza);
- e) È il settore leggermente più lontano dal sito di estrazione ed è definito da cupole subvulcaniche su estrusioni di roccia di porfido con massa fondamentale vetrosa.

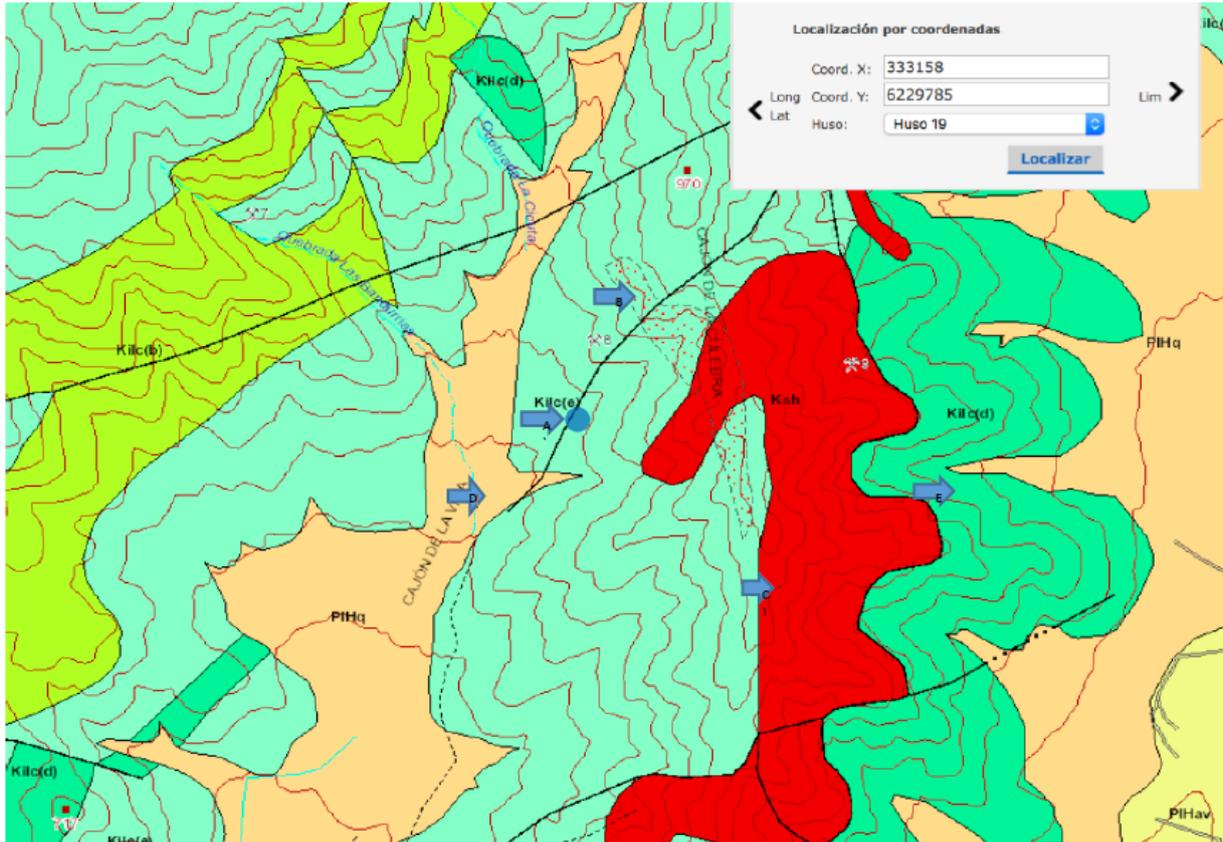


Figura 1.3 - Mappa geologica del punto di estrazione, ArcGis. SERNAGEOMIN

1.3.2 Caratteristiche topografiche e geologiche Extracion point

Utilizzando gli strumenti ArcGIS e il visualizzatore grafico di Google Earth messi a disposizione da SERNAGEOMIN sul proprio portale web, è possibile accedere alla geologia dell'area di interesse.

La Figura 1.4 mostra la posizione del sito di estrazione (le cui coordinate sono riportate in Tabella 1.2) e la proiezione in superficie del tracciato della futura galleria. In questo modo si ottiene il profilo verticale che consente di analizzare le differenti quote dove ubicare il portale della miniera.

Grazie agli strumenti sopra citati, è possibile ricavare il profilo altimetrico dell'area di interesse e in particolare la copertura che insiste sulla futura galleria (Figura 1.5). In particolare, la Figura 1.5 evidenzia come il sito di estrazione si trovi ad una quota di 550 m s.l.m. ad una pendenza pari a 16.5%. Si deve tener conto del fatto che a tale livello in altri giacimenti è possibile trovare corpi mineralizzati, con la presenza di alcuni solfuri primari quali calcopirite, arsenopirite e pirite, che sono i più comuni in questi settori.

Il tracciato del tunnel si estende per 1.7 km e la geologia è classificata in zone in base all'era geologica di formazione. La Figura 1.6 riporta tale classificazione.

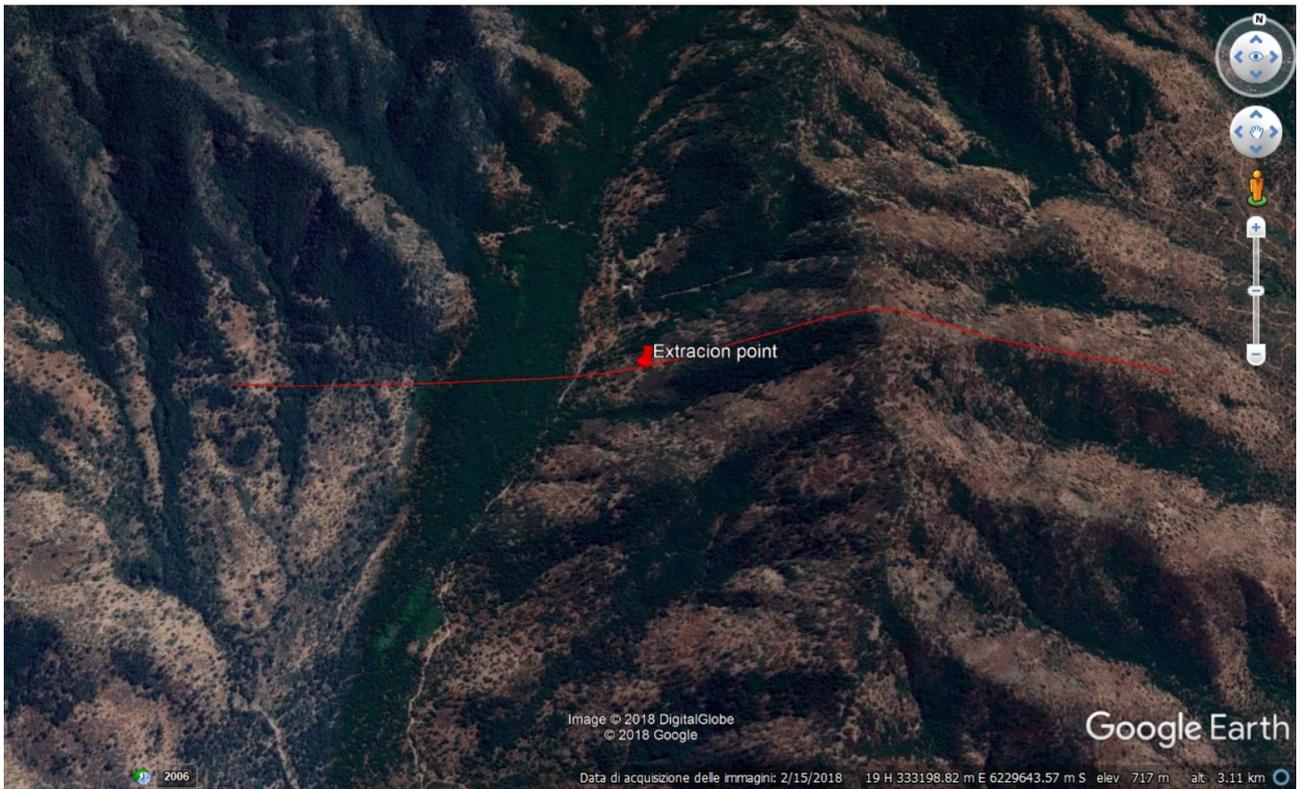


Figura 1.4 - Tratto lineare della galleria, vista in superficie

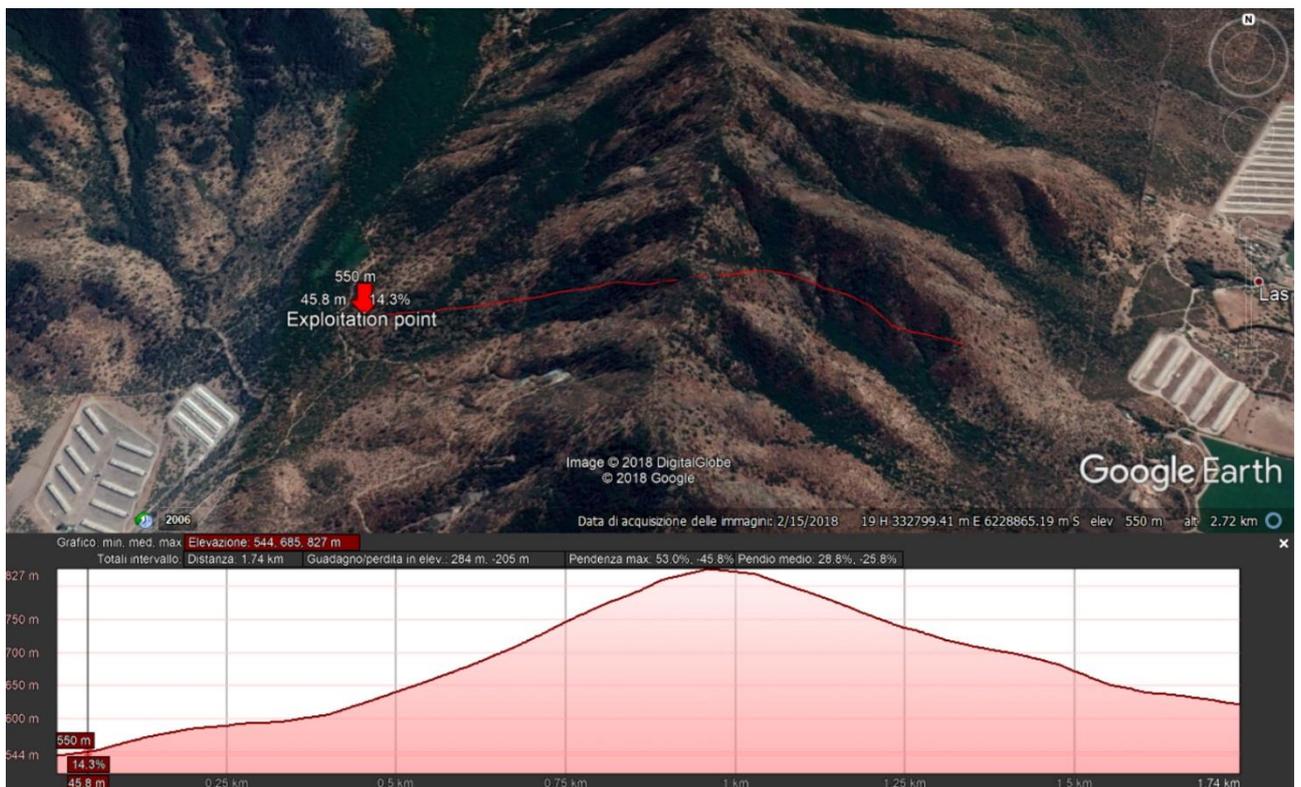


Figura 1.5 - Profilo altimetrico della galleria

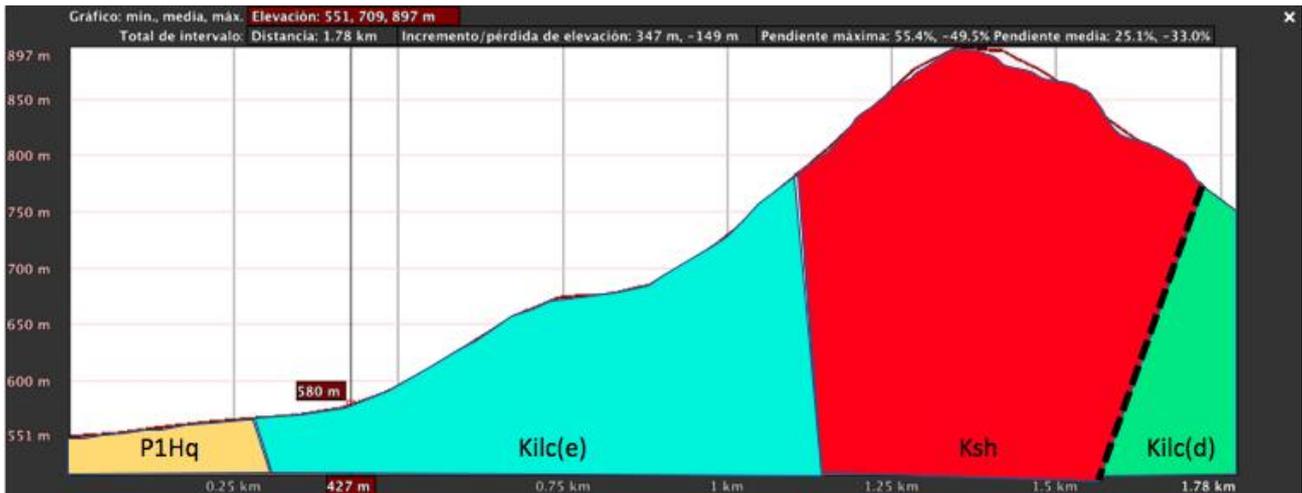


Figura 1.6 – Profilo verticale e classificazione in base all'era geologica di formazione.

In particolare, la Figura 1.6 permette di apprezzare quanto segue:

1. La zona P1Hq corrisponde ai depositi sedimentari che si trovano ai piedi delle pendici e dei burroni (in questa zona si trova il torrente Las Higueras), in cui è identificata la casella La Viña, dove si stima un'età geologica risalente al Quaternario. Da qui si può ipotizzare un arricchimento supergenico formatosi dalla sedimentazione non consolidata di depositi, zone con presenza di oro in forma di pepite.
2. La zona Kilc(e) corrisponde a lave andesitiche (vulcaniche) di tessitura porfirica, risalenti al Cretaceo. In questa zona, il punto di estrazione si trova ad un'altitudine di 550 m s.l.m. e a una distanza in linea d'aria di 427 m dal portale.
3. La zona Ksh ha un'origine intrusiva antica, di formazione sub-vulcanica e composizione acida caratterizzata dalla presenza di anfiboli e biotite, risalente al Cretaceo superiore. In questa area è possibile indentificare la formazione di una faglia inversa, contro la zona Kilc(d).
4. La zona Kilc(d) presenta strutture caratterizzate da cupole subvulcaniche e dominio con estrusioni di rocce porfiriche a tessitura vetrosa, corrispondenti al Cretaceo inferiore. Questa area è sotto la zona intrusiva di Ksh, la quale, nonostante sia classificata con età inferiore, appare chiaro debba avere almeno alcuni strati di età simile.

La definizione di ciascuna delle zone geologiche consente di apprezzare maggiormente ciò che è possibile riscontrare nel luogo in cui verrà costruita la miniera sperimentale. Queste classificazioni sono del tutto speculative: per esempio, è possibile menzionare l'esistenza di vene in prossimità al punto di estrazione, ma finora sono state trovate solo in punti definiti o presso altre miniere (La Perra e La Culebra).

Poiché, prima della realizzazione della prima volata, è necessario rimuovere lo strato vegetale per raggiungere l'ammasso roccioso dove verrà ubicata la futura miniera, è opportuno ottenere ulteriori informazioni relative alla geologia.

Infine, la Figura 1.7 mostra il layout della geologia della collina, la posizione del portale e il tracciato della galleria.

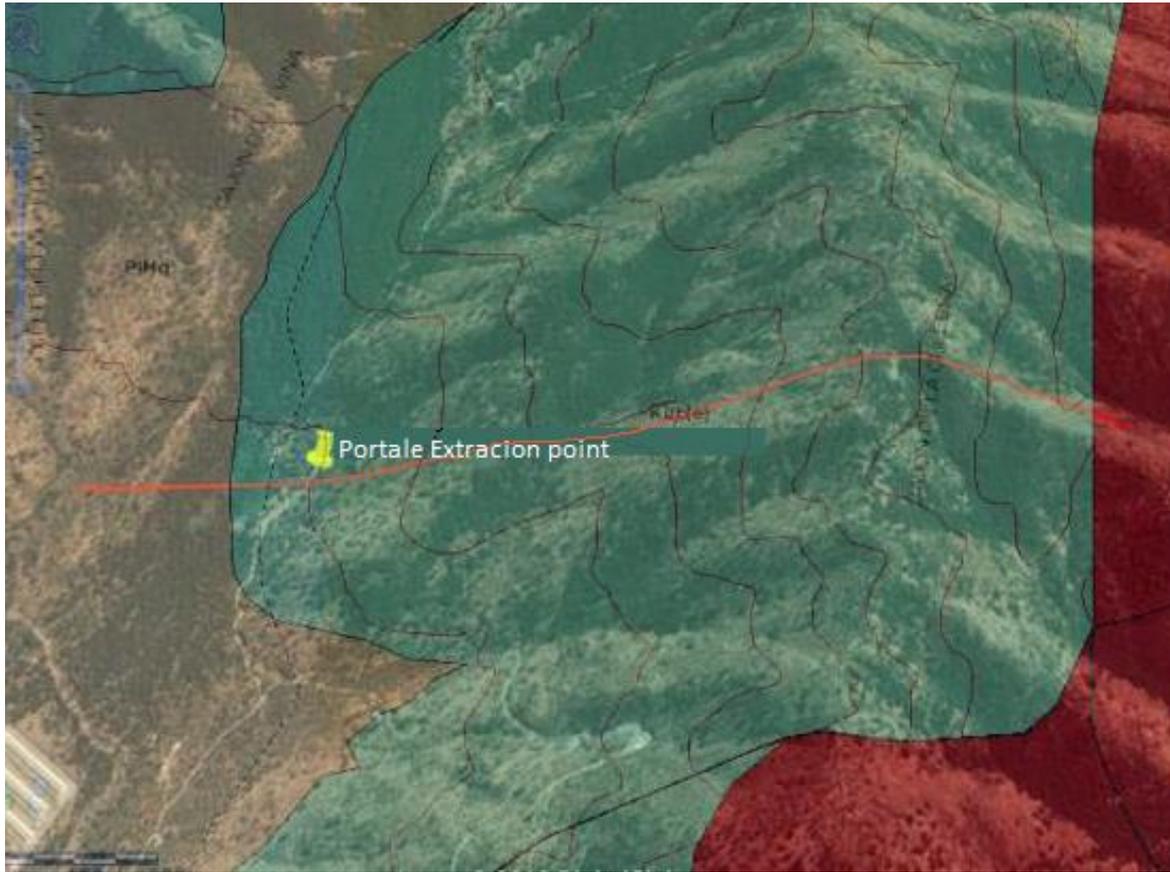


Figura 1.7 - Posizione portale, tracciato del tunnel e relativa geologia

Prevedendo uno sviluppo totale di 100 m di tunnel in direzione NE, è possibile dedurre che la totalità della galleria è situata nella zona geologica Kilc(e), escludendo l'interessamento della zona Ksh, in quanto posta a 650 m dal portale.

2 MODELLO GEOMETRICO

La realizzazione di un modello geometrico si rende indispensabile per comprendere l'andamento naturale del colle e quindi effettuare la migliore scelta dal punto di vista ingegneristico per quanto attiene agli elementi strutturali e ai rischi cui si sottopone l'ambiente estrattivo.

Per la realizzazione di tale modello sono stati sviluppati i seguenti punti:

- Realizzazione di un rilievo topografico;
- Implementazione dei dati raccolti in appositi software di calcolo.

Nei paragrafi successivi si entra nel merito della costruzione di tale modello.

2.1 Rilievo topografico

Nel seguito sono esposti la procedura, gli strumenti e i risultati ottenuti dal rilevamento topografico.

Le operazioni eseguite vengono svolte nei pressi del punto di estrazione al fine di creare un modello digitale del terreno sulla cui base è possibile fondare e motivare le scelte relative al cantiere sotterraneo.

Al fine di eseguire quanto più correttamente e con precisione adeguata la costruzione del modello geometrico, sono state impiegate le seguenti strumentazioni:

- N. 5 stazione totale, Theodist FTD05
- N. 5 prismi per stazione totale Theodist FTD05
- N. sufficiente di chiodi topografici
- N. 1 GPS Garmin etrex 20x
- N. 1 Livello TECNIX NA-32
- N. 1 Stadia
- N. 1 GPS geodetico.

La Figura 2.1 riporta la stazione totale Theodist FTD05 impiegata per lo svolgimento del rilievo topografico, mentre la Figura 2.2 mostra il GPS Garmin etrex 20x impiegato per la georeferenziazione dei dati. Si specifica che le cinque stazioni totali materializzano i punti cardine del rilievo e garantiscono una buona ricostruzione del modello del terreno.



Figura 2.1 - Stazione totale Theodist FTD05



Figura 2.2 – GPS Garmin etrex 20x

I principi su cui viene basato il rilievo topografico sono i seguenti:

1. Scelta di cinque caposaldi di riferimento, dove il punto intermedio vede il riferimento antecedente e successivo, caratteristica necessaria per una successiva compensazione;
2. Scelta delle aree da rilevare e infittimento del numero dei punti nei pressi dell'area di scavo;
3. Suddivisione dell'area in settori significativi (collina sopra il punto di estrazione, sentiero lungo il punto di estrazione e fianco sinistro di quest'ultimo);
4. Raccolta dei dati rilevati tramite stazione totale.

La procedura eseguita prende il nome di “*Rilievo Plano-Altimetrico*” e prevede le seguenti fasi:

1. Scelta del punto di posizionamento della stazione totale;
2. Messa in stazione della stazione totale secondo l'approccio da manuale [3];
3. Scelta di un punto di collimazione;
4. Messa in stazione del prisma sul punto da collimare (scelto nel passo precedente);
5. Rilievo con stazione totale delle coordinate in appropriato sistema di riferimento;
6. Ripetere le operazioni dal punto 3 al punto 5 fino ad ottenere un adeguato numero di punti topografici.

Le Figura 2.3, Figura 2.4, Figura 2.5 e Figura 2.6 riportano alcuni dettagli delle operazioni svolte durante il rilievo topografico e la georeferenziazione.

Con i passaggi appena descritti è stato possibile raccogliere dati sufficienti a realizzare uno studio topografico adeguato, da cui è stato ricostruito il modello digitale del terreno, tramite l'implementazione di diversi software, tra cui si citano:

- AutoCAD 2018, prodotto da Autodesk
- ArcMap 10.4.1, prodotto da ArcGIS
- ArcScene 10.4.1, prodotto da ArcGIS

Per quanto attiene ai risultati ottenuti dalle operazioni di rilievo topografico e alle caratteristiche tecniche della strumentazione impiegata, si rimanda al capitolo Allegati.

Nei paragrafi successivi si entra nel merito della elaborazione dei dati ottenuti.



Figura 2.3 - Dettaglio uso stazione totale e prisma



Figura 2.4 - Punto base stazione totale (uno di cinque)



Figura 2.5 - Dettaglio uso prisma per stazione totale



Figura 2.6 - Dettaglio uso GPS

2.2 Ricostruzione topografia tramite software AutoCAD 2018

Le Figura 2.7 e la Figura 2.8 mostrano il rilievo ottenuto nelle diverse viste, tramite software CAD.

Come si nota in Figura 2.7, si evidenzia un accrescimento regolare della quota in direzione Est, mentre in direzione Ovest le curve di livello non risultano distribuite in modo altrettanto regolare. Inoltre, in posizione centrale della Figura 2.7 si osservano degli infittimenti delle curve: ciò si giustifica col fatto che in tale posizione sono state registrate attività estrattive artigianali, pertanto il profilo non è ben delineato e regolare dal punto di vista topografico.



Figura 2.7 - Visualizzazione planimetrica del rilievo effettuato

In Figura 2.8 si osserva la ricostruzione tridimensionale dell'area investigata, con i percorsi evidenziati in rosso e in blu che mostrano rispettivamente il sentiero conducente al punto estrattivo e al fronte di scavo abbandonato.

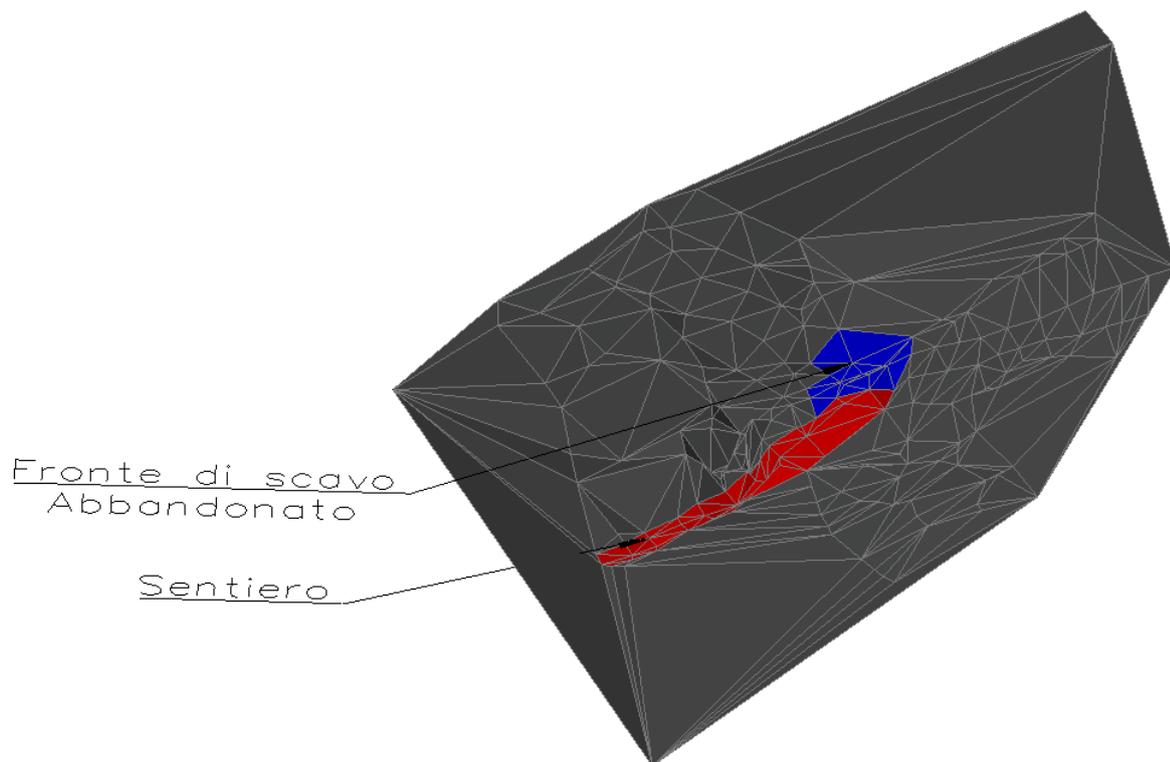


Figura 2.8 - Visuale 3D rilievo effettuato

La Figura 2.9 rappresenta l'idea progettuale per lo sviluppo della miniera sperimentale: in particolare si può apprezzare la presenza delle seguenti porzioni: portale di ingresso, scavo principale, fornello (via di evacuazione e di ventilazione), deposito degli esplosivi e dei detonatori, magazzini per la perforatrice e altri utensili e infine due tunnel esplorativi a scopo di ricerca geomeccanica e di detonazione (caratterizzazione degli esplosivi).

Per ragioni di allontanamento delle acque meteoriche e di utilizzo all'interno della miniera, si è deciso di imporre una pendenza allo scavo di 5° : tale gradiente si può meglio apprezzare in Figura 2.10, che rappresenta la sezione laterale dove si svolgerà l'attività estrattiva e di ricerca accademica.

Infine, la Figura 2.11 propone un'ulteriore vista del caso studio, offrendo una migliore visuale delle strutture che andranno a costituire la miniera sperimentale.

La Tabella 2.1 riporta i dati geometrici fondamentali della futura miniera.

Tabella 2.1 - Principali caratteristiche geomeccaniche delle opere da realizzare

Portale	Lunghezza	[m]	5
	Sezione	[m]	3 x 3
	Area	[m ²]	8.1
Scavo principale	Lunghezza	[m]	100
	Sezione	[m]	3 x 3
	Area	[m ²]	8.1
Deposito esplosivi	Lunghezza	[m]	36
	Sezione	[m]	2.5 x 2.5
	Area	[m ²]	6.3
Tunnel esplorativi (cada uno)	Lunghezza	[m]	12
	Sezione	[m]	2.5 x 2.5
	Area	[m ²]	6.3
Magazzini (cada uno)	Lunghezza	[m]	5
	Sezione	[m]	2.5 x 2.5
	Area	[m ²]	6.3
Fornello 1	Lunghezza	[m]	7
	Diametro	[m]	2.5
	Area	[m ²]	19.6
Fornello 2	Lunghezza	[m]	30
	Sezione	[m]	2.5
	Area	[m ²]	19.6

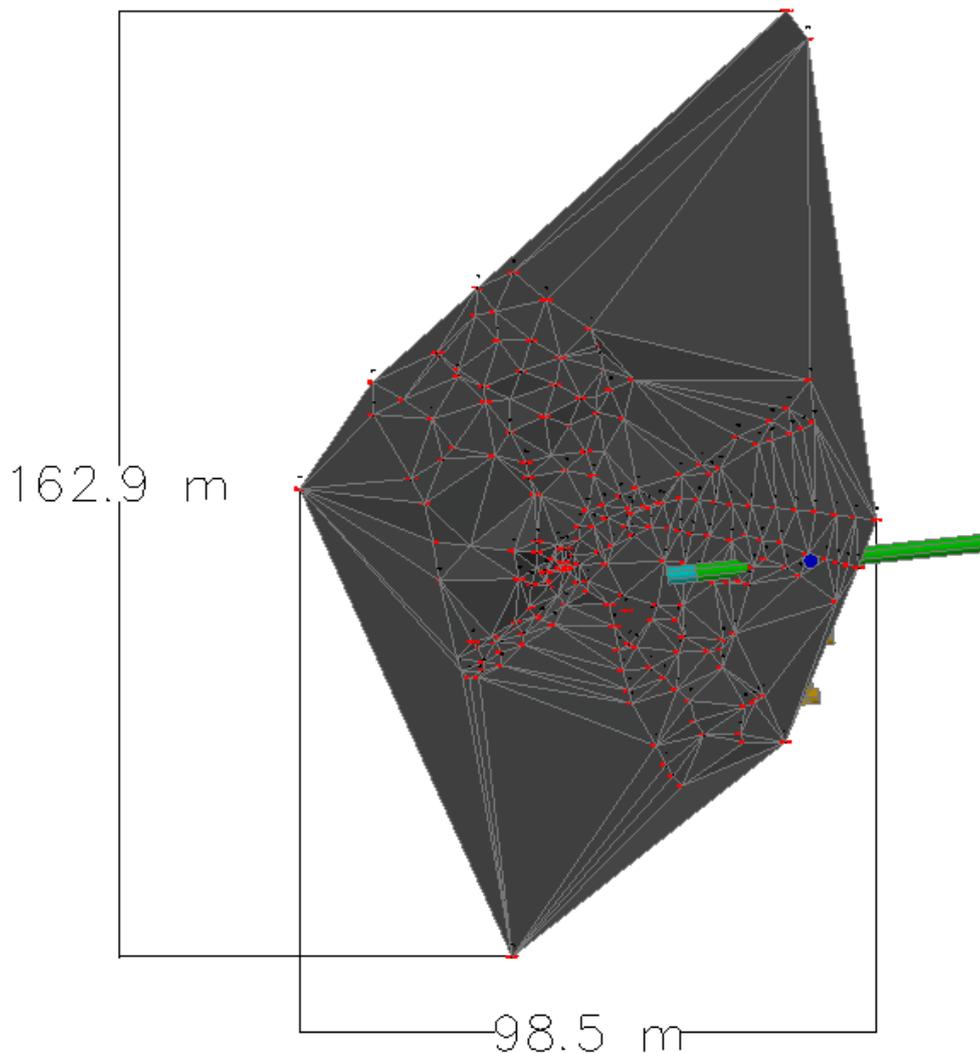


Figura 2.9 – Vista in pianta dello sviluppo della miniera sperimentale

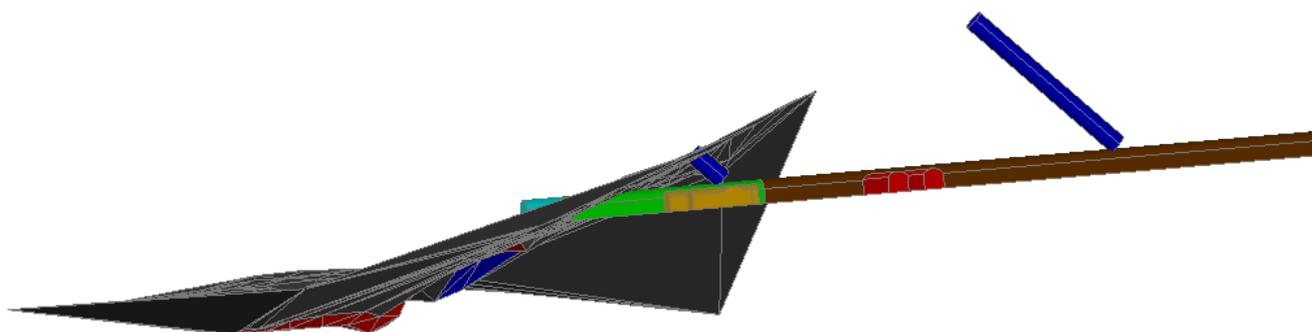


Figura 2.10 - Vista laterale del caso oggetto di studio

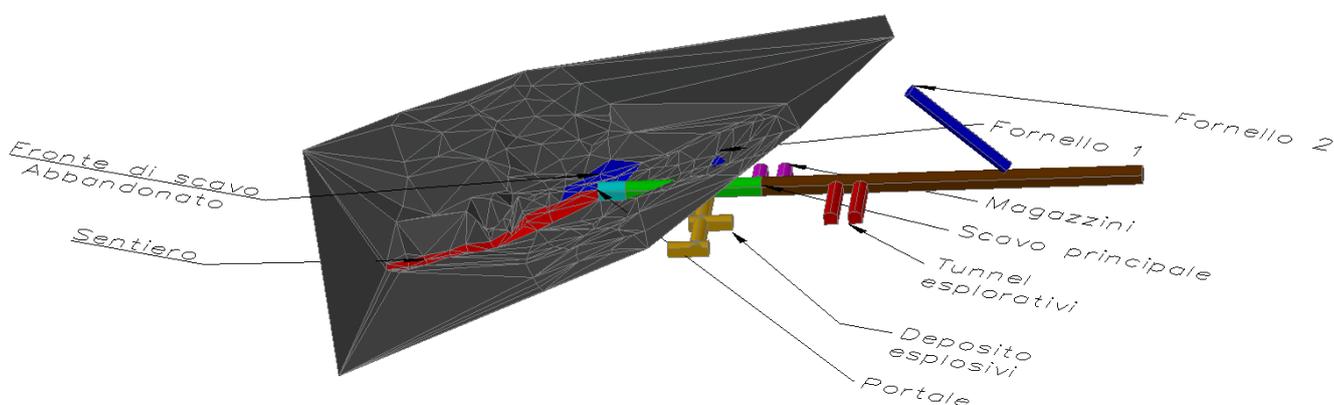


Figura 2.11 - Vista in tre dimensioni del caso oggetto di studio

2.3 Ricostruzione topografica tramite software ArcGIS

Sono nel seguito illustrate le fasi sviluppate per la ricostruzione digitale del terreno tramite i software ArcMap 10.4.1 e ArcScene 10.4.1, entrambi prodotti dalla casa ArcGIS. Tramite i software appena citati, sono state svolte le seguenti indagini:

1. Creazione del *Digital Terrain Model* (DTM);
2. Ricostruzione delle linee di livello;
3. Ricostruzione della pendenza dell'area di investigazione;
4. Esposizione dell'area;
5. Variazione durante un mese dell'illuminazione;
6. Ricostruzione della curvatura dell'area.

Si precisa che l'indagine attraverso il software ArcMap 10.4.1 è impiegata per un'analisi 2D per poi essere affinata tramite il software ArcScene 10.4.1 in tre dimensioni.

Con la procedura e i dati raccolti (vedasi Allegato 7), come descritto al paragrafo 2.1, si è cercato di costruire un modello digitale del terreno, tramite software ArcGIS: tuttavia il numero di dati, sebbene di qualità, non si è dimostrato sufficiente e il risultato non è pertanto soddisfacente (Figura 2.12).

Con queste premesse, quindi, è stata effettuata un'interpolazione, in modo da procedere successivamente alle dovute elaborazioni.

In particolare, per superare la difficoltà legata all'insufficiente quantità di dati, si sono adottati diversi metodi interpolativi, scegliendo tra questi quello che meglio approssima la realtà studiata, ovvero il metodo denominato "Natural neighbor". Tale metodo è stato così definito da Chin-Shung Yang et [4]: "The Natural Neighbor method is quite popular in some fields. Consider a set of Thiessen polygons (the dual of a Delaunay triangulation). If a new point (target) were added to the data set, these Thiessen polygons would be modified. In fact, some of the polygons would shrink in size, while none would increase in size. The area associated with the target's Thiessen polygon that was taken from an existing polygon is called the "borrowed area." The Natural Neighbor interpolation algorithm uses a weighted average of the neighboring observations, where the weights are proportional to the "borrowed area". The Natural Neighbor method does not extrapolate contours beyond the convex hull of the data locations (i.e. the outline of the Thiessen polygons)".

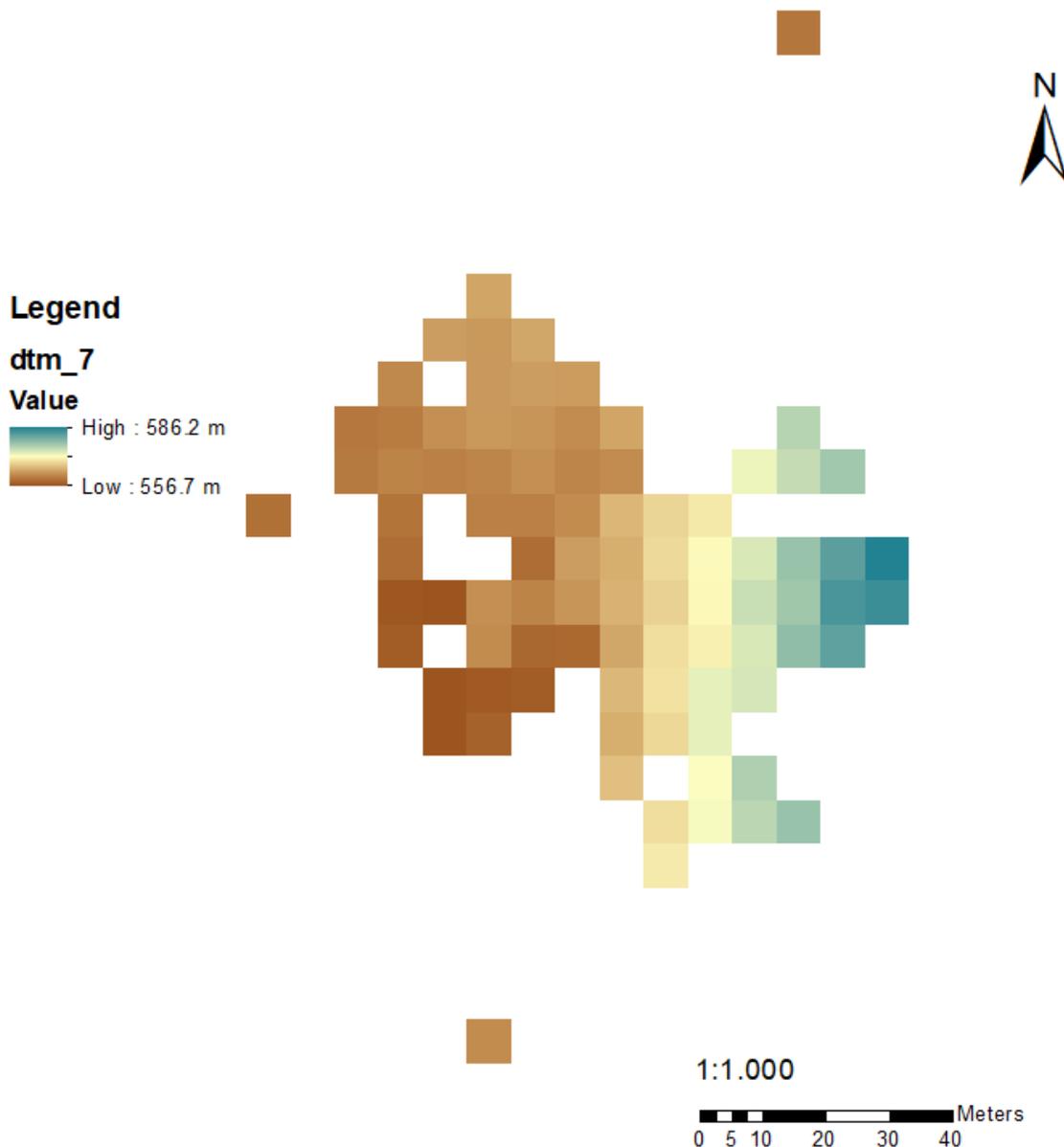


Figura 2.12 – DTM Punto di estrazione

Di seguito sono riportate le analisi in due dimensioni e tre dimensioni con i relativi commenti.

Il risultato della ricostruzione topografica con il metodo di interpolazione *Natural Neighbor* in due dimensioni è riportato in Figura 2.13, mentre la Figura 2.14 riporta la ricostruzione in tre dimensioni.

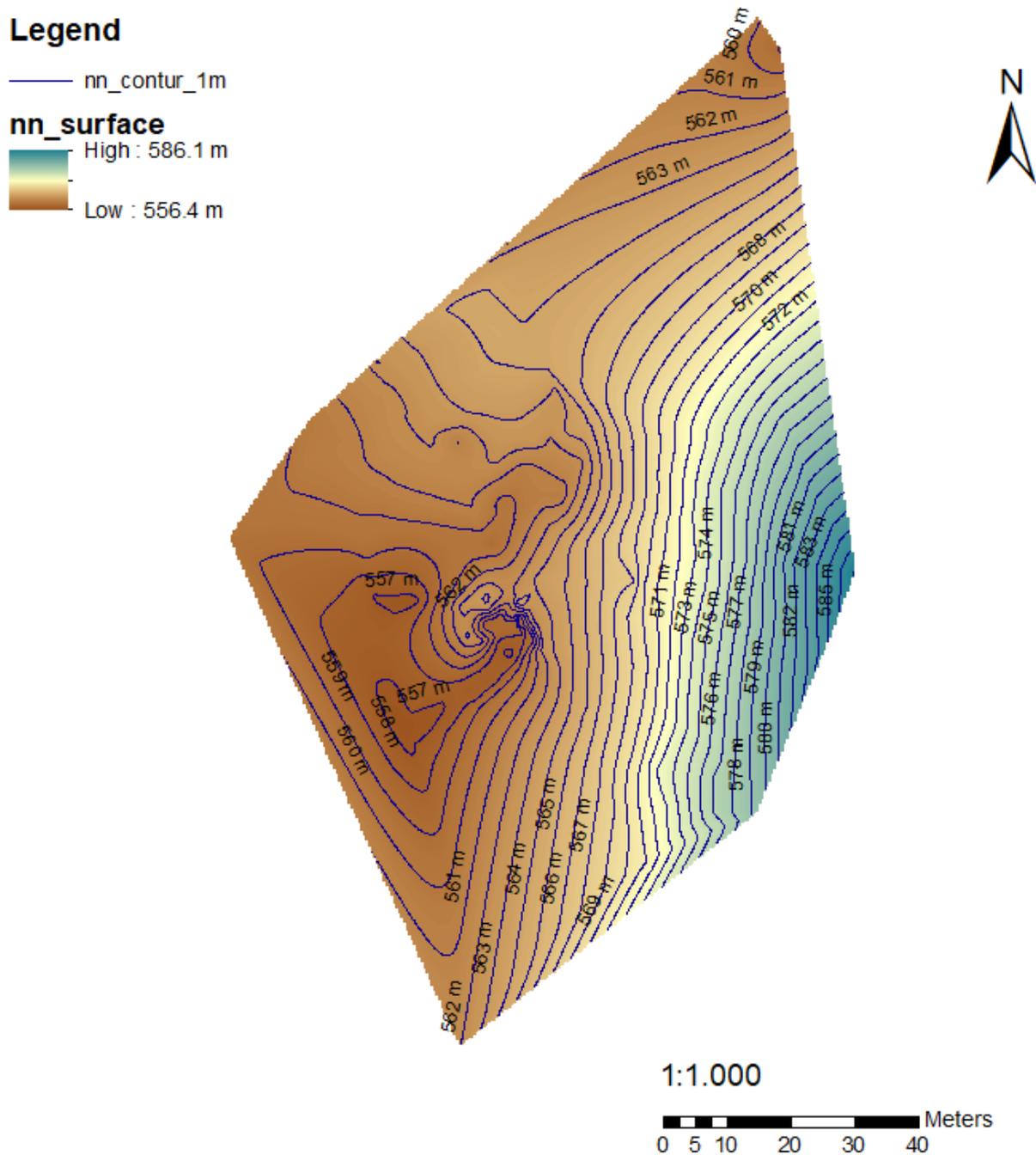


Figura 2.13 - Ricostruzione topografica in 2D della realtà studiata (*Natural Neighbor*)

Legend

nn_surface

Value

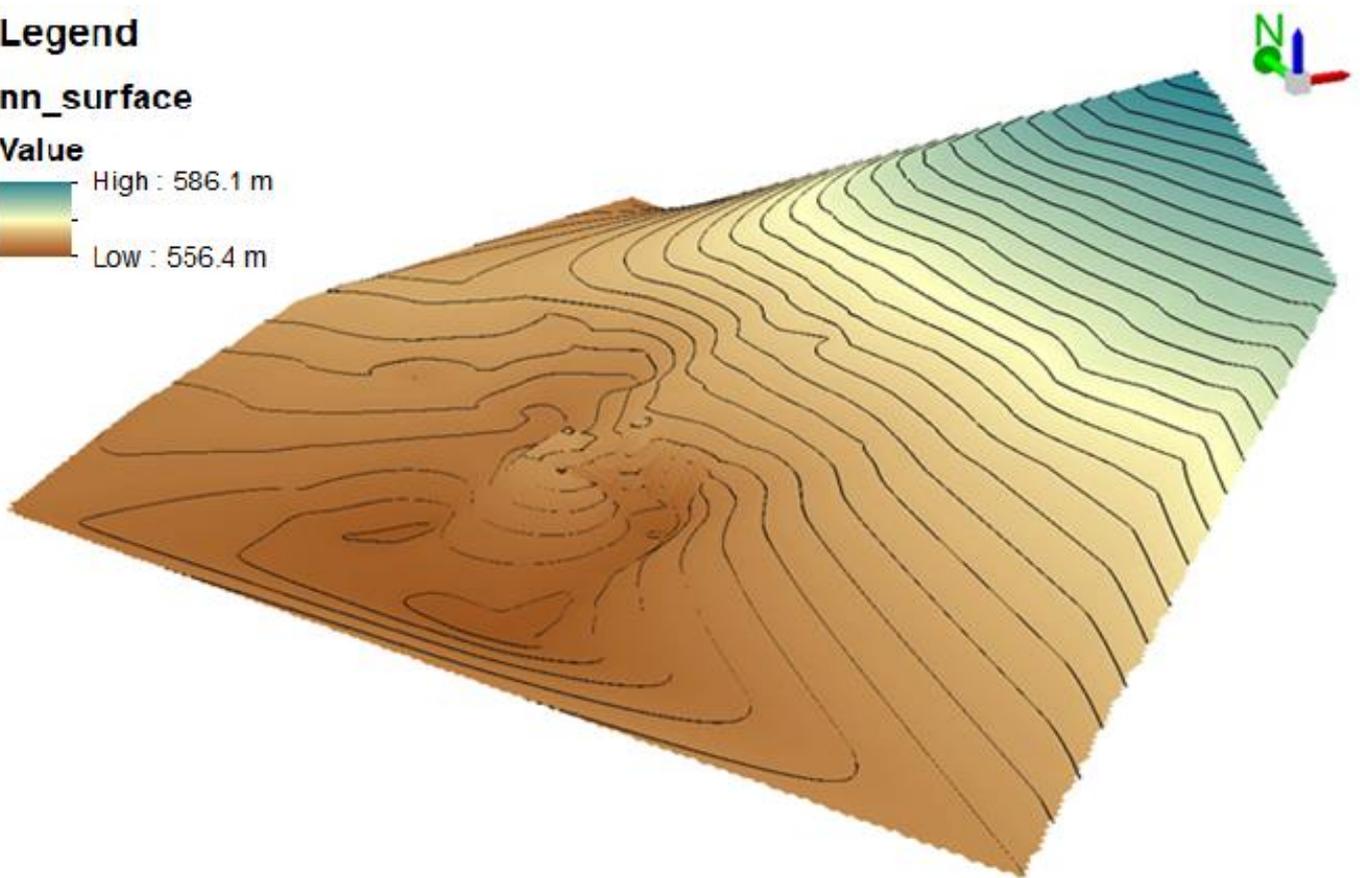
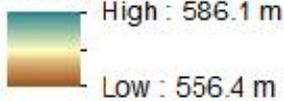


Figura 2.14 - Ricostruzione topografica in 3D della realtà studiata (Natural Neighbor)

Come si osserva in Figura 2.13 e in Figura 2.14, la realtà oggetto di studio presenta un'acclività piuttosto regolare e costante in direzione Est, mentre in direzione Nord si evidenziano asperità e irregolarità: queste sono dovute a precedenti attività estrattive (ora abbandonate) che hanno portato alla creazione di superfici piuttosto irregolari. Per quanto riguarda la direzione Ovest, la superficie risulta approssimativamente piana e regolare rendendo quindi complicata la creazione di un tunnel.

La Figura 2.15 e la Figura 2.16 riportano la ricostruzione delle pendenze in due e tre dimensioni rispettivamente e, come si può notare, le maggiori pendenze vengono raggiunte in corrispondenza della direzione Nord, ovvero del fronte di scavo creato dalla attività mineraria ora abbandonata; inoltre si evidenziano irregolarità della superficie. In direzione Est si osserva una pendenza all'incirca costante di $20^{\circ}\div 25^{\circ}$ che offre buone condizioni al contorno per uno scavo di galleria. In direzione Ovest si ritrova una superficie con pendenza pressoché trascurabile, condizione che rende difficile la realizzazione di uno scavo in sotterraneo nelle condizioni attualmente rappresentate.

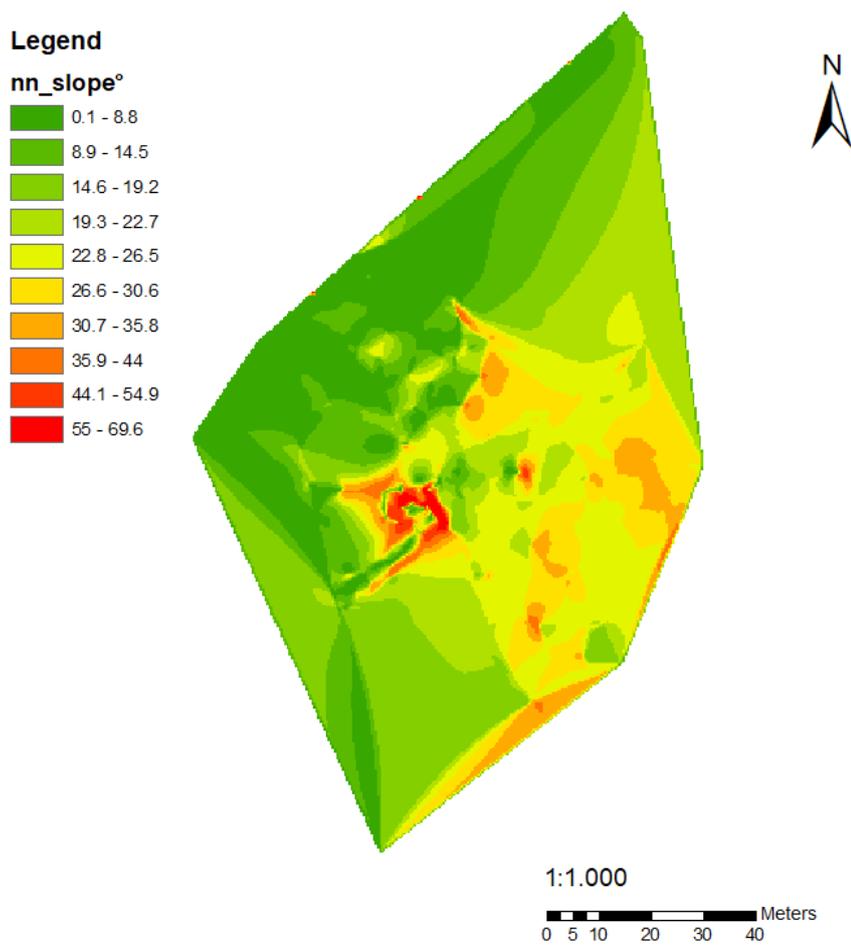


Figura 2.15 – Ricostruzione bidimensionale delle pendenze nella realtà studiata (Natural Neighbor)

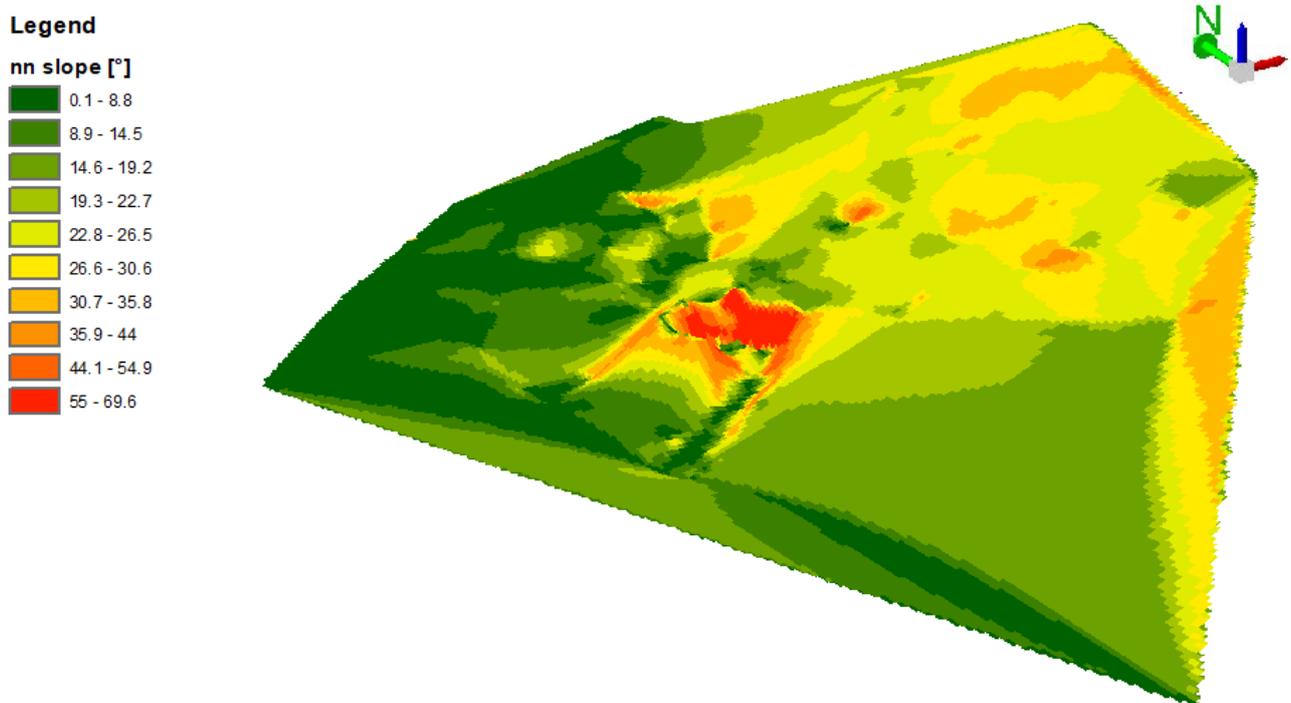


Figura 2.16 - Ricostruzione tridimensionale pendenze realtà studiata (Natural Neighbor)

Le Figura 2.17, Figura 2.18 e Figura 2.19 riportano rispettivamente l'esposizione e l'illuminamento dell'area oggetto di studio in due e tre dimensioni.

Si evince che il settore Ovest è chiaramente esposto a Ovest, ricevendo un'illuminazione modesta durante le prime ore del giorno ma comunque soggetta ad un regolare aumento nel corso della giornata. Questo aspetto permette agli operatori di lavorare in condizioni di comfort luminoso durante il turno lavorativo, senza la necessità di prevedere un impianto di illuminazione artificiale.

Legend

- Flat (-1)
- North (0-22.5)
- Northeast (22.5-67.5)
- East (67.5-112.5)
- Southeast (112.5-157.5)
- South (157.5-202.5)
- Southwest (202.5-247.5)
- West (247.5-292.5)
- Northwest (292.5-337.5)
- North (337.5-360)

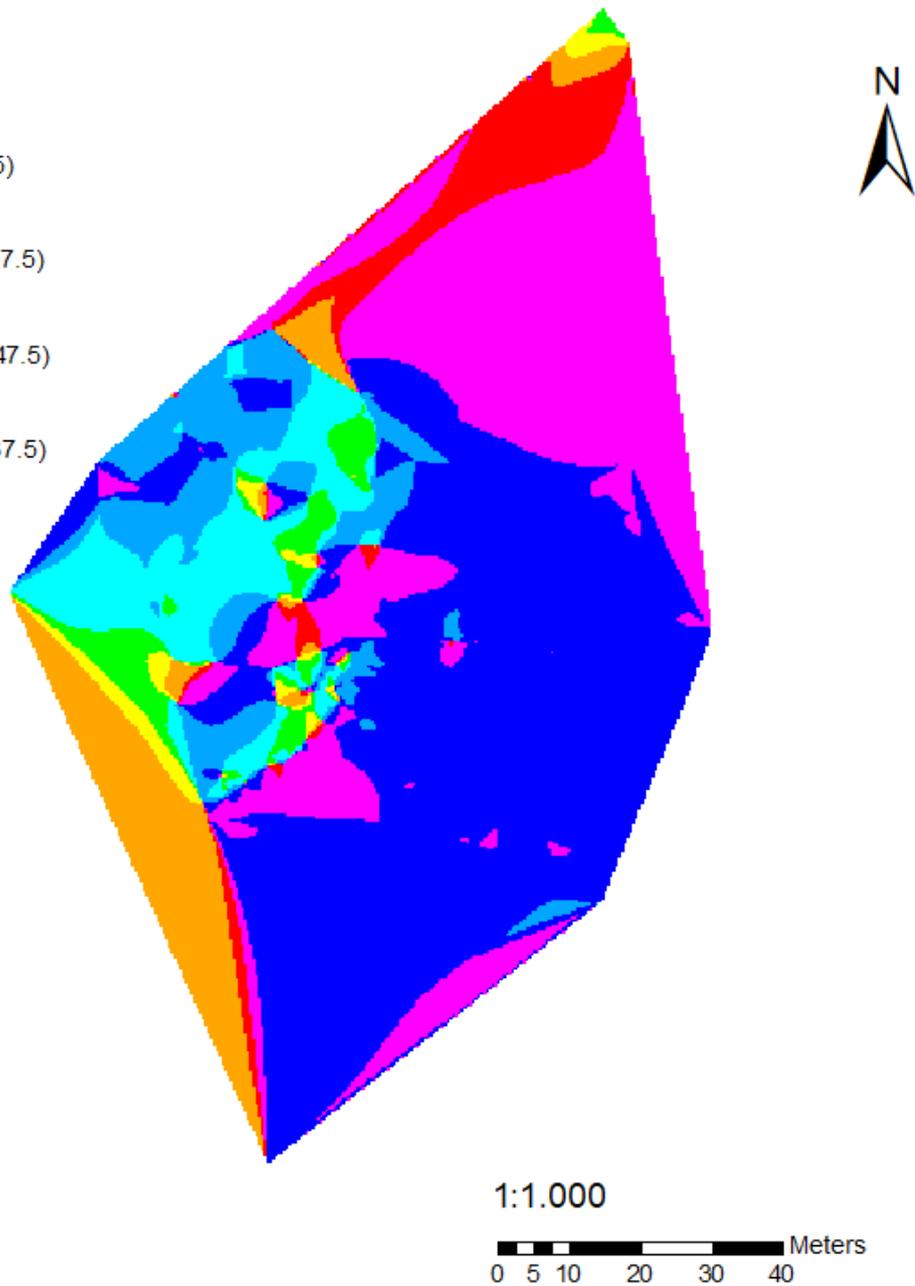


Figura 2.17 - Ricostruzione esposizione realtà studiata (Natural Neighbor)

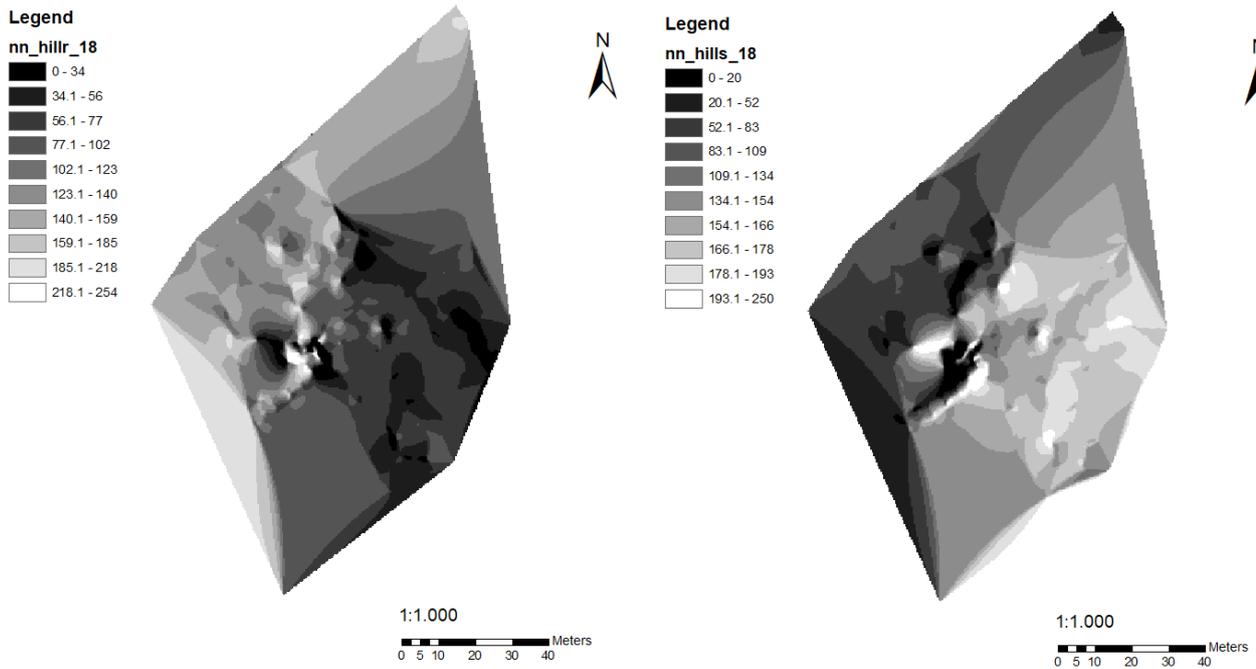


Figura 2.18 – Ricostruzione bidimensionale illuminamento 1 agosto realtà studiata (Natural Neighbor)

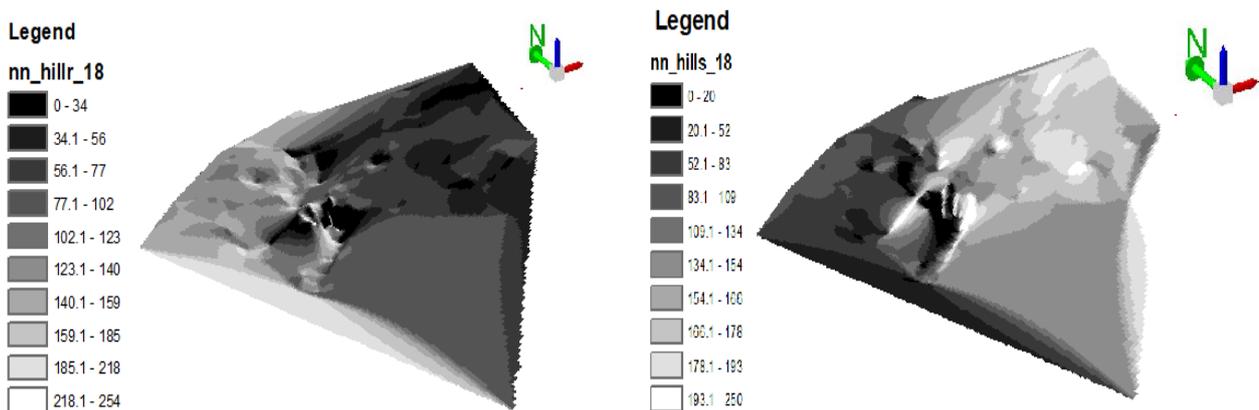
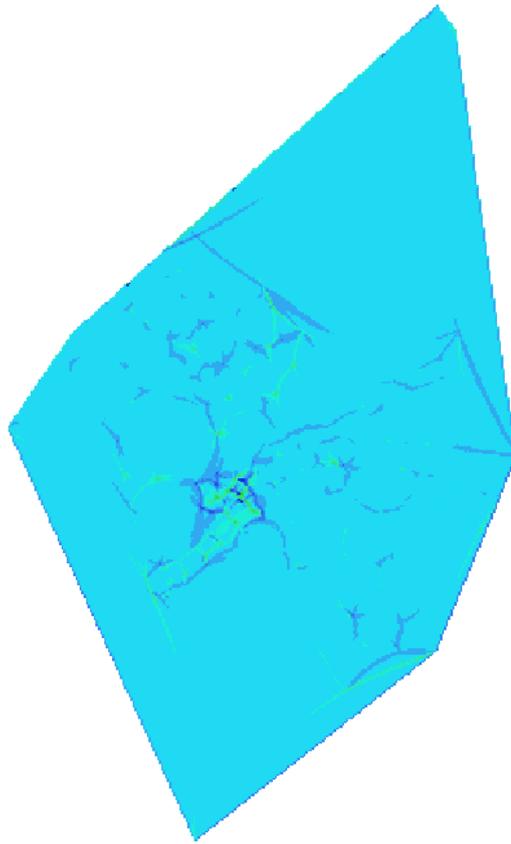
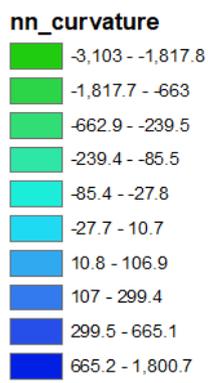


Figura 2.19 – Ricostruzione tridimensionale illuminamento 1 agosto realtà studiata (Natural Neighbor)

Infine, la Figura 2.20 e la Figura 2.21 rappresentano la curvatura dell'area di studio.

L'area nei pressi della futura zona estrattiva risulta particolarmente interessante, in quanto è caratterizzata da valori di curvatura pressoché positiva, rappresentando pertanto una superficie convessa. Ciò comporta una condizione favorevole per lo scorrimento delle acque meteoriche.

Legend



1:1.000

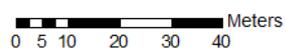


Figura 2.20 - Ricostruzione bidimensionale curvatura realtà studiata (Natural Neighbor)

Legend

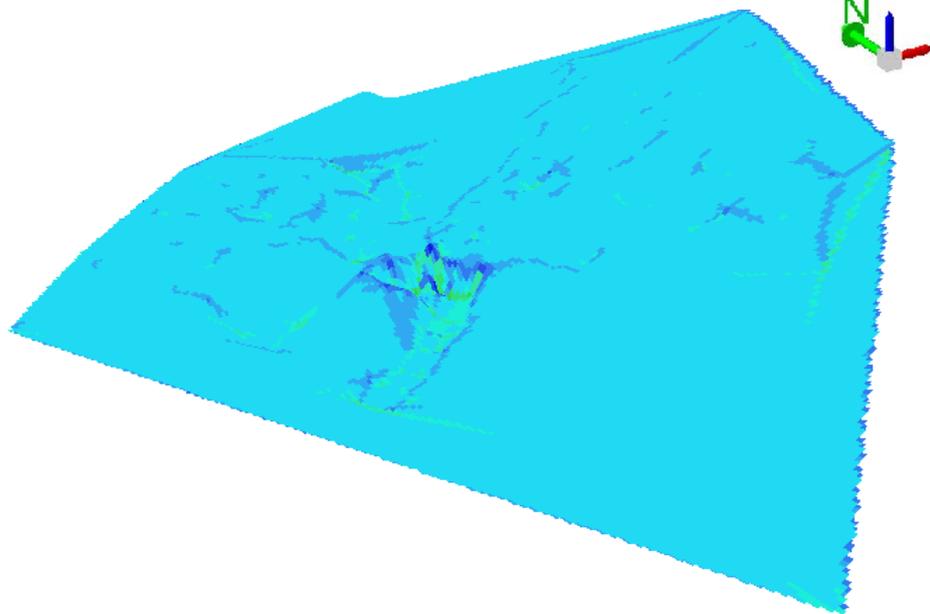
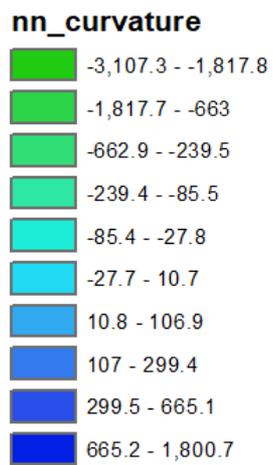


Figura 2.21 - Ricostruzione tridimensionale curvatura realtà studiata (Natural Neighbor)

Per tutte le ragioni geometriche (descritte nel presente paragrafo) e geomeccaniche (illustrate nel capitolo 3) si prevede che la galleria sotterranea debba procedere in direzione Est. Maggiori dettagli sono forniti nel seguito.

3 MODELLO GEOMECCANICO

Al fine di simulare la realtà del sito è stato realizzato un modello geomeccanico, i cui dettagli sono forniti nel seguito.

La costruzione del modello geomeccanico si basa sulle informazioni raccolte in sito e su modelli empirici e analitici, successivamente migliorati con software agli elementi finiti. La scelta di usare programmi agli elementi finiti solo dopo l'implementazione di procedure empiriche e codici analitici, è giustificata dal fatto che in questo modo si effettua una verifica dei vari modelli costruiti, evitando di ottenere risultati incompatibili con la realtà fisica del problema. Si precisa che nel presente elaborato vengono esposti solamente i modelli numerici, i quali sono stati successivamente confrontati con i risultati ottenuti da modelli analitici.

In particolare, le analisi effettuate sono le seguenti:

1. Rilievo geostrutturale;
2. Prove geofisiche (attive e passive);
3. Classificazione geomeccanica dell'ammasso roccioso (RMR e Q-System);
4. Simulazione della realtà fisica con modelli analitici e successivamente numerici.

Si precisa che il modello geomeccanico è stato sviluppato con i seguenti software (appartenenti alla casa madre Rocscience):

1. Dips v5.1
2. RocData v3.0
3. Slide v5.0
4. Swedge v4.0
5. UnWedge v4.0
6. RS2 (Phase 2D) v9.0
7. CPillar v4.0

Nei prossimi paragrafi si dettagliano le operazioni effettuate.

3.1 Rilievo geostrutturale

Poiché è emerso che utilizzando solo il punto di estrazione non sarebbe stato possibile estrapolare un numero di informazioni soddisfacenti, sono stati sfruttati altri due siti, denominati Viña e Trinchera.

L'operazione riguardante il rilievo geostrutturale consiste in due parti distinte:

1. Modello geometrico;
2. Modello geomeccanico.

3.1.1 Caratterizzazione geometrica

Per effettuare la caratterizzazione geometrica è stata svolta un'indagine in campo atta all'individuazione e alla descrizione dei sistemi di discontinuità presenti; gli strumenti impiegati per la suddetta operazione sono:

1. Bussola da geologo (Figura 3.1), strumento con gradazione per individuare la direzione di immersione (dip) e l'orientamento delle discontinuità presenti (dip direction).
2. Pettine di Barton (Figura 3.2), strumento per ottenere la rugosità delle discontinuità.

L'impiego della bussola prevede che venga individuata una discontinuità, sulla quale viene poggiato il coperchio della bussola, appositamente messa in bolla. In tal modo è possibile leggere su una prima scala graduata il primo valore, in angoli, della dip (il cui range è compreso tra 0 e 90°), mentre su una seconda scala graduata viene misurato il valore della dip direction (il cui range è compreso tra 0 e 360°). In questo modo viene descritta in modo esauriente la giacitura della discontinuità analizzata

Posizionando il Pettine di Barton sulla medesima discontinuità e applicando la dovuta pressione allo strumento, si ricava il profilo rugoso, da confrontare opportunamente con quanto fornito dai modelli della Figura 3.3 [5].



Figura 3.1 - Bussola da geologo

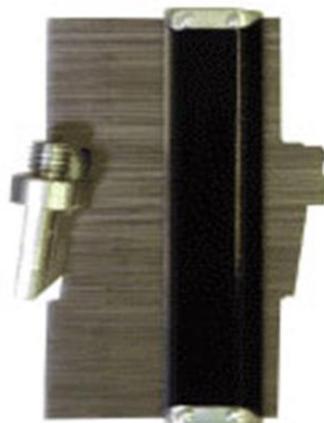


Figura 3.2 - Pettine di Barton

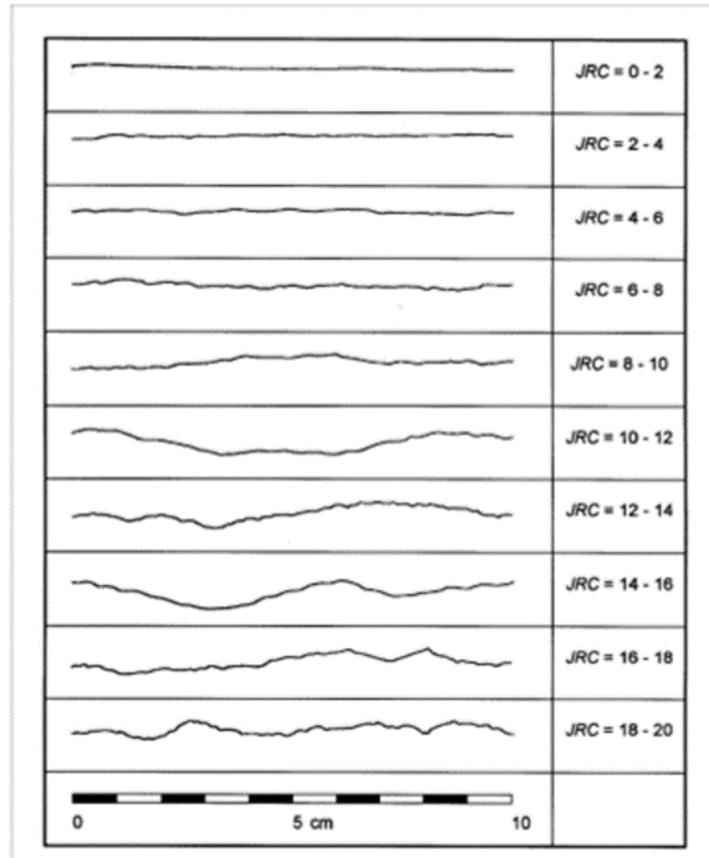


Figura 3.3 - Profili di rugosità

Per il rispetto di quanto indicato in [5] è necessario individuare spaziatura, persistenza, resistenza delle pareti, riempimento, filtrazione e rugosità. In particolare, si specifica che la spaziatura, il riempimento e la filtrazione sono stati individuati tramite analisi visiva in campo. Non è stato possibile individuare la persistenza causa indisponibilità di strumentazione adeguata. La resistenza è stata rilevata tramite martello di Schmidt (di cui si tratta al capitolo Caratterizzazione dell'ammasso roccioso). La rugosità, in particolare l'indice JRC è stato quantificato attraverso l'impiego del Pettine di Barton.

Di seguito vengono riportati i risultati ottenuti riguardanti il modello geometrico. In particolare, la Tabella 3.1 mostra i risultati relativi a dip, dip direction e JRC dei tre siti investigati; le Figura 3.4 , Figura 3.5 e Figura 3.6 riportano gli stereogrammi ottenuti tramite l'ausilio del software Dips 3.0 delle tre aree oggetto di studio; in particolare, in Figura 3.7 si osserva che le tre famiglie di discontinuità appartengono ad un unico sistema, pertanto si può utilizzare la miniera la Viña come tunnel esplorativo e laboratorio a scala reale.

Tabella 3.1 - Giacitura e Rugosità delle discontinuità investigate.

	Joint n.	Dip	Dip Direction	JRC
	[-]	[°]	[°]	[-]
Trincera	1	85	340	14
	2	85	335	14
	3	61	45	14
	4	84	260	9
	5	40	325	16
	6	62	340	14
	7	30	5	12
	8	90	260	9
	9	60	145	8
	10	55	240	9
Punto de extracion	11	70	105	2
	12	60	175	4
	13	76	175	4
	14	74	180	10
	15	70	105	2
	16	70	210	10
	17	90	190	6
	18	82	190	6
	19	88	95	4
	20	80	90	4
	21	8	100	3
	22	82	115	6
Viña	23	70	170	10
	24	54	175	14
	25	74	160	5
	26	78	155	9
	27	58	105	10
	28	78	305	12
	29	78	300	12
	30	80	345	11
	31	74	305	10
	32	72	290	12
	33	60	265	14
	34	68	95	6
	35	86	170	6
	36	82	145	8

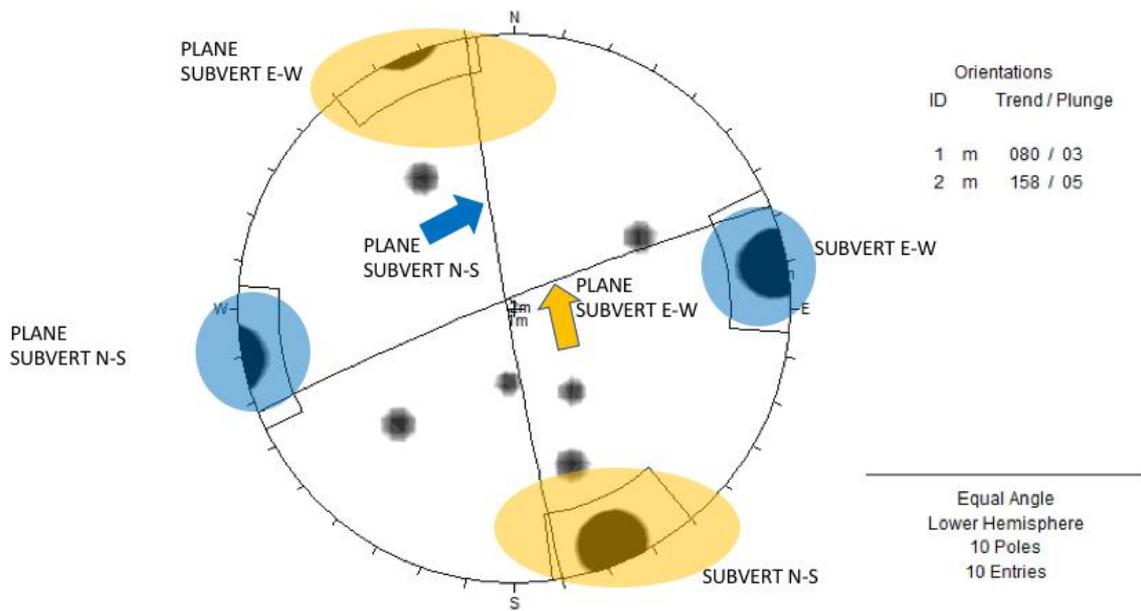


Figura 3.4 - Stereogramma relativo al sito "Trinchera"

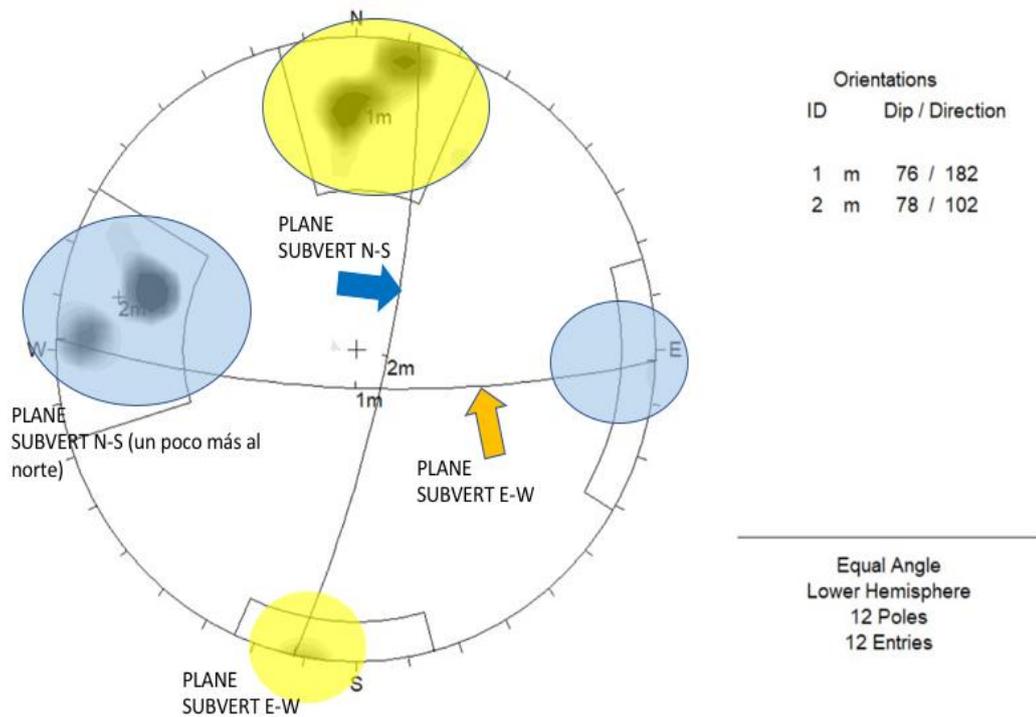


Figura 3.5 - Stereogramma relativo al sito "Punto de extracción"

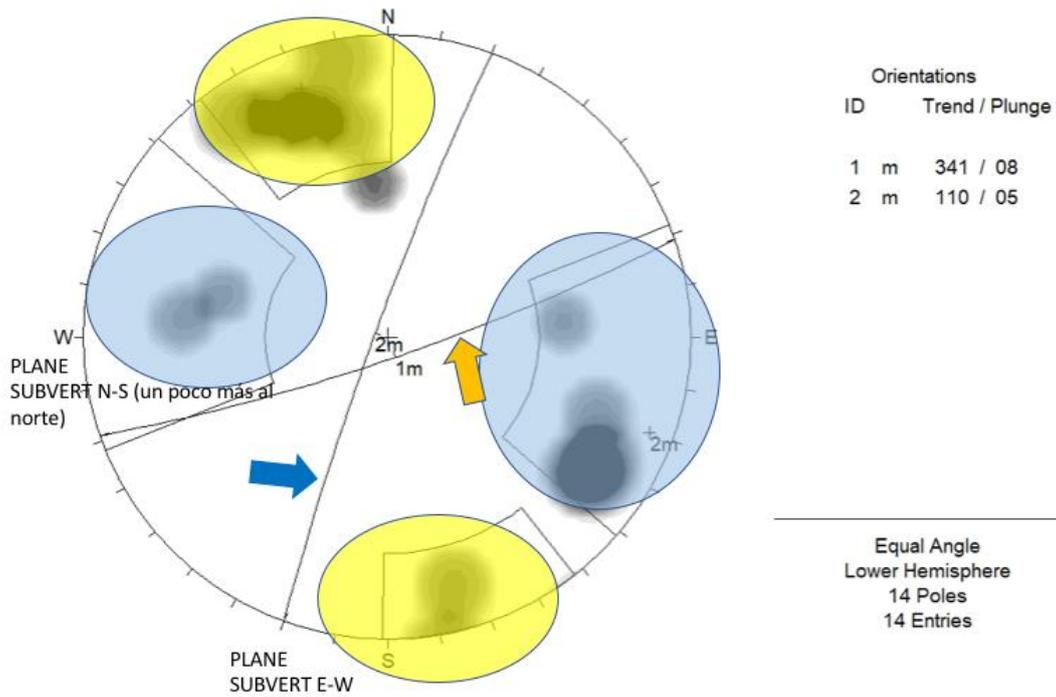


Figura 3.6 - Stereogramma relativo al sito "Mina La Viña"

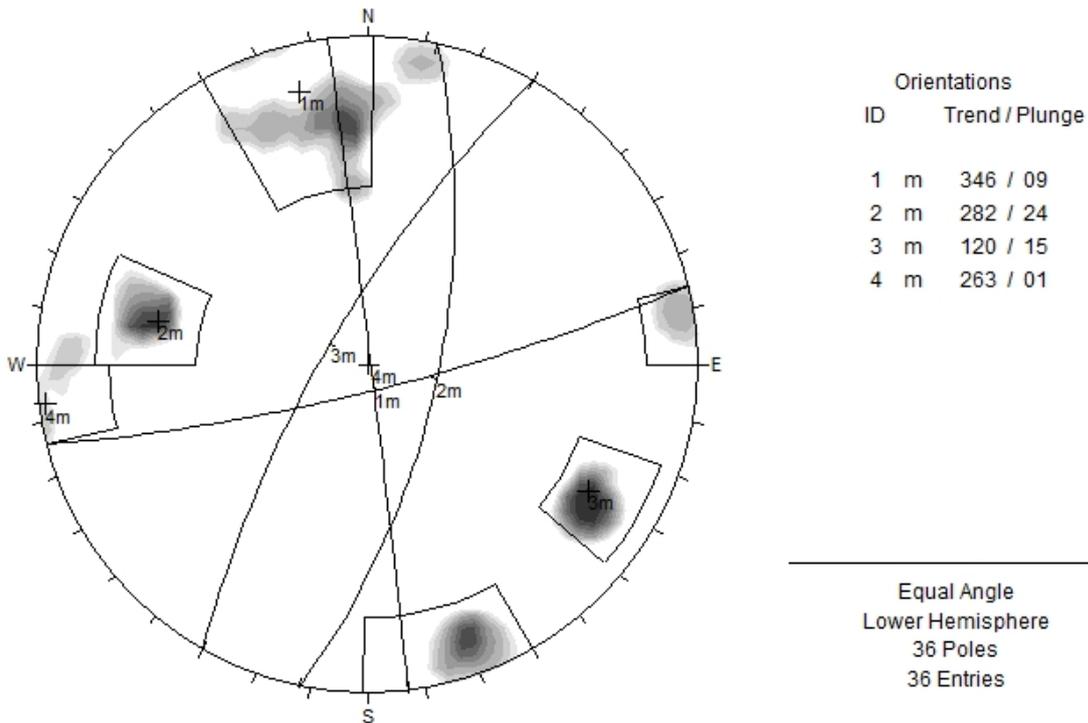


Figura 3.7 - Stereogramma complessivo

3.1.2 Caratterizzazione dell'ammasso roccioso

Per quanto riguarda le caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso roccioso, sono stati investigati i seguenti parametri meccanici: densità, resistenza a compressione e moduli di deformabilità (a compressione e a taglio).

Per lo sviluppo dell'analisi geomeccanica è necessario disporre di un numero di campioni adeguato sia in termini quantitativi che significativi. Pertanto, è stato raccolto nelle tre aree investigate un numero di provini ritenuto idoneo all'esecuzione delle prove.

La raccolta dei campioni è stata effettuata con l'attrezzatura disponibile in sito, ossia un martello da geologo (Figura 3.8).



Figura 3.8 - Martello da geologo

I provini sono stati analizzati presso i laboratori dell'Università Adolfo Ibáñez.

La prima prova eseguita per la caratterizzazione geomeccanica è la misura della densità, attraverso la bilancia idrostatica (Figura 3.9). In particolare, sono stati analizzati 15 provini provenienti dal sito Viña e 13 provini provenienti dai siti Punto di estrazione e Trinchera. La Figura 3.10 e la Figura 3.11 riportano alcune immagini dei provini estratti e appropriatamente lavati con alcol. Si è impiegato alcol e non acqua per non alterare lo stato tensionale dei campioni, in quanto l'alcol evapora a temperatura ambiente.

I provini sono stati preparati nel seguente modo:

- Lavaggio con alcol per eliminare qualsiasi corpo estraneo al campione;
- Determinazione della massa secca con bilancia da laboratorio W_{secco} ;
- Determinazione della massa sommersa con bilancia idrostatica $W_{sommerso}$;
- Calcolo della densità del campione attraverso le seguenti relazioni:

$$V_{sommerso} \cdot \rho_{acqua} = W_{sommerso} - W_{secco} \quad (3.1)$$
$$\rho_{campione} = W_{secco} / V_{sommerso}$$

Dove $\rho_{campione}$ è la densità del campione, ρ_{acqua} è la densità dell'acqua e $V_{sommerso}$ è il volume del campione sommerso

- Verifica della distribuzione dei risultati mediante analisi statistica condotta con il software Excel.



Figura 3.9 - Bilancia Idrostatica



Figura 3.10 - Campioni Trinchera e Punto di estrazione



Figura 3.11 - Campioni Vina

La Tabella 3.2 e la Tabella 3.3 mostrano i valori di densità dei vari siti in seguito all'analisi effettuata. Si nota che i valori oscillano tra 24 kN/m³ e 26 kN/m³, pertanto si assume come valore medio 25 kN/m³, coerente con la geologia della roccia. La Figura 3.12 e la Figura 3.13 riportano i risultati emersi dalla prova.

Tabella 3.2 - Valori densità per il sito Viña

Viña				
Campione	Peso secco	Peso sommerso	Volume sommerso	Densità
[-]	[g]	[g]	[dm ³]	[kN/m ³]
1	428.4	266.2	162.4	26.4
2	503.2	315.4	188.3	26.7
3	433.9	275.6	158.9	27.3
4	250.4	155.0	95.4	26.2
5	295.1	179.5	116.1	25.4
6	408.8	248.2	160.8	25.4
7	221.3	137.7	84.3	26.3
8	656.0	407.4	249.0	26.3
9	719.0	445.9	274.1	26.2
10	187.3	114.2	73.3	25.6
11	228.1	141.2	87.1	26.2
12	589.8	365.6	224.8	26.2
13	485.5	301.8	184.5	26.3
14	547.7	338.4	209.7	26.1
15	225.1	137.1	88.1	25.6

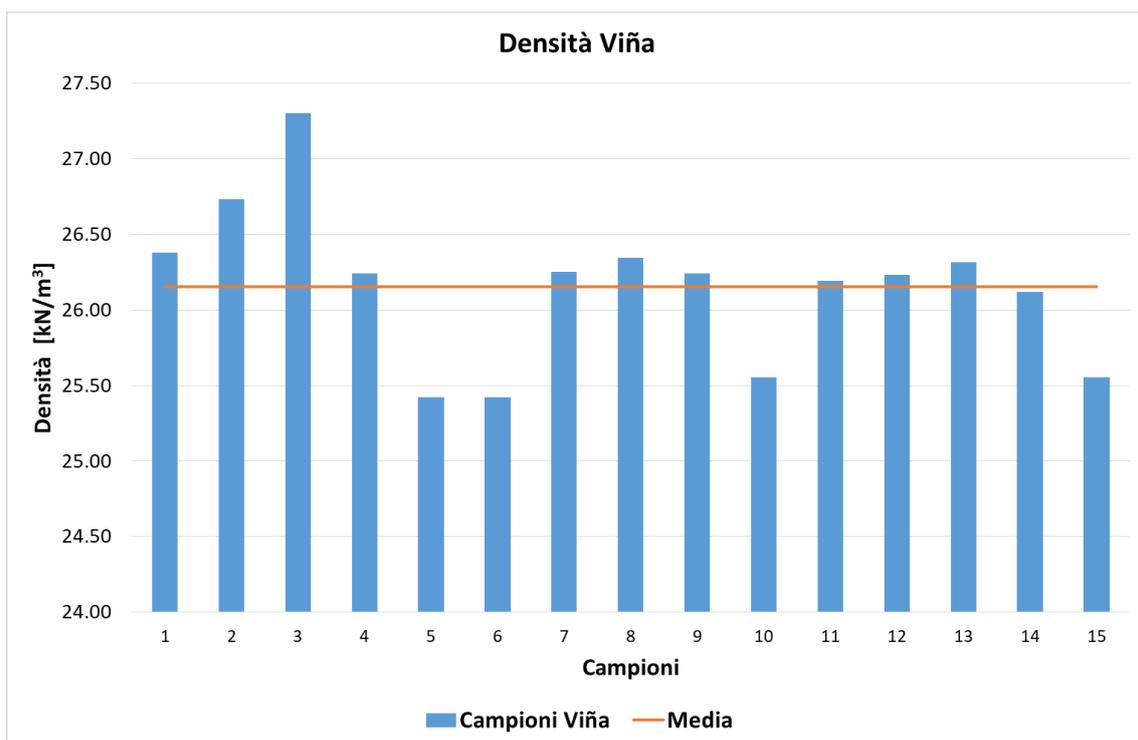


Figura 3.12 - Istogramma valori densità sito Viña

Tabella 3.3 - Valori densità per i siti Trincherà e Punto di estrazione

Trincherà e Punto de Extracciòn				
Campione	Peso secco	Peso sommerso	Volume sommerso	Densità
[-]	[g]	[g]	[dm ³]	[kN/m ³]
1	687.0	397.5	290.0	23.7
2	315.9	199.6	116.9	27.0
3	303.5	188.4	115.5	26.3
4	243.5	136.2	107.5	22.7
5	365.3	229.0	136.3	26.8
6	529.6	304.2	225.6	23.5
7	401.6	231.3	170.6	23.5
8	575.3	371.9	204.3	28.2
9	308.0	190.4	118.0	26.1
10	563.4	320.5	243.4	23.2
11	237.6	137.6	100.6	23.6
12	337.5	203.1	134.5	25.1
13	483.8	308.7	175.8	27.5

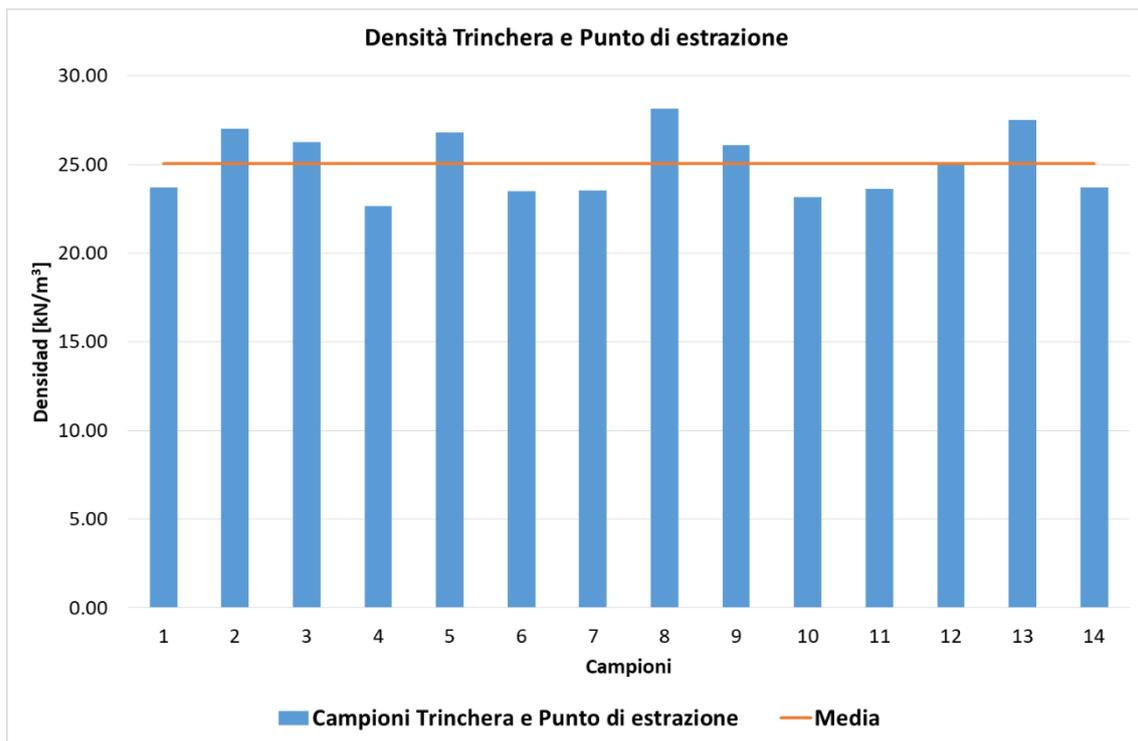


Figura 3.13 - Istogramma valori densità siti Trincherà e Punto di estrazione

Infine, a causa del numero limitato di campioni, si è effettuata una analisi statistica, a conferma della contenuta dispersione dei risultati ottenuti, come illustrato nella Figura 3.14 e nella Figura 3.15. Quest'ultima analisi ha dimostrato che il valore medio di densità è all'incirca 25 kN/m³, rafforzando quanto detto precedentemente riguardo alla densità.

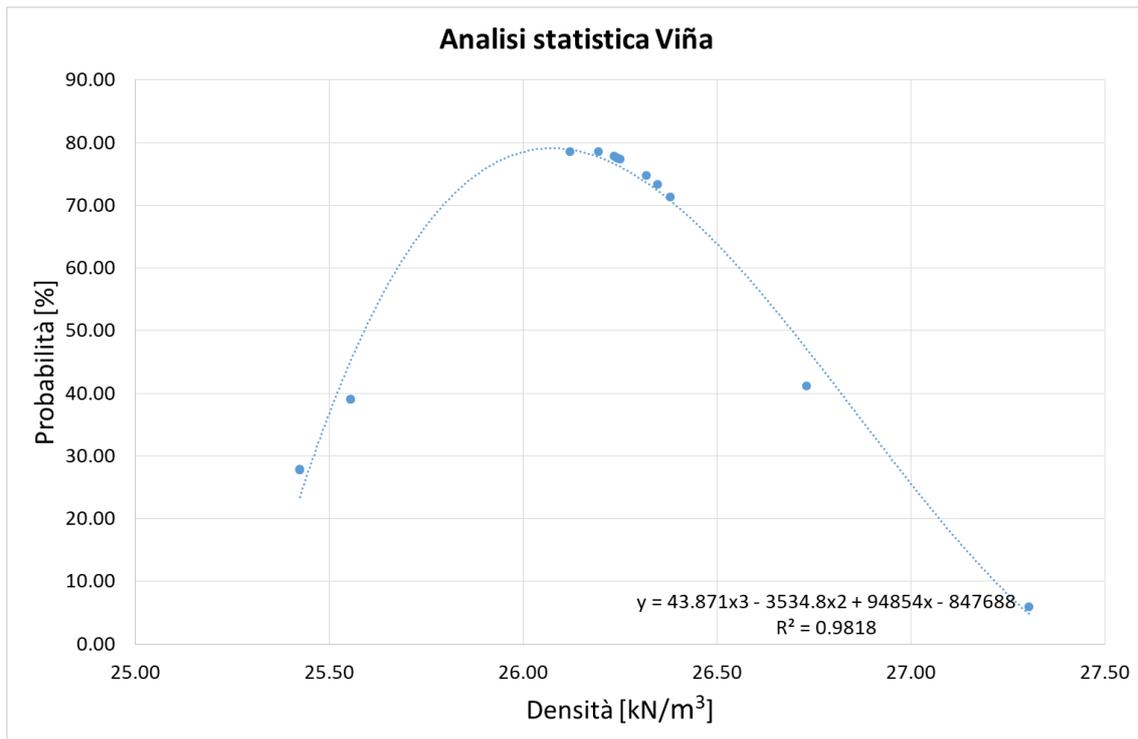


Figura 3.14 - Distribuzione probabilistica sito Viña

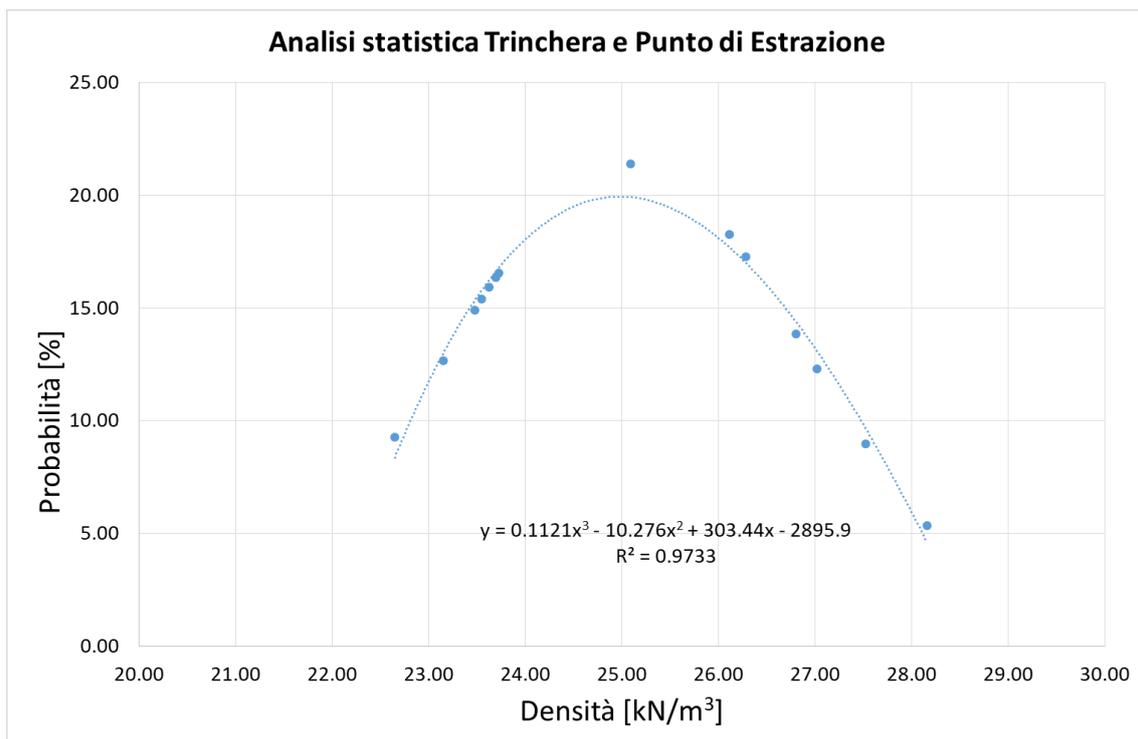


Figura 3.15 - Distribuzione probabilistica siti Trincheria e Punto di estrazione

Si analizza nel seguito la prova di compressione puntuale (Point Load Test) atta a fornire dei dati relativi alla resistenza a compressione dei campioni estratti. Il procedimento seguito è quello proposto da AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS [6], e si è avvalso dei seguenti strumenti:

- Calibro digitale PMS 150 (Figura 3.16);
- Macchina per la prova di carico puntuale (Figura 3.17);
- Manometro digitale P Trasducer AEP (Figura 3.18).

Il procedimento è stato realizzato secondo i seguenti step:

- Misura geometrica di altezza e larghezza del provino;
- Verifica del rapporto altezza/larghezza, che deve essere compreso tra $1/3$ e 1 (Figura 3.19);
- Inserimento del provino nella pressa in direzione perpendicolare alla larghezza misurata;
- Applicazione del carico fino alla rottura del provino;
- Lettura del carico di rottura presso il display del barometro.



Figura 3.16 - Calibro digitale PMS 150



Figura 3.17 – Macchina per la prova di carico puntuale.



Figura 3.18 – Manometro digitale

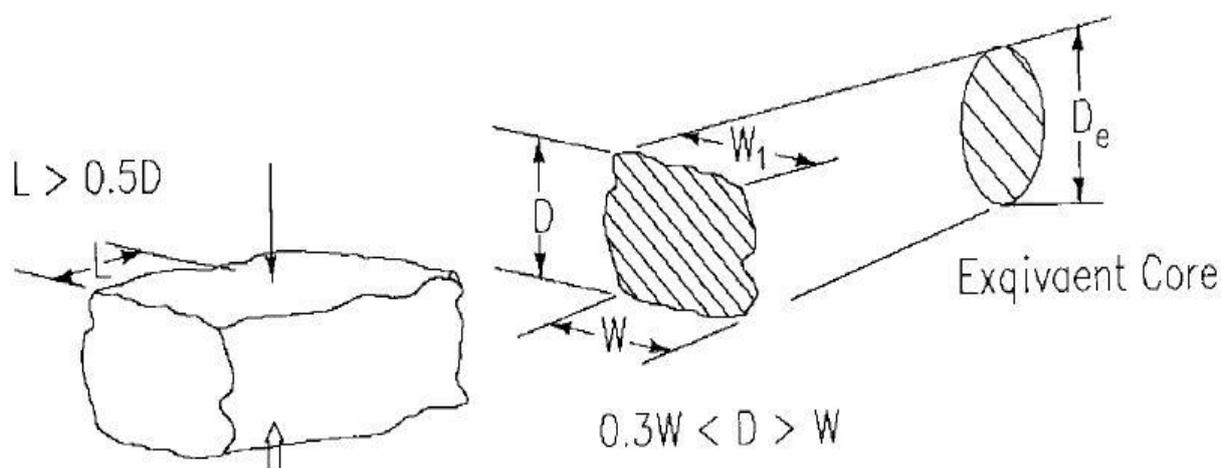


Figura 3.19 - Geometria idonea per la prova di carico puntuale [6]

La prova di carico puntuale non offre la medesima affidabilità di una prova a compressione uniassiale, in quanto la geometria e lo stato di conservazione del provino non sono ben controllati; pertanto, al momento dell'esecuzione della prova, è necessario verificare la modalità e la superficie di rottura del campione. In particolare, vengono considerate valide le modalità di rottura visibili in Figura 3.20, scartando ogni altro risultato scaturito da un differente cinematismo di rottura.

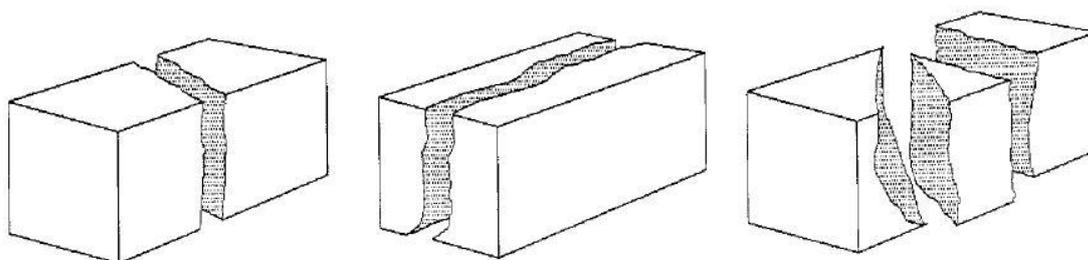


Figura 3.20 - Modalità di rottura valide [6]

La normativa di riferimento fornisce le indicazioni per ricavare la resistenza a compressione del provino. A tal scopo è stato applicato il seguente algoritmo di calcolo:

1. Lettura del carico di rottura del campione [kN];
2. Calcolo del diametro equivalente al quadrato del campione secondo la (3.2) il cui risultato è espresso in mm^2 .

$$D_e^2 = \frac{4A}{\pi} \quad (3.2)$$

3. Calcolo del fattore I_s secondo la (3.3), espresso in MPa.

$$I_s = \frac{P}{D_e^2} \quad (3.3)$$

Dato che il calcolo così effettuato si riferisce a un provino di geometria rettangolare, si rende necessario impiegare una correzione attraverso la (3.4) in modo da rendere il risultato confrontabile con un provino cilindrico di diametro 50 mm. Utilizzando la (3.5) si ricava la $I_{s(50)}$ espressa in MPa. Infine, per ricavare la stima della resistenza a compressione, si utilizza la (3.6), dove C rappresenta il *size-specific correlation factor*. Si precisa che i valori di C sono forniti dalla normativa ASTM D 5731, ma in alcuni casi la dimensione del core non è tabellata e pertanto è stata ricostruita la curva di correlazione includendo anche i valori non presenti nella normativa (Figura 3.21).

$$F = \sqrt{\frac{D_e}{50}} \quad (3.4)$$

$$I_{s(50)} = F \cdot I_s \quad (3.5)$$

$$\delta_{uc} = C \cdot I_{s(50)} \quad (3.6)$$

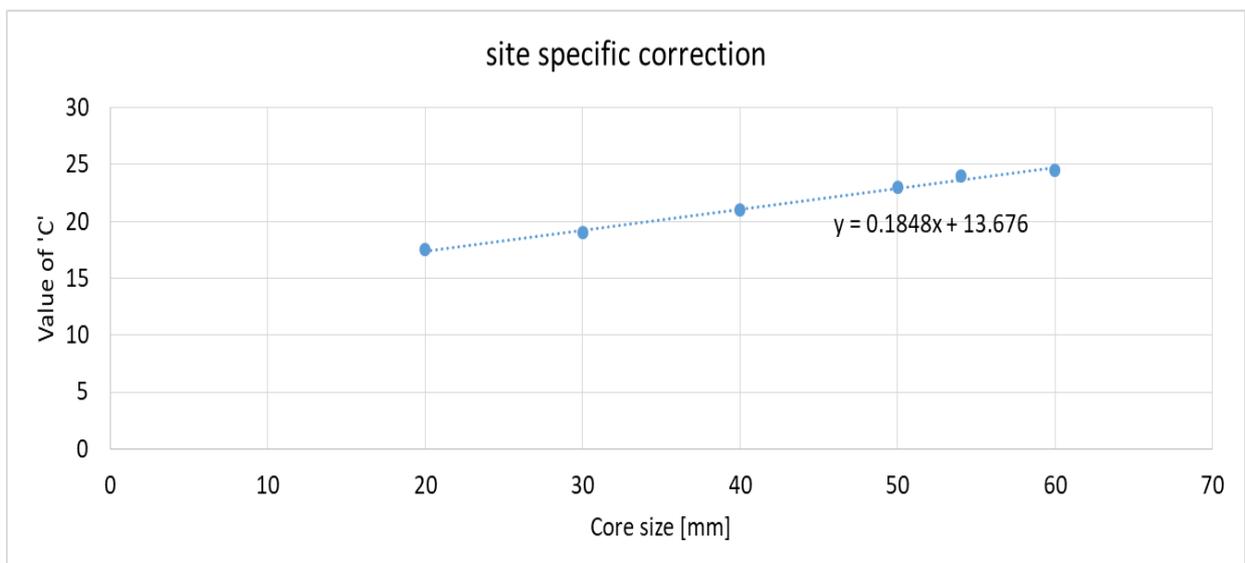


Figura 3.21 - Correlazione sito specifico

Le Tabella 3.4, Tabella 3.5 e Tabella 3.6 riportano i risultati ottenuti relativi ai tre siti indagati. Si precisa che i numeri dei campioni non sono progressivi in quanto alcuni di essi sono stati esclusi dall'analisi poiché non rispettavano gli standard imposti.

Tabella 3.4 - Risultato PLT Viña

Viña									
Campione	larghezza/altezza	P	D_e^2	I_s	F	$I_{s(50)}$	De	C	δ_{uc}
nr.	[-]	[kN]	[mm ²]	[Mpa]	[-]	[Mpa]	[mm ²]	[-]	[Mpa]
Viña 1	0.63	21.34	9272.75	2.30	1.34	3.09	96.30	31.47	97.27
Viña 2	0.80	6.71	7685.81	0.87	1.29	1.12	87.67	29.88	33.59
Viña 3	0.56	10.91	10126.15	1.08	1.37	1.48	100.63	32.27	47.61
Viña 4	0.53	16.78	9204.97	1.82	1.34	2.44	95.94	31.41	76.76
Viña 5	0.94	16.85	11805.13	1.43	1.42	2.02	108.65	33.75	68.30
Viña 6	0.81	4.00	5226.02	0.77	1.18	0.90	72.29	27.04	24.42
Viña 7	0.50	7.68	7585.20	1.01	1.28	1.30	87.09	29.77	38.69
Viña 8	0.39	5.34	4141.64	1.29	1.12	1.44	64.36	25.57	36.90
Viña 9	0.51	21.98	6820.20	3.22	1.25	4.04	82.58	28.94	116.87
Viña 12	0.99	11.40	5196.34	2.19	1.18	2.59	72.09	27.00	69.84
Viña 13	0.54	13.20	5692.74	2.32	1.20	2.79	75.45	27.62	77.07
Viña 14	0.49	3.07	5563.70	0.55	1.20	0.66	74.59	27.46	18.12
Viña 15	0.63	7.95	9952.29	0.80	1.36	1.09	99.76	32.11	35.00
Viña 16	0.40	3.67	4341.39	0.84	1.13	0.96	65.89	25.85	24.71
Viña 17	0.36	4.90	5723.85	0.86	1.20	1.03	75.66	27.66	28.54
Viña 18	0.78	11.86	5938.29	2.00	1.21	2.43	77.06	27.92	67.75
Viña 19	0.68	3.13	3263.92	0.96	1.06	1.02	57.13	24.23	24.64
Viña 21	0.94	25.44	6937.29	3.67	1.26	4.61	83.29	29.07	134.10
Viña 22	0.85	17.85	11671.84	1.53	1.41	2.16	108.04	33.64	72.76
Viña 23	0.49	12.23	8516.46	1.44	1.32	1.89	92.28	30.73	58.17

Tabella 3.5 - Risultati PLT Trinchera

Trinchera									
Campione	larghezza/altezza	P	D_e^2	I_s	F	$I_{s(50)}$	De	C	δ_{uc}
nr.	[-]	[kN]	[mm ²]	[Mpa]	[-]	[Mpa]	[mm ²]	[-]	[Mpa]
Trinchera 1	0.88	7.58	4535.20	1.67	1.14	1.91	67.34	26.12	49.92
Trinchera 4	0.95	6.00	3659.24	1.64	1.09	1.79	60.49	24.85	44.41
Trinchera 6	0.99	1.84	3076.38	0.60	1.05	0.63	55.47	23.93	15.03
Trinchera 7	0.79	9.11	3724.59	2.44	1.09	2.67	61.03	24.95	66.73
Trinchera 8	0.84	9.86	4986.28	1.98	1.17	2.31	70.61	26.73	61.73
Trinchera 9	0.76	6.20	3534.24	1.75	1.08	1.90	59.45	24.66	46.75
Trinchera 10	0.86	14.61	4846.51	3.02	1.16	3.50	69.62	26.54	92.88
Trinchera 11	0.54	14.27	2699.49	5.29	1.02	5.38	51.96	23.28	125.19
Trinchera 12	0.69	5.52	4670.84	1.18	1.15	1.36	68.34	26.31	35.75
Trinchera 13	0.76	7.57	6673.41	1.13	1.25	1.41	81.69	28.77	40.70
Trinchera 14	0.75	4.19	3340.47	1.25	1.07	1.34	57.80	24.36	32.60
Trinchera 15	0.84	7.21	5451.57	1.32	1.19	1.58	73.83	27.32	43.04
Trinchera 16	0.66	3.62	8706.48	0.42	1.32	0.55	93.31	30.92	17.02

Tabella 3.6 - Risultati PLT Punto di estrazione

Punto di Estrazione									
Campione	larghezza/altezza	P	D_e^2	I_s	F	$I_{s(50)}$	De	C	δ_{uc}
nr.	[-]	[kN]	[mm ²]	[Mpa]	[-]	[Mpa]	[mm ²]	[-]	[Mpa]
Pextr. 1	0.45	21.17	6413.79	3.30	1.24	4.08	80.09	28.48	116.20
Pextr. 2	0.75	19.74	6940.01	2.84	1.26	3.58	83.31	29.07	104.05
Pextr. 3	0.61	0.76	4468.49	0.17	1.14	0.19	66.85	26.03	5.01
Pextr. 4	0.28	1.78	3636.97	0.49	1.09	0.53	60.31	24.82	13.22
Pextr. 5	0.38	13.10	7073.31	1.85	1.26	2.34	84.10	29.22	68.40
Pextr. 6	0.61	7.79	6928.57	1.12	1.26	1.41	83.24	29.06	41.09
Pextr. 7	0.45	6.61	6285.35	1.05	1.23	1.29	79.28	28.33	36.66
Pextr. 8	0.75	2.82	6932.13	0.41	1.26	0.51	83.26	29.06	14.87
Pextr. 9	0.71	8.65	7630.15	1.13	1.29	1.46	87.35	29.82	43.45
Pextr. 10	0.47	40.87	8376.65	4.88	1.31	6.40	91.52	30.59	195.90
Pextr. 11	0.59	1.62	4155.22	0.39	1.12	0.44	64.46	25.59	11.19
Pextr. 12	0.66	2.76	7461.49	0.37	1.28	0.47	86.38	29.64	14.00
Pextr. 14	0.61	8.94	5758.64	1.55	1.21	1.87	75.89	27.70	51.87
Pextr. 15	0.43	12.89	4304.44	2.99	1.13	3.38	65.61	25.80	55.07

Al fine di perfezionare l'analisi precedente, si è svolta una seconda analisi in quanto, essendo la geometria irregolare e dato che quest'ultima influenza in modo non trascurabile il risultato della prova, si è deciso di rafforzare l'analisi attuando una media pesata in funzione della geometria dei diversi campioni. La Tabella 3.7, la Tabella 3.8 e la Tabella 3.9 riportano i risultati ottenuti in seguito al perfezionamento dell'analisi secondo un algoritmo di calcolo che utilizza la media pesata.

Tabella 3.7 - Media pesata Viña

Viña						
$I_{s(50)}$	W	$I_{s(50)}^*$	$I_{s(50)}^* \text{ media}$	δ_{uc}	δ_{uc}^*	$\delta_{uc}^* \text{ media}$
[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
0.66	0.49	0.32	1.88	18.12	8.88	56.42
0.90	0.81	0.74		24.42	19.89	
0.96	0.40	0.38		24.64	9.91	
1.02	0.68	0.70		24.71	16.91	
1.03	0.36	0.38		28.54	10.41	
1.09	0.63	0.69		33.59	21.30	
1.12	0.80	0.90		35.00	27.99	
1.30	0.50	0.65		36.90	18.49	
1.44	0.39	0.57		38.69	15.28	
1.48	0.56	0.83		47.61	26.72	
1.89	0.49	0.92		58.17	28.39	
2.02	0.94	1.90		67.75	63.51	
2.16	0.85	1.84		68.30	58.15	
2.43	0.78	1.90		69.84	54.61	
2.44	0.53	1.30		72.76	38.62	
2.59	0.99	2.56		76.76	76.00	
2.79	0.54	1.51		77.07	41.78	
3.09	0.63	1.96		97.27	61.76	
4.04	0.51	2.08		116.87	60.14	
4.61	0.94	4.32		134.10	125.47	

Tabella 3.8 - Media pesata Trinchera

Trinchera						
$I_{s(50)}$	W	$I_{s(50)}^*$	$I_{s(50)}^*$ media	δ_{uc}	δ_{uc}^*	δ_{uc}^* media
[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
0.55	0.66	0.36	1.82	15.03	9.87	47.17
0.63	0.99	0.62		17.02	16.90	
1.34	0.75	1.00		32.60	24.43	
1.36	0.69	0.93		35.75	24.51	
1.41	0.76	1.07		40.70	30.93	
1.58	0.84	1.32		43.04	36.06	
1.79	0.95	1.69		44.41	42.00	
1.90	0.76	1.45		46.75	35.66	
1.91	0.88	1.69		49.92	44.14	
2.31	0.84	1.94		61.73	51.81	
2.67	0.79	2.11		66.73	52.67	
3.50	0.86	3.02		92.88	80.12	
5.38	0.54	2.92		125.19	68.06	

Tabella 3.9 - Media pesata Punto di estrazione

Punto de Extracion						
$I_{s(50)}$	W	$I_{s(50)}^*$	$I_{s(50)}^*$ media	δ_{uc}	δ_{uc}^*	δ_{uc}^* media
[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
0.19	0.61	0.12	1.69	5.01	3.06	45.47
0.44	0.59	0.26		11.19	6.65	
0.47	0.66	0.31		13.22	8.67	
0.51	0.75	0.39		14.00	10.53	
0.53	0.28	0.15		14.87	4.11	
1.29	0.45	0.58		36.66	16.50	
1.41	0.61	0.87		41.09	25.14	
1.46	0.71	1.04		43.45	30.90	
1.87	0.61	1.14		51.87	31.47	
2.34	0.38	0.90		55.07	21.17	
3.38	0.43	1.46		68.40	29.53	
3.58	0.75	2.68		104.05	77.95	
4.08	0.45	1.83		116.20	52.05	
6.40	0.47	3.03		195.90	92.81	

Infine, la Tabella 3.10 e la Tabella 3.11 mostrano la differenza fra i risultati ottenuti utilizzando la metodologia precedentemente descritta. Come è possibile notare, non si apprezzano particolari variazioni dei parametri meccanici investigati.

Tabella 3.10 - Risultati del PLT per i tre siti investigati

Sito	$I_{s(50)}$	δ_{uc}
	[MPa]	[MPa]
Viña	1.88	55.50
Trinchera	1.85	48.30
Punto di Estrazione	1.80	47.50

Tabella 3.11 - Risultati del PLT per i tre siti investigati (perfezionata).

Sito	$I_{s(50)}$	δ_{uc}
	[MPa]	[MPa]
Viña	1.90	60.00
Trinchera	1.80	50.00
Punto di Estrazione	1.70	45.00

Vista la mole di dati non sufficientemente ampia e soprattutto l'incertezza del dato dovuto alla natura della prova, si è deciso di sviluppare una analisi statistica per verificare la distribuzione dei valori ottenuti. Le Figura 3.22, Figura 3.23, Figura 3.24, Figura 3.25, Figura 3.26 e Figura 3.27 mostrano la distribuzione dei campioni analizzati. In particolare, emerge che la distribuzione probabilistica assume l'andamento di una polinomiale di terzo grado, con indice R^2 molto soddisfacente. I dati utilizzati per lo sviluppo dei i grafici sono riportati nella Tabella 3.12, dove: $I_{s(50)}$ rappresenta l'indice ricavato dalla prova di carico puntuale (espresso in MPa), m e $m.$ rappresentano la media dei campioni relativamente a $I_{s(50)}$ e δ_{uc} rispettivamente (espresso in MPa), σ e $\sigma.$ rappresentano la deviazione standard dei campioni relativamente a $I_{s(50)}$ e δ_{uc} rispettivamente (espressi come numero puro), $p(I_{s(50)})$ e $p(\delta_{uc})$ rappresentano la probabilità di estrarre un valore casuale di $I_{s(50)}$ e δ_{uc} rispettivamente (espressi come numero puro).

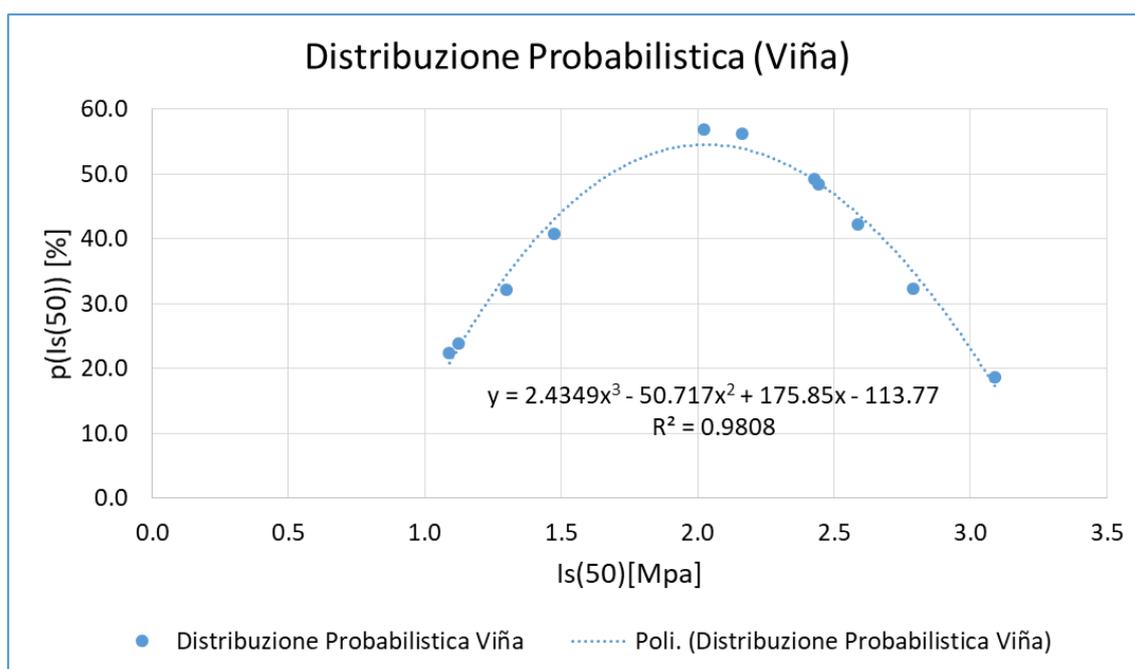


Figura 3.22 - Distribuzione probabilistica $I_{s(50)}$ Viña

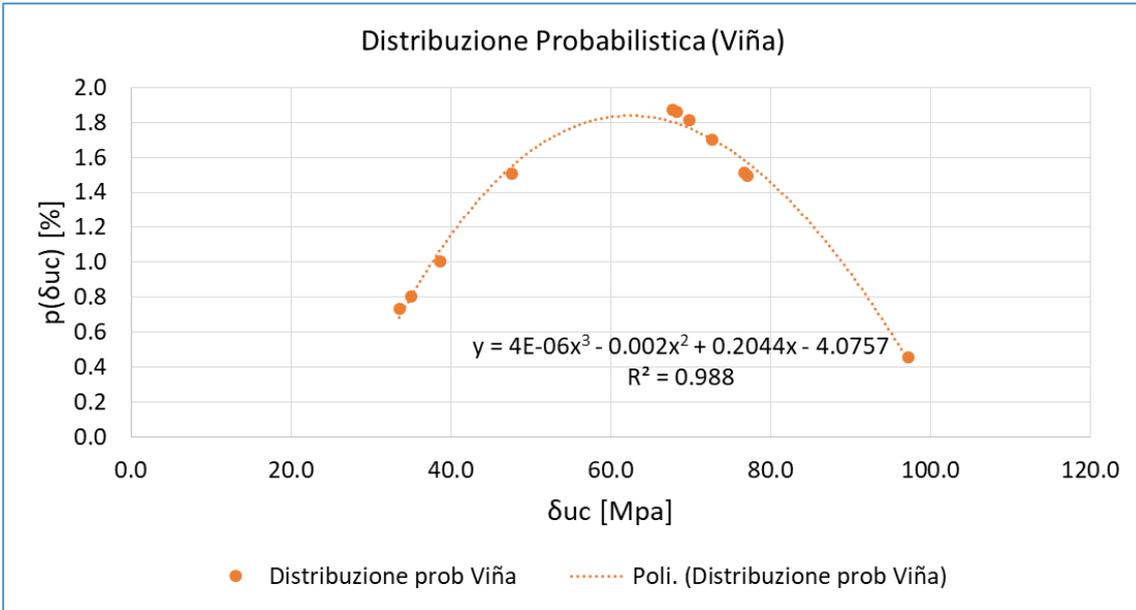


Figura 3.23 - Distribuzione probabilistica $\delta_{(uc)}$ Viña

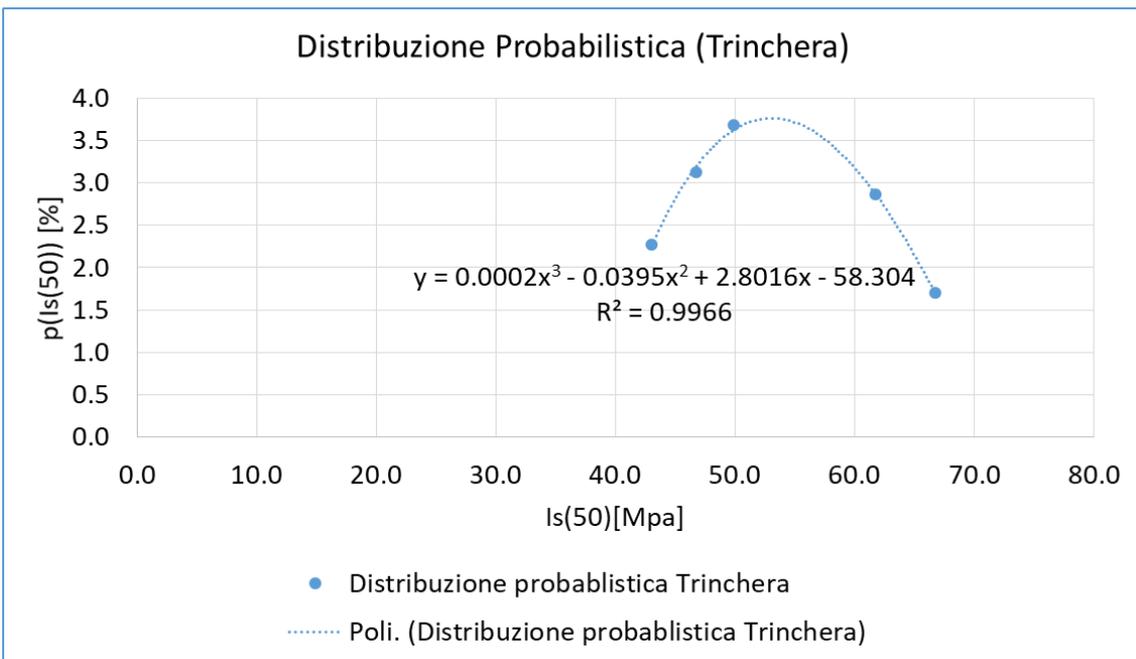


Figura 3.24 - Distribuzione probabilistica $I_{s(50)}$ Trincherá

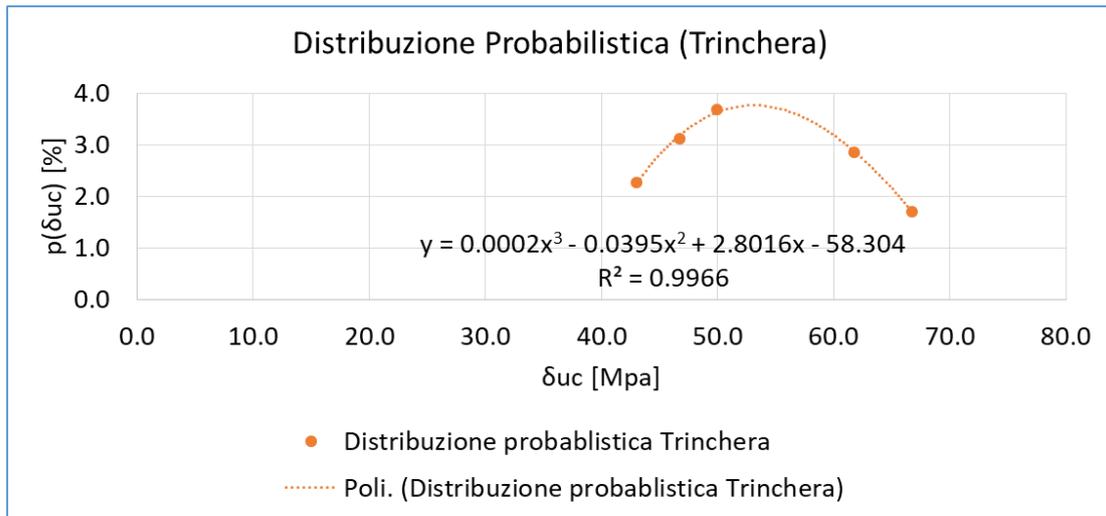


Figura 3.25 - Distribuzione probabilistica $\delta(uc)$ Trincherà

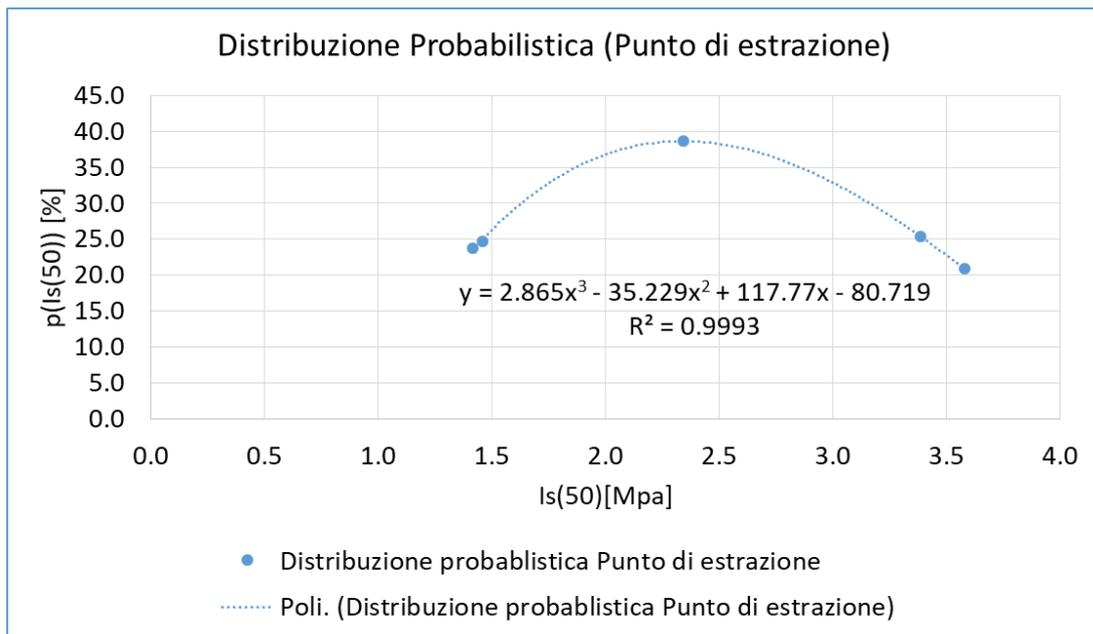


Figura 3.26 - Distribuzione probabilistica $Is(50)$ Punto di estrazione

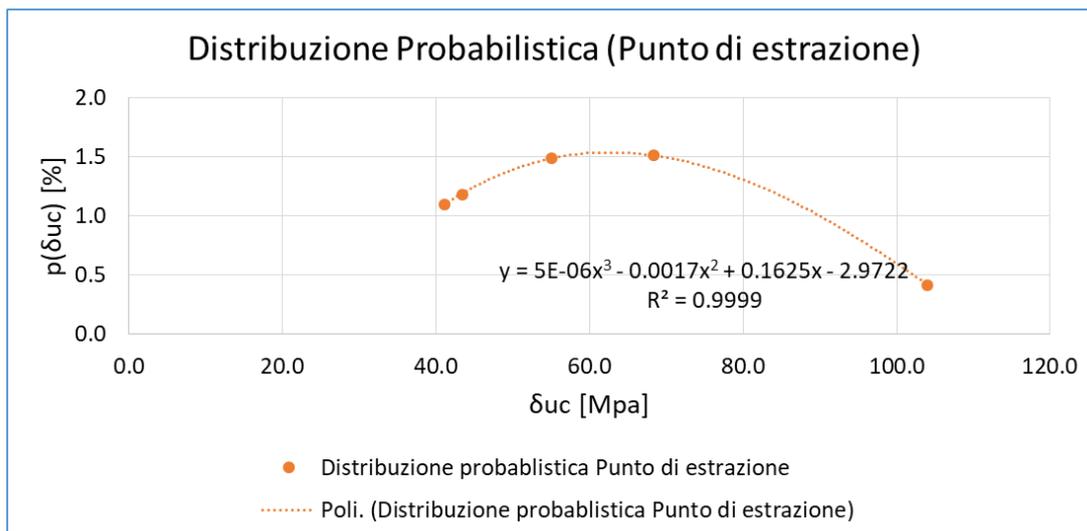


Figura 3.27 - Distribuzione probabilistica $\delta(uc)$ Punto di estrazione

Tabella 3.12 - Dati relativi all'analisi statistica della resistenza a compressione

	Is(50)	m	σ	p(Is(50))	δuc	m.	σ .	p(δuc)
	[MPa]	[MPa]	[-]	[%]	[MPa]	[MPa]	[-]	[%]
Viña	1.09	2.05	0.70	22.40	33.59	62.24	20.55	0.73
	1.12			23.92	35.00			0.81
	1.30			32.24	38.69			1.01
	1.48			40.84	47.61			1.51
	2.02			56.95	67.75			1.87
	2.16			56.20	68.30			1.86
	2.43			49.18	69.84			1.81
	2.44			48.51	72.76			1.70
	2.59			42.31	76.76			1.51
	2.79			32.41	77.07			1.50
	3.09			18.75	97.27			0.45
	Trinchera	43.04	53.63	10.13	2.28	43.04	53.63	10.13
46.75				3.13	46.75			3.13
49.92				3.68	49.92			3.68
61.73				2.86	61.73			2.86
66.73				1.71	66.73			1.71
Punto di estrazione	1.41	2.43	1.03	23.70	41.09	62.41	25.68	1.10
	1.46			24.69	43.45			1.18
	2.34			38.70	55.07			1.49
	3.38			25.37	68.40			1.51
	3.58			20.88	104.05			0.42

L'approccio proposto dalla normativa ASTM D 5731 [6] è fondato su un'equivalenza tra un provino di geometria rettangolare e un provino di geometria cilindrica. Per conferire maggiore robustezza all'analisi, sono stati confrontati i risultati ottenuti, seguendo l'approccio proposto da altri autori raccolti nell'opera di S. Kahraman, O. Gunaydin [7].

In seguito a ciò (Figura 3.28) si è riscontrata, assumendo una tolleranza di 20 MPa, una corrispondenza con i risultati precedentemente discussi (vedi Allegato 8, Allegato 9 e Allegato 10). Si conclude quindi che i risultati ottenuti seguendo l'approccio fornito dalla normativa ASTM D 5731 sono verosimili e si precisa che la tolleranza di 20 MPa è stata scelta in quanto non costituisce una variazione eccessiva rispetto all'approccio suggerito dalle norme ASTM.

D'Andrea et al. (1964)	$UCS = 15.3I_{s50} + 16.3$
Deere and Miller (1966)	$UCS = 20.7I_{s50} + 29.6$
Broch and Franklin (1972)	$UCS = 24I_{s50}$
Bieniawski (1972)	$UCS = 23I_{s50}$
Hassani et al. (1980)	$UCS = 29I_{s50}$
Read et al. (1980)	
Sedimentary rocks	$UCS = 16I_{s50}$
Basalts	$UCS = 20I_{s50}$
Singh (1981)	$UCS = 18.7I_{s50} - 13.2$
Forster (1983)	$UCS = 14.5I_{s50}$
Gunsallus and Kulhawy (1984)	$UCS = 16.5I_{s50} + 51.0$
ISRM (1985)	$UCS = 20...25I_{s50}$
Vallejo et al. (1989)	$UCS = 8.6...16I_{s50}$
Cargill and Shakoor (1990)	$UCS = 23I_{s54} + 13$
Tsidzi (1991)	$UCS = 14...82I_{s50}$
Ghosh and Srivastava (1991)	$UCS = 16I_{s50}$
Grasso et al. (1992)	
Power relation	$UCS = 25.67(I_{s50})^{0.57}$
Linear relation	$UCS = 9.30I_{s50} + 20.04$
Ulusay et al. (1994)	$UCS = 19I_{s50} + 12.7$
Chau and Wong (1996)	$UCS = 12.5I_{s50}$
Smith (1997)	$UCS = 14.3I_{s50}$
Kahraman (2001)	
22 different rock type	$UCS = 8.41I_{s50} + 9.51$
Coal measure rocks	$UCS = 23.62I_{s50} - 2.69$
Quane and Russel (2003)	
Strong rocks	$UCS = 24.4I_{s50}$
Weak rocks	$UCS = 3.86(I_{s50})^2 + 5.65I_{s50}$
Tsiambaos and Sabatakakis (2004)	
Power relation	$UCS = 7.3(I_{s50})^{1.71}$
Linear relation	$UCS = 23I_{s50}$
Palchik and Hatzor (2004)	$UCS = 8...18I_{s50}$
Kahraman et al. (2005)	
Porosity <1%	$UCS = 24.83I_{s50} - 39.64$
Porosity >1%	$UCS = 10.22I_{s50} + 24.31$
Fener et al. (2005)	$UCS = 9.08I_{s50} + 39.32$

Figura 3.28 - Relazioni proposte da altri autori, S. Kahraman, O. Gunaydin [7]

Per una ulteriore verifica della resistenza a compressione della roccia si è eseguita una indagine non distruttiva, seguendo quanto prescritto dalla norma ASTM D5873-00 [8], attraverso uno sclerometro. In particolare, è stato impiegato il modello del martello di Schmidt GEOHAMMER prodotto dalla DRC (Figura 3.29).



Figura 3.29 - Martello di Schmidt

La prova in campo è stata effettuata nei medesimi siti in cui è stata svolta la prova di carico puntuale ed è consistita nelle seguenti operazioni:

1. Individuazione del sito;
2. Delimitazione dell'area dove impiegare lo sclerometro (Figura 3.30); in particolare, si sono ricercate aree con rocce a comportamento elastico e prive di asperità per quanto possibile;
3. Rimozione dei residui organici o di altra natura, ove presenti, dalla superficie, impiegando alcol e spugna metallica fornita dal produttore dallo strumento;
4. Utilizzo dello sclerometro in diversi punti non sovrapposti (distanziati circa 3 cm) sull'area preparata, con l'accortezza, ove possibile, di mantenere lo strumento parallelo al suolo (Figura 3.31).
5. Registrazione del valore di rimbalzo ottenuto nella scala graduata dello strumento.
6. Ripetizione dei punti 2÷5 fino a esaurimento dell'analisi in sito.

Si specifica che, data la natura meccanica del principio fisico sfruttato dallo sclerometro, risulta importante che questo sia parallelo al suolo. Nel caso in cui lo strumento sia inclinato, è opportuno applicare le dovute correzioni mediante le curve fornite dal produttore (Figura 3.32).



Figura 3.30 - Area preparata per la prova con sclerometro



Figura 3.31 - Esecuzione prova con sclerometro

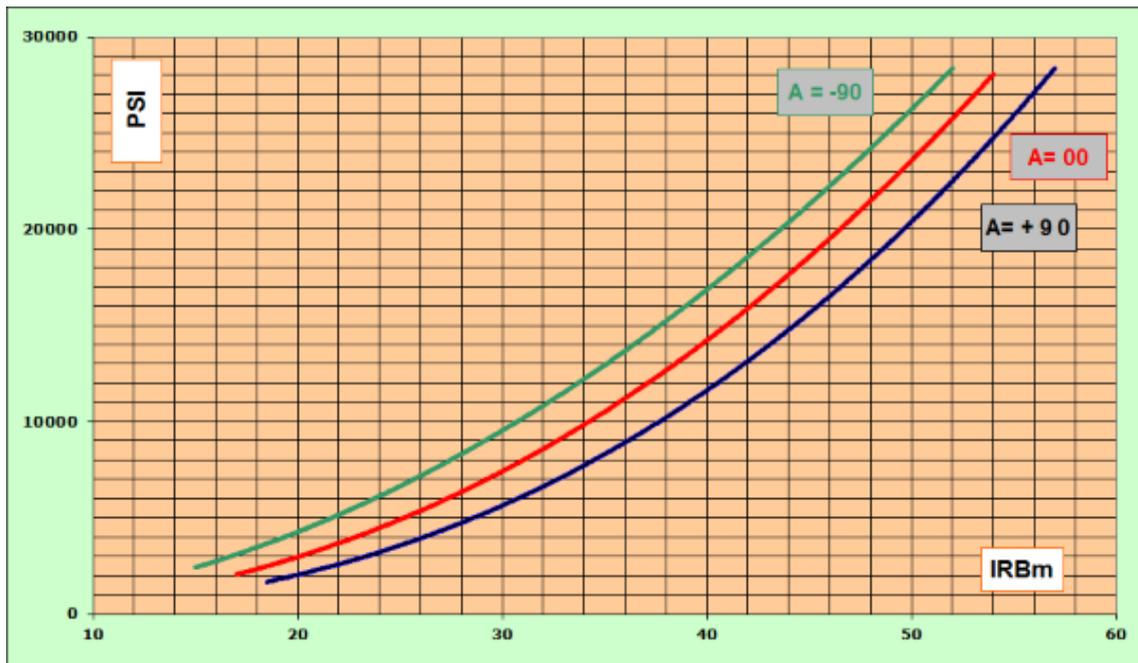


Figura 3.32 - Curve correlazione in funzione dell'inclinazione dello strumento

L'elaborazione dei dati raccolti attraverso l'impiego dello sclerometro ha previsto i seguenti passaggi:

1. Lettura del valore di rimbalzo presso l'area esaminata e preparata in precedenza (6 punti esaminati per ogni area);
2. Applicazione della formula fornita dal produttore per la conversione del valore di rimbalzo in resistenza a compressione nel caso $\alpha=0^\circ$ (3.7), nel caso $\alpha = -90^\circ$ (3.8) e nel caso $\alpha = +90^\circ$ (3.9), dove R_{cub} rappresenta la resistenza a compressione, mentre IRBm consiste nel valore di rimbalzo letto sulla scala graduata;
3. Calcolo della media dei valori ottenuti.

$$R_{cub} = 0.0232 \cdot IRBm^{2.2637} \quad (3.7)$$

$$R_{cub} = 0.0775 \cdot IRBm^{1.9823} \quad (3.8)$$

$$R_{cub} = 0.0074 \cdot IRBm^{2.5172} \quad (3.9)$$

Di seguito vengono riportati i risultati ottenuti dopo debita elaborazione (Tabella 3.13); come si può notare, non tutti i valori sono coerenti a quanto ottenuto dalla prova di carico puntuale, a causa della distinta natura fisica e dalle modalità di svolgimento della prova.

Tabella 3.13 - Valori ottenuti prova sclerometro

Viña			Trinchera		Punto di estrazione	
Campione	IRBm	R _{ck}	IRBm	R _{ck}	IRBm	R _{ck}
[-]	[mm]	[MPa]	[mm]	[MPa]	[mm]	[MPa]
1	32.0	61.5	26.0	37.9	18.0	16.3
2	33.0	65.4	26.8	40.7	21.4	24.4
3	35.8	76.9	29.6	52.9	21.8	25.3
4	35.7	78.4	28.0	59.9	33.0	50.9
5	35.0	79.3	33.6	68.8	29.6	52.3
6	37.6	90.9	34.0	70.5	28.0	53.8
7	39.8	102.2	31.6	74.4	29.2	62.3
8	40.8	105.1	36.0	83.4	34.0	71.4
9	40.4	106.4	34.6	88.8	39.2	79.9
10	42.3	114.4	38.8	93.7	39.4	101.0
11	45.4	133.0	38.4	96.2	42.6	110.6
Media	38.0	92.1	32.5	69.8	30.6	58.9

Si è quindi ricercata una correlazione sito-specifica che legghi i valori ottenuti da una prova distruttiva (PLT) con quelli ricavati da una prova non distruttiva (Sclerometro). In particolare, si legano la risposta del martello di Schmidt con la resistenza a compressione ottenuta dalla prova di carico puntuale. Si specifica che i campioni utilizzati per la prova di carico puntuale sono stati estratti, non disturbati, nei medesimi siti e nei pressi in cui è stata svolta la prova con sclerometro. Le Tabella 3.14, Tabella 3.15 e Tabella 3.16 mostrano quanto appena descritto e la Figura 3.33, la Figura 3.34 e la Figura 3.35 riportano in via grafica le medesime informazioni.

Tabella 3.14 - Confronto PLT e sclerometro Viña

Viña				
Campione	IRBm	δ_{uc}	R_{ck}	Δ
N	[mm]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	32.0	47.6	61.5	13.9
2	33.0	58.2	65.4	7.2
3	35.8	67.8	76.9	9.2
4	35.7	68.3	78.4	10.1
5	35.0	69.8	79.3	9.5
6	37.6	72.8	90.9	18.2
7	39.8	76.8	102.2	25.5
8	40.8	77.1	105.1	28.1
9	40.4	97.3	106.4	9.2
10	42.3	116.9	114.4	2.5
11	45.4	134.1	133.0	1.1
Media	38.0	80.6	92.1	12.2

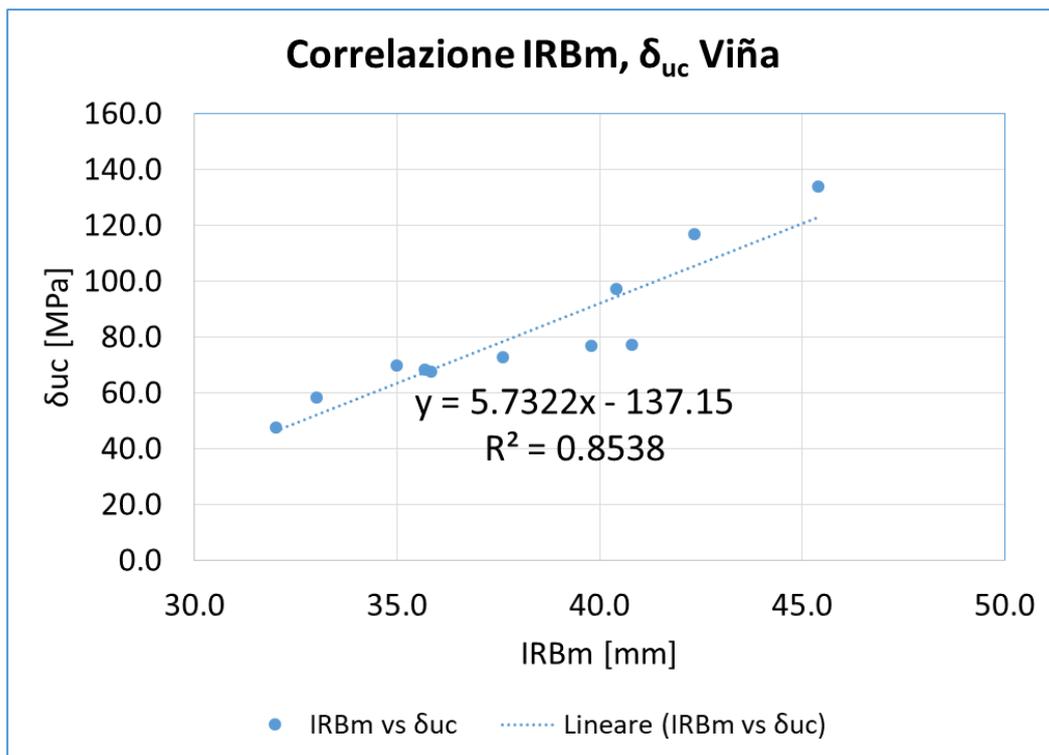


Figura 3.33 - Curva di correlazione PLT vs Sclerometro Viña

Tabella 3.15 - Confronto PLT e sclerometro Trinchera

Trinchera				
Campione	IRBm	δ_{uc}	R_{ck}	Δ
	[mm]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	26.0	32.6	37.9	5.3
2	26.8	35.8	40.7	5.0
3	29.6	40.7	52.9	12.2
4	28.0	43.0	59.9	16.9
5	33.6	44.4	68.8	24.4
6	34.0	46.8	70.5	23.8
7	31.6	49.9	74.4	24.5
8	36.0	61.7	83.4	21.7
9	34.6	66.7	88.8	22.1
10	38.8	92.9	93.7	0.8
11	38.4	125.2	96.5	28.7
Media	32.5	58.2	69.8	16.8

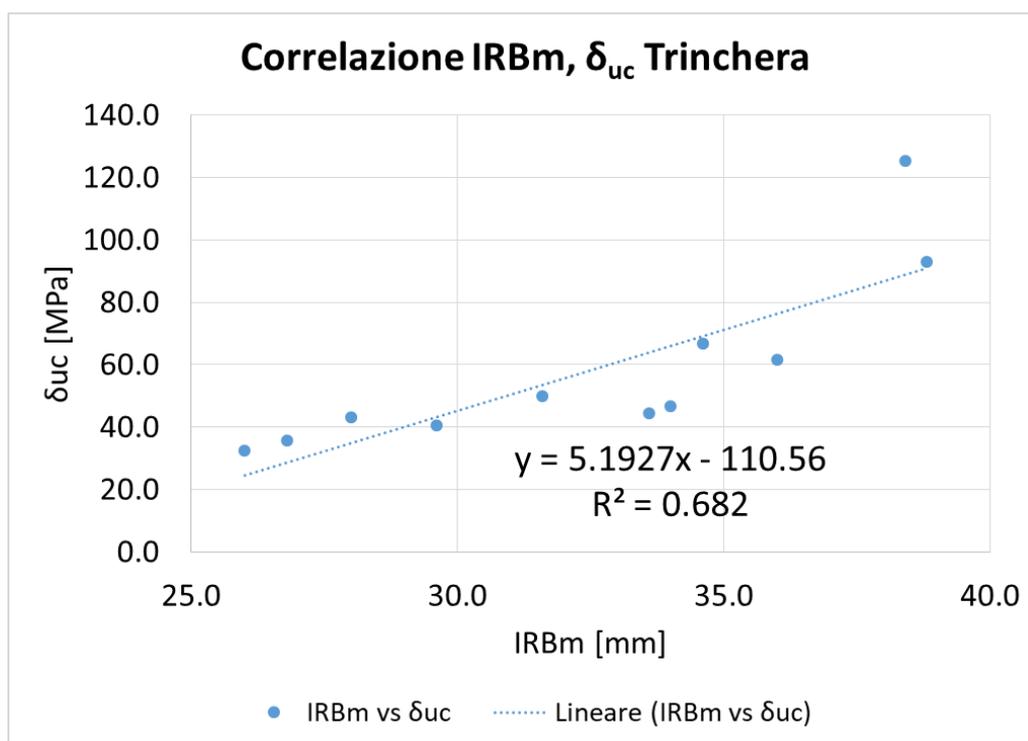


Figura 3.34 - Curva di correlazione PLT vs Sclerometro Trinchera

Tabella 3.16 - Confronto PLT e sclerometro Punto di estrazione

Punto di estrazione				
Campione	IRBm	δ_{uc}	R _{ck}	Δ
N	[mm]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	18.0	11.2	16.3	5.1
2	21.4	13.2	24.4	11.2
3	21.8	14.0	25.3	11.3
4	33.0	36.7	50.9	14.3
5	29.6	41.1	52.3	11.2
6	28.0	43.4	53.8	10.4
7	29.2	51.9	62.3	10.4
8	34.0	55.1	71.4	16.3
9	39.2	68.4	79.9	11.5
10	39.4	104.1	101.0	3.1
11	42.6	116.2	110.6	5.6
Media	30.6	50.5	58.9	10.0

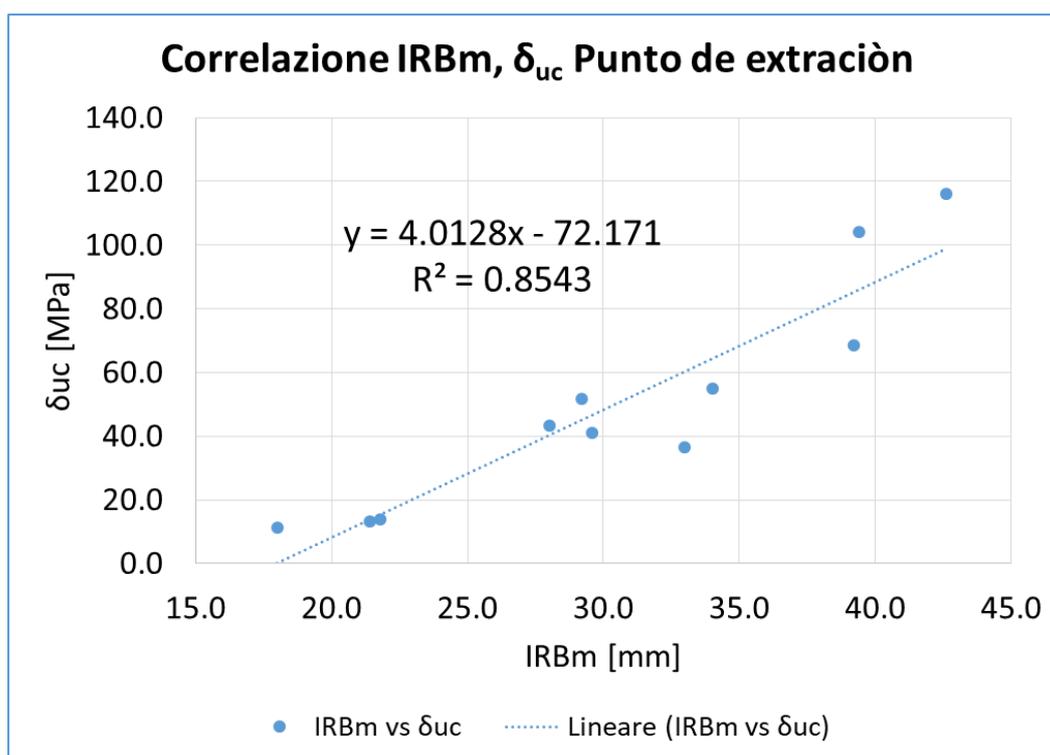


Figura 3.35 - Curva di correlazione PLT vs Sclerometro Punto di estrazione

Come si nota dalle figure antecedenti (Figura 3.33, Figura 3.34 e Figura 3.35) si evidenzia una correlazione variabile in funzione del sito investigato. In particolare, si rileva una legge di sito lineare per tutti i siti, ma in funzione dell'esposizione agli agenti atmosferici e ai processi antropici precedentemente subiti, l'indice R^2 è soggetto a importanti variazioni. Alla luce di quanto esposto, si evidenzia una marcata importanza dell'ambiente in cui è localizzato il sito investigato, come nel caso del sito "Trincherà".

3.2 Indagine Geofisica

Nel presente paragrafo viene descritto lo sviluppo di due tipi di indagine geofisica: passiva e attiva, ai fini di verificare il modulo elastico a compressione e taglio estratti precedentemente dai risultati del Point Load Test. Si sottolinea che le indagini geofisiche (passiva e attiva) sono state sviluppate, per ragioni logistiche ed economiche, solo nell'area di interesse denominata Punto di estrazione.

Per quanto attiene allo sviluppo dell'indagine geofisica passiva, si tratta di una tipologia di prova che, come si intuisce dal nome stesso, non ha bisogno di alcuna energizzazione esterna in quanto utilizza come sorgente tutto ciò che è in grado di produrre una minima vibrazione sulla superficie. Tutto ciò implica, rispetto alle più affermate metodologie sismiche di tipo attivo (vedi paragrafo 3.3), una serie di vantaggi:

- Consente di acquisire dati che altri metodi di indagine considerano come disturbo (poca accuratezza);
- Non essendo necessarie energizzazioni esterne al sistema, si possono raggiungere con facilità profondità dell'ordine del centinaio di metri;
- Non richiede più di 2/3 operatori ed è più veloce da eseguire rispetto alle comuni tecniche sismiche.

Chiaramente, rispetto alle comuni tecniche di acquisizione attiva, quella passiva non è in grado di procurare lo stesso livello di dettaglio, però è utile per una rapida caratterizzazione meccanica dell'ammasso roccioso. Si precisa che i dati ottenuti sono da considerarsi qualitativi e migliorabili.

Di seguito vengono riportati gli strumenti impiegati per l'indagine eseguita:

- N. 1 Martello da geologo;
- N. 1 GPS Garmin etrex 20x;
- N. 3 Ipad Pro.

I passaggi per il rilevamento eseguito sono consistiti in:

- Individuazione dell'area di interesse;
- Suddivisione dell'area oggetto di studio in stendimenti in direzione Nord-Sud, all'interno dei quali sono stati collocati tre trasduttori di lettura passiva (Ipad Pro);
- Messa in bolla dei vari trasduttori con l'ausilio del martello da geologo per spianare la superficie e loro posizionamento rispetto al Nord;
- Georeferenziazione dei punti su cui sono posizionati i trasduttori passivi;
- Acquisizione sincronizzata dei vari trasduttori.

Si specifica che sono state ricavate tre misurazioni per ciascun settore (8), per un totale di 24 misurazioni, attraverso l'utilizzo del software VibSensor V2.0 della casa madre Now Instruments. Una volta acquisiti i vibrogrammi dei settori oggetto di studio, i dati ottenuti vengono elaborati attraverso il software MATLAB R2016b della casa madre Mathworks.

Di seguito sono riportati i valori elaborati attraverso l'impiego di questi software.

Si specifica, come si nota dalla Tabella 3.17, che alcuni valori di frequenza sono stati omessi in quanto privi di significato fisico.

Tabella 3.17 - Valori estrapolati da VibSensor geolocalizzati

Station	EST	NORD	FREQUENCY (Hz)
A1	332814.1714	6228885.871	29.7
B1	332799.8227	6228903.699	34.2
A2	332789.56	6228946.227	20.2
C2	332745.768	6228948.003	39.7
C3	332823.1041	6228892.353	39.8
A4	332816.494	6228921.522	27.8
A5	332784.8958	6228974.988	35.7
B5	332757.458	6228934.343	22.9
C5	332770.14	6228901.176	30.3
A6	332784.0745	6228875.464	38.3
B6	332851.9588	6228950.299	21.2
C6	332839.1041	6228880.322	21.6
B7	332827.1646	6228928.922	24.0
C7	332878.5576	6228967.107	20.2
A8	332740.6066	6228895.439	19.7
B8	332759.1123	6228887.891	24.3
C8	332784.3811	6228858.164	16.6

I risultati ottenuti attraverso l'impiego del codice MATLAB sono riportati in Tabella 3.18 e in via grafica in Figura 3.36.

Tabella 3.18 - Parametri ottenuti tramite elaborazione in MATLAB

	V_p [m/s]	V_s [m/s]	ρ [kN/m ³]	H [m]	Q_p [-]	Q_s [-]
Overburden	560 (con $\nu=0.3$)	300	16	2, 3, 4	15	10
Fractured Andesite	4000	2000	25	/	80	40

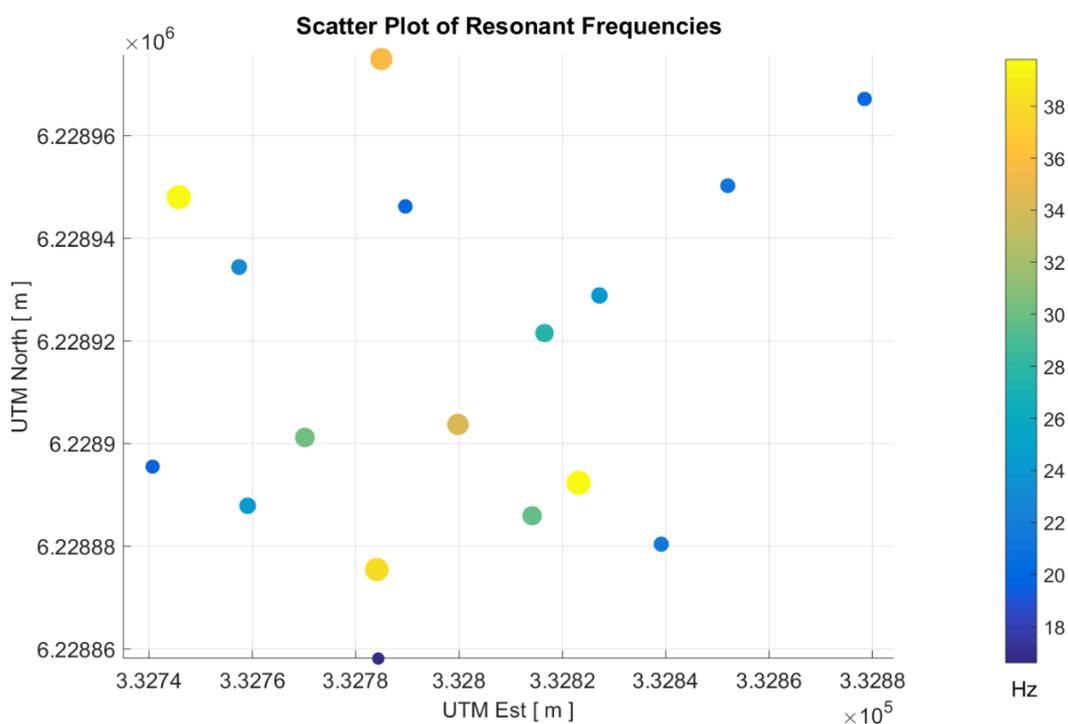


Figura 3.36 - Scatter plot Frequenza di Risonanza

I risultati fino ad ora esposti sono relativi a dati puntuali: essendo di interesse lo studio dell'intera area dove è previsto lo sviluppo della miniera, si procede all'interpolazione dei dati tramite appositi software, in particolare ArcMap 10.4.1 e ArcScene 10.4.1, entrambi prodotti da ArcGIS.

La Figura 3.37 riporta la distribuzione delle frequenze nell'area ove è prevista l'ubicazione della miniera. Come si può apprezzare dalla Figura 3.37, le frequenze assumono un valore che varia da un minimo di circa 5 Hz ad un massimo di circa 50 Hz. Si precisa che i valori di alta frequenza indicano strati di copertura vegetali più spessi rispetto a dove la frequenza si abbassa. Si precisa, inoltre, che la Figura 3.37 è il risultato di una interpolazione "Spline", che risulta la migliore per il caso oggetto di studio.

La Figura 3.38 e la Figura 3.39 riportano la mappa della distribuzione delle frequenze e la topografia dell'area oggetto di studio in due dimensioni e tre dimensioni rispettivamente. In questo modo è possibile ottenere un migliore inquadramento dell'area studiata e della distribuzione delle frequenze.

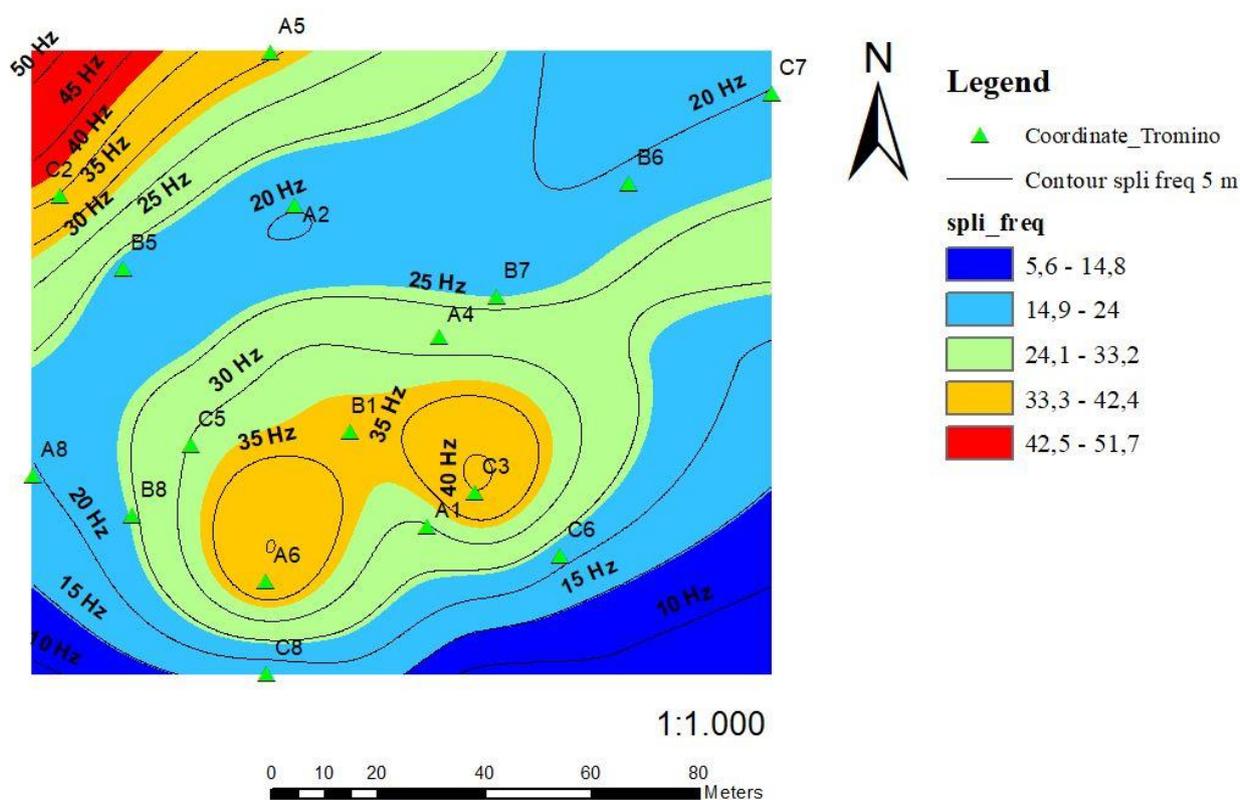


Figura 3.37 - Distribuzione delle frequenze

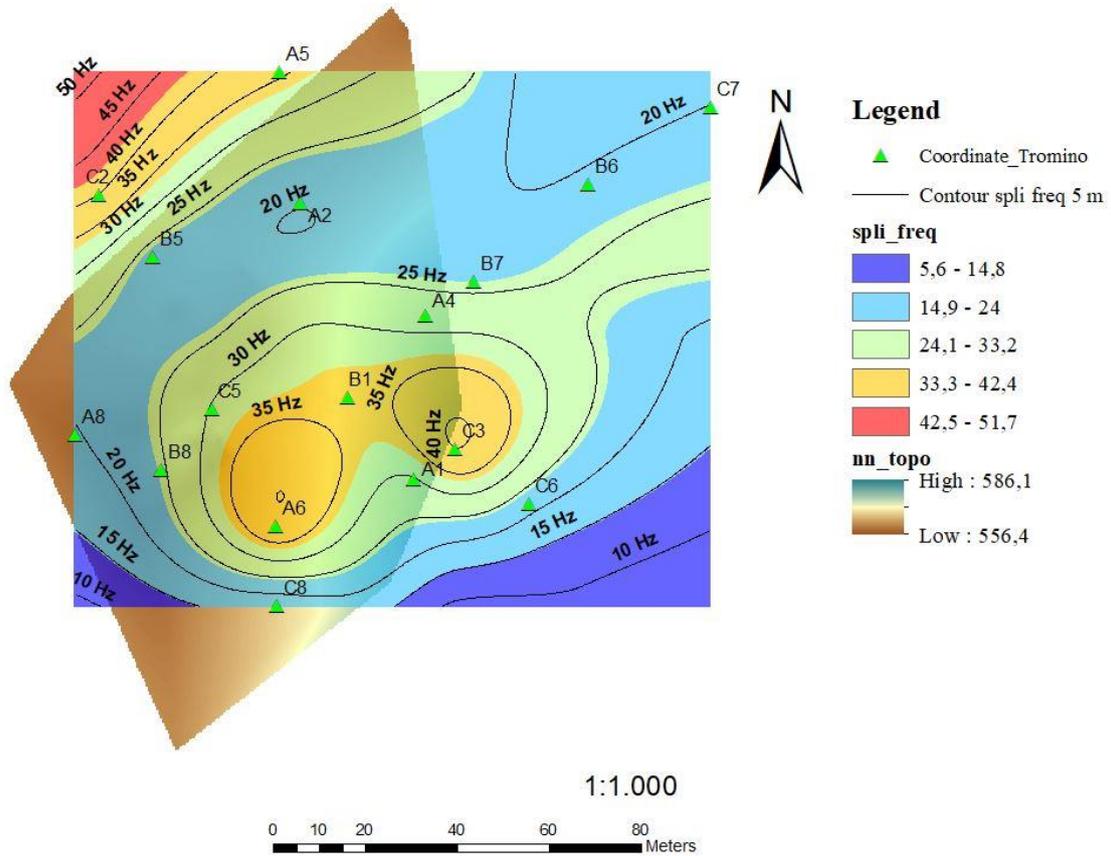


Figura 3.38 - Distribuzione delle frequenze e topografia

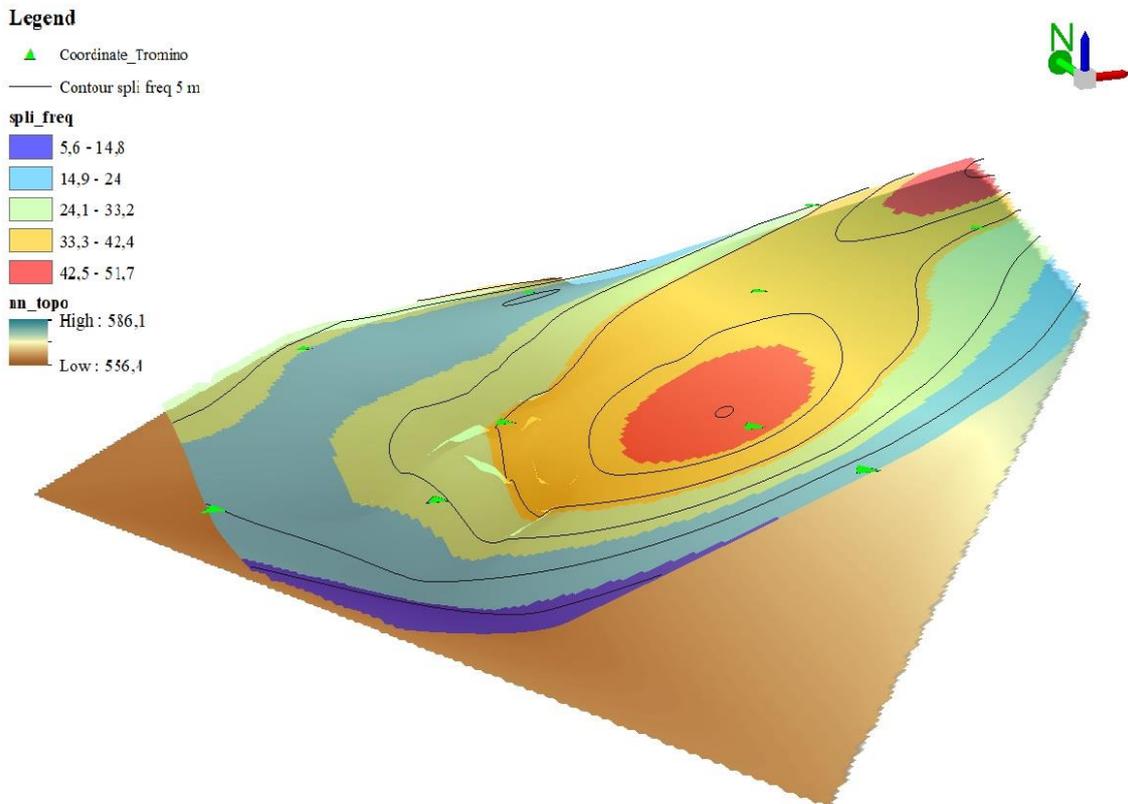


Figura 3.39 - Distribuzione 3D delle frequenze e topografia

La Figura 3.40 mostra il risultato dell'indagine geofisica passiva: in particolare si evidenziano i picchi di frequenza tra 15 e 40 Hz cui corrispondono strati di copertura compresi tra 2 e 4 m; inoltre l'ampiezza del picco è correlata al contrasto che sussiste tra le proprietà meccaniche dei due mezzi (roccia e copertura vegetale) e si osserva che all'aumentare di quest'ultimo le proprietà meccaniche presentano differenze più marcate.

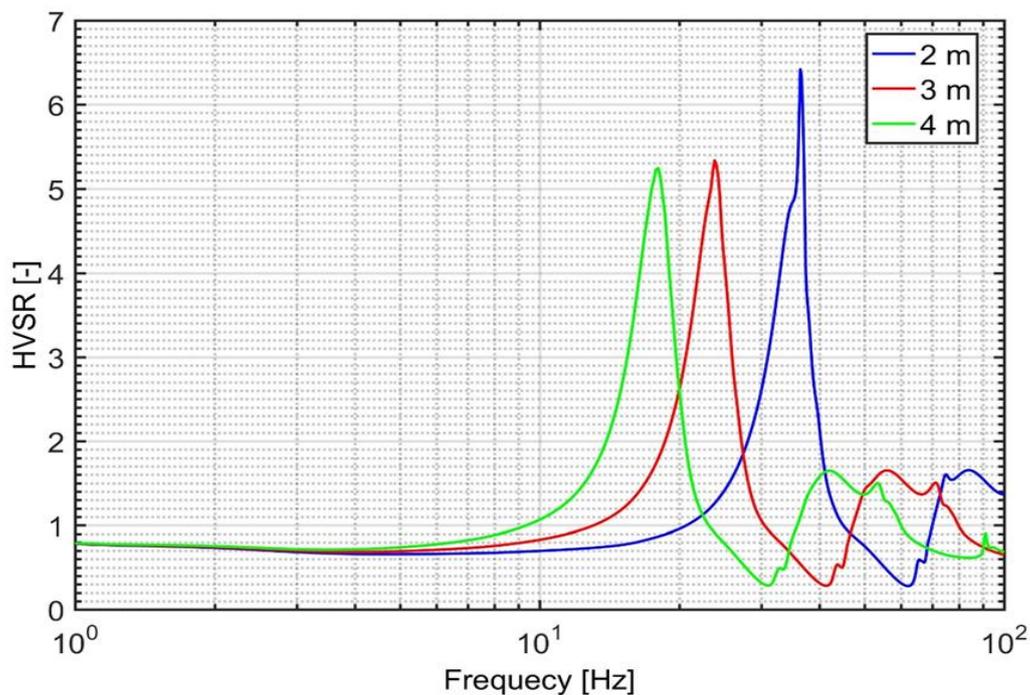


Figura 3.40 - Spettro di frequenza

Al fine di migliorare i dati qualitativi ottenuti con l'indagine passiva descritta precedentemente, si è effettuata una indagine geofisica attiva mediante sismica a rifrazione e indagine delle onde superficiali.

La sismica a rifrazione si basa sulla propagazione di onde di compressione, di taglio e di superficie in un mezzo considerato elastico e omogeneo. Le onde vengono generate in seguito a opportuna energizzazione, la quale può avvenire attraverso l'impiego di esplosivi o mezzo meccanico. Unicamente in riferimento alle onde di compressione e ipotizzando di avere in superficie uno stendimento di geofoni equidistanti, è possibile misurare, rispetto al tempo 0 e a diverse distanze, il tempo di percorrenza delle onde P. Conoscendo il tempo che intercorre tra l'emissione di energia e la captazione al ricevitore (geofono) e la distanza tra sorgente e ricevitore è possibile ricavare il valore della velocità dell'onda, la quale è correlabile ai parametri meccanici del mezzo attraversato. Le ipotesi su cui si basa il concetto di onda rifratta è che la velocità di propagazione del mezzo sottostante sia maggiore a quella del mezzo sovrastante. La Figura 3.41 chiarifica lo schema di rilievo.

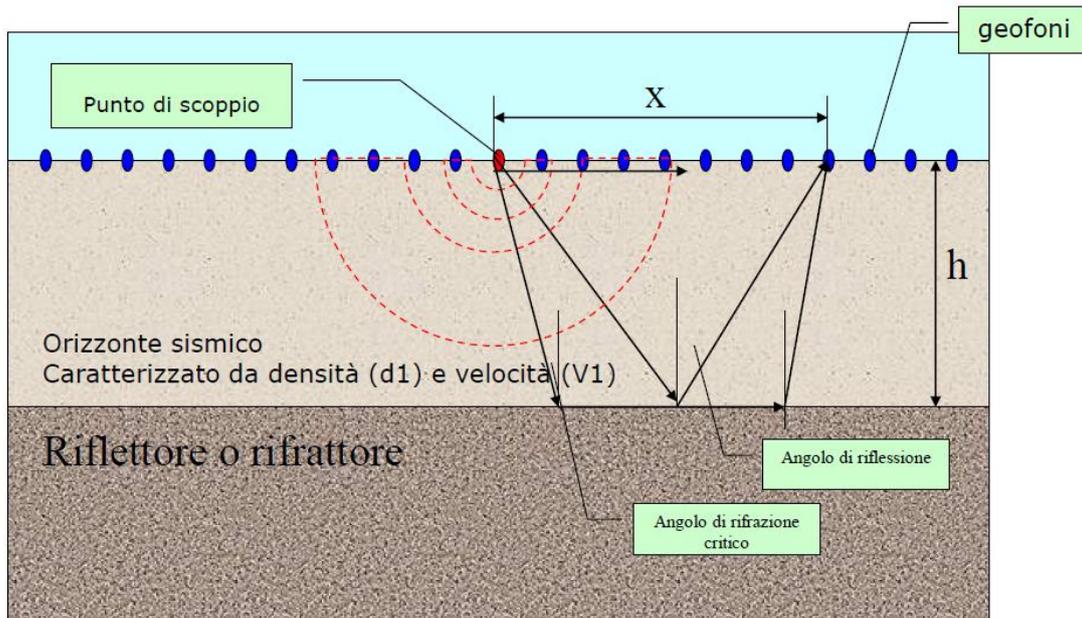


Figura 3.41 - Schema di rilievo a rifrazione

L'apparecchiatura impiegata consta di:

- Sismografo ES3000 GEOMETRICS da 24 canali;
- 24 Geofoni verticali da 4 a 10 Hz;
- 2 Cavi sismici da 12 uscite ogni 3-4 m;
- Mazza battente 6 lb (2.72 kg);
- Piastra in teflon;
- Cavo elettrico da 100 m bipolare per trigger;
- Connettore inerziale.

Le caratteristiche tecniche del sismografo sono riportate in Allegato 12.

La procedura di rilievo è svolta eseguendo 4 profili di cui 2 paralleli all'asse del tunnel e 2 perpendicolari ad esso; per maggiore chiarezza si rimanda alla Figura 3.42 e Figura 3.43. I 4 profili investigati garantiscono una buona copertura dell'area, fornendo le informazioni geomeccaniche necessarie; inoltre, essendo perpendicolari gli uni agli altri, si evidenzia lo stato di fratturazione dell'ammasso roccioso, sia longitudinalmente all'asse del tunnel sia in direzione perpendicolare ad esso. Gli step seguiti per il rilievo sono:

1. Ricerca della linea di interesse (lunghezza massima 50 m, avendo a disposizione solo una massa battente e non esplosivo);
2. Georeferenziazione dei punti iniziale, finale e intermedio del profilo;
3. Posizionamento dei geofoni in linea, equidistanziati di due metri, e successivo collegamento con i due cavi sismici;
4. Collegamento del sismografo ai cavi sismici e all'elaboratore;
5. Controllo e verifica della linea;
6. Energizzazione in testa con 4 colpi, con tempi di acquisizione di 62.5 ms e 500 ms;
7. Ripetizione dei punti 1-6 per le linee successive.

Le Figura 3.44, Figura 3.45, Figura 3.46 e Figura 3.47 mostrano i dettagli dell'esecuzione della prova.



Figura 3.42 - Disposizione stendimenti e asse del tunnel

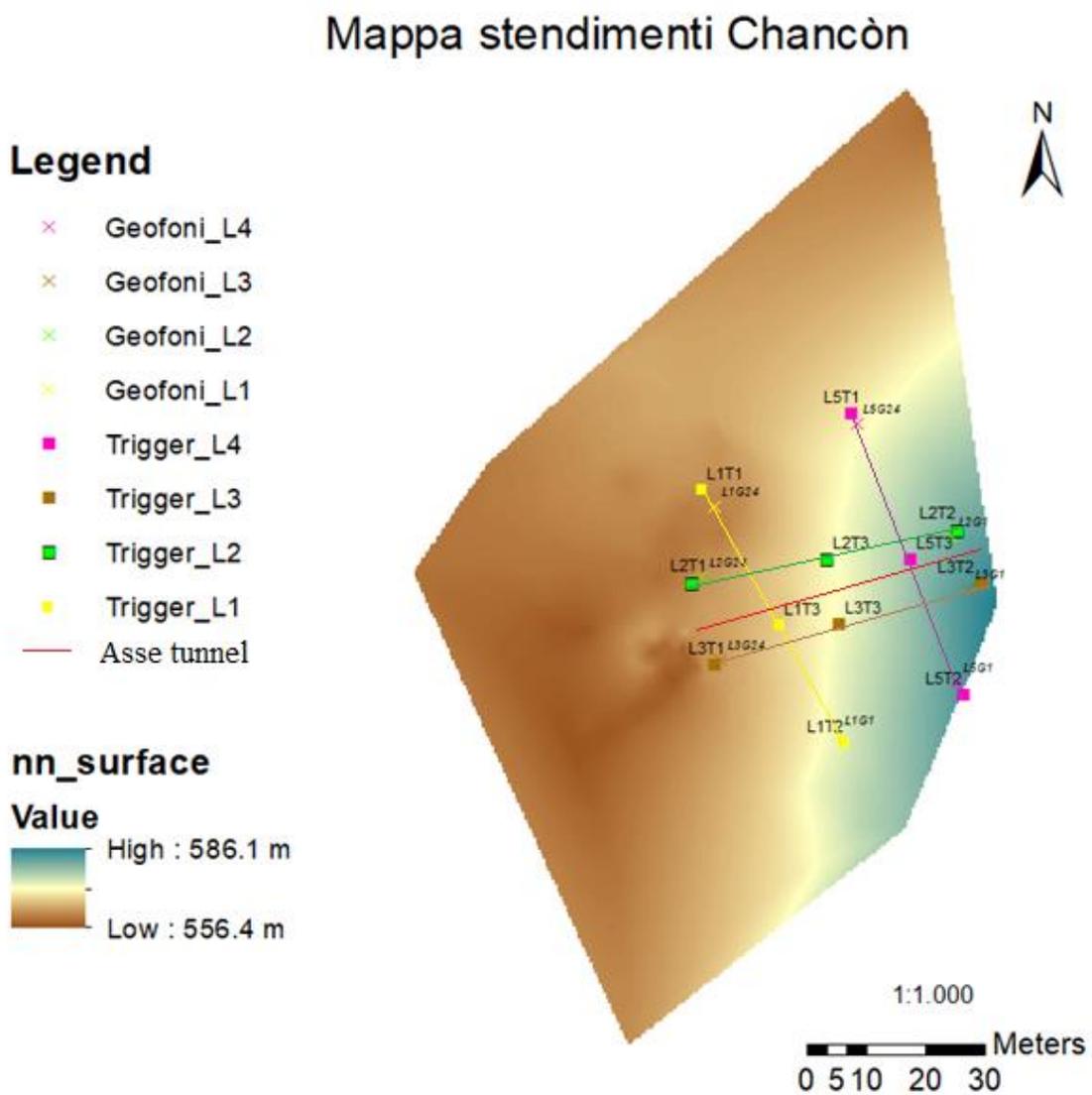


Figura 3.43 - Mappa degli stendimenti delle linee



Figura 3.44 - Sismografo ES-3000



Figura 3.45 - Stendimento di geofoni



Figura 3.46 - Collegamento geofono-cavo sismico



Figura 3.47 - Energizzazione trigger

I risultati ottenuti dal procedimento appena descritto riguardano sia le onde rifratte (dalle quali è possibile ricavare la legge di propagazione delle onde di compressione) che le onde superficiali (da cui si ricavano informazioni relative alle onde di taglio). Nel seguito vengono esposti i risultati ottenuti dall'indagine geofisica: per ogni profilo, partendo dai dati di velocità delle onde di taglio e di compressione, sono stati ottenuti la variazione del modulo di Poisson (nel seguito indicato come ν), modulo elastico, di taglio e rigidezza volumetrica (successivamente richiamati come E, G e K rispettivamente) in funzione della profondità. Si precisa che i software impiegati per l'elaborazione dei dati sono: Excel e MATLAB R2016a.

Si riportano i passaggi e le formule impiegate per la determinazione della velocità delle onde di taglio (da ora chiamate V_s):

1. Acquisizione dei dati nel dominio spazio-tempo (tempi di primo arrivo dei geofoni in ascolto dal numero 1 al numero 24);
2. Passaggio dal dominio spazio-tempo al dominio frequenza-numero d'onda (tale passaggio si effettua tramite l'applicazione della trasformata di Fourier);
3. Normalizzazione dello spettro così ottenuto rispetto alla frequenza massima;
4. Ricerca del modo fondamentale con cui le onde superficiali si trasmettono nel mezzo (picking manuale dallo spettro normalizzato);
5. Estrapolazione della curva di dispersione (scatter plot della velocità di fase in funzione della frequenza);
6. Per ciascuna coppia frequenza-numero d'onda è possibile calcolare la velocità delle onde superficiali, attraverso la (3.10), dove f indica la frequenza misurata in Hz, k indica il numero d'onda misurato in rad/m.

$$V_r = \frac{2\pi f}{k} \quad (3.10)$$

7. Ottenuta la velocità delle onde superficiali (da ora chiamate V_r) è possibile ricavare la profondità massima alla quale tali onde si propagano (3.11), la profondità alla quale è contenuta la massima energia (3.12), dove λ e z rappresentano rispettivamente la profondità massima a cui si propagano le onde di superficie (espressa in m) e la quota alla quale corrisponde il maggior contenuto energetico di tali onde (anch'esso espresso in m).

$$\lambda = \frac{V_r}{f} \quad (3.11)$$

$$z = \frac{\lambda}{2} \quad (3.12)$$

8. Attraverso la (3.13) è possibile determinare la velocità delle onde di taglio.

$$V_s = 1.1 \cdot V_r \cdot 1000 \quad (3.13)$$

Dove 1000 è un fattore moltiplicativo che permette di esprimere la V_s in m/s.

La velocità delle onde di taglio non è sufficiente per poter valutare l'entità del coefficiente di Poisson ν , il modulo elastico E, il modulo di taglio G e il modulo di rigidezza volumetrica K, i quali costituiscono i parametri dell'ammasso roccioso ricercati. Per la determinazione dei parametri appena citati, si rende necessaria la valutazione della velocità di propagazione delle onde di compressione V_p .

La V_p è valutata attraverso i tempi di primo arrivo ai geofoni, viene quindi valutato il tempo di percorrenza delle onde rifratte in funzione dell'offset dei vari geofoni. Da tale valutazione emerge una legge lineare che lega la velocità delle onde di compressione alla profondità, nella forma della (3.14).

$$V_p(z) = a + b \cdot z \quad (3.14)$$

dove a rappresenta il valore dell'intercetta, b il coefficiente angolare della retta, ovvero il gradiente della velocità, e z indica la profondità a cui si ricerca la V_p .

Con le informazioni relative a V_p e V_s è possibile ricavare i parametri meccanici dell'ammasso roccioso: attraverso la (3.15) il coefficiente di Poisson, (3.16) il modulo elastico, (3.17) il modulo di taglio, (3.18) il modulo di rigidità volumetrica.

$$\nu = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2 \cdot \left[\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1\right]} \quad (3.15)$$

$$E = \frac{\rho \cdot V_p^2 (1 - 2\nu) \cdot (1 + \nu)}{1 - \nu} \quad (3.16)$$

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (3.17)$$

$$K = \rho \cdot V_p^2 - \frac{4}{3} \cdot G \quad (3.18)$$

dove ρ indica il peso di volume dell'ammasso roccioso, assunto costante e pari a 25 kN/m³.

Si procede ora alla caratterizzazione di ogni stendimento; per la loro disposizione geometrica si rimanda alla Figura 3.42 e alla Figura 3.43.

Per ogni stendimento sono stati analizzati due punti di energizzazione, all'inizio e al termine di ogni linea; lo scoppio numero 1 è inteso nei pressi del geofono 1 dello stendimento, mentre lo scoppio numero 2 si pone nei pressi del geofono 24 dello stendimento. Nel seguito si analizzano i risultati delle onde superficiali e di compressione; in particolare, si espongono prima i risultati delle onde superficiali, in seguito le onde di volume ed infine i profili dei parametri geomeccanici ricercati dell'ammasso roccioso.

Vengono ora elaborati i dati relativi agli scoppi nel primo stendimento, in particolare la Figura 3.48, Figura 3.49 e Figura 3.50 riportano rispettivamente lo spettro, lo spettro normalizzato (con relativo metodo fondamentale) e curva di dispersione dello scoppio 2.

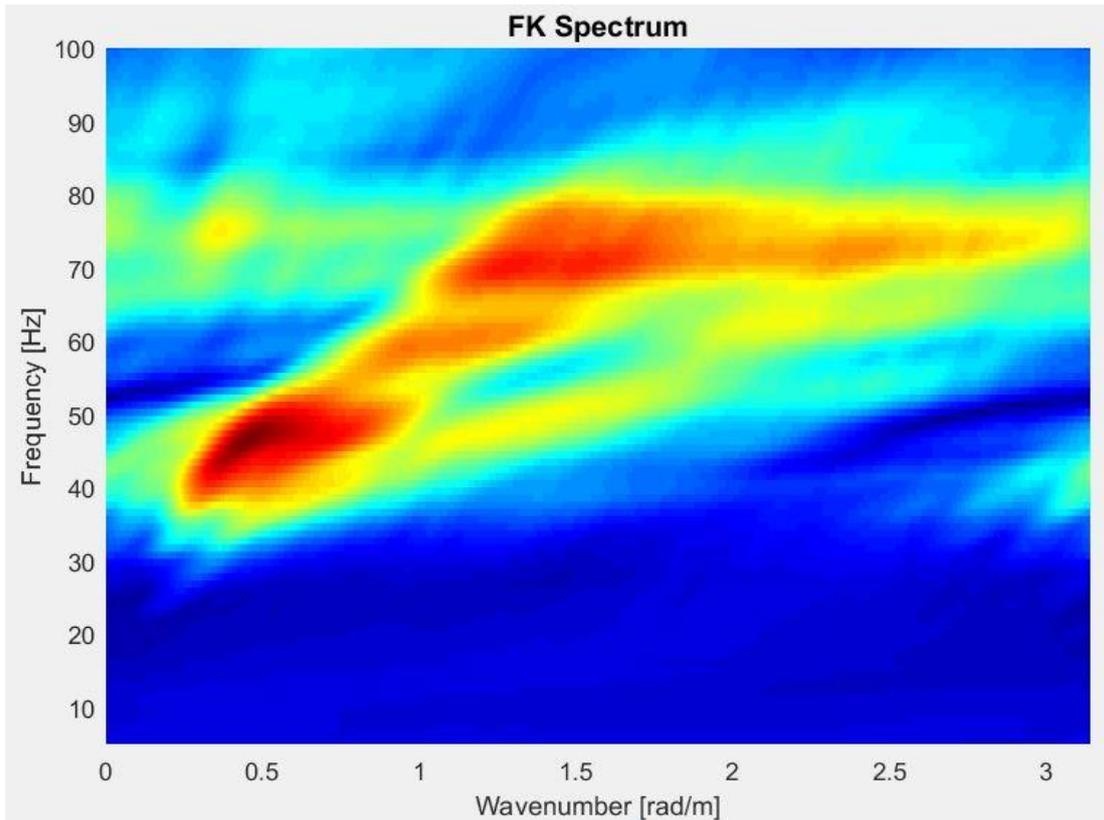


Figura 3.48 - Spettro FK stendimento 1 scoppio 2 (presso geofono 24)

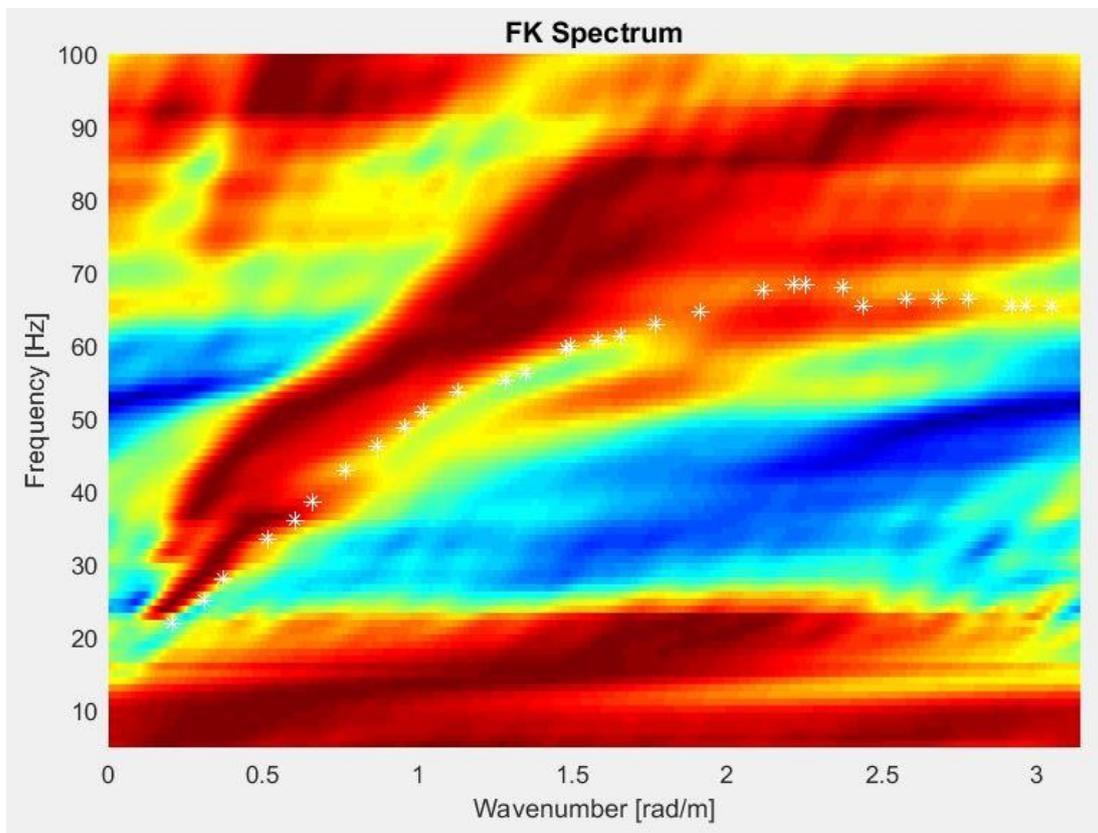


Figura 3.49 - Spettro FK normalizzato stendimento 1 scoppio 2 (presso geofono 24)

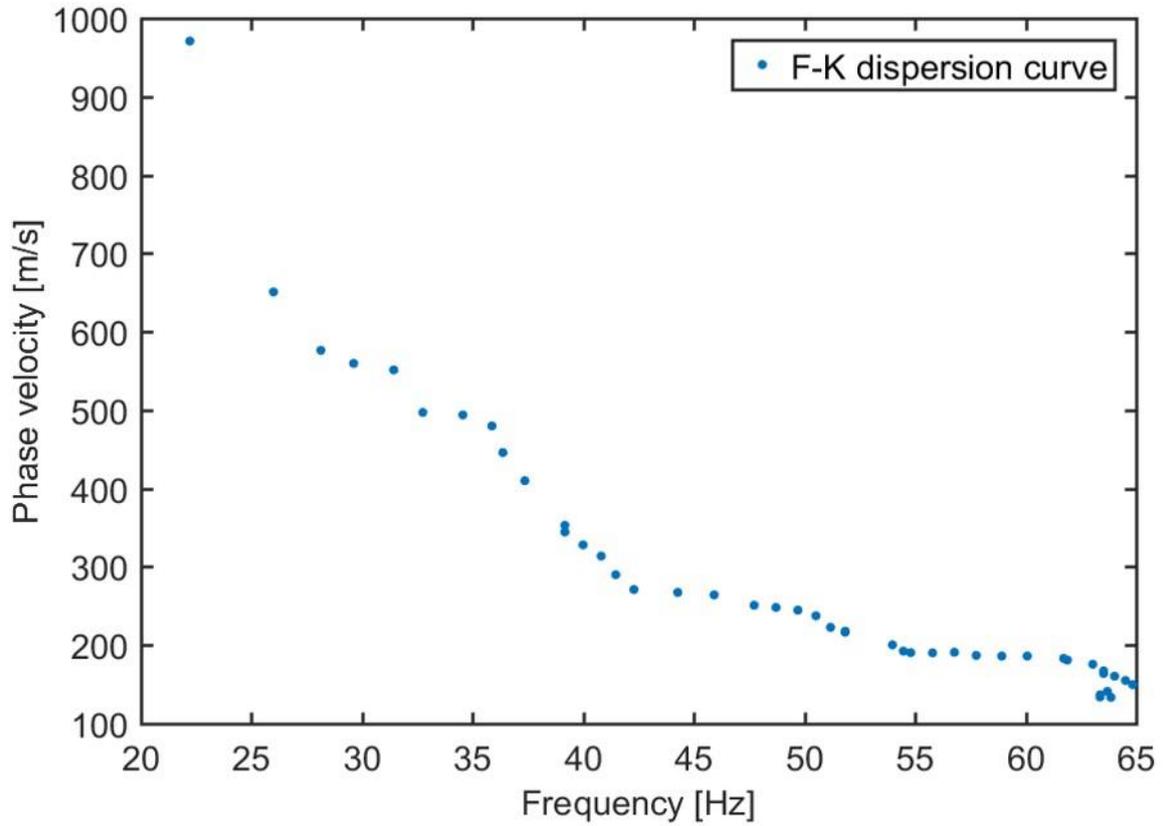


Figura 3.50 - Curva di dispersione stendimento 1 scoppio 2 (presso geofono 24)

Analogamente la Figura 3.51, Figura 3.52 e la Figura 3.53 riportano le medesime informazioni (spettro, spettro normalizzato e curva di dispersione) per il primo scoppio.

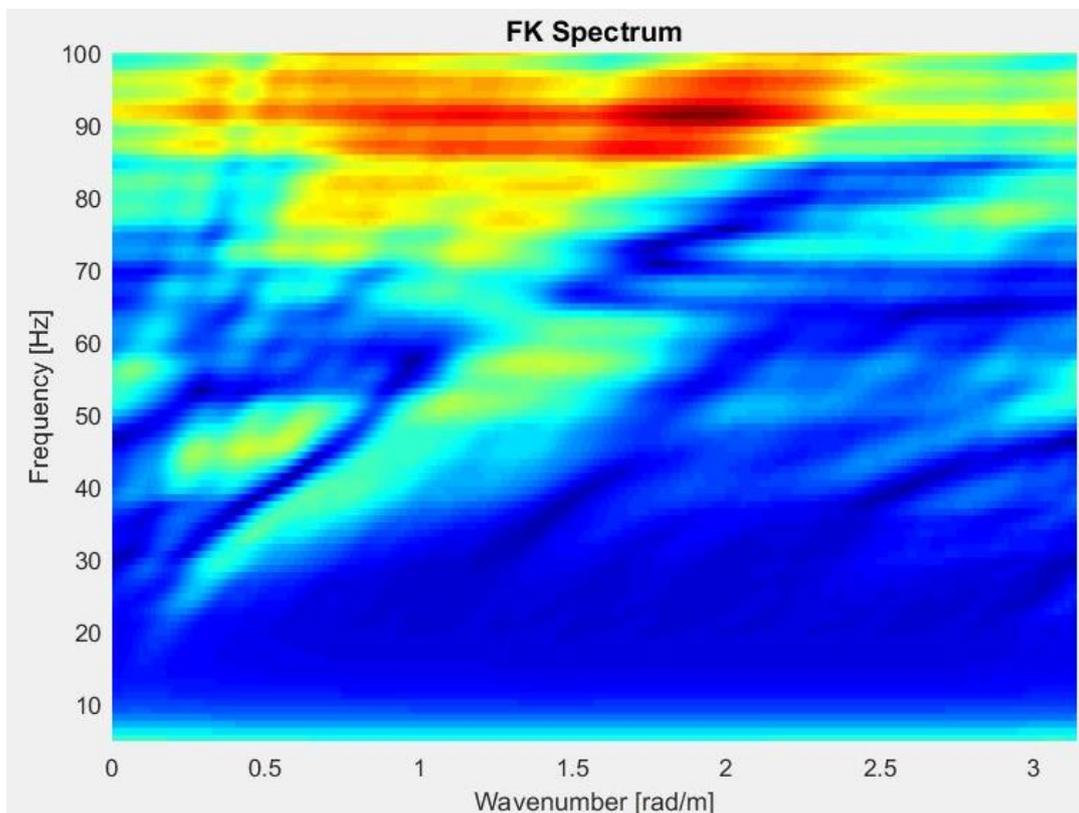


Figura 3.51 - Spettro FK stendimento 1 scoppio 1 (presso geofono 1)

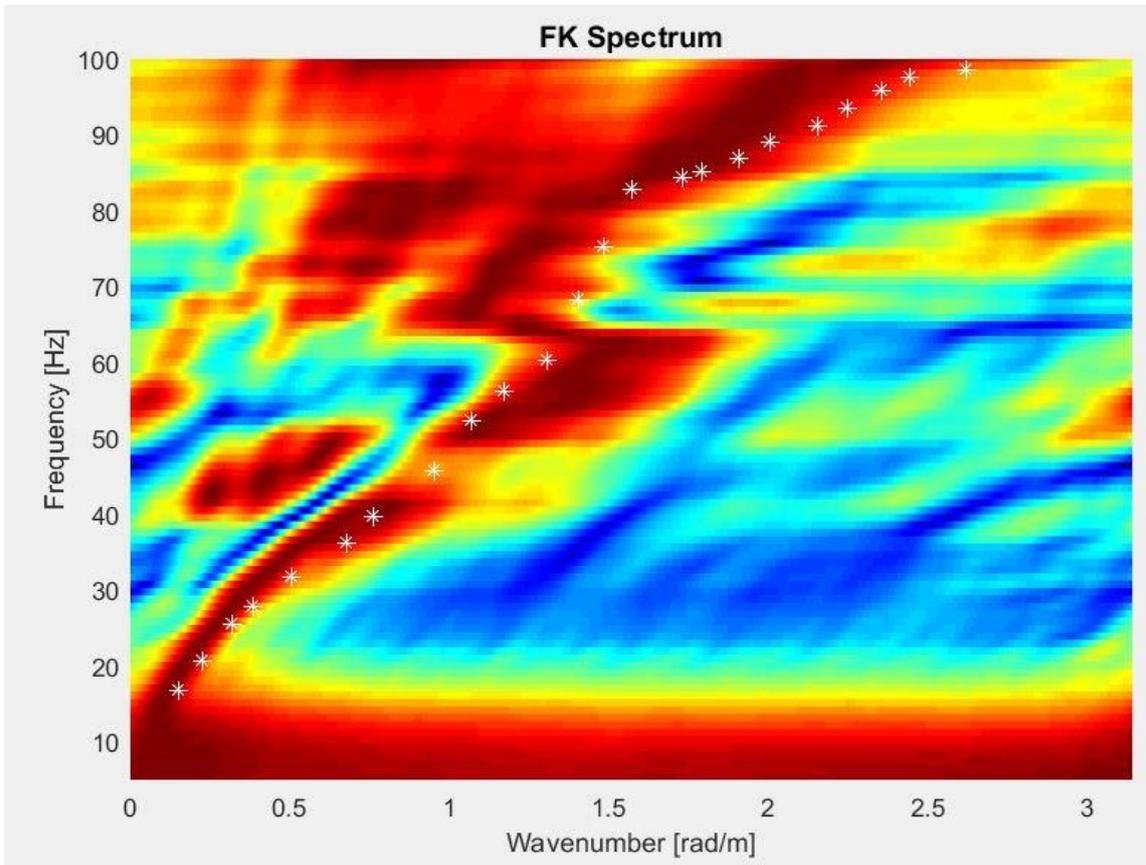


Figura 3.52 - Spettro FK normalizzato stendimento 1 scoppio 1 (presso geofono 1)

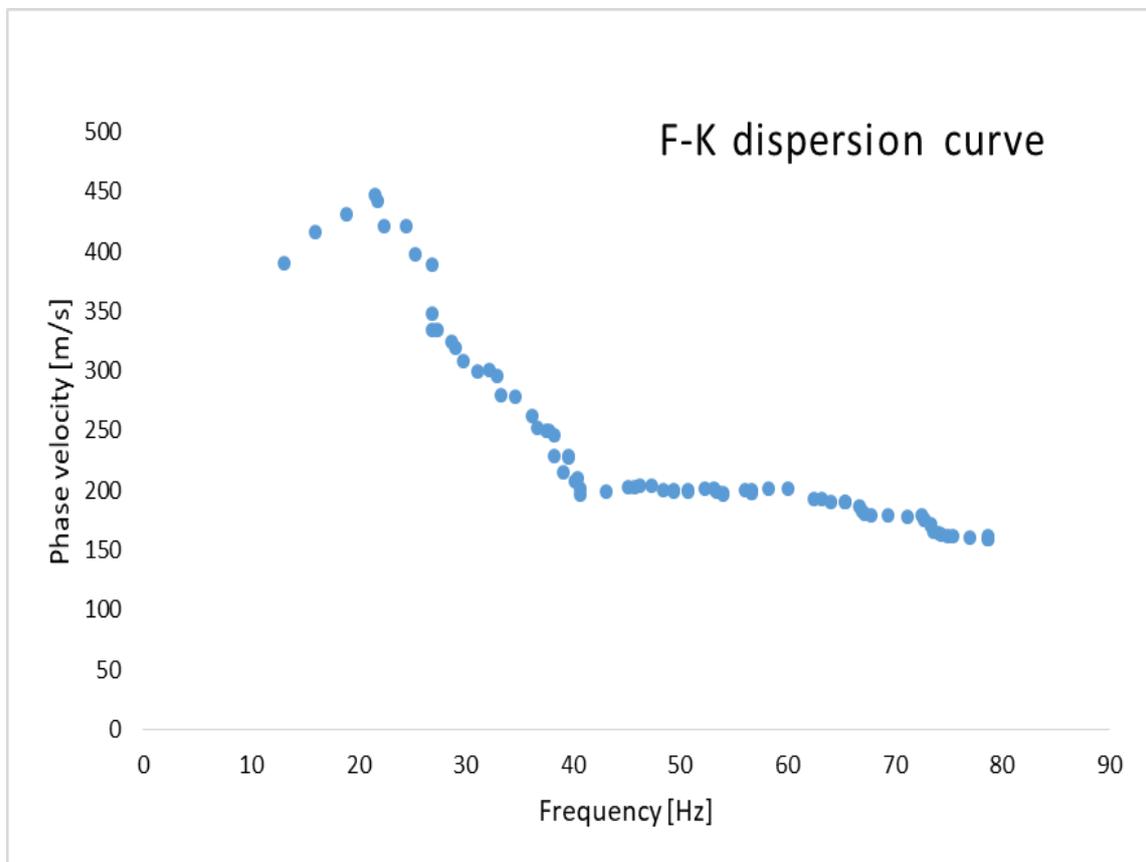


Figura 3.53- Curva di dispersione stendimento 1 scoppio 1 (presso geofono 1)

Dalla Figura 3.50 e Figura 3.53 è possibile procedere con l'inversione del problema, da cui si ricava la variazione delle velocità delle onde di taglio in funzione della profondità (Figura 3.54 e Figura 3.55). Come si può apprezzare dalla Figura 3.54 e Figura 3.55, l'andamento delle velocità delle onde di taglio è in entrambi i casi approssimabile a una funzione polinomiale di secondo grado, con un indice R^2 molto elevato. I dettagli dell'equazione che meglio approssima l'andamento delle velocità e l'indice di correlazione sono visionabili nelle rispettive figure.

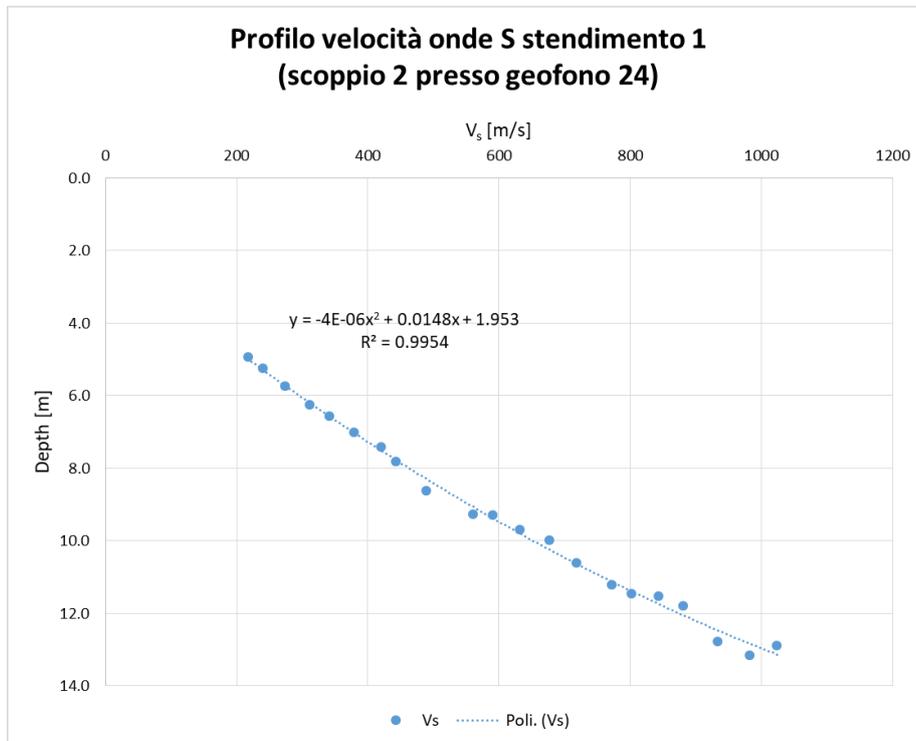


Figura 3.54 - Profilo delle velocità onde di taglio, profilo 1 scoppio 2 (pressi geofono 24)

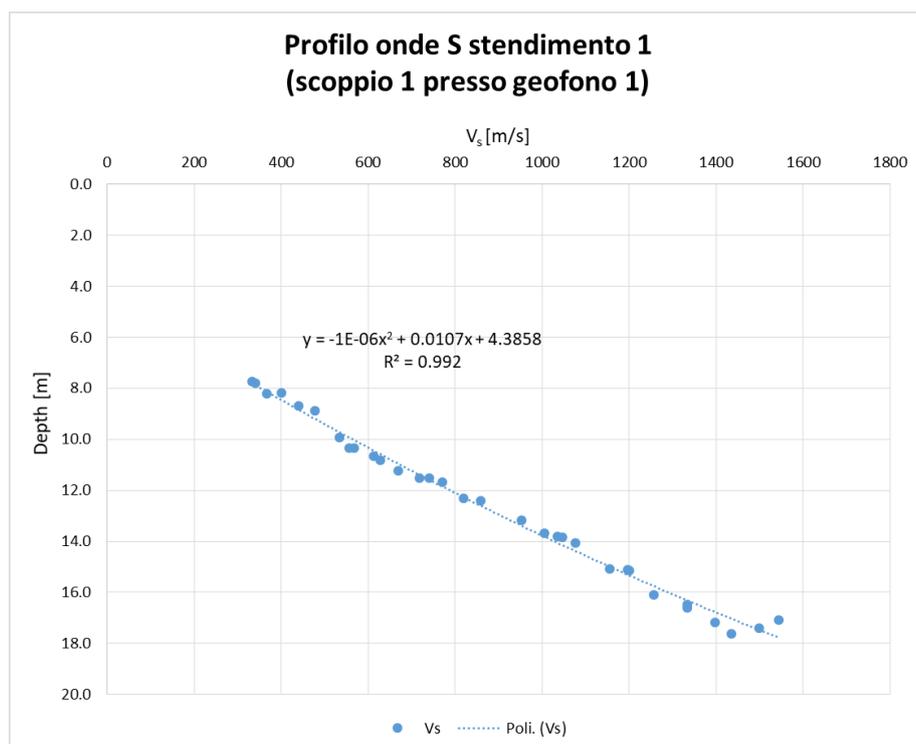


Figura 3.55 - Profilo delle velocità onde di taglio, profilo 1 scoppio 2 (pressi geofono 1)

Per quanto riguarda le onde di compressione, sono stati ricavati l'andamento, la distribuzione e le leggi riportate in Figura 3.56. Come si può apprezzare dalla Figura 3.56, l'andamento delle velocità delle onde di compressione è lineare e varia da un valore di circa 3300 m/s nei pressi del geofono 1 (ad una profondità di 20 m) ad un valore di circa 2700 m/s (sempre ad una profondità di 20 m) nei pressi del geofono 24. Dato che la velocità passa da 3300 m/s a 2700 m/s, si può dedurre un peggioramento delle caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso passando dalla posizione del geofono 1 alla posizione del geofono 24.

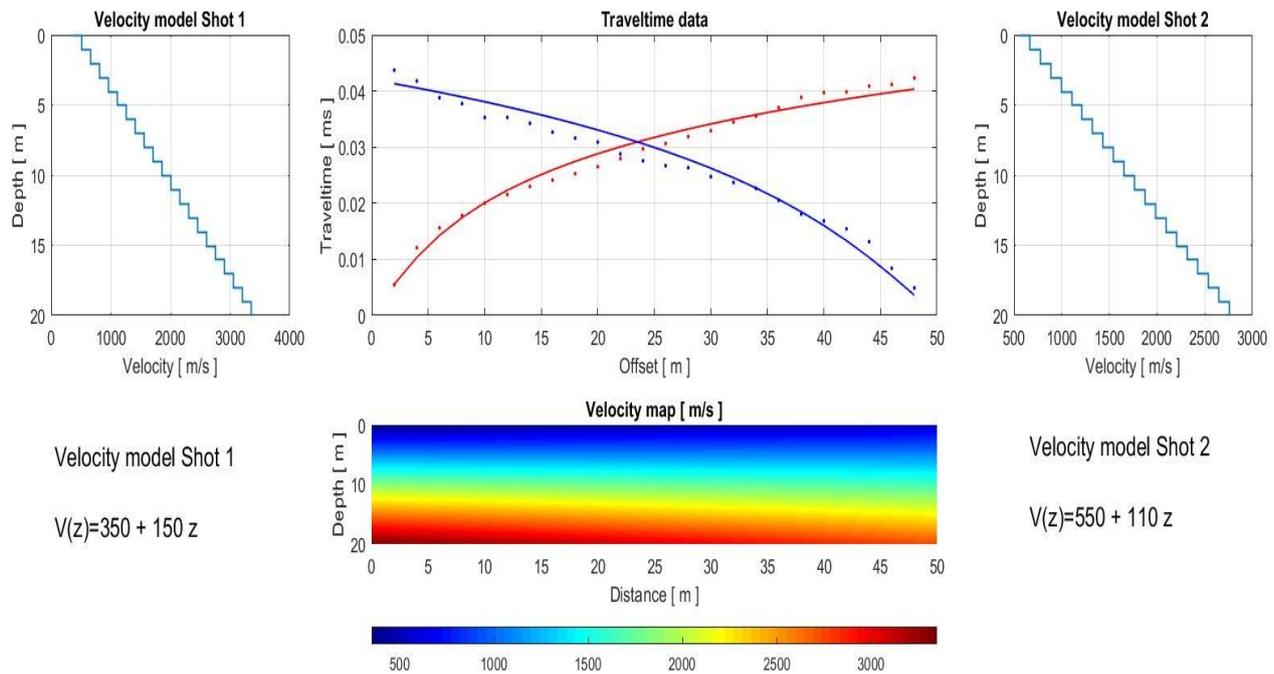


Figura 3.56 - Andamento, distribuzione e legge di velocità onde di compressione stendimento 1

Si riportano la Figura 3.57 e la Figura 3.58, che confrontano le variazioni di velocità delle onde P e S all'aumentare della profondità.

Si nota che all'aumentare della profondità le curve relative alle onde di taglio e compressione si avvicinano: ciò è imputabile ad un miglioramento delle caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso che risulta, quindi, meno fratturato in profondità. Inoltre, essendo la variazione di velocità in funzione della profondità ben approssimabile con leggi lineari o polinomiali del secondo ordine, si può assumere che l'ammasso roccioso non presenti particolari anomalie o incongruenze.

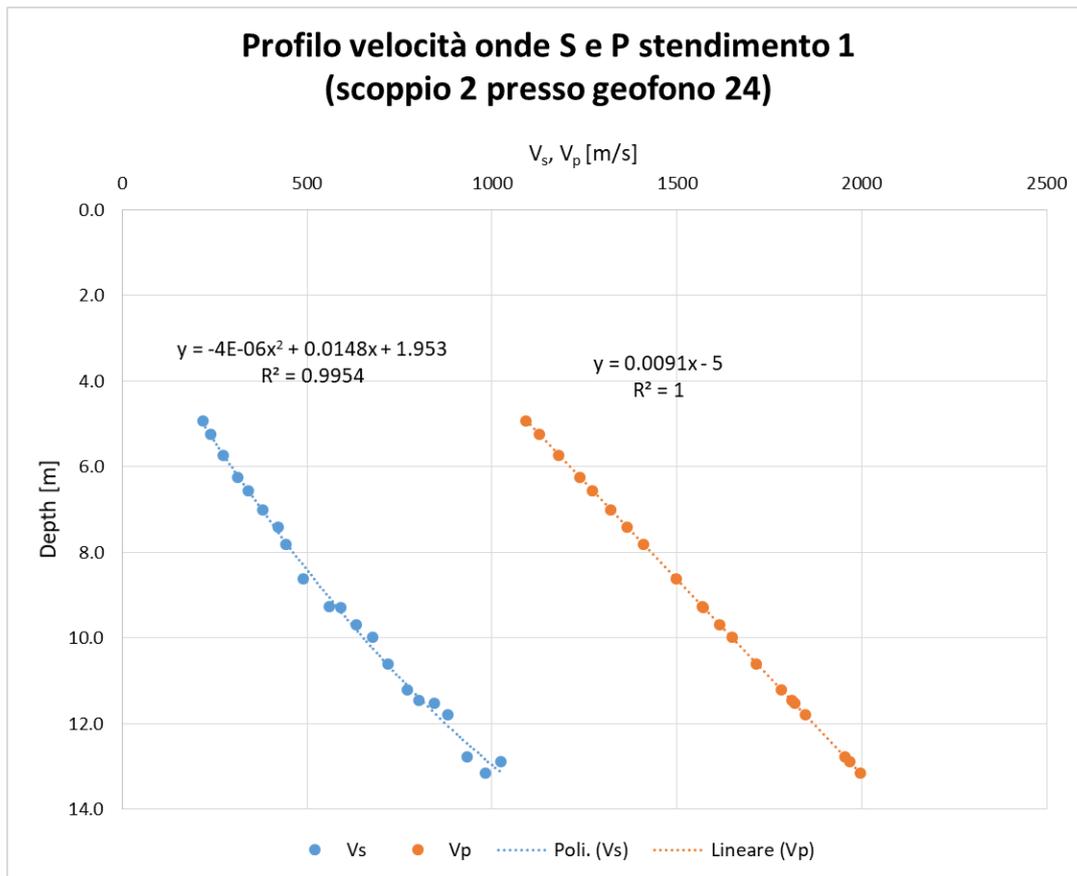


Figura 3.57 - Confronto andamento velocità onde di compressione e taglio stendimento 1 presso geofono 24

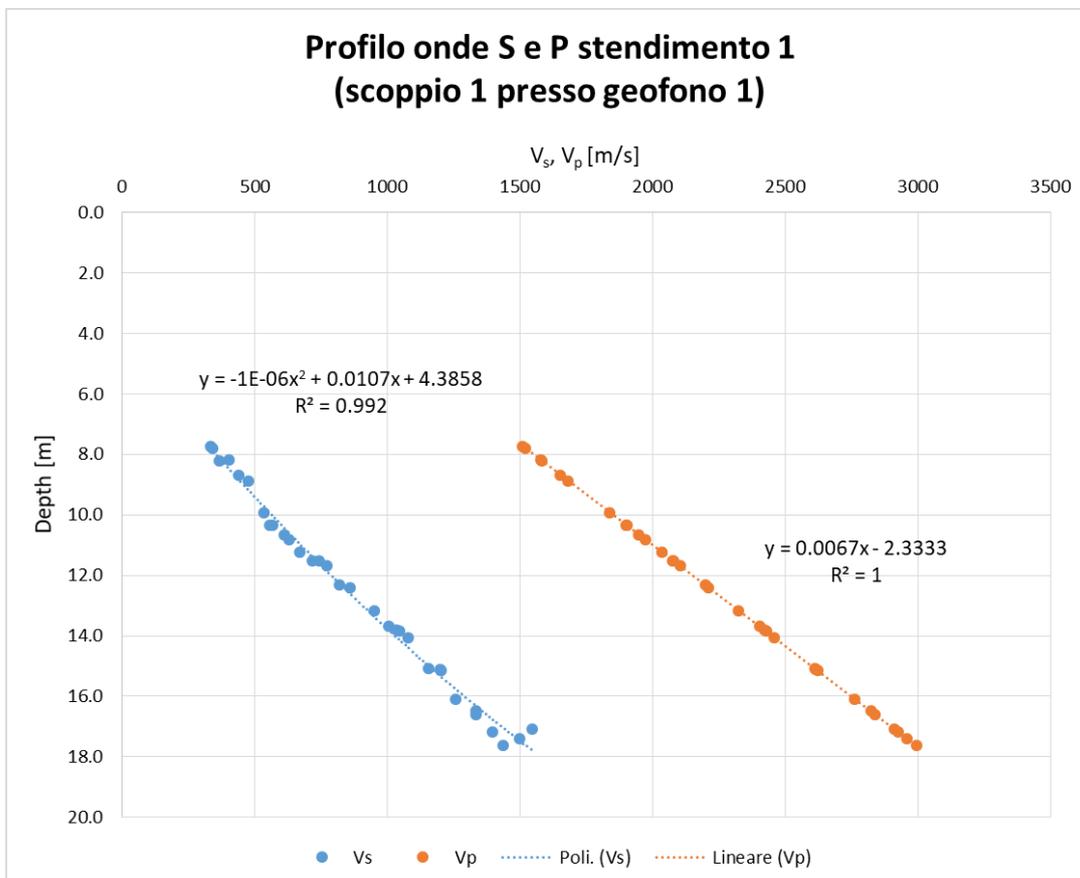


Figura 3.58 - Confronto andamento velocità onde di compressione e taglio stendimento 1 presso geofono 1

La Figura 3.59 e la Figura 3.60 riportano la variazione del coefficiente di Poisson all'aumentare della profondità investigata. Si fa notare che in entrambe le figure l'andamento è approssimabile con una funzione polinomiale del secondo ordine in modo soddisfacente (coefficiente di determinazione superiore a 0.97); le equazioni che meglio approssimano l'andamento sono riportate in Figura 3.59 e Figura 3.60. In entrambi i casi il coefficiente di Poisson oscilla tra 0.30 e 0.45, valori in linea con la geologia della roccia e che suggerisce un consolidamento maggiore a profondità crescenti.

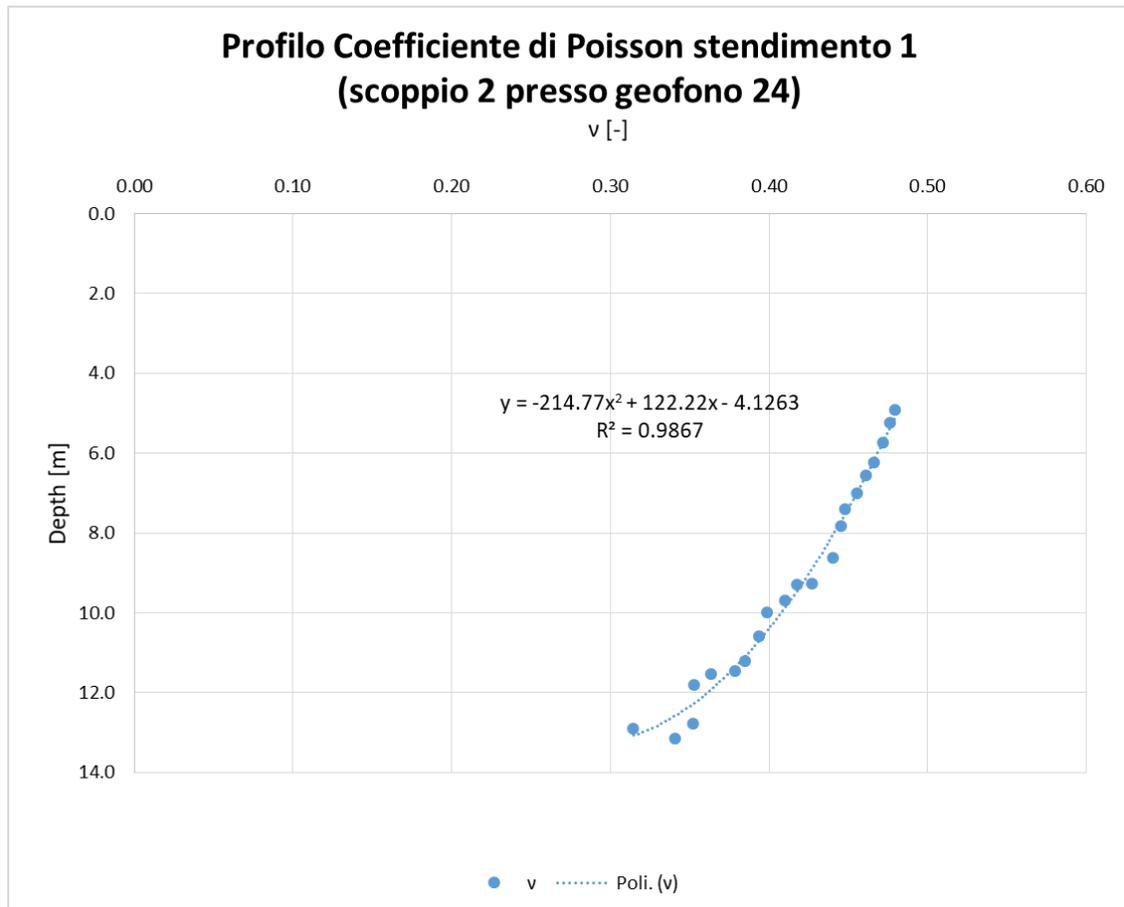


Figura 3.59 - Profilo del modulo di Poisson,,profilo 1 scoppio 2 (presso geofono 24)

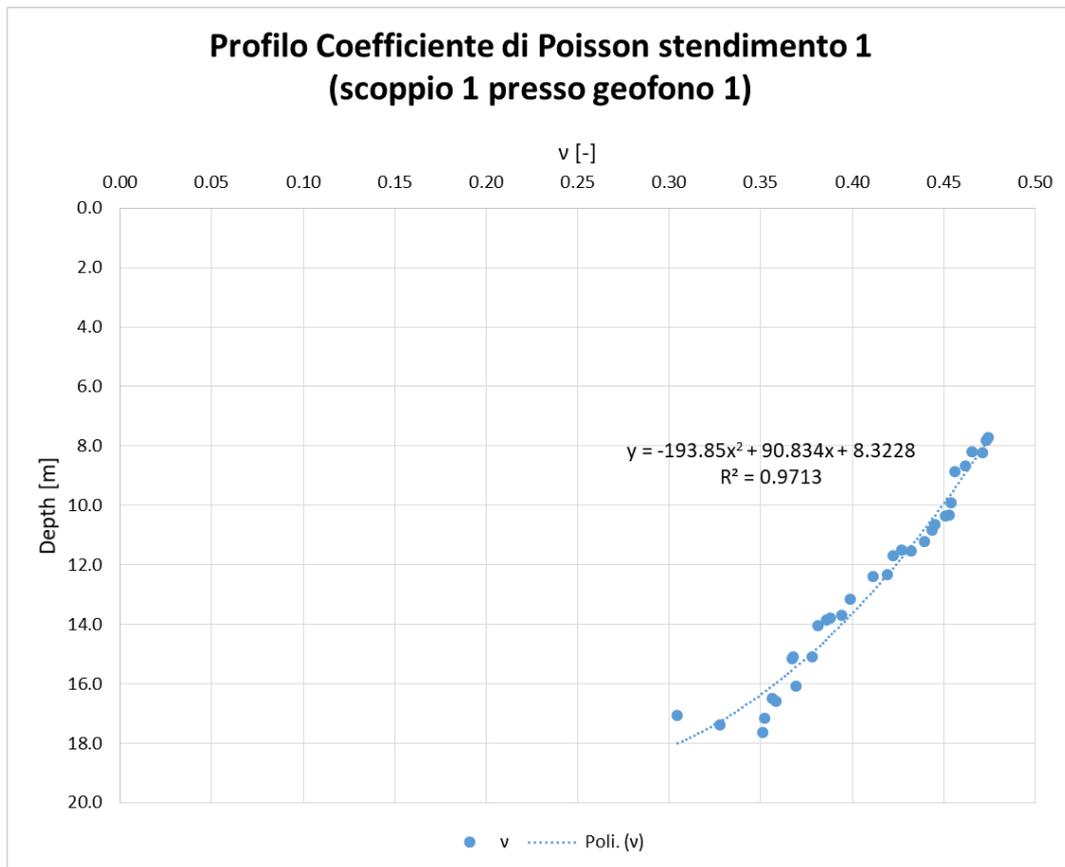


Figura 3.60 - Profilo del modulo di Poisson, profilo 1 scoppio 1 (pressi geofono 1)

Alla luce dei risultati appena discussi, è possibile ricavare il valore del modulo elastico attraverso la (3.16), il modulo di taglio con la (3.17), il modulo di rigidità volumetrica con la (3.18) e di valutarli in funzione della profondità investigata. La Figura 3.61 e la Figura 3.62 riportano gli andamenti di E, G e K. Anche in questo caso si nota che all'aumentare della profondità migliorano i parametri meccanici dell'ammasso roccioso secondo una legge polinomiale del secondo ordine. Si può quindi cautamente assumere che l'ammasso roccioso in profondità sia competente e poco fratturato.

Si conclude che:

- La velocità delle onde sismiche è bene interpolata dalle funzioni matematiche polinomiale del secondo ordine (onde di taglio) e lineare (onde di compressione) fino ad una profondità di circa 13 m (nel caso dello scoppio 2) o a 18 m (nel caso dello scoppio 1), pertanto si considera tale profondità il valore oltre il quale non è possibile andare per reperire informazioni sui parametri meccanici dell'ammasso roccioso, a causa della qualità del segnale non eccellente;
- Il coefficiente di Poisson è ben interpolato da una funzione polinomiale del secondo grado e varia da valori massimi di 0.45 in superficie (strato meno consolidato) a minimi di 0.30 (strato più consolidato);
- I parametri E, G e K hanno andamento ben interpolato da una parabola. I valori di questi sono in linea con il coefficiente di Poisson e la velocità delle onde sismiche.

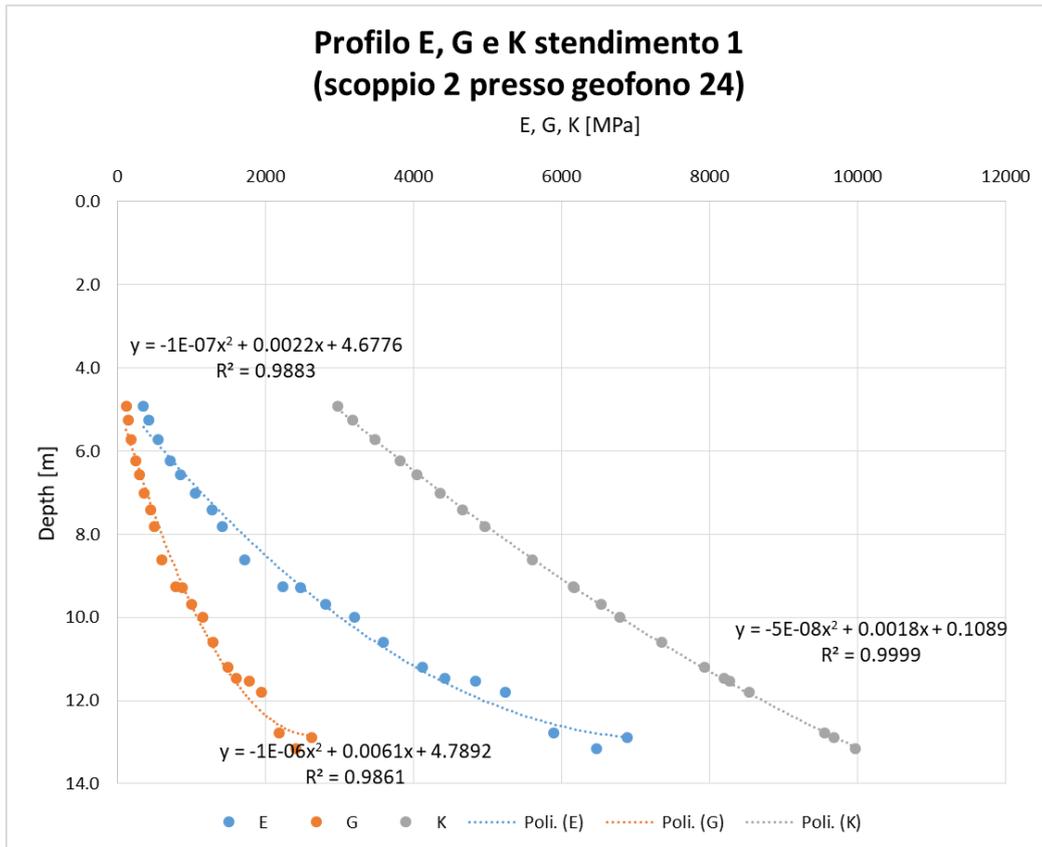


Figura 3.61 - Profilo del modulo elastico e di taglio, profilo 1 scoppio 2 (presso geofono 24)

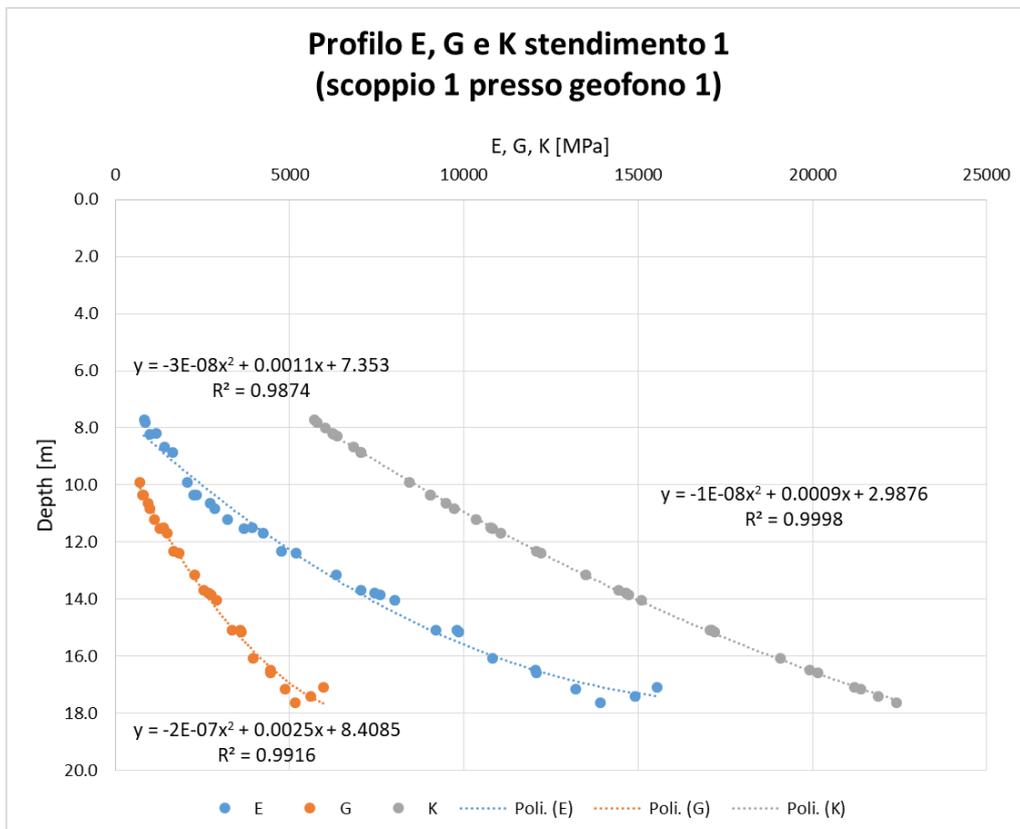


Figura 3.62- Profilo del modulo elastico e di taglio, profilo 1 scoppio 2 (pressi geofono 24)

Vengono ora elaborati i dati relativi agli scoppi nel secondo stendimento; in particolare, la Figura 3.63, Figura 3.64 e Figura 3.65 riportano rispettivamente lo spettro, lo spettro normalizzato (con relativo metodo fondamentale) e curva di dispersione dello scoppio 2.

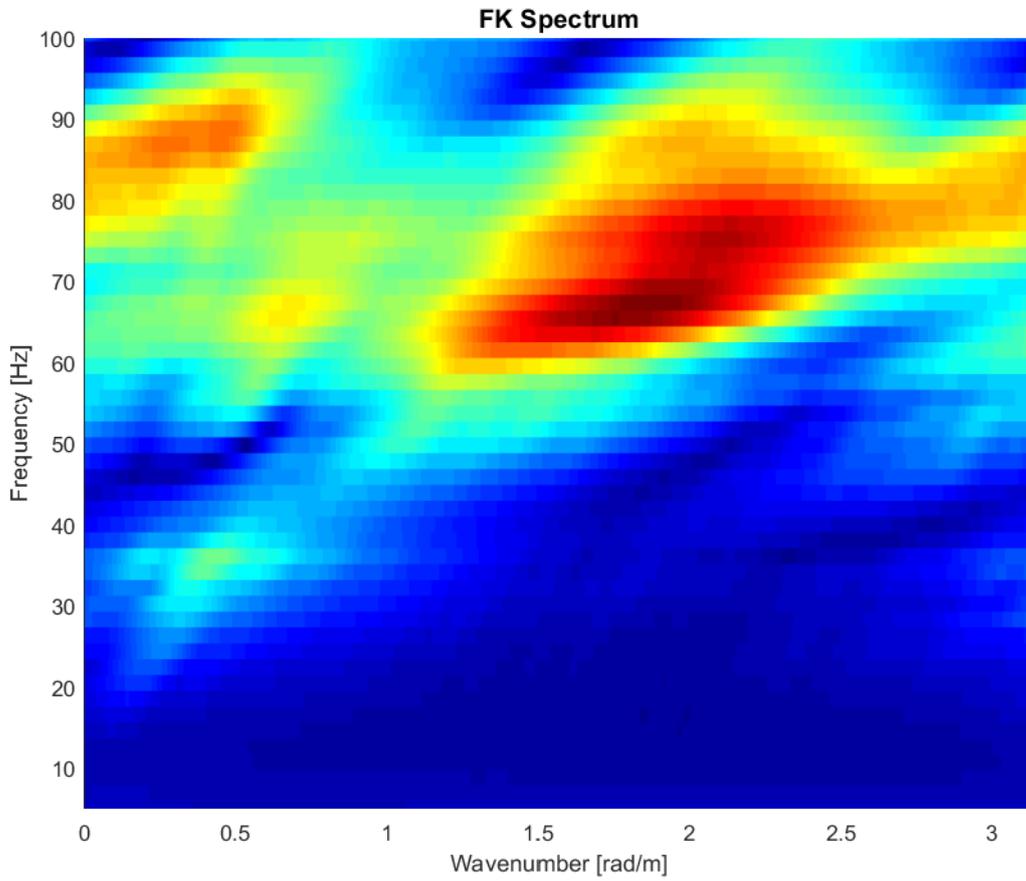


Figura 3.63 - Spettro FK stendimento 2 scoppio 2 (presso geofono 24)

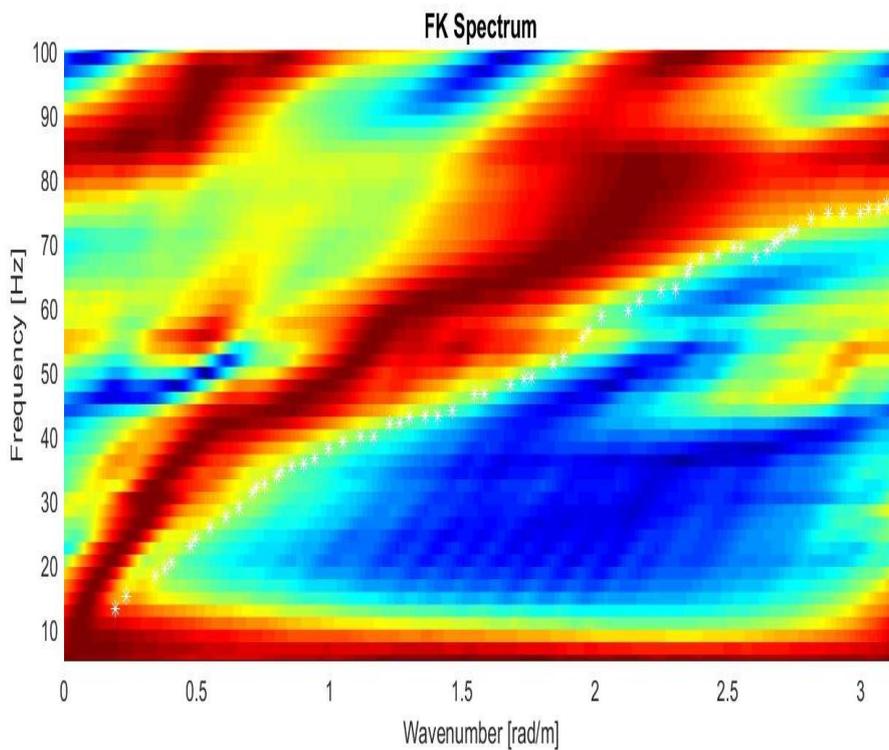


Figura 3.64 - Spettro FK normalizzato stendimento 1 scoppio 2 (presso geofono 24)

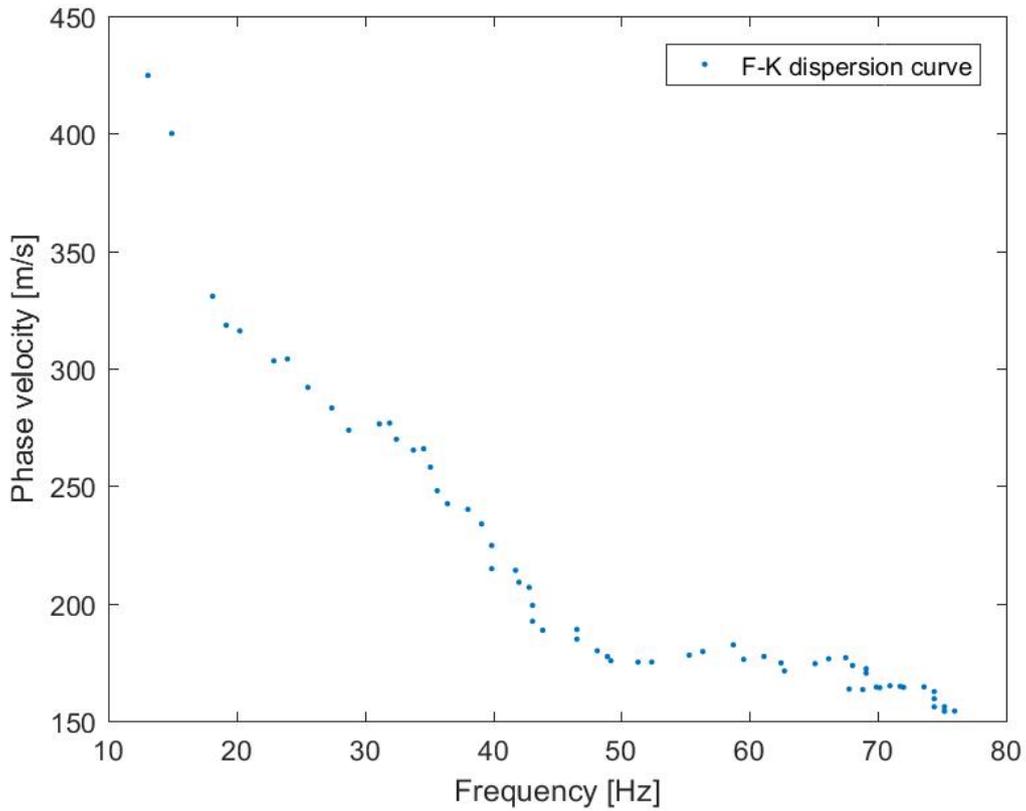


Figura 3.65 - Curva di dispersione stendimento 2 scoppio 2 (presso geofono 24)

Analogamente, la Figura 3.51, Figura 3.52 e la Figura 3.53 riportano le medesime informazioni (spettro, spettro normalizzato e curva di dispersione) ricavate per il primo scoppio.

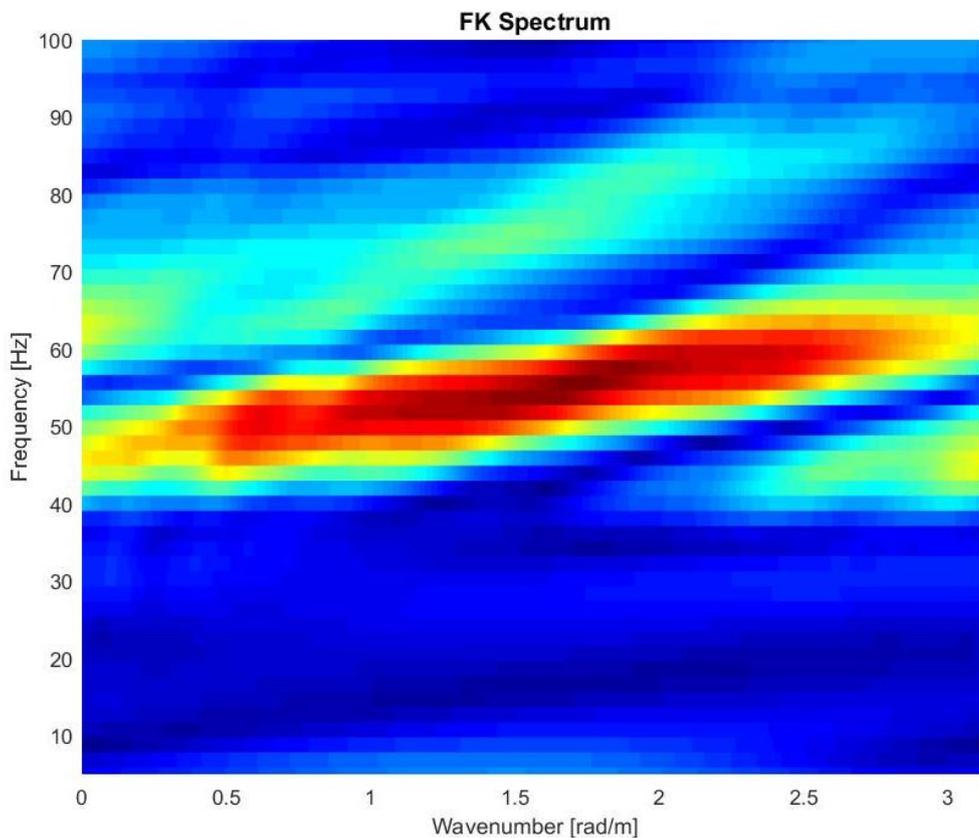


Figura 3.66 - Spettro FK stendimento 2 scoppio 1 (presso geofono 1)

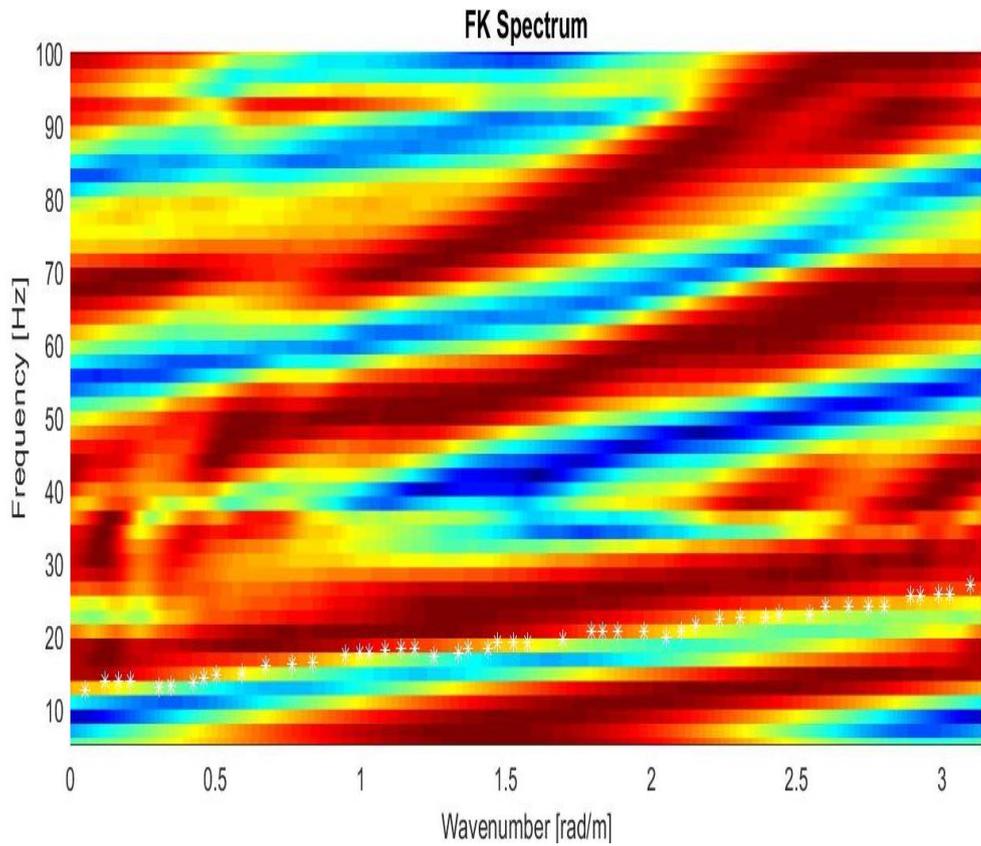


Figura 3.67 - Spettro FK normalizzato stendimento 2 scoppio 1 (presso geofono 1)

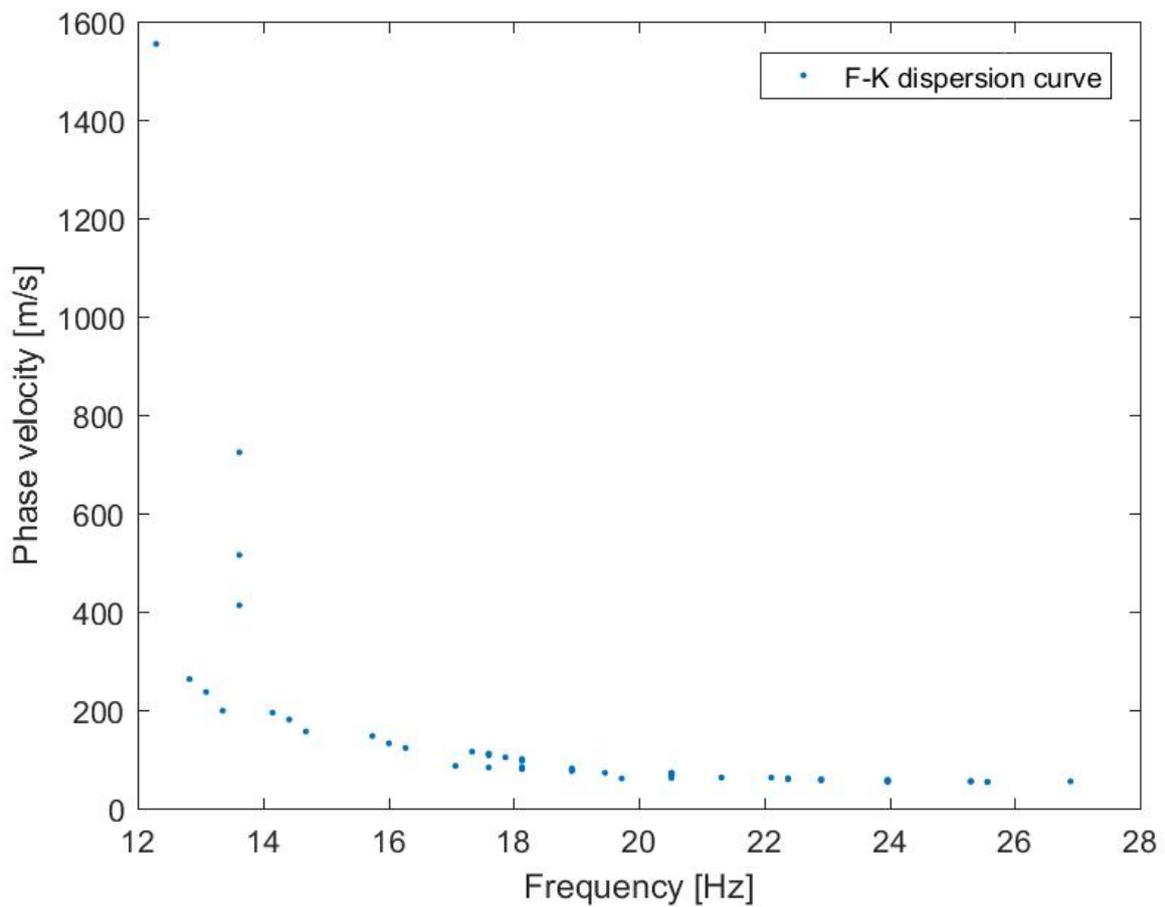


Figura 3.68 - Curva di dispersione stendimento 2 scoppio 1 (presso geofono 1)

Dalla Figura 3.65 e Figura 3.68 è possibile procedere con l'inversione del problema, da cui si ricava la variazione delle velocità delle onde di taglio in funzione della profondità (Figura 3.69 e Figura 3.70). Come si può apprezzare dalla Figura 3.69 e Figura 3.70, l'andamento delle velocità delle onde di taglio è in entrambi i casi approssimabile come una funzione polinomiale di secondo grado, con un indice R^2 molto elevato. I dettagli dell'equazione che approssima l'andamento delle velocità e l'indice di correlazione sono visionabili in nelle rispettive figure.

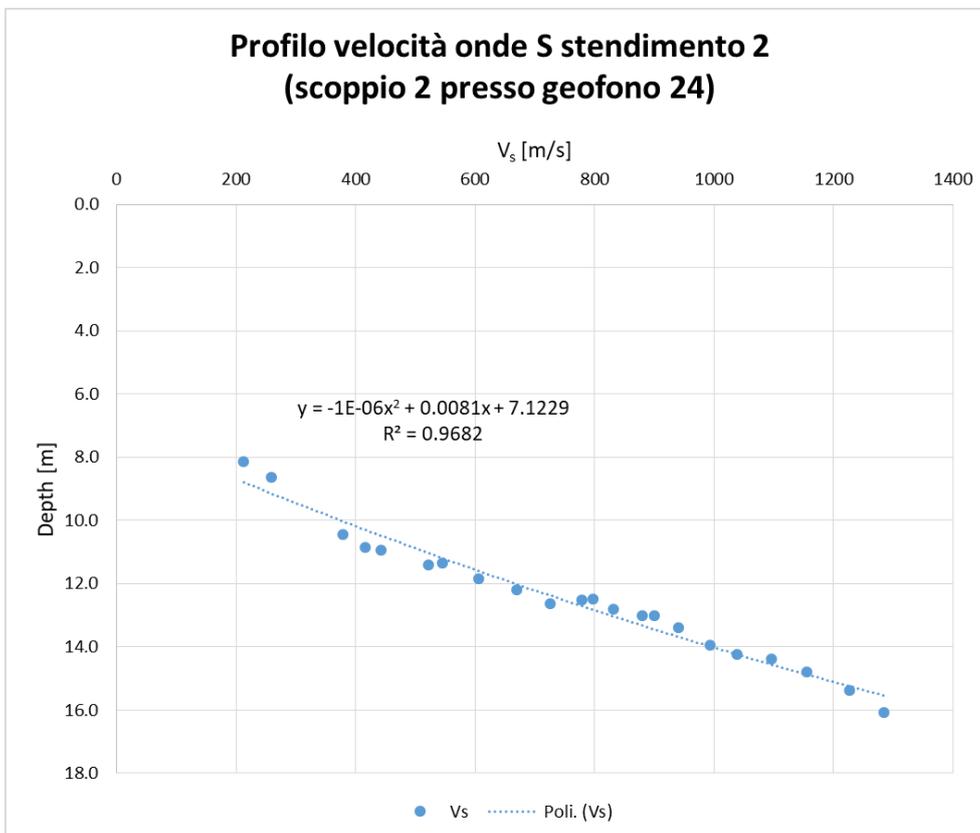


Figura 3.69 - Profilo delle velocità onde di taglio, profilo 2 scoppio 2 (presso geofono 24)

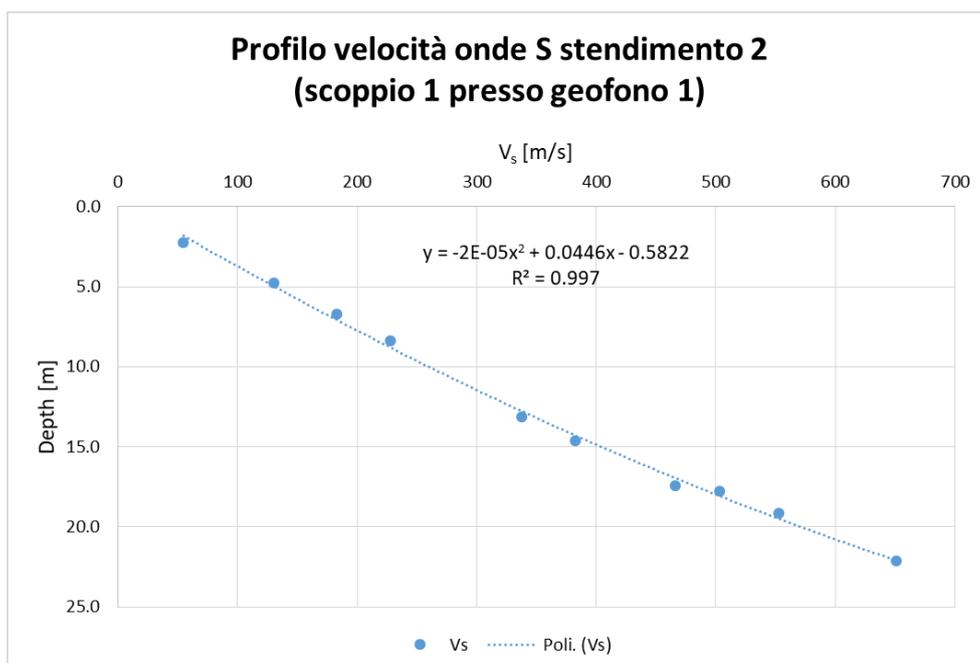


Figura 3.70 - Profilo delle velocità onde di taglio, profilo 2 scoppio 1 (presso geofono 1)

Per quanto riguarda le onde di compressione, sono stati ricavati l'andamento, la distribuzione e le leggi riportate in Figura 3.71. Come si può apprezzare dalla Figura 3.71, l'andamento delle velocità delle onde di compressione è lineare e varia da un valore di circa 2400 m/s nei pressi del geofono 1 (ad una profondità di 20 m) ad un valore di circa 2600 m/s (sempre ad una profondità di 20 m) nei pressi del geofono 24. Dato che la velocità passa da 2600 m/s a 2400 m/s, si può dedurre un peggioramento delle caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso passando dalla posizione del geofono 24 alla posizione del geofono 1.

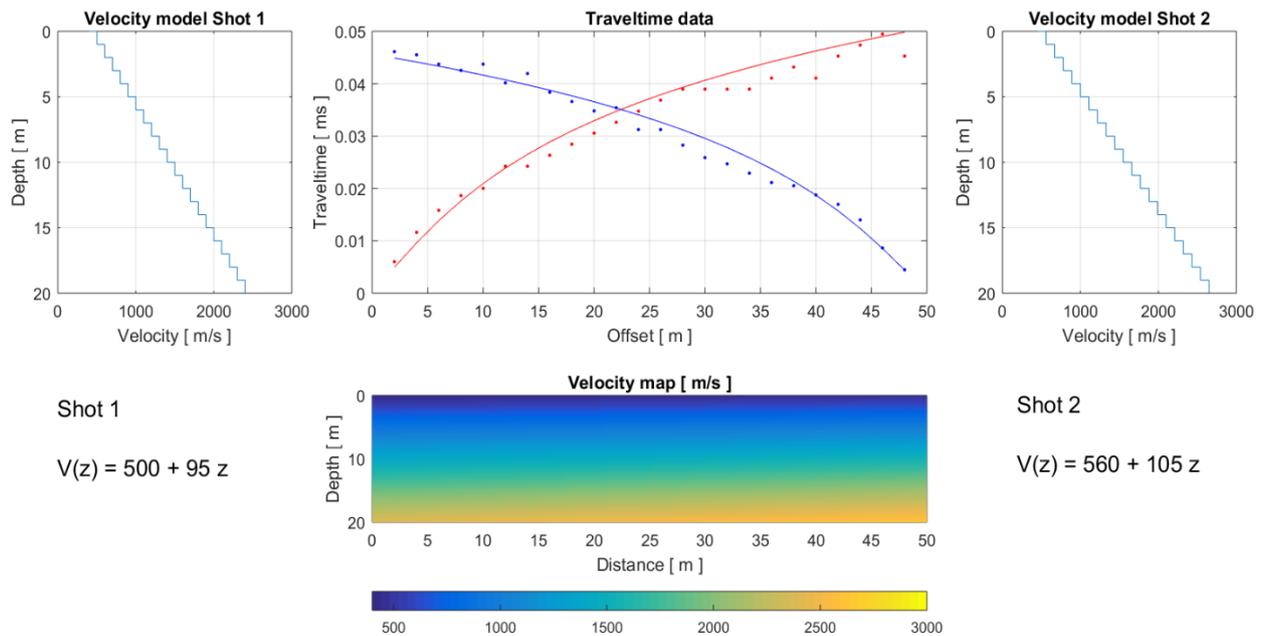


Figura 3.71 - Andamento, distribuzione e legge di velocità onde di compressione stendimento 2

Si riportano la Figura 3.72 e la Figura 3.73 che mostrano come, all'aumentare della profondità, aumentino anche le velocità di propagazione delle onde sismiche.

Si evidenzia come in Figura 3.72, all'aumentare della profondità, le curve relative alle onde di taglio e compressione si avvicinano: ciò è imputabile ad un miglioramento delle caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso che risulta quindi meno fratturato in profondità. Mentre in Figura 3.73 gli andamenti delle onde di volume e di taglio non sembrano avvicinarsi in modo apprezzabile, si può desumere che in tale area, le caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso non siano eccelse, pertanto è desumibile che il modulo di taglio ed elastico abbiano valori contenuti.

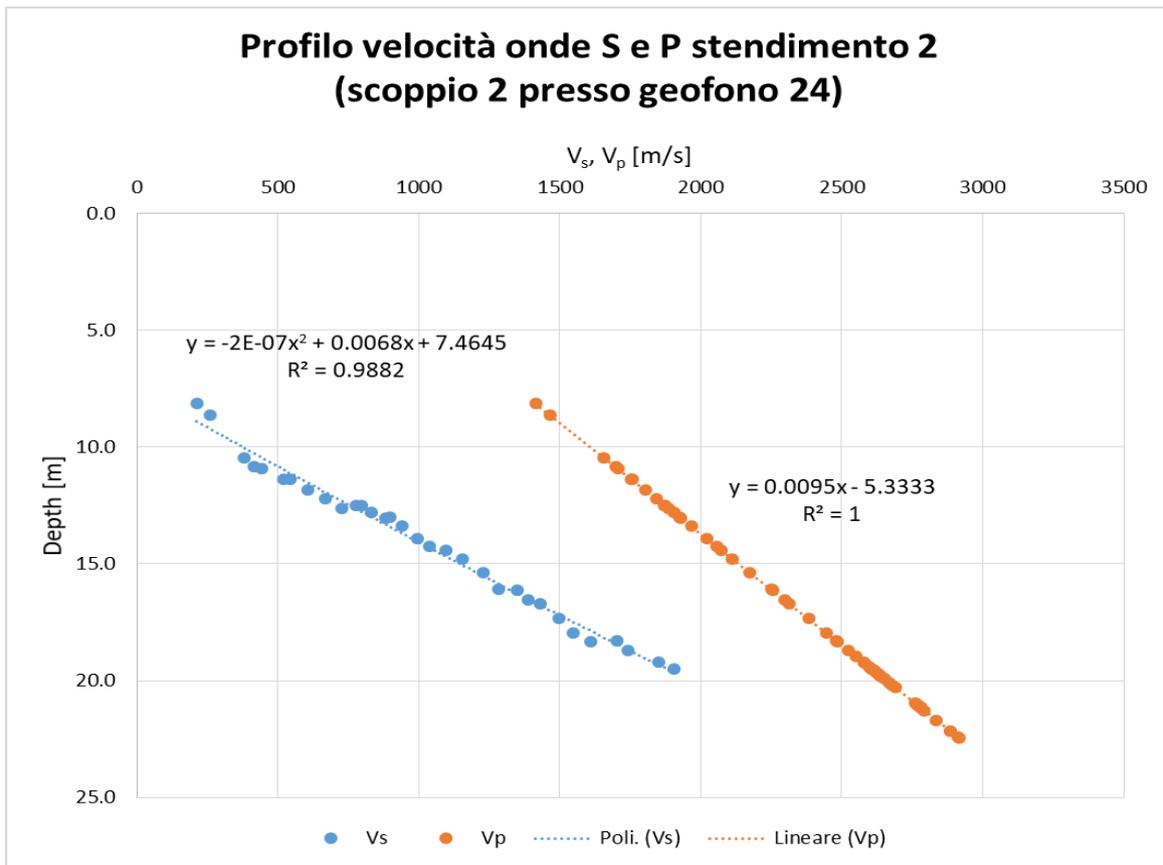


Figura 3.72 - Confronto andamento velocità onde di compressione e taglio stendimento 2 presso geofono 24

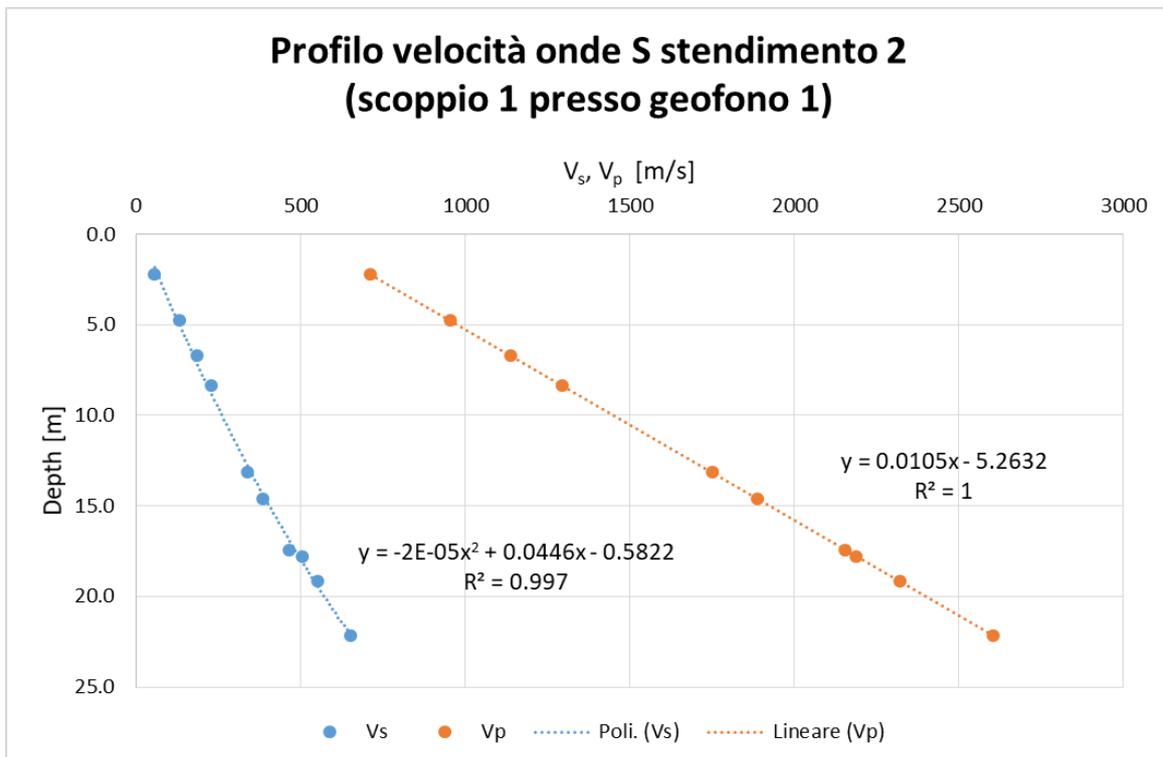


Figura 3.73 - Confronto andamento velocità onde di compressione e taglio stendimento 2 presso geofono 1

La Figura 3.74 e la Figura 3.75 riportano la variazione del coefficiente di Poisson all'aumentare della profondità investigata. Si fa notare che in entrambe le figure l'andamento è approssimabile con una funzione polinomiale del secondo ordine in modo soddisfacente (coefficiente di determinazione superiore a 0.97); le equazioni che meglio approssimano l'andamento sono riportate in Figura 3.74 e la Figura 3.75. Nel primo caso il coefficiente di Poisson oscilla tra 0.25 e 0.45, valori in linea con la geologia della roccia sempre più consolidata in profondità, mentre nel secondo i valori sono nell'intorno di 0.45, testimoniando una tendenza dell'ammasso roccioso, una volta applicato il carico, a deformarsi lateralmente. Si può concludere quindi che nel secondo caso la roccia abbia caratteristiche meccaniche peggiori rispetto al primo caso dello stesso stendimento.

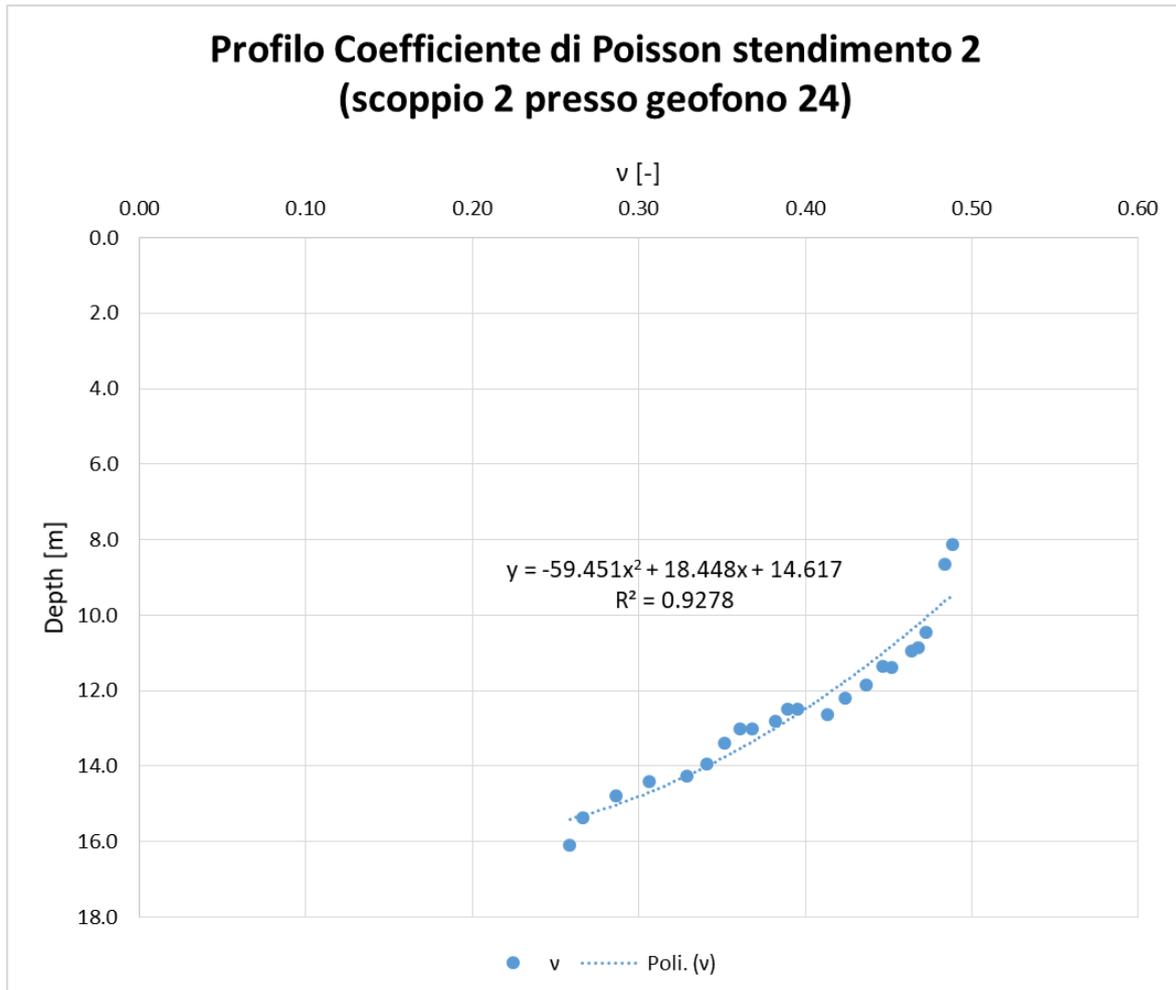


Figura 3.74 - Profilo del modulo di Poisson, profilo 2 scoppio 2 (presso geofono 24)

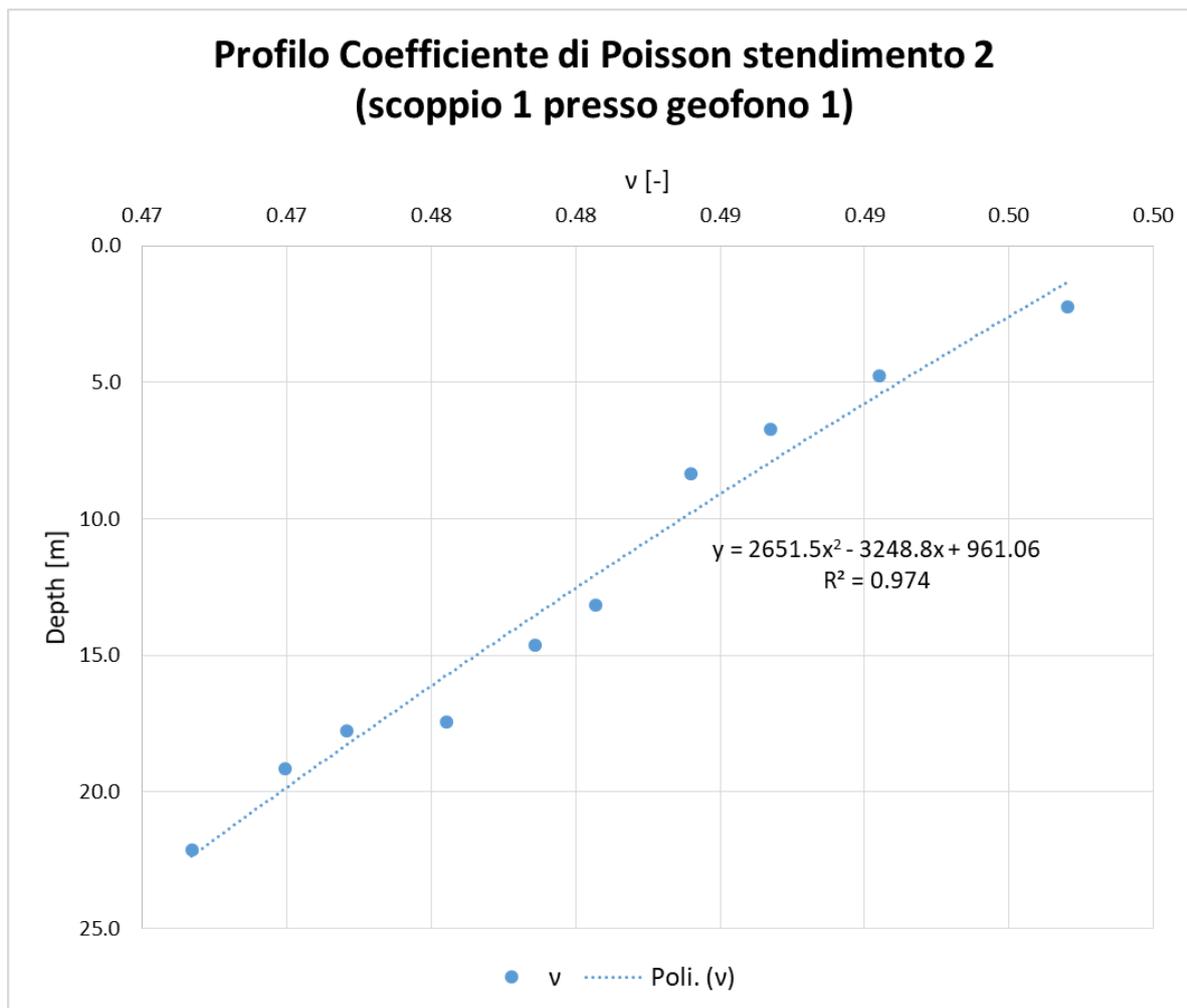


Figura 3.75 - Profilo del modulo di Poisson,,profilo 2 scoppio 1 (presso geofono 1)

Alla luce dei risultati appena discussi, è possibile ricavare il valore del modulo elastico attraverso la (3.16), il modulo di taglio con la (3.17), il modulo di rigidità volumetrica con la (3.18) e di valutarli in funzione della profondità investigata. La Figura 3.76 e la Figura 3.77 riportano gli andamenti di E, G e K. Anche in questo caso si fa notare che all'incremento della profondità migliorano i parametri meccanici dell'ammasso roccioso: si può quindi cautamente assumere che l'ammasso roccioso in profondità sia poco fratturato e competente. Ciononostante, nel secondo caso (Figura 3.77) si evincono parametri meccanici più contenuti rispetto al primo caso (Figura 3.76), e ciò è in linea con i risultati delle velocità delle onde sismiche.

Si può concludere che nei pressi del geofono 1 l'ammasso roccioso abbia caratteristiche più scadenti rispetto al medesimo ma nei pressi del geofono 24.

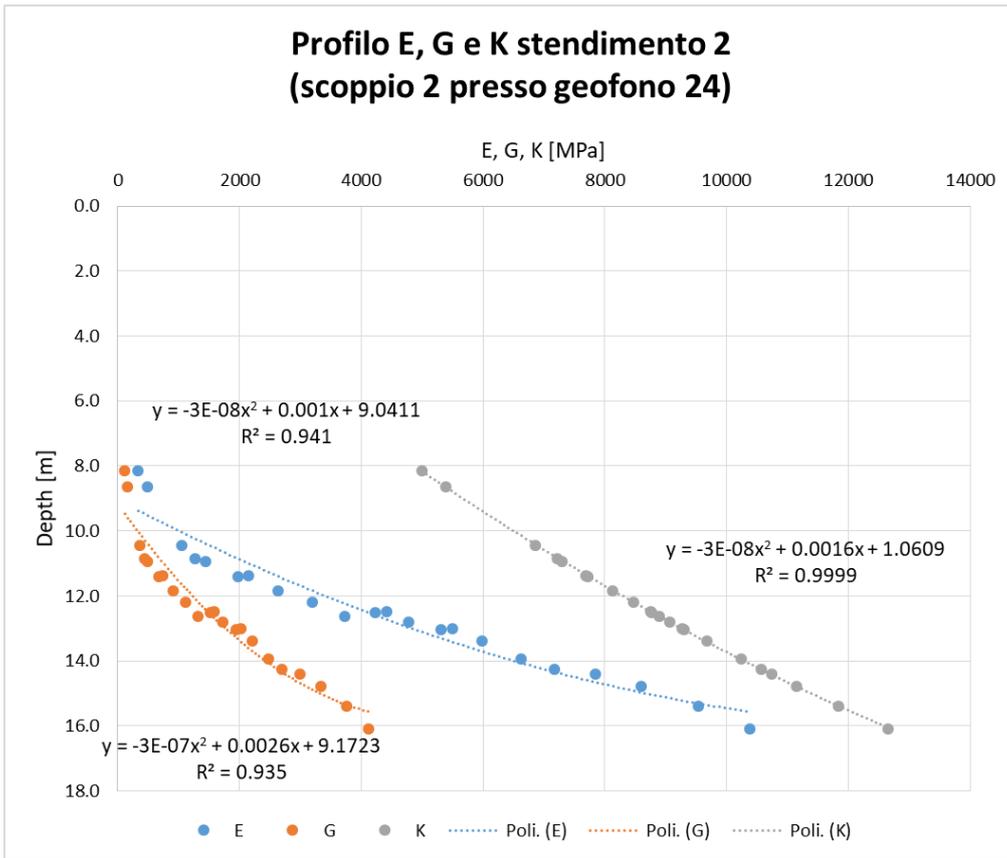


Figura 3.76 - Profilo del modulo elastico e di taglio, profilo 2 scoppio 2 (presso geofono 24)

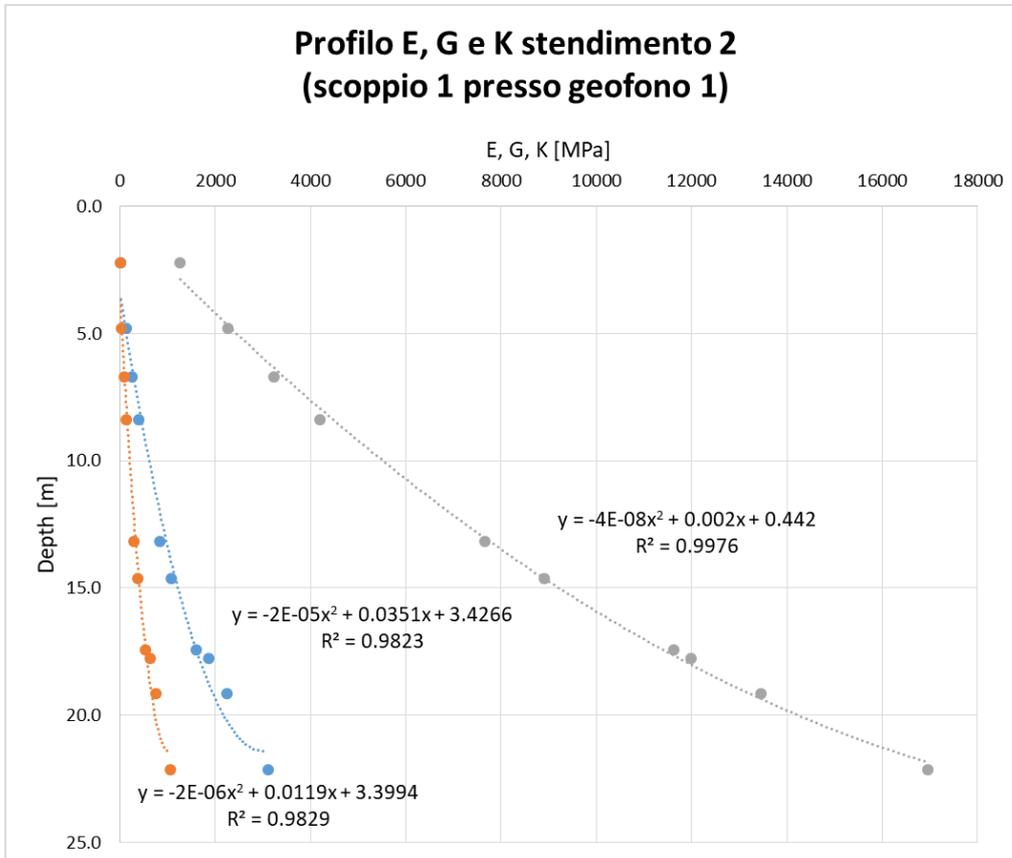


Figura 3.77 - Profilo del modulo elastico e di taglio, profilo 2 scoppio 2 (presso geofono 1)

Vengono ora elaborati i dati relativi agli scoppi nel terzo stendimento; in particolare Figura 3.78, Figura 3.79 e Figura 3.80 riportano rispettivamente lo spettro, lo spettro normalizzato (con relativo metodo fondamentale) e curva di dispersione dello scoppio 2.

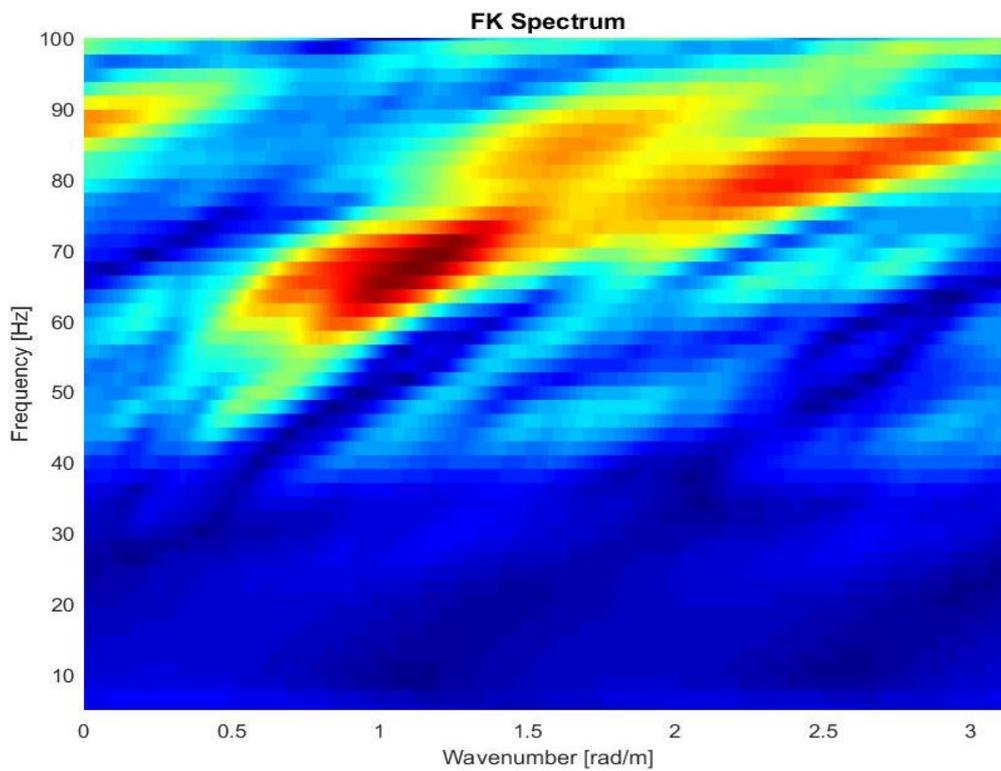


Figura 3.78 – Spettro FK stendimento 3 scoppio 2 (presso geofono 24)

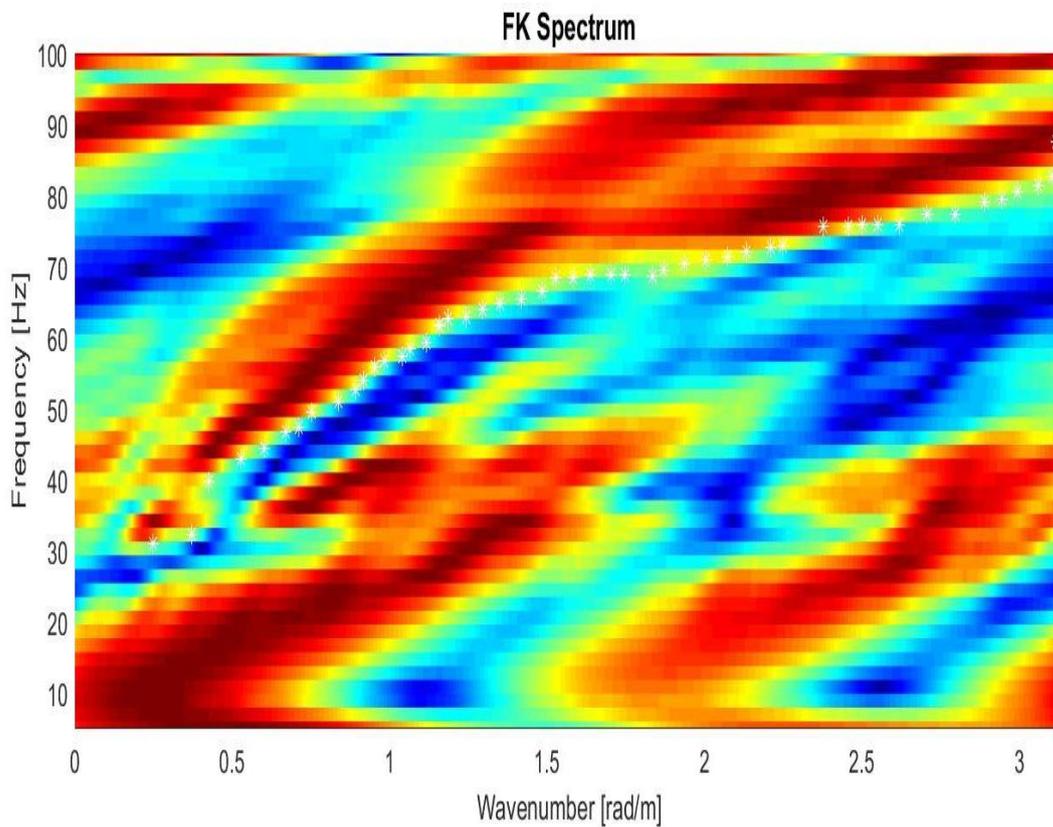


Figura 3.79 - Spettro FK normalizzato stendimento 3 scoppio 1 (presso geofono 1)

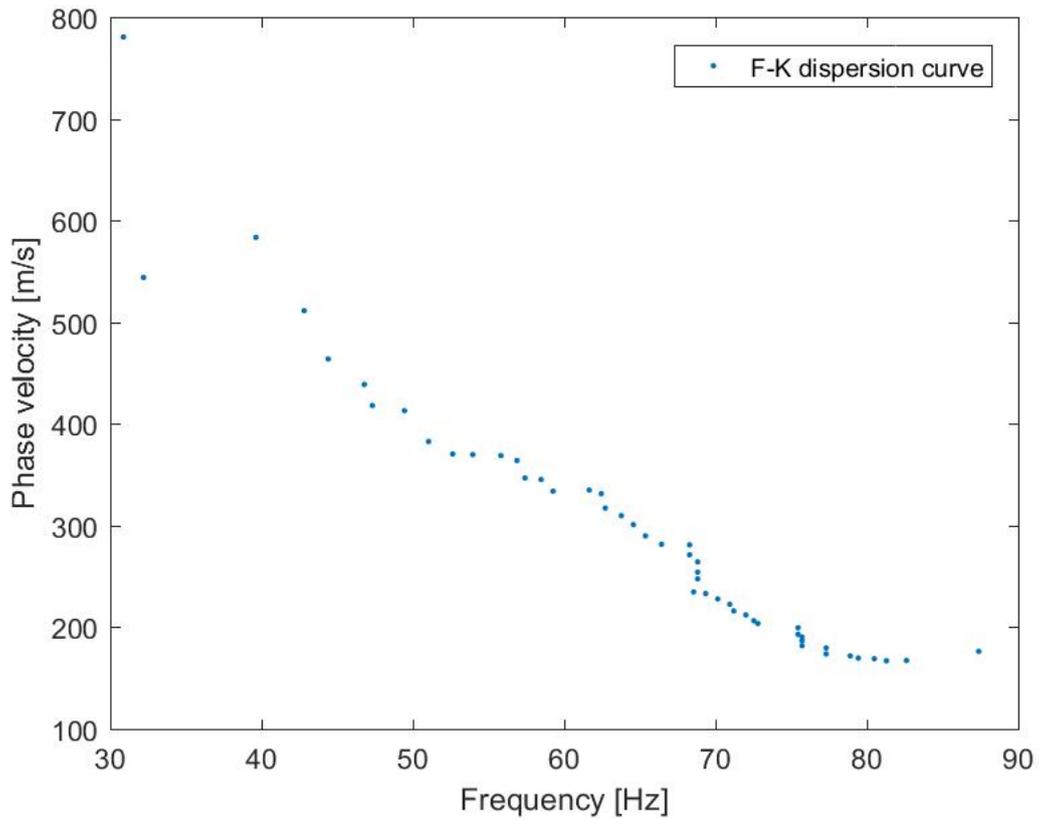


Figura 3.80 - Curva di dispersione stendimento 3 scoppio 2 (presso geofono 24)

Analogamente, la Figura 3.81, Figura 3.82 e Figura 3.83 riportano le medesime informazioni (spettro, spettro normalizzato e curva di dispersione) per il primo scoppio.

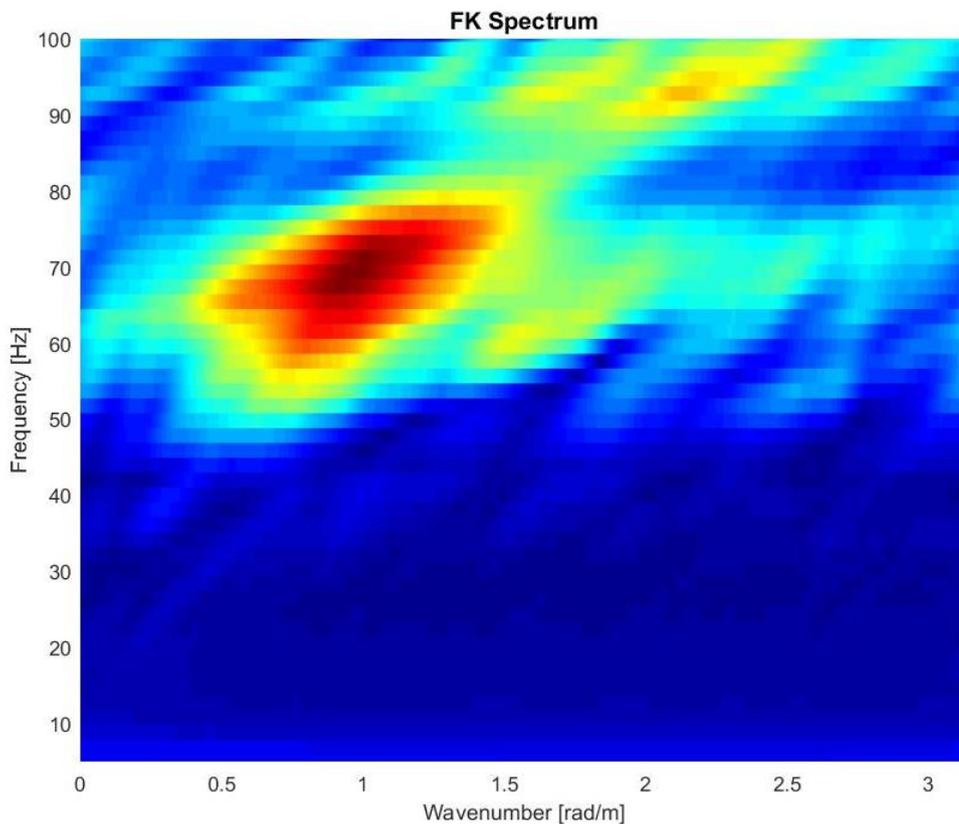


Figura 3.81 - Spettro FK stendimento 3 scoppio 1 (presso geofono 1)

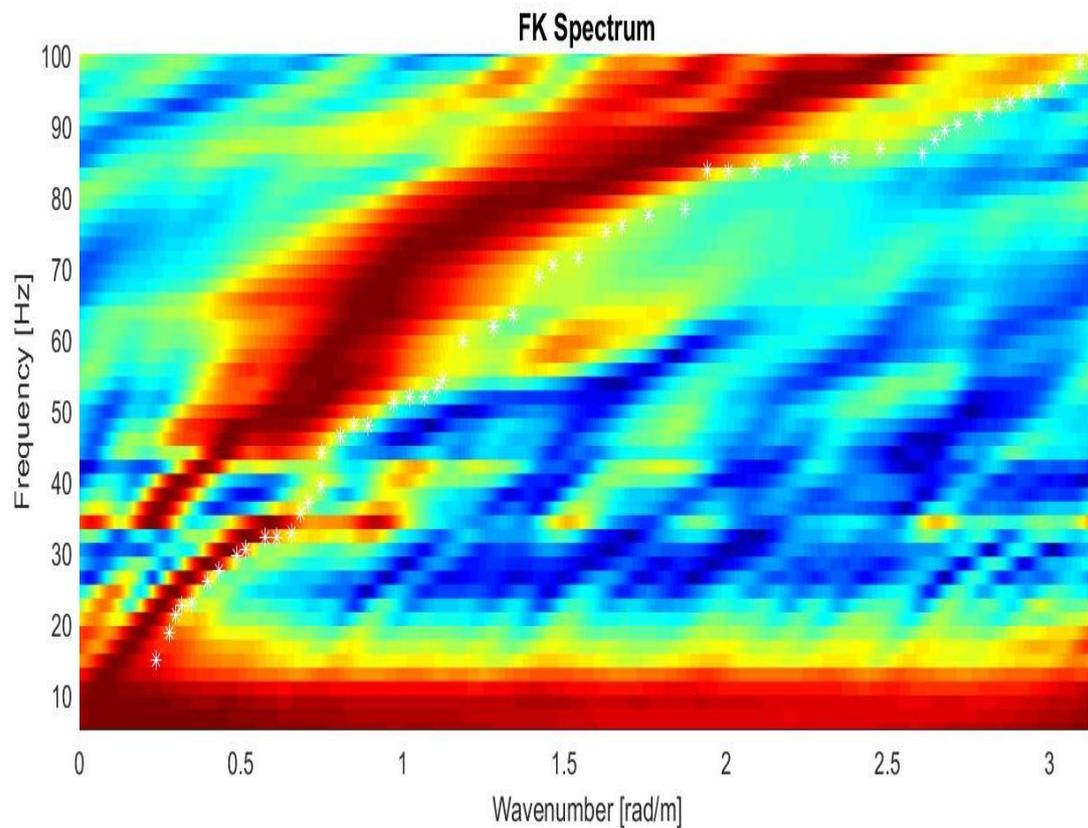


Figura 3.82 - Spettro FK normalizzato stendimento 3 scoppio 1 (presso geofono 1)

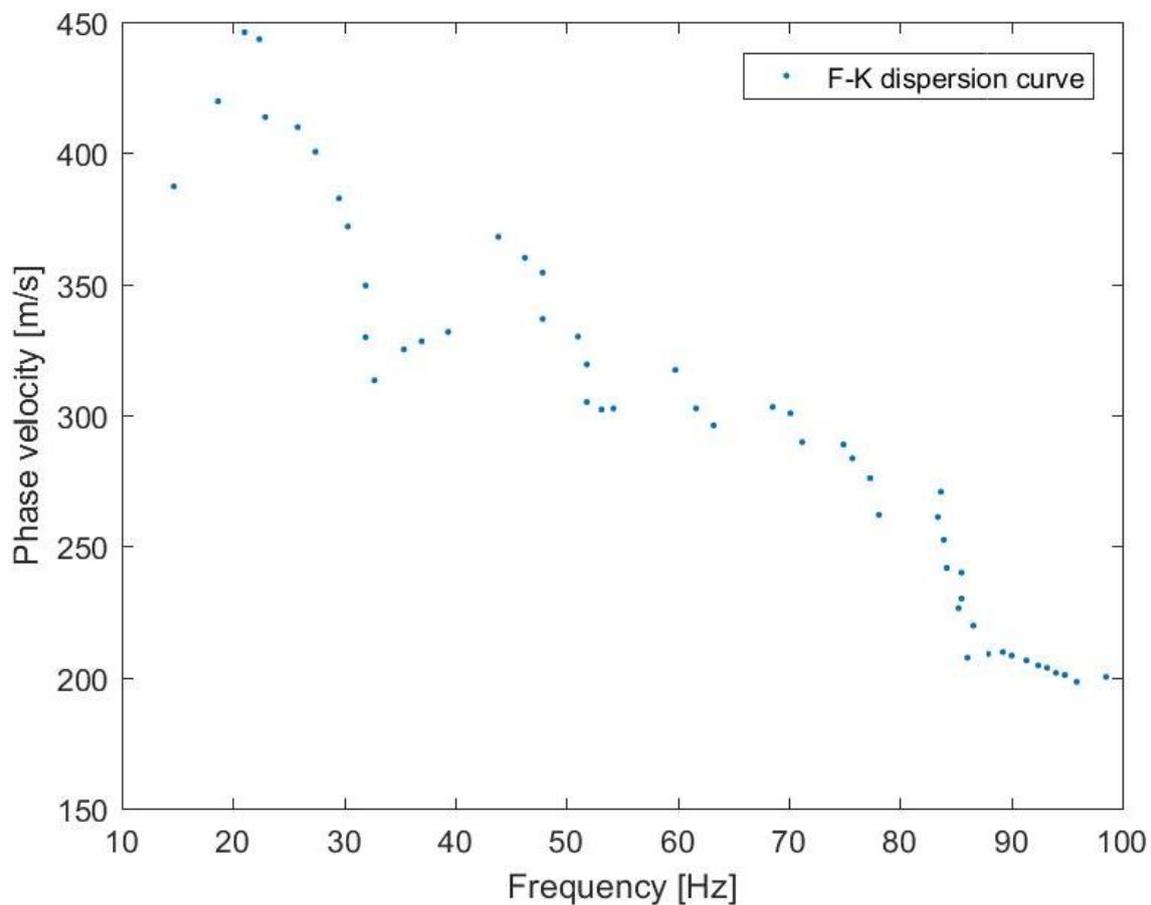


Figura 3.83 - Curva di dispersione stendimento 3 scoppio 1 (presso geofono 1)

Dalla Figura 3.80 e Figura 3.83 è possibile procedere con l'inversione del problema, da cui si ricava la variazione delle onde di taglio in funzione della profondità (Figura 3.84 e Figura 3.85). Come si può apprezzare dalla Figura 3.84 e Figura 3.85, l'andamento delle velocità delle onde di taglio è in entrambi i casi approssimabile come una funzione polinomiale di secondo grado, con un indice R^2 superiore a 0.96 ma con valori delle velocità contenuti. I dettagli dell'equazione che approssima l'andamento delle velocità e l'indice di correlazione sono visionabili in nelle rispettive figure.

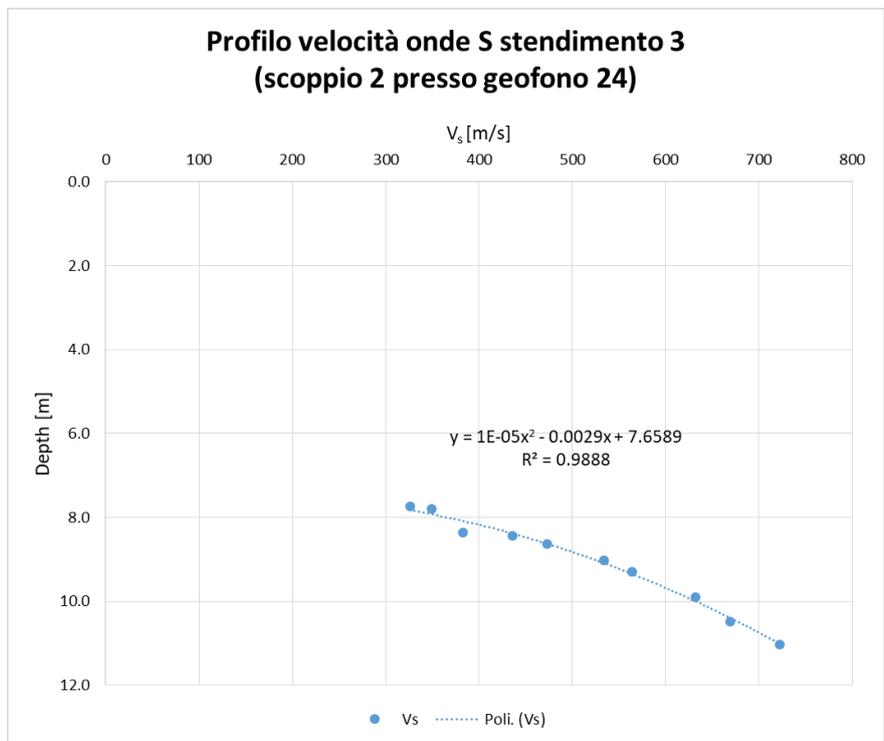


Figura 3.84 – Profilo delle velocità onde di taglio profilo 3 scoppio 2 (presso geofono 24)

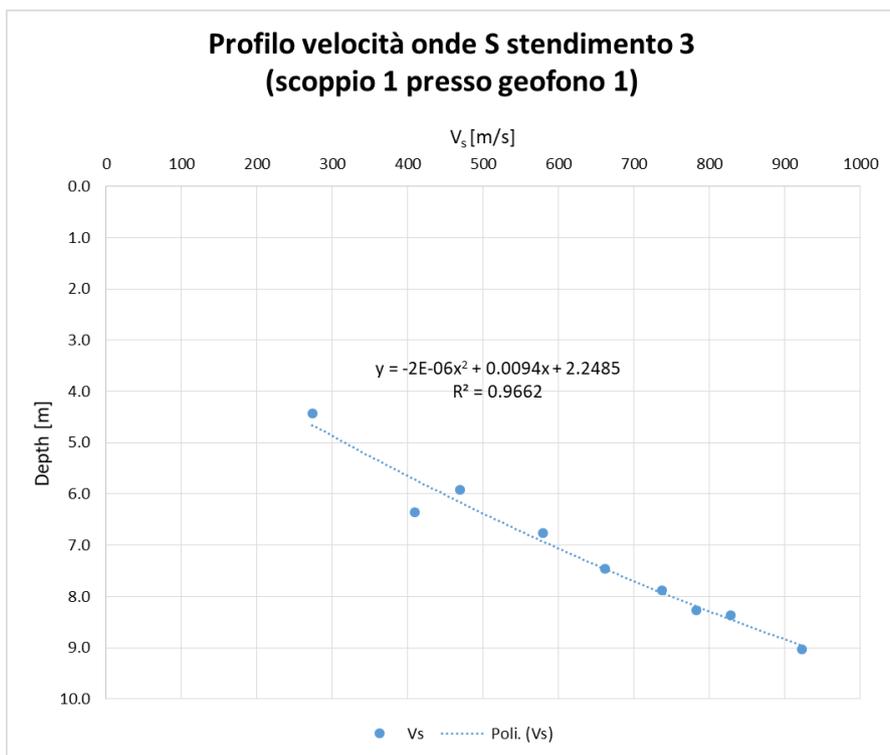


Figura 3.85 - Profilo delle velocità onde di taglio profilo 3 scoppio 1 (pressi geofono 1)

Per quanto riguarda le onde di compressione sono stati ricavati l'andamento, la distribuzione e le leggi lineari riportate in Figura 3.86. Come si può apprezzare dalla Figura 3.86, l'andamento delle velocità delle onde di compressione è lineare e varia da un valore di circa 2700 m/s nei pressi del geofono 1 (ad una profondità di 20 m) ad un valore di circa 2800 m/s (sempre ad una profondità di 20 m) nei pressi del geofono 24. Dato che la velocità passa da 2700 m/s a 2800 m/s, si può dedurre un peggioramento (seppur lieve) delle caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso passando dalla posizione del geofono 24 alla posizione del geofono 1.

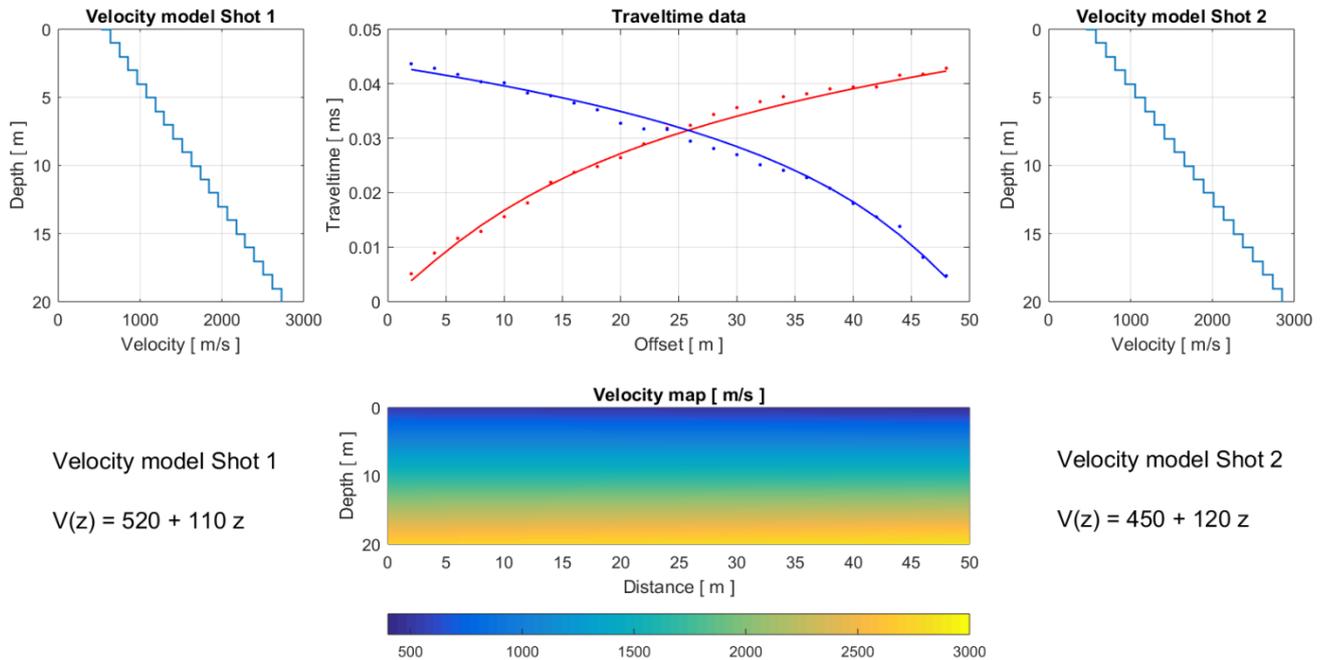


Figura 3.86 - Andamento, distribuzione e legge di velocità onde di compressione stendimento 3

Si riportano la Figura 3.87 e la Figura 3.88 che mostrano come, all'aumentare della profondità, si incrementino anche le velocità di propagazione delle onde sismiche.

Si fa notare come, nel secondo caso, all'aumentare della profondità le curve relative alle onde di taglio e compressione si avvicinano: ciò è imputabile ad un miglioramento delle caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso che risulta quindi meno fratturato in profondità. Tale condizione non viene verificata, nel primo caso (Figura 3.87) dato un andamento regolare delle onde P (riportato in Figura 3.86) è da escludersi un'anomalia alla profondità di circa 10 m; si può solo desumere che le onde non vengano trasmesse in modo soddisfacente oltre la profondità di 10 m.

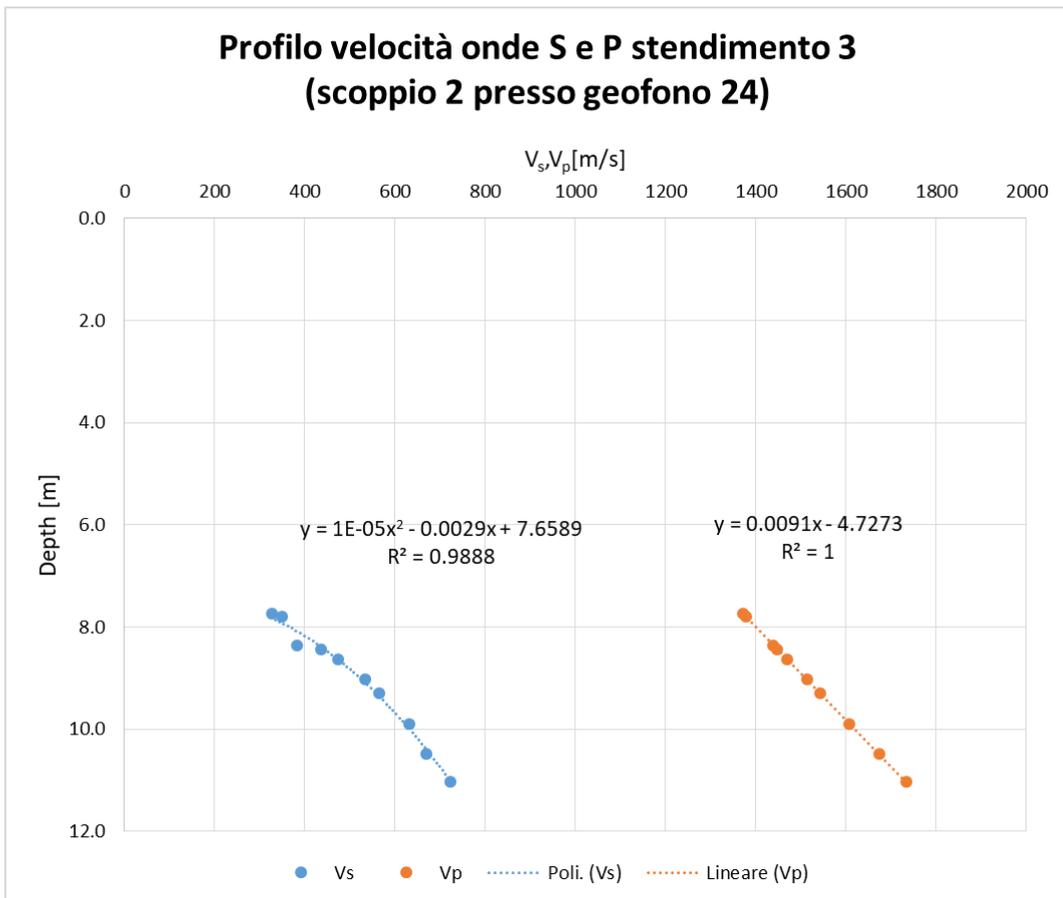


Figura 3.87 – Confronto andamento velocità onde di compressione e taglio stendimento 3 presso geofono 24

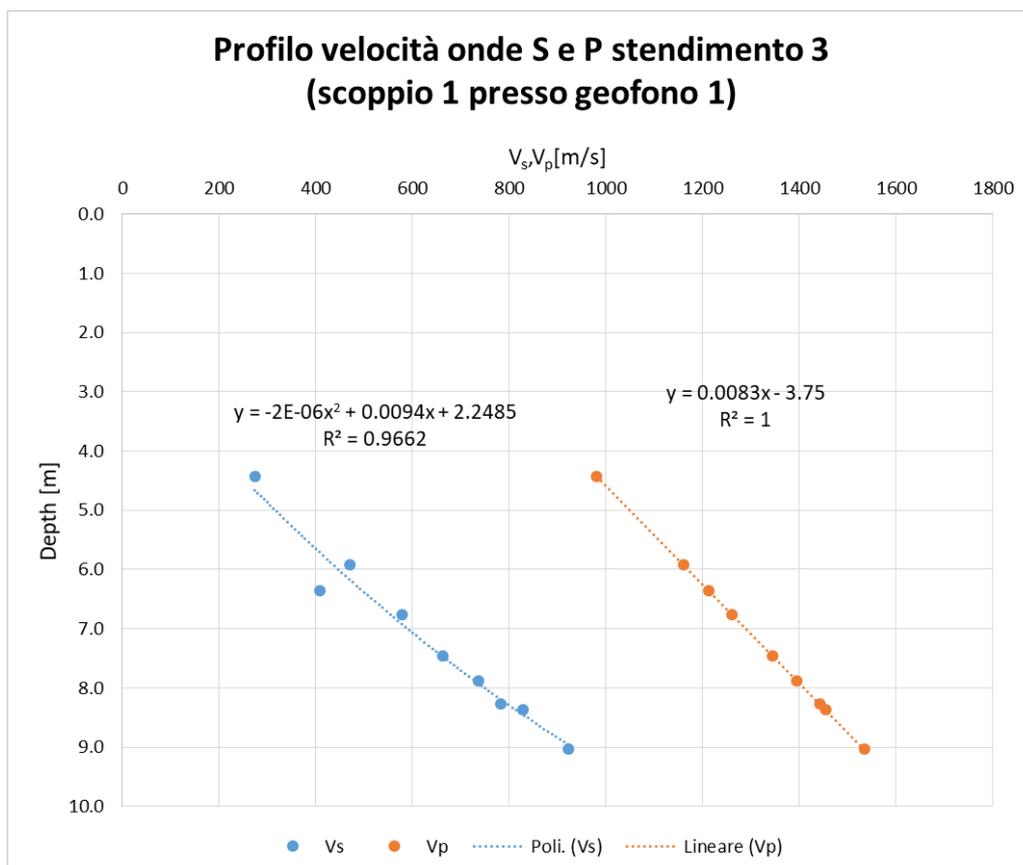


Figura 3.88 - Confronto andamento velocità onde di compressione e taglio stendimento 3 presso geofono 1

La Figura 3.89 e la Figura 3.90 riportano la variazione del coefficiente di Poisson in funzione dell'incremento della profondità investigata. Si fa notare come nel primo caso (Figura 3.89) l'andamento sia approssimato con una funzione polinomiale del secondo ordine e che ν vari tra valori compresi tra 0.40 e 0.45, indicando un materiale non particolarmente consolidato. Nel secondo caso (Figura 3.90) l'andamento del coefficiente di Poisson è approssimabile in modo soddisfacente con una funzione polinomiale del secondo ordine (coefficiente di determinazione superiore a 0.92) e suggerisce dei parametri meccanici dell'ammasso roccioso migliori rispetto al caso precedente e un ammasso roccioso più consolidato.

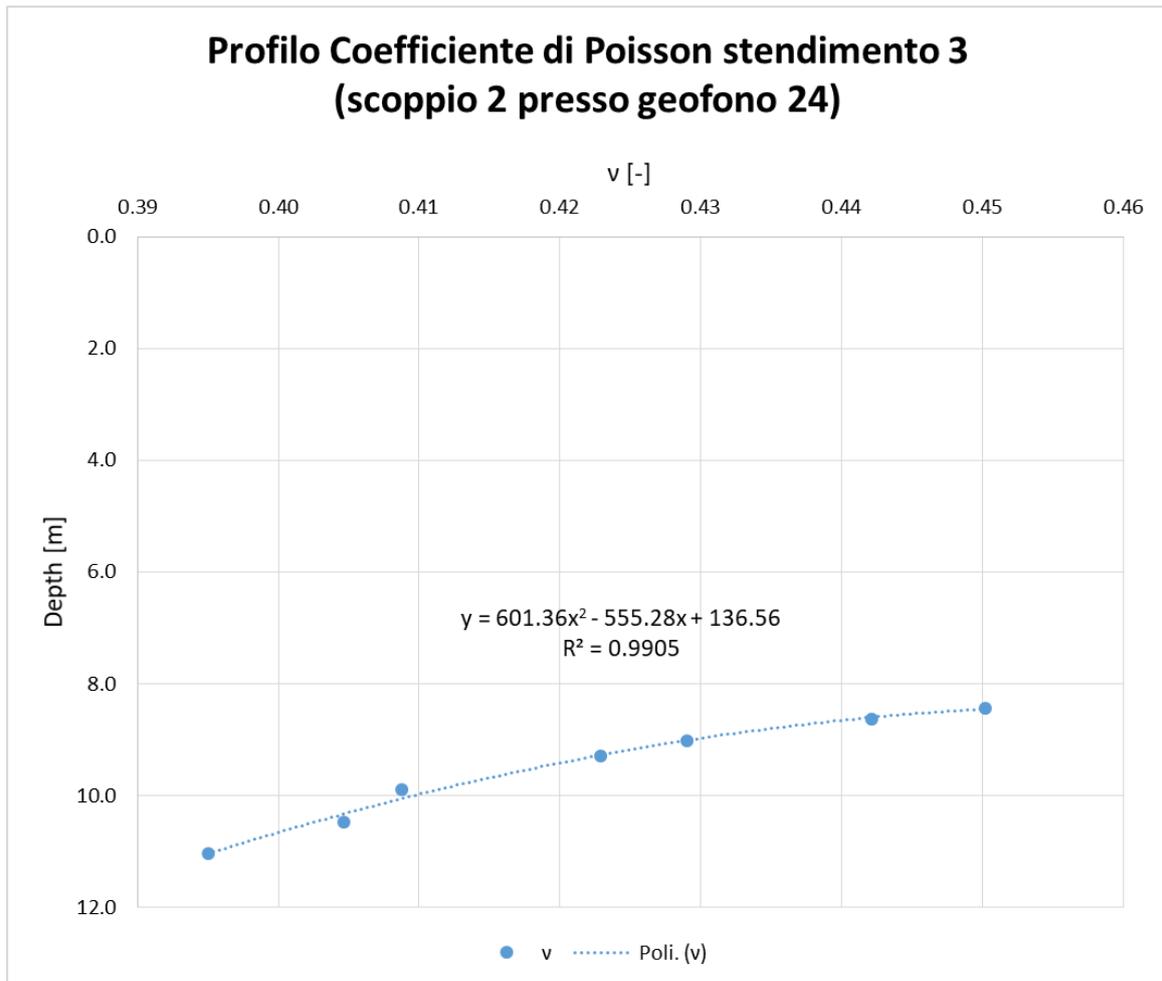


Figura 3.89 – Profilo del modulo di Poisson, profilo 3 scoppio 2 (presso geofono 24)

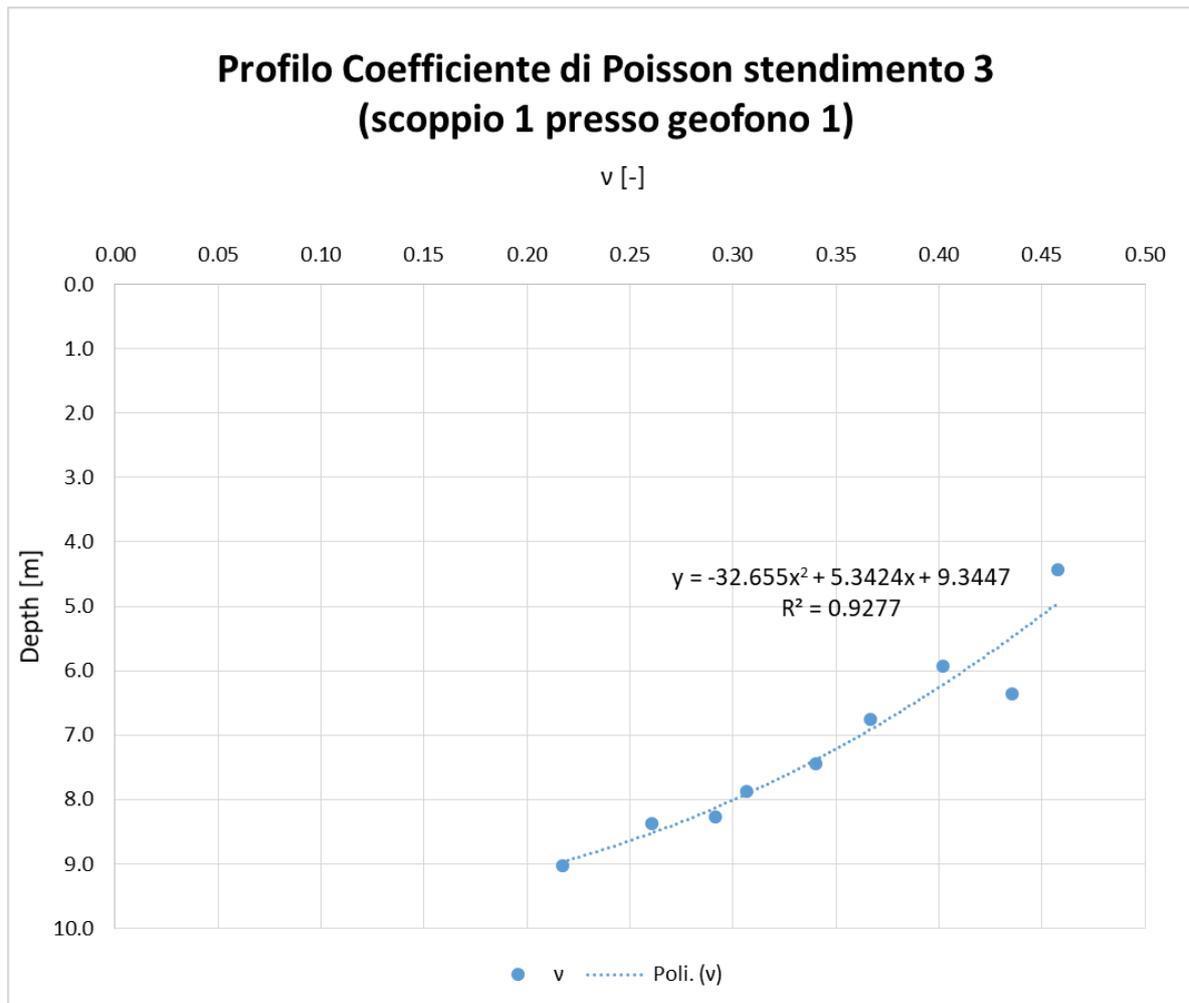


Figura 3.90 - Profilo del modulo di Poisson, profilo 3 scoppio 1 (presso geofono 1)

Alla luce dei risultati appena discussi, è possibile ricavare il valore del modulo elastico attraverso la (3.16), il modulo di taglio con la (3.17), il modulo di rigidezza volumetrica con la (3.18) e valutarli in funzione della profondità investigata. La Figura 3.91 e la Figura 3.92 riportano gli andamenti di E, G e K. Si evidenzia che nel primo caso (Figura 3.91) i parametri meccanici hanno un andamento approssimabile da una funzione polinomiale del secondo grado ma con valori contenuti. Questo conferma quanto visto precedentemente, dato che le velocità delle onde sismiche risultano contenute.

Al contrario, nel secondo caso (Figura 3.92) all'incremento della profondità migliorano i parametri meccanici dell'ammasso roccioso; si può quindi cautamente assumere che l'ammasso roccioso in profondità sia poco fratturato e più competente.

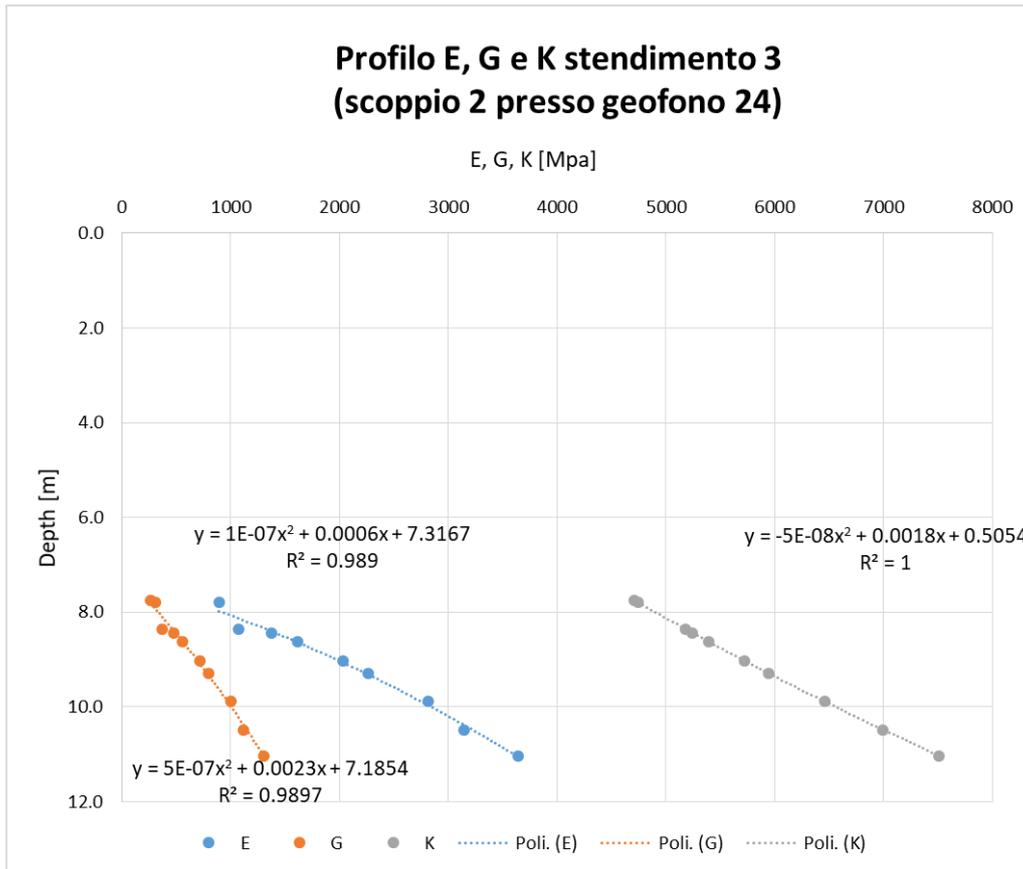


Figura 3.91 – Profilo del modulo elastico e di taglio, profilo 3 scoppio 2 (presso geofono 24)

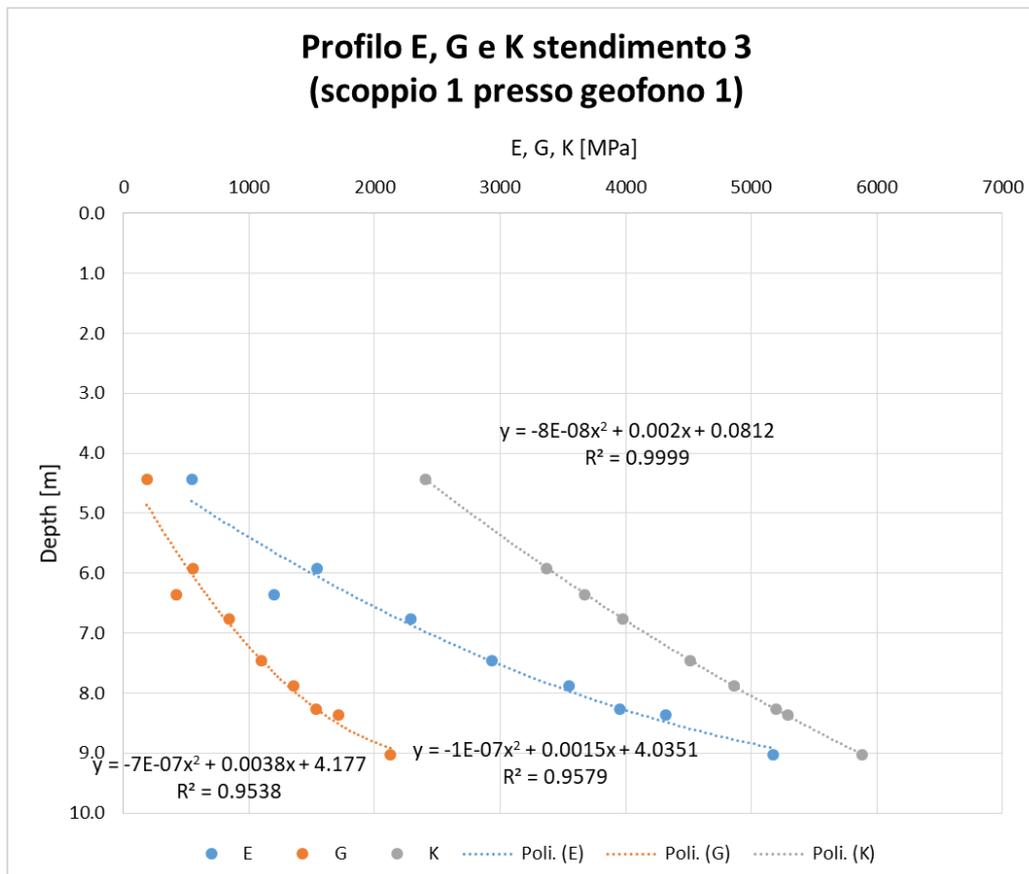


Figura 3.92 – Profilo del modulo elastico e di taglio, profilo 3 scoppio 1 (presso geofono 1)

Vengono ora elaborati i dati relativi agli scoppi del quarto stendimento; in particolare la Figura 3.93, Figura 3.94 e Figura 3.95 riportano rispettivamente lo spettro, lo spettro normalizzato (con relativo metodo fondamentale) e curva di dispersione dello scoppio 2.

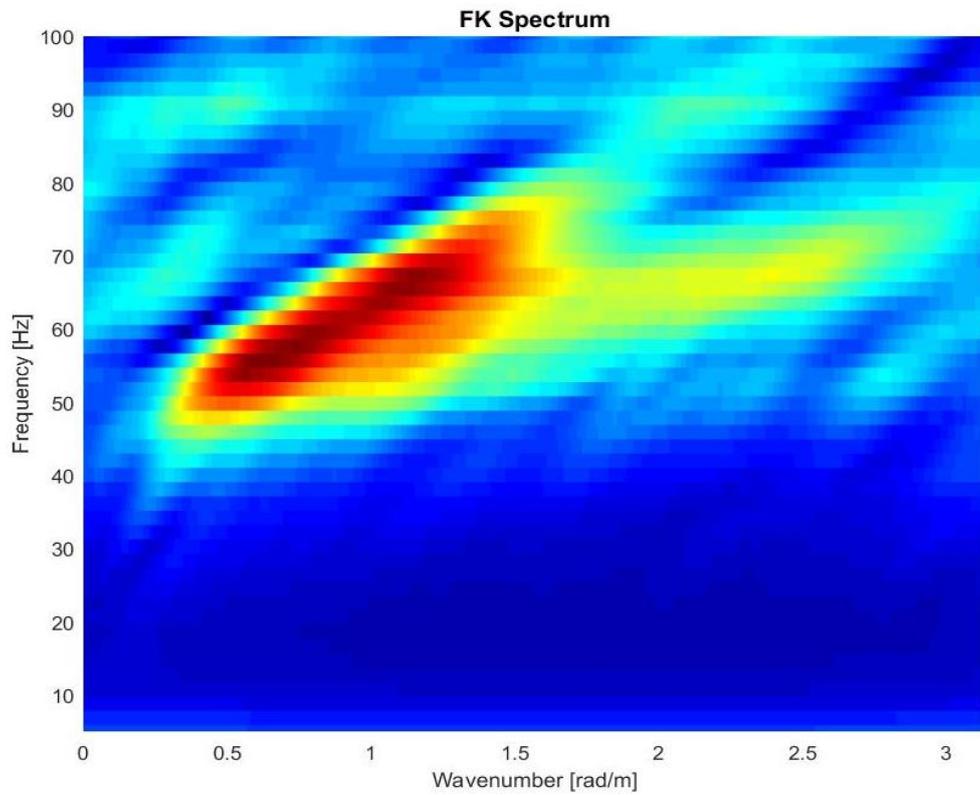


Figura 3.93 – Spettro FK stendimento 5 scoppio 2 (presso geofono 24)

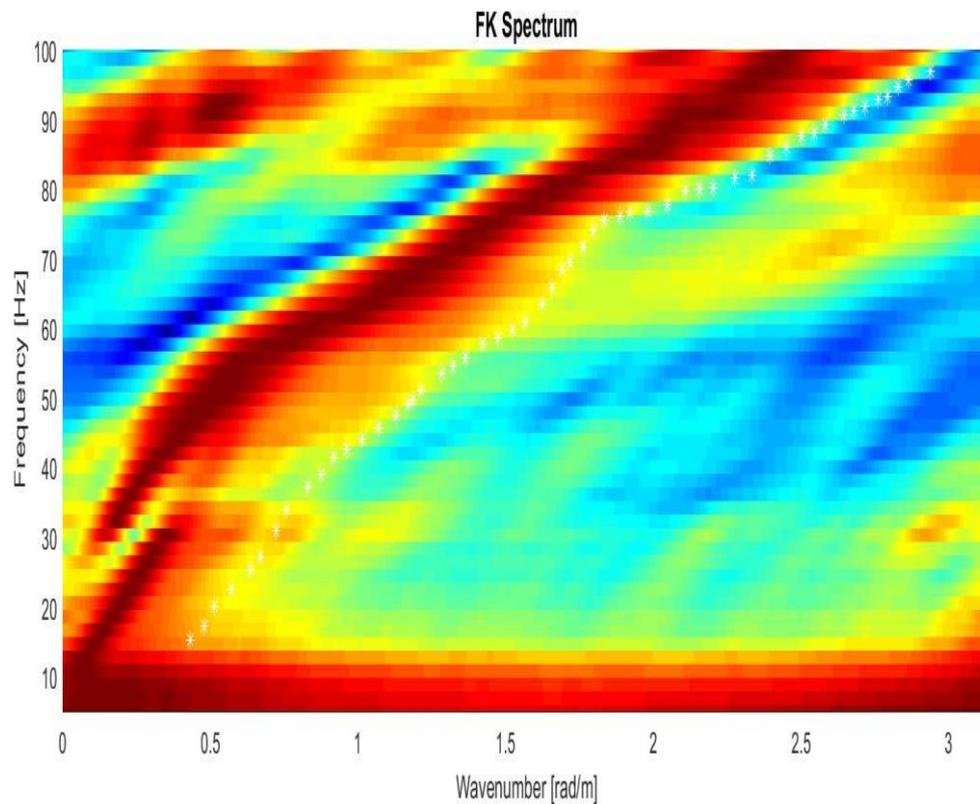


Figura 3.94 – Spettro FK normalizzato stendimento 5 scoppio 2 (presso geofono 24)

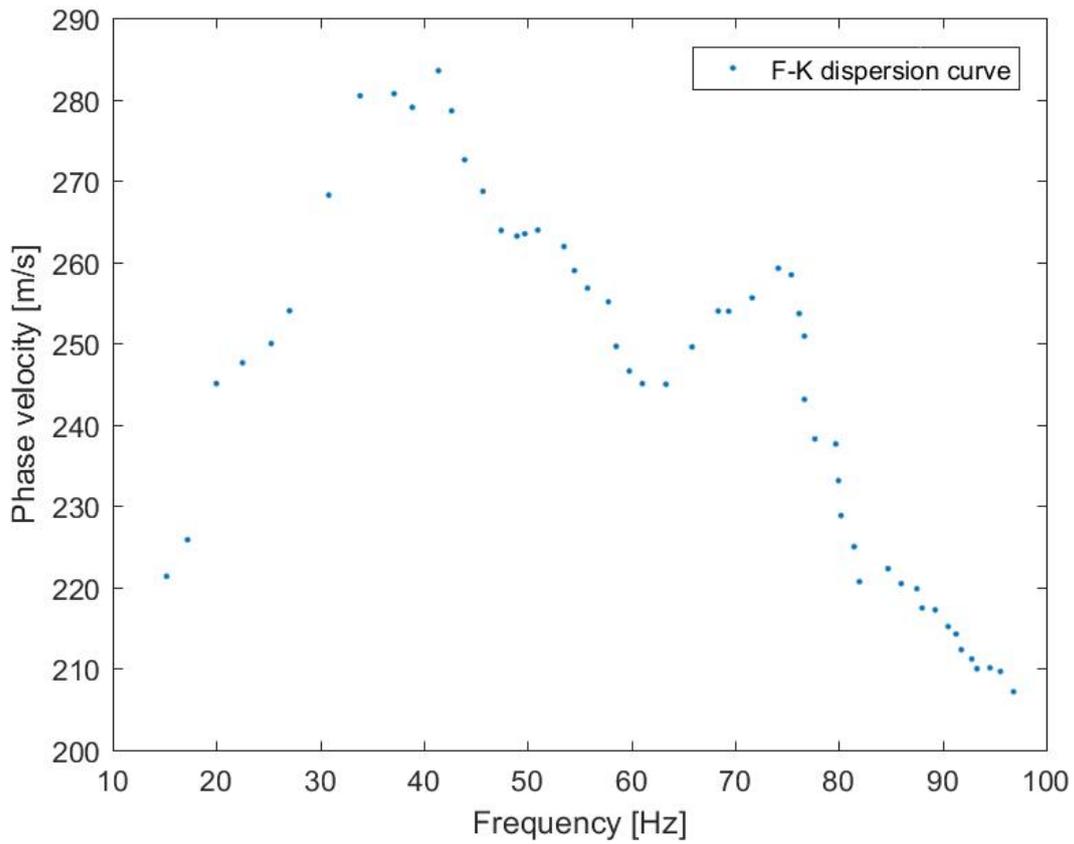


Figura 3.95 – Curva di dispersione stendimento 5 scoppio 2 (presso geofono 24)

Analogamente la Figura 3.96, Figura 3.97 e la Figura 3.98 riportano le medesime informazioni, ma per il primo scoppio.

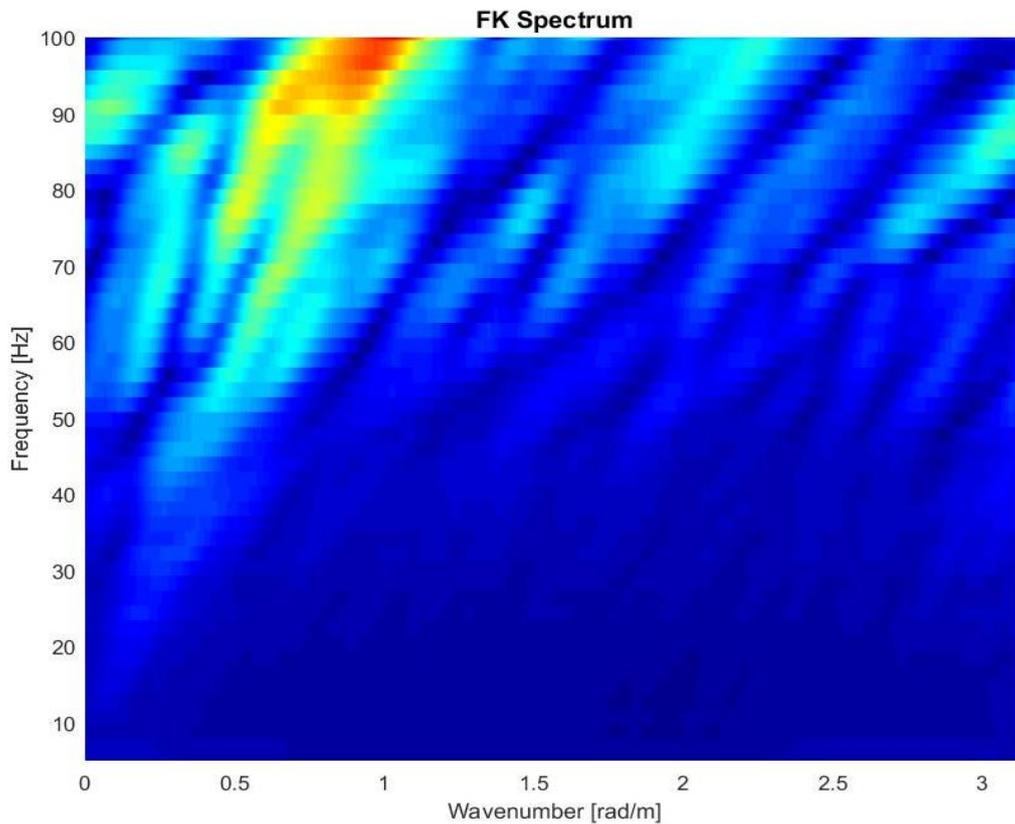


Figura 3.96 – Spettro FK stendimento 5 scoppio 1 (presso geofono 1)

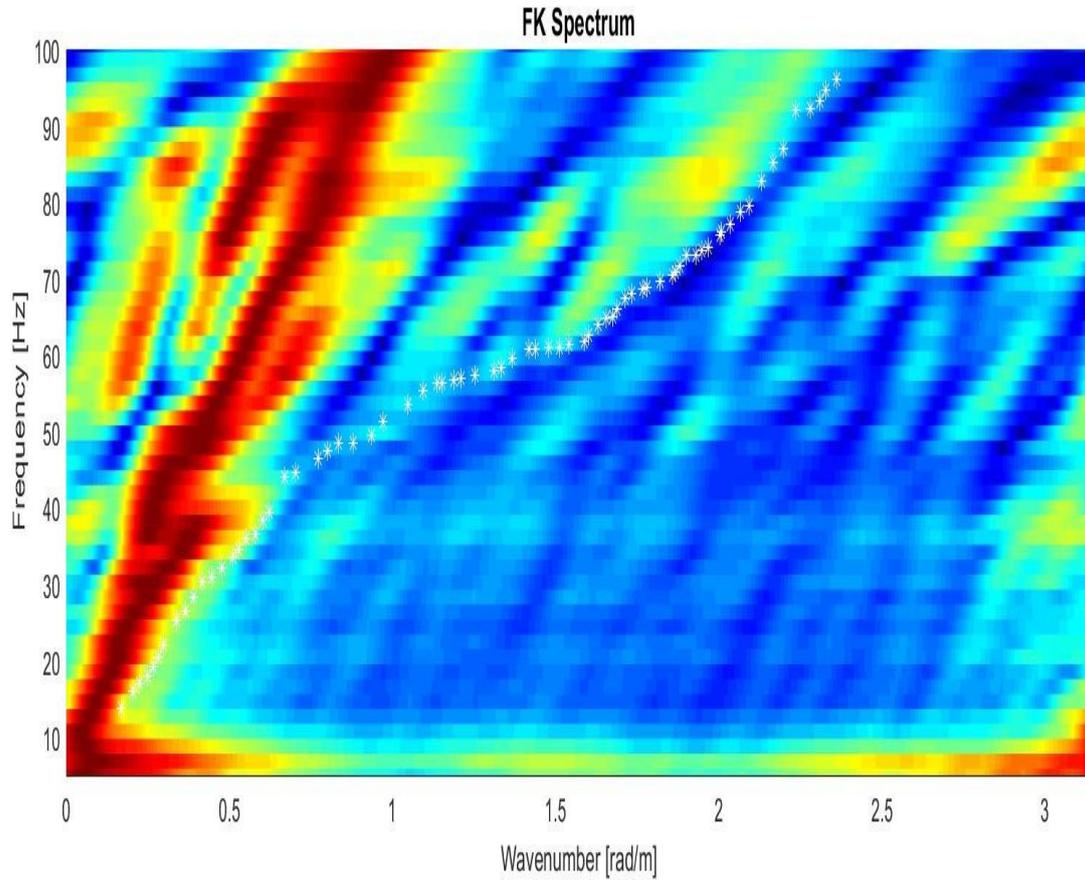


Figura 3.97 – Spettro FK stendimento 5 scoppio 1 (presso geofono 1)

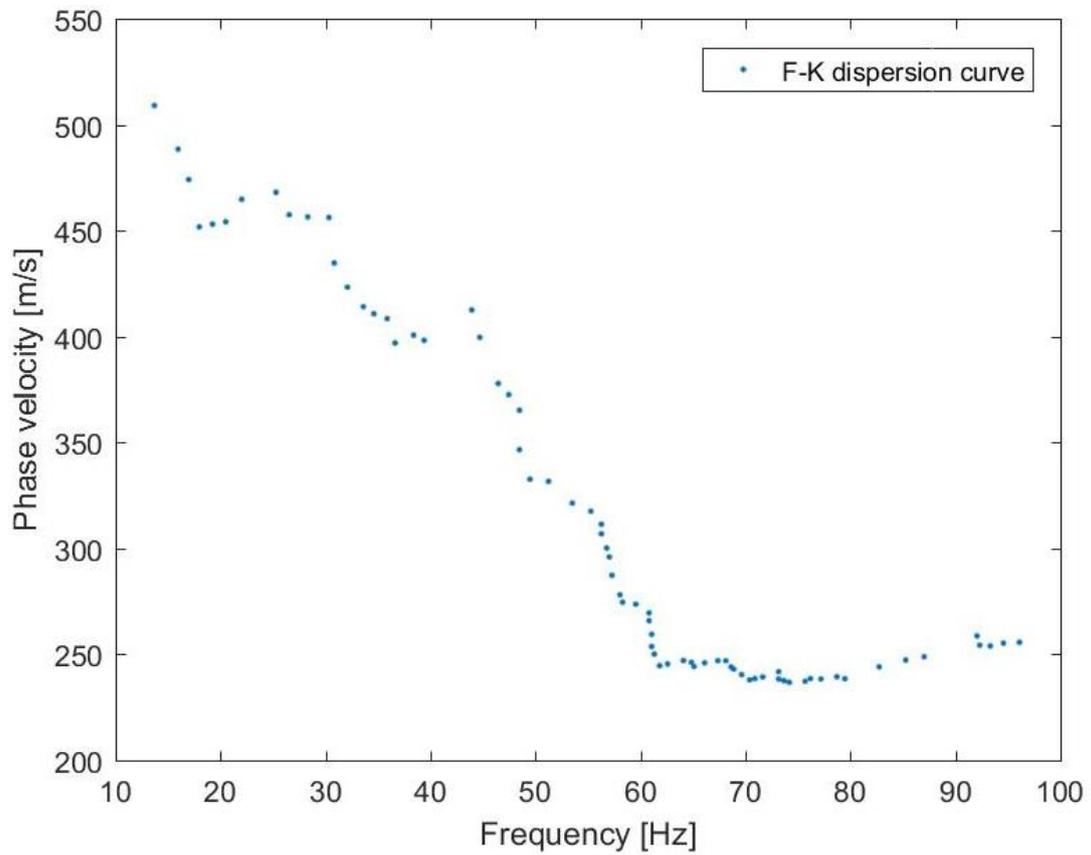


Figura 3.98 – Curva di dispersione stendimento 5 scoppio 1 (presso geofono 1)

Dalla Figura 3.95 e Figura 3.98 è possibile procedere con l'inversione del problema, da cui si ricava la variazione delle onde di taglio in funzione della profondità (Figura 3.99 e Figura 3.100). Come si può apprezzare dalla Figura 3.99 e Figura 3.100, l'andamento delle velocità delle onde di taglio è in entrambi i casi approssimabile come una funzione polinomiale di secondo grado, con un indice R^2 molto elevato. I dettagli dell'equazione che approssima l'andamento delle velocità e l'indice di correlazione sono visionabili in nelle rispettive figure. I valori delle velocità delle onde trasversali sono in linea con la geologia dell'ammasso roccioso.

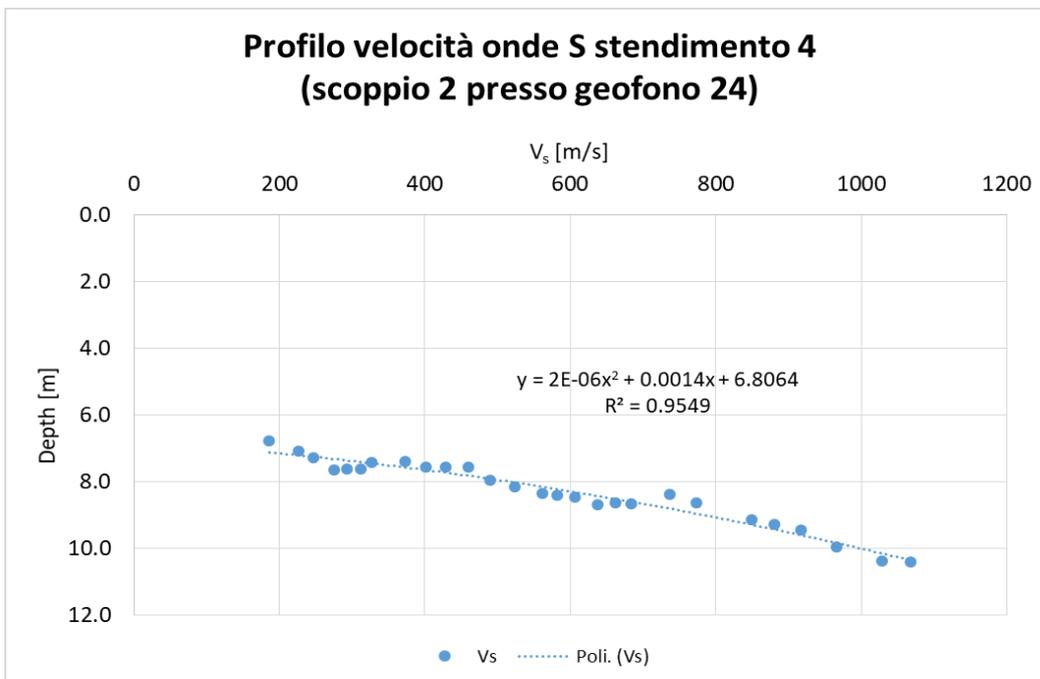


Figura 3.99 – Profilo delle velocità onde di taglio profilo 5 scoppio 2 (presso geofono 24)

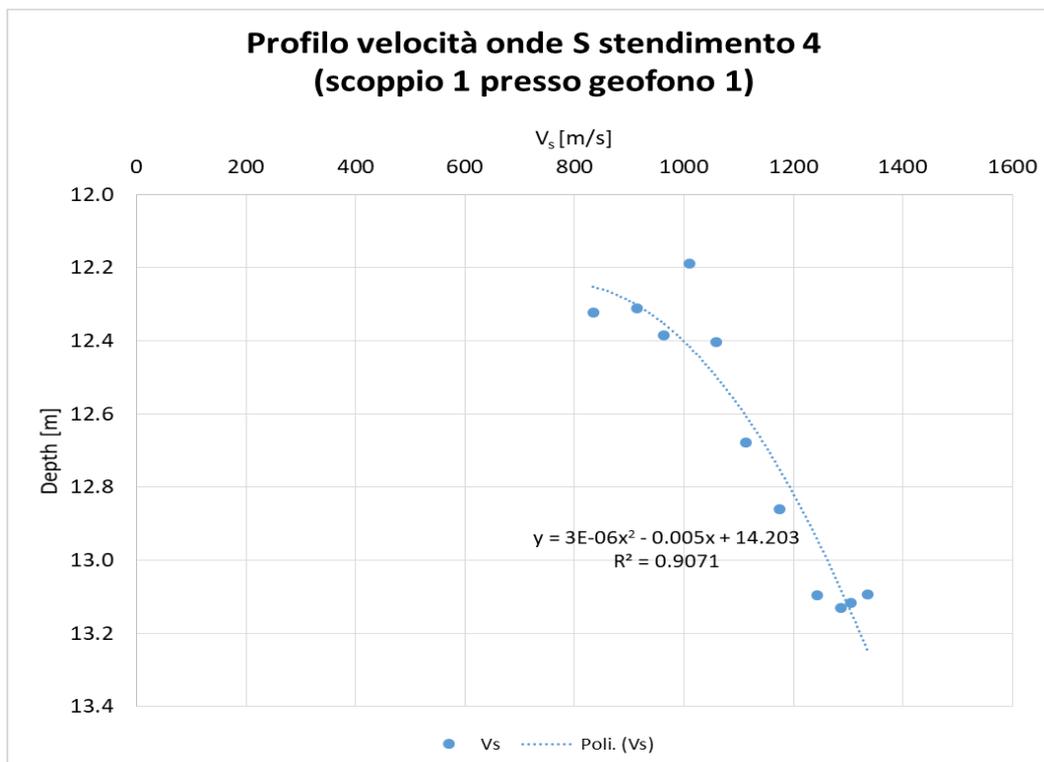


Figura 3.100 – Profilo delle velocità onde di taglio profilo 5 scoppio 1 (presso geofono 1)

Per quanto riguarda le onde di compressione, sono stati ricavati l'andamento, la distribuzione e le leggi lineari riportate in Figura 3.101. Come si può apprezzare dalla Figura 3.101, l'andamento delle velocità delle onde di compressione è lineare e varia da un valore di circa 2700 m/s nei pressi del geofono 1 (ad una profondità di 20 m) ad un valore di circa 3100 m/s (sempre ad una profondità di 20 m) nei pressi del geofono 24. Dato che la velocità passa da 2700 m/s a 3100 m/s, si può dedurre un peggioramento delle caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso, passando dalla posizione del geofono 24 alla posizione del geofono 1.

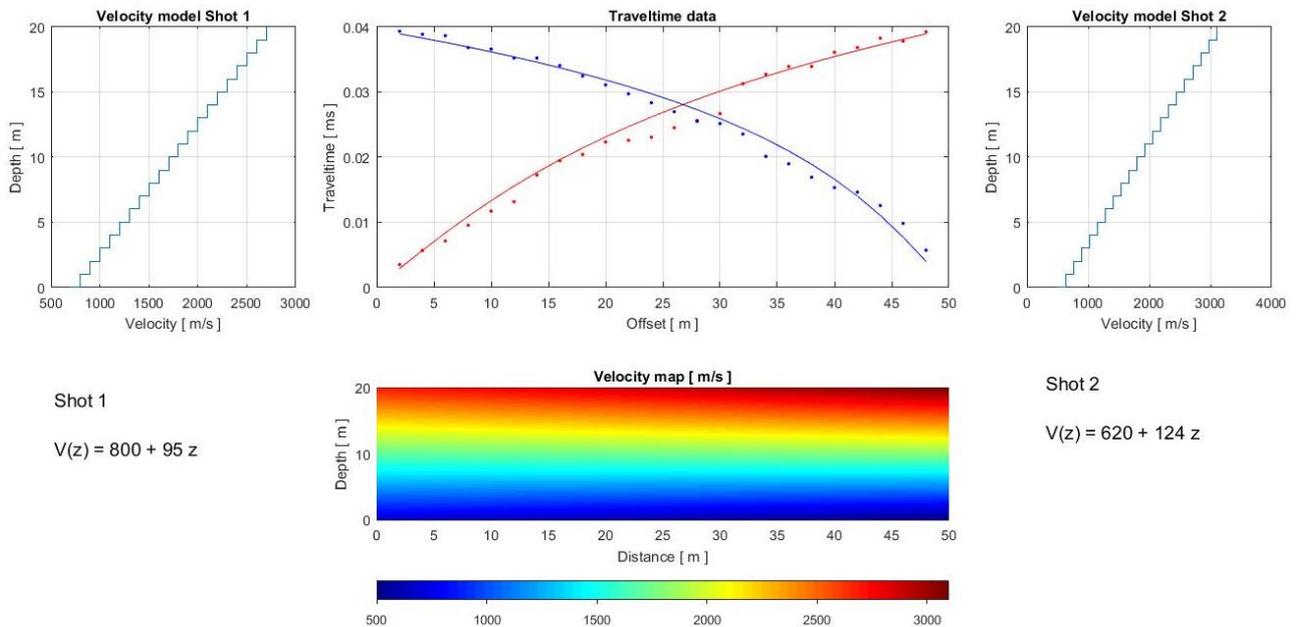


Figura 3.101 - Andamento, distribuzione e legge di velocità onde di compressione stendimento 5

Si riportano la Figura 3.102 e Figura 3.103 che mostrano come, all'aumentare della profondità, aumentino anche le velocità di propagazione delle onde sismiche. Si anticipa che in entrambi i casi le velocità delle onde sismiche vengono ben approssimate con funzioni lineari o polinomiali del secondo ordine, e pertanto non sono state individuate anomalie che potrebbero penalizzare le caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso.

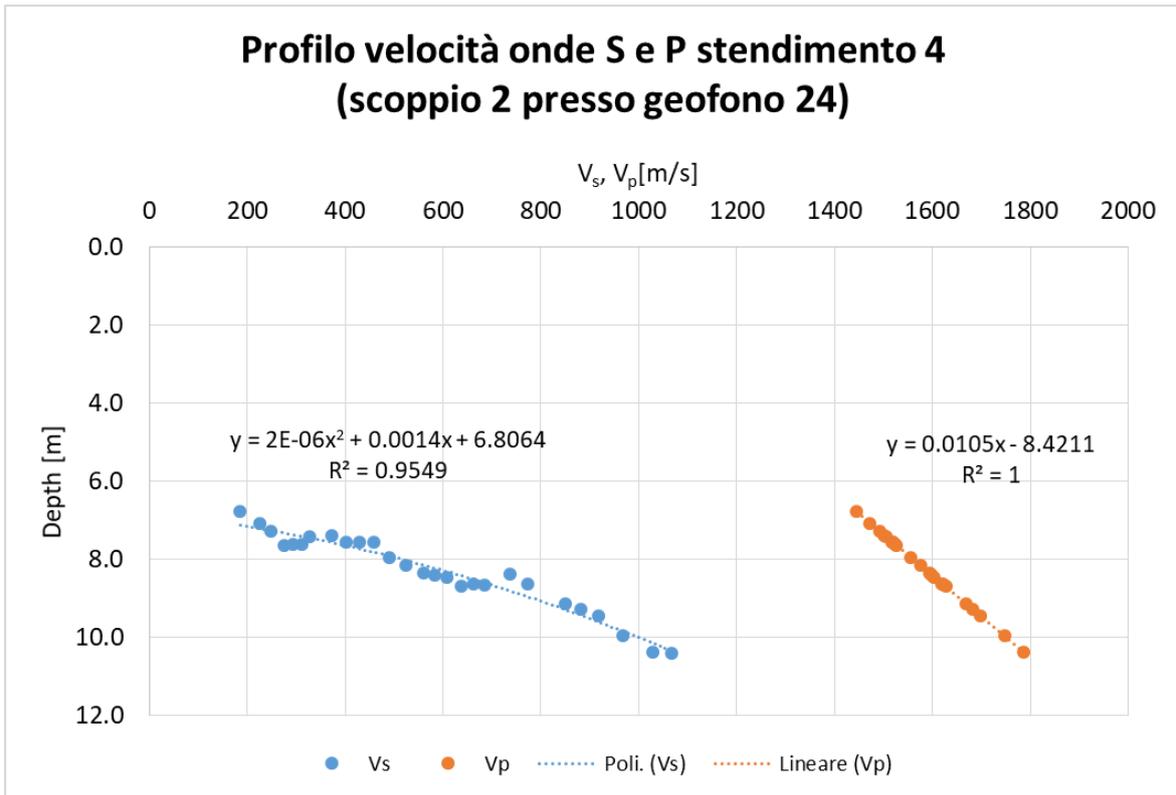


Figura 3.102 – Confronto andamento velocità onde di compressione e taglio stendimento 5 presso geofono 24

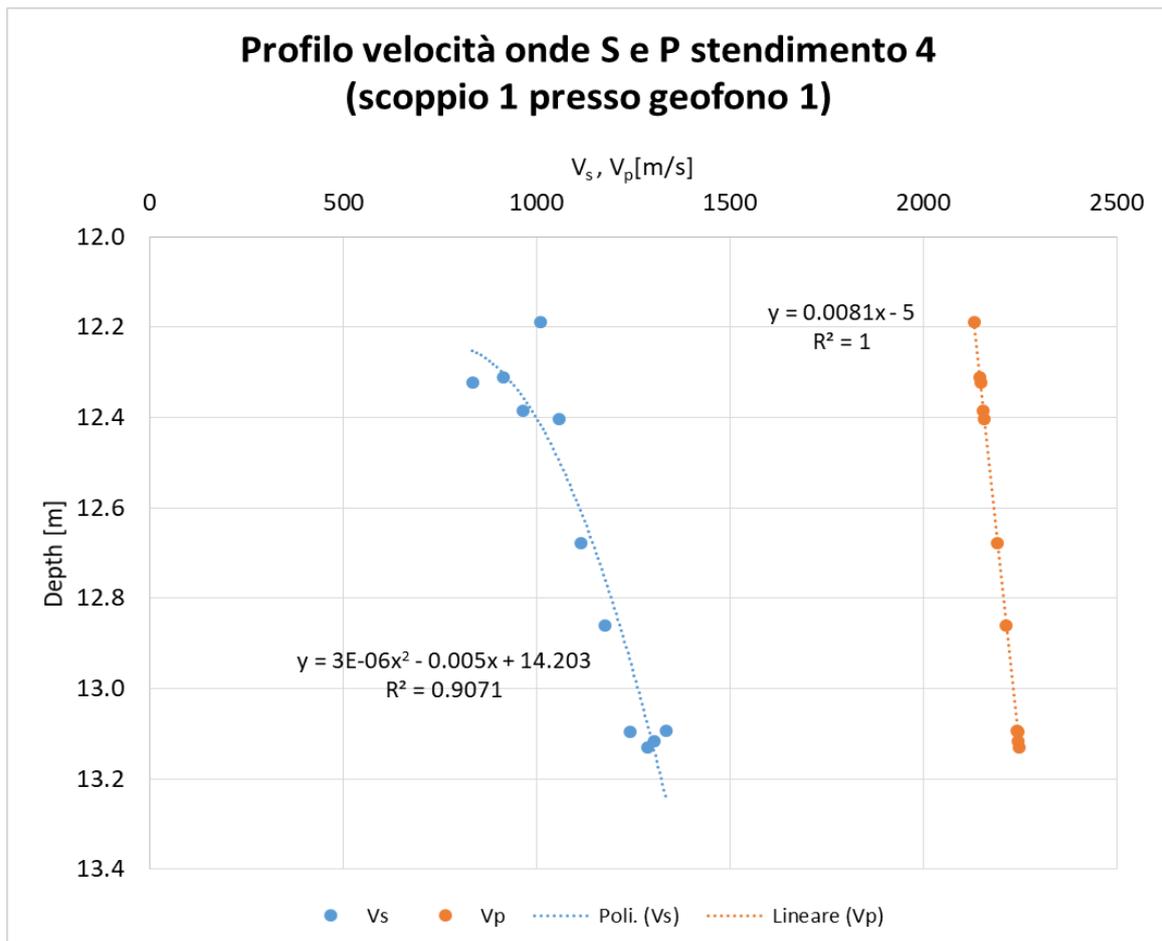


Figura 3.103 – Confronto andamento velocità onde di compressione e taglio stendimento 5 presso geofono 1

Si fa notare come all'aumentare della profondità le curve relative alle onde di taglio e compressione si avvicinano: ciò è imputabile ad un miglioramento delle caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso che risulta quindi meno fratturato in profondità.

La Figura 3.104 e la Figura 3.105 riportano la variazione del coefficiente di Poisson in funzione dell'aumentare della profondità investigata. Si fa notare che in entrambe le figure l'andamento è approssimabile con una funzione polinomiale del secondo ordine in modo soddisfacente (coefficiente di determinazione superiore a 0.86), le equazioni che meglio approssimano l'andamento sono riportate in Figura 3.104 e la Figura 3.105. In entrambi i casi il coefficiente di Poisson oscilla tra 0.25 e 0.45, valore in linea con la geologia della roccia e che indica un maggiore consolidamento all'aumentare della profondità investigata.

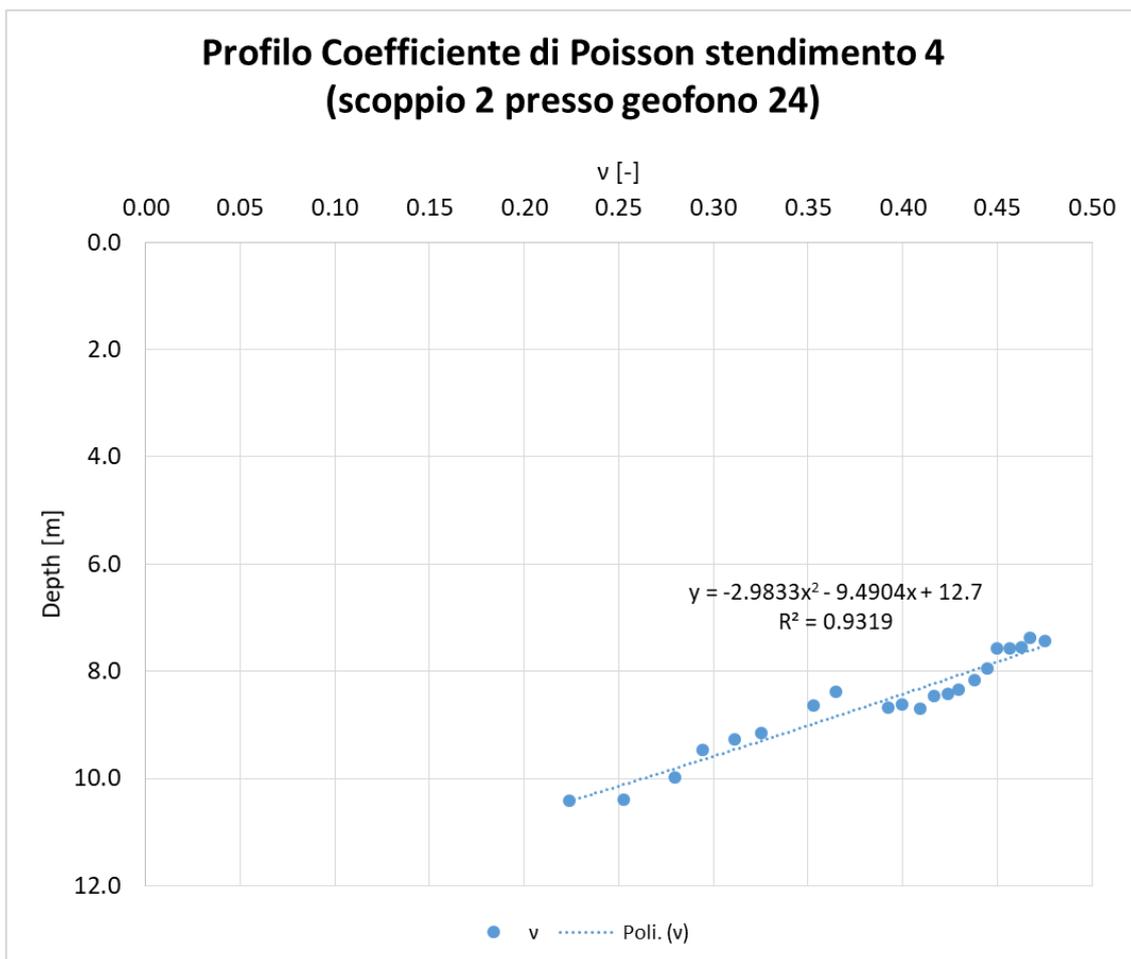


Figura 3.104 – Profilo del modulo di Poisson, profilo 5 scoppio 2 (presso geofono 24)

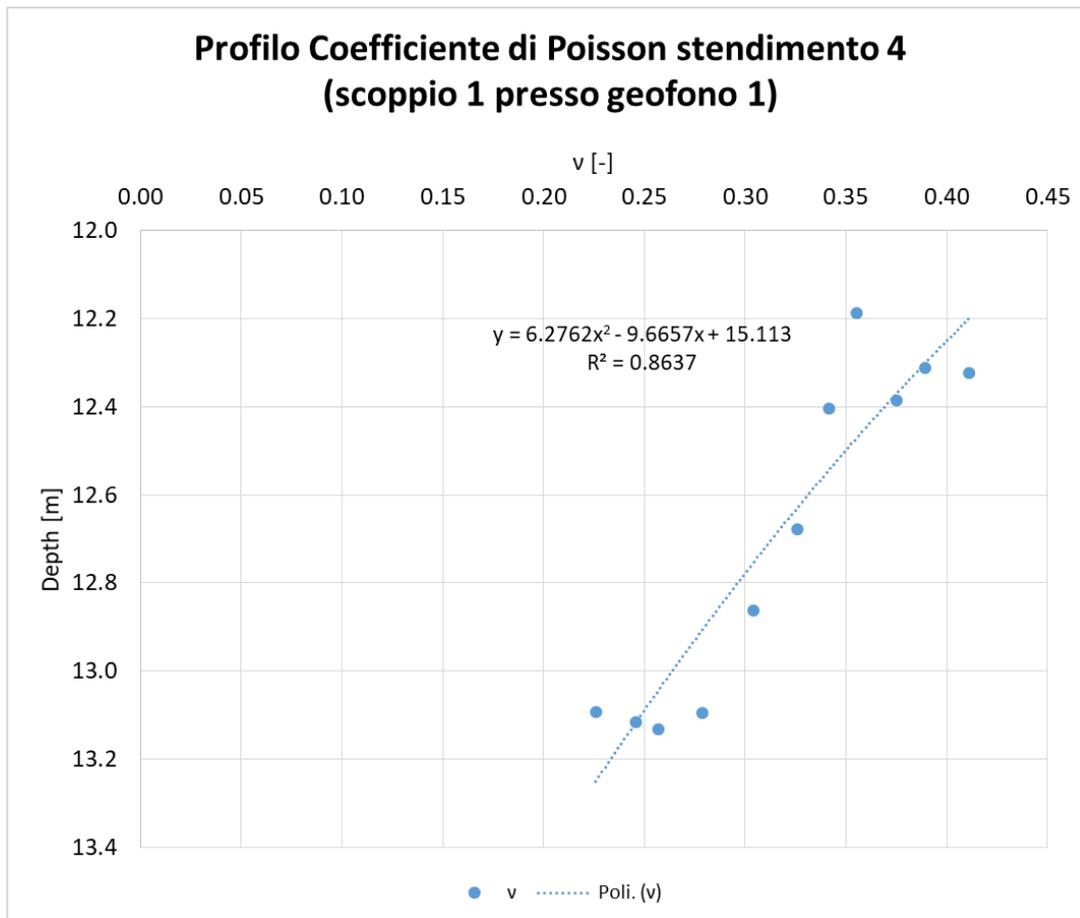


Figura 3.105 – Profilo del modulo di Poisson, profilo 5 scoppio 1 (presso geofono 1)

Alla luce dei risultati appena discussi, è possibile ricavare il valore del modulo elastico attraverso la (3.16), il modulo di taglio con la (3.17), il modulo di rigidezza volumetrica con la (3.18) e valutarli in funzione della profondità investigata. La Figura 3.106 e la Figura 3.107 riportano gli andamenti di E, G e K. Anche in questo caso si fa notare che all’incremento della profondità migliorano i parametri meccanici dell’ammasso roccioso, secondo una funzione polinomiale del secondo ordine, si può quindi cautamente assumere che l’ammasso roccioso in profondità sia poco fratturato e più competente. Ciononostante nel secondo caso (Figura 3.77) si evincono parametri meccanici più elevati rispetto al primo caso (Figura 3.76): ciò è in linea con i risultati delle velocità delle onde sismiche, e si può pertanto concludere che nei pressi del geofono 24 l’ammasso roccioso abbia caratteristiche migliori rispetto a quanto verificabile nei pressi del geofono 1.

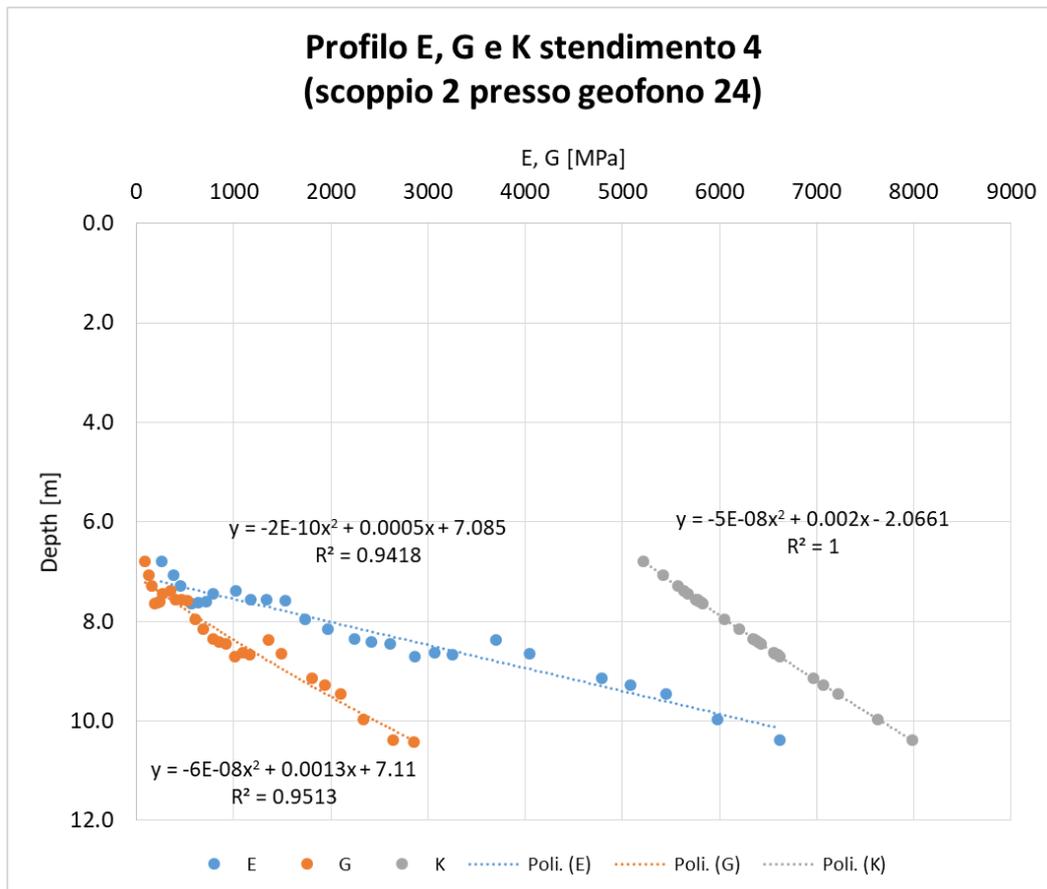


Figura 3.106 – Profilo del modulo elastico e di taglio, profilo 5 scoppio 2 (presso geofono 24)

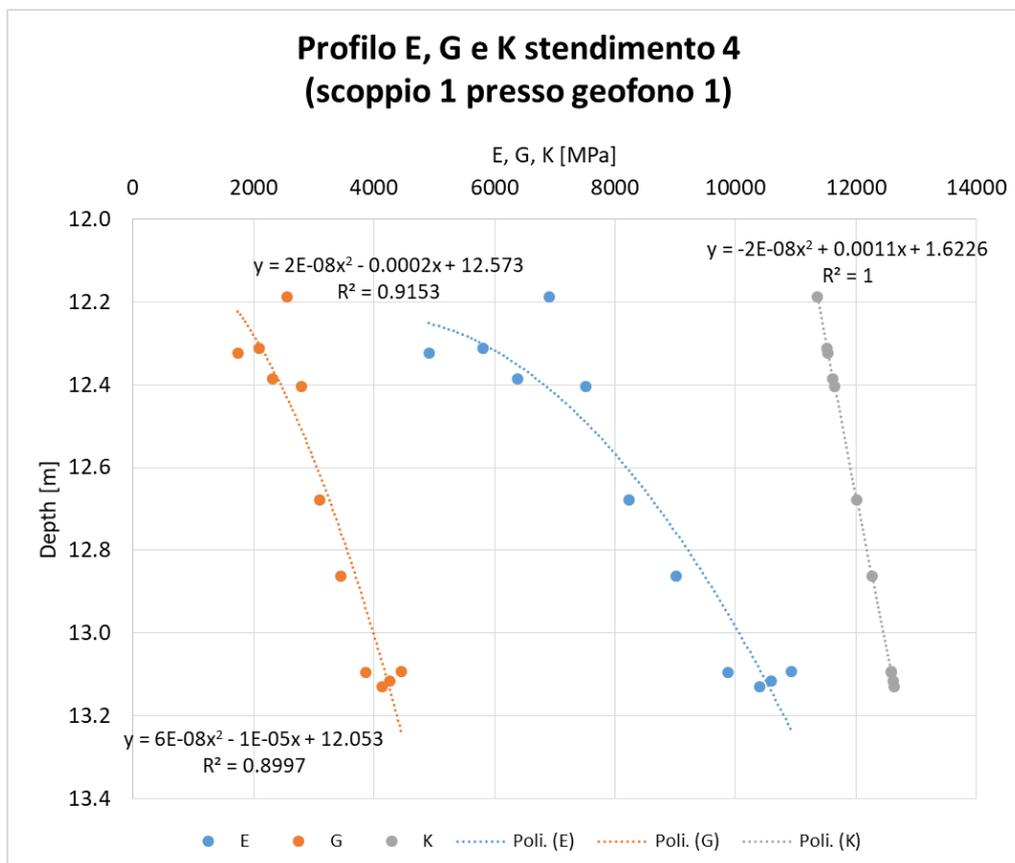


Figura 3.107 – Profilo del modulo elastico e di taglio, profilo 5 scoppio 1 (presso geofono 1)

Con le informazioni ricavate dall'indagine geofisica attiva è stato possibile ricostruire il profilo dei parametri meccanici dell'ammasso roccioso lungo gli stendimenti precedentemente commentati.

Nel seguito si propone una seconda analisi che, tramite il software ArcMap 10.4.1 e ArcScene 10.4.1, interpola le informazioni (secondo il metodo natural neighbor [4]) relative ai parametri meccanici producendo una serie di mappe in due e tre dimensioni del coefficiente di Poisson, modulo elastico, modulo di taglio e modulo di rigidità volumetrica. Le Figura 3.108, Figura 3.109, Figura 3.110, Figura 3.111, Figura 3.112, Figura 3.113, Figura 3.114 e Figura 3.115 riportano la variazione dei parametri meccanici dell'ammasso roccioso alla profondità alla quale la realizzazione del tunnel è prevista.

In particolare:

- La Figura 3.108 e la Figura 3.109 riportano la variazione del coefficiente di Poisson in due e tre dimensioni rispettivamente e l'asse del tunnel;
- La Figura 3.110 e la Figura 3.111 restituiscono la variazione del modulo elastico in due e tre dimensioni rispettivamente e l'asse del tunnel;
- La Figura 3.112 e la Figura 3.113 rappresentano la variazione del modulo di taglio in due e tre dimensioni rispettivamente e l'asse del tunnel;
- La Figura 3.114 e la Figura 3.115 descrivono la variazione del modulo di rigidità volumetrica in due e tre dimensioni rispettivamente e l'asse del tunnel.

Dalle figure appena citate si delinea un trend dei parametri meccanici che segue sempre lo stesso andamento come è lecito pensare, questo poiché il modulo elastico, di taglio e rigidità volumetrica sono tutti legati al coefficiente di Poisson, e pertanto l'evoluzione di ν determina l'andamento di E, G e K.

Infine, per maggiore chiarezza, si riporta la Tabella 3.19 la quale al suo interno contiene le informazioni relative ai parametri meccanici dell'ammasso roccioso che verosimilmente il tunnel dovrà attraversare.

Tabella 3.19 - Parametri meccanici ammasso roccioso incontrati del tunnel

Parametri meccanici	ν	E	G	K
	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
	0.30 ÷ 0.40	2000 ÷ 3500	1000 ÷ 1500	7000 ÷ 9500

Come evidenzia la Tabella 3.19, tutti i parametri meccanici sono in linea con quanto ottenuto dall'indagine geofisica del presente paragrafo, e pertanto l'interpolazione può essere ritenuta verosimile.

Nel paragrafo 4 vengono effettuate delle simulazioni numeriche riguardanti lo scavo della galleria; i parametri meccanici riportati in Tabella 3.19 vengono opportunamente ridotti per tenere conto sia dell'incertezza intrinseca al problema sia per maggiore sicurezza.

Variazione del coefficiente di Poisson ν

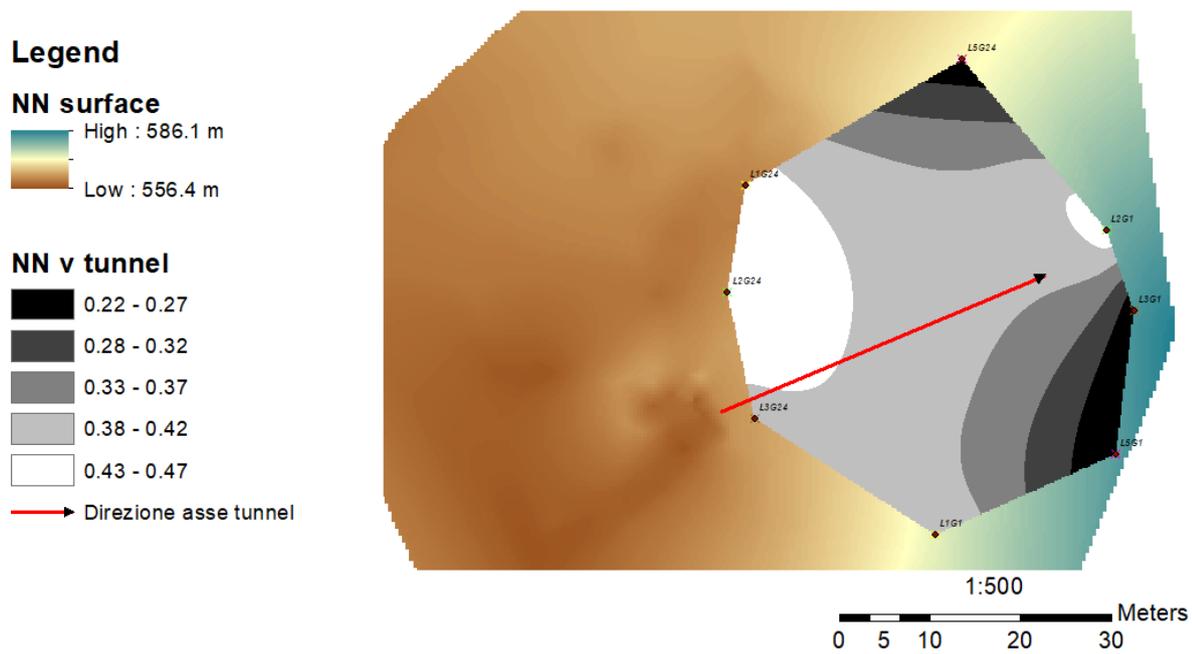


Figura 3.108 – Interpolazione con metodo Natural Neighbor [4] coefficiente di Poisson

Variazione del coefficiente di Poisson ν in tre dimensioni

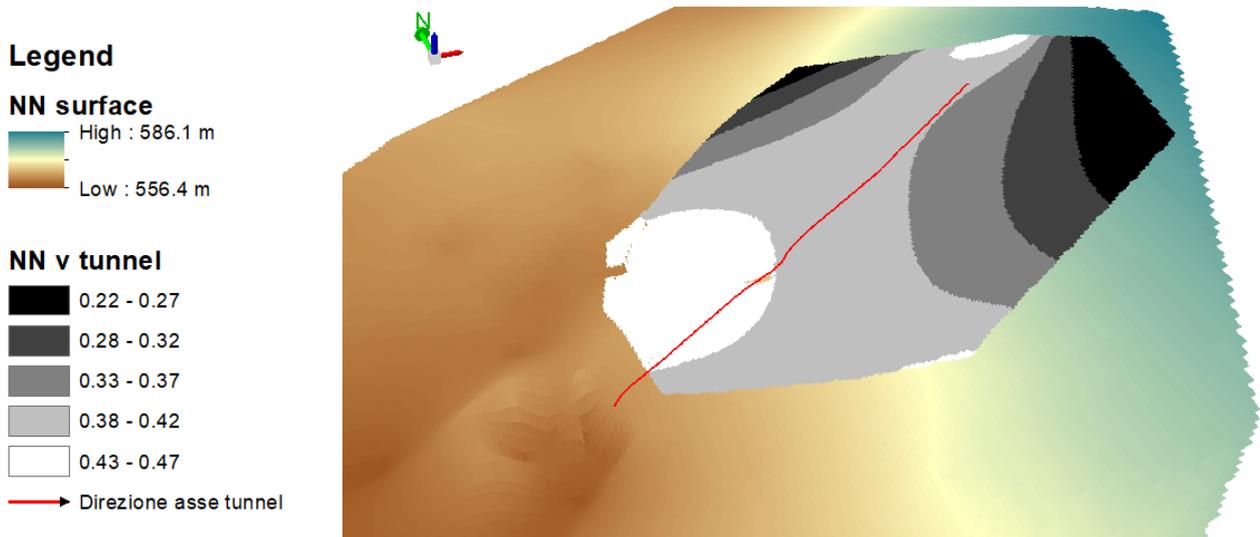
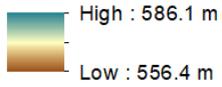


Figura 3.109 – Interpolazione con metodo Natural Neighbor [4] e rappresentazione in 3D coefficiente di Poisson

Variazione del modulo elastico E

Legend

NN surface



NN E tunnel

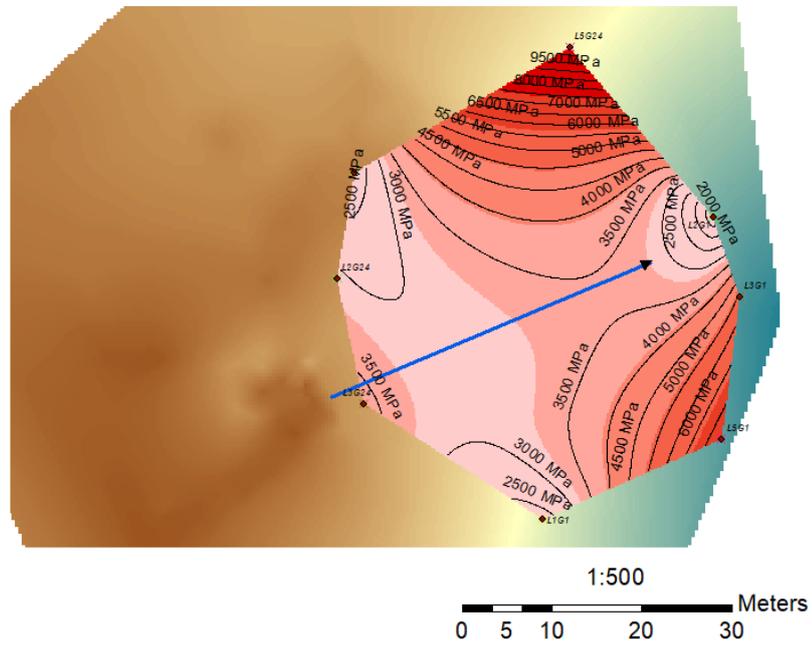
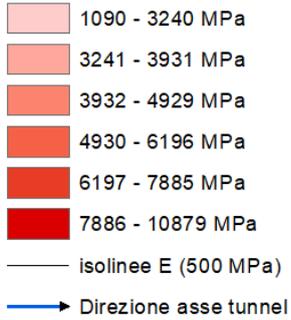
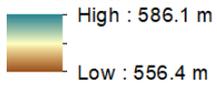


Figura 3.110 – Interpolazione con metodo Natural Neighbor [4] modulo elastico

Variazione del modulo elastico E in tre dimensioni

Legend

NN surface



NN E tunnel

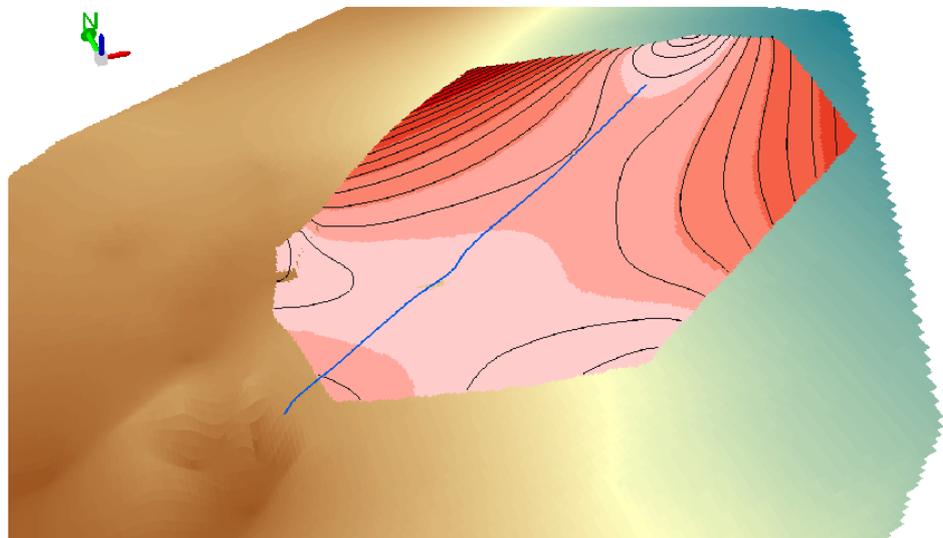
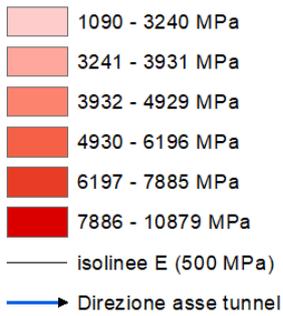
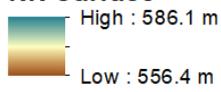


Figura 3.111 – Interpolazione con metodo Natural Neighbor [4] e rappresentazione in 3D modulo elastico

Variazione del modulo di taglio G

Legend

NN surface



NN G tunnel

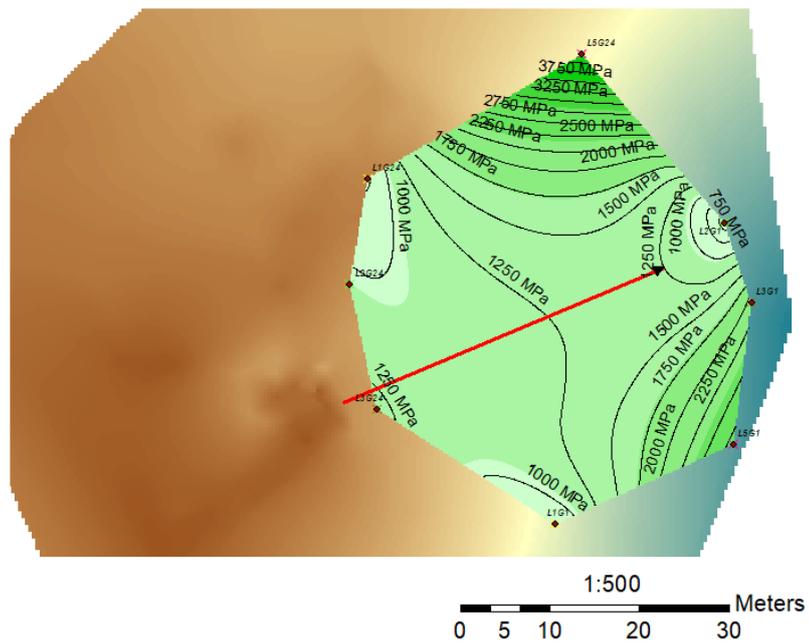
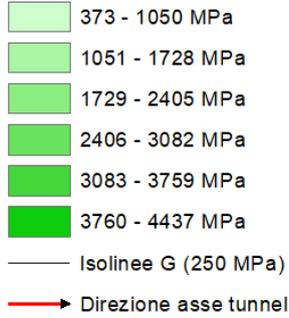
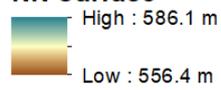


Figura 3.112 – Interpolazione con metodo Natural Neighbor [4] modulo di taglio

Variazione del modulo di taglio G in tre dimensioni

Legend

NN surface



NN G tunnel

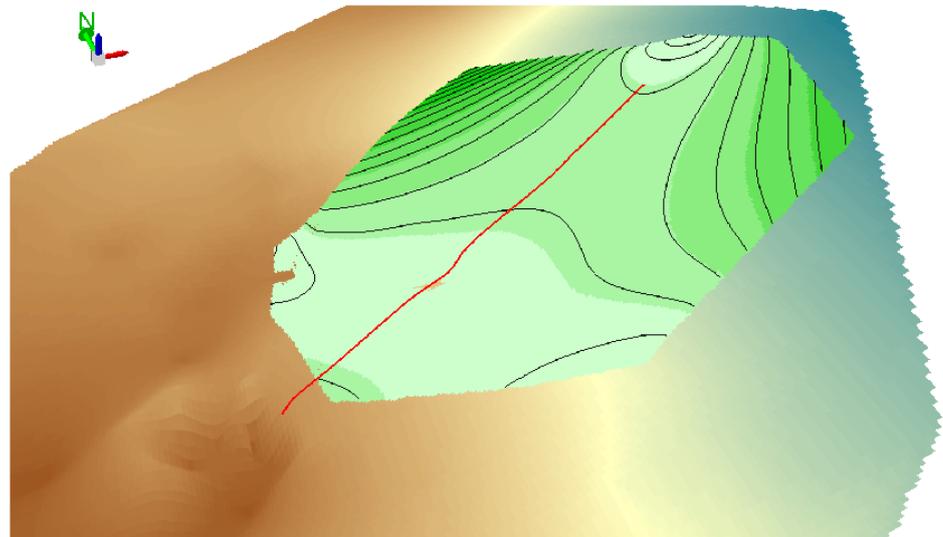
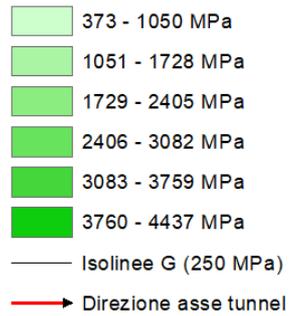


Figura 3.113 – Interpolazione con metodo Natural Neighbor [4] e rappresentazione in 3D modulo di taglio

Variazione del modulo di rigidezza volumetrica K

Legend

NN surface
 High : 586.1 m
 Low : 556.4 m

NN K tunnel

5927 - 7714 MPa
 7715 - 9501 MPa
 9502 - 11288 MPa
 11289 - 13075 MPa
 13076 - 14862 MPa
 14863 - 16649 MPa
 — Isolinee K (500 MPa)
 → Direzione asse tunnel

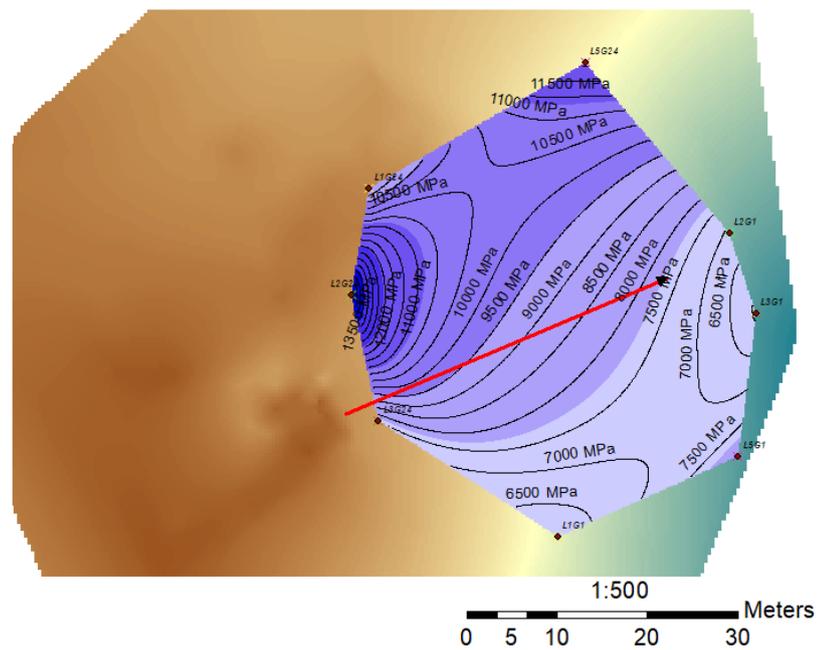


Figura 3.114 – Interpolazione con metodo Natural Neighbor [4] modulo di rigidezza volumetrica

Variazione del modulo di rigidezza volumetrica K in tre dimensioni

Legend

NN surface
 High : 586.1 m
 Low : 556.4 m

NN K tunnel

5927 - 7714 MPa
 7715 - 9501 MPa
 9502 - 11288 MPa
 11289 - 13075 MPa
 13076 - 14862 MPa
 14863 - 16649 MPa
 — Isolinee K (500 MPa)
 → Direzione asse tunnel

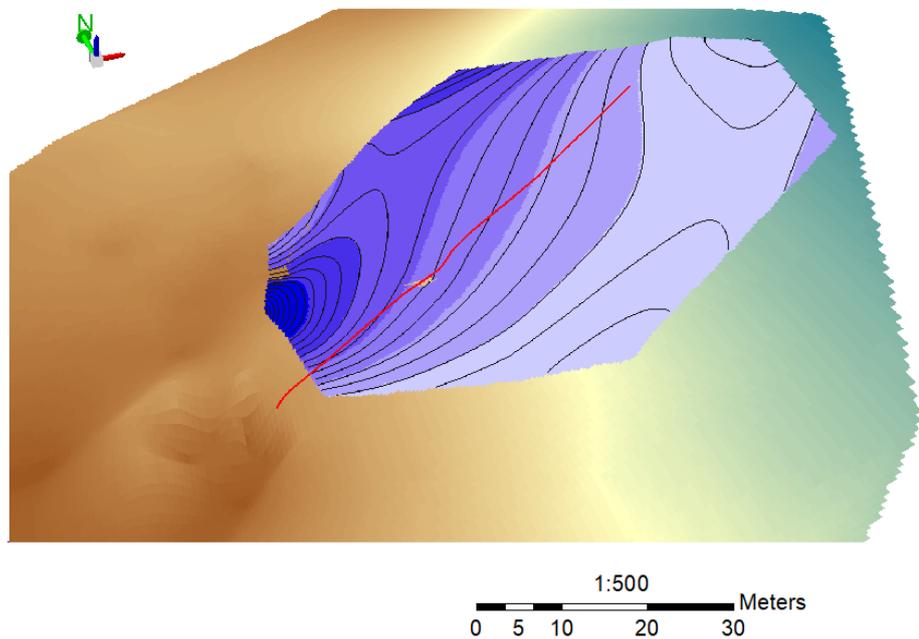


Figura 3.115 – Interpolazione con metodo Natural Neighbor [4] e rappresentazione in 3D modulo di rigidezza volumetrica

3.3 Classificazione geomeccanica

A seguito delle indagini descritte in precedenza, è possibile effettuare la classificazione dei tre siti investigati. In particolare, vengono impiegate le classificazioni *Rock Mass Rating* [9] e *Q-System* [10].

Si precisa che le classificazioni geomeccaniche tutt'oggi impiegate sono state sviluppate nel corso della seconda metà del XX secolo e si sono diffuse come un metodo di progettazione empirico, avendo i seguenti obiettivi:

- Dividere gli ammassi in gruppi con comportamento assimilabile;
- Fornire una buona base per capire le caratteristiche degli ammassi;
- Facilitare la progettazione delle opere sulla base di analisi statistiche di precedenti esperienze;
- Garantire una base comune per una positiva comunicazione tra i diversi tecnici coinvolti nella progettazione.

È possibile distinguere concettualmente tre classi:

- Classi geomeccaniche (costituite da ammassi rocciosi di confrontabile proprietà geomeccaniche, ovvero le caratteristiche intrinseche).
- Categorie di comportamento (esprimono la risposta deformativa allo scavo dei diversi gruppi geomeccanici nelle condizioni tensionali esistenti a quota progetto).
- Classi tecniche (sono direttamente associabili alle soluzioni progettuali).

La Tabella 3.20 illustra le categorie alle quali fanno riferimento le classificazioni comunemente adottate.

Tabella 3.20 - Categorie delle classificazioni geomeccaniche

Metodo	Autore	Anno	G.G.	C.C.	C.T.
Rock loads (T)	Terzaghi	1946	(sistema misto)		indicazioni
Stand-up time	Lauffer	1958÷1988		√	√
RQD system	Deere	1964	√		√
RSR system	Wickham	1972	√		√
RMR system	Bieniawski	1973÷1989	√		√
Lombardi	Lombardi	1974		√	
(R-P)	Rabcewicz-Pacher	1974	(sistema misto)		indicazioni
Q system	Barton et al.	1974÷1999	√		√
Strength-size	Franklin	1975	√		√
RMi	Palmstrom	1995÷2000	√		√
GSI	Hoek et al.	1995÷2000	√		
Adeco-RS	Lunardi	1993		√	indicazioni
Geodata	Russo et al.	1998		√	indicazioni

Si precisa che nel caso in esame sono state applicate solo la classificazione RMR e il Q-system, in quanto sono le più comunemente applicate, strutturate e con adeguata esperienza in campo minerario.

Si descrive il risultato ottenuto dalle analisi mediante Q-system [10]. Tale sistema si basa sulla seguente equazione (3.19):

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \quad (3.19)$$

Dove:

- Q rappresenta il punteggio finale della classificazione;
- RQD (Rock Quality Designation) rappresenta la percentuale di elementi con lunghezza di almeno 10 cm rispetto alla lunghezza totale carotata mediante sondaggio a carotaggio;
- J_n (Joint Set Number) è un indice che esprime la quantità e la giacitura delle famiglie di discontinuità;
- J_r (Joint Roughness Number) è un indice che descrive lo stato della rugosità delle discontinuità;
- J_a (Joint Alteration Number) è un indice che esprime lo stato di alterazione della discontinuità rilevata;
- J_w (Joint water Reduction factor) è un indice che esprime la riduzione di resistenza a causa della presenza d'acqua;
- SRF (Strength Reduction factor) è un parametro che indica ulteriori criticità dell'ammasso roccioso, come attività chimica, plasticità, problemi di carico e debolezze locali dell'ammasso.

Si precisa che il primo rapporto della (3.18) indica la dimensione dei blocchi di roccia, il secondo rapporto la resistenza al taglio di detti blocchi, mentre il terzo rapporto indica le condizioni tensionali attive.

I punteggi del Q-system vengono attribuiti su base tabellare, come si può osservare negli Allegato 13, Allegato 14 e Allegato 15.

Occorre precisare che, in mancanza di disponibilità di sondaggi geognostici, il parametro RQD è stimato secondo la relazione (3.20) suggerita da Palmström [11].

$$RQD = 115 - 3.3 J_v \quad (3.20)$$

dove J_v (Volumetric Joint Count) rappresenta la somma del numero di discontinuità per unità di lunghezza per tutte le famiglie di discontinuità rilevate nel volume di controllo.

La Tabella 3.21 riporta i risultati ottenuti per i tre siti di interesse.

Tabella 3.21 - Risultati della classificazione Q-System per i tre siti investigati

Q-System							
Viña							
RQD	J_n	J_r	J_a	J_w	SRF	J_v	Q
[%]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
49.0	6.00	1.50	1.00	1.00	1.00	20.00	13.00
Trinchera							
RQD	J_n	J_r	J_a	J_w	SRF	J_v	Q
[%]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
40.0	6.00	1.50	3.00	1.00	1.00	22.86	4.00
Punto di Estrazione							
RQD	J_n	J_r	J_a	J_w	SRF	J_v	Q
[%]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
33.0	9.00	1.50	3.00	1.00	1.00	25.00	2.00

Si osserva che nel caso del sito Viña il punteggio ottenuto dal Q-System è più elevato rispetto ai siti Trinchera e Punto di Estrazione, in quanto le discontinuità nel sito Viña non sono sottoposte agli agenti atmosferici come avviene nei siti Trinchera e Punto di Estrazione, i quali risultano quindi penalizzati.

La condizione dell'ammasso roccioso nel sito Viña viene quindi classificata come "Good", mentre nel sito Trinchera si conferisce la classificazione "Fair", infine per il sito denominato Punto di Estrazione si conferisce la classificazione "Poor".

Si procede nel seguito a illustrare la classificazione dell'ammasso roccioso attraverso il *Rock Mass Rating* [9], il cui punteggio è attribuito mediante la (3.21).

$$RMR = a + b + c + d + e \quad (3.21)$$

dove:

- a indica: la resistenza a compressione uniassiale del campione intatto di roccia, RQD, la spaziatura delle discontinuità, la condizione di queste ultime e la presenza d'acqua;
- b rappresenta una correzione dovuta alla orientazione delle discontinuità;
- c rappresenta la classe dell'ammasso roccioso;
- d rappresenta il significato della classe dell'ammasso roccioso;
- e fornisce le linee guida per la classificazione della condizione delle discontinuità;
- f rappresenta l'effetto della dip e dip direction nel caso della realizzazione di una galleria.

Il punteggio, come nel caso del Q-System, è fornito su base tabellare (vedere Allegato 16).

Tabella 3.22 - Risultati della classificazione RMR per i tre siti investigati

RMR						
Viña						
A1	A2	A3	A4	A5	C	
7	8	8	25	15	63	II
Trinchera						
A1	A2	A3	A4	A5	C	
4	8	8	20	15	55	III
Punto di Estrazione						
A1	A2	A3	A4	A5	C	
4	8	8	20	15	55	III

Si nota che, anche in questo caso, nel sito di Viña si riscontrano i valori migliori, per gli stessi motivi precedentemente esposti. In particolare, il sito Viña risulta in classe II, mentre i siti Trinchera ed Extracion point appartengono alla classe III.

A favore dell'analisi geomeccanica esposta, si può osservare che vi è una corrispondenza in termini qualitativi tra Q-System e RMR, e si può concludere che le analisi siano state effettuate in modo pertinente.

4 ANALISI NUMERICA

Nel presente capitolo si espone la ricostruzione della realtà fisica attraverso l'utilizzo di software di calcolo in due dimensioni e attraverso opportuni accorgimenti è possibile simulare il problema anche in tre dimensioni; in particolare, i codici impiegati per lo sviluppo del pre-dimensionamento, sono stati sviluppati dal produttore Rocscience. Di seguito vengono elencati i programmi di calcolo impiegati per il pre-dimensionamento:

1. RocData v3.0;
2. RS2 (Phase 2D) v9.0;
3. Phase2D v.8.0.

In particolare, sono stati sviluppati i seguenti punti:

- Verifica di possibili cinematismi di scivolamento planare e stabilità del versante ove sarà realizzata la miniera;
- Simulazione dello scavo di una galleria profonda tramite l'utilizzo del software agli elementi finiti, citato precedentemente, Phase2D

Si sottolinea che, data la realtà in cui è localizzata la miniera, si adotta un approccio a favore di sicurezza innalzando il relativo fattore (per le fasi progettuali) ad un valore minimo di 1.7; ciò è giustificato in quanto è previsto l'accesso alla miniera da parte di personale non specializzato (studenti) e non perfettamente formato.

Si precisa che i modelli numerici sviluppati in questa tesi, sono il miglioramento di elaborazioni analitiche svolte da Di Lorenzo A. [12], per maggiori dettagli e chiarimenti si rimanda a tale opera.

4.1 Simulazione cinematismo di scivolamento planare

Nel presente paragrafo si tratta la tematica della stabilità del versante sito nella zona estrattiva oggetto di studio; al fine di valutare la stabilità o l'instabilità del pendio si impiega il metodo di calcolo basato sugli elementi finiti, il quale garantisce la creazione di modelli realistici e costituisce un miglioramento di quanto svolto nell'opera di Di Lorenzo A. [12]; in particolare il software impiegato per la definizione dell'equilibrio (ovvero la convergenza del sistema) è Rocscience Phase2D.

Nel presente elaborato si impiega l'*approccio agli elementi finiti (FEM)* per la verifica della stabilità del pendio ove è previsto l'insorgere della miniera sperimentale. In particolare si ricercano fenomeni di scivolamento planare che possono causare l'instabilità del fronte. Si precisa che vengono ipotizzati due scenari differenti, il primo prevede la presenza della roccia e la relativa copertura vegetale, mentre nel secondo caso si suppone la rimozione della copertura e si verifica nuovamente la stabilità del pendio.

La Figura 4.1 e la Figura 4.2 riportano le caratteristiche geotecniche e geomeccaniche dei materiali presenti in sito. In particolare si fa notare come in Figura 4.1 siano presenti le caratteristiche

dell'andesite, la quale possiede un criterio di rottura alla Hoek e Brown [13], mentre la Figura 4.2 riporta le caratteristiche della copertura vegetale, ed essendo un terreno il criterio di rottura è alla Mohr-Coulomb.

Material: Andesite

Color		
Initial element loading	field stress & body force	
Unit weight	0.025 MN/m3	
Elastic type	isotropic	
Young's modulus	2000 MPa	
Poisson's ratio	0.3	
Failure Criterion	Generalized Hoek-Brown	
Material type	Plastic	
Dilation Parameter	0	
Compressive strength	50 MPa	
mb parameter	0.344	
s parameter	4.54e-005	
a parameter	0.511	
Residual mb parameter	0.344	
Residual s parameter	4.54e-005	
Residual a parameter	0.511	
Piezo to use	None	
Ru value	0	

Figura 4.1 - Parametri geomeccanici Andesite

Material: Overboud

Color		
Initial element loading	field stress & body force	
Unit weight	0.02 MN/m3	
Elastic type	isotropic	
Young's modulus	65 MPa	
Poisson's ratio	0.35	
Failure criterion	Mohr-Coulomb	
Peak tensile strength	0.001 MPa	
Residual tensile strength	0.001 MPa	
Peak friction angle	30 degrees	
Peak cohesion	0 MPa	
Material type	Plastic	
Dilation Angle	0 degrees	
Residual Friction Angle	30 degrees	
Residual Cohesion	0 MPa	
Piezo to use	None	
Ru value	0	

Figura 4.2 - Parametri Geomeccanici Copertura vegetale

Per una migliore comprensione del problema, si riporta la Figura 4.3 che ricostruisce la geometria del problema oggetto di studio, in particolare si fa notare come la copertura vegetale abbia uno spessore di 2.0 m al di sopra della roccia andesitica e pendenza di 18°; la roccia andesitica ha una pendenza di 79° ed un'altezza pari a 5.0 m. Inoltre la Figura 4.3 riporta le condizioni al contorno del modello, ovvero i nodi sono vincolati per gli spostamenti rispetto agli assi x e y, ad eccezione delle superfici libere.

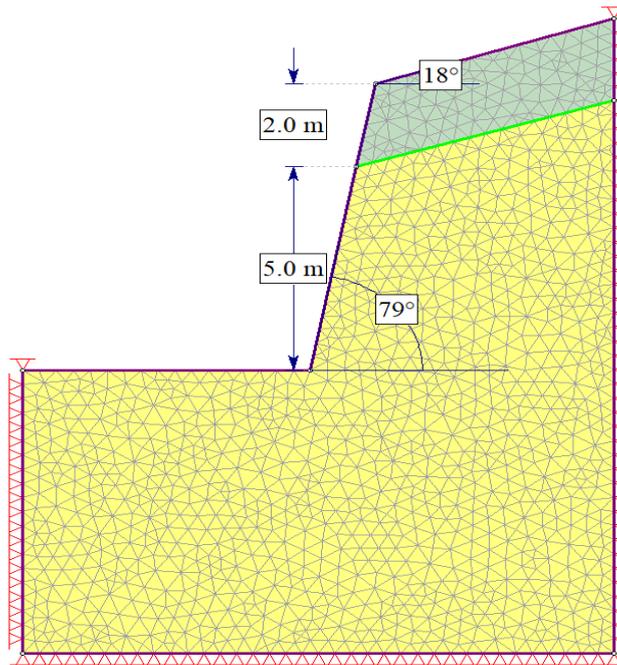


Figura 4.3 - Geometria e condizioni al contorno del caso con copertura

Sulla base del modello riportato in Figura 4.3 sono stati svolti i calcoli di stabilità del pendio. La Figura 4.4 riporta i risultati ottenuti dalla presente analisi. Si precisa che con la presente analisi, è ricercata la superficie di scivolamento con coefficiente di sicurezza più critico che è risultato pari a 0.34 e pertanto non rispetta gli standard di sicurezza imposti che prevedono un fattore di sicurezza almeno pari a 1.7. La Figura 4.5 ribadisce come il sistema non raggiunga la convergenza (e quindi non siano più rispettate le condizioni di congruenza e piccoli spostamenti) quando il fattore di sicurezza giunge a 0.34 e pertanto a tale soglia corrispondono spostamenti non più compatibili con la stabilità del pendio.

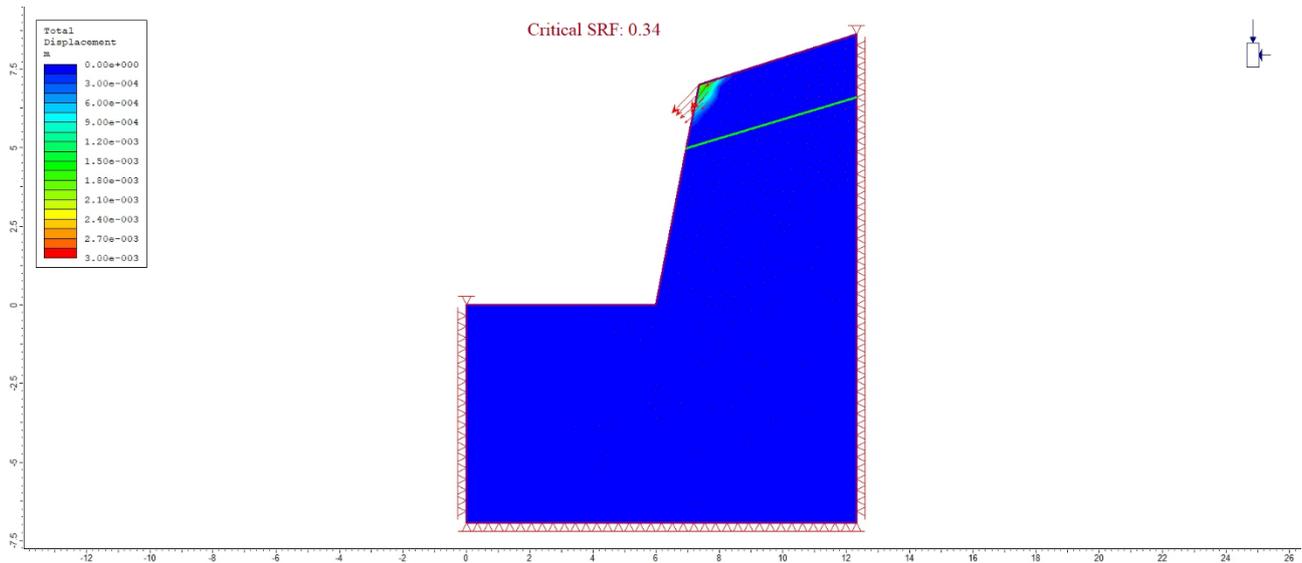


Figura 4.4 - Risultati analisi SRF caso con copertura

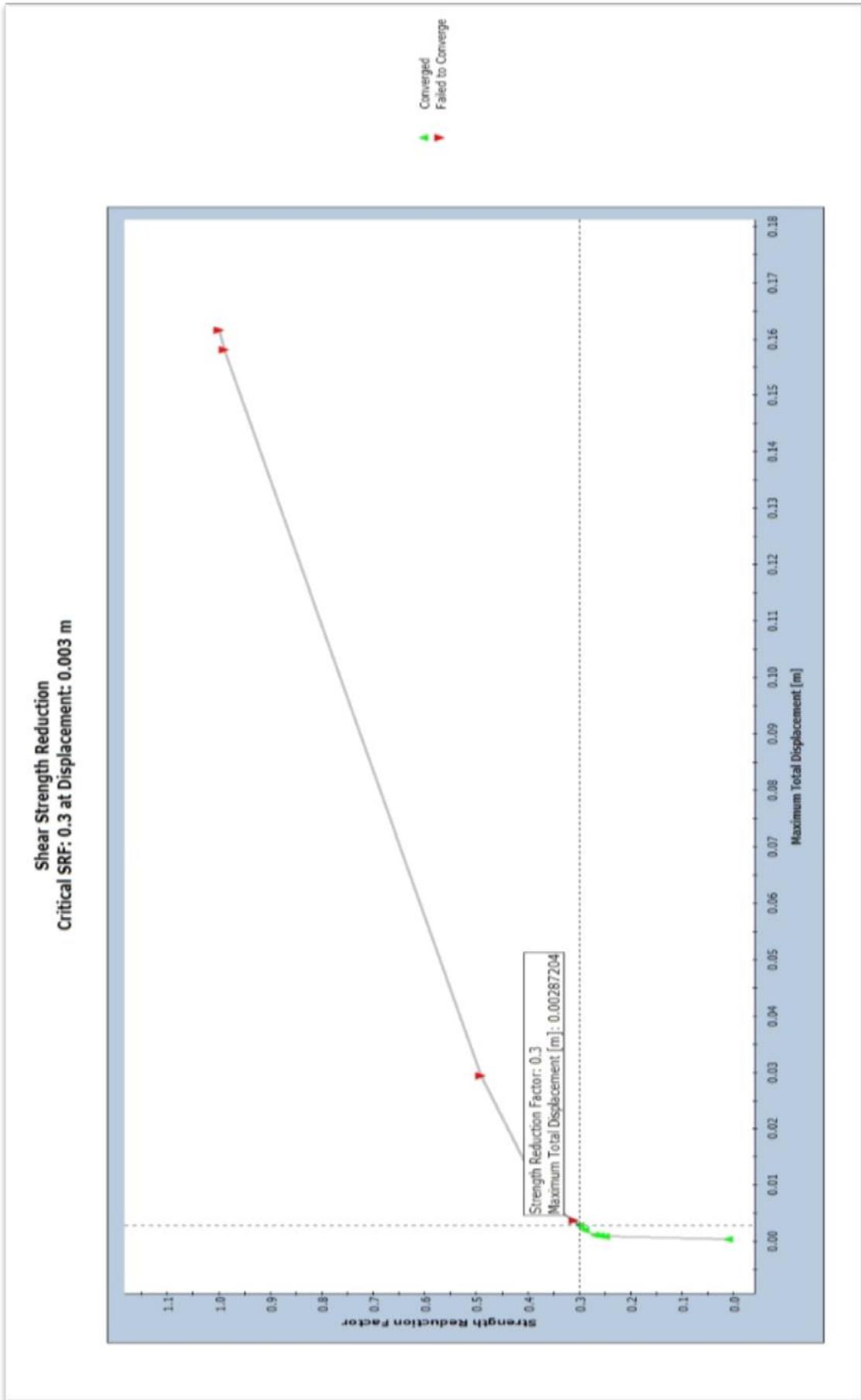


Figura 4.5 - Convergenza del sistema per calcolo SRF con copertura vegetale

L'analisi appena esposta evidenzia la superficie di scivolamento con coefficiente di sicurezza più basso, tuttavia questa non risulta particolarmente grande, pertanto è lecito domandarsi se esiste una seconda superficie di scivolamento più grande ma che ugualmente non rispetti gli standard di sicurezza di progetto.

Per sviluppare questo secondo scenario è necessario limitare l'area di ricerca ad una porzione più limitata della copertura vegetale, in particolare si è limitata tale area al piede della copertura vegetale, come mostrato in Figura 4.6. I risultati emersi da tale tipo di analisi evidenziano ancora una volta un cinematismo di rottura con fattore di sicurezza pari a 0.69 e pertanto insufficiente al minimo richiesto. La Figura 4.7 evidenzia, come nel caso precedente, che la convergenza del sistema è possibile fino ad un fattore di sicurezza pari a 0.69, oltre tale soglia gli spostamenti diventano incompatibili con una situazione di stabilità.

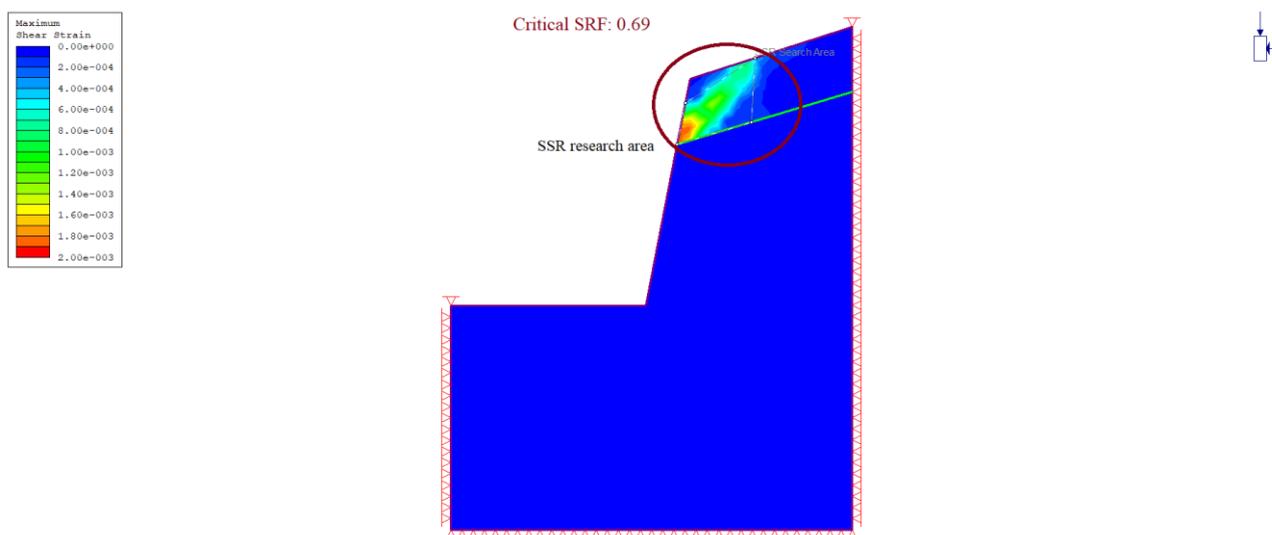


Figura 4.6 - Risultati analisi SRF caso con copertura e area di ricerca limitata al piede della copertura vegetale

Alla luce delle analisi appena effettuate appare chiaro che la presenza di copertura vegetale implica l'instaurarsi di fenomeni di instabilità a cui si deve obbligatoriamente porre rimedio. Una possibilità è procedere con la rimozione meccanica della copertura vegetale e la successiva verifica della stabilità del pendio.

Nel seguito si procede a tale tipo di analisi. Si precisa che i parametri meccanici della roccia rimangono i medesimi riportati in Figura 4.1, mentre risulta modificata la geometria del problema.

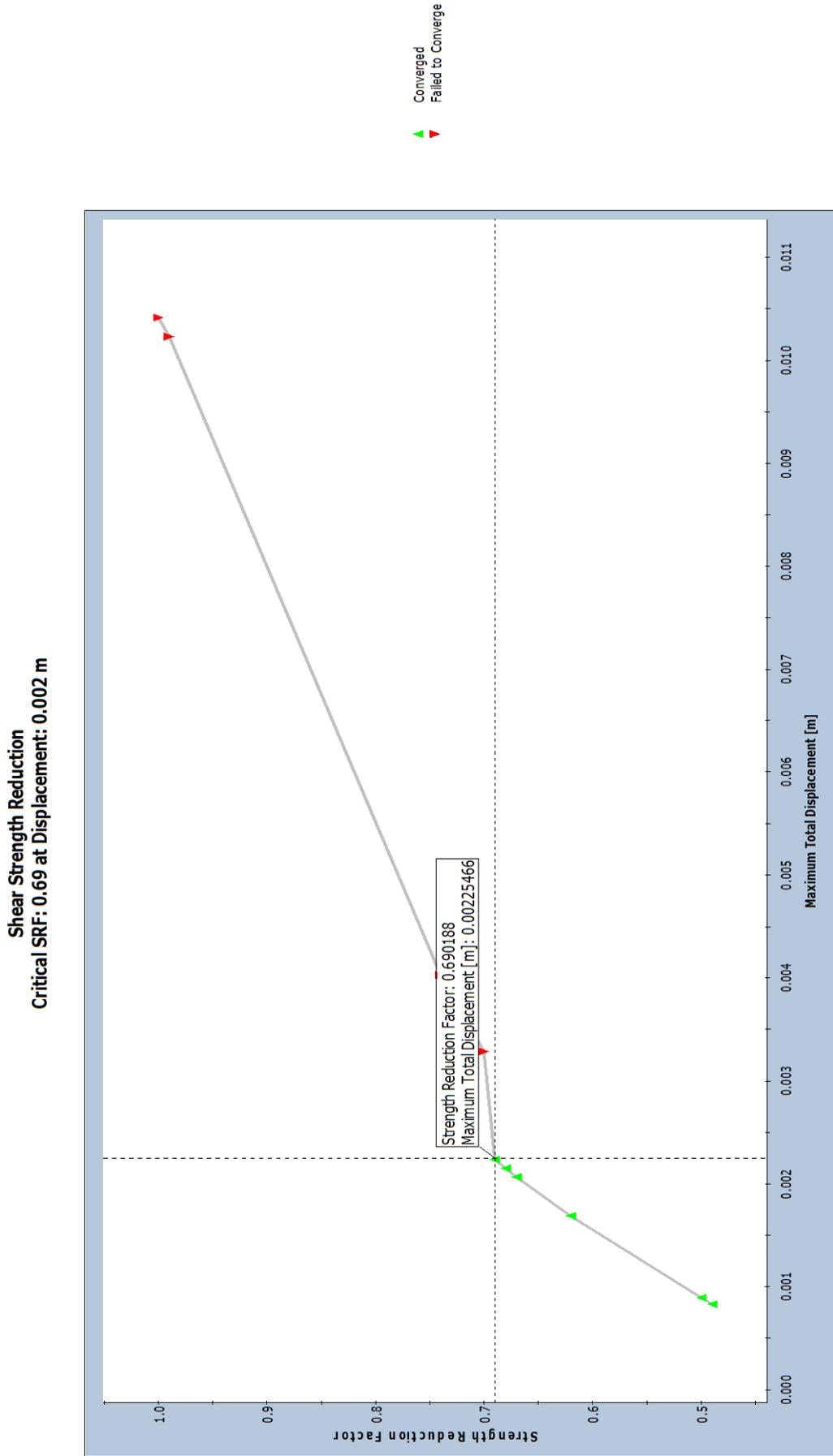


Figura 4.7 - Convergenza del sistema per calcolo SRF con copertura vegetale ma area di ricerca limitata

Qualora la copertura vegetale venga rimossa, le Figura 4.8 e Figura 4.9 mostrano la geometria del caso in studio con le relative condizioni al contorno citate in precedenza e i risultati ottenuti dal computo, mentre la Figura 4.10 riporta la convergenza del sistema, e pertanto evidenzia quale sia il fattore di sicurezza del pendio.

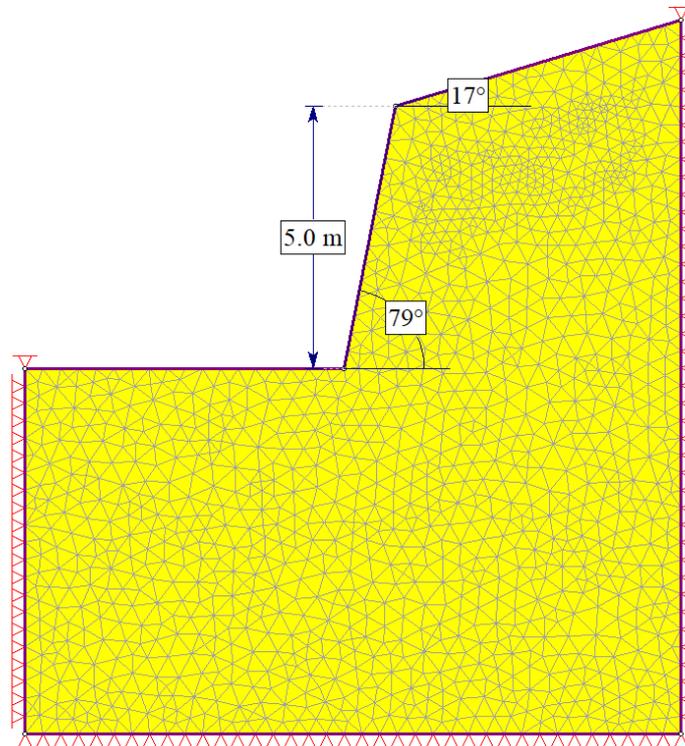


Figura 4.8 - Geometria e condizioni al contorno del caso di copertura assente

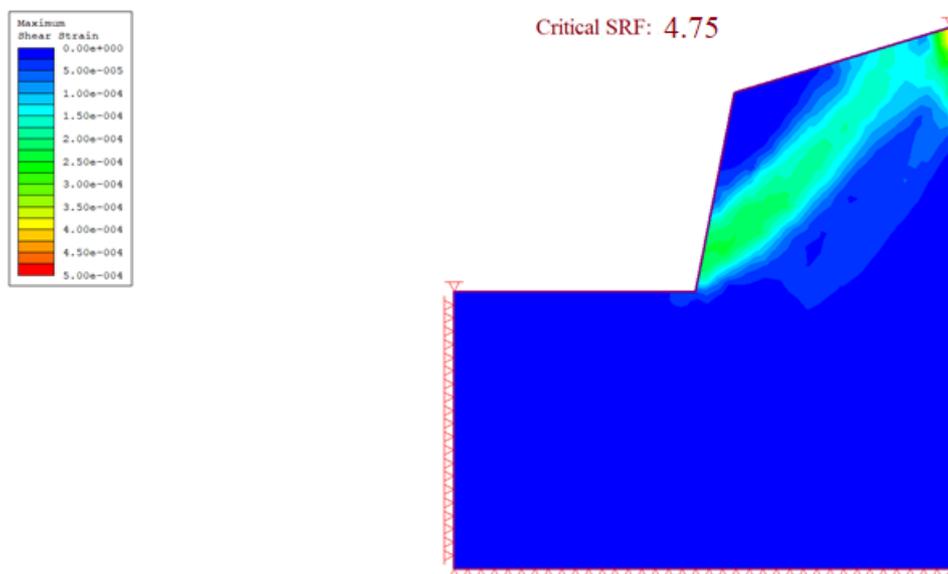


Figura 4.9 - Risultati SRF analisi caso assenza di copertura

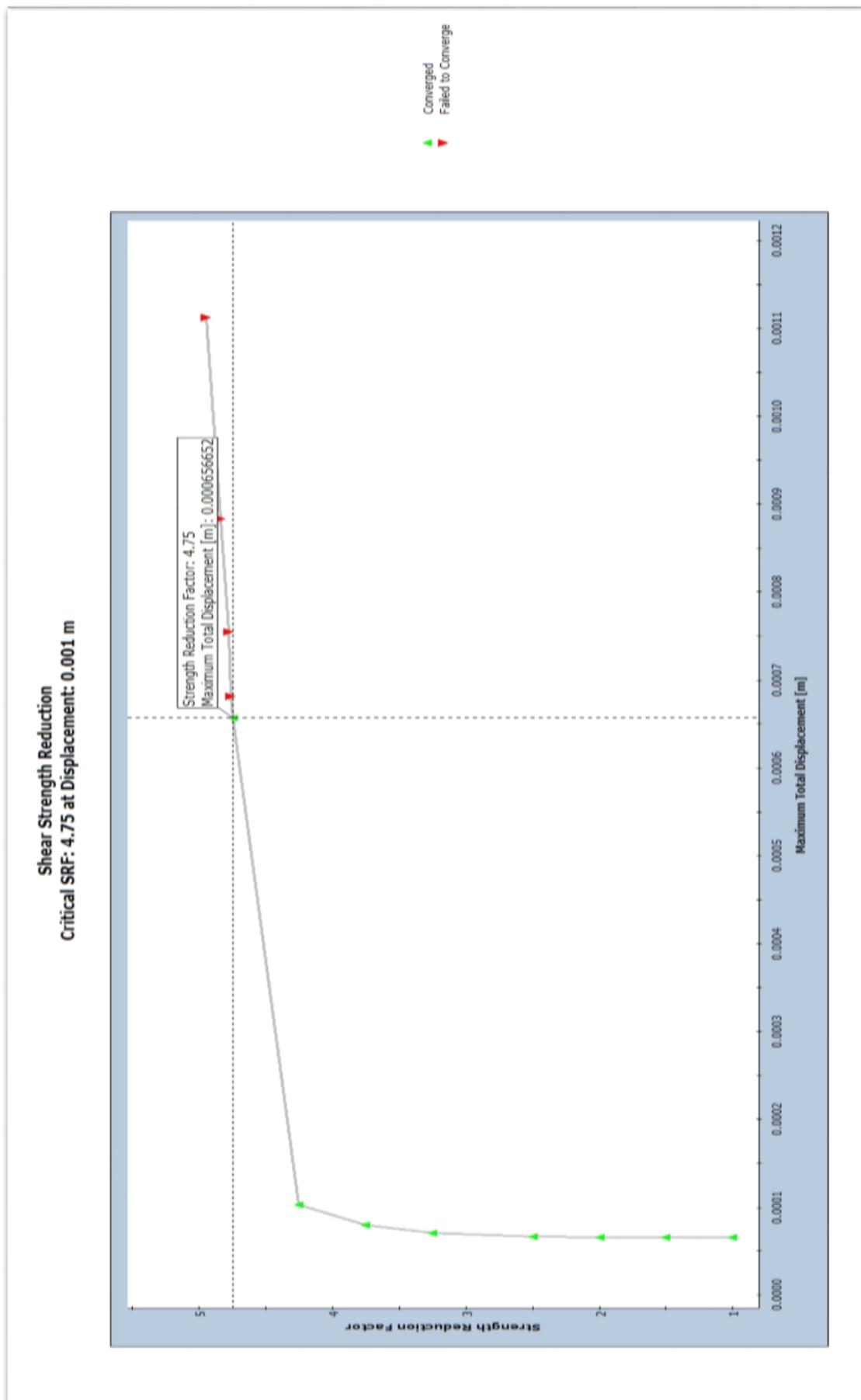


Figura 4.10 - Convergenza del sistema per calcolo SRF in assenza di copertura vegetale

Analizzando i risultati ottenuti dalle analisi appena descritte si può concludere che:

- La presenza di copertura vegetale costituisce un fattore di rischio, in quanto l'instaurarsi di un cinematismo di rottura non solo è possibile ma anche probabile (fattori di sicurezza molto inferiori all'unità);
- Le superfici critiche sono varie e più o meno grandi, è necessario quindi attuare interventi posti all'innalzamento del fattore di sicurezza.
- La rimozione della copertura vegetale permette di incrementare il fattore di sicurezza fino a valori superiori a quattro, in questo modo gli standard di sicurezza progettuali vengono rispettati;
- Si deve quindi procedere alla rimozione della copertura vegetale presente in sito.

4.2 Simulazione dello scavo di una galleria profonda

Nel seguito si illustra la simulazione relativa allo scavo della galleria principale della miniera. Il modello è stato costruito con il software di calcolo agli elementi finiti Phase prodotto da Rocscience.

Le ipotesi su cui si è basata la simulazione sono le seguenti:

- Galleria profonda (la distanza tra parete, calotta e i limiti esterni della maglia creata sono pari a 5 volte il valore della larghezza e dell'altezza);
- Mezzo omogeneo e isotropo (ipotesi semplificativa);
- I nodi marginali della maglia sono vincolati sugli assi x e y;
- Coefficiente di spinta laterale degli sforzi impiegato (da esperienza industriale) pari a 0.5;
- Mezzo elastico-perfettamente plastico.

Si anticipa che in questa fase progettuale i dati a disposizione non sono sufficientemente precisi e affidabili e, pertanto, il modello deve intendersi come provvisorio e soggetto a migliorie ogni qualvolta si riesca a ricavare un dato di input affidabile.

Si precisa che, per simulare l'avanzamento del fronte di scavo, sono stati impiegati i due seguenti metodi: riduzione della tensione interna alla galleria, riduzione della rigidità del core.

La geometria del problema è descritta attraverso la Figura 4.11.

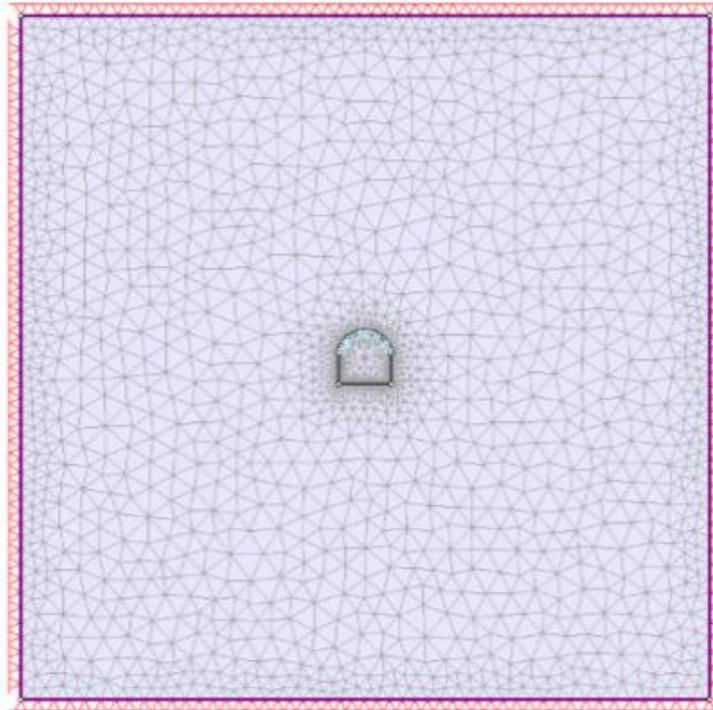


Figura 4.11 - Geometria simulazione Galleria Profonda

La geometria ipotizzata per la galleria è riportata in Tabella 4.1.

Tabella 4.1 - Parametri geometrici Galleria principale

Geometria galleria principale		
Larghezza [m]	Altezza alla luce [m]	Altezza della parete [m]
3	3	1.75

Le proprietà del materiale sono illustrate in Figura 4.12.

Material: Andesite

Color	<input type="checkbox"/>
Initial element loading	field stress only
Elastic type	isotropic
Young's modulus	20000 MPa
Poisson's ratio	0.3
Failure Criterion	Generalized Hoek-Brown
Material type	Plastic
Dilation Parameter	0
Compressive strength	50 MPa
mb parameter	0.344
s parameter	4.54e-005
a parameter	0.511
Residual mb parameter	0.344
Residual s parameter	4.54e-005
Residual a parameter	0.511
Piezo to use	None
Ru value	0

Figura 4.12 - Parametri geomeccanici orizzonte andesitico

Per quanto riguarda i rinforzi ipotizzati si è deciso di utilizzare per ragioni economiche e pratiche, uno strato di calcestruzzo proiettato e una maglia metallica, le cui caratteristiche vengono riportate in Figura 4.13. Tale sistema di rinforzo ha il pregio di essere economico pratico ed inoltre permette di consolidare anche i cunei di roccia più piccoli che presentano una instabilità più marcata.

Liner: cls + wm

Color	
Liner Type	Reinforced Concrete
Equivalent Young's modulus	21252.3 MPa
Equivalent thickness	0.0993418 m
Poisson ratio	0

Reinforcement Properties

Type	Wire Mesh(Canada): #10 (diameter=10mm)
Spacing	0.6 m
Section Depth	0.01 m
Area	7.85e-005 m ²
Moment of inertia	4.909e-010 m ⁴
Young's modulus	200000 MPa
Poisson ratio	0.25
Compressive strength	400 MPa
Tensile strength	400 MPa

Concrete Properties

Thickness	0.1 m
Young's modulus	20000 MPa
Poisson ratio	0.2
Compressive strength	25 MPa
Tensile strength	0 MPa

Figura 4.13 - Caratteristiche meccaniche dei sistemi di supporto

La progettazione e la verifica dei sistemi di supporto prevedono i seguenti step:

- Simulazione dell'avanzamento del fronte di scavo.
- Conseguimento dei risultati relativi al raggio plastico e spostamento massimo.
- Estrapolazione, attraverso l'impiego del grafico riportato in Figura 4.14, del rapporto spostamenti su spostamenti massimi, da cui si ricava il momento in cui vengono installati i support (spostamento massimo della parete).

Si sottolinea che la Figura 4.14 è impiegata a partire dal rapporto distanza dal fronte su raggio del tunnel (pari a 1) intersecando la curva raggio plastico su raggio del tunnel, da cui si ricava il rapporto spostamenti su spostamenti massimi e pertanto lo spostamento in corrispondenza del quale vengono installati i supporti. Si fa notare che i supporti vengono installati nel momento in cui si verificano gli spostamenti maggiori che tuttavia risultano essere contenuti, in questo modo lo stato di sollecitazione del liner che pertanto è il minore fra le configurazioni possibili.

Si rende noto che l'approccio appena descritto è suggerito da Vlachopoulos and Diederichs [14].

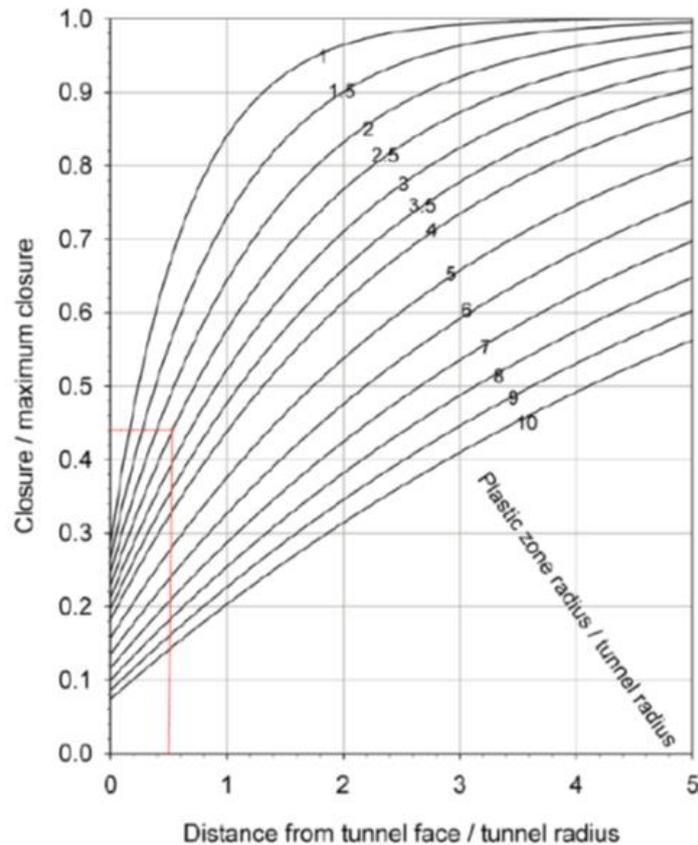


Figura 4.14 - Rapporto tra Abbassamento su abbassamento massimo in funzione del rapporto tra la distanza dal fronte e il raggio del tunnel [14]

4.2.1 Reducing pressure

Per quanto attiene al primo metodo di calcolo, che sfrutta la riduzione graduale della pressione interna alla galleria, si segue il procedimento di seguito descritto:

- Creazione del vuoto (futura galleria);
- Applicazione sulla superficie di scavo di una pressione corrispondente alla tensione litostatica;
- Diminuzione progressiva della pressione interna della galleria fino al completo azzeramento (10 step di calcolo);
- Studio e verifica dei supporti.

Si precisa che per lo studio della verifica dei supporti si esegue quanto precedentemente detto e la Tabella 4.2 riporta i dati di input implementati per il computo.

Tabella 4.2 - Dati di input corrispondenti al momento in cui si installano i supporti

R_t	R_p	X/R_t	R_p/R_t	u_{max}	u/u_{max}	u
[m]	[m]	[-]	[-]	[m]	[-]	[m]
1.6	2	1	1.25	6.2E-04	0.6	3.7E-04

In seguito all'applicazione degli algoritmi di calcolo, i risultati ottenuti riguardanti i parametri geotecnici sono di seguito riportati. La tensione litostatica verticale passa da un valore iniziale costante di 0.5 MPa alla distribuzione riportata in Figura 4.15.

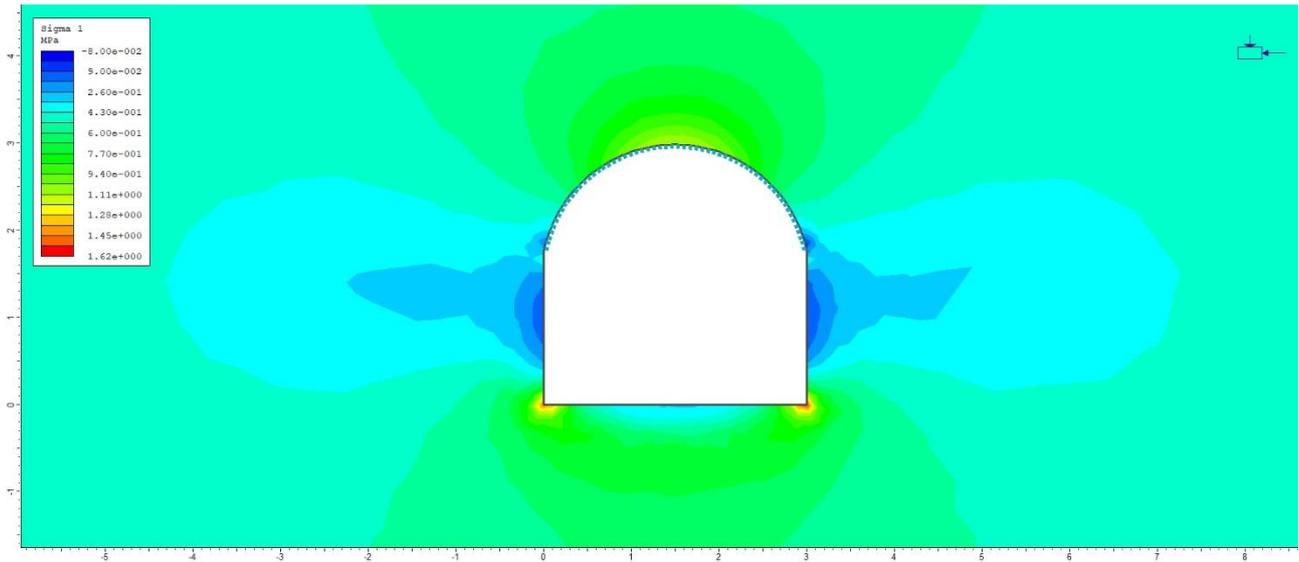


Figura 4.15 - Distribuzione tensione verticale

Analogamente, la tensione litostatica orizzontale passa da un valore iniziale costante di 0.25 MPa alla distribuzione riportata in Figura 4.16.

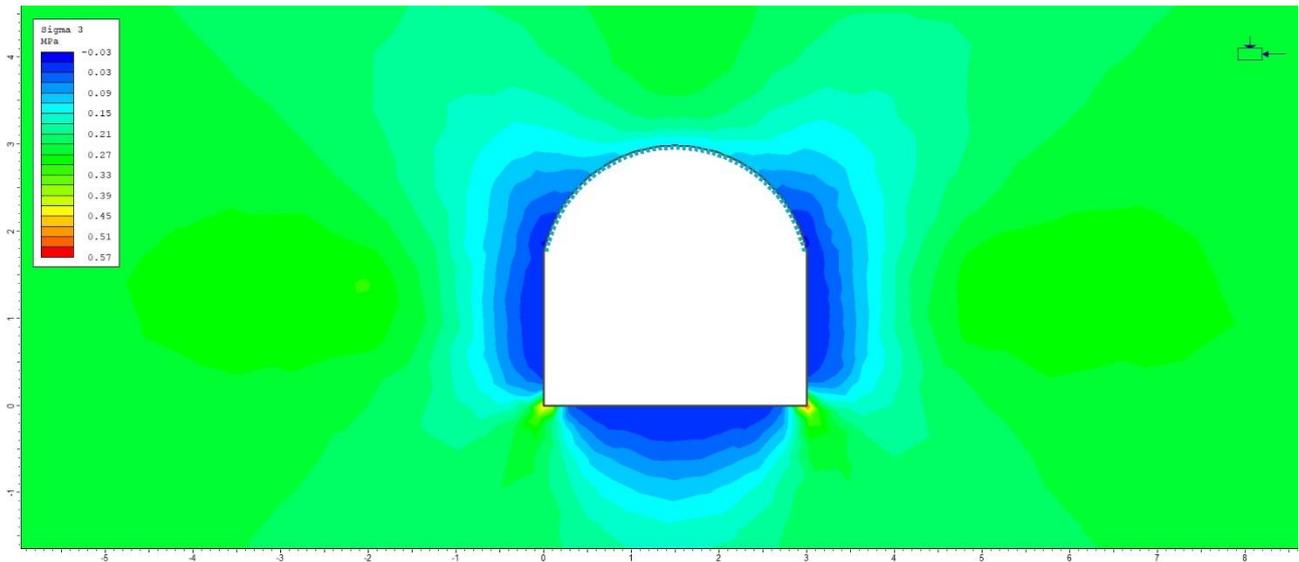


Figura 4.16 - Distribuzione tensione orizzontale

La plasticizzazione della roccia in corrispondenza dello scavo non si evidenzia in maniera accentuata, come si nota dalla Figura 4.17. Ciononostante, si prevede l'installazione di una rete metallica, opportunamente annegata in una matrice di cemento proiettato, per garantire la stabilità locale (la stabilità globale non sembra essere compromessa); per i dati dei supporti, si rimanda alla Figura 4.13.

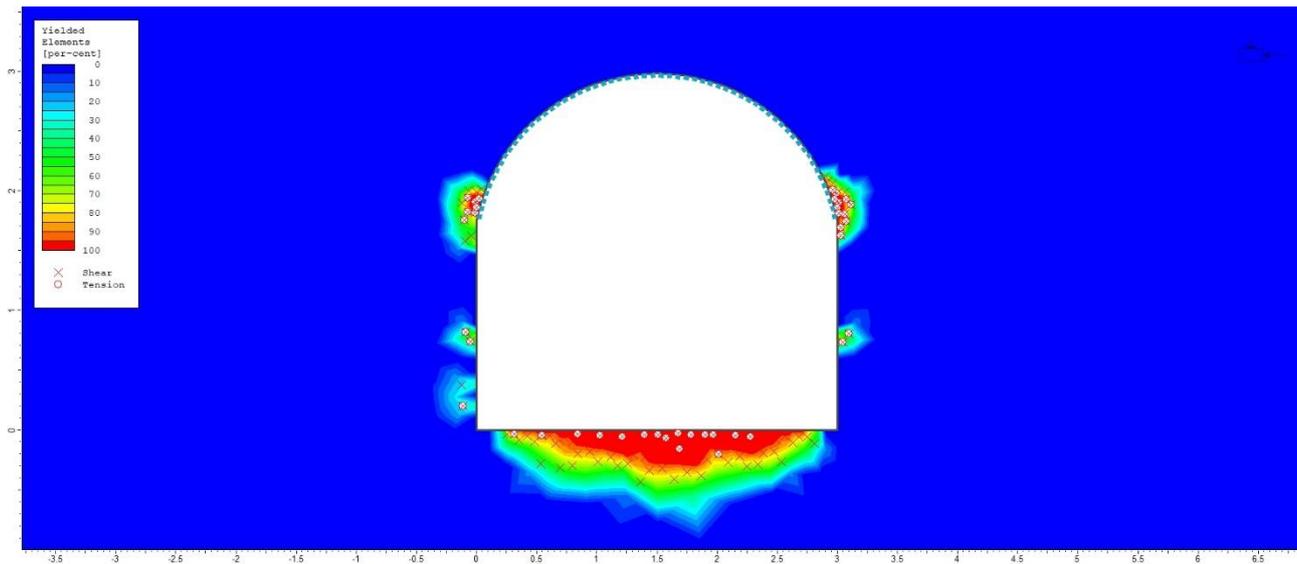


Figura 4.17 - Elementi plasticizzati per taglio e compressione

In Figura 4.18 si riporta lo strength factor della sezione di scavo ricavato dal computo numerico, attraverso il rapporto fra la resistenza della roccia (dal criterio di rottura Hoek-Brown Generalizzato [13]) e il carico indotto in ogni punto della mesh. Come si può notare dalla Figura 4.18, le condizioni di sicurezza sono favorevoli: si denota solo una leggera criticità nelle immediate vicinanze dei contorni di scavo, dovute alla presenza dello stesso.

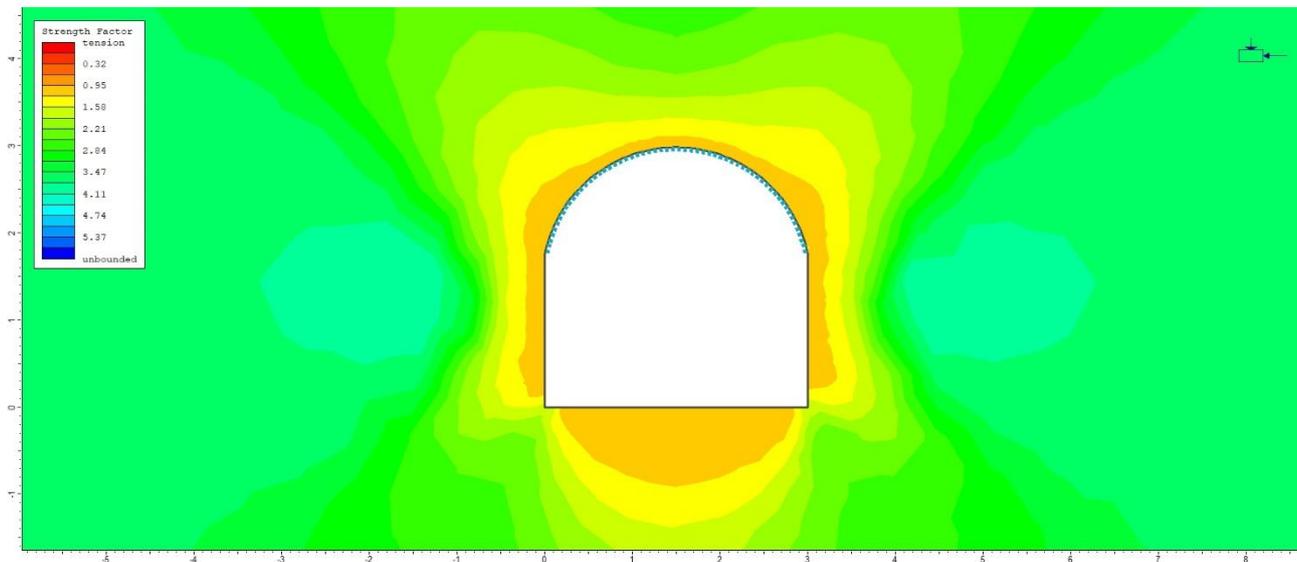


Figura 4.18 - Strength factor

Per quanto concerne le caratteristiche meccaniche e geometriche dei rinforzi dimensionati, si rimanda alla Figura 4.13.

Gli sforzi a cui è soggetto il rivestimento sono riportati nella Figura 4.19, Figura 4.20 e Figura 4.21. Si può notare che essi non sono eccessivi rispetto alla resistenza offerta dal rivestimento stesso e, pertanto, si può cautamente assumere che lo strato di rinforzo non subisca danni apprezzabili.

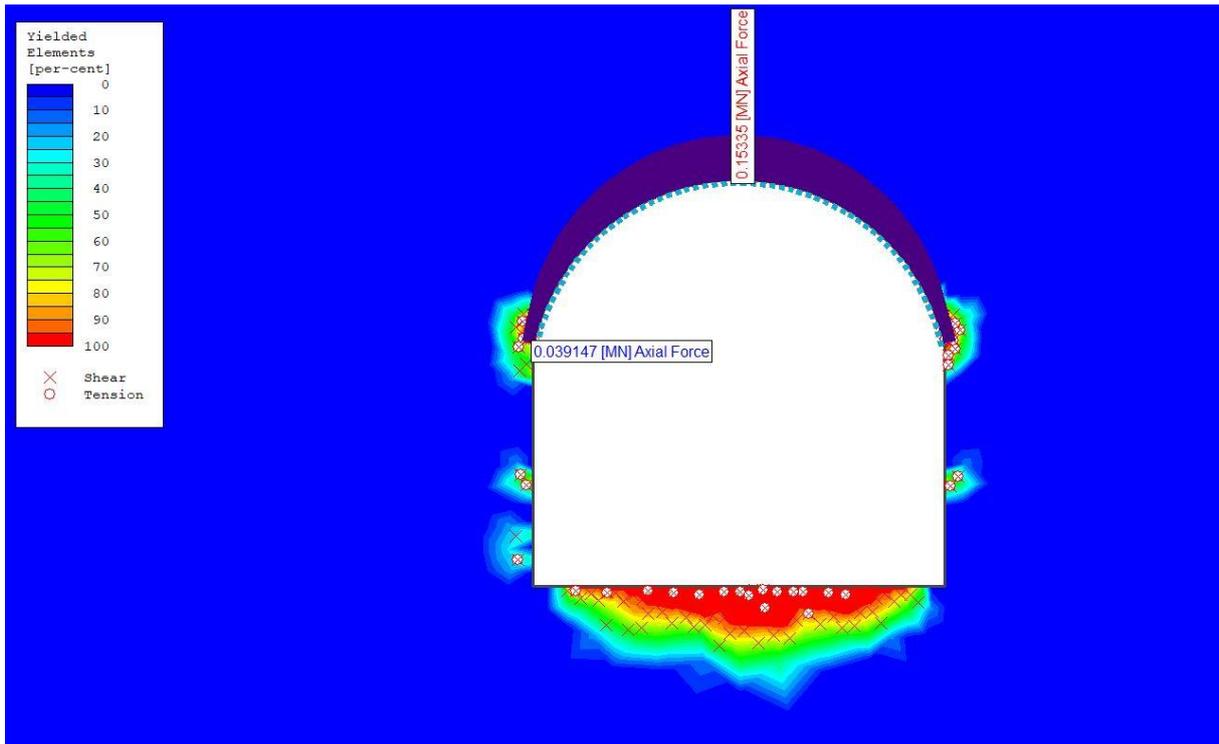


Figura 4.19 - Sforzi di trazione e compressione liner

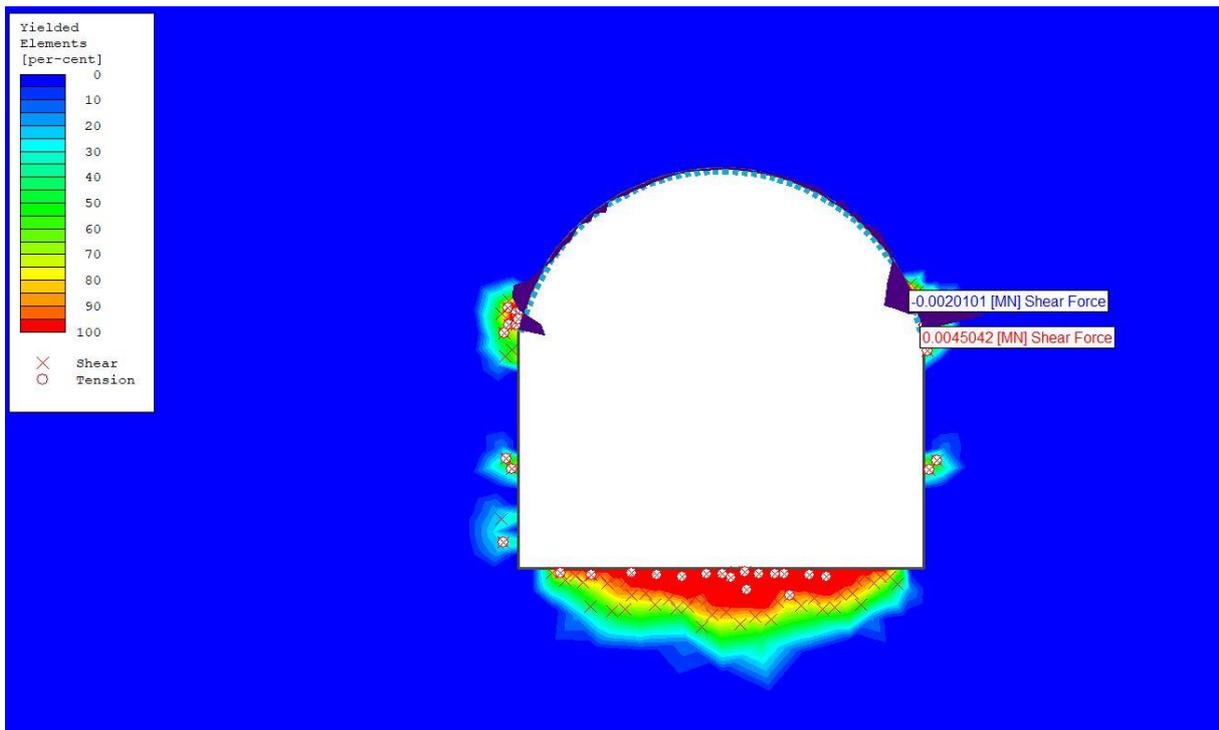


Figura 4.20 - Sforzi di taglio liner

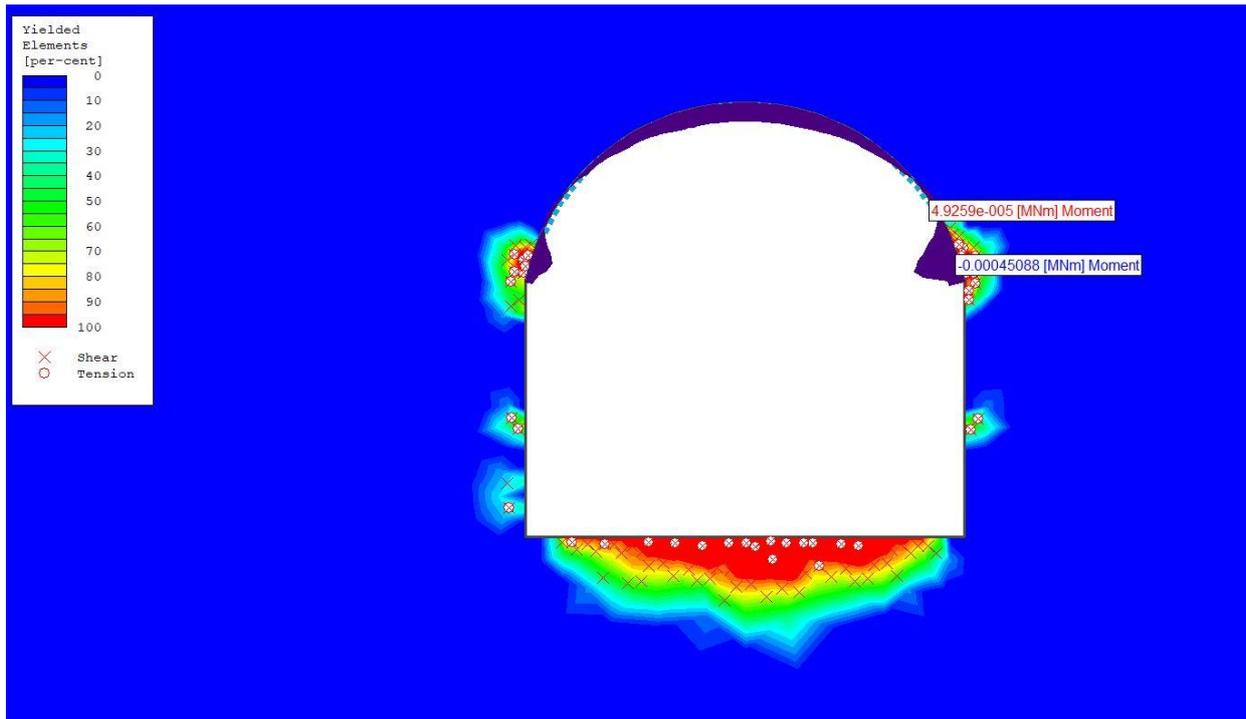


Figura 4.21 - Sforzo Momento flettente liner

In Figura 4.22 sono riportati i support capacity plots, secondo l'approccio proposto da Carranza-Torres C. Diederichs M. [15] per i rinforzi studiati,

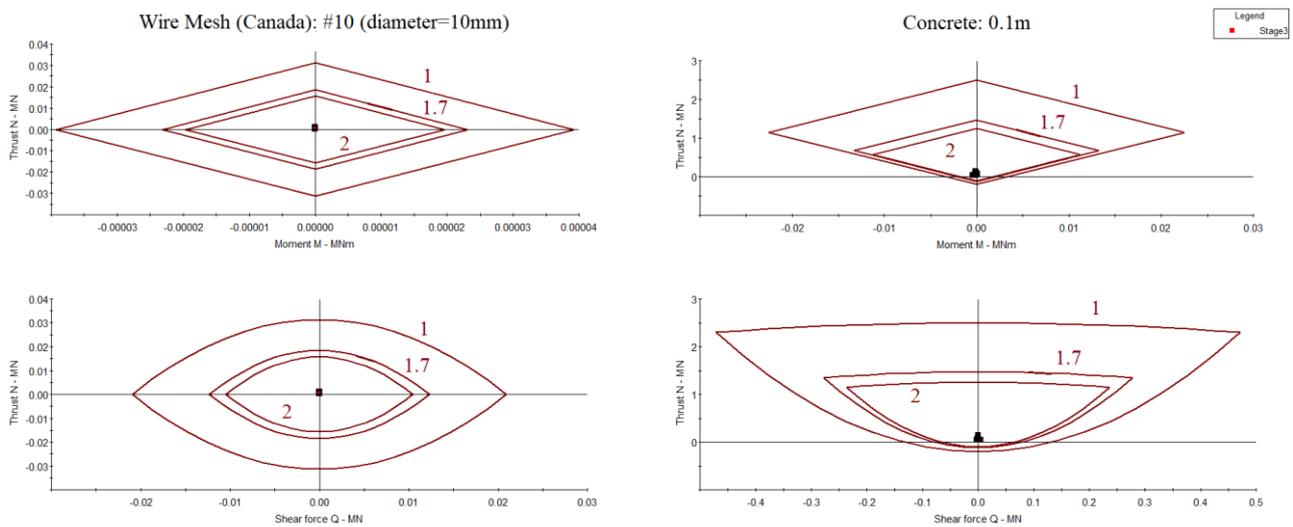


Figura 4.22 - Capacity plot supporti

Infine, per quanto riguarda gli spostamenti, anch'essi non risultano eccessivi e sono comunque contenuti entro limiti più che accettabili, come è mostrato nella Figura 4.23.

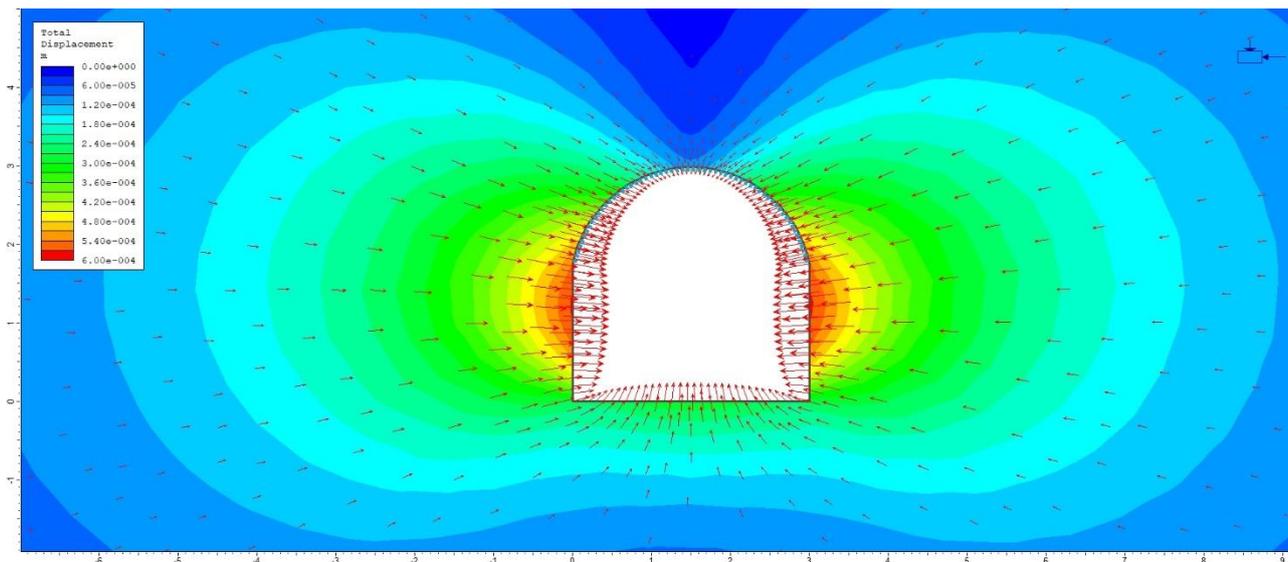


Figura 4.23 - Spostamenti e convergenza cavità sotterranea

Si può quindi concludere che, visti lo stato di sforzo, i vettori spostamento e lo stato plasticizzato della roccia, la situazione di scavo sia favorevole. Tuttavia, è caldamente suggerito un impianto di monitoraggio, al fine di poter intervenire nel caso in cui la realtà si discosti in modo significativo dal presente modello.

4.2.2 Core Replacement

Per quanto attiene al secondo metodo di calcolo, che sfrutta la riduzione graduale della rigidità interna alla cavità, si segue la procedura di seguito descritta:

- Creazione del contorno di scavo, con caratteristiche meccaniche relative all'ammasso roccioso localizzato in sito;
- Sostituzione del modulo di elasticità dell'ammasso roccioso con un modulo di rigidità inferiore;
- Diminuzione progressiva della rigidità del materiale interno alla galleria fino al completo azzeramento;
- Studio e verifica dei supporti.

Si precisa che per lo studio della verifica dei supporti si esegue quanto precedentemente detto e la Tabella 4.3 riporta i dati di input implementati per il computo.

Tabella 4.3 - Dati di input per installazione dei supporti

R_t	R_p	X/R_t	R_p/R_t	u_{max}	u/u_{max}	u
[m]	[m]	[-]	[-]	[m]	[-]	[m]
1.6	2.3	1	1.4	6.7E-04	0.75	5.0E-04

In seguito all'applicazione dell'algoritmo di calcolo, i risultati ottenuti riguardanti i parametri geotecnici sono di seguito riportati. La tensione litostatica verticale passa da un valore iniziale costante di 0.5 MPa alla distribuzione riportata in Figura 4.24.

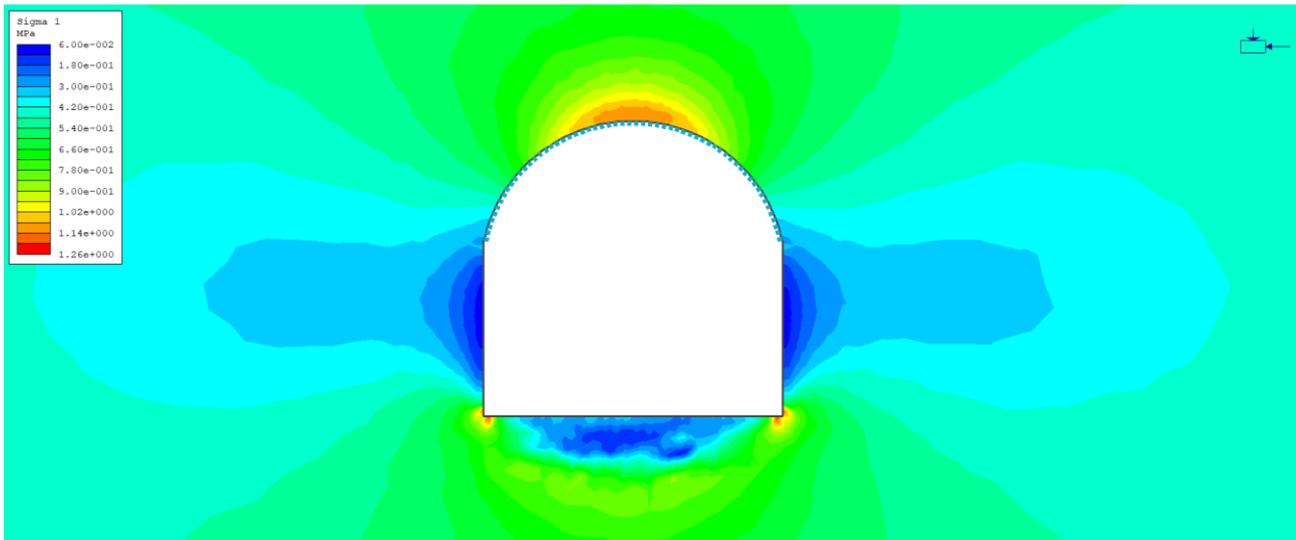


Figura 4.24 - Distribuzione tensione verticale

In modo analogo, la tensione litostatica orizzontale passa da un valore iniziale costante di 0.25 MPa alla distribuzione riportata in Figura 4.25.

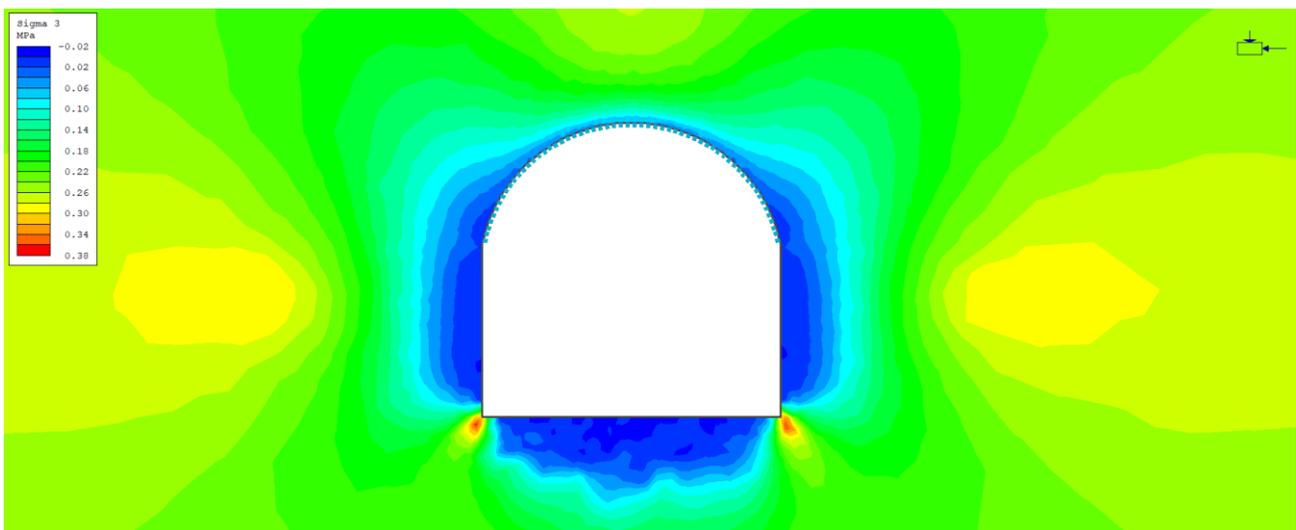


Figura 4.25 - Distribuzione tensione orizzontale

La plasticizzazione della roccia in corrispondenza dello scavo non si evidenzia in maniera accentuata, come è possibile notare dalla Figura 4.26. Ciononostante, si prevede l'installazione di una rete metallica, opportunamente annegata in una matrice di cemento proiettato, per garantire la stabilità locale (dato che la stabilità globale non sembra compromessa); per i dati dei supporti si rimanda alla Figura 4.13.

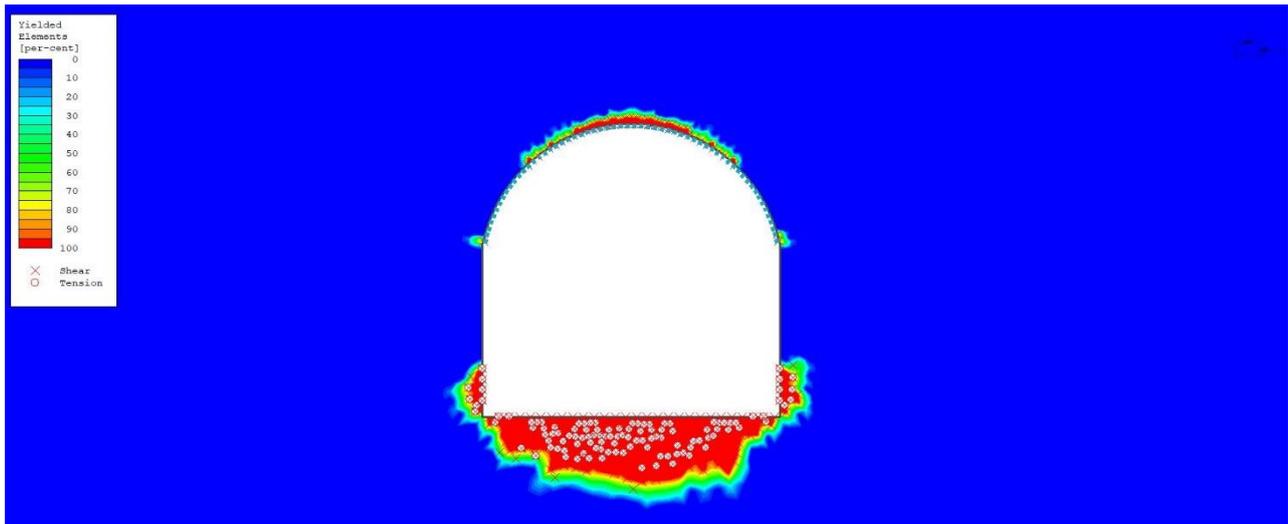


Figura 4.26 - Elementi plasticizzati per taglio e compressione

In Figura 4.27 si riporta lo strength factor della sezione di scavo ricavato dal computo numerico, attraverso il rapporto fra la resistenza della roccia (dal criterio di rottura Hoek-Brown Generalizzato [13]) e il carico indotto in ogni punto della mesh. Come si può notare dalla Figura 4.27, le condizioni di sicurezza sono favorevoli: si osserva solo una leggera criticità nelle immediate vicinanze dei contorni di scavo, dovute alla presenza dello stesso.

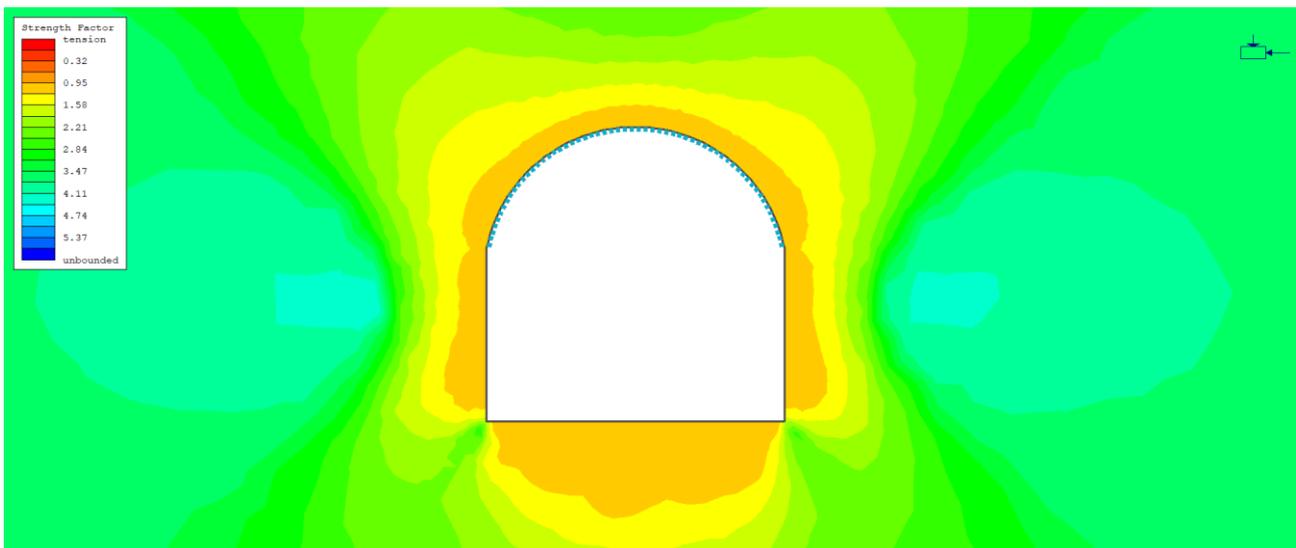


Figura 4.27 - Strength factor

Per quanto concerne le caratteristiche meccaniche e geometriche dei rinforzi dimensionati, si rimanda alla Figura 4.13.

Gli sforzi a cui è soggetto il rivestimento sono riportati nelle Figure Figura 4.28, Figura 4.29 e Figura 4.30. Si osserva che essi non sono eccessivi rispetto alla resistenza offerta dal rivestimento stesso e, pertanto, si può cautamente assumere che lo strato di rinforzo non subisca danni apprezzabili.

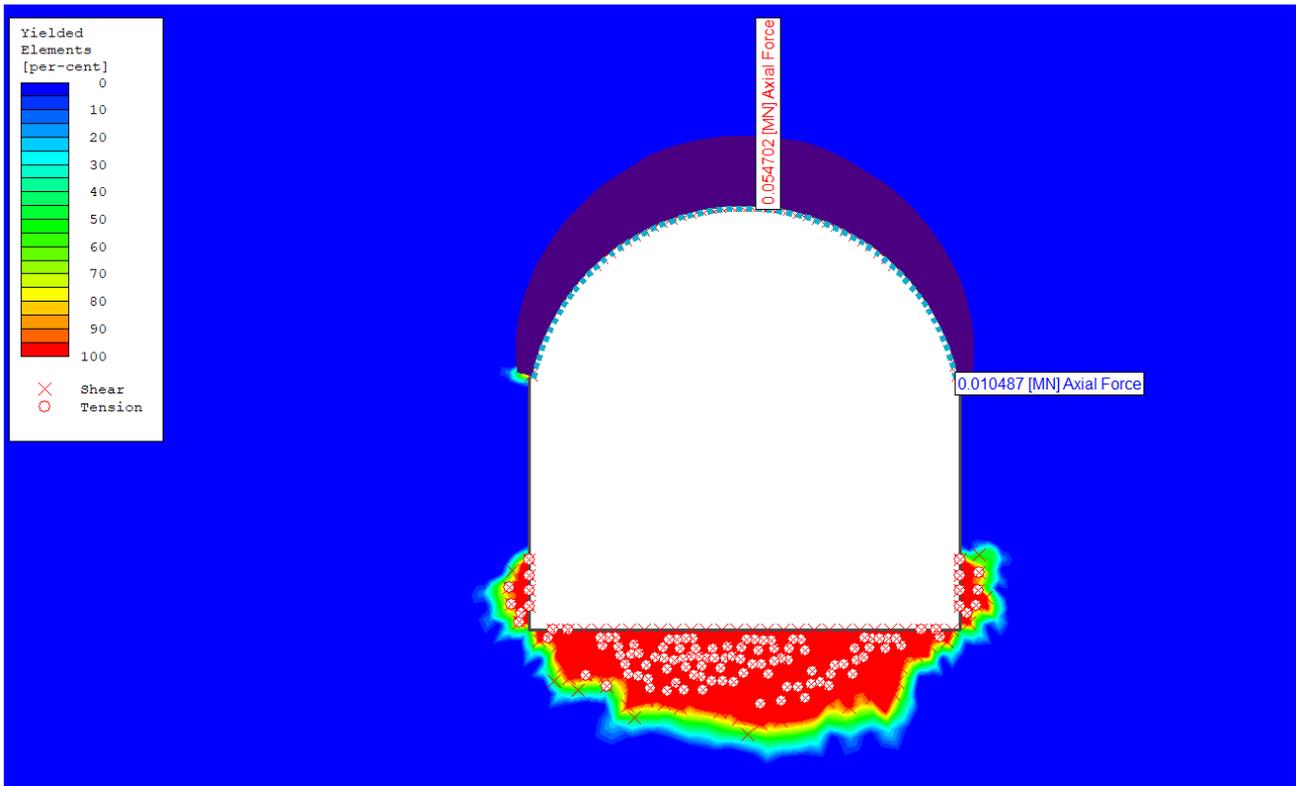


Figura 4.28 - Sforzi di trazione e compressione liner

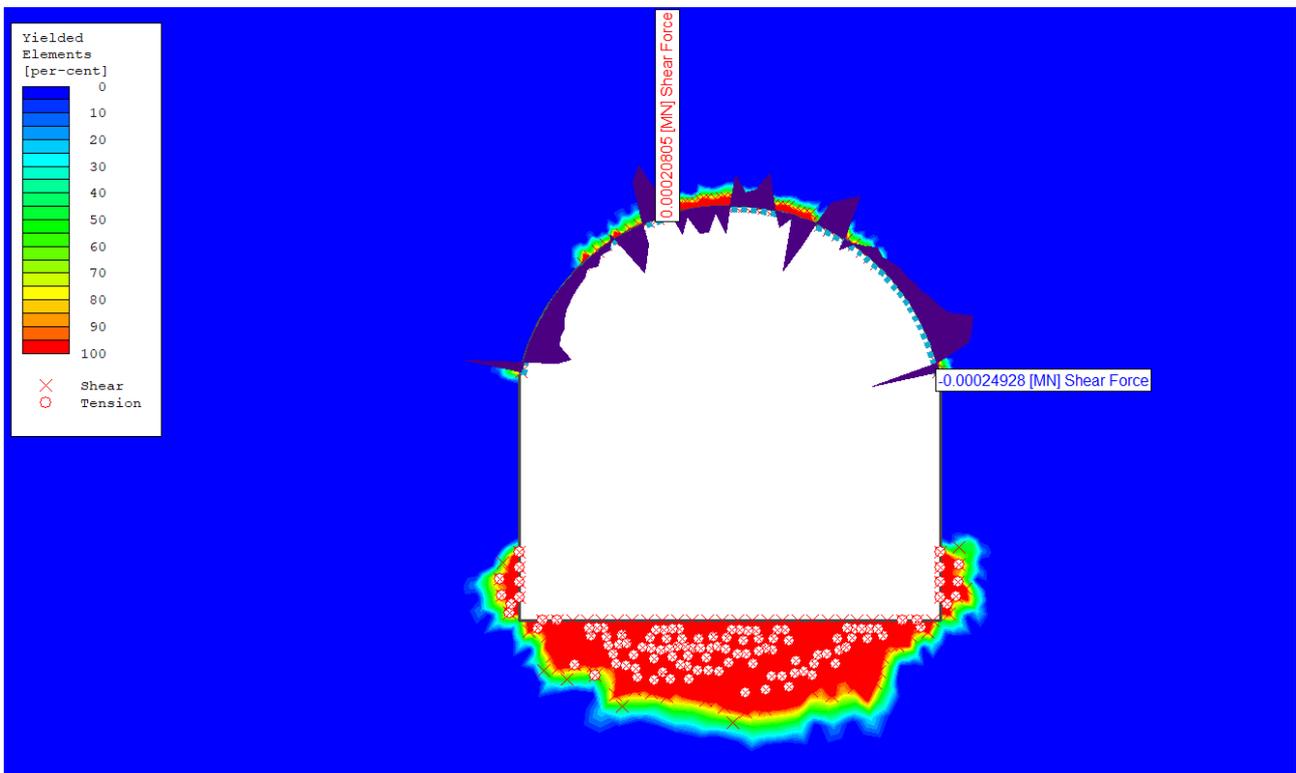


Figura 4.29 - Sforzi di taglio liner

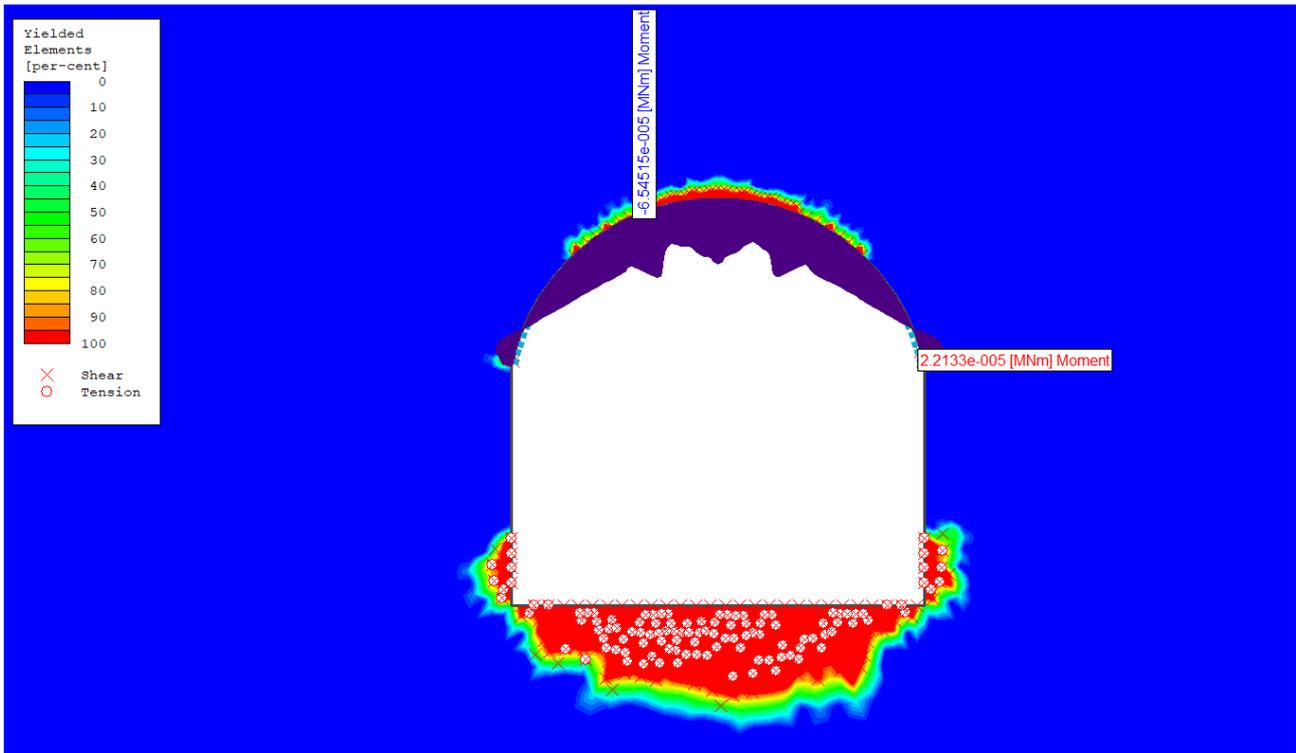


Figura 4.30 - Sforzo Momento flettente liner

In Figura 4.31 sono riportati i support capacity plots, secondo l'approccio proposto da Carranza-Torres C. Diederichs M.[15] per i rinforzi studiati.

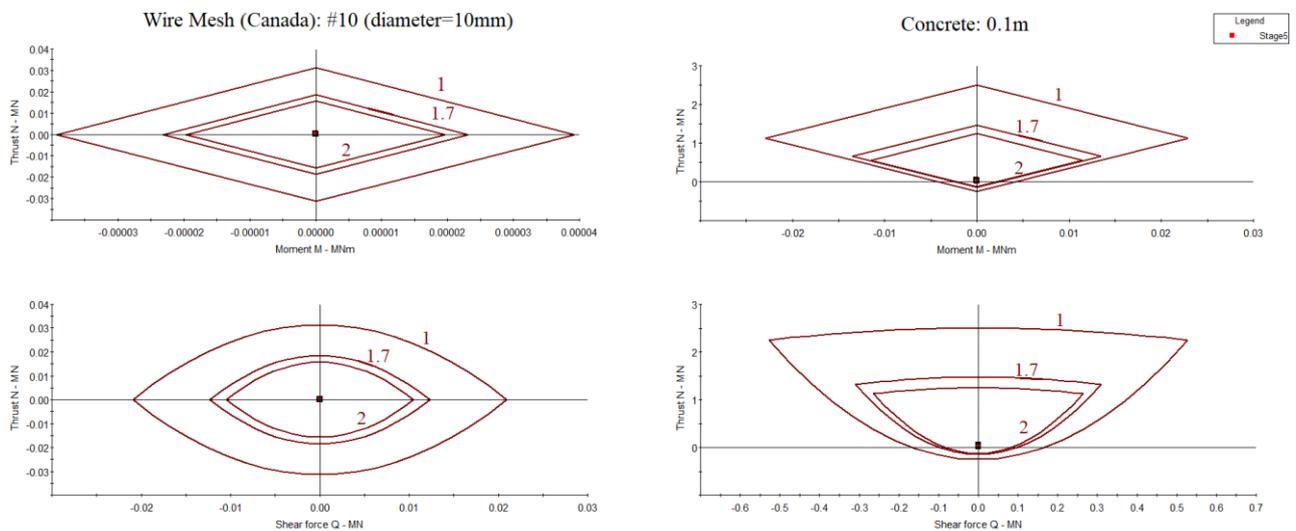


Figura 4.31 - Capacity plot supporti

Infine, per quanto riguarda gli spostamenti, anch'essi non risultano eccessivi e sono comunque contenuti entro limiti più che accettabili, come mostra la Figura 4.32.

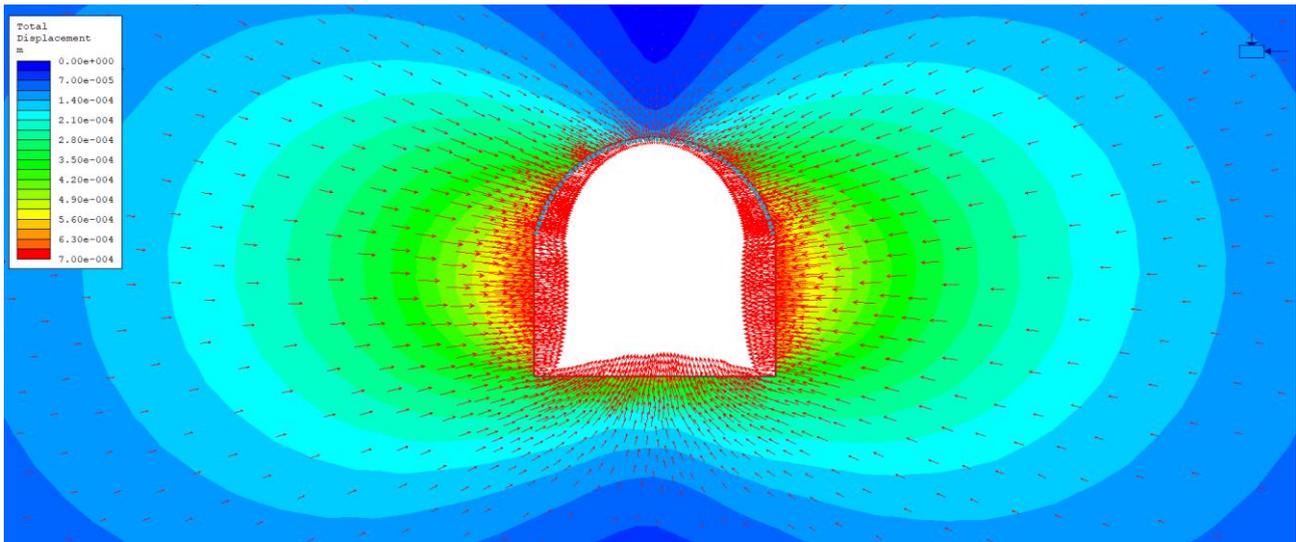


Figura 4.32 - Spostamenti e convergenza cavità sotterranea

In conclusione, si deduce che le analisi effettuate conducono a risultati confrontabili: le piccole discrepanze osservate sono dovute al differente approccio computazionale e, pertanto, si può verosimilmente affermare che gli approcci adottati sono concettualmente corretti.

4.2.3 Implementazione con criterio Point Estimate Method (PEM)

Considerando che i parametri di input dell'analisi non sono ben noti, data la natura eterogenea e stocastica del problema, è stata eseguita un'ulteriore simulazione nella quale sono stati fatti variare i parametri meccanici del mezzo, in particolare la resistenza a compressione del provino, il modulo elastico dell'ammasso roccioso e il *Geological Strength Index* (nel seguito abbreviato come GSI).

Per l'analisi statistica è stato applicato il *Point Estimate Method* [16] (nel seguito abbreviato come PEM) che è in grado di combinare le variabili probabilistiche con la loro distribuzione probabilistica e di valutare la distribuzione dei risultati di output. Il principio su cui si basa il PEM è quello di ricercare le soluzioni in vari punti e di combinarle, per ottenere un'approssimazione delle distribuzioni delle variabili di output. La Figura 4.33 chiarisce il concetto appena esposto.

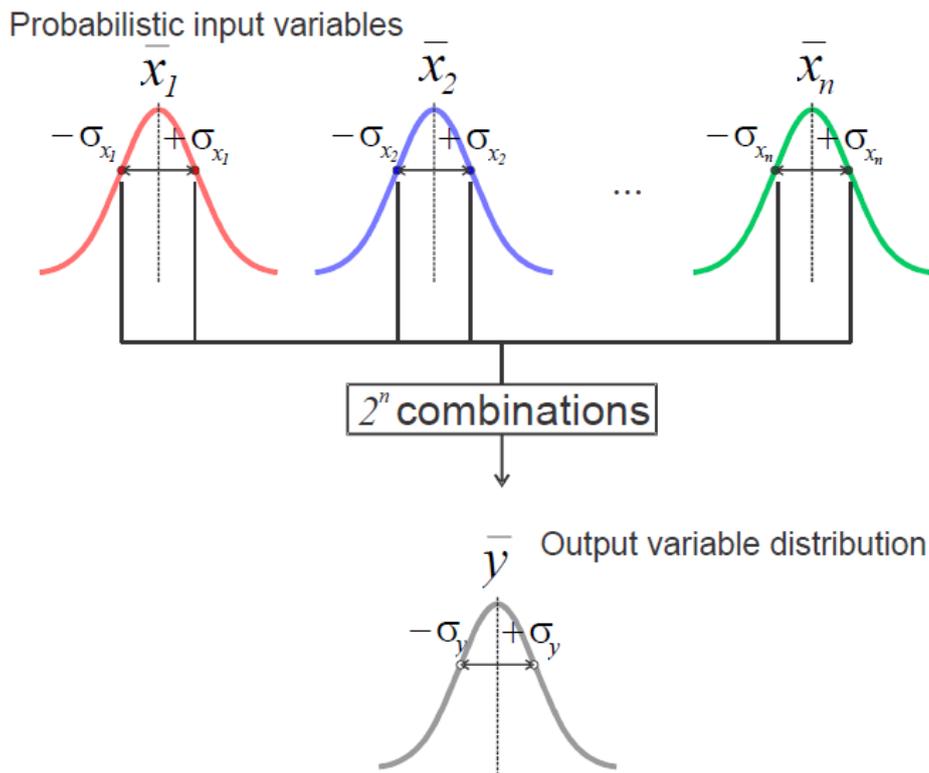


Figura 4.33 - Principio del PEM

Ai fini della simulazione è stato impiegato il software Phase2 prodotto da Rocscience. In particolare Phase2 implementa l'algoritmo *two-point estimate method* che sfrutta i momenti del secondo ordine per variabili non correlate. Il *two-point estimate method* produce 2^n valutazioni delle soluzioni, dove n rappresenta il numero di variabili libere.

Essendo il problema oggetto di studio di natura geomeccanica, non si possono trascurare tre aspetti fondamentali: incertezza, variabilità ed eterogeneità.

L'incertezza consta nella difficoltà intrinseca della misurazione dei parametri geomeccanici, che può essere dovuta al metodo di misura, al numero di campioni disponibili o ad una imprecisa calibrazione dell'attrezzatura impiegata in laboratorio. Per sopperire a questa difficoltà, occorre raccogliere un numero sufficiente di campioni.

La variabilità è un'altra caratteristica insita nell'ammasso roccioso ed è dovuta a fenomeni di natura geochimica quali diagenesi, alterazione e metamorfismo. Ciò comporta che nello sviluppo della miniera oggetto di studio le caratteristiche dell'ammasso roccioso possano variare sensibilmente e, pertanto, il criterio di rottura (Hoek-Brown Generalizzato) può influenzare la probabilità di collasso della galleria. Il PEM sopperisce a questa difficoltà, permettendo di prevedere quale percentuale della sezione del tunnel possa andare incontro a plasticizzazione. Dopo aver quantificato il rischio e valutata la sua accettabilità, occorre impiegare opportuni sistemi di rinforzo qualora il rischio non risulti accettabile: si osserva che l'accettabilità del rischio oscilla lungo l'asse del tunnel, a causa della variabilità del materiale investigato. La Figura 4.34 chiarisce il concetto appena esposto.

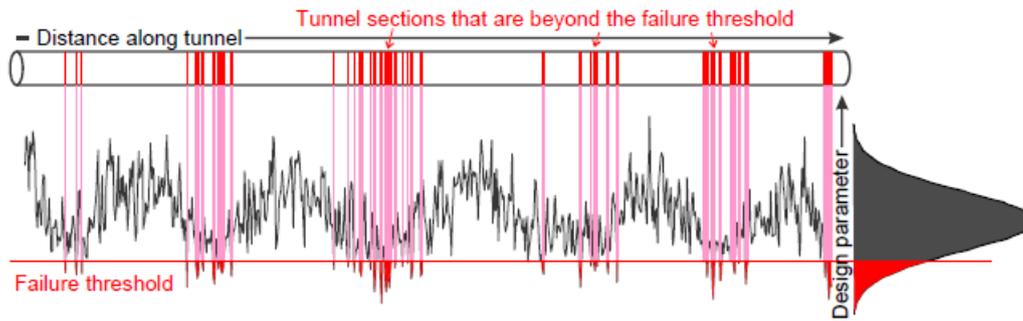


Figura 4.34 - Variazione del rischio lungo l'asse del tunnel dovuta alla variabilità del materiale

L'eterogeneità deve essere trattata separatamente, in quanto il PEM non è in grado di risolvere le implicazioni dovute a quest'ultima variabile, la quale influenza la resistenza dell'ammasso roccioso. Per superare questa difficoltà è necessario, una volta in campo, verificare le ipotesi fatte a livello progettuale.

Il limite principale dell'analisi PEM implementata dal software di calcolo Phase2 è che essa si basa su distribuzione delle variabili statistiche di input con andamento normale: nel caso in cui le variabili di entrata non abbiano una distribuzione gaussiana, si deve accettare l'imprecisione del modello creato. Tuttavia, nel caso oggetto di studio, le variabili di input sono caratterizzate da una distribuzione normale, e pertanto il PEM può essere considerato affidabile. Altra attenzione deve essere posta al fatto che, nonostante le variabili di ingresso siano normalmente distribuite, la distribuzione di output potrebbe non essere gaussiana, per cui il metodo PEM sarebbe inaccurato.

Per quanto attiene alle caratteristiche meccaniche del materiale e del sistema di supporto, si rimanda a quanto detto al paragrafo 4.2.1.

La Tabella 4.4 illustra i parametri utilizzati come variabili per il successivo calcolo statistico mentre la Tabella 4.5 riporta gli effettivi valori dei parametri meccanici impiegati nel calcolo mediante il PEM.

Tabella 4.4 – Variabili Statistiche

Number of Statistical Variables Used: 3

Variable Type	Material/Joint Name	Property Type	Mean	Standard Deviation
Material Property	Andesite	Young's Modulus	2176	20
Material Property	Andesite	Intact Compressive Strength	60	5
Material Property	Andesite	Hoek-Brown GSI parameter (peak)	40	5

Tabella 4.5 – Distribuzione statistica

Number of Component Files: 8

File #	Andesite, Young's Modulus	Andesite, Intact Compressive Strength	Andesite, Hoek-Brown GSI parameter (peak)
1	2196	65	45
2	2156	65	45
3	2196	55	45
4	2156	55	45
5	2196	65	35
6	2156	65	35
7	2196	55	35
8	2156	55	35

Di seguito si riportano i risultati ottenuti dall'analisi descritta, in riferimento agli elementi plasticizzati con una deviazione standard, ai plot capacity e agli sforzi cui è sottoposto il sistema di supporto (liner).

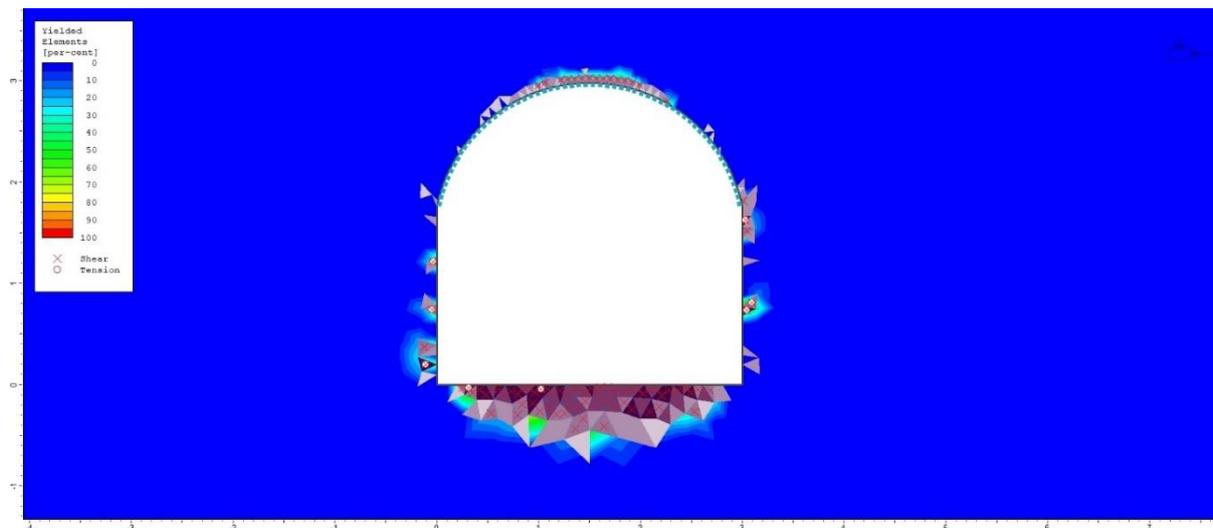


Figura 4.35 – Elementi plasticizzati (1 Dev.Std)

Si nota dalla Figura 4.35 che gli elementi di colore grigio più scuro sono quelli che si plasticizzano sicuramente in ogni modello (a partire da meno la deviazione standard sino a più una deviazione standard, includendo la media), mentre gli elementi di colore più chiaro si plasticizzano solo nei casi più estremi.

Come si osserva dalle Figure Figura 4.36, Figura 4.37 e Figura 4.38, gli sforzi sono contenuti rispetto alla capacità portante del sistema di supporto impiegato.

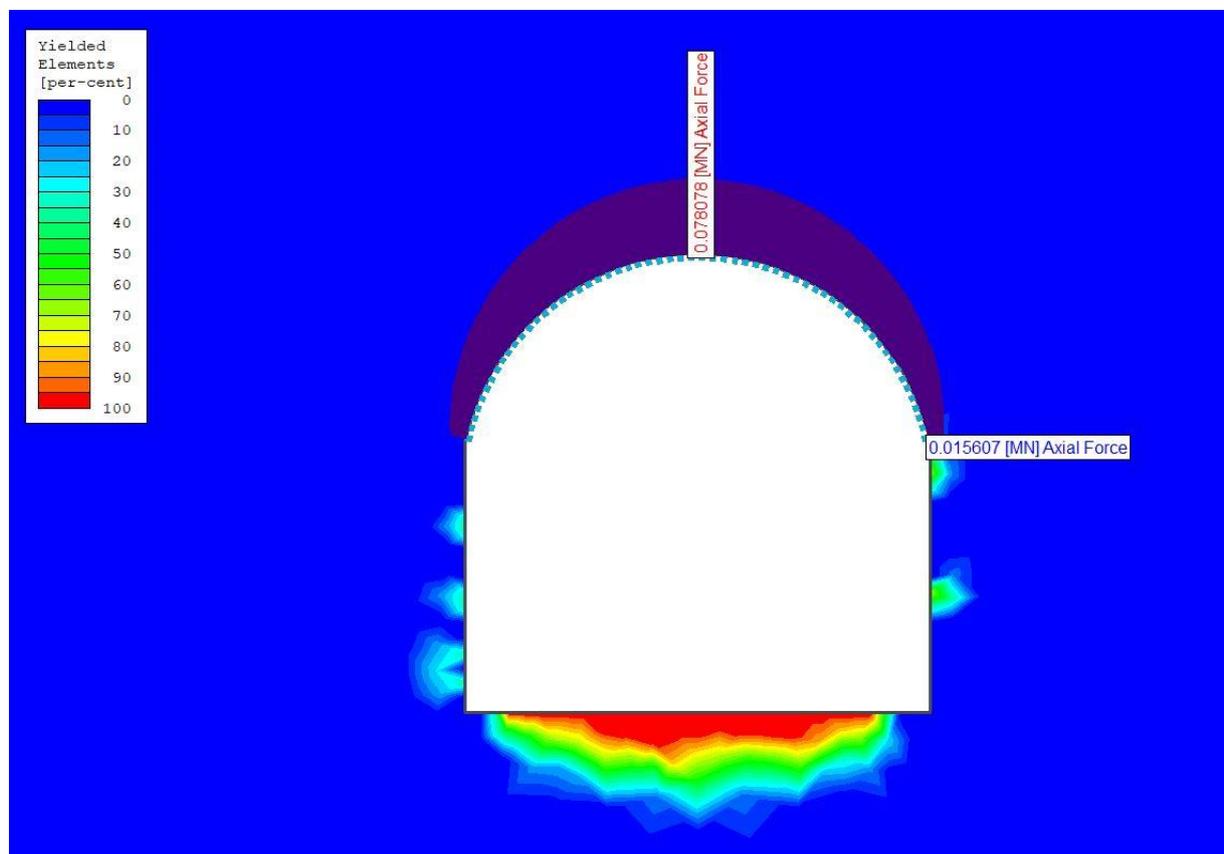


Figura 4.36 – Sforzo assiale

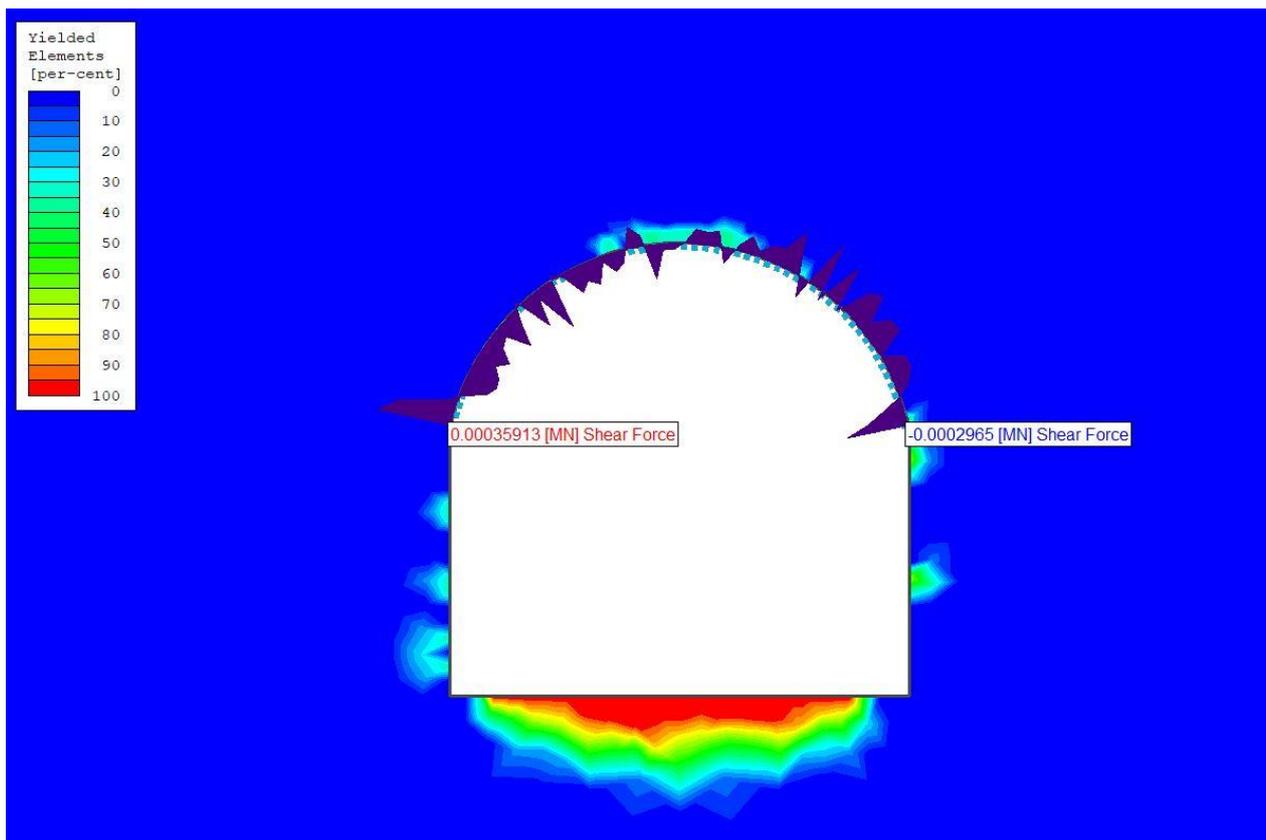


Figura 4.37 – Sforzo di Taglio

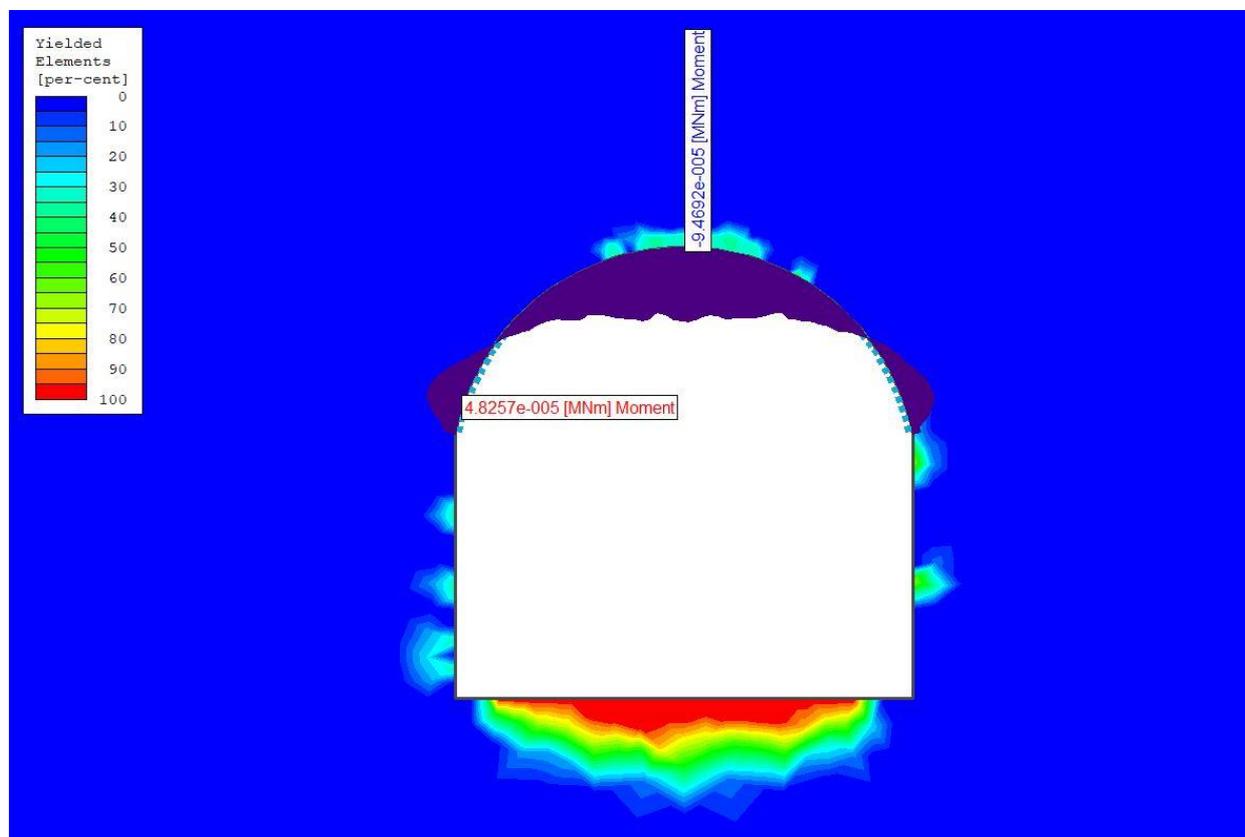


Figura 4.38 – Momento flettente

La Figura 4.39 riporta i capacity plot relativi al sistema di supporto utilizzato secondo l'approccio proposto da Carranza-Torres C. Diederichs M.[15]: in particolare, nella combinazione degli sforzi momento flettente, taglio e assiale, la resistenza offerta dal liner risulta soddisfacente, in quanto il fattore di sicurezza è in ogni caso superiore a 2.

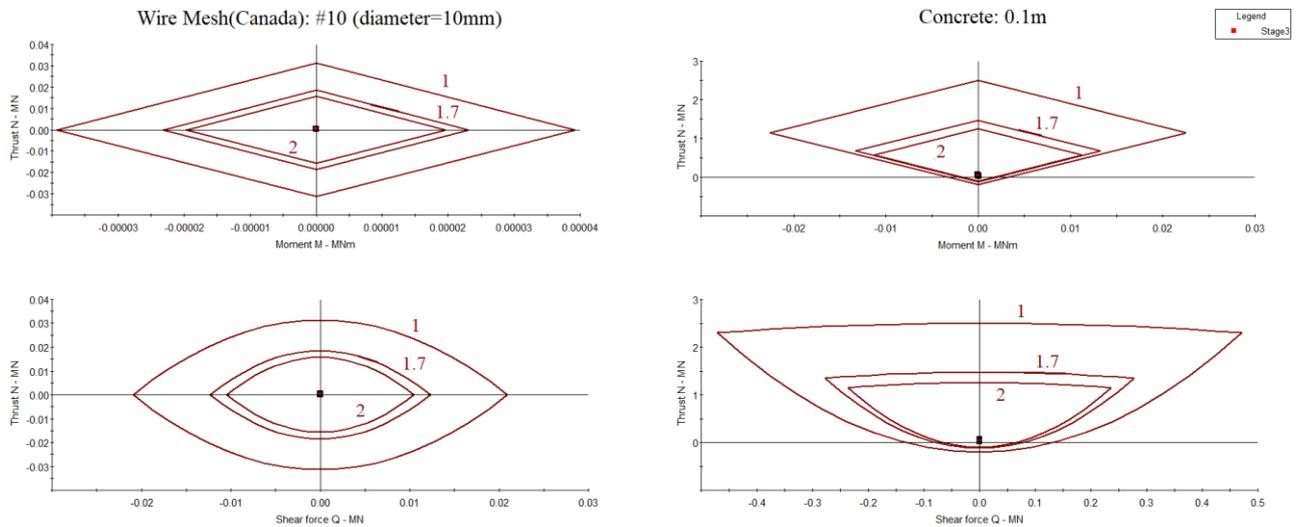


Figura 4.39 - Plot Capacity

La Figura 4.40 consente di valutare l'andamento degli spostamenti lungo la superficie di scavo; sono inoltre plottate le barre di errore. Si nota che gli spostamenti maggiori si verificano in corrispondenza delle pareti (0-1.2 e 5.2-6.2 riferite all'asse delle distanze), mentre gli spostamenti al piede (distanza compresa 1.7-4.5 in riferimento all'asse della distanza x) registrano spostamenti più contenuti ma una maggiore deviazione standard.

Total Displacement Error Plot

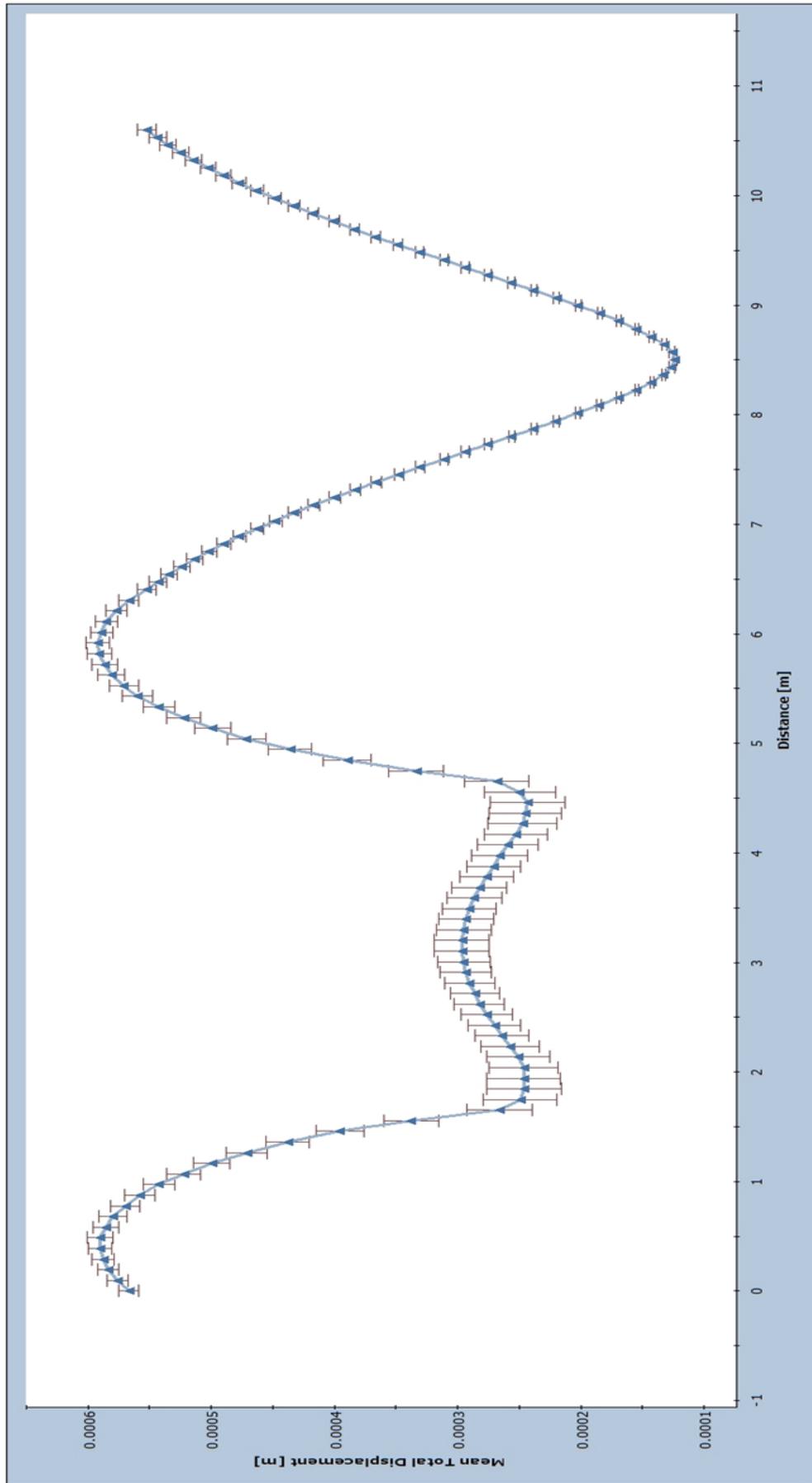


Figura 4.40 - Spostamenti lungo il contorno di scavo

Come detto, il PEM effettua un'analisi statistica in due punti $\pm \sigma$ e ciò rappresenta il 68.3% della popolazione; per eseguire una verifica su una popolazione più ampia, è necessaria un'analisi deterministica con i parametri di GSI, UCS (Uniaxial Compressive Strength) e il modulo di rigidezza dell'ammasso roccioso ridotti di 3σ (deviazione standard): in questo modo si include nell'analisi il 99.7% dei campioni.

In seguito, si riportano i risultati dall'analisi precedentemente descritta: in particolare, la Figura 4.41 mostra gli elementi plasticizzati, mentre le Figure Figura 4.42, Figura 4.43 e Figura 4.44 riportano gli sforzi risultanti supportati dal sistema di rinforzo impiegato. Come si osserva in Figura 4.45 anche con questo tipo di analisi i supporti risultano essere verificati, in quanto il fattore di sicurezza nel dominio delle tensioni, risulta superiore a 2 (secondo l'approccio proposto da Carranza-Torres C. Diederichs M.[15]).

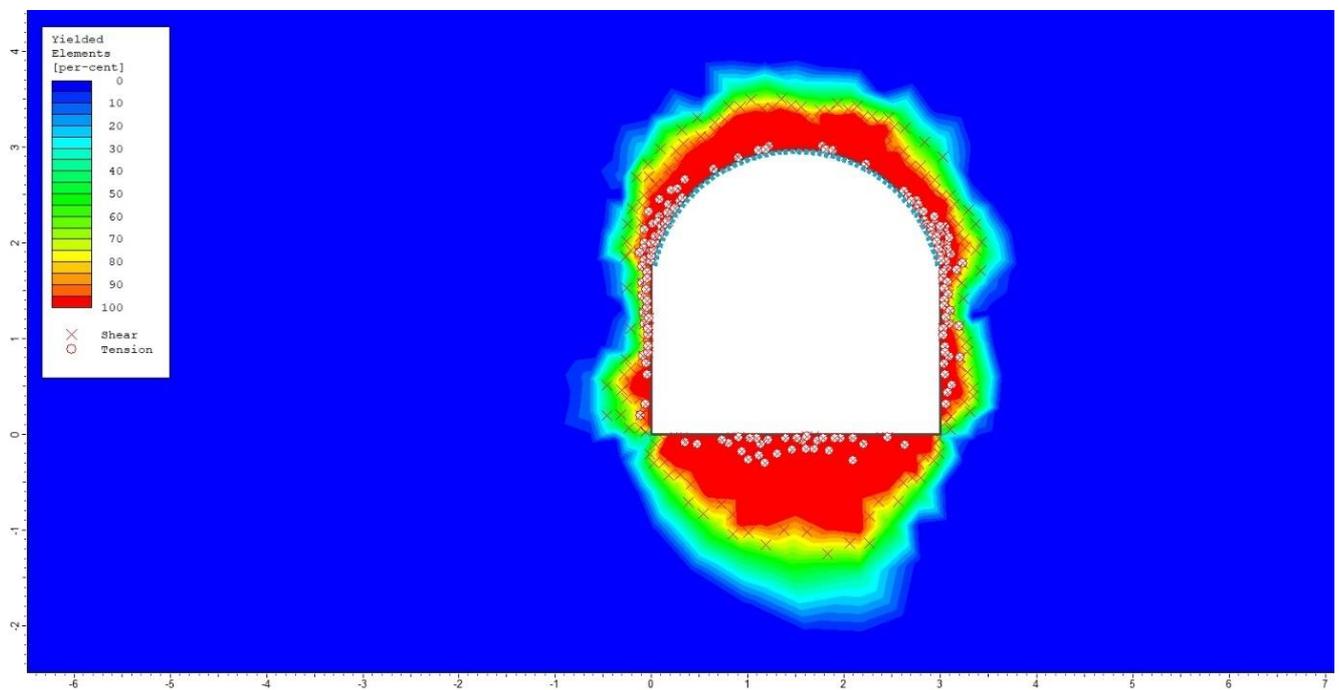


Figura 4.41 – Elementi plasticizzati

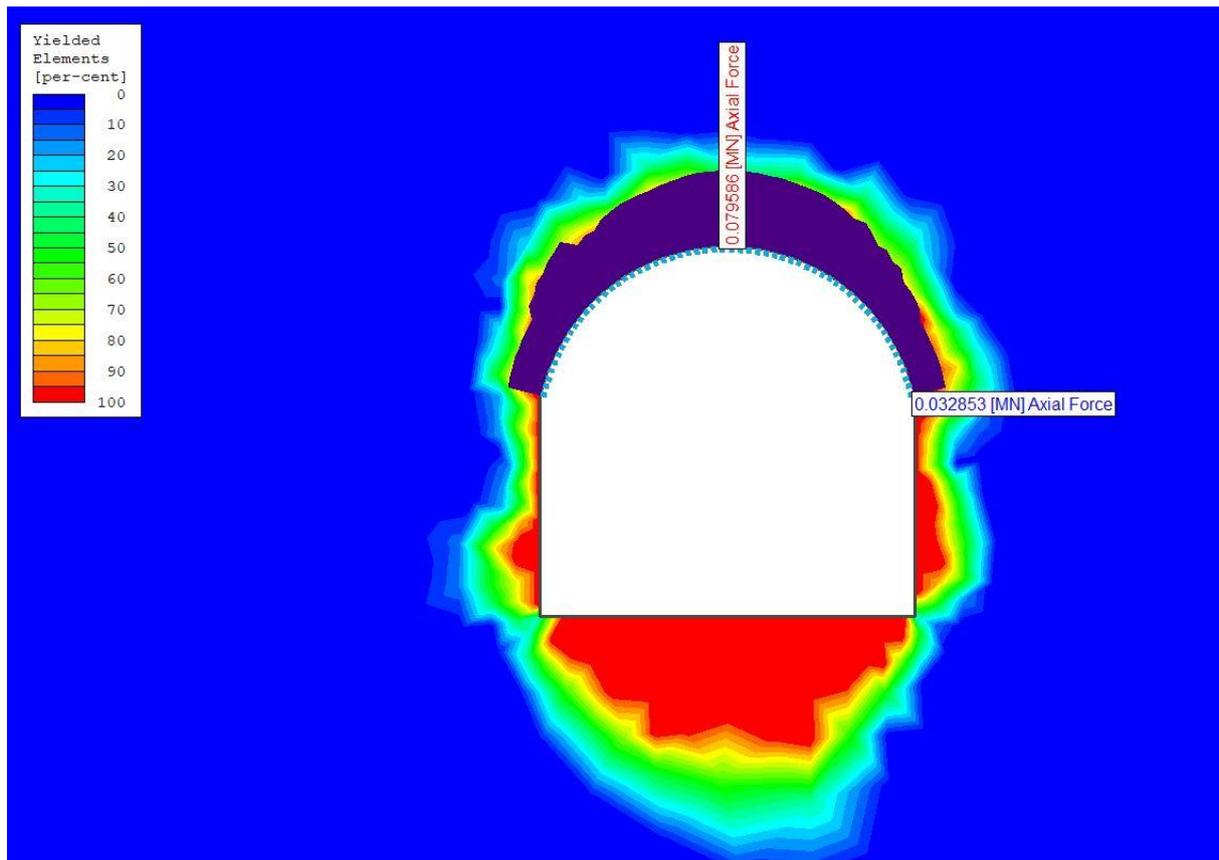


Figura 4.42 – Sforzi assiali

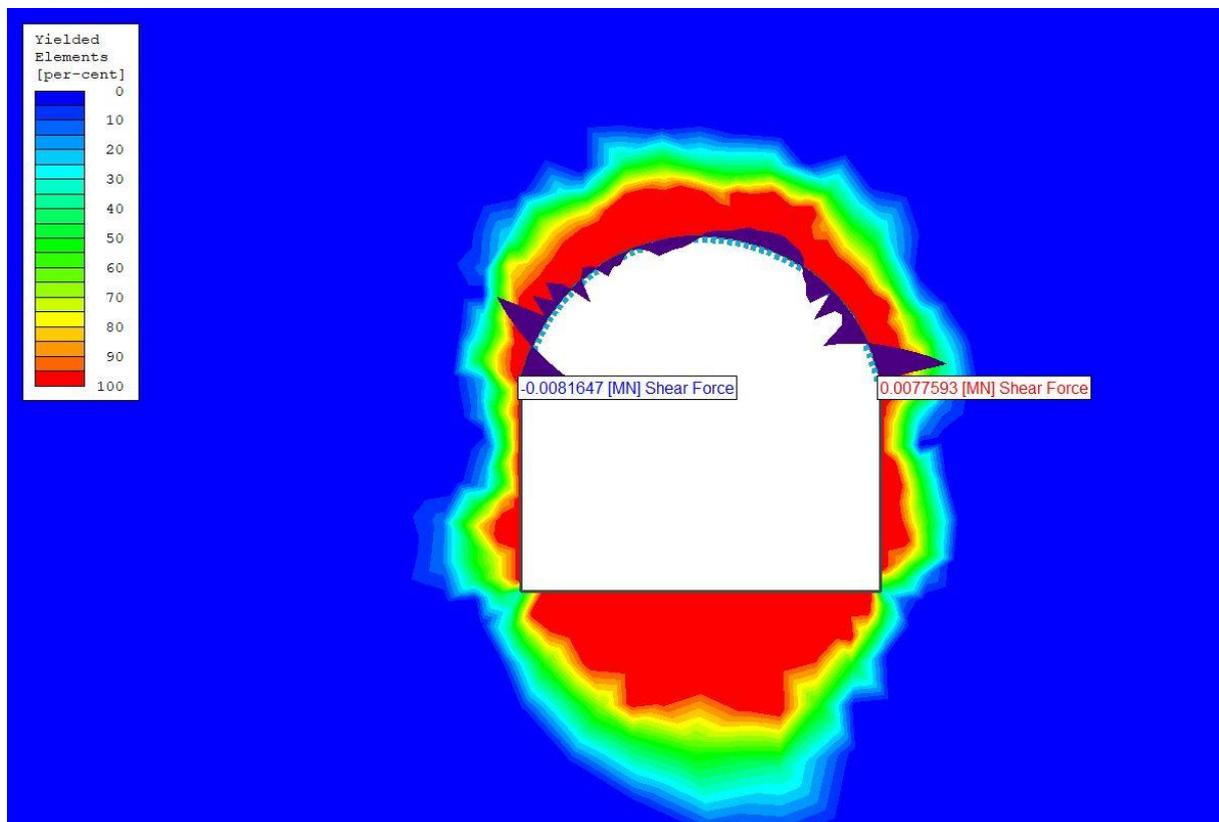


Figura 4.43 – Sforzi a taglio

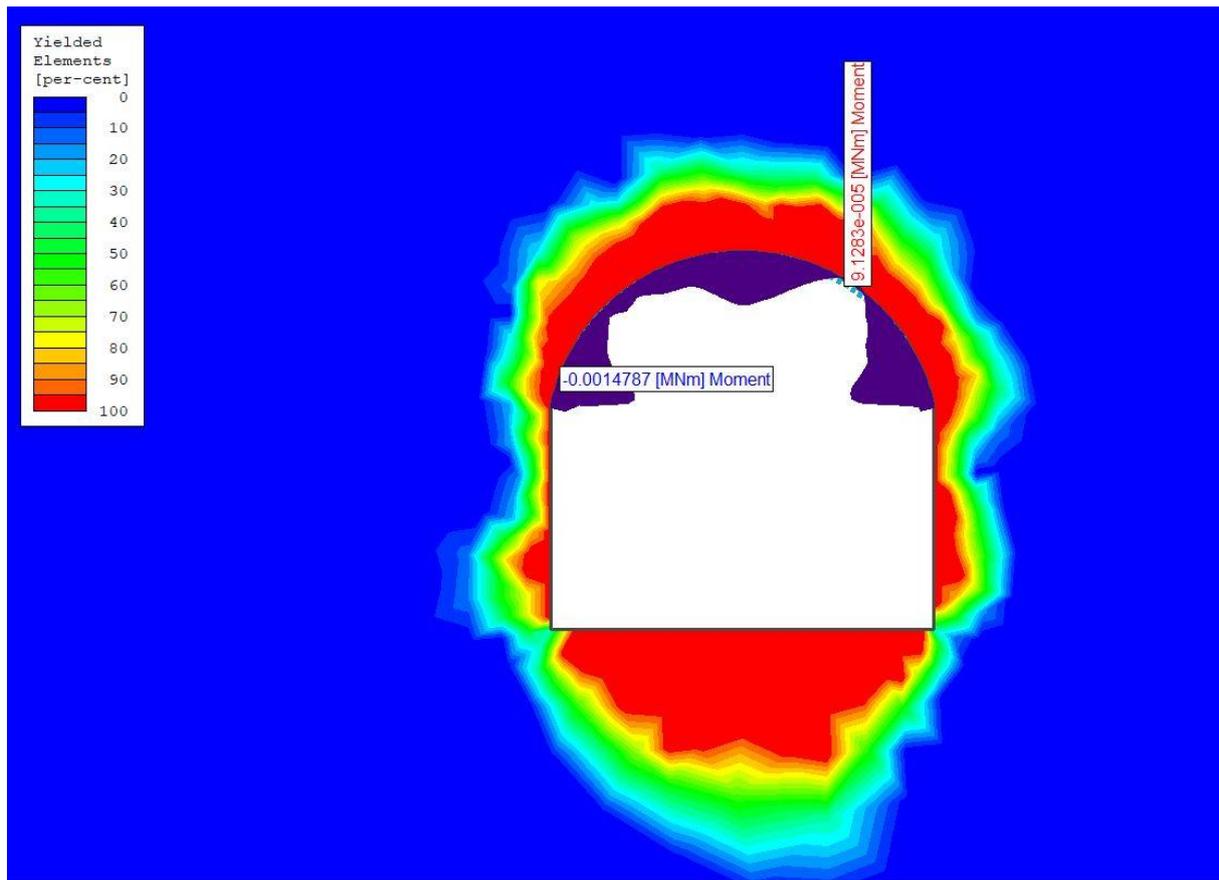


Figura 4.44 – Momento flettente

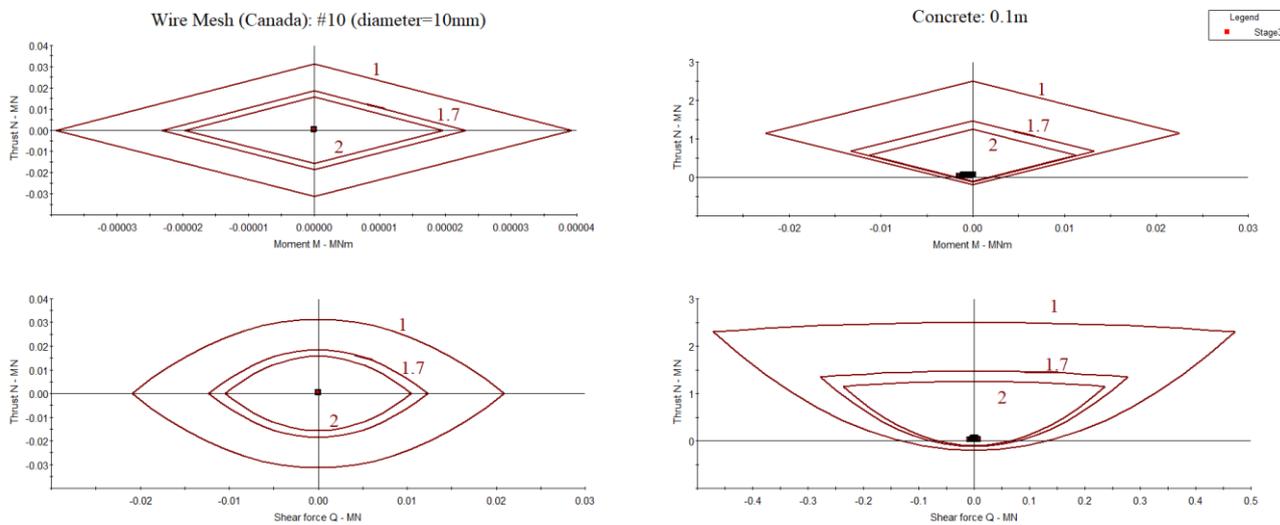


Figura 4.45 - Plot Capacity

In conclusione, avendo simulato la variazione dei parametri geomeccanici sino a 3 deviazioni standard, la plasticizzazione dell'ammasso roccioso e gli sforzi a cui è sottoposta l'area non risultano tali da rendere instabile il cavo (vedi fattore di sicurezza), per cui si può cautamente assumere che le condizioni di sicurezza siano rispettate.

5 CONVERGENCE-CONFINEMENT METHOD (CCM)

Il presente capitolo si propone come obiettivo lo studio delle interazioni tra supporti e tunnel, secondo l'approccio "*Convergence-Confinement Method*" (nel seguito chiamato CCM) proposto dagli autori Oke O.J., Vlachopoulos N., Diederichs M., 2018 [17].

La definizione del CCM è nel seguito riportata, citando un paragrafo tratto dalla pubblicazione degli stessi autori: "*The convergence-confinement method (CCM) is a method that has been introduced in tunnel construction that considers the ground response to the advancing tunnel face and the interaction with installed support. One limitation of the CCM is due to the numerically or empirically driven nature of the longitudinal displacement profile and the incomplete consideration of the longitudinal arching effect that occurs during tunnelling operations as part of the face effect. In this paper, the authors address the issue associated with when the CCM is used within squeezing ground conditions at depth. Based on numerical analysis, the authors have proposed a methodology and solution to improving the CCM in order to allow for more accurate results for squeezing ground conditions for three different excavation cases involving various excavation-support increments and distances from the face to the supported front. The tunnelling methods of consideration include: tunnel boring machine, mechanical (conventional), and drill and blast.*"

Il CCM ha come obiettivo lo studio e lo sviluppo di tre andamenti, in particolare:

- GRC (Ground Response Curve), che correla la pressione interna agli spostamenti in parete del tunnel;
- SRC (Support Response Curve), che correla le deformazioni dei supporti alla convergenza;
- LDP (Longitudinal Displacement Profile), che correla gli spostamenti in parete del tunnel alla posizione del fronte di scavo.

Le soluzioni per la tipologia di problema in studio sono numerose e diversi autori (Fenner [18], Panet e Guenet [19], Duncan Fama [20], Carranza-Torres and Fairhurst [21]) hanno proposto varie relazioni. Tuttavia, spesso le soluzioni proposte sono eccessivamente approssimate o non affidabili, in quanto, nel periodo in cui sono state sviluppate, le prestazioni dei mezzi informatici disponibili non erano sufficientemente adeguate.

Si precisa anche che la GRC e la SRC sono soluzioni analitiche e indipendenti l'una dall'altra.

5.1 Soluzione proposta da Vlachopoulos and Diederichs

L'approccio proposto da Vlachopoulos e Diederichs [22] (di seguito abbreviato VeD) prende in considerazione inizialmente lo studio del problema in assenza di supporti e successivamente quello in presenza di supporti.

Per quanto riguarda lo studio delle soluzioni della LDP in *assenza di supporti*, i dati di ingresso necessari sono riportati in Tabella 5.1:

Tabella 5.1 - Dati di input

R_T	R_{PL}	R^*	u_0^*
[m]	[m]	[-]	[-]
1.6	2.3	1.4	0.27

dove:

- R_T è il raggio del tunnel in m;
- R_{PL} è il raggio plastico dovuto allo scavo, in m, ricavato da un modello agli elementi finiti (Phase2D);
- R^* è il raggio normalizzato, ovvero il rapporto tra il raggio plastico e il raggio del tunnel;
- u_0^* rappresenta gli spostamenti al fronte normalizzati, ovvero il rapporto tra gli spostamenti al fronte senza supporti e gli spostamenti massimi, sempre in assenza di supporti.

Per il calcolo di u_0^* si impiega la (5.1) proposta da Vlachopoulos and Diederichs [22].

$$u_0^* = \frac{1}{3} e^{-0.15R^*} \quad (5.1)$$

L'approccio affrontato nel presente paragrafo ha come obiettivo l'analisi del profilo degli spostamenti rispetto alla posizione del fronte di scavo. Pertanto, è necessario normalizzare distanze (rispetto al raggio del tunnel) e spostamenti (rispetto al massimo spostamento ottenuto tramite analisi agli elementi finiti).

Si distinguono il caso antecedente al fronte (5.2) e dopo il fronte (5.3):

$$u^* = u_0^* \cdot e^{X^*} \quad (5.2)$$

$$u^* = 1 - (1 - u_0^*) e^{\frac{-3X^*}{2R^*}} \quad (5.3)$$

Dove:

- u^* rappresenta gli spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento massimo
- X^* rappresenta la distanza normalizzata dal fronte di scavo rispetto al raggio del tunnel.

I risultati ottenuti da questo approccio sono riportati nell'Allegato 17 e nella Figura 5.1.

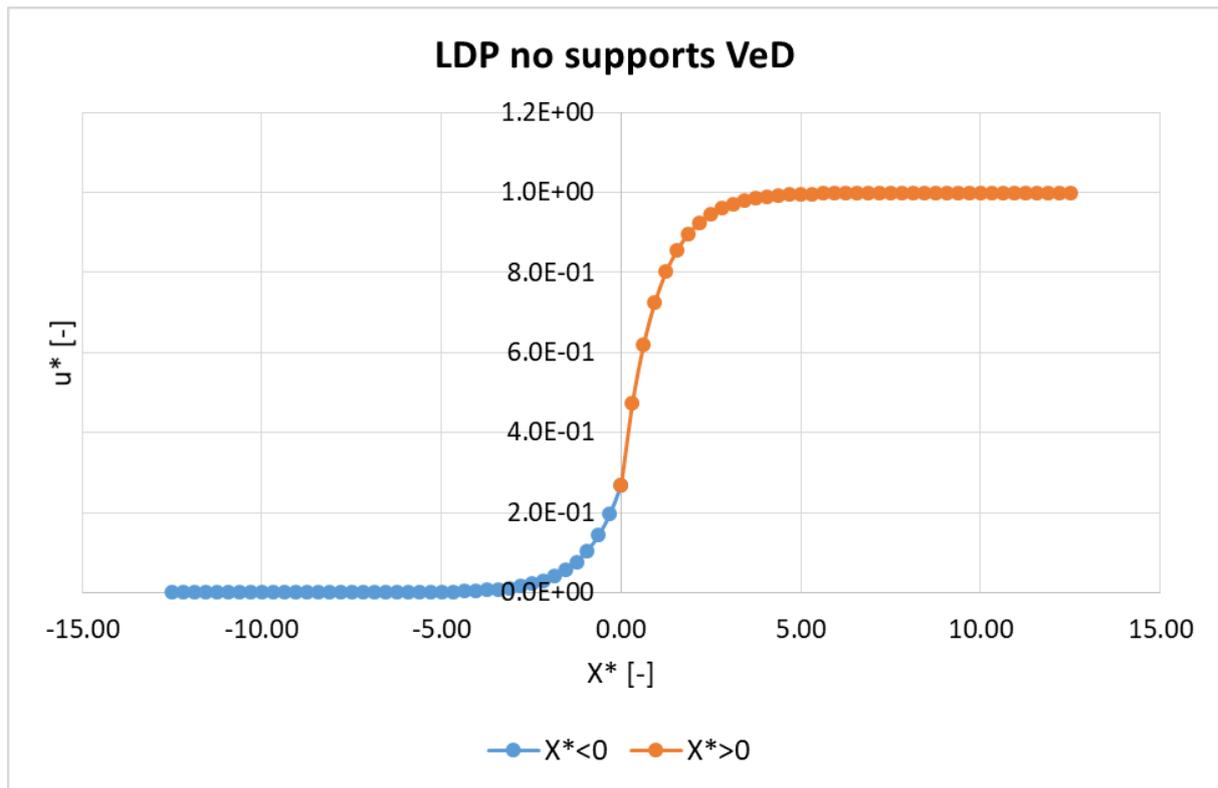


Figura 5.1 - LDP VeD senza supporti

Si svolge nel seguito lo studio delle soluzioni della LDP in *presenza di supporti*. I dati necessari alla analisi sono riportati in Tabella 5.2:

Tabella 5.2 - Dati di input

u_{\max}	$u_{\max \text{ supp}}$	u_f^*	u_{f0}^*	$u_{f0\text{supp}}^*$	R^*
[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]
6.68E-04	6.34E-04	1.05	1.02	2.60E-01	1.4

dove:

- u_{\max} rappresenta lo spostamento massimo in parete in assenza di supporti, ricavato da modello agli elementi finiti (Phase2D);
- $u_{\max \text{ supp}}$ rappresenta lo spostamento massimo in parete in presenza di supporti, ricavato da modello agli elementi finiti (Phase2D);
- R^* rappresenta il raggio normalizzato, ovvero il rapporto tra il raggio plastico e il raggio del tunnel;
- u_f^* rappresenta gli spostamenti finali normalizzati del tunnel, ottenuto dal rapporto di u_{\max} e $u_{\max \text{ supp}}$
- u_{f0}^* rappresenta gli spostamenti finali normalizzati al fronte di scavo.

Per il calcolo di u_{f0}^* e $u_{0\text{supp}}^*$ si impiegano la (5.4) e la (5.5) rispettivamente:

$$u_{f0}^* = \log(u_f^{*0.85}) + 1 \quad (5.4)$$

$$u_{0\text{supp}}^* = \frac{1}{3u_{f0}^*} \cdot e^{-0.15R^*} \quad (5.5)$$

I risultati ottenuti da questo approccio sono riportati nell'Allegato 18 e nella Figura 5.2.

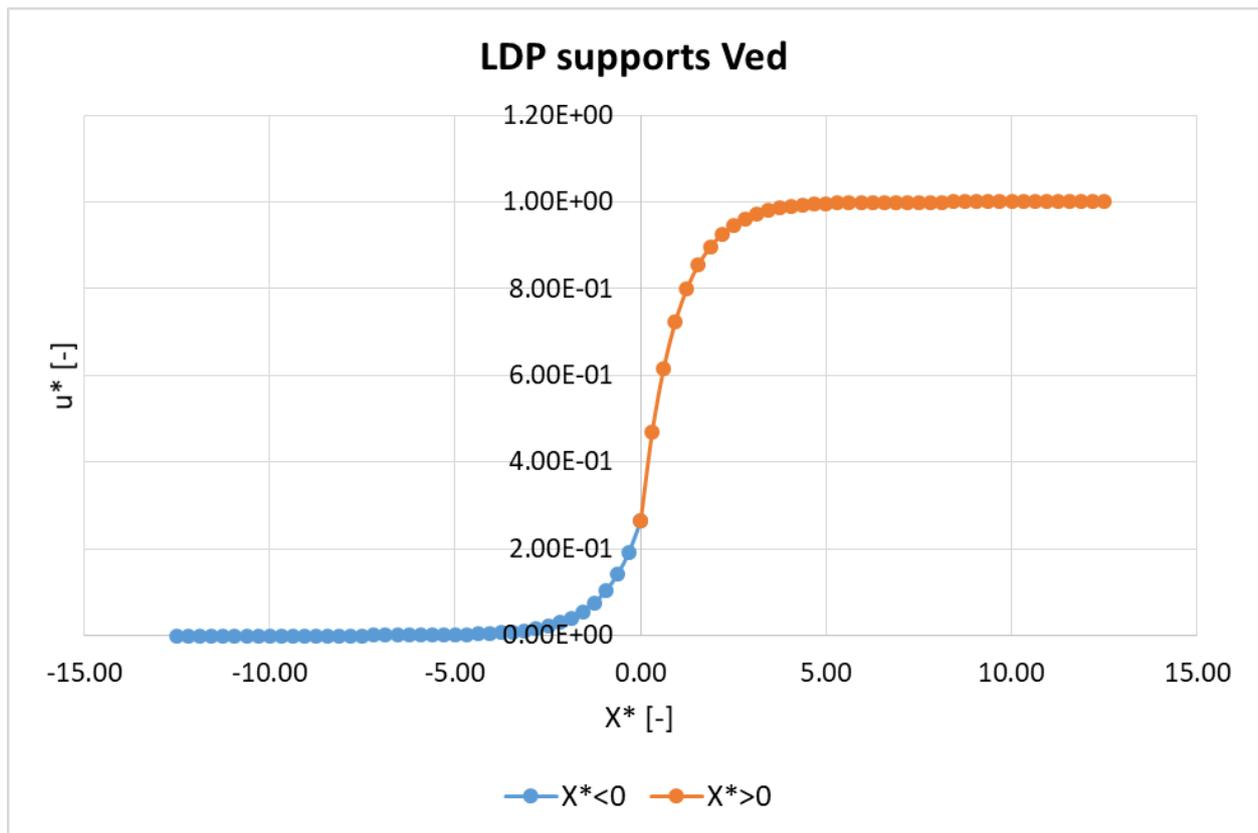


Figura 5.2 - LDP VeD supporti

Come si può notare dalla Figura 5.1 e Figura 5.2, gli andamenti delle curve sono analoghi, ma i valori degli spostamenti nel Figura 5.2 sono, come prevedibile, più contenuti, grazie alla presenza dei supporti.

L'analisi esposta è peraltro affetta da alcune criticità:

1. la LDP inclusa nella CCM è basata su un approccio non supportato;
2. Sono presenti limitate soluzioni per la LDP in condizioni supportate che tengono in considerazione la rigidità dei supporti e la “unsupported span”;
3. Non si prende in considerazione l'effetto arco che causa un sovraccarico dei supporti nei pressi del fronte del tunnel.

A causa delle limitazioni esposte, si applica quanto proposto da J.Oke et al [17] per raffinare i risultati.

5.2 Converge-Confinement Method modificato

Per le ragioni esposte nel Paragrafo 5.1, si esegue quanto proposto da Oke et al. [17] per migliorare l'analisi CCM; in particolare, i passaggi seguiti riguardano:

1. Utilizzo della SRC basata sulla LDP per il modello non supportato;
2. Utilizzo della SRC basata sulla LDP per il modello supportato;
3. Determinazione del punto iniziale di equilibrio del supporto;
4. Annessione del sovraccarico dei supporti dovuto all'effetto arco.

Si entra ora nel merito dell'analisi, in particolare considerando gli effetti dei supporti al fronte di scavo e sul profilo longitudinale degli spostamenti (LDP). L'analisi è effettuata relativamente al caso in presenza di supporti, tenendo presente che i risultati del caso in assenza di supporti sono stati esposti al Paragrafo 5.1.

Il calcolo della CCM modificata proposta da Oke et al. [17] può essere riassunta come segue:

1. Effetto dei supporti sugli spostamenti al fronte di scavo;
2. Effetto dei supporti sulla LPD;
3. Sovraccarico dei supporti a causa dell'effetto arco.

Si precisa che sono state eseguite delle simulazioni con programmi di calcolo in due dimensioni agli elementi finiti (Phase 2D) per simulare una realtà fisica in tre dimensioni. Per superare la difficoltà di simulare una realtà fisica 3D con un programma 2D, è stato applicato il metodo della core replacement, i cui dettagli sono illustrati al paragrafo 4.2.2.

Si affronta nel seguito lo sviluppo della CCM secondo Oke et al. [17] simulando l'avanzamento del fronte mediante riduzione della rigidità del mezzo attraversato.

Il primo passo consiste nella quantificazione degli spostamenti in corrispondenza del fronte di scavo. Per il calcolo degli abbassamenti finali normalizzati al fronte di scavo si applica la (5.6):

$$u_{f0}^* = A_{f3} \cdot u_f^{*B_{f3}} \quad (5.6)$$

dove A_{f3} e B_{f3} sono le variabili curve-fit degli spostamenti al fronte di scavo. In particolare, si quantifica la costante A_{f3} a 1.17, mentre la variabile B_{f3} , secondo quanto proposto da Oke et al. [17] si calcola applicando la (5.7):

$$B_{f3} = -0.151 \cdot \frac{L_u}{R_T} + 0.3 \quad (5.7)$$

dove L_u rappresenta la distanza non supportata, ovvero la distanza tra l'ultimo supporto installato ed il fronte del tunnel. Si nota che la (5.7) è l'equazione di una retta, il cui coefficiente angolare dipende direttamente da L_u e, pertanto, al crescere di quest'ultimo la pendenza della retta aumenta.

Si specifica che la (5.6) e la (5.7) sono il risultato di osservazioni sperimentali e si basano sul concetto di *Best Curve Fitting*.

Di seguito sono riportati (Tabella 5.3) i risultati ottenuti dal calcolo descritto.

Tabella 5.3 - Effetto degli spostamenti al fronte del tunnel in presenza di supporti

SUPPORTS									
A_{f3}	B_{f3}	L_u	R_T	L_u/R_T	u_{max}	$u_{max\ supp}$	u_f^*	u_{f0}^*	u_{f0supp}^*
[-]	[-]	[m]	[m]	[-]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]
1.17	0.149	1.6	1.6	1	6.68E-04	6.34E-04	1.05	1.18	0.23

Si affronta ora il tema della LDP in presenza di supporti. Poiché l'analisi effettuata di cui al paragrafo 5.1 non prende in considerazione elementi come la rigidità dei supporti, rigidità del mezzo coinvolto e la distanza non supportata, i risultati possono essere ulteriormente affinati. A tal fine l'approccio proposto da Oke et al. [17] prende in considerazione i seguenti parametri:

- Rigidezza normalizzata dei supporti k' , ossia il rapporto tra il modulo di rigidezza dei supporti impiegati k e il modulo di deformazione dell'ammasso roccioso E_{rm} ;
- Resistenza normalizzata dell'ammasso roccioso σ_{cm}^* , ossia il rapporto tra la pressione litostatica P_0 e la resistenza a compressione uniassiale dell'ammasso roccioso σ_{cm} ;
- Distanza non supportata normalizzata L_u/R_T descritta in precedenza.

Come nel caso precedente, sono state sviluppate equazioni sulla *Best Curve Fitting*. Di seguito si entra nel merito delle relazioni impiegate per il calcolo.

Per il calcolo degli spostamenti in presenza di supporti prima del fronte e dopo il fronte si rimanda rispettivamente alla (5.8) e (5.9):

$$u_{sup}^* = \frac{u}{u_{max\ supp}} = u_{osup}^* \cdot e^{X^*} \quad (5.8)$$

$$u_{sup}^* = 1 - (1 - u_{osup}^*)e^{-\frac{M_c X^*}{R^*}} \quad (5.9)$$

dove:

- $u_{osup}^* = 0.38 \frac{u_f^*}{u_{f0}^*} e^{-0.12R^*}$
- M_c è un fattore che tiene conto dei materiali: per la sua determinazione è stato seguito il procedimento illustrato in Figura 5.3.

$$M_c = A_L \cdot k'^{B_L}$$

$$A_L = A_{La} \cdot \sigma_{cm}^* + A_{Lb}$$

$$B_L = B_{La} \cdot \sigma_{cm}^* + 0.159$$

$$A_{La} = -0.772 \left(\frac{L_u}{R_t} \right)^2 - 0.24 \frac{L_u}{R_t} + 4$$

$$A_{Lb} = 2.125 \left(\frac{L_u}{R_t} \right)^2 + 0.47 \frac{L_u}{R_t} - 2.973$$

$$B_{La} = -0.004 \left(\frac{L_u}{R_t} \right)^2 + 0.0001 \frac{L_u}{R_t} + 0.016$$

Figura 5.3 - Iter determinazione M_c

I risultati ottenuti dalle equazioni di Figura 5.3 sono riportati in Tabella 5.4.

Tabella 5.4 - Riepilogo per il calcolo di M_c , k' e σ_{cm}^*

B_{La}	A_{Lb}	A_{La}	B_L	A_L	k	E_{rm}	k'	σ_{cm}	P_0	σ_{cm}^*	M_c
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[GPa]	[GPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]
0.012	-0.378	2.988	0.176	3.761	21.25	2.18	9.76	0.36	0.50	1.39	5.61

Di seguito è riportato la Figura 5.4, relativo alla LDP in presenza di supporti durante lo scavo della galleria con tecnica Drill and Blast. Si osserva un brusco appiattimento della curva subito dopo il fronte, a differenza di quanto deducibile dalla Figura 5.2: in questo caso, infatti, si tiene conto della rigidità dei supporti, del materiale attraversato, della distanza non supportata e della tecnica di avanzamento.

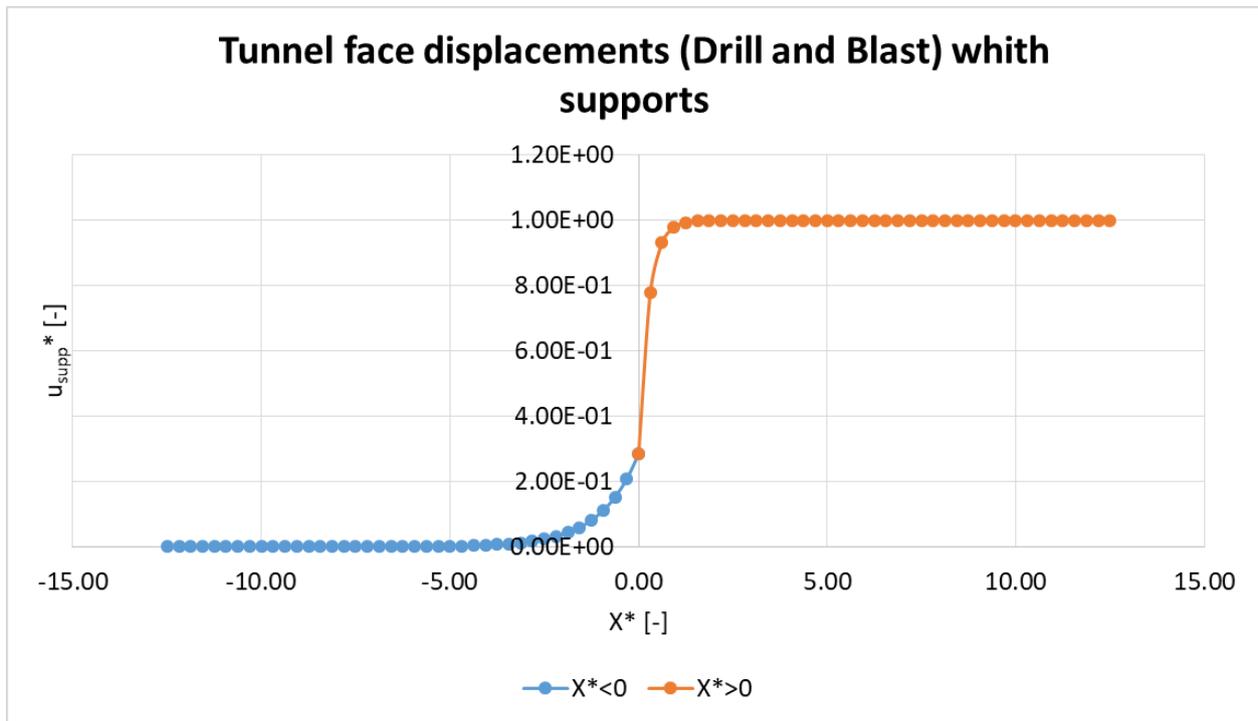


Figura 5.4 - LDP in presenza di supporti per il caso Drill and Blast

Si analizza nel seguito il sovraccarico agente sui supporti a causa dell'effetto arco: come suggerito da Oke et al. [17] il sovraccarico è stato ricavato dalle tensioni tangenziali/radiali di un modello di galleria completamente scavato e confrontato con la GRC. L'equazione che quantifica il sovraccarico agente per la tecnica di scavo Drill and Blast è esplicitata nella (5.10):

$$P' = \frac{A_{03} \ln \frac{L_u}{R_T} + B_{03}}{1 - e^{-\log \frac{k' r^2}{D_{03}}}} \quad (5.10)$$

dove i coefficienti parziali sono:

$$A_{03} = -0.033 \sigma_{cm}^* + 0.38 \quad (5.11)$$

$$B_{03} = -0.049 \sigma_{cm}^* + 0.79 \quad (5.12)$$

$$D_{03} = 30.683 e^{-0.79 \sigma_{cm}^*} \quad (5.13)$$

Si precisa che anche in questo caso l'approccio proposto da Oke et al. [17] è basato sul concetto di Best Curve Fitting. Alla luce di quanto esposto e applicando la (5.10) si ottengono i risultati riportati in Tabella 5.5.

Tabella 5.5 - Riepilogo risultati Overloading

L_u	R_T	L_u/R_T	k'	σ_{cm}^*	A_{03}	B_{03}	D_{03}	P'
[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1.6	1.6	1	9.76	1.39	0.33	0.72	10.27	0.52

Si può asserire che il sovraccarico gravante sui supporti nelle condizioni è circa il 50% della tensione presente in sito. In conclusione, si riporta la Figura 5.5 che relaziona la pressione normalizzata e la rigidezza del mezzo rispetto alla pressione litostatica in funzione degli spostamenti normalizzati rispetto agli spostamenti massimi.

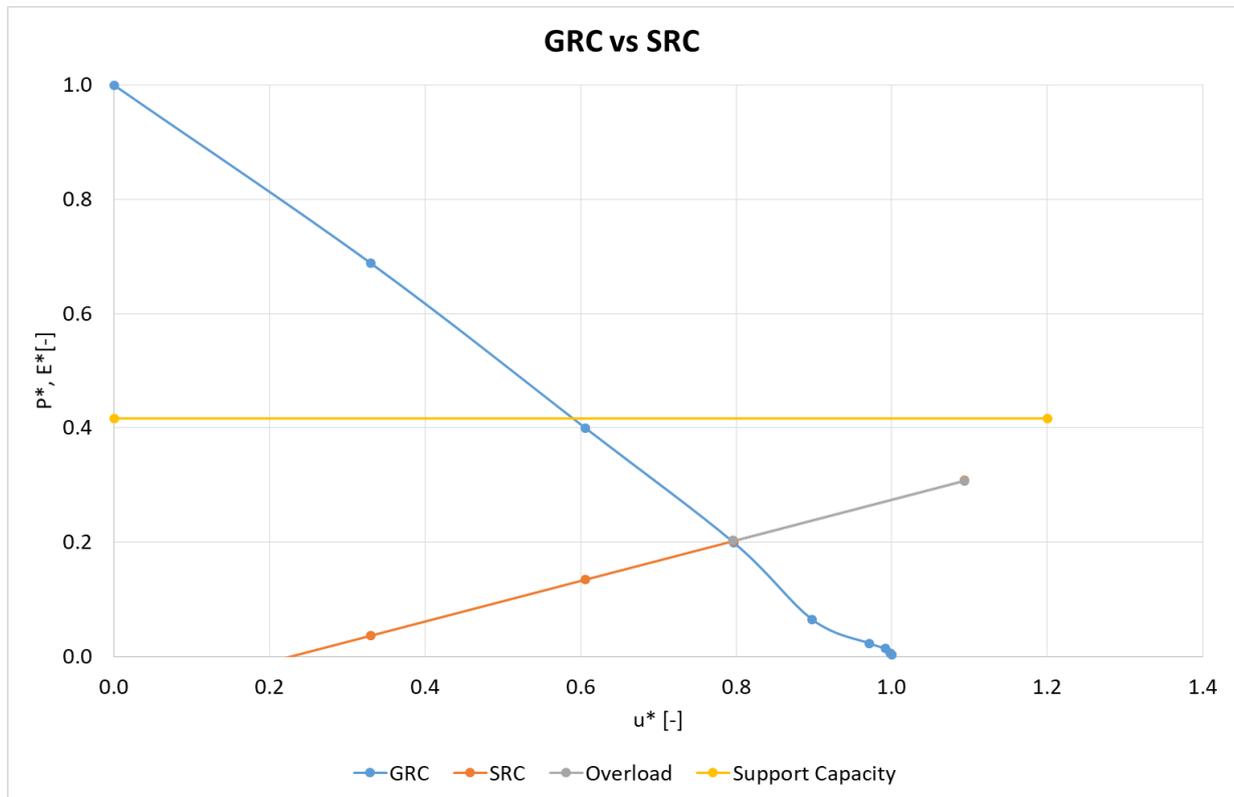


Figura 5.5 - GRC vs SRC in presenza di supporti nel caso core replacement

Come si osserva dalla Figura 5.5, il supporto non entra in crisi a causa dei carichi e del sovraccarico calcolato, in quanto la capacità del supporto impiegato (Wire mesh e shotcrete) è superiore ai carichi agenti nel caso oggetto di studio. Le caratteristiche del supporto sono riportate in Figura 5.6.

Liner: cls + wm

Color	
Liner Type	Reinforced Concrete
Equivalent Young's modulus	21252.3 MPa
Equivalent thickness	0.0993418 m
Poisson ratio	0

Reinforcement Properties

Type	Wire Mesh(Canada): #10 (diameter=10mm)
Spacing	0.6 m
Section Depth	0.01 m
Area	7.85e-005 m ²
Moment of inertia	4.909e-010 m ⁴
Young's modulus	200000 MPa
Poisson ratio	0.25
Compressive strength	400 MPa
Tensile strength	400 MPa

Concrete Properties

Thickness	0.1 m
Young's modulus	20000 MPa
Poisson ratio	0.2
Compressive strength	25 MPa
Tensile strength	0 MPa

Figura 5.6 - Parametri meccanici di rinforzo

5.3 Analisi della convergenza con software RocSupport v3.0.

Per una verifica del modello sviluppato nel precedente paragrafo, si è costruito un modello tramite il software RocSupport. I dati di ingresso relativi alle caratteristiche geometriche e geomeccaniche del caso in studio e dei supporti impiegati sono riportati nella Figura 5.7 e nella Figura 5.8. I risultati sono esplicitati in Figura 5.9 e nella Figura 5.10. Per quanto attiene ai risultati riportati nella Figura 5.10, si rimanda all'Allegato 19. Si sottolinea che il supporto impiegato nel modello non è lo stesso considerato nella precedente analisi, in quanto il software non lo prevede nella propria libreria. Pertanto, si è scelto uno strato di calcestruzzo con le caratteristiche riportate in Figura 5.8. Questa scelta è stata effettuata in quanto, a fronte di una maggiore resistenza meccanica, si diminuisce lo spessore per ricondursi a una condizione, per quanto possibile, simile a quella dell'analisi precedente.

Tunnel and Rock Parameters:

Tunnel Radius r_o : **1.6** m
In-Situ Stress p_o : **0.5** MPa

Young's Modulus E : **2178** MPa
Poisson Ratio ν : **0.3**

Dilation Angle ψ : **0°**
Compressive Strength of Intact Rock σ_{ci} : **50** MPa

Peak Strength Parameters Defined As : **GSI, m_i , D**
Geological Strength Index : **40**
Rock Mass Constant m_i : **25**
Disturbance Factor : **1**

Using residual strength parameters
Residual Hoek-Brown mb parameter : **0.344**
Residual Hoek-Brown s parameter : **4.54e-005**
Residual Hoek-Brown a parameter : **0.511**

Figura 5.7 - Tunnel and Rock Parameters

Support Parameters:

Total combined :
Maximum support pressure : **1.201** MPa
Maximum average strain : **0.1** %
Installed at distance from tunnel face : **1.6** m
Initial Tunnel Convergence : **0.02** %
Initial Wall Displacement : **0.29** mm

Shotcrete :
Properties : **Thickness = 50 mm, age = 28 days, UCS = 35 MPa**
Maximum support pressure : **1.201** MPa
Maximum average strain : **0.1** %

Figura 5.8 - Support Parameters

Solution Method: Carranza-Torres solution
Analysis Type: Deterministic

Analysis Results:

Factor of Safety : **14.82**
Mobilized Support Pressure : **0.08** MPa

With support installed :
Radius of Plastic Zone r_p : **1.6** m
Wall Displacement u_p : **0.4** mm
Tunnel Convergence : **0.03** %

With no support installed :
Radius of Plastic Zone r_p : **1.74** m
Wall Displacement u_p : **0.52** mm
Tunnel Convergence : **0.03** %

Deformation at the tunnel face :
Wall displacement : **0.16** mm
Tunnel Convergence : **0.01** %

Critical Pressure p_{cr} : **0.05** MPa

Figura 5.9 - Soluzione secondo Carranza-Torres

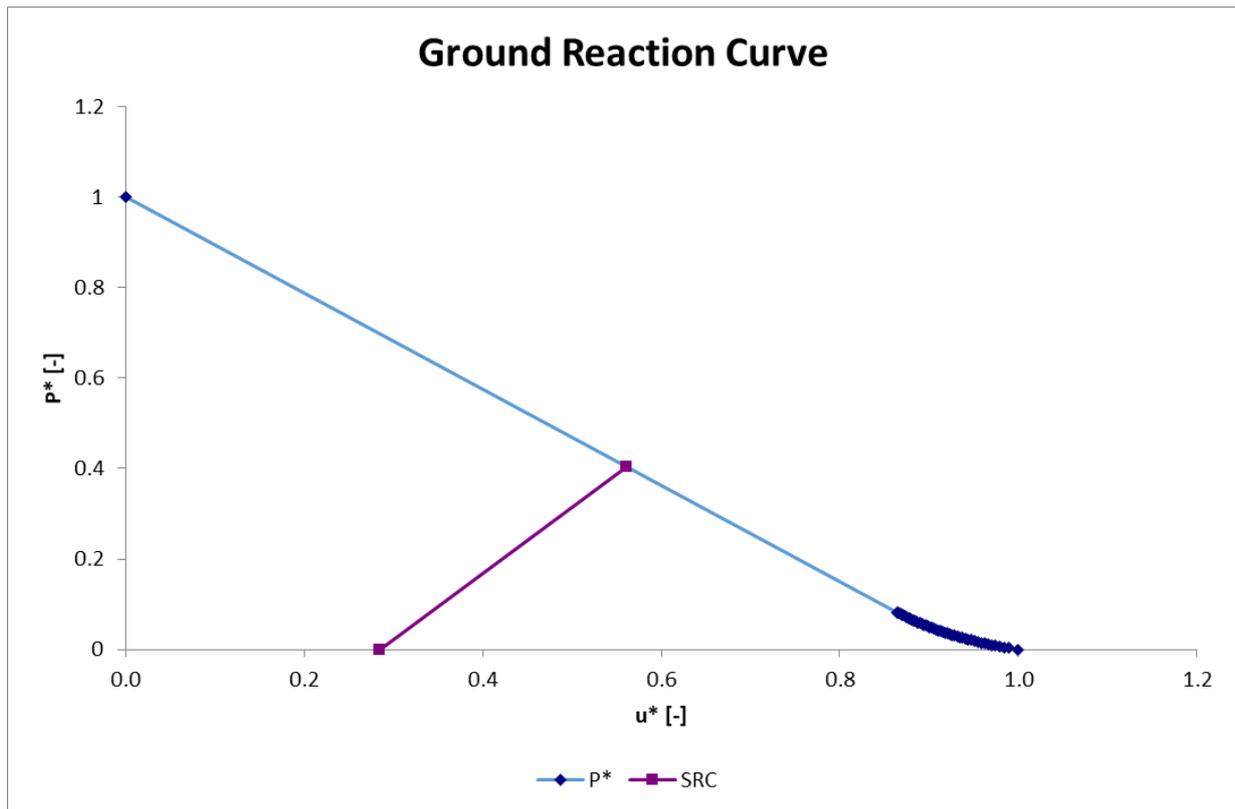


Figura 5.10 - GRC vs SRC tramite RocSupport

In conclusione, poiché anche in questo caso, pur essendo l'analisi basata su principi risolutivi distinti e su un algoritmo di calcolo diverso, i risultati sono del tutto confrontabili a meno di qualche piccola incongruenza dovuta alla natura matematica dell'approccio, si può verosimilmente stabilire che essa è stata svolta con adeguata accuratezza.

6 REALIZZAZIONE DELLA MINIERA

Alla luce delle analisi svolte nei precedenti capitoli e delle relative assunzioni effettuate, il presente capitolo ha l'obiettivo di esporre le infrastrutture coinvolte nel progetto minerario e di stimare i tempi realizzativi dell'opera.

In particolare, si analizzano:

1. Realizzazione del deposito esplosivi secondo la normativa vigente in Cile [23];
2. Tempi realizzativi dello scavo della galleria principale, magazzini, deposito esplosivi, tunnel esplorativi e fornelli.

Si anticipa che i risultati ottenuti sono su base teorica e che i dati di input sono quelli tipici da esperienze industriali; sarà quindi necessaria una loro correzione qualora tali stime si discostino in modo non trascurabile dalla realtà degli eventi.

6.1 Realizzazione del deposito esplosivi

Nel seguito si dimensiona il deposito degli esplosivi previsto all'interno della miniera oggetto di studio; in particolare si fa riferimento alla legge nazionale cilena [23]. Dato che nel caso in esame il deposito è situato all'interno di una galleria comunicante con altre gallerie presenti in sotterraneo, il deposito è classificato da norma come sotterraneo. I due parametri necessari al corretto dimensionamento sono riportati in (6.1) e (6.2).

$$10.75 K = g \cdot X^3 \quad (6.1)$$

$$S = c \sqrt[3]{W} \quad (6.2)$$

dove:

- K rappresenta i kg equivalenti di dinamite pari al 60%
- g rappresenta la densità del mezzo di separazione in t/m^3
- X rappresenta lo spessore del mezzo che separa la galleria principale dal primo magazzino presente nel deposito
- S rappresenta la distanza di separazione tra il magazzino degli esplosivi e dei detonatori
- W rappresenta la quantità massima, espressa in kg, che il maggiore dei magazzini può contenere, calcolata dividendo o moltiplicando i kg di esplosivo usato per il coefficiente correttivo diretto o indiretto fornito negli allegati (Allegato 20, Allegato 21, Allegato 22)
- c rappresenta una costante il cui valore, nel caso di dimensionamento di deposito in sotterraneo, è 1.5.

Per quanto riguarda il calcolo dei kg equivalenti di dinamite al 60%, si fa riferimento agli allegati Allegato 20, Allegato 21 e Allegato 22.

Si specifica che il dimensionamento delle distanze tra i vari magazzini del deposito è stato effettuato nel caso si preveda di effettuare 5 sfondi prima dell'acquisto di nuovo materiale esplosivo.

Di seguito si riportano le tabelle Tabella 6.1, Tabella 6.2, Tabella 6.3 e Tabella 6.4 contenenti le quantità di esplosivo necessarie per la realizzazione di 5 sfondi e le distanze minime di sicurezza che intercorrono tra i vari magazzini presenti nel deposito.

Tabella 6.1 - Specifiche geometriche e quantitative detonatori

Detonatori							
Box specifications						Per 5 volate	
Width	Height	Lenght	Weight Box	Weight Unit	Unit per Box	N° Unit	N° Box
[m]	[m]	[m]	[Kg]	[Kg]	[-]	[-]	[-]
0.56	0.26	0.29	19.00	0.10	190	285	2

Tabella 6.2 - Specifiche geometriche e quantitative miccia detonante

Miccia detonante							
Box specifications						Per 5 volate	
Width	Height	Lenght	Weight Box	Weight Unit	Unit per Box	N° Unit	N° Box
[m]	[m]	[m]	[Kg]	[Kg]	[-]	[-]	[-]
0.27	0.27	0.27	5.00	10.00	375	200	1

Tabella 6.3 - Specifiche geometriche e quantitative esplosivi

Esplosivi							
Box specifications						Per 5 volate	
Width	Height	Lenght	Weight Box	Weight Unit	Unit per Box	N° Unit	N° Box
[m]	[m]	[m]	[Kg]	[Kg]	[-]	[-]	[-]
0.42	0.19	0.49	25.00	0.11	124	430	4

Tabella 6.4 - Distanze di sicurezza minime

Dimensionamento per 5 volate	EQUIV DIN60% DIRECT	EQUIV DIN60% DIRECT	EQUIV DIN60% INDIRECT
	[Unit/Kg]	[m/Kg]	[-]
	719.00	196.00	0.79
W equivalente dinamite al 60%	0.53	1.91	35.69
X [m]	1.30		
S [m]	4.94		

Si precisa che in Tabella 6.4 il calcolo relativo a X è effettuato in funzione della W equivalente relativa al magazzino dei detonatori, in quanto risulta il più vicino alla galleria principale; inoltre si evidenzia che il computo relativo alla S viene svolto per la quantità massima di esplosivo equivalente che nel caso oggetto di studio è il magazzino degli esplosivi. Si osserva inoltre che il dimensionamento relativo agli

esplosivi si effettua come se venisse impiegata unicamente la dinamite e non l'emulsione, in quanto i risultati così prodotti sono più critici rispetto al problema reale. Di seguito, per maggiore chiarezza, si riporta la planimetria del deposito di materiale esplosivo (Figura 6.1).

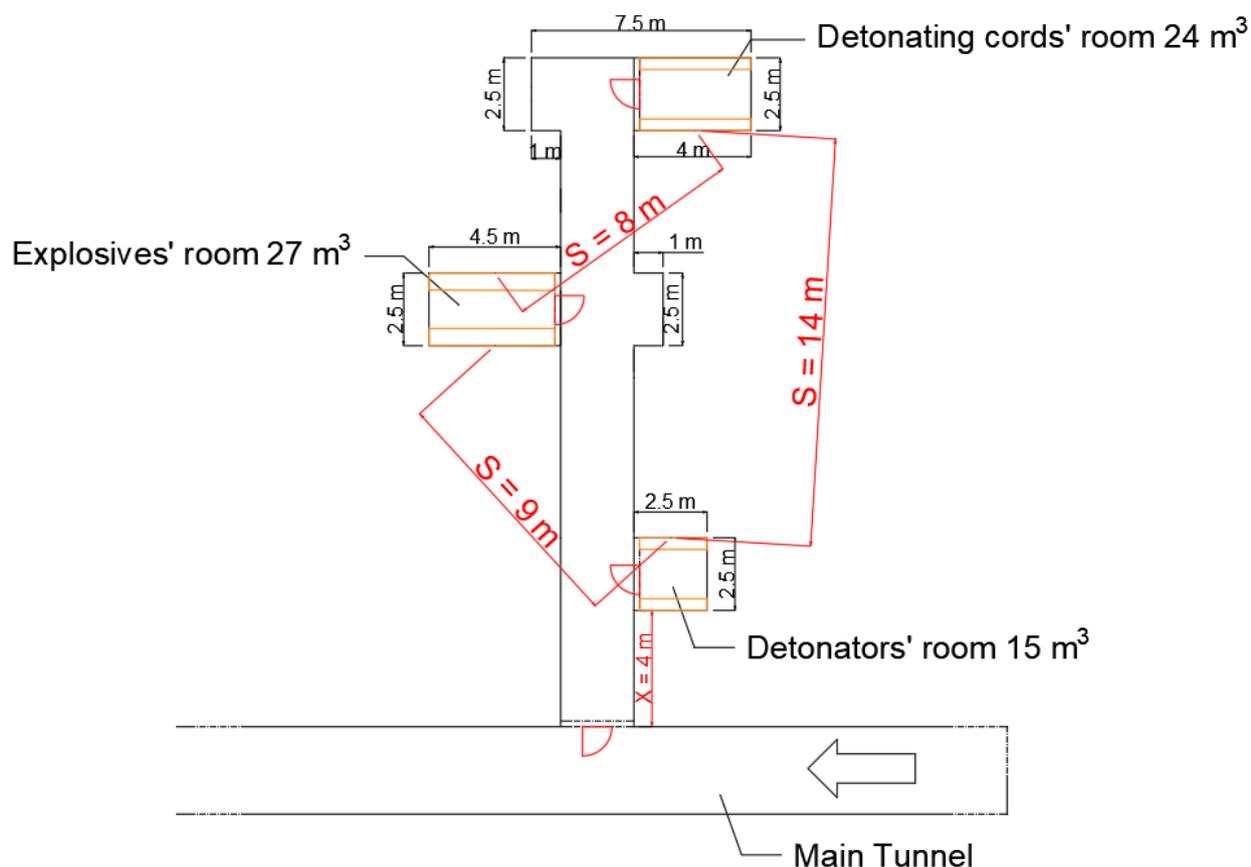


Figura 6.1 - Planimetria deposito materiale esplosivo

In conclusione, come si nota dalla Figura 6.1, le misure relative alle distanze minime di sicurezza sono state cautelativamente aumentate per sopperire a future modifiche progettuali, come diverso tipo di esplosivo, quantitativi maggiori richiesti o variazioni della normativa vigente.

6.2 Stima dei tempi realizzativi

Nel seguito si espongono la sequenza delle operazioni svolte per una volata in sotterraneo e i relativi tempi di ciclo. In particolare, le operazioni da considerare in un ciclo completo di avanzamento in galleria sono le seguenti:

- Schema di tiro
- Perforazione
- Caricamento
- Tiro
- Sfumo
- Smarino
- Disgaggio
- Eventuali sistemi di supporto.

Si osserva che non è possibile una netta distinzione nella sequenza delle fasi di smarino e disgaggio, per cui tali operazioni possono talora essere parzialmente sovrapposte.

La Figura 6.2 fornisce uno schema esplicativo delle operazioni descritte.

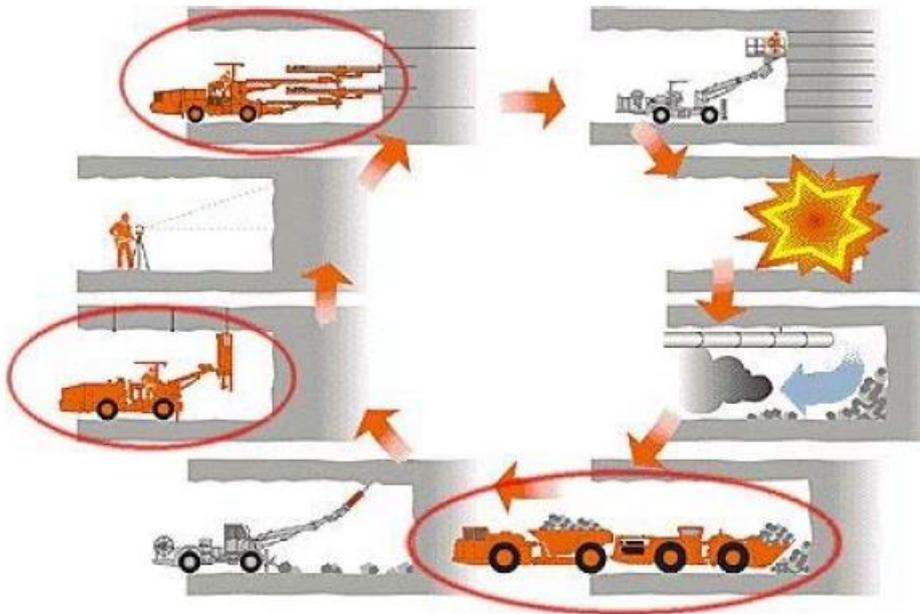


Figura 6.2 - Sequenzialità delle operazioni di scavo in sotterraneo

Per quanto attiene all'elaborazione dello schema di tiro, la perforazione, il successivo caricamento e lo sparo si ipotizza un avanzamento a fori paralleli, tuttavia non essendo il presente elaborato incentrato sulla metodologia di scavo con esplosivo, non si entra nel merito ma nel seguito vengono specificati i numero di fori da praticare; per maggiori dettagli si rimanda all'opera di Di Lorenzo A. [12], la quale entra nel merito del piano di tiro. Le operazioni di sfumo sono eseguite sfruttando il gradiente di pressione naturale, lasciando che la ventilazione naturale disperda i prodotti di decomposizione degli esplosivi. Per l'operazione appena citata si stimano, attraverso l'esperienza industriale, 45 minuti per le volate di avanzamento finali in galleria, mentre per i primi metri di avanzamento tale durata è da considerarsi sensibilmente inferiore, in quanto le condizioni di ventilazione sono più favorevoli.

Per quanto riguarda lo smarino, vengono prese in esame due casistiche: la prima prevede l'impiego di un solo mezzo di sgombero BOBCAT S450 (vedi caratteristiche tecniche all'Allegato 23) mentre la seconda prevede l'impiego di due BOBCAT S450.

Si effettua il calcolo dei tempi di sgombero per le diverse componenti della miniera, ovvero tunnel principale, deposito esplosivi, tunnel esplorativi, magazzini e fornelli. Le operazioni che il Bobcat esegue per ogni ciclo sono le seguenti: raggiungimento del fronte di scavo, affondatura della benna nel materiale abbattuto, manovre d'inversione, raggiungimento della discarica e scarico del materiale contenuto nella benna. Queste operazioni vengono ripetute ciclicamente finché il volume estratto da ogni volata sia stato conferito in discarica. La discarica è ubicata a circa 70 m dal portale d'ingresso, alle coordinate 34°3'59.93" S 70°48'43.12" W e presenta le dimensioni e capacità riportate in Figura 6.3 e Figura 6.4. Si precisa che il dimensionamento della discarica si basa sull'ipotesi che, essendo la sezione di scavo pari a 8.1 m² e lo sfondo reale a 1.4 m, ogni volata produce 17.5 m³ di roccia abbattuta (considerando un Bulking Factor di 1.5); dato che si prevedono due volate a settimana per un totale di 8

mensili, il volume mensile totale è pari a circa 140 m³. Pertanto, la discarica deve essere svuotata mensilmente. In Tabella 6.5 sono riportati i calcoli descritti.

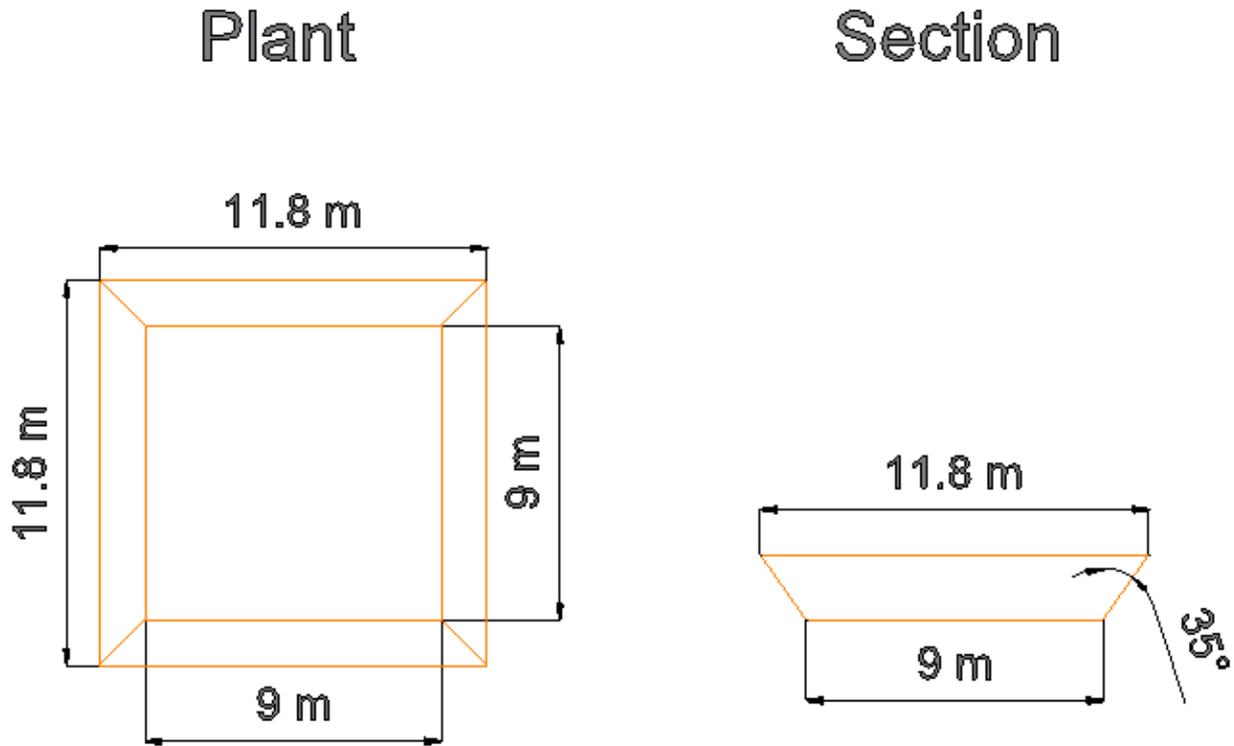


Figura 6.3 - Geometria Discarica

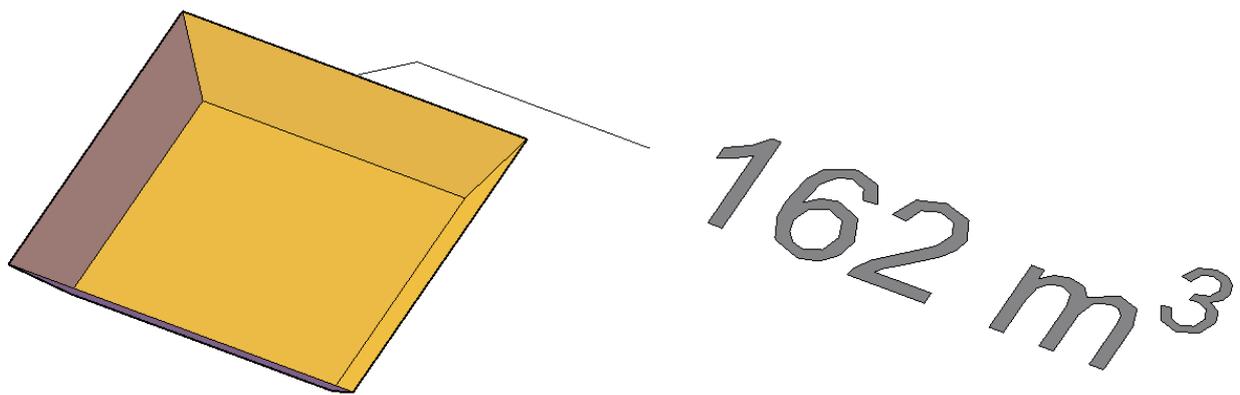


Figura 6.4 - Capacità discarica

Tabella 6.5 - Dimensionamento discarica

S	s _r	V/vol	vol/sett	vol/mese	vol/mese
[m ²]	[m]	[m ³]	[-]	[-]	[m ³]
8.10	1.4	17.5	2	8	140.0

Le Figura 6.5, Figura 6.6 e Figura 6.7 riportano le geometrie del caso oggetto di studio: in particolare vengono quantificati i tempi di sgombero di ciascun settore (Tunnel principale, Deposito esplosivi, Tunnel esplorativi, Deposito attrezzature e fornelli di ventilazione/uscite di emergenza).

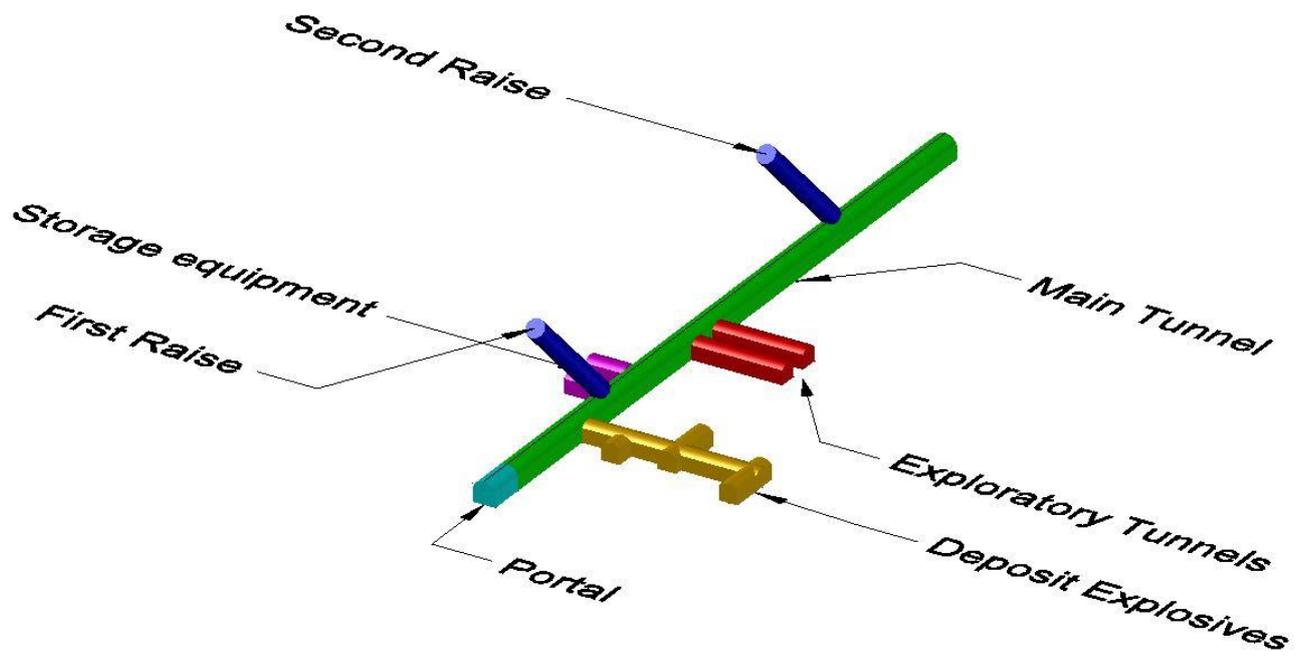


Figura 6.5 - Panoramica caso oggetto di studio

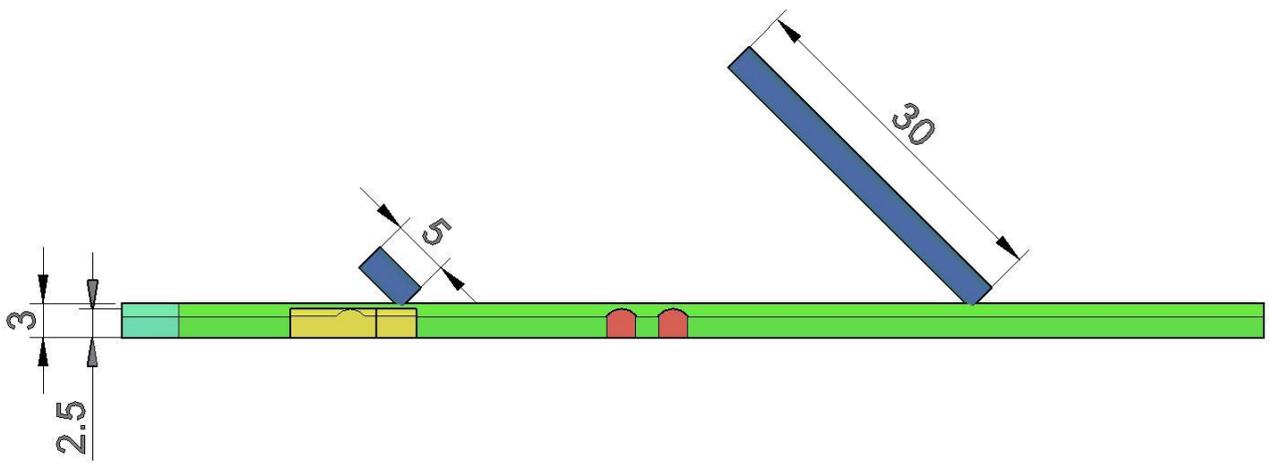


Figura 6.6 – Vista laterale della miniera, le dimensioni sono espresse in metri

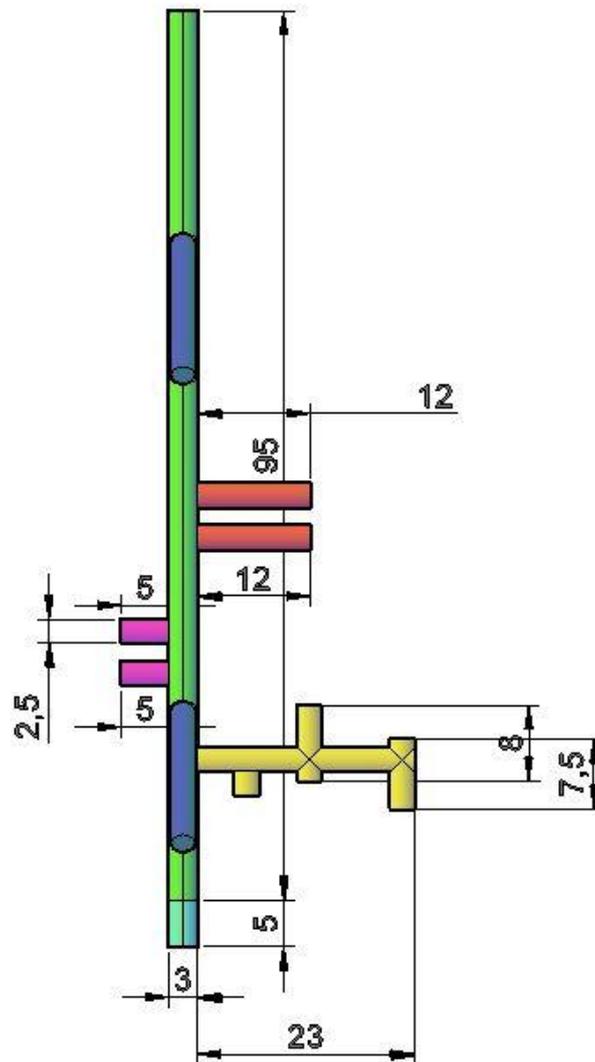


Figura 6.7 - Vista in pianta della miniera, le dimensioni sono espresse in metri

Lo scavo prevede dapprima la realizzazione del tunnel principale, quindi dei fornelli, del deposito esplosivi, del deposito attrezzature e infine dei tunnel esplorativi.

Sono nel seguito esposti i risultati ottenuti relativi alla prima casistica, ovvero l'impiego di un solo BOBCAT S450. La Tabella 6.6 e la Tabella 6.7 riportano rispettivamente i parametri tecnici della macchina impiegata e i tempi necessari per le operazioni descritte:

Tabella 6.6 - Parametri tecnici BOBCAT S450

Larghezza benna	[m]	1.575
Coeff. Riempimento	[-]	0.90
capacità benna	[m ³]	0.400
capacità benna effettiva	[m ³]	0.360
peso trasportabile	[kg]	608
Peso/Ciclo	[kg]	595.10
Velocità a vuoto	[km/h]	11.4
Velocità carica	[km/h]	7.98
tempo caricamento, manovra e scarico	[s]	20

Tabella 6.7 - Tempistiche sgombero settori

Main Tunnel	N.tot cicli	[-]	3402
	N.cicli/volata	[-]	49
	Tempo impiegato/ciclo fisso	[min]	0.890
	Efficienza sistema	[m ³ /h]	7.5
	Tempo totale	[h]	109.0
Deposito esplosivi	N.tot cicli	[-]	869
	N.cicli/volata	[-]	35
	Tempo impiegato/ciclo fisso	[min]	1.15
	Efficienza sistema	[m ³ /h]	8.0
	Tempo totale	[h]	26.00
Tunnel esplorativi	N.tot cicli	[-]	591
	N.cicli/volata	[-]	35
	Tempo impiegato/ciclo fisso	[min]	1.15
	Efficienza sistema	[m ³ /h]	6.9
	Tempo totale	[h]	21.6
Magazzini	N.tot cicli	[-]	244
	N.cicli/volata	[-]	35
	Tempo impiegato/ciclo fisso	[min]	1.30
	Efficienza sistema	[m ³ /h]	3.8
	Tempo totale	[h]	15.2
Fornello 1 e fornello 2	N.tot cicli	[-]	148
	N.cicli/volata	[-]	30
	tempo tot sgombero fornello 1	[h]	3.9
	Efficienza sistema Fornello 1	[m ³ /h]	9.1
	tempo tot sgombero fornello 2	[h]	5.5
	Efficienza sistema Fornello 2	[m ³ /h]	6.5
	Efficienza complessiva del sistema	[m ³ /h]	7.5

dove i parametri elencati assumono il seguente significato:

- N.tot cicli rappresenta il numero complessivo di cicli da realizzare per ogni volata, calcolato come rapporto fra volume totale di roccia abbattuta e capacità effettiva della benna.
- N. Cicli/volata rappresenta il numero di cicli necessari per lo sgombero di una volata.
- Tempo impiegato/ciclo fisso rappresenta il tempo fisso calcolato in funzione della distanza tra la discarica e la zona di sgombero, con le relative velocità a carico e a vuoto del mezzo.
- L'efficienza del sistema è calcolata attraverso il rapporto del volume totale di roccia in posto rispetto al tempo totale necessario per sgomberare il volume abbattuto nel settore di interesse.
- Tempo totale rappresenta il tempo complessivo necessario per lo sgombero del volume competente al settore di interesse.

Si evidenzia che il computo del tempo totale di tutti settori, ad eccezione dei fornelli, è stato realizzato considerando la somma dei tempi necessari per realizzare tutti gli sfondi fino a sgomberare il volume del settore di interesse. Nel caso dei fornelli, il computo è più rapido in quanto la distanza rispetto alla discarica è fissa.

La Figura 6.8 mostra la relazione lineare che intercorre tra la distanza relativa ad ogni settore ed il tempo necessario impiegato per lo sgombero.

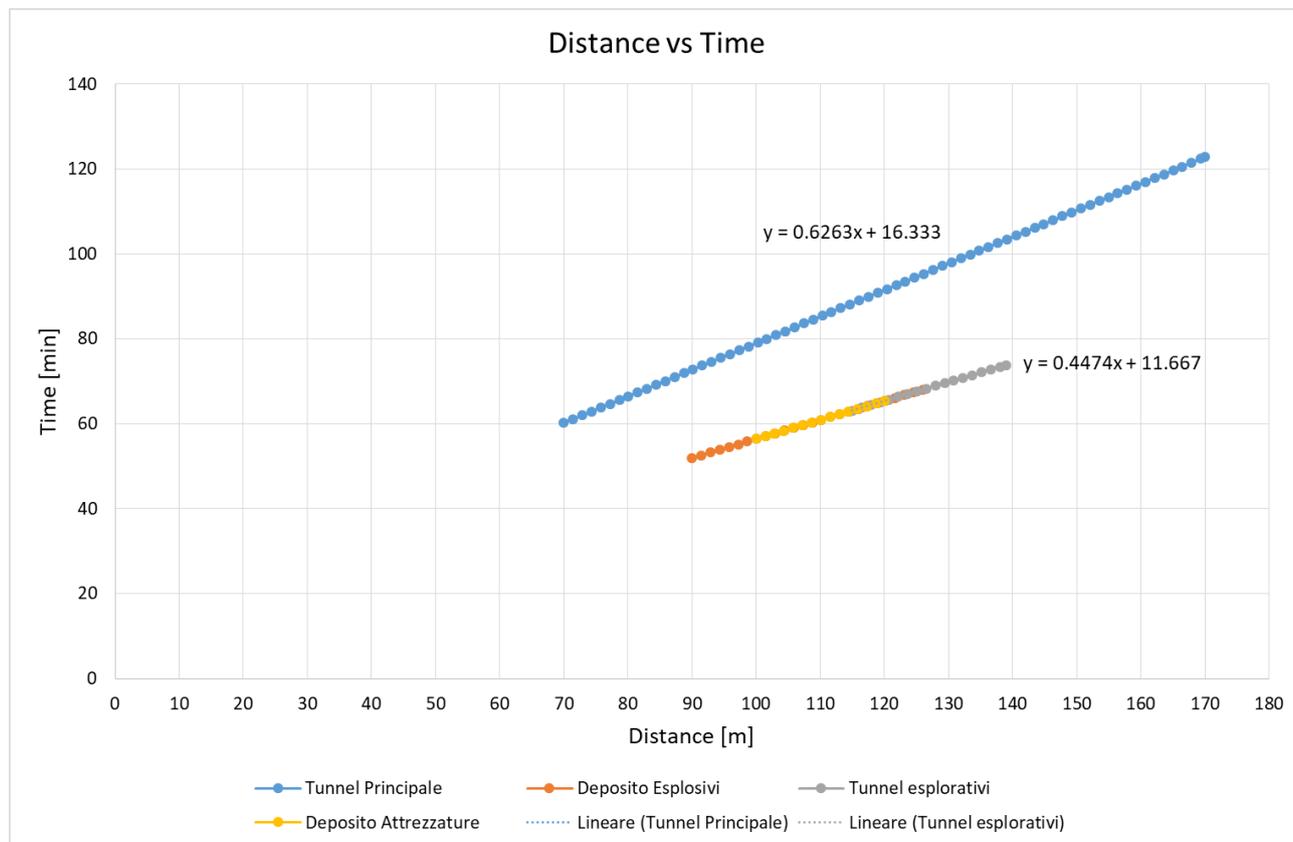


Figura 6.8 - Distance vs Time 1 BOBCAT

Dato che l'efficienza del sistema, nel caso si impieghi un solo BobCat, è modesta, si è deciso di ipotizzare l'impiego di due macchine per lo sgombero.

Si entra nel merito del caso in cui sono impiegate due BobCat S450. In

Tabella 6.8 si forniscono i risultati ottenuti dall'impiego simultaneo delle due macchine, mentre la Figura 6.9 mostra la relazione lineare che intercorre tra la distanza relativa ad ogni settore ed il tempo necessario impiegato allo sgombero; per quanto attiene alle caratteristiche del mezzo di sgombero si rimanda alla Tabella 6.6.

Tabella 6.8 - Tempistiche sgombero settori

Main Tunnel	N.tot cicli	[-]	3402
	N. cicli/volata	[-]	49
	Tempo tot	[h]	41.0
	Efficienza sistema	[m ³ /h]	19.9
Deposito esplosivi	N.tot cicli	[-]	869
	N. cicli/volata	[-]	35
	Tempo tot	[h]	12.4
	Efficienza sistema	[m ³ /h]	16.8
Tunnel esplorativi	N.tot cicli	[-]	591
	N. cicli/volata	[-]	35
	Tempo tot	[h]	11.2
	Efficienza sistema	[m ³ /h]	12.7
Magazzini	N.tot cicli	[-]	244
	N. cicli/volata	[-]	35
	Tempo tot	[h]	3.5
	Efficienza sistema	[m ³ /h]	16.5
Fornello 1 e fornello 2	N.tot cicli	[-]	118
	N. cicli/volata	[-]	30
	Tempo tot sgombero fornello 1	[h]	2.5
	Efficienza sistema Fornello 1	[m ³ /h]	11.5
	Tempo tot. sgombero fornello 2	[h]	2.6
	Efficienza sistema Fornello 2	[m ³ /h]	10.9
	Efficienza complessiva del sistema	[m ³ /h]	11.2

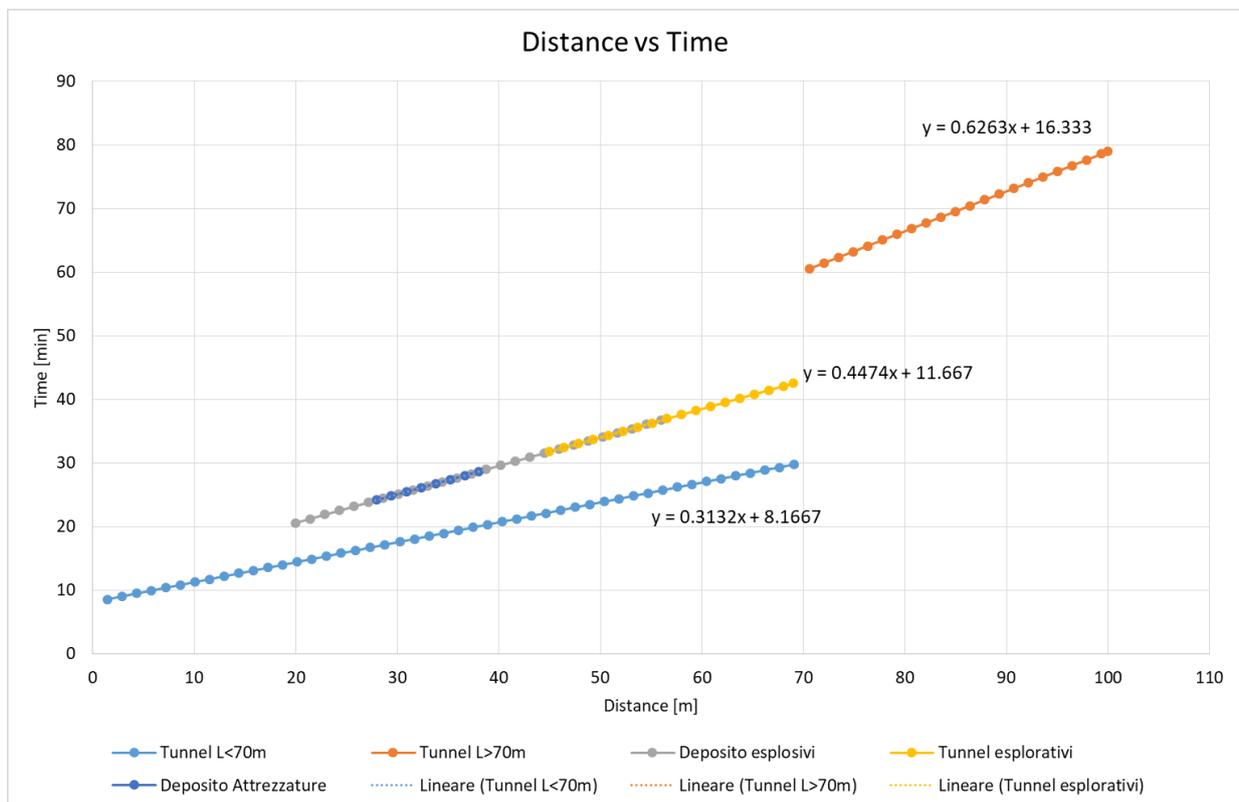


Figura 6.9 - 2 BOBCAT S450 Distance vs Time

Si sottolinea che l'impiego simultaneo di due BobCat è possibile solo nei casi in cui la distanza di sfondo sia inferiore a quella che intercorre tra l'ingresso del portale e la discarica (70m). Per distanze maggiori, non essendo possibile il transito su due corsie all'interno della miniera a causa delle ridotte dimensioni della sezione, una macchina verrebbe impiegata per il trasporto dell'abbattuto fino al portale, mentre la seconda dovrebbe trasportare il marino alla discarica. I tempi di ciclo, superati i 70 m di galleria, sono quindi dettati dal mezzo che percorre la strada all'interno della galleria (percorso a tempo maggiore). Tale dettaglio si evince dalla Figura 6.9, dove la retta relativa allo sgombero della galleria principale, in corrispondenza di 70 m di distanza, cambia di pendenza ed è traslata sull'asse del tempo.

Come si osserva, i risultati mostrati nella Tabella 6.9, prevedendo l'impiego di un secondo BobCat, comportano un incremento dell'efficienza del sistema di sgombero nei vari settori della miniera: tuttavia tali efficienze risultano comunque contenute e non soddisfacenti; ciò è da imputare alla dimensione ridotta della sezione, che comporta l'impiego di un mezzo di sgombero con benna di piccolo volume, velocità contenute e distanza eccessiva dalla discarica.

La Tabella 6.9 e la Tabella 6.10 mostrano la stima dei tempi relative alla realizzazione della perforazione. Si precisa che la velocità di perforazione, in assenza di dati sito-specifici, è stata stimata sulla base dell'esperienza industriale.

Tabella 6.9 - Stima dei tempi di perforazione galleria principale

Perforazione galleria principale					
n. fori	S _{th}	V _{perforazione}	n _b	K	t _{perforazione}
[-]	[m]	[m/min]	[-]	[-]	[h]
39	1.60	0.35	1	1	3.0

Tabella 6.10 - Stima tempi di perforazione sezioni secondarie

Perforazione sezioni secondarie					
n°fori	S _{th}	V _{perforazione}	n _b	K	t _{perforazione}
[-]	[m]	[m/min]	[-]	[-]	[h]
22	1.60	0.35	1	1	1.7

Dove:

- n. fori rappresenta il numero di fori da mina da realizzare per la sezione della galleria principale e per le sezioni secondarie (ovvero deposito esplosivi, magazzini, tunnel esplorativi).
- s_{th} indica la lunghezza di perforazione di ciascun foro.
- v_p è la velocità di perforazione, stimata sulla base dell'esperienza industriale.
- n_b rappresenta il numero di bracci della perforatrice.
- K indica il fattore di contemporaneità che nel caso di perforatrici manuali corrisponde sempre a 1.
- t_{perf} è il tempo impiegato per la perforazione della sezione di scavo.

Si osserva come il tempo di perforazione delle sezioni secondarie sia più contenuto, in quanto il numero di fori è pari a 22, mentre per la galleria principale è di 39.

La Tabella 6.11 e la Tabella 6.12 riportano la stima dei tempi di caricamento e controllo delle linee di tiro per la galleria principale e le sezioni secondarie, le quali ancora una volta presentano tempi più limitati a causa del minore numero di fori.

Si precisa che v_c e t_c rappresentano rispettivamente la velocità di caricamento/ foro e il tempo di caricamento complessivo di tutti i fori della sezione.

Tabella 6.11 - Stima tempi di caricamento e controllo galleria principale

Caricamento e controllo linea galleria principale		
v_c	n°fori	t_c
foro/min	[-]	[h]
1.0	39	0.65

Tabella 6.12 - Stima tempi di caricamento e controllo sezioni secondarie

Caricamento e controllo linea sezioni secondarie		
v_c	n°fori	t_c
foro/min	[-]	[h]
1.0	22	0.40

La Tabella 6.13 e la Tabella 6.14 indicano le stime dei tempi di rimozione dell'abbattuto nelle casistiche descritte in precedenza, nei casi in cui il mezzo di sgombero si trovi all'inizio, al centro e alla fine dell'avanzamento del percorso di ogni settore, ad eccezione dei fornelli

Tabella 6.13 - Tempi di sgombero impiegando una sola macchina

T_{smarino} (1 BobCat)						
Punto di attacco	Galleria principale	Deposito esplosivi	Tunnel esplorativi	Deposito Attrezzature	Fornello 1	Fornello 2
[m]	[h]	[h]	[h]	[h]	[h]	[h]
inizio	1.00	0.90	1.00	0.90	3.80	6
intermedio	1.70	1.00	1.10	1.00		
finale	2.00	1.10	1.20	1.10		

Tabella 6.14 - Tempi di sgombero impiegando due macchine

T_{smarino} (2 BobCat)						
Punto di attacco	Galleria principale	Deposito esplosivi	Tunnel esplorativi	Deposito Attrezzature	Fornello 1	Fornello 2
[m]	[h]	[h]	[h]	[h]	[h]	[h]
inizio	0.10	0.30	0.50	0.40	2.40	3
intermedio	1.00	0.50	0.60	0.45		
finale	1.30	0.60	0.70	0.50		

La Tabella 6.15 stima i tempi necessari per le operazioni di sfumo, disaggio, posa dei sostegni e avanzamento dei servizi. Si evidenzia come questi tempi siano fortemente soggetti alla realtà effettiva che dopo ogni sfondo si può incontrare; pertanto essi devono essere considerati puramente indicativi e soggetti a forti variazioni.

Tabella 6.15 - Stima dei tempi di sfumo, disgaggio, posa fortificazioni e avanzamento servizi

Brillamento e sfumo	Disgaggio eventuale	Posa fortificazioni eventuali	Avanzamento servizi
[h]	[h]	[h]	[h]
0.50	0.25	0.25	0.25

Le tabelle Tabella 6.16, Tabella 6.17 riportano (per entrambe le casistiche) i tempi totali, considerando le operazioni di perforazione, caricamento e controllo della linea di tiro, brillamento e sfumo, disgaggio, tempi di smarino, posa di sostegni e avanzamento servizi, relativi ad un solo turno lavorativo, ipotizzando quest'ultimo di 8 ore.

Tabella 6.16 - Tempi totali relativi ad un turno nel caso di un solo BobCat

	T _{tot} Galleria principale	T _{tot} Deposito esplosivi	T _{tot} Tunnel esplorativi	T _{tot} Deposito Attrezzature	T _{tot} Fornelli
	[h]	[h]	[h]	[h]	[h]
inizio	5.87	5.77	5.87	5.77	14.17
intermedio	6.57	5.87	5.97	5.87	
finale	6.87	5.97	6.07	5.97	

Tabella 6.17 - Tempi totali relativi ad un turno nel caso di due BobCat

	T _{tot} Galleria principale	T _{tot} Deposito esplosivi	T _{tot} Tunnel esplorativi	T _{tot} Deposito Attrezzature	T _{tot} Fornelli
	[h]	[h]	[h]	[h]	[h]
inizio	4.97	5.17	5.37	5.27	9.87
intermedio	5.87	5.37	5.47	5.32	
finale	6.17	5.47	5.57	5.37	

Infine, la Tabella 6.18 e la Tabella 6.19 riportano le stime complessive della realizzazione completa (tutte le operazioni di scavo e avanzamento) della miniera, nel caso di impiego di un solo BobCat S450 e di due BobCat S450 rispettivamente.

Si fa notare che l'impiego di due macchine per lo sgombero comporta praticamente il dimezzamento dei tempi realizzativi della miniera, con conseguenti vantaggi in termini economici e di efficienza del sistema.

Tabella 6.18 - Stima dei tempi realizzativi totali settori miniera nel caso di impiego di un solo BobCat S450

t _{tot} Galleria principale	t _{tot} Deposito esplosivi	t _{tot} Tunnel esplorativi	T _{tot} Deposito Attrezzature	t _{tot} Fornelli
[h]	[h]	[h]	[h]	[h]
449.6	115.4	81.4	40.2	95.0
Ttot = 781.6 h				

Tabella 6.19 - Stima dei tempi realizzativi totali settori miniera nel caso di impiego di due BobCat S450

t_{tot} Galleria principale	t_{tot} Deposito esplosivi	t_{tot} Tunnel esplorativi	T_{tot} Deposito Attrezzature	t_{tot} Fornelli
[h]	[h]	[h]	[h]	[h]
382.0	101.8	72.0	28.5	90.7
Ttot = 675.1 h				

In conclusione, si può affermare che con l'utilizzo di una sola perforatrice e con le geometrie di scavo descritte, l'unico modo per incrementare l'efficienza del sistema è quello di impiegare due macchine per lo sgombero dell'abbattuto. Ulteriori soluzioni possono prevedere l'impiego di macchine con prestazioni più elevate, ma in questo caso sarebbe necessario modificare la geometria della sezione, ampliandola, in quanto l'attuale larghezza di 3 m non consente l'ingresso al sotterraneo di mezzi più pesanti.

7 CONCLUSIONI

Alla luce delle ricerche e analisi effettuate nei precedenti paragrafi, si può desumere che:

- Data la topografia della regione, la scelta migliore per la realizzazione della miniera sotterranea è in direzione Est, in quanto la pendenza costante della superficie topografica, pari circa $20^{\circ}\div 25^{\circ}$, permette di raggiungere prima possibile lo spessore tale per cui il tetto della galleria è stabile. Inoltre, essendo la superficie topografica convessa, l'allontanamento delle acque meteoriche risulta facilitato;
- Le informazioni sulla resistenza meccanica della roccia sono state ricavate con le procedure del *Point Load Test* [6], martello di Schmidt [8] e indagini geofisiche. Da tali prove è risultata una buona resistenza a compressione della roccia; tuttavia è bene procedere con sondaggi e prove a compressione uniassiale per la conferma dei dati;
- Il rilievo geo-strutturale ha evidenziato che la roccia è di buona qualità (sia secondo il *Rock Mass Rating* [9] che secondo il *Q-System* [10]) pertanto si ipotizza che la galleria sia in grado di autosostenersi; tuttavia è bene progettare opere di sostegno mirate, in grado di aumentare la stabilità dello scavo;
- Le analisi numeriche relative alla stabilità del pendio hanno evidenziato che la presenza della copertura vegetale è un fattore di instabilità (fattore di sicurezza inferiore all'unità). È pertanto necessario che essa venga rimossa, in modo da portare i fattori di sicurezza oltre il valore di 3;
- La simulazione numerica della galleria profonda (con metodo di calcolo deterministico e statistico) mette in risalto come l'ammasso roccioso risponda alla presenza dello scavo plasticizzandosi. Ciononostante, l'anello plastico risulta contenuto in dimensioni, e pertanto si può ipotizzare che un sistema di rinforzi costituito da calcestruzzo proiettato e maglia metallica sia sufficiente a garantire la stabilità del cavo;
- L'analisi CCM evidenzia come, nelle condizioni di scavo studiate, la GRC e la LDP, combinate alla SRC, non comportino abbassamenti eccessivi e l'interazione supporti-ammasso roccioso non comporti una crisi del sistema di rinforzo. Tale affermazione viene confermata dall'utilizzo del software RocSupport, il quale porta alle medesime conclusioni;
- La realizzazione di un deposito di esplosivi in sotterraneo (secondo la normativa vigente [23]) permette di immagazzinare in modo sicuro il materiale per lo scavo; in questo modo si evitano i costi e i rischi legati al trasporto degli esplosivi.
- La realizzazione del complesso sotterraneo con l'impiego di due BobCat è lenta a causa delle dimensioni contenute della sezione di scavo, della limitata capacità della benna e della notevole distanza della discarica. Questo costituisce un fattore di rallentamento dei lavori e criticità del sistema di smarino. Ciononostante, data la natura e le finalità del progetto EMP risulta accettabile, anche se migliorabile (tra le possibili soluzioni si annoverano: avvicinamento della discarica, sostituzione della benna del BobCat).

ALLEGATI

Allegato 1 - Dati tecnici stazione totale TheoDist FTD 05

DATI TECNICI

Telescopio

Immagine	Diritta
Apertura Obiettivo (EDM)	45 mm
Ingrandimenti	30x
Campo Visivo	1° 30'
Risoluzione	4"
Distanza Min di Fuoco	1,5 m

Misurazione Distanze

Laser classificazione	3A
Range di Misurazione	
Reflectorless	1 - 200 m
Reflective tape target RS	1 - 600 m
Prisma Singolo Standard 62 mm	1 - 600 m (Costante Prisma 0)
Precisione	3 mm + 2 ppm
Tempo di Misura (fine/rapid/tracking)	1,5 s / 0,9 s / 0,3 s
Risoluzione minima	1 mm
Distanza unità	ft / m

Misurazione Angoli

Risoluzione di lettura minima	1" / 5" / 10"
Precisione Angolare	5"
Angolo unità	100% / 360° / 400gon

Compensatore

Tipo	Liquido
Range	± 3°

Piombo Ottico Laser

Precisione	± 1 mm / 1,5 m
Laser classificazione	Class 2

Display

Display	LCD 4 lines, 24 caratteri, tastiera su ogni lato
---------	--

Alimentazione

Batterie tipo	7,2 V DC
Durata Batteria	5 h
Caricabatterie	100 V to 240 V

Sensibilità Livelle

Livella Torica	30" / 2 mm
Livella Sferica	8' / 2 mm

Programmi

Coordinate / Missing Line / REM / Resection / Off-set / Set Out - Picchettamento / Area

General specs

Memoria Interna	50.000 Punti
Peso:	6,0 kg
Temperatura di esercizio	-20°C to +50°C
IP-Class IPX4	IP-Class IPX4
I/O-Port RS-232	I/O-Port RS-232



Allegato 2 - Dati tecnici PRISMA LEICA GPH1

- Costante 0-34mm.
- Mira rimovibile in metallo gialla e nera.
- Supporto porta prisma in sintetico.
- Prisma Ø 62,5 mm,
- precisione $\pm 2''$.
- Attacco a baionetta tipo Leica/Wild.



Allegato 3 - Dati tecnici LS15 Digital Levels

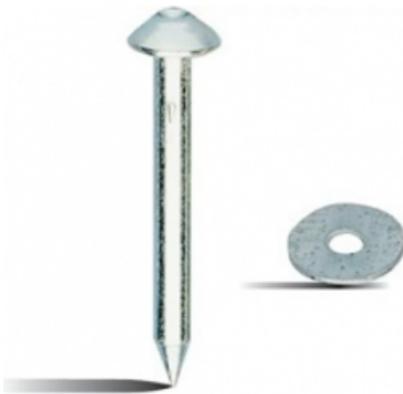
Leica LS15	
HEIGHT MEASUREMENT	
Accuracy ¹ using standard Invar staff	0.2 mm, 0.3 mm
Accuracy ² using standard staff	1.0 mm
DISTANCE MEASUREMENT	
Accuracy ³	15 mm at 30 m
MEASUREMENT RANGE	
Minimum range	1.8 m
Maximum range ⁴	110 m
Measurement time	Typically 2.5 sec
AUTOFOCUS	
Working range	1.8 m to infinity
Time to focus	Typically 4 sec
OVERVIEW CAMERA	
Field of view	6° x 4.8° (7.7° diagonal)
Frame rate	Up to 20 frames per second
Focus	3 m to infinity
DIGITAL COMPASS	
Accuracy ⁵	3 gon / 2.7°
COMPENSATOR	
Working range	$\pm 9'$
Accuracy ⁶	0.3''
Magnetic field sensitivity ⁵	$\leq 1''$
INTERFACES	
RS232 / USB	✓
Bluetooth ⁷	✓
Mini USB	✓
DATA STORAGE	
Internal memory	30,000 measurements
USB stick	✓
GENERAL	
Display	3.6' inches, QVGA, colour, touch
Telescope magnification	32 x
Minimum focusing distance	0.6 m
Electronic level bubble	Working range 0.07 gon / 0.063° Accuracy ⁶ 0.015 gon / 0.013°
Weight (including battery)	3.9 kg
Internal battery / operating time	Exchangeable Lithium-Ion / 10 - 12 h
External power	12.8 V DC (10.5-18 V)
ENVIRONMENTAL SPECIFICATIONS	
Working temperature range	-20 °C to +50 °C
Dust / Water (IEC 60529)	IP55
Humidity	95%, non-condensing

Allegato 4 - Dati tecnici GPS Garmin etrex 20x



Dimensioni	5,4 x 10,3 x 3,3 cm
Peso	141,7 g con batterie
Classificazione di impermeabilità	IPX7
Batteria	2 batterie AA (non incluse); NIMH o al litio consigliate
Tipo di schermo	TFT transflettivo a colori a 65K da 2,2"
Dimensioni schermo, LxA	2,2"
Risoluzione schermo, LxA	240 x 320 pixel
Durata della batteria	Fino a 25 ore
Memoria/cronologia	3,7 GB
Ricevitore GPS ad alta sensibilità	✓
Interfaccia	USB

Allegato 5 – Dati tecnici chiodo topografico



- Acciaio elettro zincato con testa bombata con punto di collimazione
- Lunghezza: 50 mm
- Diametro testa: 16 mm
- Diametro rondella: 30 mm

Allegato 6 - Dati tecnici Stadia GTL4C



- Numero 4 sezioni telescopiche ~~due~~ ^{due} face con codice a barre e scala millimetrica
- Lunghezza: 4 m
- Peso: 1.8kg
- Coefficiente di espansione: 24ppm/°C.

Allegato 7 - Tabella con dati estrapolati dal rilievo topografico

N^a	EST	NORD	QUOTA
[-]	[°]	[°]	[m]
0	322774.058	6228898.121	562.82
1	322791.348	6228905.202	568.566
2	322782.9755	6228869.872	566.411
3	322788.5751	6228874.367	568.404
4	322786.2416	6228876.034	567.219
5	322781.3824	6228875.556	565.19
6	322788.8455	6228859.38	568.967
7	322787.0424	6228862.609	568.154
8	322791.5418	6228855.727	569.882
9	322790.0298	6228857.417	569.398
10	322795.2871	6228864.576	572.161
11	322793.7688	6228866.877	571.885
12	322792.9238	6228870.367	571.847
13	322790.6277	6228872.291	569.545
14	322783.7446	6228879.657	565.83
15	322782.5916	6228880.16	565.03
16	322780.7135	6228879.117	564.505
17	322802.1314	6228863.222	575.917
18	322801.4888	6228864.634	575.828
19	322809.1316	6228863.198	578.323
20	322805.646	6228871.175	576.995
21	322804.6555	6228870.677	576.584
22	322803.8741	6228869.917	576.536
23	322802.3596	6228869.406	576.014
24	322800.5911	6228881.971	574.24
25	322798.5543	6228880.878	573.244
26	322798.242	6228879.17	572.933
27	322798.4949	6228876.078	573.262
28	322796.1181	6228878.902	571.73
29	322791.9623	6228881.358	569.277
30	322791.0394	6228878.73	569.063
31	322791.7104	6228886.791	568.831
32	322790.8564	6228884.306	568.551
33	322790.774	6228884.28	568.558
34	322786.4237	6228884.366	566.726
35	322787.3433	6228886.824	567.095
36	322781.9685	6228885.883	555.607
37	322781.4652	6228888.53	564.476
38	322782.5579	6228903.419	565.188
39	322783.0593	6228902.629	565.373
40	322782.1627	6228900.394	564.944
41	322783.2627	6228898.812	565.324
42	322779.7892	6228897.048	564.219
43	322778.0213	6228896.231	563.424

44	322777.389	6228895.909	563.43
45	322778.6931	6228893.984	563.563
46	322779.0816	6228886.932	563.519
47	322779.9027	6228883.159	563.919
48	322788.5365	6228894.392	567.91
49	322792.0273	6228894.139	569.312
50	322794.2403	6228892.415	570.338
51	322797.0573	6228890.659	571.961
52	322799.523	6228890.721	573.254
53	322801.3745	6228890.996	574.136
54	322803.0062	6228890.479	574.846
55	322803.8195	6228893.373	575.049
56	322805.7944	6228894.734	575.852
57	322809.4977	6228893.413	577.708
58	322811.7542	6228891.911	578.997
59	322817.9156	6228887.415	582.443
60	322821.665	6228893.428	584.894
61	322819.9188	6228893.766	583.826
62	322818.2453	6228894.211	582.855
63	322816.2359	6228894.808	581.627
64	322813.1076	6228895.588	579.607
65	322808.5483	6228897.564	577.246
66	322805.2382	6228897.99	575.452
67	322802.56	6228898.892	573.654
68	322800.0392	6228897.903	572.733
69	322796.2283	6228898.80	571.002
70	322793.2295	6228899.104	569.965
71	322791.2168	6228899.635	568.969
72	322789.4594	6228900.116	566.629
73	322786.2669	6228900.218	566.531
74	322824.6797	6228901.522	586.195
75	322821.2337	6228901.912	584.498
76	322817.8353	6228902.311	582.673
77	322814.3359	6228902.866	580.709
78	322811.0355	6228903.202	578.373
79	322807.5542	6228903.604	575.998
80	322803.426	6228903.956	574.029
81	322800.1009	6228904.205	572.225
82	322797.3795	6228904.517	571.153
83	322794.4026	6228905.055	569.908
84	322786.0845	6228903.569	566.445
85	322785.2851	6228903.921	566.161
86	322787.8042	6228904.377	567.165
87	322788.3641	6228904.276	567.383
88	322783.8844	6228906.956	565.581
89	322781.1038	6228905.652	564.517
90	322778.2123	6228903.976	563.548

91	322775.4152	6228903.106	562.807
92	322773.9478	6228900.417	562.97
93	322776.4509	6228900.403	563.658
94	322778.8187	6228901.782	563.736
95	322795.0094	6228911.016	569.759
96	322796.5595	6228909.444	570.784
97	322798.0951	6228910.355	571.587
98	322801.0564	6228915.878	572.721
99	322804.5621	6228914.474	574.519
100	322806.9211	6228915.17	575.398
101	322810.3082	6228916.431	576.683
102	322806.9211	6228918.505	574.875
103	322812.1979	6228917.198	577.292
104	322809.6609	6228920.664	575.945
105	322814.1324	6228918.214	577.825
106	322813.4171	6228925.512	576.361
107	322760.654	6228876.465	558.067
108	322774.058	6228898.121	562.85
109	322773.0506	6228895.315	561.83
110	322771.7374	6228896.658	564.047
111	322770.313	6228897.165	561.276
112	322769.5851	6228894.69	560.084
113	322771.1457	6228894.192	560.274
114	322772.9679	6228893.427	560.166
115	322773.8822	6228890.752	558.624
116	322775.5189	6228890.907	562.525
117	322775.5429	6228889.255	562.483
118	322771.551	6228886.896	558.601
119	322770.2979	6228888.533	556.553
120	322768.7063	6228890.122	557.390
121	322768.1005	6228890.819	558.737
122	322768.4485	6228892.566	558.633
123	322768.1907	6228892.583	558.753
124	322765.8157	6228890.527	561.342
125	322766.6605	6228893.31	557.915
126	322770.6657	6228893.402	558.448
127	322770.8217	6228893.179	558.857
128	322771.3438	6228892.709	558.857
129	322771.5244	6228892.872	557.795
130	322772.3997	6228892.456	557.531
131	322774.0435	6228893.844	562.036
132	322771.4458	6228894.124	557.371
133	322768.9796	6228894.667	558.322
134	322765.3468	6228886.413	558.234
135	322766.3698	6228884.839	557.488
136	322767.5758	6228884.288	557.524
137	322769.7809	6228883.441	559.227

138	322764.5152	6228881.808	557.342
139	322763.4693	6228883.189	557.288
140	322762.9826	6228884.015	557.716
141	322764.515	6228880.046	558.745
142	322758.9111	6228881.366	557.174
143	322759.6195	6228880.593	556.908
144	322760.6288	6228878.682	557.128
145	322757.6686	6228877.069	556.789
146	322756.5972	6228879.487	556.799
147	322755.7102	6228880.482	557.476
148	322757.5932	6228875.517	557.199
149	322756.833	6228874.349	557.104
150	322755.1733	6228874.282	557.031
151	322753.8551	6228875.426	556.441
152	322753.0534	6228877.593	556.394
153	322759.566	6228912.594	560.932
154	322774.058	6228898.12	562.850
155	322770.971	6228896.411	561.810
156	322766.7555	6228897.849	563.196
157	322766.6393	6228895.956	562.968
158	322763.6923	6228891.344	562.208
159	322762.7771	6228896.092	562.356
160	322755.357	6228897.013	556.652
161	322750.0609	6228891.116	557.415
162	322748.9421	6228897.781	556.935
163	322747.5167	6228904.352	559.242
164	322745.2403	6228908.6	559.770
165	322750.5774	6228912.005	560.154
166	322752.5807	6228913.901	560.826
167	322764.8414	6228911.366	560.984
168	322765.3154	6228908.877	560.325
169	322766.325	6228905.862	559.313
170	322767.347	6228905.697	558.913
171	322771.6879	6228910.008	560.113
172	322776.4446	6228909.030	561.998
173	322778.2483	6228913.389	560.459
174	322775.0788	6228913.287	560.556
175	322769.0762	6228912.546	559.654
176	322781.5885	6228918.896	561.871
177	322777.1591	6228920.002	561.479
178	322772.217	6228917.746	560.568
179	322768.0211	6228919.352	562.242
180	322762.1077	6228916.671	561.511
181	322783.2615	6228925.659	564.284
182	322779.2556	6228923.911	563.164
183	322776.7147	6228922.636	561.903
184	322774.2384	6228922.523	562.597

185	322778.0627	6228927.487	562.641
186	322769.934	6228924.914	562.918
187	322770.7858	6228929.458	563.565
188	322776.8582	6228931.489	563.377
189	322777.4627	6228930.520	562.848
190	322765.7582	6228932.488	563.819
191	322760.1673	6228932.352	563.273
192	322775.8417	6228934.405	564.174
193	322764.0097	6228927.122	563.148
194	322757.6293	6228924.408	562.366
195	322757.9493	6228921.81	562.065
196	322762.1768	6228922.286	560.921
197	322762.6812	6228944.147	564.289
198	322768.286	6228939.427	564.356
199	322759.5943	6228937.357	563.244
200	322756.6124	6228941.498	563.622
201	322756.2195	6228936.702	563.051
202	322749.6792	6228930.324	561.796
203	322750.2709	6228929.704	561.614
204	322753.2893	6228927.413	561.889
205	322753.3171	6228926.200	561.965
206	322748.9054	6228918.867	561.172
207	322743.919	6228922.217	560.591
208	322738.6134	6228925.237	560.145
209	322738.7693	6228919.649	560.369
210	322726.1997	6228906.851	559.434
211	322809.3439	6228989.176	560.114
212	322812.9394	6228984.307	558.851
213	322762.4912	6228826.301	561.982

Allegato 8 - Confronto con altri autori Viña

		Viña																				
	D'Andrea	Deere and Miller	Bloch and Franklin	Benavsky	Hasani	Reed	Singh	Forster	Gundalius and Kulhaw	Valejo	Cajili and Shakoor	Tadri	Goh and Srivastava	Grasso	Ulasy	Chau and Wong	Smith	Karmani	Quare and usuel	Tsamboas and abastakis	Palkhi and hator	Fener
	Doc (Mpa)	Doc (Mpa)	Doc (Mpa)	Doc (Mpa)	Doc (Mpa)	Doc (Mpa)	Doc (Mpa)	Doc (Mpa)	Doc (Mpa)	Doc (Mpa)	Doc (Mpa)	Doc (Mpa)	Doc (Mpa)	Doc (Mpa)	Doc (Mpa)	Doc (Mpa)	Doc (Mpa)	Doc (Mpa)	Doc (Mpa)	Doc (Mpa)	Doc (Mpa)	Doc (Mpa)
	26.40	43.26	15.94	15.18	19.14	13.20	-2.89	9.57	61.89	7.92	28.18	13.20	10.56	20.26	25.24	8.25	9.44	15.06	5.41	3.59	8.58	45.31
	30.12	48.30	21.68	20.78	26.20	18.07	1.11	13.10	65.91	10.84	33.78	18.07	14.45	24.23	29.86	11.29	12.92	17.11	8.25	6.14	11.74	47.52
	30.93	49.39	22.94	21.99	27.72	19.12	2.59	13.86	66.77	11.47	34.99	19.12	15.29	25.02	30.86	11.95	13.67	17.55	8.93	6.76	12.43	48.00
	31.86	50.65	24.40	23.38	29.48	20.33	4.70	14.74	67.78	12.20	36.38	20.33	16.27	25.91	32.02	12.71	14.54	18.06	9.73	7.51	13.22	48.55
	32.09	50.96	24.77	23.74	29.93	20.64	2.82	14.96	68.03	12.38	36.74	20.64	16.51	26.14	32.31	12.90	14.76	18.19	9.94	7.70	13.42	48.69
	32.98	52.16	26.16	25.07	31.61	21.80	1.74	15.80	68.98	13.08	38.07	21.80	17.44	26.96	33.41	13.62	15.59	18.68	10.74	8.46	14.17	49.22
	33.50	52.87	26.98	25.86	32.61	22.49	3.13	16.30	69.55	13.49	38.86	22.49	17.99	27.44	34.06	14.05	16.08	18.97	11.23	8.92	14.62	49.53
	36.18	56.50	31.19	29.89	37.69	25.99	5.73	18.84	72.44	15.60	42.89	25.99	20.79	29.81	37.39	16.24	18.58	20.44	13.86	11.43	16.89	51.12
	38.38	59.47	34.64	33.19	41.85	28.86	10.89	20.93	74.81	17.32	46.19	28.86	23.09	31.64	40.12	18.04	20.64	21.65	16.19	13.67	18.76	52.42
	38.87	60.14	35.41	33.93	42.79	29.51	6.94	21.39	75.34	17.70	46.93	29.51	23.61	32.04	40.73	18.44	21.10	21.92	16.74	14.20	19.18	52.72
	45.26	68.78	45.43	43.53	54.89	37.86	13.66	27.45	82.23	22.71	56.53	37.86	30.29	36.93	48.66	23.66	27.07	25.43	24.52	21.74	24.61	56.51
	47.26	71.49	48.56	46.54	58.68	40.47	13.48	29.34	84.39	24.28	59.54	40.47	32.38	38.36	51.15	25.29	28.94	26.53	27.24	24.56	26.30	57.69
	49.39	74.37	51.91	49.74	62.72	43.26	15.39	31.36	86.69	25.95	62.74	43.26	34.60	39.85	53.79	27.03	30.93	27.70	30.27	27.30	28.12	58.96
	53.43	79.83	58.24	55.81	70.37	48.53	24.15	35.19	91.04	29.12	68.81	48.53	38.83	42.55	58.81	30.33	34.70	29.92	36.44	33.24	31.55	61.35
	53.69	80.19	58.66	56.21	70.88	48.88	20.89	35.44	91.33	29.33	69.21	48.88	39.10	42.72	59.14	30.55	34.95	30.06	36.87	33.65	31.77	61.51
	55.88	83.15	62.09	59.50	75.02	51.74	27.83	37.51	93.69	31.04	72.50	51.74	41.39	44.13	61.85	32.34	36.99	31.27	40.45	37.09	33.63	62.81
	58.99	87.36	66.97	64.18	80.92	55.81	30.16	40.46	97.04	33.49	77.18	55.81	44.65	46.07	65.72	34.88	39.90	32.98	45.82	42.21	36.28	64.66
	63.59	93.58	74.17	71.08	89.63	61.81	29.83	44.81	102.00	37.09	84.08	61.81	49.45	48.84	71.42	38.63	44.20	35.50	54.33	50.27	40.18	67.38
	78.09	113.20	96.93	92.89	117.12	80.78	47.06	58.56	117.64	48.47	106.89	80.78	64.62	56.88	89.44	50.48	57.75	43.48	85.78	79.44	52.50	75.99
	86.88	125.09	110.72	106.10	133.78	92.26	55.37	66.89	127.12	55.36	119.10	92.26	73.81	61.36	100.35	57.67	65.97	48.31	108.21	99.72	59.97	81.21
m ómicron	43.89	66.93	43.28	41.48	52.30	36.07	13.37	26.15	80.76	21.64	54.49	36.07	28.86	35.28	46.97	22.54	25.79	24.68	24.58	21.78	23.44	55.70

Allegato 9 - Confronto con altri autori Trinchera

		Trinchera																				
	D'Andrea	Deere and Miller	Broch and Franklin	Behavinsky	Hassani	Reed	Singh	Forster	Gundellus and Kulhawy	Vallejo	Capill and Shakoor	Tadri	Gott and Srivastava	Grasso	Ulasy	Chau and Wong	Smith	Kahraman	Quane and Russell	Trembore and Stelatis	Pachik and Nazor	Teer
	duc [Mpa]	duc [Mpa]	duc [Mpa]	duc [Mpa]	duc [Mpa]	duc [Mpa]	duc [Mpa]	duc [Mpa]	duc [Mpa]	duc [Mpa]	duc [Mpa]	duc [Mpa]	duc [Mpa]	duc [Mpa]	duc [Mpa]	duc [Mpa]	duc [Mpa]	duc [Mpa]	duc [Mpa]	duc [Mpa]	duc [Mpa]	duc [Mpa]
	24.72	40.99	13.21	12.66	15.96	11.01	-5.43	7.98	60.08	6.60	25.66	11.01	8.81	18.26	23.16	6.88	7.87	14.14	4.28	2.63	7.15	44.32
	25.91	42.60	15.08	14.45	18.22	12.56	-1.99	9.11	61.36	7.54	27.45	12.56	10.05	19.69	24.63	7.85	8.98	14.79	5.07	3.30	8.17	45.02
	36.78	57.30	32.12	30.78	38.81	26.76	10.25	19.40	73.08	16.06	43.78	26.76	21.41	30.31	38.13	16.73	19.14	20.76	14.47	12.01	17.40	51.47
	37.09	57.73	32.62	31.26	39.42	27.18	8.88	19.71	73.43	16.31	44.26	27.18	21.75	30.58	38.52	16.99	19.44	20.94	14.81	12.34	17.67	51.66
	37.94	58.88	33.95	32.54	41.02	28.29	8.01	20.51	74.34	16.97	45.54	28.29	22.63	31.28	39.58	17.68	20.23	21.41	15.72	13.21	18.39	52.16
	40.40	62.21	37.81	36.23	45.88	31.50	11.52	22.84	76.99	18.90	49.23	31.50	25.20	33.26	42.63	19.69	22.53	22.76	18.48	15.88	20.48	53.62
	43.63	66.58	42.88	41.09	51.81	35.73	17.46	25.91	80.48	21.44	54.09	35.73	28.59	35.73	46.65	22.33	25.55	24.54	22.41	19.69	23.23	55.54
	45.31	68.84	45.50	43.60	54.98	37.92	19.59	27.49	82.28	22.75	56.60	37.92	30.33	36.96	48.72	23.70	27.11	25.45	24.58	21.79	24.65	56.53
	45.54	69.16	45.87	43.96	55.42	38.22	18.06	27.71	82.53	22.93	56.96	38.22	30.58	37.13	49.01	23.89	27.33	25.58	24.90	22.10	24.85	56.67
	51.64	77.41	55.44	53.13	66.99	46.20	23.78	33.49	89.11	27.72	66.13	46.20	36.96	41.37	56.59	28.87	33.03	28.94	33.65	30.55	30.03	60.29
	57.21	84.95	64.18	61.50	77.55	53.48	32.51	38.77	95.12	32.09	74.50	53.48	42.79	44.97	63.51	33.43	38.24	32.00	42.71	39.25	34.76	63.60
	60.84	102.04	83.99	80.49	101.49	69.99	43.19	50.74	108.74	41.99	91.49	69.99	55.99	52.42	79.19	43.74	50.04	38.94	67.04	62.27	45.49	71.10
	98.58	140.93	129.07	123.69	155.96	107.56	85.65	77.98	139.74	64.54	138.69	107.56	86.05	66.97	114.88	67.23	76.91	54.74	142.03	129.62	69.91	88.15
m duc [50]	43.95	67.01	43.37	41.57	52.41	36.14	16.67	26.20	80.82	21.69	54.57	36.14	28.91	35.73	47.04	22.59	25.84	24.71	23.53	20.76	23.49	55.73

Allegato 10 - Confronto con altri autori Punto di estrazione

Punto de extraction																					
D'Andrea	Deere and Miller	Boch and Franklin	Beninsky	Hasani	Reed	Singh	Forster	Gundluis and Kulhaw	Valerio	Capili and Shakoor	Tschi	Goh and Srivastava	Grasso	Ulasy	Chau and Wong	Smith	Karmani	Quere and ussel	Tamboos and shabatus	Palkhi and hector	Fener
duc [Mpa]	duc [Mpa]	duc [Mpa]	duc [Mpa]	duc [Mpa]	duc [Mpa]	duc [Mpa]	duc [Mpa]	duc [Mpa]	duc [Mpa]	duc [Mpa]	duc [Mpa]	duc [Mpa]	duc [Mpa]	duc [Mpa]	duc [Mpa]	duc [Mpa]	duc [Mpa]	duc [Mpa]	duc [Mpa]	duc [Mpa]	duc [Mpa]
19,25	33,59	4,62	4,43	5,58	3,85	-10,04	2,79	54,18	2,31	17,43	3,85	3,08	10,04	16,36	2,41	2,75	11,13	1,23	0,44	2,50	41,07
22,99	38,65	10,49	10,06	12,88	8,75	-5,91	6,34	58,21	5,25	23,06	8,75	7,00	16,02	21,01	5,47	6,25	13,19	3,21	1,77	5,88	43,29
23,53	39,38	11,34	10,87	13,70	9,45	-6,29	6,85	58,80	5,67	23,87	9,45	7,56	16,74	21,68	5,91	6,76	13,48	3,53	2,03	6,14	43,61
24,13	40,19	12,28	11,77	14,84	10,24	-5,59	7,42	59,44	6,14	24,77	10,24	8,19	17,52	22,42	6,40	7,32	13,81	3,90	2,32	6,65	43,97
24,45	40,62	12,78	12,25	15,45	10,65	-4,05	7,72	59,79	6,39	25,25	10,65	8,52	17,93	22,82	6,66	7,62	13,99	4,10	2,49	6,92	44,16
36,10	56,39	31,06	29,77	37,53	25,88	6,47	18,77	77,35	15,53	42,77	25,88	20,71	29,73	37,29	16,18	18,51	20,39	13,78	11,35	16,82	51,07
37,94	58,87	33,94	32,52	41,01	28,28	7,82	20,50	74,33	16,97	45,52	28,28	22,63	31,28	39,57	17,68	20,22	21,40	15,71	13,20	18,38	52,16
38,59	59,76	34,97	33,51	42,26	29,14	8,00	21,13	75,04	17,48	46,51	29,14	23,31	31,81	40,38	18,21	20,84	21,76	16,43	13,90	18,94	52,55
44,95	68,36	44,94	43,07	54,30	37,45	15,82	27,15	81,89	22,47	56,07	37,45	29,96	36,70	48,28	23,41	26,78	25,26	24,11	21,34	24,34	56,32
52,12	78,06	56,19	53,85	67,89	46,82	21,45	33,95	89,63	28,09	66,85	46,82	37,46	41,69	57,18	29,26	33,48	29,20	34,38	31,26	30,44	60,58
68,06	99,63	81,20	77,81	98,11	67,66	42,78	49,06	106,82	40,60	90,81	67,66	54,13	51,42	76,98	42,29	48,38	37,96	63,30	58,68	43,98	70,04
71,06	103,69	85,90	82,32	103,80	71,58	39,99	51,90	110,06	42,95	95,32	71,58	57,27	53,10	80,70	44,74	51,18	39,61	69,67	64,61	46,53	71,82
78,73	114,07	97,94	93,86	118,34	81,61	48,53	59,17	118,33	48,97	106,86	81,61	65,29	57,22	90,23	51,01	58,35	43,83	87,33	80,85	53,05	76,37
114,28	162,17	153,70	147,30	185,72	128,08	78,03	92,86	156,67	76,85	160,30	128,08	102,47	73,96	134,38	80,05	91,58	63,37	194,50	174,73	83,25	97,47
mduc(50)	64,50	40,46	38,77	48,89	33,72	12,64	24,44	78,82	20,23	51,77	33,72	26,97	32,78	44,73	21,07	24,11	23,89	24,89	22,12	21,92	54,63



SPECIFICHE TECNICHE

PRESTAZIONI

RANGE DI MISURA	10-200 N/mm ²
ENERGIA IMPATTO	0,735 Nm
LIMITE UTILIZZO	Spessore > 60mm

FISICHE

DIMENSIONI	(A)300 x (B)70 x (C)70 mm
PESO	1,3 Kg

MECCANICHE

CORPO ESTERNO	Alluminio lega 6060 - 11S
ORGANI INTERNI D'IMPATTO	Acciaio al carbonio
TRATTAMENTO TERMICO	Carbo nitrurazione chimica NIT-OX
ORGANI DI SCORRIMENTO	Acciaio INOX 303
IMPUGNATURA	Nylon caricato vetro

ES-3000 Solution Seismograph

Specifications:

Configurations: 8 or 12 channels in weatherproof field-deployable seismodule. ES-3000 is operated from Windows™ 98/NT4/ME/2000/XP based laptop¹. System includes ES-3000 Operating Software (ESOS) with optional software for blast or vibration measurements and earthquake monitoring.

A/D Conversion: 24-bit result using Crystal Semiconductor sigma-delta converters and Geometrics proprietary over-sampling.

Dynamic Range: 144 dB (system); 110 dB (instantaneous, measured) at 2 ms, 24 dB.

Distortion: 0.005% @ 2 ms, 1.75 to 208 Hz.

Bandwidth: 1.75 Hz to 8 kHz.

Common Mode Rejection: >100dB at ≤ 100 Hz, 36 dB.

Crosstalk: -125 dB at 23.5 Hz, 24 dB, 2 ms.

Noise Floor: 0.20 uV, RFI at 2 ms, 36 dB, 1.75 to 208 Hz.

Stacking Trigger Accuracy: 1/32 of selected sample interval.

Maximum Input Signal: 177 mV P-P, 24 dB.

Input Impedance: 20 kOhm, 0.02 uF.

Preamplifier Gains: 24 or 36 dB, software-selectable.

Anti-alias Filters: down 3 dB at 83% of Nyquist frequency; down 90 dB or more ≥ Nyquist frequency.

Acquisition and Display (Butterworth) Filters:

Low Cut: OUT, 10, 15, 25, 35, 50, 70, 100, 140, 200, 280, 400 Hz, 24 or 48 dB/octave.

Notch: OUT, 50, 60, 150, 180 Hz, with the 50 dB rejection bandwidth 2% of center frequency.

High Cut: OUT, 32, 64, 125, 250, 500, 1000 Hz, 24 or 48 dB/octave.

Display filter values are user-selectable with 24 or 48 dB/octave slopes.

Sample Interval: 0.0625, 0.125, 0.25, 0.5, 1.0, 2.0 ms.

Record Length: 4,096 samples.

Pre-trigger Data: Up to full record length.

Trigger Delay: 0 to 9,999 ms in 1 sample interval steps.

Data Transmission: Uses Ethernet data transmission standard over CAT5 copper wire.

Auxiliary Channels: All channels may be programmed as either AUX or DATA.

Line Testing: Real-time noise monitor displays current output from geophones.

Data Format: SEG-2 standard.

System Software: Basic operating software (ESOS) includes full complement of acquisition, filtering, display, and storage features. Other options available for blast and vibration measurements and earthquake monitoring.

Bundled Applications Software:

- SIPQC refraction analysis software (delay time method) from Rimrock Geophysics
- SeisImager/2D Lite refraction modeling and analysis software (time-term least squares, delay time, and tomographic inversion methods) from OYO.

SIPQC and SeisImager/2D Lite are configured for in-field analysis and require connection to ES-3000 seismodule, and a mouse for SeisImager/2D Lite, to operate. Standalone versions available; please contact the factory with your requirements.

Data Storage: Stores data in SEG-2 format on laptop PC media.

Plotters: Drives Windows™-compatible printers.

Triggering: Positive, negative, or contact closure, software adjustable threshold.

Power: Requires 12V external battery.

Environmental: -30 to 70 degrees C. Waterproof and submersible.

Physical: 10" x 12" x 7" high (25.4 cm x 30.5 cm x 17.75 cm high). Weighs 8 lb (3.6 kg). Single waterproof Bendix 61-pin connector for geophone input.

Operating System: Windows™ 98/NT4/ME/2000/XP.

1- Most laptop PCs are NOT field devices. They are easily damaged by harsh treatment or exposure to extreme environments and have a short battery life. Consider a ruggedized laptop PC designed for outdoor use for surveys where reliability is important. Please contact the factory with your requirements.

-IES3000v1.doc 032003

Allegato 13 - Parametri di calcolo per il Q-System (continua)

DESCRIPTION	VALUE	NOTES
1. ROCK QUALITY DESIGNATION	<i>RQD</i>	
A. Very poor	0 - 25	1. Where <i>RQD</i> is reported or measured as ≤ 10 (including 0), a nominal value of 10 is used to evaluate <i>Q</i> .
B. Poor	25 - 50	
C. Fair	50 - 75	
D. Good	75 - 90	2. <i>RQD</i> intervals of 5, i.e. 100, 95, 90 etc. are sufficiently accurate.
E. Excellent	90 - 100	
2. JOINT SET NUMBER	J_n	
A. Massive, no or few joints	0.5 - 1.0	
B. One joint set	2	
C. One joint set plus random	3	
D. Two joint sets	4	
E. Two joint sets plus random	6	
F. Three joint sets	9	1. For intersections use $(3.0 \times J_n)$
G. Three joint sets plus random	12	
H. Four or more joint sets, random, heavily jointed, 'sugar cube', etc.	15	2. For portals use $(2.0 \times J_n)$
J. Crushed rock, earthlike	20	
3. JOINT ROUGHNESS NUMBER	J_r	
a. Rock wall contact		
b. Rock wall contact before 10 cm shear		
A. Discontinuous joints	4	
B. Rough and Irregular, undulating	3	
C. Smooth undulating	2	
D. Slickensided undulating	1.5	1. Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 3 m.
E. Rough or Irregular, planar	1.5	
F. Smooth, planar	1.0	
G. Slickensided, planar	0.5	2. $J_r = 0.5$ can be used for planar, slickensided joints having lineations, provided that the lineations are oriented for minimum strength.
c. No rock wall contact when sheared		
H. Zones containing clay minerals thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)	
J. Sandy, gravelly or crushed zone thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)	
4. JOINT ALTERATION NUMBER	J_a	ϕ_r degrees (approx.)
a. Rock wall contact		
A. Tightly healed, hard, non-softening, impermeable filling	0.75	1. Values of ϕ_r , the residual friction angle, are intended as an approximate guide to the mineralogical properties of the alteration products, if present.
B. Unaltered joint walls, surface staining only	1.0	25 - 35
C. Slightly altered joint walls, non-softening mineral coatings, sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc.	2.0	25 - 30
D. Silty-, or sandy-clay coatings, small clay-fraction (non-softening)	3.0	20 - 25
E. Softening or low-friction clay mineral coatings, i.e. kaolinite, mica. Also chlorite, talc, gypsum and graphite etc., and small quantities of swelling clays. (Discontinuous coatings, 1 - 2 mm or less)	4.0	8 - 16

Allegato 14 - Parametri di calcolo per il Q-System (continua)

DESCRIPTION	VALUE	NOTES
4. JOINT ALTERATION NUMBER	J_a	ϕ r degrees (approx.)
b. Rock wall contact before 10 cm shear		
F. Sandy particles, clay-free, disintegrating rock etc.	4.0	25 - 30
G. Strongly over-consolidated, non-softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	6.0	16 - 24
H. Medium or low over-consolidation, softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	8.0	12 - 16
J. Swelling clay fillings, i.e. montmorillonite, (continuous < 5 mm thick). Values of J_a depend on percent of swelling clay-size particles, and access to water.	8.0 - 12.0	6 - 12
c. No rock wall contact when sheared		
K. Zones or bands of disintegrated or crushed rock and clay (see G, H and J for clay conditions)	6.0	
L. Zones or bands of silty- or sandy-clay, small clay fraction, non-softening	8.0	6 - 24
M. Thick continuous zones or bands of clay	8.0 - 12.0	
N. Thick continuous zones or bands of clay	6.0 - 24.0	
P. & R. (see G,H and J for clay conditions)	10.0 - 13.0	
	6.0 - 24.0	
5. JOINT WATER REDUCTION	J_w	approx. water pressure (kgf/cm ²)
A. Dry excavation or minor inflow i.e. < 5 l/m locally	1.0	< 1.0
B. Medium inflow or pressure, occasional outwash of joint fillings	0.66	1.0 - 2.5
C. Large inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints	0.5	2.5 - 10.0
D. Large inflow or high pressure	0.33	2.5 - 10.0
E. Exceptionally high inflow or pressure at blasting, decaying with time	0.2 - 0.1	> 10
F. Exceptionally high inflow or pressure	0.1 - 0.05	> 10
		1. Factors C to F are crude estimates; Increase J_w if drainage installed.
		2. Special problems caused by ice formation are not considered.
6. STRESS REDUCTION FACTOR		SRF
a. Weakness zones intersecting excavation, which may cause loosening of rock mass when tunnel is excavated		
A. Multiple occurrences of weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock, very loose surrounding rock (any depth)	10.0	1. Reduce these values of SRF by 25 - 50% but only if the relevant shear zones influence do not intersect the excavation
B. Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (excavation depth < 50 m)	5.0	
C. Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (excavation depth > 50 m)	2.5	
D. Multiple shear zones in competent rock (clay free), loose surrounding rock (any depth)	7.5	
E. Single shear zone in competent rock (clay free). (depth of excavation < 50 m)	5.0	
F. Single shear zone in competent rock (clay free). (depth of excavation > 50 m)	2.5	
G. Loose open joints, heavily jointed or 'sugar cube'. (any depth)	5.0	

DESCRIPTION	VALUE		NOTES
S. STRESS REDUCTION FACTOR			SRF
b. Competent rock, rock stress problems			
	σ_c/σ_1	$\alpha_1\sigma_1$	2. For strongly anisotropic virgin stress field
H. Low stress, near surface	> 200	> 13	(if measured): when $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reduce σ_c
J. Medium stress	200 - 10	13 - 0.66	to $0.8\sigma_c$ and α_1 to $0.8\alpha_1$. When $\sigma_1/\sigma_3 > 10$,
K. High stress, very tight structure (usually favourable to stability, may be unfavourable to wall stability)	10 - 5	0.66 - 0.33	reduce σ_c and α_1 to $0.6\sigma_c$ and $0.6\alpha_1$, where σ_c = unconfined compressive strength, and α_1 = tensile strength (point load) and σ_1 and σ_3 are the major and minor principal stresses.
L. Mild rockburst (massive rock)	5 - 2.5	0.33 - 0.16	5 - 10
M. Heavy rockburst (massive rock)	< 2.5	< 0.16	10 - 20
c. Squeezing rock, plastic flow of incompetent rock under influence of high rock pressure			
N. Mild squeezing rock pressure			5 - 10
O. Heavy squeezing rock pressure			10 - 20
d. Swelling rock, chemical swelling activity depending on presence of water			
P. Mild swelling rock pressure			5 - 10
R. Heavy swelling rock pressure			10 - 15
ADDITIONAL NOTES ON THE USE OF THESE TABLES			
When making estimates of the rock mass Quality (Q), the following guidelines should be followed in addition to the notes listed in the tables:			
1. When borehole core is unavailable, RQD can be estimated from the number of joints per unit volume, in which the number of joints per metre for each joint set are added. A simple relationship can be used to convert this number to RQD for the case of clay free rock masses: $RQD = 115 - 3.3 J_v$ (approx.), where J_v = total number of joints per m^3 ($0 < RQD < 100$ for $35 > J_v > 4.5$).			
2. The parameter J_n representing the number of joint sets will often be affected by foliation, schistosity, slaty cleavage or bedding etc. If strongly developed, these parallel 'joints' should obviously be counted as a complete joint set. However, if there are few 'joints' visible, or if only occasional breaks in the core are due to these features, then it will be more appropriate to count them as 'random' joints when evaluating J_n .			
3. The parameters J_r and J_a (representing shear strength) should be relevant to the weakest significant joint set or clay filled discontinuity in the given zone. However, if the joint set or discontinuity with the minimum value of J_r/J_a is favourably oriented for stability, then a second, less favourably oriented joint set or discontinuity may sometimes be more significant, and its higher value of J_r/J_a should be used when evaluating Q. The value of J_r/J_a should in fact relate to the surface most likely to allow failure to initiate.			
4. When a rock mass contains clay, the factor SRF appropriate to loosening loads should be evaluated. In such cases the strength of the intact rock is of little interest. However, when jointing is minimal and clay is completely absent, the strength of the intact rock may become the weakest link, and the stability will then depend on the ratio rock-stress/rock-strength. A strongly anisotropic stress field is unfavourable for stability and is roughly accounted for as in note 2 in the table for stress reduction factor evaluation.			
5. The compressive and tensile strengths (σ_c and σ_t) of the intact rock should be evaluated in the saturated condition if this is appropriate to the present and future in situ conditions. A very conservative estimate of the strength should be made for those rocks that deteriorate when exposed to moist or saturated conditions.			

Allegato 16 - Parametro per il calcolo del Rock Mass Rating

A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS									
Parameter			Range of values						
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	>10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range - uniaxial compressive test is preferred		
		Uniaxial comp. strength	>250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	< 1 MPa
		Rating	15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core Quality RQD		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%		
	Rating		20	17	13	8	3		
3	Spacing of discontinuities		> 2 m	0.6 - 2 . m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
	Rating		20	15	10	8	5		
4	Condition of discontinuities (See E)		Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered walls	Slitkenned surfaces or Gouge < 5 mm thick or Separation 1-5 mm Continuous	Soft gouge > 5 mm thick or Separation > 5 mm Continuous		
	Rating		30	25	20	10	0		
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel length (l/m)	None	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
		(Joint water press)/ (Major principal σ)	0	< 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
		General conditions	Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing		
	Rating		15	10	7	4	0		
B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS (See F)									
Strike and dip orientations		Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very Unfavourable			
Ratings	Tunnels & mines	0	-2	-5	-10	-12			
	Foundations	0	-2	-7	-15	-25			
	Slopes	0	-5	-25	-50				
C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS									
Rating	100 ← 81	80 ← 61	60 ← 41	40 ← 21	< 21				
Class number	I	II	III	IV	V				
Description	Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock				
D. MEANING OF ROCK CLASSES									
Class number	I	II	III	IV	V				
Average stand-up time	20 yrs for 15 m span	1 year for 10 m span	1 week for 5 m span	10 hrs for 2.5 m span	30 min for 1 m span				
Cohesion of rock mass (kPa)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100				
Friction angle of rock mass (deg)	> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15				
E. GUIDELINES FOR CLASSIFICATION OF DISCONTINUITY conditions									
Discontinuity length (persistence)	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m				
Rating	6	4	2	1	0				
Separation (aperture)	None	< 0.1 mm	0.1 - 1.0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm				
Rating	6	5	4	1	0				
Roughness	Very rough	Rough	Slightly rough	Smooth	Slitkenned				
Rating	6	5	3	1	0				
Infilling (gouge)	None	Hard filling < 5 mm	Hard filling > 5 mm	Soft filling < 5 mm	Soft filling > 5 mm				
Rating	6	4	2	2	0				
Weathering	Unweathered	Slightly weathered	Moderately weathered	Highly weathered	Decomposed				
Rating	6	5	3	1	0				
F. EFFECT OF DISCONTINUITY STRIKE AND DIP ORIENTATION IN TUNNELLING**									
Strike perpendicular to tunnel axis			Strike parallel to tunnel axis						
Drive with dip - Dip 45 - 90°		Drive with dip - Dip 20 - 45°		Dip 45 - 90°		Dip 20 - 45°			
Very favourable		Favourable		Very unfavourable		Fair			
Drive against dip - Dip 45-90°			Drive against dip - Dip 20-45°			Dip 0-20 - Irrespective of strike°			
Fair			Unfavourable			Fair			

* Some conditions are mutually exclusive . For example, if infilling is present, the roughness of the surface will be overshadowed by the influence of the gouge. In such cases use A.4 directly.

** Modified after Wickham et al (1972).

Allegato 17 - Spostamenti normalizzati rispetto al fronte di scavo, CCM soluzione di VeD per il caso non supportato (Core replacement)

NO SUPPORTS					
X* < 0			X* > 0		
X	X*	u*	X	X*	u*
[m]	[-]	[-]	[m]	[-]	[-]
-20.00	-12.50	1.0E-06	0.00	0.00	2.7E-01
-19.50	-12.19	1.4E-06	0.50	0.31	4.7E-01
-19.00	-11.88	1.9E-06	1.00	0.63	6.2E-01
-18.50	-11.56	2.6E-06	1.50	0.94	7.3E-01
-18.00	-11.25	3.5E-06	2.00	1.25	8.0E-01
-17.50	-10.94	4.8E-06	2.50	1.56	8.6E-01
-17.00	-10.63	6.5E-06	3.00	1.88	9.0E-01
-16.50	-10.31	8.9E-06	3.50	2.19	9.3E-01
-16.00	-10.00	1.2E-05	4.00	2.50	9.5E-01
-15.50	-9.69	1.7E-05	4.50	2.81	9.6E-01
-15.00	-9.38	2.3E-05	5.00	3.13	9.7E-01
-14.50	-9.06	3.1E-05	5.50	3.44	9.8E-01
-14.00	-8.75	4.3E-05	6.00	3.75	9.9E-01
-13.50	-8.44	5.8E-05	6.50	4.06	9.9E-01
-13.00	-8.13	8.0E-05	7.00	4.38	9.9E-01
-12.50	-7.81	1.1E-04	7.50	4.69	9.9E-01
-12.00	-7.50	1.5E-04	8.00	5.00	1.0E+00
-11.50	-7.19	2.0E-04	8.50	5.31	1.0E+00
-11.00	-6.88	2.8E-04	9.00	5.63	1.0E+00
-10.50	-6.56	3.8E-04	9.50	5.94	1.0E+00
-10.00	-6.25	5.2E-04	10.00	6.25	1.0E+00
-9.50	-5.94	7.1E-04	10.50	6.56	1.0E+00
-9.00	-5.63	9.7E-04	11.00	6.88	1.0E+00
-8.50	-5.31	1.3E-03	11.50	7.19	1.0E+00
-8.00	-5.00	1.8E-03	12.00	7.50	1.0E+00
-7.50	-4.69	2.5E-03	12.50	7.81	1.0E+00
-7.00	-4.38	3.4E-03	13.00	8.13	1.0E+00
-6.50	-4.06	4.6E-03	13.50	8.44	1.0E+00
-6.00	-3.75	6.3E-03	14.00	8.75	1.0E+00
-5.50	-3.44	8.6E-03	14.50	9.06	1.0E+00
-5.00	-3.13	1.2E-02	15.00	9.38	1.0E+00
-4.50	-2.81	1.6E-02	15.50	9.69	1.0E+00
-4.00	-2.50	2.2E-02	16.00	10.00	1.0E+00
-3.50	-2.19	3.0E-02	16.50	10.31	1.0E+00
-3.00	-1.88	4.1E-02	17.00	10.63	1.0E+00
-2.50	-1.56	5.6E-02	17.50	10.94	1.0E+00
-2.00	-1.25	7.7E-02	18.00	11.25	1.0E+00
-1.50	-0.94	1.1E-01	18.50	11.56	1.0E+00
-1.00	-0.63	1.4E-01	19.00	11.88	1.0E+00
-0.50	-0.31	2.0E-01	19.50	12.19	1.0E+00
0.00	0.00	2.7E-01	20.00	12.50	1.0E+00

SUPPORTS					
X* < 0			X* > 0		
X	X*	u*	X	X*	u*
[m]	[-]	[-]	[m]	[-]	[-]
-20.00	-12.50	9.8E-07	0.00	0.00	2.6E-01
-19.50	-12.19	1.3E-06	0.50	0.31	4.7E-01
-19.00	-11.88	1.8E-06	1.00	0.63	6.2E-01
-18.50	-11.56	2.5E-06	1.50	0.94	7.2E-01
-18.00	-11.25	3.4E-06	2.00	1.25	8.0E-01
-17.50	-10.94	4.7E-06	2.50	1.56	8.6E-01
-17.00	-10.63	6.4E-06	3.00	1.88	9.0E-01
-16.50	-10.31	8.8E-06	3.50	2.19	9.2E-01
-16.00	-10.00	1.2E-05	4.00	2.50	9.5E-01
-15.50	-9.69	1.6E-05	4.50	2.81	9.6E-01
-15.00	-9.38	2.2E-05	5.00	3.13	9.7E-01
-14.50	-9.06	3.1E-05	5.50	3.44	9.8E-01
-14.00	-8.75	4.2E-05	6.00	3.75	9.9E-01
-13.50	-8.44	5.7E-05	6.50	4.06	9.9E-01
-13.00	-8.13	7.8E-05	7.00	4.38	9.9E-01
-12.50	-7.81	1.1E-04	7.50	4.69	9.9E-01
-12.00	-7.50	1.5E-04	8.00	5.00	1.0E+00
-11.50	-7.19	2.0E-04	8.50	5.31	1.0E+00
-11.00	-6.88	2.7E-04	9.00	5.63	1.0E+00
-10.50	-6.56	3.7E-04	9.50	5.94	1.0E+00
-10.00	-6.25	5.1E-04	10.00	6.25	1.0E+00
-9.50	-5.94	7.0E-04	10.50	6.56	1.0E+00
-9.00	-5.63	9.5E-04	11.00	6.88	1.0E+00
-8.50	-5.31	1.3E-03	11.50	7.19	1.0E+00
-8.00	-5.00	1.8E-03	12.00	7.50	1.0E+00
-7.50	-4.69	2.4E-03	12.50	7.81	1.0E+00
-7.00	-4.38	3.3E-03	13.00	8.13	1.0E+00
-6.50	-4.06	4.5E-03	13.50	8.44	1.0E+00
-6.00	-3.75	6.2E-03	14.00	8.75	1.0E+00
-5.50	-3.44	8.5E-03	14.50	9.06	1.0E+00
-5.00	-3.13	1.2E-02	15.00	9.38	1.0E+00
-4.50	-2.81	1.6E-02	15.50	9.69	1.0E+00
-4.00	-2.50	2.2E-02	16.00	10.00	1.0E+00
-3.50	-2.19	3.0E-02	16.50	10.31	1.0E+00
-3.00	-1.88	4.0E-02	17.00	10.63	1.0E+00
-2.50	-1.56	5.5E-02	17.50	10.94	1.0E+00
-2.00	-1.25	7.6E-02	18.00	11.25	1.0E+00
-1.50	-0.94	1.0E-01	18.50	11.56	1.0E+00
-1.00	-0.63	1.4E-01	19.00	11.88	1.0E+00
-0.50	-0.31	1.9E-01	19.50	12.19	1.0E+00
0.00	0.00	2.6E-01	20.00	12.50	1.0E+00

Allegato 19 - Risultati di convergenza tramite software RocSupport

Wall Displacement [mm]	Normalized Wall Displacement [-]	Internal Pressure [MPa]	Normalized Internal Pressure [-]
0.00E+00	0.00E+00	5.00E-01	1.00E+00
4.30E-01	8.27E-01	4.98E-02	9.95E-02
4.30E-01	8.27E-01	4.98E-02	9.95E-02
4.31E-01	8.29E-01	4.87E-02	9.74E-02
4.32E-01	8.31E-01	4.77E-02	9.54E-02
4.33E-01	8.33E-01	4.66E-02	9.33E-02
4.34E-01	8.35E-01	4.56E-02	9.12E-02
4.35E-01	8.37E-01	4.46E-02	8.91E-02
4.36E-01	8.39E-01	4.35E-02	8.71E-02
4.37E-01	8.41E-01	4.25E-02	8.50E-02
4.38E-01	8.43E-01	4.15E-02	8.29E-02
4.40E-01	8.45E-01	4.04E-02	8.08E-02
4.41E-01	8.48E-01	3.94E-02	7.88E-02
4.42E-01	8.50E-01	3.84E-02	7.67E-02
4.43E-01	8.52E-01	3.73E-02	7.46E-02
4.44E-01	8.55E-01	3.63E-02	7.26E-02
4.46E-01	8.57E-01	3.52E-02	7.05E-02
4.47E-01	8.59E-01	3.42E-02	6.84E-02
4.48E-01	8.62E-01	3.32E-02	6.63E-02
4.50E-01	8.65E-01	3.21E-02	6.43E-02
4.51E-01	8.67E-01	3.11E-02	6.22E-02
4.52E-01	8.70E-01	3.01E-02	6.01E-02
4.54E-01	8.73E-01	2.90E-02	5.80E-02
4.55E-01	8.75E-01	2.80E-02	5.60E-02
4.57E-01	8.78E-01	2.69E-02	5.39E-02
4.58E-01	8.81E-01	2.59E-02	5.18E-02
4.60E-01	8.84E-01	2.49E-02	4.98E-02
4.61E-01	8.87E-01	2.38E-02	4.77E-02
4.63E-01	8.90E-01	2.28E-02	4.56E-02
4.65E-01	8.94E-01	2.18E-02	4.35E-02
4.66E-01	8.97E-01	2.07E-02	4.15E-02
4.68E-01	9.01E-01	1.97E-02	3.94E-02
4.70E-01	9.04E-01	1.87E-02	3.73E-02
4.72E-01	9.08E-01	1.76E-02	3.52E-02
4.74E-01	9.11E-01	1.66E-02	3.32E-02
4.76E-01	9.15E-01	1.55E-02	3.11E-02
4.78E-01	9.19E-01	1.45E-02	2.90E-02
4.80E-01	9.23E-01	1.35E-02	2.69E-02
4.82E-01	9.28E-01	1.24E-02	2.49E-02
4.85E-01	9.32E-01	1.14E-02	2.28E-02
4.87E-01	9.37E-01	1.04E-02	2.07E-02
4.90E-01	9.42E-01	9.33E-03	1.87E-02
4.92E-01	9.47E-01	8.29E-03	1.66E-02
4.95E-01	9.52E-01	7.26E-03	1.45E-02
4.98E-01	9.58E-01	6.22E-03	1.24E-02
5.01E-01	9.63E-01	5.18E-03	1.04E-02
5.04E-01	9.70E-01	4.15E-03	8.29E-03
5.08E-01	9.76E-01	3.11E-03	6.22E-03
5.11E-01	9.83E-01	2.07E-03	4.15E-03
5.20E-01	9.99E-01	0.00E+00	0.00E+00

Allegato 20 - Tabella equivalenza dinamite al 60% detonatori

NRO. ORDEN	NOMBRE Y DESCRIPCIÓN DEL EXPLOSIVO	CLASE	Nº ONU	EQUIV DIN60% (DIRECTA)	EQUIV DIN60% (INDIRECTA)	Q _{EXPLOSIÓN} (kJ/kg)
28	- Mixto de señalización rojo				0,999	6199,43
29	- Mixto de señalización con humo blanco				0,893	4296,36
30	- Mixto de señalización con humo de color				0,214	1329,68
31	BOMBAS DE ILUMINACIÓN PARA FOTOGRAFÍA:	1.1F 1.1D 1.2G 1.3G	0037 0038 0039 0299			
32	- Bomba foto flash M122			35,4 kg/un		
33	- Bomba foto flash AN-M48			11,8 kg/un		
34	- Bomba foto flash M120			29,3 kg/un		
35	- Bomba foto flash M120A1			38,8 kg/un		
36	DETONADORES NO ELECTRICOS CONJUNTOS, PARA VOLADURA:	1.1B 1.4B 1.4S	0360 0361 0500			
37	- Detonador no eléctrico conjunto (fuerza 1, instantáneo, con 25 m de tubo de choque)			1521 un/kg		
38	- Detonador no eléctrico conjunto (fuerza 2, instantáneo, con 25 m de tubo de choque)			1291 un/kg		
39	- Detonador no eléctrico conjunto (fuerza 3, instantáneo, con 25 m de tubo de choque)			1197 un/kg		
40	- Detonador no eléctrico conjunto (fuerza 4, instantáneo, con 25 m de tubo de choque)			1077 un/kg		
41	- Detonador no eléctrico conjunto (fuerza 6, instantáneo, con 25 m de tubo de choque)			912 un/kg		
42	- Detonador no eléctrico conjunto (fuerza 8, instantáneo, con 25 m de tubo de choque)			771 un/kg		
43	- Detonador no eléctrico conjunto (fuerza 10, instantáneo, con 25 m de tubo de choque)			734 un/kg		
44	- Detonador no eléctrico conjunto (fuerza 12, instantáneo, con 25 m de tubo de choque)			628 un/kg		
45	- Detonador no eléctrico dual fuerza 1/8 (Detonador F1 MS y F8 MS, tubo de choque 25 m)			719 un/kg		
46	- Detonador no eléctrico dual fuerza 2/8 (Detonador F2 MS y F8 MS, tubo de choque 25 m)			711 un/kg		
47	- Detonador no eléctrico dual fuerza 3/8 (Detonador F3 MS y F8 MS, tubo de choque 25 m)			629 un/kg		
48	- Detonador no eléctrico dual fuerza 1/12 (Detonador F1 MS y F12 MS, tubo de choque 25 m)			593 un/kg		
49	- Detonador no eléctrico dual fuerza 2/12 (Detonador F2 MS y F12 MS, tubo de choque 25 m)			554 un/kg		
50	- Detonador no eléctrico dual fuerza 3/12 (Detonador F3 MS y F12 MS, tubo de choque 25 m)			530 un/kg		
51	DETONADORES ELECTRICOS PARA VOLADURA:	1.1B 1.4B 1.4S	0030 0255 0456			
52	- Instantáneo, Fuerza 2 con gota normal			5231 un/kg		
53	- Instantáneo, Fuerza 4 con gota normal			2902 un/kg		
54	- Instantáneo, Fuerza 8 con gota normal			1952 un/kg		
55	- Instantáneo, Fuerza 8 con gota normal			1403 un/kg		
56	- Instantáneo, Fuerza 10 con gota normal			1283 un/kg		
57	- Instantáneo, Fuerza 12 con gota normal			991 un/kg		

Allegato 21 - Tabella equivalenza dinamite al 60% Emulsione

NRO. ORDEN	NOMBRE Y DESCRIPCIÓN DEL EXPLOSIVO	CLASE	Nº ONU	EQUIV DIN60% (DIRECTA)	EQUIV DIN60% (INDIRECTA)	Q _{EXPLOSIÓN} (kJ/kg)
179	- Nitrato amónico, explosivo a base de				0,190	1180,74
180	- Nitrato amónico, explosivo a base de				0,190	1180,74
181	- Explosivos para estudios geofísicos (GEOPRIME Dbx)				0,784	4885,82
182	EXPLOSIVOS PARA VOLADURAS, TIPO D:	1.1D	0084			
183	- RDX plastificado				0,855	5306,15
184	- Composición C3				0,559	3467,42
185	- Composición C4 (RDX/PIB = 91:9)				0,988	6118,48
186	EXPLOSIVOS PARA VOLADURAS, TIPO E, O AGENTE DE VOLADURA TIPO E:	1.1D 1.5D	0241 0332			
187	- Emulsión				0,486	3012,15
188	- Emulsión:TNT = 50:50				0,712	4414,65
189	- Emulsión:RDX = 50:50				0,788	4874,85
190	- Emulsión:Al = 80:20				1,005	6232,14
191	- ANFO PESADO (ANFO:Emulsión 80:40)				0,559	3467,42
192	- ANFO PESADO ALUMINIZADO (ANFO:Emulsión:Al = 51:35:15)				0,988	6118,48
193	- Slurry				0,486	3012,15
194	- Slurry con TNT				0,712	4414,65
195	- Hidrogel típica				0,486	3012,15
196	- Hidrogel + TNT				0,712	4414,65
197	- Hidrogel (Tovex SE)				0,790	4900,00
198	- Hidrogel (Tovex T)				0,453	2810,00
199	FULMINATO DE MERCURIO HUMIDIFICADO con un mínimo del 20%, en masa, de agua o de una mezcla de alcohol y agua (con 20% de agua)	1.1A	0135		0,248	1535,68
200	GUANILNITROSAMINO-GUANILIDENHIDRACINA HUMIDIFICADA con un mínimo del 30%, en masa, de agua (Tetraeno con 30% de agua)	1.1A	0113		0,197	1221,13
201	GUANILNITROSAMINO-GUANILTETRACENO HUMIDIFICADO con un mínimo del 30%, en masa, de agua o de una mezcla de alcohol y agua (Tetraeno con 30% de agua)	1.1A	0114		0,197	1221,13
202	HEXANITRATO DE MANITOL HUMIDIFICADO con un mínimo del 40%, en masa, de agua o de una mezcla de alcohol y agua (con 40% de agua)	1.1D	0133		0,614	3808,74
203	HEXANITROESTILBENO	1.1D	0392		0,737	4570,66
204	HEXOLITA seca o humidificada con menos del 15%, en masa, de agua (seco)	1.1D	0118		0,806	4999,88
205	HEXOTOL seca o humidificada con menos del 15%, en masa, de agua (seco)	1.1D	0118		0,806	4999,88
206	HEXOTONAL (RDX:TNT:Al = 41:41:18)	1.1D	0393		1,408	8724,87
207	HMX humidificado con más de 15% de agua (con 15% de agua)	1.1D	0226		0,805	4998,00
208	HMX desenzibilizado (HMX:parafina = 91:9)	1.1D	0484		0,932	5783,63
209	INFLADORES DE BOLSAS NEUMÁTICAS (50 g de mixto azida/perclorato)	1.4G	0503	30 un/kg		

Allegato 22 - Tabella equivalenza dinamite al 60% Miccia detonante

NRO. ORDEN	NOMBRE Y DESCRIPCIÓN DEL EXPLOSIVO	CLASE	Nº ONU	EQUIV DIN60% (DIRECTA)	EQUIV DIN60% (INDIRECTA)	Q _{EXPLOSIÓN} (kJ/kg)
210	IGNITA CORD (5 g Celuloide/m)	1.4G	0068	251 m/kg		
211	IGNITA CORD tubular, con envoltura metálica (5 g Celuloide/m)	1.4G	0103	251 m/kg		
212	MECHA DE SEGURIDAD (5 g PN/m)	1.4S	0105	587 m/kg		
213	CORDÓN DETONANTE con envoltura metálica:	1.2D 1.1D	0102 0290			
214	- CORDÓN DETONANTE con envoltura metálica (5 g PETN/m)			198 m/kg		
215	- CORDÓN DETONANTE con envoltura metálica blanda (15 g PETN/m)			65 m/kg		
216	CORDÓN DETONANTE DE EFECTO REDUCIDO, con envoltura metálica (1,5 g PETN/m)	1.4D	0104	652 m/kg		
217	CORDÓN DETONANTE FLEXIBLE:	1.1D 1.4D	0065 0289			
218	- CORDÓN DETONANTE flexible (PETN 5 g/m)			198 m/kg		
219	- CORDÓN DETONANTE flexible (HMX 5 g/m)			197 m/kg		
220	- CORDÓN DETONANTE flexible (HNS 5 g/m)			202 m/kg		
221	- CORDÓN DETONANTE flexible (PYX 5 g/m)			273 m/kg		
222	CARGA HUECA LINEAL FLEXIBLE:	1.4D 1.1D	0237 0288			
223	- CARGA HUECA LINEAL FLEXIBLE (5 g PETN/m)			198 m/kg		
224	- CARGA HUECA LINEAL FLEXIBLE (15 g PETN/m)			65 m/kg		
225	MECHA NO DETONANTE:	1.3G	0101			
226	- 15 g/m de PETN			65 m/kg		
227	- 5 g/m de PETN			198 m/kg		
228	MEZCLAS DE TRINITROTOLUENO CON TRINITROBENCENO Y HEXANITROESTILBENO (Mezcla 49:49:2)	1.1D	0389		0,788	4888,91
229	MEZCLAS DE TRINITROTOLUENO Y HEXANITROESTILBENO (5% de HNS)	1.1D	0388		0,805	4991,27
230	MEZCLAS DE TRINITROTOLUENO Y TRINITROBENCENO (Mezcla 50:50)	1.1D	0388		0,788	4889,42
231	MÓDULOS DE BOLSAS NEUMÁTICAS (100 g de mixto azida/perclorato)	1.4G	0503	15 un/kg		
232	CARTUCHOS DE PERFORACION PETROLERA (PN CRT-3030-350, 22,7 g PBD)	1.3C	0277	16 un/kg		
233	CARTUCHOS DE ARMA CON PROYECTIL INERTE O CARTUCHOS DE ARMA DE PEQUEÑO CALIBRE:	1.2C 1.3C 1.4C 1.4S	0328 0417 0339 0012			
234	- Municiones para armas de pequeño calibre (Calibre 7,62)			582 un/kg		
235	- Municiones para armas de pequeño calibre (Calibre 5,56)			904 un/kg		
236	- Municiones para armas de pequeño calibre (Calibre 7,62)			582 un/kg		
237	- Municiones para armas de pequeño calibre (Calibre 5,56)			904 un/kg		
238	- Municiones para armas de pequeño calibre (Calibre 9, parabelum)			3093 un/kg		
239	- Municiones para armas de pequeño calibre (Calibre 0,5; 12 mm)			114 un/kg		



S450 | Pale compatte
Dati tecnici

Classificazione macchina

Portata nominale (ISO 14397-1)	608 kg
Carico di ribaltamento (ISO 14397-1)	1215 kg
Capacità della pompa	64,00 L/min
Scarico dell'impianto i corrispondenza di innesti rapidi	22,4-23,1 MPa
Velocità di marcia massima (gamma alta - opzione)	14,8 km/h
Massima velocità di marcia (gamma bassa)	11,4 km/h

Motore

Produttore/modello	Kubota / V2203-M-DI-E2B-BC-3
Carburante	Gasolio
Raffreddamento	A fluido
Potenza a 2800 giri/min (ISO 14396 lordo)	35,9 kW
Coppia a 1.425 giri/min (SAE J1995 lordo)	150,0 Nm
Numero di cilindri	4
Cilindrata	2196 cm ³
Serbatoio carburante	54,50 L

Pesi

Peso operativo	2365 kg
Peso di spedizione	2052 kg

Comandi

Impianto di sterzo del veicolo	Direzione e velocità controllati tramite due leve
Inclinazione e sollevamento dell'impianto idraulico della pala compatta	Pedali separati oppure Sistema di comandi avanzati (ACS) o Comando a joystick selezionabile (SJC) opzionali
Impianto idraulico ausiliario anteriore (standard)	Interruttore elettrico su leva dello sterzo destra

Sistema di trasmissione

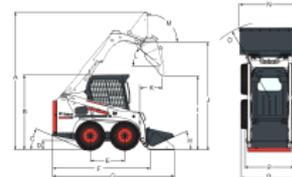
Trasmissione	Pompe idrostatiche a pistoni infinitamente variabili che comandano due motori idrostatici completamente reversibili
--------------	---

Funzioni standard

Sedile molleggiato elastico	Supporto dei bracci di sollevamento
Candele di preriscaldamento ad attivazione automatica	Kit di riduzione del rumore
Impianto idraulico ausiliario: portata variabile/portata massima	Luci di lavoro anteriori e posteriori
Telaio di montaggio del Bob-Tach™	Freno di stazionamento
Sistema BICS (Bobcat Interlock Control System)	Cintura di sicurezza
Pneumatici 10 x 16,5 a 10 tele per impieghi gravosi	Barra di sicurezza
Cabina operatore Deluxe* Include interno della cabina in poliuretano espanso, finestrini laterali, superiore e posteriore, cablaggio Deluxe, luce interna e sportello con comando elettrico ¹	Marmitta parascintille
Idraulica ausiliaria anteriore proporzionale attivata elettronicamente	Certificazione CE
Sistema di spegnimento motore/impianto idraulico	Garanzia: 12 mesi o 2000 ore (a seconda dell'intervallo che trascorre per primo)
Strumentazione	

1. ROPS (Roll Over Protective Structure): conforme a requisiti SAE-J1040 e ISO 3471; FOPS (Falling Object Protective Structure): conforme a requisiti SAE-J1043 e ISO 3449 Livello I.

Dimensioni



(A)	3558,0 mm	(J)	2781,0 mm
(B)	1976,0 mm	(K)	587,0 mm
(C)	23,0°	(L)	40,0°
(D)	214,0 mm	(M)	96,0°
(E)	900,0 mm	(N)	1575,0 mm
(F)	2502,0 mm	(O)	1940,6 mm
(G)	3172,0 mm	(P)	1221,7 mm
(H)	26,0°	(Q)	1490,0 mm
(I)	2157,0 mm		

Accessori

Accessori forca per pallet	Lame da neve
Adattatori benne	Lame da neve a V
Apparecchiature laser	Lame trapianatrici
Benne a basso profilo	Martelli idraulici
Benne betoniera	Pinze industriali
Benne combinate	Pinze per radici
Benne grigliate	Rastrelli motorizzati
Benne per applicazioni edili/industriali	Rastrelli raccoglipietre
Benne per fertilizzanti e sementi	Retroscavatori
Benne per neve e materiale leggero	Rulli vibranti
Benne per uso generico (GP)	Ruote di scorta
Cingoli in acciaio	Scarifcatori
Coltivatori rotativi	Scavacanalii
Compattatori	Scrapper a disco
Correggiati	Seminatrici
Decespugliatori a disco	Sminuzzatrice
Decespugliatori a lame Brushcat™	Spazzaneve
Dumper	Spazzatrici
Falciatrici	Spazzoloni angolabili
Forche per balle	Spazzoloni con benna di raccolta
Forche per pallet idrauliche	Spianatrici
Forche per pallet standard	Stendiprato
Forche universali	Telai universali
	Tilt-Tatch
	Trivelle
	Turbine da neve

BIBLIOGRAFIA

- [1] Ministerio de agricultura (2008). Ley sobre recuperación del bosque nativo y fomento forestal.
- [2] Portigliati C. (2005). El distrito minero de Chancón, VI región: aspectos geológicos y mineros, reservas y recursos minerales, Santiago, SERNAGEOMIN
- [3] Comoglio G. (2008). TOPOGRAFIA E CARTOGRAFIA, edizione 2008, Torino, Celid Librerie.
- [4] Chin-Shung Yang et all, (2004). TWELVE DIFFERENT INTERPOLATION METHODS: A CASE STUDY OF SURFER 8.0, Feng Chia University, Taichung, Taiwan, ROC. <http://www.isprs.org/proceedings/XXXV/congress/comm2/papers/231.pdf>
- [5] Metodologia per la descrizione quantitativa delle discontinuità nelle masse rocciose (02/93), Rivista Italiana di Geotecnica.
- [6] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, D 5731 – 1995. Standard Test Method for Determination of the point Load Strength Index of Rock.
- [7] Kahraman S., Gunaydin O. (2009). The effect of rock classes on the relation between uniaxial compressive strength and point load index, Bull Eng Geol Environ (2009) 68:345–353 DOI 10.1007/s10064-009-0195-0. Springer
- [8] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, D 5873 – 00 Standard Test Method for Determination of Rock Hardness by Rebound Hammer Method.
- [9] Bieniawski Z.T. (1989). Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering. Wiley-Interscience. pp. 40–47
- [10] Barton N.R., Lien R., Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mechanics and Rock Engineering. Springer. 6 (4): 189–236. doi:10.1007/BF01239496
- [11] Palmström A. (2005), Measurements of and Correlations between Block Size and Rock Quality Designation (RQD), Tunnels and Underground Space Technology
- [12] Di Lorenzo A. (2018). Implementazione di scenari per la realizzazione di attività di scavo a scopi di ricerca ed accademici. Caratterizzazione geologico-geotecnica, approfondimenti analitici e progettazione dell'abbattimento con esplosivo. Torino, Politecnico di Torino (DIATI).

- [13] Hoek E., Carranza-Torres C.T., Corkum B. (2002). Hoek-Brown failure criterion-2002 edition. Proceedings of the fifth North American rock mechanics symposium. 1: 267–273.
- [14] Vlachopoulos N., Diederichs M.S. (2009). Improved longitudinal displacement profiles for convergence-confinement analysis of deep tunnels. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 42(2), 131-146.
- [15] Carranza – Torres C.T., Diederichs M, (2009). Mechanical analysis of circular liners with particular reference to composite supports. For example, liners consisting of shotcrete and steel sets, *Tunneling and Underground Space Technology*, ELSEVIER.
- [16] Rosenblueth E. (1975). Point estimates for probability moments, in Proceedings of the National Academy of Sciences, Vol. 72 (10), pp. 3812–3814.
- [17] Oke O.J., Vlachopoulos N., Diederichs M. (2018). Improvement to the Convergence-Confinement Method: Inclusion of Support Installation Proximity and Stiffness. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, CrossMark
- [18] Fenner R. (1938). Untersuchungen zur erkenntnis des gebirgsdruckes. *Glückauf* 32(74):681–695, 705–715
- [19] Panet M., Guenot A. (1982). Analysis of convergence behind the face of a tunnel. In: Proceedings, international symposium tunnelling ‘82. IMM, London, pp 197–204
- [20] Duncan Fama M. (1993). Numerical modeling of yield zones in weak rock. In: Hudson J (ed) *Comprehensive rock engineering*. Pergamon, Oxford
- [21] Carranza-Torres C., Fairhurst C. (2000) Application of convergenceconfinement method of tunnel design to rock masses, that satisfy the Hoek–Brown failure criterion. *Tunn Undergr Sp Technol* 15:187–213
- [22] Vlachopoulos N., Diederichs M. (2009) Improved longitudinal displacement profiles for convergence confinement analysis of deep tunnels. *Rock Mech Rock Eng* 42:131–146. <https://doi.org/10.1007/s00603-009-0176-4>
- [23] “NORMAS DE SEGURIDAD MINERA APLICABLE A FAENAS MINERAS”, según Título XV del D.S. 34

RINGRAZIAMENTI

Bene, nonostante le difficoltà e gli scogli che hanno costellato il percorso di questa tesi, sono giunto alla fine.

Ora qui vorrei dedicare alcune righe alle persone che hanno fatto parte di questo percorso in un modo o nell'altro.

Vorrei ringraziare in primis i miei genitori che nonostante gli scetticismi iniziali e le difficoltà di più varia natura mi hanno permesso di fare il percorso di studi, il cui risultato finale è questa Tesi. È grazie ai loro sacrifici e infinita pazienza che oggi posso scrivere queste righe. Vorrei ringraziare anche mia sorella Alessandra che, anche se lontana, ha comunque fatto sentire la sua presenza nei modi più bizzarri come solo lei sa fare. Ringrazio anche mia cugina Ida con la quale spesso si dibatte su argomenti di più varia natura ma che mi ha spesso aiutato a vedere le cose in un'altra ottica, che spesso non consideravo.

Un ringraziamento va alla Professoressa Marilena Cardu, mia relatrice, senza di lei non sarei potuto partire per questa esperienza che mi ha permesso di crescere umanamente e professionalmente. È stato particolarmente emozionante affrontare un progetto così innovativo e trovarsi in campo a risolvere problemi con pochi mezzi a disposizione. Mi sono divertito molto in questo ambiente.

Desidero ringraziare il Professore Alberto Godio, grazie al quale abbiamo potuto sperimentare le metodologie geofisiche e così facendo si sono scoperte nuove dimensioni del problema ed aver così capito effettivamente cosa sia la realtà dei problemi (come ad esempio un tecnico che si dimentica di caricare il portatile e che quindi si scarica nel bel mezzo della campagna cilena...).

Ringrazio Constanza e Anita che hanno preso parte al progetto e che si sono divertite parecchio le prime settimane quando hanno trovato un disperato dall'altra parte del mondo che non parlava una parola di Spagnolo. Nonostante tutto è nato un bel rapporto di amicizia basato sul mio pessimo spagnolo (condito da mille errori grammaticali) e una fama da Don Giovanni che non ho mai capito come si sia originata (un giorno me lo spiegheranno, spero...).

Si cita Jacopo che oltre essere stato presente in Cile, ha preso cura di ogni più piccolo dettaglio della mia attività su suolo estero e si è anche preso la briga di diffondere del materiale fotografico (che sia lui il mio responsabile della mia fama con Constanza e Anita, mmmmh non lo so ma lo scoprirò...).

Dedico un piccolo spazio anche ai miei vecchi docenti delle superiori i Professori Ermini Rino, Rosa Dello Russo e Carlo Salmoiraghi, senza i quali (non mi stancherò mai di dirlo) non sarei diventato prima lo studente e poi la persona che sono oggi con più difetti che pregi ma ci sto lavorando (si scherza ovviamente). In particolare un grazie al prof. Ermini, con la sua passione per lo studio della letteratura e della storia mi ha insegnato a pensare ed a cogliere ogni particolare della vita che ci circonda, al prof. Salmoiraghi sono grato perchè mi ha fatto capire come possa essere divertente anche la meccanica dei solidi e l'ingegneria (disciplina solitamente considerata grigia e noiosa), infine alla prof Dello Russo devo dire grazie ai suoi insegnamenti mi ha trasmesso la capacità di giudicare in modo critico gli eventi

