

# **POLITECNICO DI TORINO**

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile



**Politecnico  
di Torino**

## **TESI DI LAUREA**

**Opere di stabilizzazione di un'area soggetta a  
dissesto idrogeologico nella provincia di Messina**

**Relatori:**

Prof.ssa Monica Barbero

Ing. Lorenzo Milan

Prof.ssa María Isabel Prieto Barrio

Prof. Alfonso Cobo Escamilla

**Candidato:**

Mario Oliva

Novembre 2021



*Alla mia famiglia*

# Sommario

La presente Tesi di Laurea tratta il complesso tema delle opere di stabilizzazione dei pendii facendo riferimento ad un caso reale nel comune siciliano di Scaletta Zanclea (ME). Nel 2009, a seguito di una violenta alluvione, la strada intercomunale di collegamento tra l'abitato di Scaletta Superiore, il campo sportivo e il cimitero ha subito danneggiamenti tali da impedirne la viabilità. La suddetta alluvione ha portato con sé diverse vite, rendendo il progetto per la messa in sicurezza dell'area ed il ripristino della viabilità la speranza su cui far leva per dare nuova dignità all'intero territorio.

La Tesi segue l'iter progettuale tipico per questa tipologia di interventi. A partire dai risultati ottenuti dalle campagne di indagini eseguite, il lavoro indaga una sezione del progetto esecutivo, la quale, scelta in accordo ai relatori, si propone come una sintesi di varie problematiche trattate in diversi corsi del percorso di studi in Ingegneria Edile del Politecnico di Torino.

In particolare, si procede ad analizzare la stabilità del versante mediante un approccio all'equilibrio limite e si progettano le opere necessarie alla messa in sicurezza dell'area analizzata. Tali opere sono poi confrontate criticamente con quelle previste dal progetto esecutivo.

# Abstract

This thesis deals with the complex issue of slope stabilisation works by referring to a real case in the Sicilian municipality of Scaletta Zanclea (ME). In 2009, following a violent flood, the inter-municipal road linking the Scaletta Superiore village, the sports field and the cemetery was damaged to such an extent that it was not viable. The flood took several lives with it, making the project to make the area safe and restore the viability the hope on which to rely to give new dignity to the whole area.

The thesis follows the typical project procedure for this type of intervention. Starting from the results obtained from the investigation campaigns carried out, the work investigates a section of the executive project. This project chosen in agreement with the professors, is proposed as a synthesis of various problems dealt with in different courses of the course of study in Construction Engineering at the Politecnico di Torino.

In particular, the stability of the slope is analysed by means of a limit equilibrium approach and the necessary works to make the analysed area safe are designed. These works are then critically compared with those foreseen in the executive project.

# Indice

Sommario .....	4
Abstract .....	5
Indice delle figure .....	8
Indice delle tabelle .....	10
Introduzione .....	13
1 Breve excursus storico.....	14
1.1 L'alluvione del 2009.....	16
2 Inquadramento territoriale .....	17
2.1 Descrizione dell'area .....	17
2.1.1 Idrologia.....	19
2.1.2 Caratteristiche geologiche.....	19
3 Caratterizzazione geotecnica del sito.....	21
3.1 Caratterizzazione meccanica .....	21
3.1.1 Prove SPT.....	22
3.1.2 Prove di laboratorio.....	24
3.1.3 Prove down hole.....	28
3.2 Campagna di indagini integrative.....	39
3.3 Modello geotecnico.....	40
4 Descrizione del progetto .....	43
5 Sezione di analisi.....	46
5.1 Richiami normativi.....	48
5.1.1 Paratie.....	51
5.1.2 Terra rinforzata.....	52
5.2 Progettazione delle paratie .....	54
5.2.1 Progettazione della paratia di monte.....	56
5.2.2 Progettazione della paratia di valle .....	75
5.3 Progettazione della terra rinforzata .....	85
5.3.1 Metodi di progettazione.....	86
5.3.2 Stabilità esterna.....	93
5.4 Metodo dell'equilibrio limite.....	104
5.4.1 Modellazione all'interno del software Slide 2.....	108
5.4.2 Verifica della stabilità interna della terra rinforzata .....	113
5.4.3 Verifica di stabilità globale della sezione.....	117
6 Conclusioni .....	121

Bibliografia.....	123
Sitografia.....	124

# Indice delle figure

Fig. 1: Inquadramento satellitare di Scaletta Zanclea - Fonte: Google Earth.....	14
Fig. 2: Inquadramento del comune di Scaletta Zanclea all'interno della città metropolitana di Messina – Fonte: Wikipedia.....	15
Fig. 3: Scaletta Zanclea dopo l'alluvione del 1° ottobre 2009 – Fonte: ANSA .....	16
Fig. 4: Stralcio 601100 carta tecnica regionale della regione Sicilia – Fonte: Regione Siciliana.....	17
Fig. 5: Stralcio Piano per l'Assetto Idrogeologico (PAI) bacino 102, carta dei dissesti - Fonte: Regione Siciliana .....	18
Fig. 6: Stralcio Piano per l'Assetto Idrogeologico (PAI) bacino 102, carta della pericolosità e del rischio - Fonte: Regione Siciliana.....	18
Fig. 7: Stralcio Carta Geologica della provincia di Messina – Fonte: Regione Siciliana .....	19
Fig. 8: Legenda della Carta Geologica della provincia di Messina – Fonte: Regione Siciliana.....	20
Fig. 9: Planimetria con ubicazione dei sondaggi dello Studio Geologico Preliminare – Fonte: Studio Geologico Preliminare .....	21
Fig. 10: Schema della prova SPT - Fonte: Università degli Studi di Firenze.....	22
Fig. 11: Relazione tra il criterio di rottura di Hoek-Brown e quello di Mohr-Coulomb - Fonte: geostru.eu ...	26
Fig. 12: Schema di prova down hole eseguita con il metodo diretto – Fonte: geostru.eu .....	28
Fig. 13: Schema di prova down hole eseguita con il metodo intervallo -Fonte: geostru.eu.....	29
Fig. 14: Planimetria con ubicazione dei sondaggi effettuati nelle due campagne – Fonte: Studio Geologico di Aggiornamento .....	39
Fig. 15: Risultati sondaggi geognostici a carotaggio continuo - Fonte: Studio Geologico Preliminare .....	41
Fig. 16: Risultati sondaggi geognostici a carotaggio continuo - Fonte: Studio Geologico di Aggiornamento.	42
Fig. 17: Ortofoto dello stato di fatto ante progetto - Fonte: Google Earth.....	44
Fig. 18: Planimetria di progetto su ortofoto - Fonte: Progetto Esecutivo .....	44
Fig. 19 Planimetria progettuale - Fonte: Progetto Esecutivo .....	45
Fig. 20: Legenda di Fig. 19 – Fonte: Progetto Esecutivo.....	45
Fig. 21: Sezione di analisi, stato di fatto ante progetto, quote in m slm – Fonte: Studio Geologico di Aggiornamento.....	46
Fig. 22: Legenda Sezione - Fonte: Studio Geologico di Aggiornamento.....	46
Fig. 23: Sezione di analisi, stato di progetto quote in m slm - Fonte: Progetto esecutivo.....	47
Fig. 24: Legenda sezione - Fonte: Progetto esecutivo.....	47
Fig. 25: Schema delle verifiche di stabilità esterna - Fonte: Ehrlich and Becker .....	53
Fig. 26: Schema delle verifiche di stabilità interna - Fonte: Ehrlich and Becker .....	53
Fig. 27: Schema di una paratia con un ordine di tiranti .....	55
Fig. 28: Realizzazione della paratia di monte, caso reale con quote in m slm .....	56
Fig. 29: Legenda sezione - Fonte: Progetto esecutivo.....	56
Fig. 30: Schema di calcolo della paratia di monte, quote in m.....	57
Fig. 31: Legenda schema di calcolo .....	57
Fig. 32: Grandezze e geometrie considerate, quote in m .....	60
Fig. 33: Scomposizione delle forze .....	61
Fig. 34: Momento risultante in funzione di d calcolato secondo l'Approccio 1 Combinazione 1 .....	63
Fig. 35: Momento risultante in funzione di d calcolato secondo l'Approccio 1 Combinazione 2 .....	65
Fig. 36: Schema di azioni e resistenze per d=8 m, quote in m .....	66
Fig. 37: Grandezze considerate nelle formule statiche - Fonte: Castelli .....	67
Fig. 38: schema di un tirante - Fonte: Soiltest.....	70
Fig. 39: Schema di un tirante.....	72

Fig. 40: Tabella per la stima del coefficiente $\alpha$ - Fonte: Bustamante e Doix .....	72
Fig. 41: Tabella per la scelta dell'interpolazione corretta per il calcolo di $qs$ - Fonte: Bustamante e Doix ....	73
Fig. 42: Grafico per il calcolo di $qs$ - Fonte: Bustamante e Doix.....	73
Fig. 43: Schema di calcolo definitivo, quote in m.....	74
Fig. 44: Legenda schema di calcolo .....	74
Fig. 45: Realizzazione della paratia di valle, caso reale con quote slm .....	75
Fig. 46: Legenda sezione - Fonte: Progetto esecutivo.....	76
Fig. 47: Schema di calcolo della paratia di valle, quote in m.....	76
Fig. 48: Legenda schema di calcolo .....	76
Fig. 49: Grandezze e geometrie considerate, quote in m .....	78
Fig. 50: Momento risultante in funzione di $d$ calcolato secondo l'Approccio 1 Combinazione 1 .....	82
Fig. 51: Momento risultante in funzione di $d$ calcolato secondo l'Approccio 1 Combinazione 2 .....	83
Fig. 52: Schema delle azioni interessate nel meccanismo di pull-out - Fonte: Barbero.....	85
Fig. 53: Schema delle azioni interessate nel meccanismo di scorrimento diretto – Fonte: Uccellini .....	86
Fig. 54: Definizione del pendio secondo il modello di Jewell - Fonte: Barbero.....	87
Fig. 55: Diagramma determinare per il coefficiente di spinta richiesta $K_{req}$ – Fonte: Jewell .....	88
Fig. 56: Diagramma per determinare la minima lunghezza del rinforzo per prevenirne lo strappo – Fonte: Jewell .....	88
Fig. 57: Diagramma per determinare la minima lunghezza del rinforzo per prevenirne lo scorrimento diretto – Fonte: Jewell.....	89
Fig. 58: Andamento della massima tensione richiesta - Fonte: Barbero.....	91
Fig. 59: Andamento delle tensioni in funzione della profondità.....	92
Fig. 60: Migliore configurazione teorica delle geogriglie .....	93
Fig. 61: Schema dimensionale della terra rinforzata, quote in m .....	94
Fig. 62: Modello di calcolo per le verifiche della terra rinforzata .....	94
Fig. 63: Determinazione della superficie di rottura nel modello di calcolo, quote in m .....	95
Fig. 64: Legenda schema di calcolo .....	95
Fig. 65: Schema per la verifica a ribaltamento .....	97
Fig. 66: Fattori di capacità portante - Fonte: Vesic .....	99
Fig. 67: Schema per il calcolo per il coefficiente $i\gamma$ - Fonte: Castelli .....	100
Fig. 68: Schema di calcolo per il coefficiente $b\gamma$ - Fonte: Castelli .....	101
Fig. 69: Schema di calcolo per il coefficiente $b\gamma$ - Fonte: Castelli .....	101
Fig. 70: Sezione di analisi, stato di progetto quote in m slm - Fonte: Progetto esecutivo.....	102
Fig. 71: Modello definitivo per la verifica globale della sezione .....	102
Fig. 72: Legenda - Fonte: Progetto esecutivo.....	103
Fig. 73: suddivisione in conci della massa instabile – Fonte: Barbero.....	105
Fig. 74: Schema delle forze agenti sul concio – Fonte: Barbero.....	105
Fig. 75: Definizione della geometria del problema - Fonte: Barbero .....	108
Fig. 76: Andamento del coefficiente $f_0$ in funzione del rapporto profondità/lunghezza della massa instabile - Fonte: geostru.eu .....	108
Fig. 77: Finestra Project Settings di Slide 2 - Fonte: Slide 2.....	110
Fig. 78: Definizione del support geogriglia .....	111
Fig. 79: Definizione del support tirante.....	111
Fig. 80: Definizione del support paratia .....	112
Fig. 81: Interfaccia del software Slide 2 con il modello - Fonte: Elaborazione propria.....	113
Fig. 82: Legenda della stratigrafia del modello .....	113
Fig. 83: Verifica di stabilità interna con il metodo di Fellenius.....	114

Fig. 84: Verifica di stabilità interna con il metodo di Bishop .....	114
Fig. 85: Verifica di stabilità interna con il metodo di Janbu semplificato.....	115
Fig. 86: Verifica di stabilità interna con il metodo di Janbu rigoroso .....	115
Fig. 87: Possibili superfici di scorrimento con $FS < 1$ .....	116
Fig. 88: Zoom della superficie critica .....	116
Fig. 89: Verifica di stabilità globale con il metodo di Fellenius .....	117
Fig. 90: Verifica di stabilità globale con il metodo di Bishop .....	118
Fig. 91: Verifica di stabilità globale con il metodo di Janbu semplificato.....	118
Fig. 92: Verifica di stabilità globale con il metodo di Janbu rigoroso .....	119
Fig. 93: Possibili superfici di scivolamento all'interno del modello.....	120

## Indice delle tabelle

Tab. 1: Risultati delle prove SPT – Fonte: Studio Geologico Preliminare .....	23
Tab. 2: Interpolazione dei risultati ottenuti dalle prove SPT – Fonte: Studio Geologico Preliminare .....	23
Tab. 3: Risultati delle prove di laboratorio – Fonte: Studio Geologico Preliminare.....	24
Tab. 4: Caratteristiche di resistenza dell'ammasso roccioso – Fonte: Studio Geologico Preliminare .....	27
Tab. 5: Calcolo delle velocità con il metodo diretto DH1 – Fonte: Studio Geologico Preliminare.....	29
Tab. 6: Calcolo delle velocità con il metodo intervallo – Fonte: Studio Geologico Preliminare .....	30
Tab. 7: Parametri elastici per ogni intervallo di misura DH1 – Fonte: Studio Geologico Preliminare.....	31
Tab. 8: Calcolo dei parametri elastici con il metodo intervallo DH1 – Fonte: Studio Geologico Preliminare .	32
Tab. 9: Parametri sismici DH1 – Fonte: Studio Geologico Preliminare .....	33
Tab. 10: Calcolo delle velocità con il metodo diretto DH2 – Fonte: Studio Geologico Preliminare.....	34
Tab. 11: Calcolo delle velocità con il metodo intervallo – Fonte: Studio Geologico Preliminare .....	35
Tab. 12: Parametri elastici per ogni intervallo di misura DH2 – Fonte: Studio Geologico Preliminare.....	36
Tab. 13: Calcolo dei parametri elastici con il metodo intervallo DH2 – Fonte: Studio Geologico Preliminare	37
Tab. 14: Parametri sismici DH2 – Fonte: Studio Geologico Preliminare .....	38
Tab. 15: Risultati prove SPT – Fonte: Studio Geologico di Aggiornamento .....	39
Tab. 16: Risultati prove pressiometriche – Fonte: Studio Geologico di Aggiornamento .....	40
Tab. 17: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni - Fonte: NTC 2018 .....	49
Tab. 18: Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento – Fonte: NTC 2018 .....	49
Tab. 19: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno - Fonte: NTC 2018 .....	50
Tab. 20: Coefficienti parziali $\gamma_R$ per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali - Fonte: NTC 2018.....	50
Tab. 21: Coefficienti parziali $\gamma_R$ da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali – Fonte: NTC 2018 .....	50
Tab. 22: Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo – Fonte: NTC 2018 .....	50
Tab. 23: Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi - Fonte: NTC 2018.....	51
Tab. 24: Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno .....	52
Tab. 25 Classificazione dei diversi litotipi del modello .....	55
Tab. 26: Determinazione di $q_1$ .....	58
Tab. 27: Valori di progetto dei parametri del terreno, CA1-DA1 .....	58
Tab. 28: Coefficienti utilizzati per il calcolo della profondità di infissione della paratia secondo DA1-C1 .....	60
Tab. 29: Valori di progetto dei parametri del terreno, CA1-DA2 .....	64

Tab. 30: Coefficienti utilizzati per il calcolo di d secondo l'Approccio 1 Combinazione 2.....	64
Tab. 31: Forze di progetto per d=8 m.....	66
Tab. 32: Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica delle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine - Fonte: NTC 2018 .....	73
Tab. 33: Valori di progetto dei parametri del terreno, CA1-DA1 .....	77
Tab. 34: Coefficienti utilizzati per il calcolo della profondità di infissione della paratia secondo DA1-C1 .....	79
Tab. 35: Valori di progetto dei parametri del terreno, CA1-DA2 .....	82
Tab. 36: Coefficienti utilizzati per il calcolo di d secondo l'Approccio 1 Combinazione 2.....	83
Tab. 37: valori tipici del coefficiente di strappo in funzione del tipo di terreno – Fonte: Barbero.....	90
Tab. 38: Parametri di progetto del terreno .....	93
Tab. 39: Parametri di progetto della terra rinforzata.....	94
Tab. 40: Dimensioni del modello della terra rinforzata usato per le verifiche.....	95
Tab. 41: Forze agenti .....	97
Tab. 42: Fattori di sicurezza delle verifiche esterne .....	103
Tab. 43: Fattori di sicurezza della verifica di stabilità globale .....	119



# Introduzione

Il presente lavoro ha come triste protagonista il comune siciliano di Scaletta Zanclea, in provincia di Messina. A seguito degli eventi alluvionali che nel 2009 hanno interessato il torrente Racinazzi, la strada intercomunale di collegamento tra la frazione di Scaletta Superiore, il cimitero e il campo sportivo ha subito danneggiamenti dovuti a fenomeni di distacco e crollo delle coperture detritiche con formazione di colate di fango e, localmente, il verificarsi di fenomeni di ribaltamento e scivolamento di alcuni manufatti in calcestruzzo.

Il sito in esame è stato oggetto di un progetto preliminare per il ripristino della viabilità che prevedeva di traslare l'attuale tracciato stradale, realizzando opere di contenimento a monte, senza intervenire sulla porzione di valle del vecchio tracciato.

Tuttavia, a causa delle elevate pendenze a monte dei muri esistenti e data la necessità di mettere in sicurezza il pendio a valle, la scelta progettuale è ricaduta sul ripristino del vecchio tracciato con la realizzazione di opere di sostegno a monte e a valle dello stesso. Per questo nuovo progetto si è resa necessaria una campagna di indagine integrativa.

A partire dai dati ottenuti dalle due campagne di indagini, il presente lavoro di tesi indaga una sezione del progetto esecutivo per il ripristino della carreggiata esistente. Tale sezione, scelta in accordo ai relatori, si propone come una sintesi di varie problematiche trattate in diversi corsi del percorso di studi in Ingegneria Edile del Politecnico di Torino. Il modello utilizzato per le analisi segue l'ordine cronologico dell'esecuzione delle opere previste dal progetto esecutivo, ciò aiuta a comprendere le scelte progettuali analizzandone le cause. Una volta realizzato il modello associato al problema reale, questo sarà sottoposto alla verifica di stabilità globale attraverso il Software *Slide 2* di Rocscience.

# 1 Breve excursus storico

Scaletta Zanclea è un comune di 1923 abitanti all'interno della città metropolitana di Messina, in Sicilia. In particolare, occupa la parte nord-orientale dell'isola e si affaccia sul mar Ionio con le sue frazioni di Scaletta Marina e Guidomandri Marina, le frazioni di Scaletta Superiore e Guidomandri Superiore completano il paese.



*Fig. 1: Inquadramento satellitare di Scaletta Zanclea - Fonte: Google Earth*

Il nome “Scaletta” deriva dall’arabo “ad dargat as Sagjah” che significa “la scala piccola”, questo toponimo trae origine dall’orografia dell’area che, tramite colline scoscese, collega l’entroterra al mare.

La storia locale, suo malgrado, si affaccia spesso sulle principali vicende europee. I primi abitanti del territorio furono i sicani, ai quali succedettero i greci che sbarcarono nelle aree circostanti per iniziare la colonizzazione dell'isola intorno alla metà del VIII secolo a.C. Furono gli abitanti di Calcide, polis dell'Antica Grecia, a fondare Zancle, l'odierna Messina che estendeva il suo territorio fino all'attuale Scaletta Zanclea da cui deriva la desinenza del comune.

La posizione strategica di Scaletta Zanclea fece sì che Federico II di Svevia nel XII secolo vi ordinasse la costruzione di un castello, oggi simbolo dell'intero territorio, sia per controllare il tratto di mare antistante sia per avere una residenza fortificata e sicura in questa parte dell'isola. Nel 1614 la baronia di Scaletta fu elevata a principato dal re Filippo II di Sicilia, appartenente alla casa reale degli Asburgo di Spagna.

Il castello Rufo Ruffo, così chiamato, ospitò diversi personaggi passati alla storia tra cui l'eroina dei Vespri siciliani Macalda da Scaletta, l'imperatore Carlo V e dal 1672 divenne la residenza ufficiale della famiglia Ruffo, dalla quale trae il suo nome. La famiglia Ruffo è annoverata tra le più importanti casate del Regno di Napoli anche grazie ai rapporti con i regnanti spagnoli della casa reale dei Borbone. Proprio a causa di questi rapporti il principato fu assediato ed espugnato dall'esercito francese a seguito della rivolta antispagnola di Messina avvenuta tra il 1674 e il 1678. La famiglia Ruffo tenne il possesso del Principato di Scaletta fino al 1812, anno in cui venne abolito il feudalesimo all'interno del Regno di Sicilia con conseguente nascita del Comune di Scaletta. Infine, nel 1969 il principe Sigerio e la principessa Ludovica Ruffo donarono il castello al comune di Scaletta Zanclea.



*Fig. 2: Inquadramento del comune di Scaletta Zanclea all'interno della città metropolitana di Messina – Fonte: Wikipedia*

## 1.1 L'alluvione del 2009

Scaletta Zanclea è tristemente nota alla cronaca recente per l'alluvione che l'ha colpita in data 1° ottobre 2009. Successe tutto in una notte, i villaggi di Giampileri Superiore, Giampileri Marina, Altolia, Molino, Santo Stefano di Briga, Briga superiore, Scaletta Zanclea e Pezzolo furono colpiti da una violenta alluvione che inghiottì strade, negozi, case e vite. Il tragico bilancio fu di 37 morti, 6 dispersi, 95 feriti e 1054 sfollati.

Tutto ebbe inizio con l'intensificarsi di una perturbazione proveniente dalle Isole Baleari, in meno di tre ore i collegamenti erano già bloccati: ferrovie e strade erano inutilizzabili e, nella notte, iniziarono a crollare i primi edifici. Il nubifragio riversò, nell'arco di 3 ore, circa 230 millimetri di acqua. All'alba il paesaggio era apocalittico: tutto era ricoperto di fango e le persone si erano rifugiate sopra i tetti delle case, il numero dei dispersi era incalcolabile. Tale situazione fece sì che gli aiuti della Protezione Civile poterono arrivare, per diversi giorni, solo via mare, rendendo complicati gli interventi nei centri dell'entroterra.

In questo scenario vi furono molti episodi di solidarietà e di eroismo, è di fondamentale importanza citare il giovane Simone Neri che perse la vita dopo aver messo in salvo 8 persone.



*Fig. 3: Scaletta Zanclea dopo l'alluvione del 1° ottobre 2009 – Fonte: ANSA*

## 2 Inquadramento territoriale

Il presente lavoro si concentra sulla strada di collegamento fra la frazione di Scaletta Superiore, il cimitero locale ed il campo sportivo, che è stata seriamente danneggiata dalla piena del torrente Racinazzi, e da alcune colate di fango innescatesi nelle vicinanze dell'attraversamento stradale.

Il sito in esame, ubicato nella porzione centrale del torrente Racinazzi, a monte dell'abitato di Scaletta Zanclea, a seguito degli eventi alluvionali del 2009 è stato oggetto di un progetto preliminare per il ripristino della viabilità redatto dal dipartimento di Protezione Civile, accompagnato da un approfondito studio geologico. Tale progetto prevedeva di traslare l'attuale tracciato stradale a monte dell'esistente muro in calcestruzzo, realizzando opere di contenimento e un nuovo attraversamento senza intervenire sulla porzione di valle.

In occasione della redazione del progetto esecutivo, a causa delle elevate pendenze a monte dei muri esistenti e data la necessità di mettere in sicurezza il pendio a valle demolendo i manufatti danneggiati dagli eventi alluvionali, la scelta progettuale è ricaduta sul ripristino del tracciato esistente con inserimento di opere di contenimento a monte e a valle dello stesso. In questo senso, si è resa necessaria un'ulteriore campagna di indagini.

### 2.1 Descrizione dell'area

All'interno della carta tecnica regionale 1:10000, l'area d'intervento rientra nello stralcio 601100.

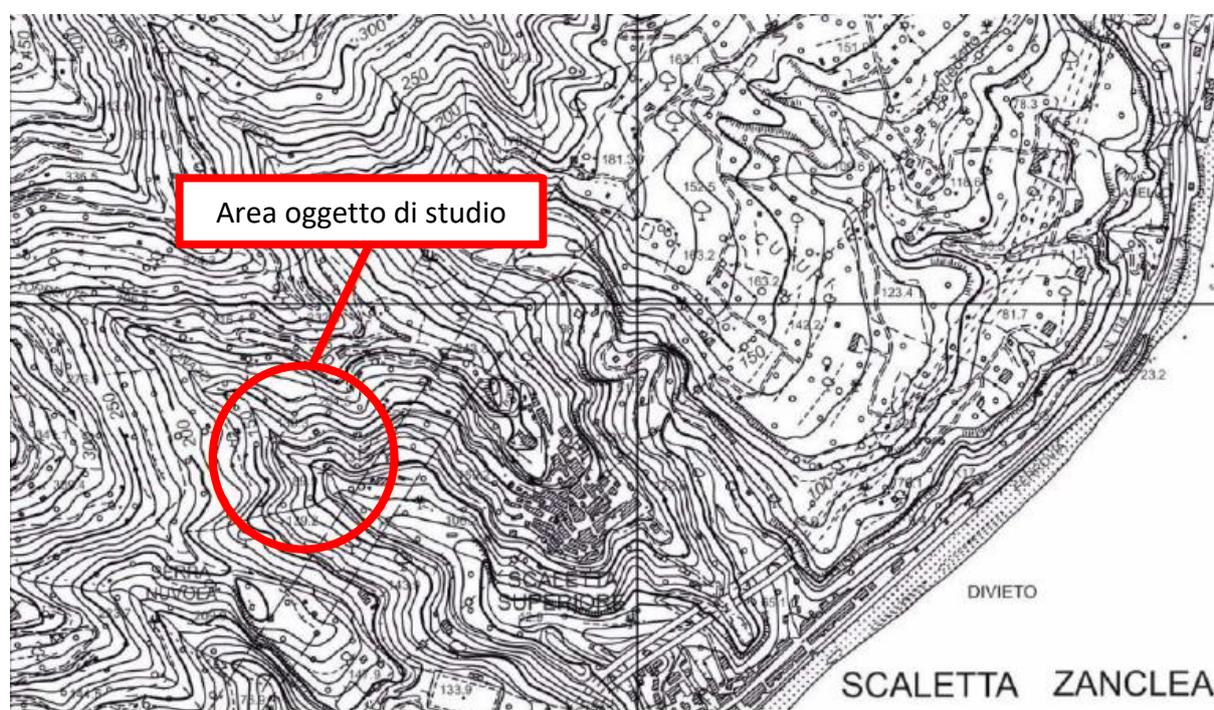


Fig. 4: Stralcio 601100 carta tecnica regionale della regione Sicilia – Fonte: Regione Siciliana

L'area si caratterizza per le elevate pendenze dei versanti, tra il 40 % e il 60 %, tipiche di queste zone e per il fitto reticolo idrografico che scende verso valle arrivando spesso fino al mare o a raccordandosi alle aste di fiumara principali. I profili, oltre a possedere pendenze elevate, mostrano tratti di substrato roccioso affiorante privo di vegetazione che sovente è associato a conoidi detritiche attive. Altri tratti, invece, grazie all'azione degli agricoltori sono terrazzati con muretti a secco che conferiscono stabilità

alle coperture e rallentano il deflusso superficiale a garanzia di una maggiore protezione complessiva del versante.

Il piano per l'assetto idrogeologico (PAI) bacino 102 – (area territoriale tra il bacino del torrente Fiumedinisi e Capo Peloro), riporta un dissesto di tipo *colamento rapido*, identificato con il codice 102-5SZ-016, che in occasione degli eventi del 2009 ha contribuito al pesante danneggiamento della strada precedentemente citata.

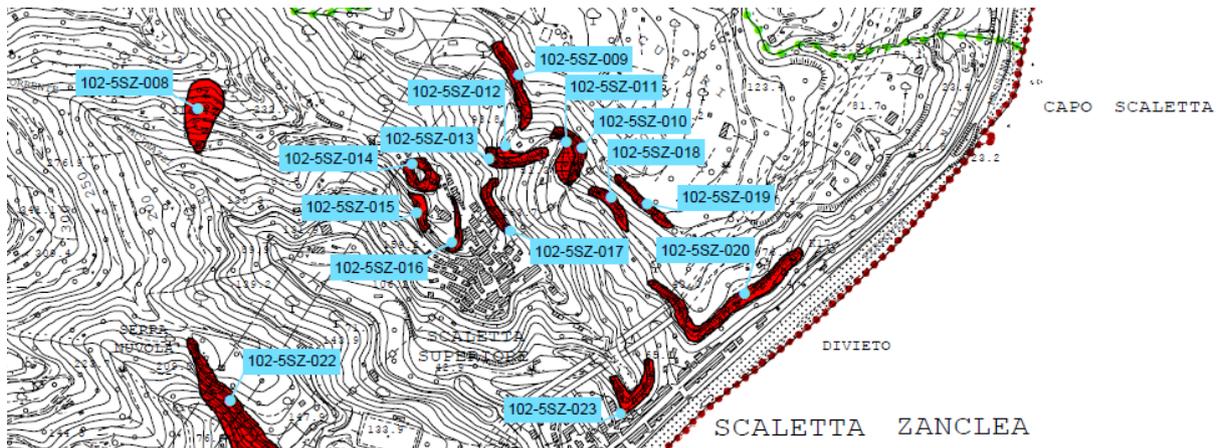


Fig. 5: Stralcio Piano per l'Assetto Idrogeologico (PAI) bacino 102, carta dei dissesti - Fonte: Regione Siciliana

L'infrastruttura stradale interessata dalle azioni del dissesto acquisisce un grado di rischio pari a R3.

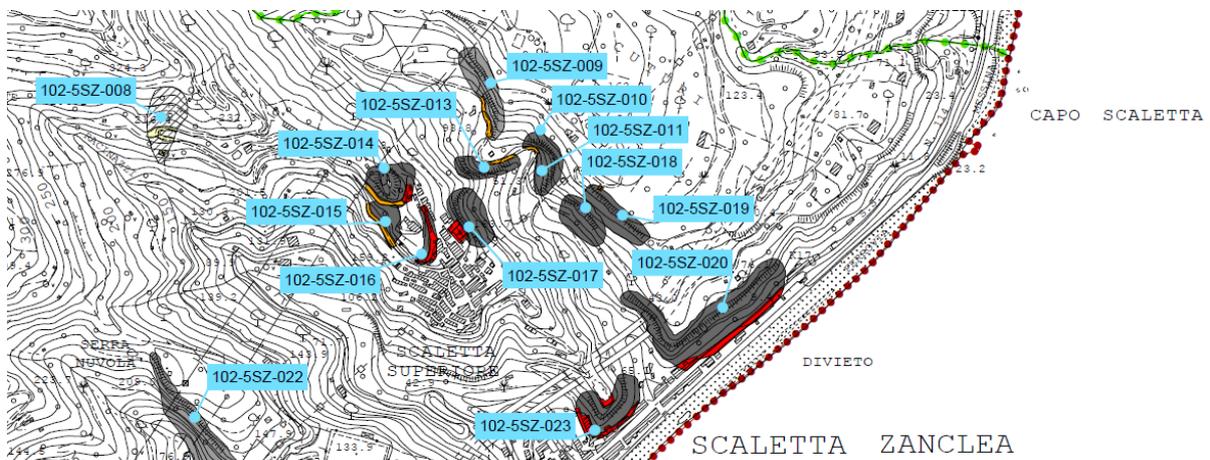


Fig. 6: Stralcio Piano per l'Assetto Idrogeologico (PAI) bacino 102, carta della pericolosità e del rischio - Fonte: Regione Siciliana

Riguardo al rischio idraulico, l'alveo del torrente Racinazzi, da poco a monte dell'intersezione con la strada in progetto, fino alla foce è classificato con il codice 102-E005 con pericolosità P3. L'area di interesse non rientra tra quelle catalogate a rischio.

### 2.1.1 Idrologia

L'area in esame è situata nella parte centrale del bacino idrografico del torrente Racinazzi, un impluvio di limitata estensione areale con tempi di corrivazione brevi (inferiori ad un'ora), e presenta una rete idrografica che nei tratti montani risulta ben articolata, con numerosi impluvi secondari di notevole pendenza, inseriti in valli strette ed incassati ad andamento tortuoso. A valle, invece, prima dello sbocco in mare, l'asta principale assume un andamento rettilineo con un ampio letto fluviale caratteristico delle fiumare. L'elevata pendenza delle aste principali e dei versanti afferenti favorisce l'innesco di numerosi fenomeni erosivi dovuti, oltre che dalla presenza di ampi strati detritici di copertura, all'assetto strutturale dei terreni attraversati ed al generale sollevamento dell'area.

Il regime idrologico è marcatamente torrentizio, tipico delle fiumare, con deflussi superficiali rari o assenti in primavera e in estate, cosanti in autunno e inverno. L'elevata degradabilità delle formazioni affioranti e la velocità delle acque di scorrimento superficiale, derivante dalla pendenza dei bacini, provocano un notevole trasporto solido nei corsi d'acqua, specialmente in occasione degli eventi di pioggia più intensi, che aumentano la "competenza" delle acque innescando processi erosivi che costituiscono un serio problema in relazione all'elevata antropizzazione di alcuni tratti delle aste drenanti. Infatti, gli alvei fluviali in corrispondenza degli abitati principali, spesso, sono stati trasformati in strade urbane o hanno gli argini occupati da edifici di neo-costruzione.

### 2.1.2 Caratteristiche geologiche

Dal punto di vista geologico, la zona in studio è contraddistinta dalla presenza di una successione stratigrafica composta alla base da marmi grigio-scuri, metasiltiti e filladi dell'Unità di Mandanici, cui si sovrappongono metamefiti e marmi impuri dell'Unità Kabilo - Calabridi. La serie è chiusa verso l'alto da sedimenti clastici sabbio-ghiaiosi quaternari, composti da depositi alluvionali e corpi di frana.

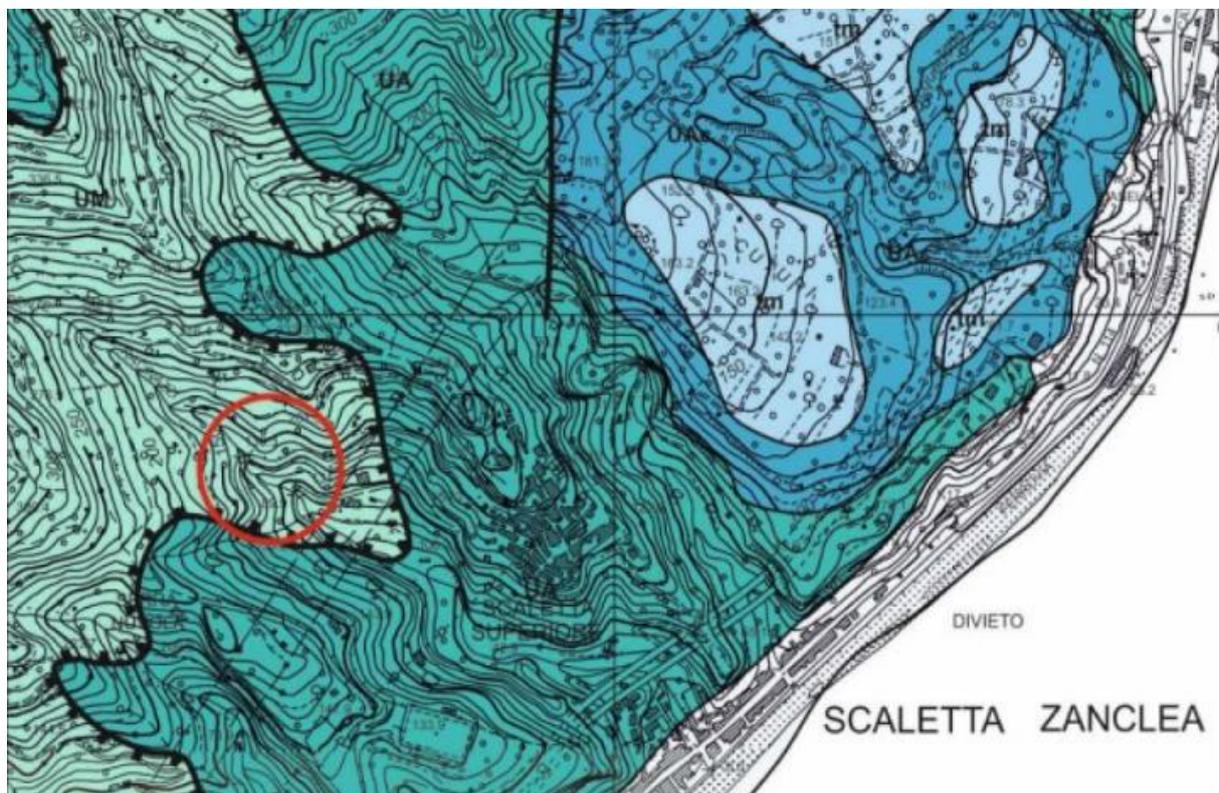


Fig. 7: Stralcio Carta Geologica della provincia di Messina – Fonte: Regione Siciliana

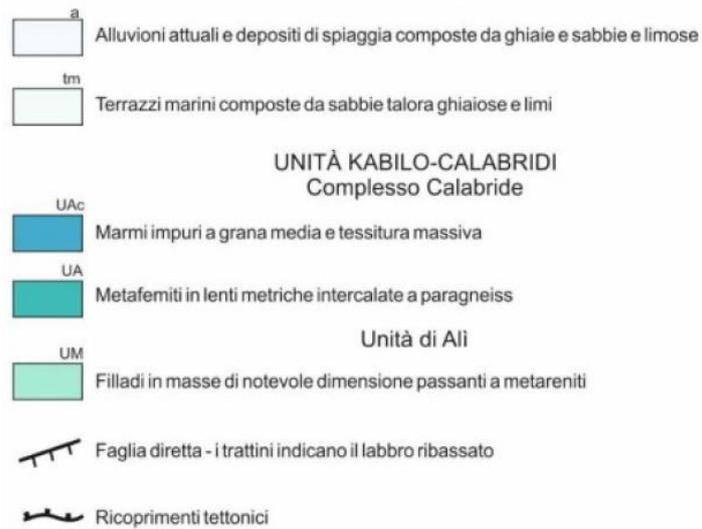


Fig. 8: *Legenda della Carta Geologica della provincia di Messina – Fonte: Regione Siciliana*

Il contatto tra le varie formazioni dell'Unità di Ali e Kabilo - Calabridi è dato da un ricoprimento tettonico che corre a valle dell'area di intervento e da una serie di faglie dirette con assetto NE-SO e NO-SE. L'unità è generalmente molto alterata nella porzione superficiale, talvolta argillificata, fortemente cataclasata e/o milonitizzata. La coltre di alterazione superficiale può essere di diversi metri. Nei paragrafi successivi le filladi saranno distinte dalle relative coperture di alterazione e caratterizzate, dal punto di vista geotecnico, come due unità differenti.

### 3 Caratterizzazione geotecnica del sito

Come detto precedentemente, per il progetto originario è stata condotta una campagna geognostica comprendente sondaggi a carotaggio continuo, prove in sito, di laboratorio e prove sismiche down hole, con la quale si sono caratterizzate le terre e le rocce interessate dalle opere ingegneristiche in progetto. Per il nuovo tracciato si è resa necessaria una campagna geognostica integrativa, finalizzata alla ricostruzione puntuale delle successioni litologiche in corrispondenza delle sezioni significative ed alla integrazione dei risultati della campagna precedente. Nel complesso si è riscontrata una buona corrispondenza delle informazioni disponibili che consente di far riferimento ad entrambi i dataset, specie nella caratterizzazione dei materiali e nella ricostruzione delle sezioni geologiche.

#### 3.1 Caratterizzazione meccanica

In occasione dello Studio Geologico Preliminare la campagna di indagini è stata svolta mediante:

- 7 sondaggi geognostici a rotazione e carotaggio continuo
- 8 prove penetrometriche dinamiche standard (SPT)
- 8 prelievi di campioni lapidei per l'esecuzione di prove di classificazione, identificazione e caratterizzazione meccanica
- 1 prelievo di campione coesivo indisturbato
- 2 prove down hole per la caratterizzazione sismica

La Fig. 9 individua la posizione dei 7 sondaggi eseguiti, le linee rosse individuano le sezioni analizzate per la redazione del progetto esecutivo.

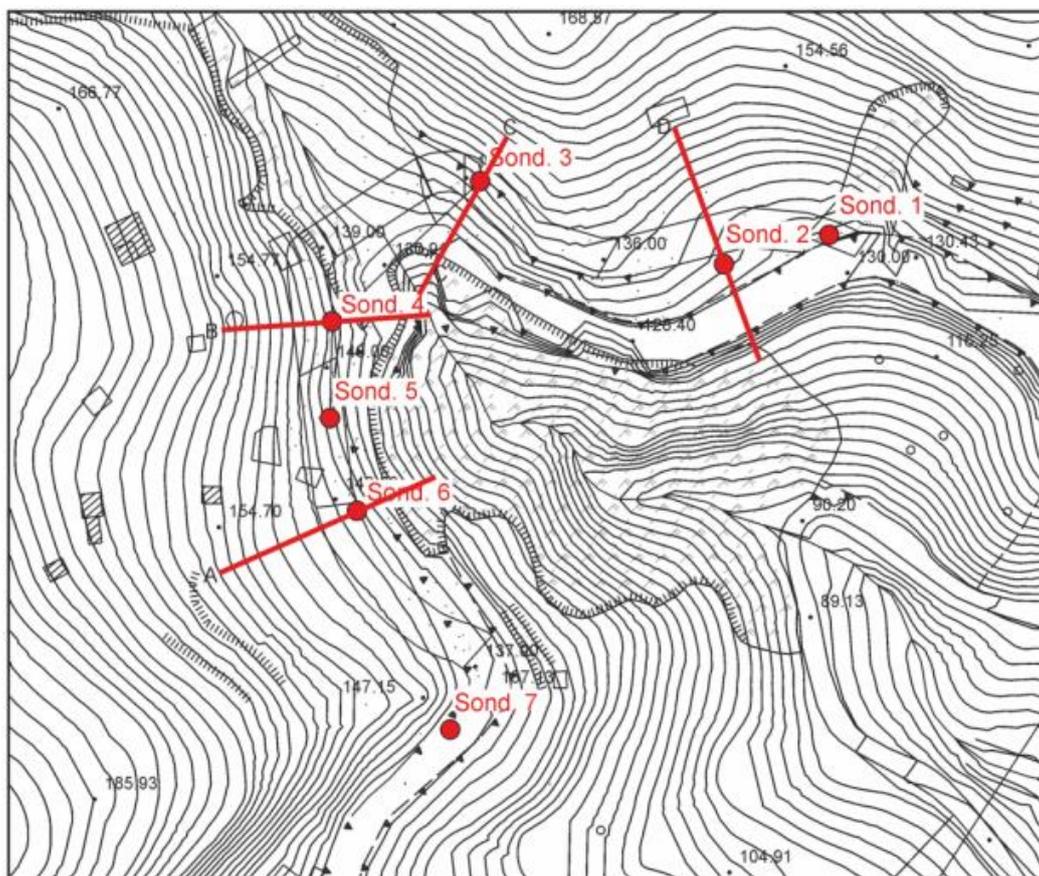


Fig. 9: Planimetria con ubicazione dei sondaggi dello Studio Geologico Preliminare – Fonte: Studio Geologico Preliminare

Nel corso delle perforazioni sono state effettuate 8 prove SPT e raccolti 24 campioni, 8 dei quali sottoposti ad analisi di laboratorio per la determinazione delle caratteristiche di resistenza al taglio.

Lo studio ha evidenziato la presenza di tre differenti livelli stratigrafici rappresentati, procedendo dal piano di campagna verso il basso, da un livello sommitale dato da terreni clastici limo-sabbiosi con ghiaie, un livello composto da materiale clastico a granulometria sabbioso-limosa con percentuali variabili di ghiaie e, infine, uno strato di filladi fratturate e degradate.

### 3.1.1 Prove SPT

La prova penetrometrica dinamica SPT (Standard Penetration Test) si esegue durante la perforazione e consiste nel misurare il numero di colpi necessari affinché un campionatore di dimensioni standard penetri nel terreno per 0,45 m sotto l'impatto di un maglio del peso di 63,5 kg lasciato cadere da un'altezza di 0,76 m.

Durante la prova si misura:

- $N_1$ , numero di colpi necessari a provocare l'avanzamento del campionatore per i primi 150 mm, avviamento
- $N_2$ , numero di colpi necessari a provocare l'avanzamento del campionatore per i successivi 150 mm
- $N_3$ , numero di colpi necessari a provocare l'avanzamento del campionatore per gli ultimi 150 mm

La resistenza alla penetrazione  $N_{SPT}$  è data da:  $N_{SPT} = N_2 + N_3$

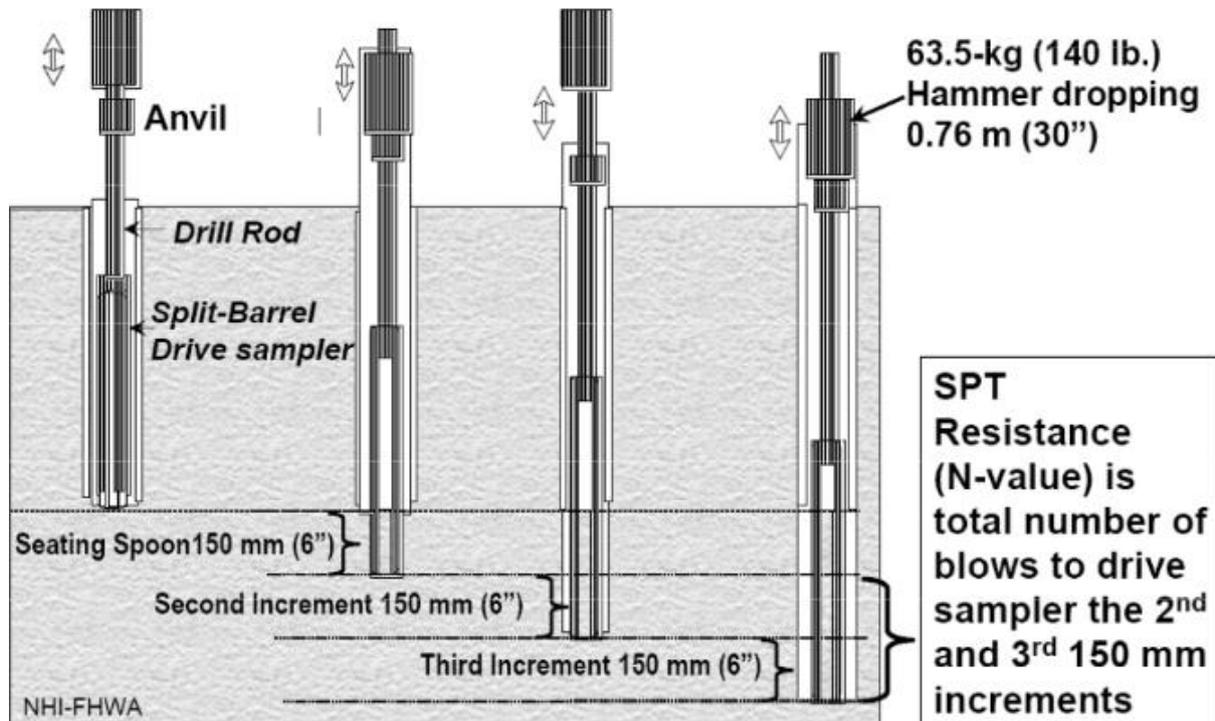


Fig. 10: Schema della prova SPT - Fonte: Università degli Studi di Firenze

Vi sono numerose correlazioni che legano la resistenza alla penetrazione ai diversi parametri geotecnici. I risultati delle prove SPT sono riportati in Tab.1 e interessano il secondo livello della stratigrafia precedentemente individuata.

Risultati prove SPT				
Sondaggio	Profondità minima [m]	Profondità massima [m]	Attrezzatura	$N_{SPT}$
S1	1,50	1,95	Raymond	43
S1	4,50	4,95	Raymond	24
S2	1,50	1,95	Raymond	16
S2	4,00	4,45	Raymond	R
S3	2,00	2,45	Raymond	12
S3	4,00	4,45	Raymond	53
S4	2,00	2,45	Raymond	39
S4	4,00	4,45	Raymond	R

Tab. 1: Risultati delle prove SPT – Fonte: Studio Geologico Preliminare

Le prove penetrometriche dinamiche sono state tutte effettuate nei primi metri di materiale, esse pertanto sono rappresentative dei terreni di copertura detritici riscontrati nell'area oggetto di studio. Trattandosi di terreni clastici sciolti a componente sabbioso-limoso-ghiaiosa, sono stati assimilati a materiali a comportamento incoerente con resistenza al taglio esprimibile in termini di tensioni efficaci. I risultati delle prove su tali litotipi sono stati, di conseguenza, correlati ai valori dell'angolo d'attrito e della densità relativa. Per tenere conto dell'influenza delle tensioni efficaci agenti alla quota della prova sono stati utilizzati i valori di  $N_{SPT}$  normalizzati  $(N_1)_{60}$ . I risultati ottenuti sono riportati in Tab.2.

Interpolazione risultati prove SPT		
Parametro	Valore medio	Deviazione standard
Angolo d'attrito	33°	4,2°
Densità relativa	73,5 %	21,8 %

Tab. 2: Interpolazione dei risultati ottenuti dalle prove SPT – Fonte: Studio Geologico Preliminare

Dai risultati (Tab.1) si evince che il comportamento di questo materiale è molto eterogeneo, infatti, per intervalli di profondità simili si ottengono valori  $N_{SPT}$  molto diversi o addirittura scarti R.

### 3.1.2 Prove di laboratorio

I campioni indisturbati raccolti durante le perforazioni meccaniche, tutti appartenenti allo strato più profondo, sono stati sottoposti ad analisi di laboratorio. In Tab.3 si riportano i risultati ottenuti.

Risultati prove di laboratorio					
Sondaggio	Profondità minima [m]	Profondità massima [m]	Massa volumica apparente [kN/m <sup>3</sup> ]	Resistenza a compressione uniassiale UCS [MPa]	Modulo di Young [GPa]
S1	9,20	9,70	26,24	6,18	4,63
S2	16,40	17,00	25,05	-	-
S2	18,30	18,80	24,89	13,22	10,90
S3	7,20	7,40	25,03	13,65	36,94
S4	6,50	7,00	24,79	9,97	6,30
S5	25,70	26,00	24,88	7,98	3
S6	9,00	9,20	24,82	13,19	-
S7	10,20	10,60	25,07	10,38	12,90
Valore medio			25,10	10,65	12,45
Deviazione standard			0,47	2,88	12,57

Tab. 3: Risultati delle prove di laboratorio – Fonte: Studio Geologico Preliminare

Il criterio di Hoek-Brown rappresenta correttamente il comportamento a rottura della roccia. Esso è non lineare e può essere usato sia nel caso di roccia intatta che per ammasso roccioso:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci}(m \sigma_{ci} \sigma'_3 + s_b \sigma_{ci})^a$$

Dove:

- $\sigma'_1$  è la tensione principale efficace massima a rottura
- $\sigma'_3$  è la tensione principale efficace minima a rottura
- $\sigma_{ci}$  è la resistenza alla compressione uniassiale del materiale roccioso intatto
- $m$  è un parametro che definisce il litotipo
- $s_b$  è un parametro che definisce il grado di frattura dell'ammasso roccioso

Il criterio, quindi, a partire dalle caratteristiche e dalle proprietà attribuite alla roccia intatta, introduce fattori atti a ridurre tali proprietà sulla base della classe di qualità dell'ammasso roccioso, stimata secondo gli indici di classificazione RMR e GSI.

Il criterio di rottura di Hoek-Brown generalizzato per gli ammassi rocciosi è definito come:

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

Dove:

- $m_b$  è calcolabile come segue:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right)$$

- $D$  è un fattore che dipende dal grado di disturbo a cui la massa rocciosa è sottoposta da parte dello scavo con esplosivo e dal successivo rilassamento della tensione. Esso varia da 0 per masse rocciose indisturbate a 1 per masse rocciose molto disturbate. Si ricava tramite classificazione tabellata realizzata da Hoek.

- $GSI$ , *Geological Strength Index*, è un indice per la classificazione dell'ammasso roccioso basato sul grado di fratturazione dello stesso e sulle caratteristiche delle sue discontinuità. Anche in questo caso è possibile utilizzare delle tabelle, proposte da Hoek & Marinos, o si può ricavare come funzione dell'indice di classificazione di Bieniawski RMR.

- $m_i$  è una costante calcolabile a partire dalle prove di compressione triassiali:

$$m_i = \frac{1}{\sigma_{ci}} \left[ \frac{\sum xy - (\sum x \sum y / n)}{\sum x^2 - ((\sum x)^2 / n)} \right]$$

- $x = \sigma'_3$

- $y = (\sigma'_1 - \sigma'_3)^2$

nel caso in cui non fossero state condotte prove triassiali, è possibile ricavare  $m_i$  da tabelle nuovamente proposte da Hoek.

- $s_b$  è una costante calcolabile come segue:

$$s_b = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)$$

- $a$  è una costante calcolabile come segue:

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3})$$

Poiché la maggior parte dei software in campo geotecnico lavora sulla base del criterio di rottura di Mohr-Coulomb, è possibile linearizzare il criterio di rottura di Hoek-Brown generalizzato per valori della tensione principale minima nell'intervallo:

$$0 < \sigma_3 < \sigma'_{3max}$$

Il processo porta alle seguenti relazioni per ricavare l'angolo d'attrito efficace e la coesione efficace:

$$\varphi' = \sin^{-1} \left[ \frac{6 a m_b (s_b + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6 a m_b (s_b + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}} \right]$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci}[(1+2a)s_b + (1-a)m_b \sigma'_{3n}](s_b + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + (6 a m_b (s_b + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}) / ((1+a)(2+a))}}$$

Dove

- $\phi'$  è l'angolo di attrito efficace
- $c'$  è la coesione efficace
- $\sigma'_{3n} = \frac{\sigma'_{3max}}{\sigma_{ci}}$

$\sigma'_{3max}$  è il massimo sforzo di confinamento per cui è valida la relazione tra i due criteri di rottura, la sua determinazione dipende dal fine per cui è calcolato

Avendo trovato una relazione che lega i due criteri, è possibile rappresentare il tutto sul piano  $\sigma'_1 - \sigma'_3$ :

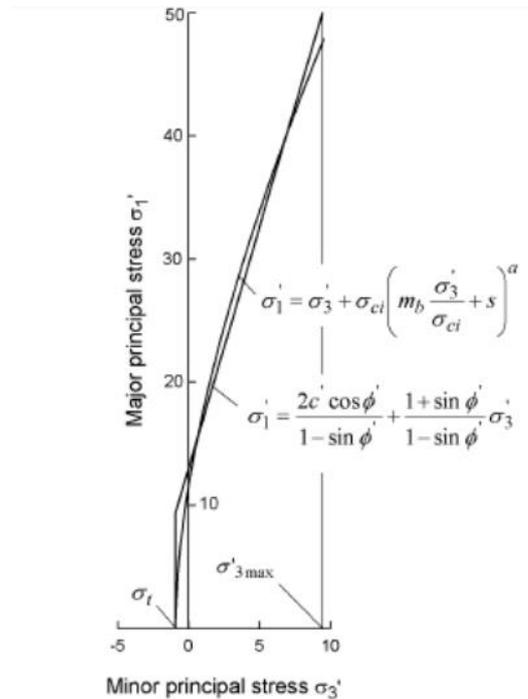


Fig. 11: Relazione tra il criterio di rottura di Hoek-Brown e quello di Mohr-Coulomb - Fonte: geostru.eu

La resistenza a compressione dell'ammasso roccioso  $\sigma_c$  è data dalla seguente equazione:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} s_b^a$$

La resistenza a trazione uniassiale  $\sigma_t$  è calcolabile come segue:

$$\sigma_t = -\frac{s_b \sigma_{ci}}{m_b}$$

E si ottiene ponendo  $\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma_t$  nel criterio generalizzato di Hoek-Brown. Questa condizione rappresenta la condizione di tensione biassiale che, per materiali fragili, è uguale alla resistenza a trazione uniassiale  $\sigma_t$  secondo quanto dimostrato da Hoek.

La resistenza dell'ammasso roccioso  $\sigma'_{cm}$  è data dalla seguente equazione:

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \frac{(m_b + 4s_b - a(m_b - 8s_b))(m_b/4 + s_b)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)}$$

Infine, il modulo di deformabilità dell'ammasso roccioso  $E_{mr}$ , può essere ricavato mediante la formula di Hoek e Diederichs che porta ad un risultato espresso in MPa:

$$E_{mr} = 1000 \left( \frac{1 - D/2}{1 + e^{((75+25D-GSI)/11)}} \right)$$

In Tab. 4 si riportano i risultati ottenuti dall'applicazione del metodo di Hoek-Brown sui provini rocciosi.

Caratteristiche di resistenza dell'ammasso roccioso		
Classificazione di Hoek-Brown		
$\sigma_{ci}$	8,75	MPa
$GSI$	21	
$m_i$	50	
$m_b$	2,98	
$s_b$	0,000154	
$D$	0	
$E_i$	5906,25	MPa
Classificazione di Mohr-Coulomb		
$c'$	0,45	MPa
$\varphi'$	35,80°	°
Parametri ammasso roccioso		
$\sigma_t$	-0,00045	MPa
$\sigma_c$	0,07587	MPa
$\sigma_{cm}$	1,75027	MPa
$E_{rm}$	283,773	MPa

Tab. 4: Caratteristiche di resistenza dell'ammasso roccioso – Fonte: Studio Geologico Preliminare

### 3.1.3 Prove down hole

All'interno delle perforazioni numero 3 e 4 attrezzate con tubo in PVC di 80 mm sono state eseguite due prove down hole (DH). Tali prove sono finalizzate alla determinazione dei profili delle onde sismiche di compressione, P, e di taglio, S, con l'aumentare della profondità. Si misura il tempo, T, di arrivo delle onde dirette P ed S, prodotte mediante la perturbazione del terreno per mezzo di una sorgente meccanica, alle varie profondità all'interno di un foro precedentemente realizzato che ospita un geofono. In questo modo è possibile ricavare anche la velocità V delle onde. In particolare, esistono diversi metodi per l'interpretazione delle registrazioni down hole, tra cui il metodo diretto e il metodo intervallo.

#### Metodo diretto:

Il metodo diretto prevede la correzione dei tempi di percorrenza necessari alle onde lungo il percorso tra sorgente e ricevitore in modo tale da considerare l'inclinazione del percorso delle onde. La formula per ricavare i tempi corretti è la seguente:

$$T_{corretto} = \frac{z}{r} T$$

Dove:

- z è la profondità a cui è posto il ricevitore
- r è la distanza tra la sorgente e il ricevitore
- T è il tempo di tragitto misurato

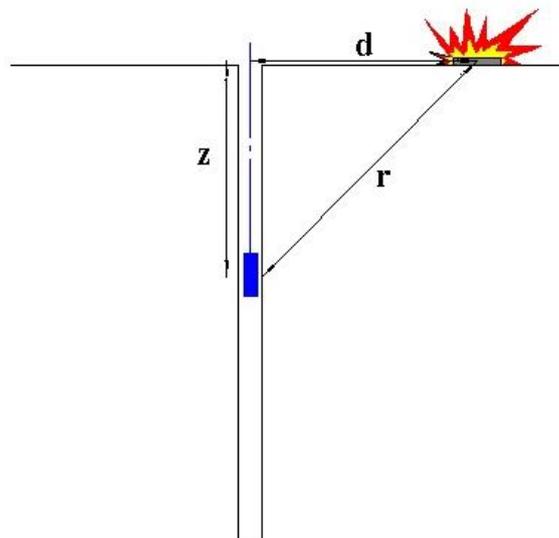


Fig. 12: Schema di prova down hole eseguita con il metodo diretto – Fonte: geostru.eu

Calcolati i tempi corretti per le onde P e le onde S è possibile dividere il terreno in strati omogenei in funzione della velocità media, i sismografi.

#### Metodo intervallo:

il metodo intervallo permette di misurare i tempi del tragitto delle onde tra due ricevitori posti a profondità differenti, garantendo una misura più accurata detta velocità di intervallo. Nel caso si

disponga di un solo ricevitore è possibile determinare valori di velocità di pseudo-intervallo con i quali calcolare i tempi corretti. È possibile calcolare le velocità di intervallo come segue:

$$V = \frac{z_2 - z_1}{T_{2,corretto} - T_{1,corretto}}$$

Questo metodo presenta due limiti: non tiene conto della velocità di propagazione delle onde all'interno degli strati sovrastanti e non è applicabile nel caso in cui  $T_{2,corretto} < T_{1,corretto}$

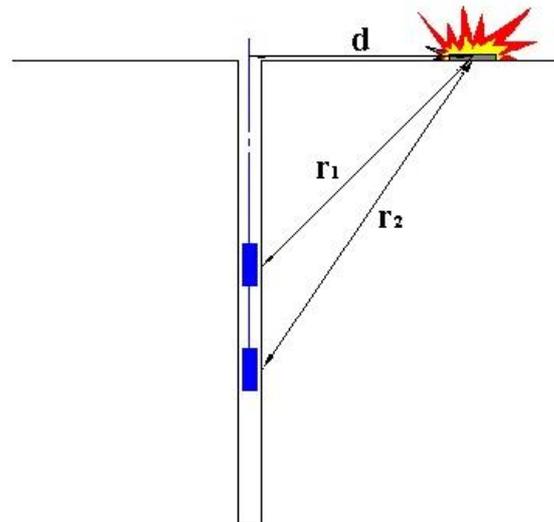


Fig. 13: Schema di prova down hole eseguita con il metodo intervallo -Fonte: geostru.eu

Dai risultati ottenuti con queste prove è possibile stimare la densità del materiale, il coefficiente di Poisson, il modulo di deformazione a taglio, il modulo di compressibilità edometrica, il modulo di Young e il modulo di compressibilità volumetrica per ogni intervallo.

### 3.1.3.1 Risultati prove down hole 1

Calcolo velocità con il metodo diretto DH1							
Profondità strato [m]	Spessore strato ( $h_i$ ) [m]	Profondità ricevitore (z) [m]	$T_P$ corretto [ms]	$T_S$ corretto [ms]	$V_P$ [m/s]	$V_S$ [m/s]	$h_i/V_{Si}$ [s]
0-4	4	4	6,18	14,06	646,99	284,55	0,0141
5-6	2	6	8,88	19,99	740,21	336,91	0,0059
7-12	6	12	15,46	33,65	912,21	439,21	0,0137
13-15	3	15	18,38	39,48	1028,61	515,21	0,0058
16-20	5	20	22,60	47,60	1184,31	615,34	0,0081
21-24	4	24	25,30	52,55	1482,94	808,46	0,0049
25-28	4	28	27,50	56,62	1817,12	983,19	0,0041
29-30	2	30	28,34	58,15	2389,19	1303,45	0,0015

Tab. 5: Calcolo delle velocità con il metodo diretto DH1 – Fonte: Studio Geologico Preliminare

A questo punto è possibile calcolare il  $V_{S30}$ :

$$V_{S,30} = \frac{30}{\sum h_i/V_{Si}} = 515,88 \text{ m/s}$$

Dai dati di velocità  $V_S$  e spessori  $h_i$  si ottiene un valore di  $V_{S,30}$  cioè la velocità equivalente delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità a partire dal piano campagna. In questo caso il  $V_{S,30}$  è pari a 518,88 m/s che, secondo la classificazione contenuta all'interno del DM/01/2008, corrisponde ad un suolo di categoria B: depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{S,30}$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

I risultati del calcolo delle velocità con il metodo di intervallo sono riportati in Tab.6.

Calcolo velocità con il metodo intervallo DH1					
Profondità strato [m]	Spessore strato ( $h_i$ ) [m]	Profondità ricevitore (z) [m]	$V_p$ [m/s]	$V_s$ [m/s]	$h_i/V_{Si}$ [s]
0-4	4	4	648,26	285,41	0,0140
5-6	2	6	741,76	337,37	0,0059
7-12	6	12	913,56	439,84	0,0136
13-15	3	15	1031,28	516,76	0,0058
16-20	5	20	1188,45	617,86	0,0081
21-24	4	24	1494,03	814,65	0,0049
25-28	4	28	1826,29	987,88	0,0040
29-30	2	30	2393,56	1305,53	0,0015

Tab. 6: Calcolo delle velocità con il metodo intervallo – Fonte: Studio Geologico Preliminare

A questo punto è possibile calcolare il  $V_{S30}$ :

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum h_i/V_{Si}} = 517,48 \text{ m/s}$$

L'applicazione del metodo intervallo porta ad un  $V_{S30} = 517,48$ , per cui anche in questo caso, come ci si aspettava, il suolo rientra nella categoria B del DM/01/2008.

Inoltre, è possibile calcolare i parametri elastici del terreno per ogni intervallo di misura tramite metodo diretto o per strati omogenei, i risultati sono riportati rispettivamente in Tab.7 e Tab.8.

Parametri elastici per ogni intervallo di misura DH1							
z [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\nu$ [-]	G [MPa]	$E_d$ [MPa]	E [MPa]	$E_v$ [MPa]	$\lambda$ [MPa]
1	21,23	0,392	149,55	843,77	416,44	644,37	544,67
2	23,06	0,369	207,50	997,92	568,03	721,25	582,91
3	22,94	0,383	213,65	1129,08	591,09	844,21	701,78
4	22,48	0,374	179,07	888,26	492,01	649,50	530,11
5	22,89	0,372	285,62	1404,21	783,92	1023,38	832,97
6	22,55	0,367	242,77	1152,29	663,50	828,61	666,76
7	23,13	0,354	463,41	2045,27	1254,47	1427,39	1118,45
8	23,11	0,352	490,25	2145,67	1325,57	1492,00	1165,17
9	22,92	0,340	457,70	1890,82	1226,92	1280,56	975,42
10	23,00	0,349	494,39	2128,01	1333,54	1468,82	1139,23
11	22,72	0,352	393,15	1720,68	1063,02	1196,49	934,39
12	22,73	0,348	420,88	1804,11	1134,57	1242,94	962,35
13	23,13	0,336	658,00	2663,88	1758,16	1786,54	1347,87
14	22,86	0,334	533,45	2142,35	1423,47	1431,09	1075,46
15	23,09	0,327	696,08	2707,96	1847,41	1779,86	1315,80
16	23,28	0,323	872,48	3341,28	2309,10	2177,98	1596,33
17	23,28	0,322	893,41	3408,10	2362,83	2216,88	1621,27
18	22,99	0,313	720,60	2644,57	1891,91	1683,76	1203,36
19	23,32	0,298	1063,46	3701,63	2761,70	2283,68	1574,70
20	23,30	0,317	992,89	3700,35	2614,56	2376,49	1714,57
21	23,39	0,293	1201,59	4105,44	3107,55	2503,33	1702,27
22	23,56	0,282	1528,32	5033,97	3918,67	2996,21	1977,33
23	23,01	0,287	1727,16	5772,42	4444,05	3469,54	2318,10
24	23,15	0,292	1884,14	6413,78	4868,70	3901,60	2645,51
25	23,21	0,288	1954,03	6554,60	5032,15	3949,23	2646,54
26	23,37	0,295	2168,46	7464,02	5615,42	4572,75	3127,11
27	23,51	0,297	2364,21	8198,57	6134,61	5046,29	3470,14
28	23,85	0,292	2921,39	9944,69	7549,00	6049,50	4101,91
29	24,31	0,287	3893,28	13011,91	10017,57	7820,87	5225,35
30	24,58	0,290	4620,12	15611,90	11918,42	9451,74	6371,65

Tab. 7: Parametri elastici per ogni intervallo di misura DH1 – Fonte: Studio Geologico Preliminare

Dove:

- $\gamma$  è il peso dell'unità di volume, dato da:

$$\gamma = \rho g$$

Dove:

- $\rho$  è la densità del materiale
- $g$  è l'accelerazione gravitazionale
- $\nu$  è il coefficiente di Poisson, dato da:

$$\nu = 0,5 \frac{\left(\frac{V_P}{V_S}\right)^2 - 2}{\left(\frac{V_P}{V_S}\right)^2 - 1}$$

- $G$  è il modulo di deformazione a taglio, dato da:

$$G = \rho V_S^2$$

- $E_d$  è il modulo di deformazione edometrica, dato da:

$$E_d = \rho V_P^2$$

- $E$  è il modulo di Young, dato da:

$$E = 2 \rho V_S^2 (1 + \nu)$$

- $E_v$  è il modulo di incompressibilità volumetrica, dato da:

$$E_v = \rho \left( V_P^2 - \frac{4}{3} V_S^2 \right)$$

- $\lambda$  è la costante di Lamè

Calcolo dei parametri elastici con il metodo intervallo DH1							
Profondità strato [m]	$\gamma_{medio}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\nu_{medio}$ [-]	$G_{medio}$ [MPa]	$E_{d,medio}$ [MPa]	$E_{medio}$ [MPa]	$E_{v,medio}$ [MPa]	$\lambda_{medio}$ [MPa]
0-4	22,43	0,38	187,44	964,76	516,89	714,83	589,87
5-6	22,72	0,37	264,19	1278,25	723,71	925,99	749,87
7-12	22,94	0,35	453,30	1955,76	1223,01	1351,36	1049,17
13-15	23,03	0,33	629,18	2504,73	1676,34	1665,83	1246,38
16-20	23,23	0,31	908,57	3359,19	2388,02	2147,76	1542,05
21-24	23,28	0,29	1585,30	5331,40	4084,74	3217,67	2160,80
25-28	23,49	0,29	2352,02	8040,47	6083,29	4904,44	3336,43
29-30	24,44	0,29	4256,70	14311,90	10967,99	8636,30	5798,50

Tab. 8: Calcolo dei parametri elastici con il metodo intervallo DH1 – Fonte: Studio Geologico Preliminare

Infine, in Tab.9 si riportano i parametri sismici ottenuti.

Parametri sismici DH1			
Z [m]	Is [kN/m <sup>2</sup> sec]	R [-]	T [-]
1	568,98	0,10	0,90
2	698,56	0,01	0,99
3	706,92	-0,05	1,05
4	640,65	0,12	0,88
5	816,43	-0,04	1,04
6	747,21	0,17	0,83
7	1045,37	0,01	0,99
8	1074,95	-0,02	1,02
9	1034,32	0,02	0,98
10	1076,88	-0,06	1,06
11	954,35	0,02	0,98
12	987,74	0,12	0,88
13	1245,80	-0,06	1,06
14	1115,15	0,07	0,93
15	1280,19	0,06	0,94
16	1439,21	0,01	0,99
17	1456,28	-0,06	1,06
18	1299,73	0,10	0,90
19	1590,26	-0,02	1,02
20	1535,97	0,05	0,95
21	1692,78	0,06	0,94
22	1916,32	0,02	0,98
23	2013,26	0,02	0,98
24	2109,05	0,01	0,99
25	2150,50	0,03	0,97
26	2273,47	0,02	0,98
27	2380,83	0,06	0,94
28	2665,41	0,08	0,92
29	3106,33	0,05	0,95
30	3402,82	-1,00	2,00

Tab. 9: Parametri sismici DH1 – Fonte: Studio Geologico Preliminare

Dove:

- $I_s$  è l'impedenza sismica
- $R$  è il coefficiente di riflessione
- $T$  è il coefficiente di trasmissione

Per quanto riguarda la prova DH1 (Tab.5, Tab.6, Tab.7, Tab.8, Tab.9), si osserva che i risultati delle velocità di propagazione delle onde calcolate con i due diversi metodi utilizzati sono molto simili. In particolare, sia per  $V_p$  che per  $V_s$ , i risultati ottenuti con il metodo di intervallo sono sempre superiori a quelli ottenuti con il metodo diretto, ma entrambi i valori di  $V_{s,30}$  rientrano nella stessa categoria normativa, quindi, la differenza tra i metodi utilizzati non ha un effetto notevole. Dato l'andamento regolare della velocità di propagazione delle onde, anche i parametri elastici ottenuti hanno valori e tendenze ragionevoli.

### 3.1.3.2 Risultati prove down hole 2

Calcolo velocità con il metodo diretto DH2							
Profondità strato [m]	Spessore strato ( $h_i$ ) [m]	Profondità ricevitore (z) [m]	$T_p$ corretto [ms]	$T_s$ corretto [ms]	$V_p$ [m/s]	$V_s$ [m/s]	$h_i/V_{si}$ [s]
0-6	6	6	6,61	14,93	907,23	285,41	0,0135
7-9	3	9	9,67	21,38	981,56	465,38	0,0064
10-12	3	12	12,35	26,88	1118,93	544,81	0,0055
13-18	6	18	16,51	34,95	1441,91	743,89	0,0081
19-23	5	23	19,24	40,06	1831,09	978,07	0,0051
24-25	2	25	20,46	42,32	1638,23	884,84	0,0023
26-30	5	30	22,91	46,85	2045,43	1105,45	0,0045

Tab. 10: Calcolo delle velocità con il metodo diretto DH2 – Fonte: Studio Geologico Preliminare

A questo punto è possibile calcolare il  $V_{s,30}$ :

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum h_i/V_{si}} = 659,91 \text{ m/s}$$

In questo caso il  $V_{s,30}$  è pari a 659,91 m/s per cui la categoria di suolo all'interno del DM/01/2008 è nuovamente la categoria B.

Calcolo velocità con il metodo intervallo DH2					
Profondità strato [m]	Spessore strato ( $h_i$ ) [m]	Profondità ricevitore (z) [m]	$V_p$ [m/s]	$V_s$ [m/s]	$h_i/V_{si}$ [s]
0-6	6	6	648,26	403,73	0,0149
7-9	3	9	741,76	466,27	0,0064
10-12	3	12	913,56	549,30	0,0055
13-18	6	18	1031,28	745,07	0,0081
19-23	5	23	1188,45	980,79	0,0051
24-25	2	25	1494,03	886,18	0,0023
26-30	5	30	1826,29	1124,75	0,0044

Tab. 11: Calcolo delle velocità con il metodo intervallo – Fonte: Studio Geologico Preliminare

Si procede con il calcolo del  $V_{s,30}$ :

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum h_i/V_{si}} = 643,63 \text{ m/s}$$

L'applicazione del metodo intervallo porta ad un  $V_{s,30} = 643,63 \text{ m/s}$ , per cui anche in questo caso, come ci si aspettava, il suolo rientra nella categoria B del DM/01/2008.

Anche questa volta si procede al calcolo dei i parametri elastici del terreno per ogni intervallo di misura tramite metodo diretto o per strati omogenei, rispettivamente in Tab.12 e Tab.13.

Parametri elastici per ogni intervallo di misura DH2							
z [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\nu$ [-]	G [MPa]	$E_d$ [MPa]	E [MPa]	$E_v$ [MPa]	$\lambda$ [MPa]
1	22,24	0,384	306,30	1626,16	847,81	1217,77	1013,57
2	23,66	0,381	353,29	1841,56	976,01	1370,51	1134,98
3	23,47	0,379	369,13	1898,04	1018,28	1405,86	1159,78
4	23,39	0,381	392,61	2037,19	1084,10	1513,71	1251,97
5	23,30	0,375	415,52	2079,58	1142,80	1525,56	1248,54
6	23,32	0,364	493,69	2312,99	1347,11	1654,73	1325,60
7	23,19	0,356	485,79	2171,31	1317,35	1523,60	1199,74
8	23,13	0,359	477,93	2172,77	1299,01	1535,54	1216,92
9	23,23	0,349	581,19	2512,04	1568,63	1737,12	1349,66
10	23,18	0,356	562,22	2512,95	1524,62	1763,33	1388,51
11	23,52	0,340	888,43	3670,24	2381,56	2485,66	1893,38
12	23,25	0,335	721,23	2908,14	1925,84	1946,50	1465,68
13	23,67	0,328	1193,07	2659,78	3168,61	3069,01	2273,63
14	23,69	0,322	1287,43	4911,14	3404,89	3194,57	2336,29
15	23,63	0,317	1261,01	4699,56	3320,57	3018,22	2177,55
16	23,70	0,321	1371,14	5210,11	3623,70	3381,92	2467,83
17	23,70	0,319	1426,91	5359,18	3762,96	3456,63	2505,35
18	23,68	0,303	1516,45	5358,02	3950,73	3336,09	2325,12
19	23,48	0,313	2309,67	8476,36	6063,95	5396,80	3857,01
20	23,44	0,318	2264,04	8470,38	5966,21	5451,66	3942,30
21	23,37	0,302	2159,96	7603,12	5622,76	4723,17	3283,19
22	23,79	0,285	2814,19	9371,13	7234,74	5618,88	3742,76
23	23,25	0,282	2003,82	6600,17	5137,87	3928,41	2592,53
24	22,99	0,291	1700,26	5766,54	4389,84	3499,53	2366,02
25	23,25	0,297	2010,21	6970,95	5216,04	4290,68	2950,54
26	23,19	0,301	1924,72	6749,71	5006,38	4183,42	2900,27
27	23,73	0,293	2709,83	9258,65	7008,20	5645,54	3838,99
28	23,86	0,295	2949,74	10153,27	7641,34	6220,29	4253,80
29	23,33	0,285	3947,14	13143,83	10147,35	7880,97	5249,54
30	23,43	0,291	4215,90	14298,50	10884,87	8677,30	5866,70

Tab. 12: Parametri elastici per ogni intervallo di misura DH2 – Fonte: Studio Geologico Preliminare

Calcolo dei parametri elastici con il metodo intervallo DH2							
Profondità strato [m]	$\gamma_{medio}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\nu_{medio}$ [-]	$G_{medio}$ [MPa]	$E_{d,medio}$ [MPa]	$E_{medio}$ [MPa]	$E_{\nu,medio}$ [MPa]	$\lambda_{medio}$ [MPa]
0-6	23,23	0,38	388,42	1965,92	1069,35	1448,02	1189,07
7-9	23,18	0,35	514,97	2285,38	1394,99	1598,75	1255,44
10-12	23,32	0,34	723,96	3030,45	1944,01	2065,16	1582,52
13-18	23,68	0,32	1342,67	5032,97	3538,58	3242,74	2347,63
19-23	23,47	0,30	2130,34	8104,23	6005,11	5023,78	3483,56
24-25	23,12	0,29	1855,23	6368,75	4802,94	3895,10	2658,28
26-30	23,91	0,29	3149,47	10720,79	8137,63	6521,50	4421,86

Tab. 13: Calcolo dei parametri elastici con il metodo intervallo DH2 – Fonte: Studio Geologico Preliminare

Infine, i parametri sismici ricavati sono riportati in Tab.14.

Parametri sismici DH2			
Z [m]	Is [kN/m <sup>2</sup> sec]	R [-]	T [-]
1	833,40	0,05	0,95
2	923,27	0,01	0,99
3	939,95	0,01	0,99
4	967,75	0,01	0,99
5	993,69	0,04	0,94
6	1083,60	-0,01	1,01
7	1071,76	0,00	1,00
8	1061,65	0,05	0,95
9	1173,23	-0,01	1,01
10	1152,80	0,12	0,88
11	1459,58	-0,05	1,05
12	1307,76	0,13	0,87
13	1697,00	0,02	0,98
14	1763,60	-0,01	1,01
15	1743,11	0,02	0,98
16	1820,30	0,01	0,99
17	1857,14	0,02	0,98
18	1913,76	0,10	0,90
19	2351,35	-0,01	1,01
20	2326,44	-0,01	1,01
21	2268,71	0,07	0,93
22	2612,79	-0,09	1,09
23	2179,59	-0,04	1,04
24	1996,44	0,04	0,96
25	2183,30	-0,01	1,01
26	2133,20	0,09	0,91
27	2560,65	0,02	0,98
28	2679,17	0,08	0,92
29	3129,16	0,02	0,98
30	3240,90	-1,00	2,00

Tab. 14: Parametri sismici DH2 – Fonte: Studio Geologico Preliminare

Nella prova DH2 (Tab.10, Tab.11, Tab.12, Tab.13, Tab.14) i valori  $V_p$  calcolati con il metodo dell'intervallo sono inferiori in ogni strato rispetto a quelli calcolati con il metodo diretto. Al contrario, i valori  $V_s$  calcolati con i due metodi sono sempre molto simili, i risultati del metodo di intervalli sono sempre più alti di quelli del metodo diretto. L'unico valore profondamente diverso è quello ottenuto per il primo strato, dove il metodo diretto produce un risultato che è circa il 70% di quello del metodo di intervallo. Questa differenza si riflette nei valori di  $V_{S,30}$ , i quali però rientrano nello stesso limite normativo.

## 3.2 Campagna di indagini integrative

Nella successiva campagna di indagini integrative dello Studio Geologico sono stati eseguiti:

- 5 sondaggi geognostici a rotazione e carotaggio continuo
- 5 prelievi di campioni lapidei
- 5 prove SPT
- 6 prove pressiometriche

La Fig. 14 individua la posizione dei sondaggi eseguiti nelle due campagne geologiche. In particolare, in rosso sono riportate le posizioni dei sondaggi relativi allo Studio Geologico Preliminare e in blu quelle relative allo Studio Geologico di Aggiornamento.

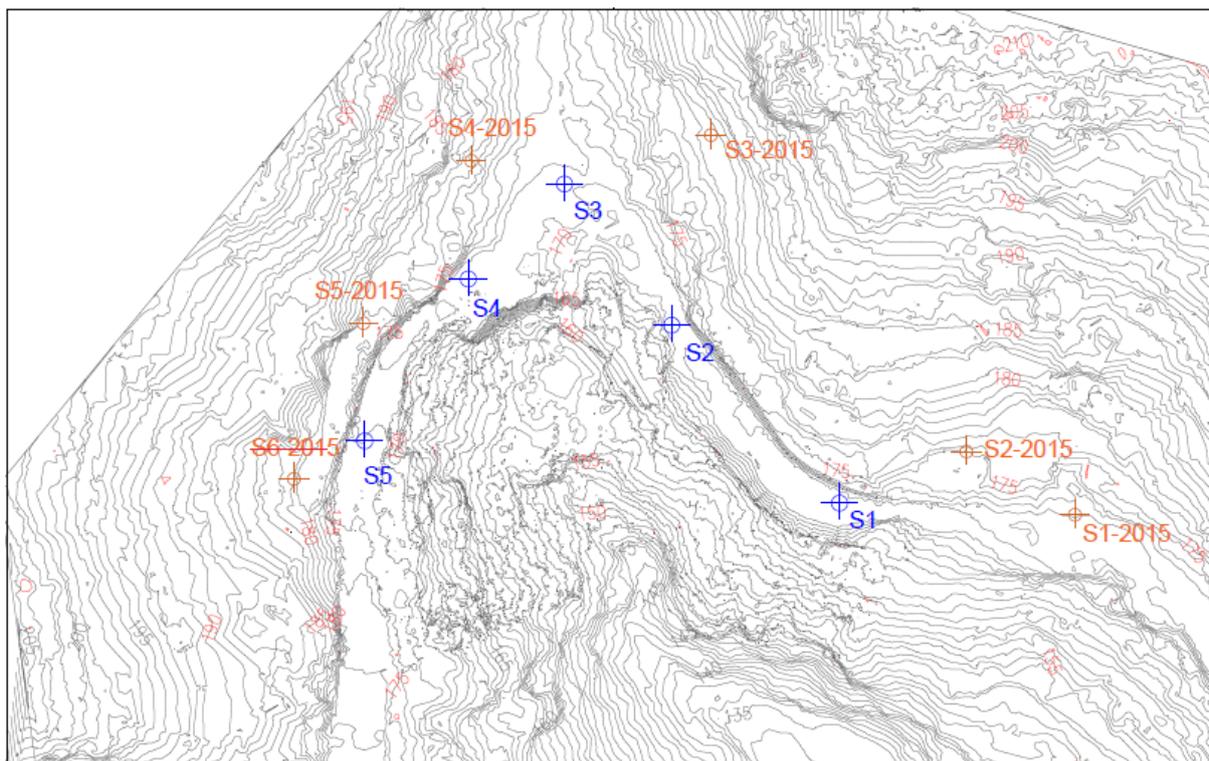


Fig. 14: Planimetria con ubicazione dei sondaggi effettuati nelle due campagne – Fonte: Studio Geologico di Aggiornamento

Nel seguito si riportano i risultati dello Studio Geologico di Aggiornamento.

Prove SPT						
Sondaggio	Profondità [m]	Punta	Lecture			$N_{SPT}$
S1	3,00	Chiusa	10	9	12	21
S2	2,00	Chiusa	12	14	14	28
S3	3,00	Chiusa	9	8	12	20
S4	2,50	Chiusa	8	11	22	33
S5	3,00	Chiusa	9	12	25	37

Tab. 15: Risultati prove SPT – Fonte: Studio Geologico di Aggiornamento

Prove pressiometriche			
Sondaggio	Prova	Profondità [m]	Modulo pressiometrico [MPa]
S3	P1	5,00	10,78
	P2	17,50	74,02
S4	P1	5,00	9,42
	P2	13,50	76,69
S5	P1	4,50	8,57
	P2	20,00	61,73

Tab. 16: Risultati prove pressiometriche – Fonte: Studio Geologico di Aggiornamento

### 3.3 Modello geotecnico

Il modello geologico è stato ricostruito come una sintesi di tutti i dati acquisiti durante le due campagne di investigazione. In esso sono rappresentati i rapporti geometrici tra le varie unità geologiche e definiti gli aspetti stratigrafici, strutturali, idrogeologici e geomorfologici.

Nell'area affiorano estesamente le filladi fratturate di colore grigio-nerastro o grigio-azzurro-verdastro con tessitura scistosa e presenza di vene e lenti di quarzo con un orizzonte di alterazione superficiale con spessori compresi tra i 2 m e i 10 m talvolta ricoperto da coltri detritiche o di riporto che possono raggiungere e superare i 5 m di spessore. In corrispondenza dell'asta fluviale, le coltri sono state asportate ed affiora direttamente il substrato o la coltre di alterazione che in ogni caso non ha una netta soluzione di continuità con la formazione a cui è associata. Lungo le perforazioni eseguite non è stata riscontrata la presenza di falda.

I sondaggi più significativi hanno restituito caratteristiche abbastanza coerenti in riferimento alla successione lito-stratigrafica con la profondità. Da essi si denota la stratigrafia che risulta costituita da:

#### **Filladi fratturate ed alterate**

Si tratta di metamorfiti di basso grado alterate, di colore variabile dal grigio all'azzurro-verdastro al nero, a tessitura scistosa, molto deformate e intensamente fratturate, con presenza di lenti e vene di quarzo.

#### **Filladi fratturate**

Si tratta di metamorfiti di basso grado, di colore variabile dal grigio all'azzurro-verdastro al nero, a tessitura scistosa, molto deformate e intensamente fratturate, con presenza di lenti e vene di quarzo, le caratteristiche migliorano con la profondità.

#### **Coltri detritiche e riporto**

Si tratta degli orizzonti legati alla realizzazione del tracciato stradale preesistente cioè ai riempimenti, al sottofondo stradale ed ai rilevati connessi. Oltre a ciò, rientrano nella categoria anche i materiali movimentati per il ripristino provvisorio della viabilità a seguito dell'evento del 2009. Nel complesso si tratta di ghiaie grossolane eterogenee, in rapporto geometrico vario con sabbie, ghiaie o sfabbricidi.

## Materiali alluvionali

Il torrente Racinazzi, a seguito dell'evento alluvionale del 2009 e della contemporanea occlusione della luce del ponticello che lo attraversava, ha accumulato a monte di quest'ultimo uno spesso prisma alluvionale costituito da sabbie, ghiaie e blocchi nel complesso incoerenti misti alle coperture strappate dai versanti di monte.

Alcune incongruenze relative all'incompatibilità tra la vecchia e la nuova campagna di indagini si rilevano per la presenza di strati più o meno consistenti di terreno di riporto immediatamente sotto il tracciato stradale esistente, emersi in occasione della seconda campagna di indagini: circostanza presumibilmente riconducibile alle modalità di esecuzione del vecchio tracciato stradale, forse in parte realizzato su terreno di riempimento. Inoltre, non essendo stata rilevata la presenza di acqua durante le indagini, si considerano condizioni drenate.

In Fig.15 e Fig.16 si riportano i risultati ottenuti tramite i sondaggi geognostici a carotaggio continuo per le due campagne di indagini.

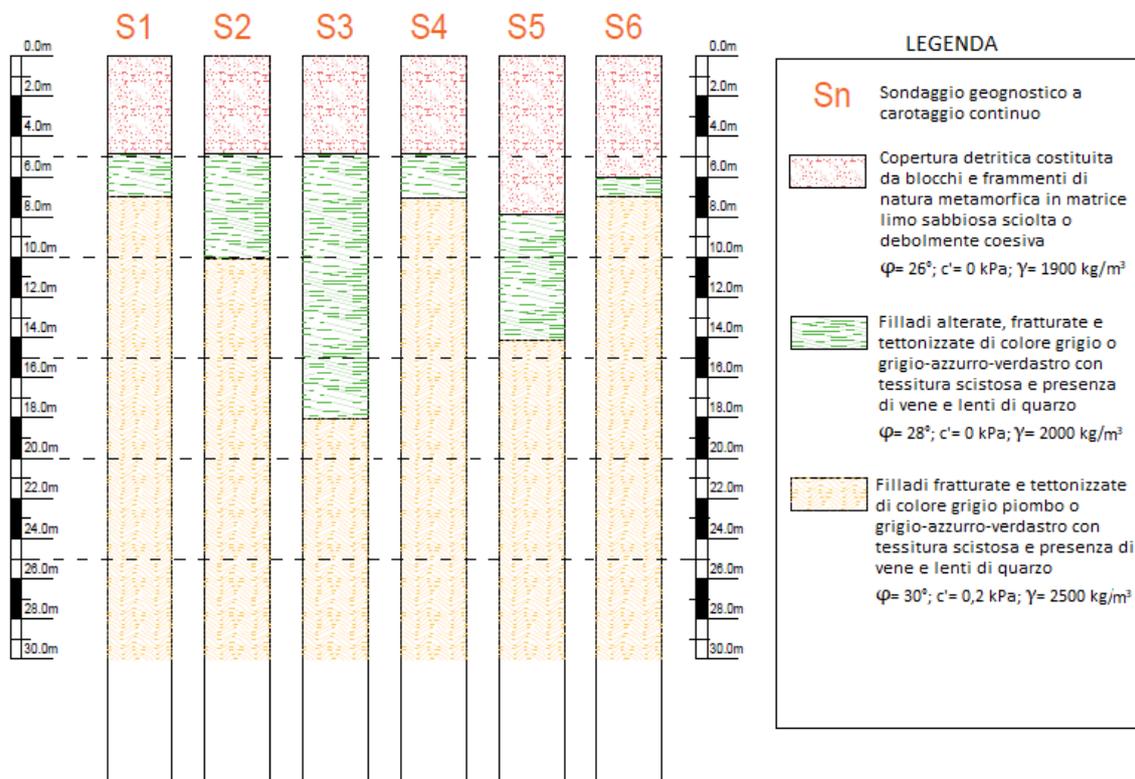


Fig. 15: Risultati sondaggi geognostici a carotaggio continuo - Fonte: Studio Geologico Preliminare

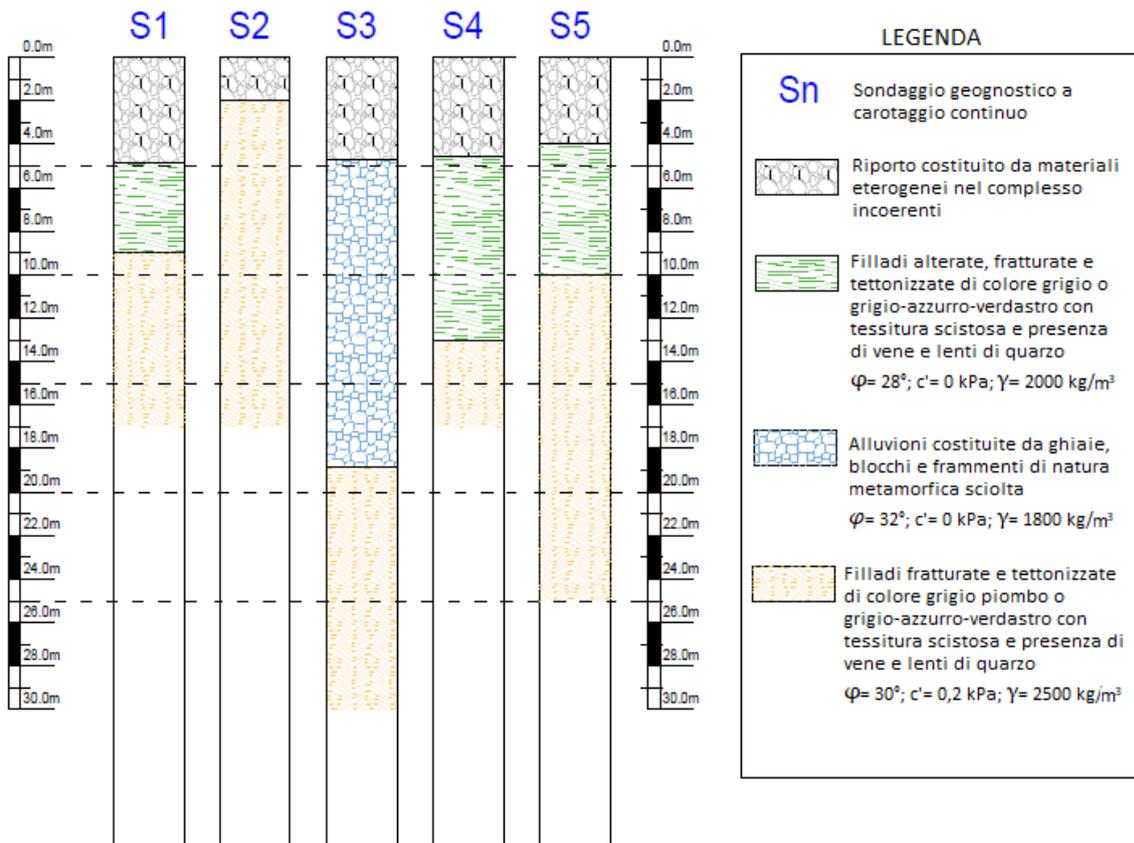


Fig. 16: Risultati sondaggi geognostici a carotaggio continuo - Fonte: Studio Geologico di Aggiornamento

Alla luce di quanto illustrato, i valori dei parametri geotecnici assunti per il calcolo delle opere di sostegno, sono:

- Copertura detritica di natura metamorfica in matrice limoso sabbiosa
 

Peso dell'unità di volume:  $\gamma = 19 \frac{kN}{m^3}$

Angolo di attrito interno:  $\varphi = 26^\circ$

Coazione drenata:  $c' = 0 \text{ kPa}$
- Filladi alterate molto fratturate e tettonizzate grigio-azzurre a tessitura scistosa
 

Peso dell'unità di volume:  $\gamma = 20 \frac{kN}{m^3}$

Angolo di attrito interno:  $\varphi = 28^\circ$

Coazione drenata:  $c' = 0 \text{ kPa}$
- Filladi molto fratturate e tettonizzate grigio piombo a tessitura scistosa con presenza di quarzo
 

Peso dell'unità di volume:  $\gamma = 25 \frac{kN}{m^3}$

Angolo di attrito interno:  $\varphi = 30^\circ$

Coazione drenata:  $c' = 20 \text{ kPa}$
- Alluvioni
 

Peso dell'unità di volume:  $\gamma = 18 \frac{kN}{m^3}$

Angolo di attrito interno:  $\varphi = 32^\circ$

Coazione drenata:  $c' = 0 \text{ kPa}$

## 4 Descrizione del progetto

L'obiettivo del progetto è il ripristino della viabilità sul torrente Racinazzi tramite la realizzazione di un nuovo attraversamento. In aggiunta alle opere di contenimento necessarie, è prevista la realizzazione di opere per l'adeguata regimentazione delle acque dal tracciato sia a valle che a monte del nuovo attraversamento.

Gli interventi in progetto sono:

- Demolizione dei manufatti danneggiati e/o crollati in occasione degli eventi alluvionali
- Disgaggio negli elementi lapidei instabili a valle del tracciato stradale esistente
- Realizzazione di due palificate a monte e a valle del tracciato stradale in progetto mediante pali trivellati gettati in opera di diametro pari a 60 cm e lunghezza 15 m tirantati, disposti su di un'unica fila, tangenti l'una all'altro per evitare fenomeni di distacco localizzato di terreno
- Realizzazione di un tombino chiuso in calcestruzzo armato per l'attraversamento del corso d'acqua
- Realizzazione di una vasca di dissipazione a monte del tombino chiuso, allo scopo di ridurre le sollecitazioni della corrente idraulica
- Realizzazione di un tombino aperto in calcestruzzo armato a valle per consentire il corretto deflusso delle acque regimentate a monte
- Sistemazione idraulica a monte della vasca di dissipazione mediante gradonature e gabbionate;
- Realizzazione di una briglia a pettine in calcestruzzo armato a monte delle gradonature, che consenta di impedire il passaggio nello scatolare di massi di grosse dimensioni
- Sistemazione delle zone a pendenze elevate mediante l'uso di terre armate verdi e rinverdimento del fronte a valle
- Realizzazione di fondazione stradale in tout venant e posa del manto di asfalto
- Raccolta e regimentazione delle acque piovane di dilavamento superficiale della sede stradale
- Realizzazione di opere di drenaggio per il corretto allontanamento delle acque
- Opere di ingegneria naturalistica a completamento

Come si evince dagli interventi citati, il progetto è un'ampia sintesi di molti argomenti trattati nei vari corsi seguiti dallo scrivente al Politecnico di Torino, dalla Geotecnica alla Tecnica delle Costruzioni passando per l'Idraulica Tecnica. Inoltre, dalla quantità e dal tipo di interventi trattati si denota l'importanza del progetto, necessario per ridare dignità ad un'intera comunità. Per dare l'idea dell'entità delle attività necessarie per la messa in sicurezza dell'area, si propone un confronto tra lo stato di fatto a seguito degli eventi alluvionali e lo stato di progetto (Figure 17, 18 e 19).



Fig. 17: Ortofoto dello stato di fatto ante progetto - Fonte: Google Earth



Fig. 18: Planimetria di progetto su ortofoto - Fonte: Progetto Esecutivo

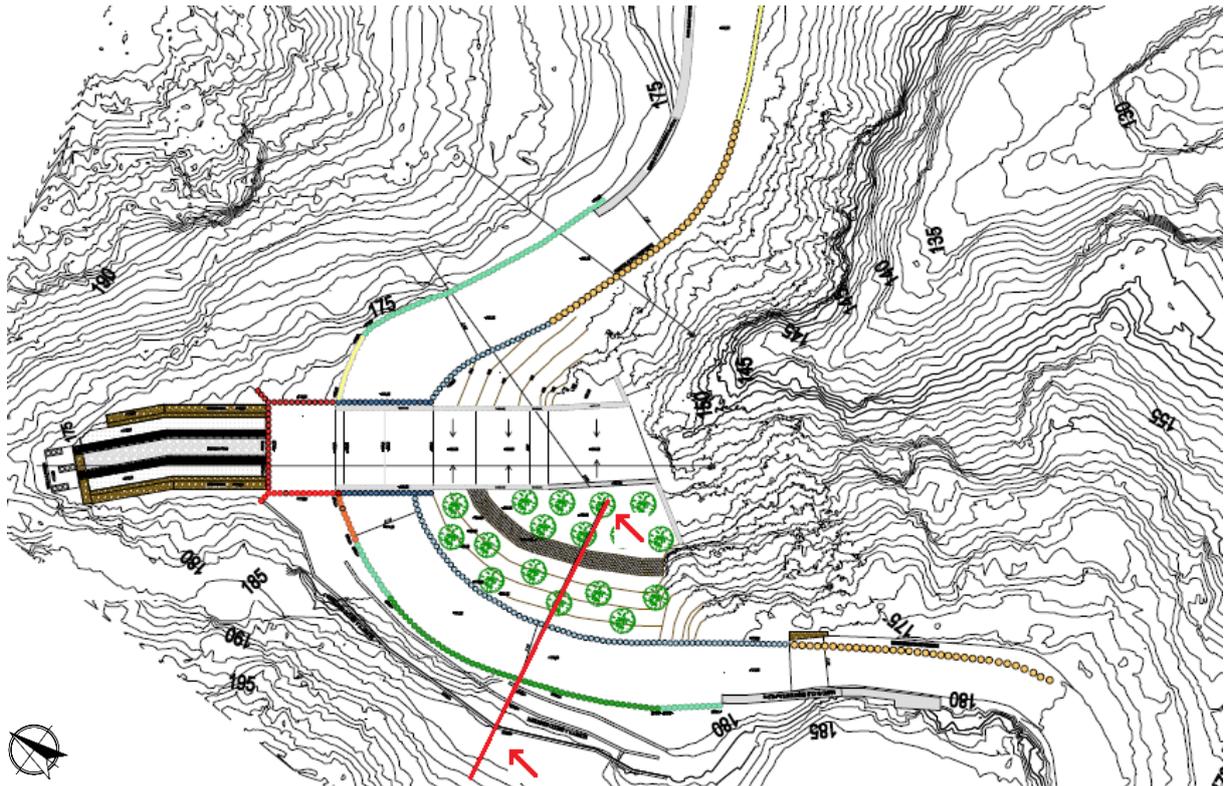


Fig. 19 Planimetria progettuale - Fonte: Progetto Esecutivo

- PARATIA DI PALI A MONTE quota testa palo 176,00 m  
d= 60 cm l= 15,0 m
- PARATIA DI PALI A MONTE quota testa palo 178,00 m  
d= 60 cm l= 15,0 m
- PARATIA DI PALI A MONTE quota testa palo 173,00/175,00 m  
d= 60 cm l= 15,0 m
- PARATIA DI PALI A MONTE DELL'ATTRAVERSAMENTO quota testa palo 173,00 m  
d= 60 cm l= 15,0 m
- PARATIA DI PALI A TERGO DELLO SCATOLARE quota testa palo 170,10 m  
d= 60 cm l= 15,0 m
- PARATIA DI PALI A VALLE quota testa 169,25/172,95 m  
d= 60 cm l= 15,0 m
- MURO SU PALI IN C.A. h<sub>w</sub>=5,0 m - d<sub>p</sub>= 60 cm l<sub>p</sub>= 10,0 m
- ▨ GABBIONATE IN PROGETTO
- ▨ TERRE RINFORZATE IN PROGETTO
- ▨ MURETTI A SECCO ESISTENTI
- PARATIA DI PALI ESISTENTE - d= 80 cm l= 8,0/10,0 m

Fig. 20: Legenda di Fig. 19 – Fonte: Progetto Esecutivo

Tra le sezioni individuate all'interno della planimetria, nel presente lavoro di tesi è stato deciso di analizzare quella evidenziata in rosso in Fig.19.

## 5 Sezione di analisi

La sezione di analisi è caratterizzata da numerosi manufatti realizzati, in passato, a secco o in calcestruzzo, alcuni dei quali da demolire nella fase iniziale dei lavori. La stratigrafia della sezione è individuata all'interno della relazione geologica, la Fig.21 mostra lo stato di fatto ante progetto.

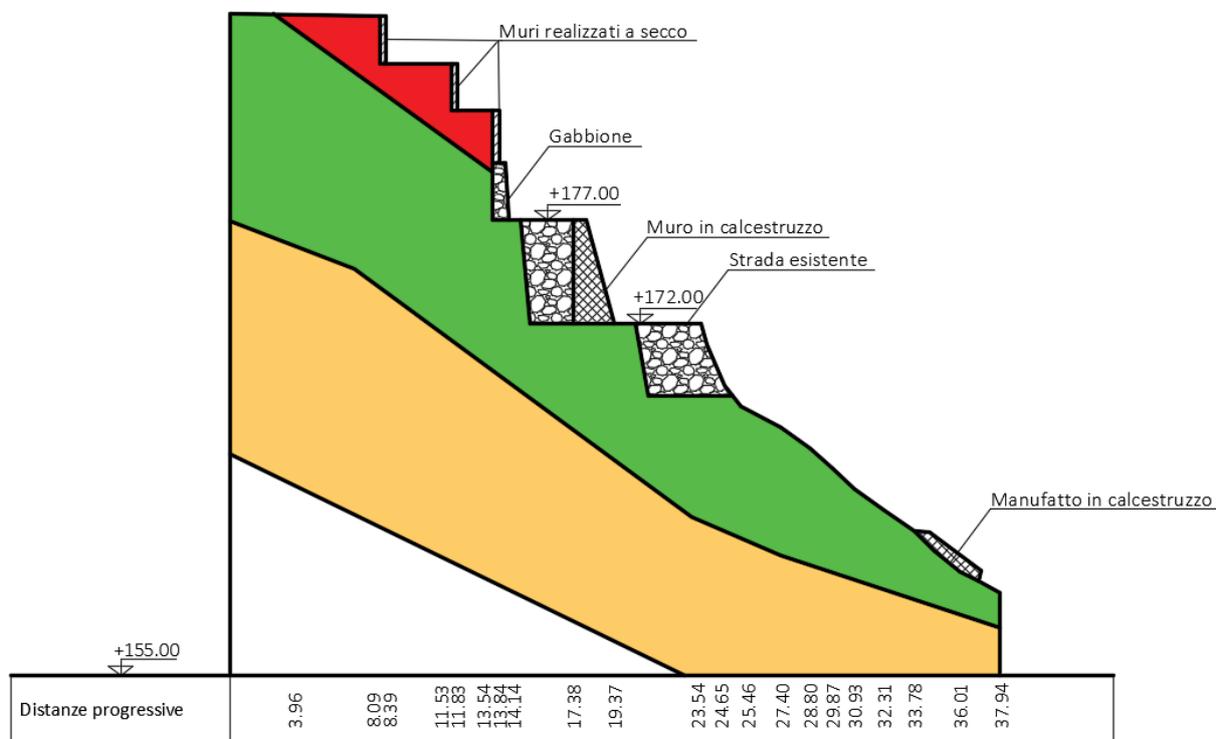


Fig. 21: Sezione di analisi, stato di fatto ante progetto, quote in m slm – Fonte: Studio Geologico di Aggiornamento

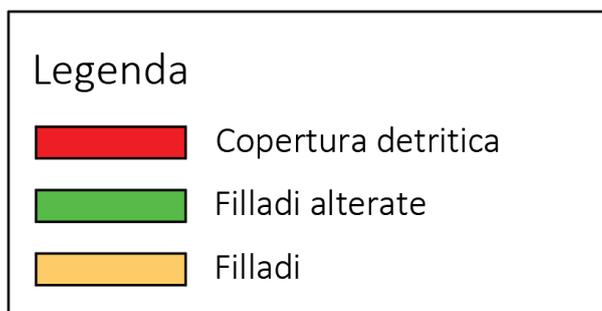


Fig. 22: Legenda Sezione - Fonte: Studio Geologico di Aggiornamento

Gli interventi previsti in progetto per tale sezione sono multipli. Infatti, sono previsti: gli scavi di sbancamento necessari alla realizzazione del nuovo tracciato stradale, il consolidamento del terreno franoso con paratie di pali armati di altezza 15 m e diametro 60 cm poste a valle e a monte della strada in progetto, la realizzazione di terre armate verdi di altezza 5 m e la realizzazione di un tombino aperto, in calcestruzzo armato. Tale tombino avrà una doppia funzione: idraulica e di consolidamento.

Il risultato progettuale, estrapolato dalle tavole del progetto esecutivo, è riportato in Fig.23 ed è il punto di partenza del presente lavoro.

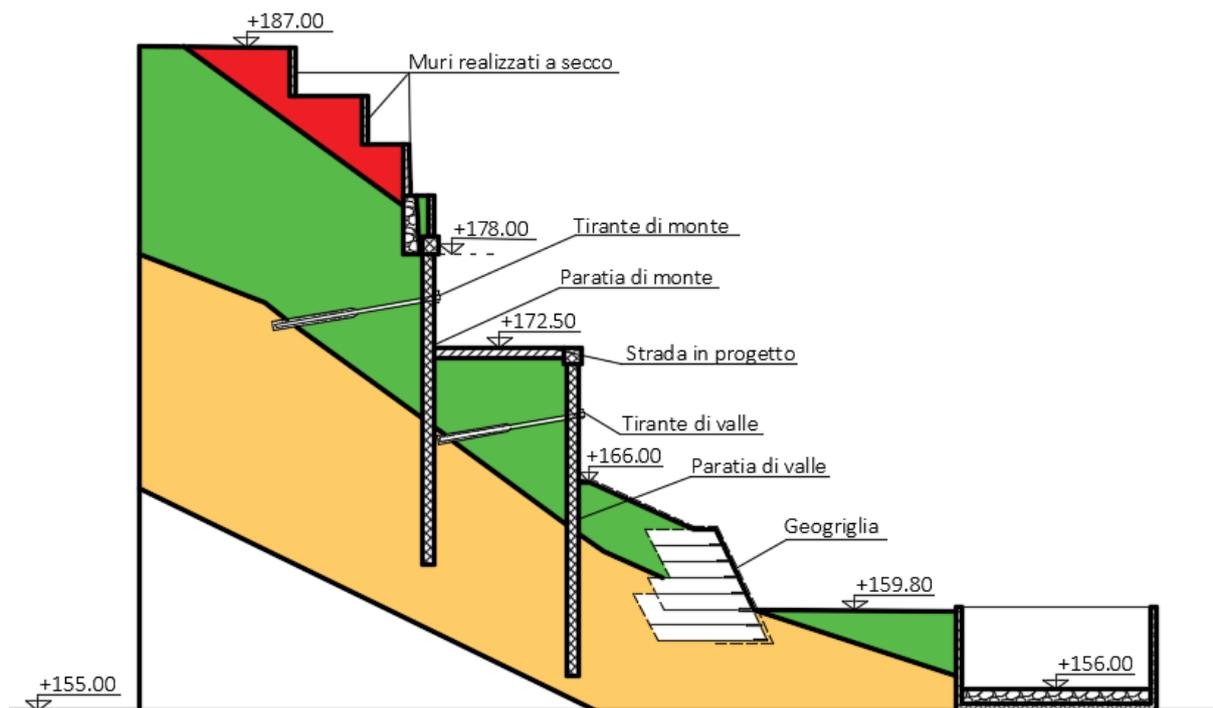


Fig. 23: Sezione di analisi, stato di progetto quote in m slm - Fonte: Progetto esecutivo

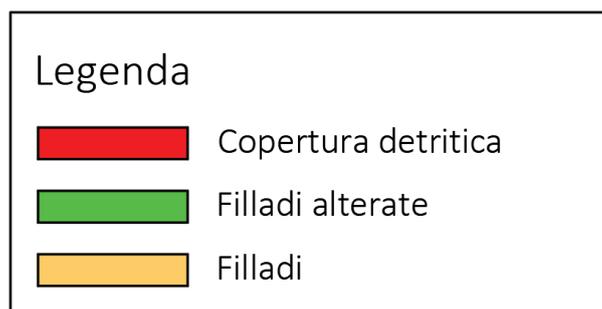


Fig. 24: Legenda sezione - Fonte: Progetto esecutivo

Per quanto riguarda la cronologia di esecuzione delle opere, il progetto prevede innanzitutto la realizzazione della paratia di monte, seguita da quella di valle. Realizzate le due paratie si prosegue con la demolizione del muro di contenimento in calcestruzzo a lato della strada, cui segue la rimozione dei detriti e dei materiali di riporto posti in continuità del muro demolito. A questo punto si procede con la riprofilatura della sezione, il posizionamento della terra rinforzata e la realizzazione del tombino in calcestruzzo armato.

La progettazione delle opere nei paragrafi successivi seguirà l'ordine cronologico di realizzazione del progetto reale.

## 5.1 Richiami normativi

Le Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018 valutano la sicurezza e le prestazioni di un'opera in relazione agli stati limite che possono verificarsi durante la sua vita nominale, proponendo un approccio di risoluzione probabilistico basato sui coefficienti parziali ( $\gamma$ ) per le azioni (A), le resistenze (R) e i materiali (M) per passare dai valori caratteristici a quelli di progetto. La condizione che deve verificarsi affinché la verifica sia soddisfatta è:

$$E_d \leq R_d$$

Dove:

- $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione
- $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema

Questo nuovo approccio normativo abbandona l'utilizzo del fattore di sicurezza globale dato dal rapporto tra le resistenze e le azioni, tuttavia, data l'immediatezza dell'informazione garantita da questo parametro, nel testo vi si farà riferimento. In altri termini, a meno di casi particolari come la verifica di stabilità globale, il fattore di sicurezza che deve essere garantito dalle grandezze di progetto è unitario.

I coefficienti parziali garantiscono una progettazione ottimizzata dal punto di vista della sicurezza, dell'impiego dei materiali e quindi delle risorse economiche. È per questo che la fase di caratterizzazione è fondamentale, infatti, i valori di progetto risultano efficaci solo se i valori caratteristici sono sensati.

Gli stati limite ultimi da considerare sono:

- EQU: perdita di equilibrio della struttura, del terreno o dell'insieme terreno-struttura considerati come corpi rigidi
- STR: raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali, compresi gli elementi di fondazione
- GEO: raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura
- UPL: perdita di equilibrio della struttura o del terreno dovuta alle pressioni dell'acqua (sollevamento o sifonamento)

Per ogni stato limite sono previsti specifici coefficienti parziali in funzione di 3 diversi approcci progettuali:

- Approccio 1 combinazione 1 (DA1-C1): A1+M1+R1
- Approccio 1 combinazione 2 (DA1-C2): A2+M2+R2
- Approccio 2 (DA2): A1+M1+R3

Nel seguito si approfondiscono le diverse casistiche, ma le uniche verifiche portate a termine all'interno della tesi sono quelle di tipo geotecnico.

**Verifiche SLU-EQU, GEO, STR:**

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tab. 17: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni - Fonte: NTC 2018

Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$ .

**Verifiche SLU-UPL:**

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0
	Sfavorevole		1,5
Carichi variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0
	Sfavorevole		1,5

Tab. 18: Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento – Fonte: NTC 2018

Anche in questo caso si applicano le note della tabella precedente.

### Verifiche SLU-GEO:

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

Tab. 19: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno - Fonte: NTC 2018

Per quanto riguarda i coefficienti parziali per la resistenza globale del sistema, questi dipendono dalla tipologia di opera in progetto.

Verifica	Coefficiente parziale $\gamma_R$ (R3)
Carico limite	2,3
Scorrimento	1,1

Tab. 20: Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali - Fonte: NTC 2018

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_R$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_R$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma_R$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_R$	1,25	1,25	1,25

Tab. 21: Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali – Fonte: NTC 2018

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto

Coefficiente	R2
$\gamma_R$	1,1

Tab. 22: Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo – Fonte: NTC 2018

Infine, si riportano i coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi.

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	$\gamma_R$	1,1
Permanenti	$\gamma_R$	1,2

Tab. 23: Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi - Fonte: NTC 2018

#### Verifiche SLE:

Per ogni stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d$$

Dove:

- $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni
- $C_d$  è il valore limite dell'effetto delle azioni

### 5.1.1 Paratie

Le NTC 2018 elencano le verifiche a SLU necessarie per le paratie:

#### SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)

- Collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido)
- Collasso per carico limite verticale
- Sfilamento di uno o più ancoraggi
- Instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate
- Instabilità del fondo scavo per sollevamento
- Sifonamento del fondo scavo
- Instabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno

#### SLU di tipo strutturale (STR)

- Raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi
- Raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto
- Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia

Per la verifica di stabilità globale dell'insieme opera - terreno si ricorre all'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2), con riferimento ai coefficienti parziali all'interno di Tab.17, Tab.19 e Tab.22.

le verifiche UPL e HYD non sono necessarie per il caso studio data l'assenza di falda. Infine, il resto delle verifiche si realizza mediante l'Approccio 1 e le due combinazioni di coefficienti Combinazione 1 (A1+M1+R1) e Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali in Tab.17, Tab.19, Tab.22 e con  $\gamma_R$  unitario per il gruppo R1.

## 5.1.2 Terra rinforzata

Il processo di verifica di una paratia è diviso in due fasi.

### 5.1.2.1 Stabilità esterna

Si fa riferimento alle NTC 2018 assimilando il comportamento della terra rinforzata a quello di un muro di sostegno, per cui le verifiche necessarie sono elencate nel seguito.

#### SLU di tipo geotecnico (GEO)

- Scorrimento sul piano di posa
- Collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno
- Ribaltamento
- Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno

#### SLU di tipo strutturale (STR)

- Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2), utilizzando i coefficienti parziali di Tab.17 e Tab.19 rispettivamente per le azioni e per i parametri geotecnici, mentre i coefficienti di Tab.22 si utilizzano per le resistenze.

Le verifiche a scorrimento, a ribaltamento e della capacità portante della fondazione si effettuano seguendo l'Approccio 2 (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle: Tab.17, Tab.19 e Tab.24.

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

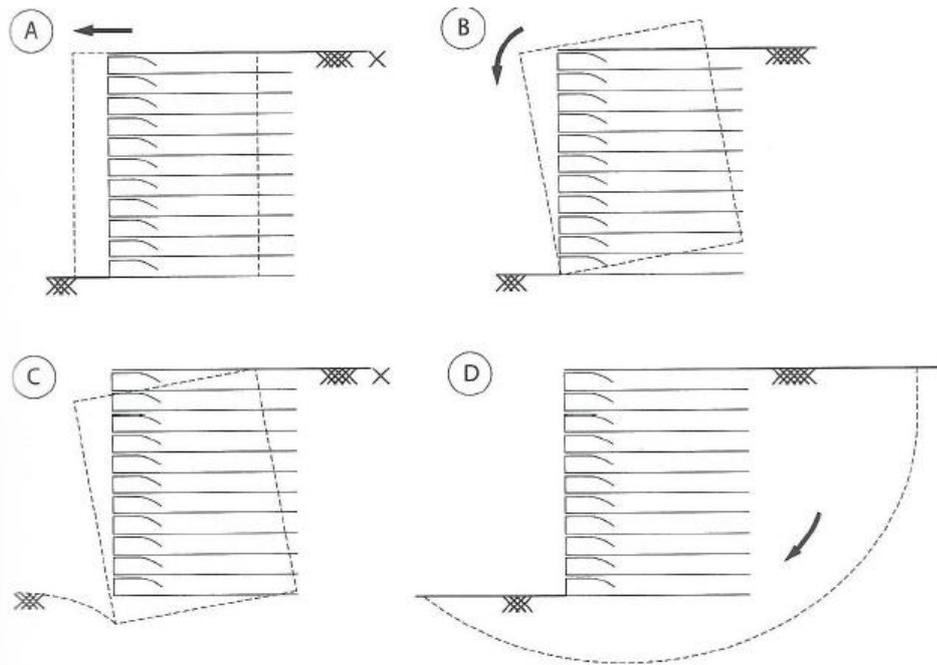
Tab. 24: Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

### 5.1.2.2 Stabilità interna

Le NTC 2018 non danno informazioni a proposito di questa tipologia di verifica, per cui è possibile seguire le indicazioni de "British Standard 8006 - Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills" o l'approccio americano "FHWA-NHI-10-024 - Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes". Quindi è necessario svolgere verifiche per:

- Collasso degli elementi di rinforzo
- Scivolamento degli elementi di rinforzo
- Instabilità localizzata sul paramento esterno
- Instabilità all'interno della struttura

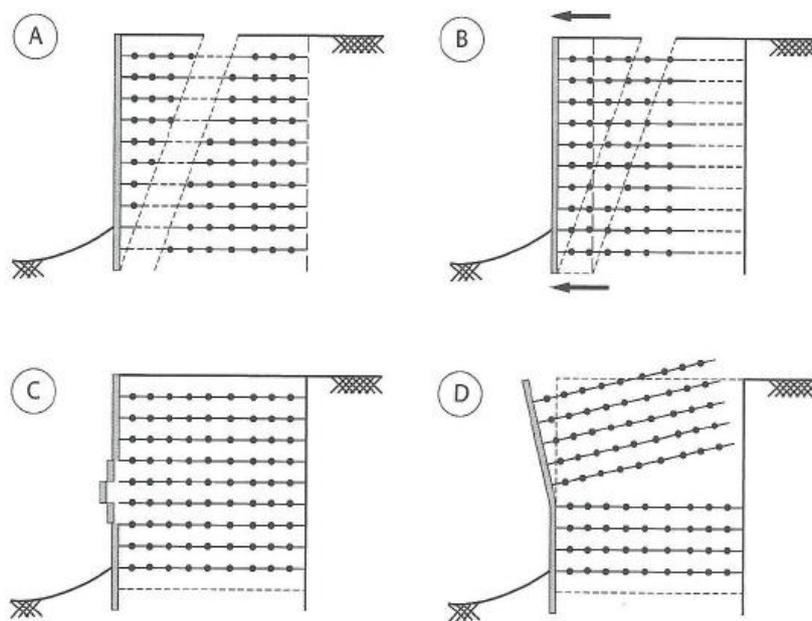
A differenza delle verifiche esterne, le verifiche interne si svolgono contro un meccanismo di collasso interno alla struttura stessa. Le Figure 25 e 26 mostrano chiaramente la differenza tra i meccanismi di collasso esterni ed interni.



**External stability**

A: sliding, B: tilting, C: bearing capacity, D: global stability

*Fig. 25: Schema delle verifiche di stabilità esterna - Fonte: Ehrlich and Becker*



**Internal stability**

A: reinforcement failure, B: reinforcement slipping off, C: external wall facing instability, D: instability within the structure

*Fig. 26: Schema delle verifiche di stabilità interna - Fonte: Ehrlich and Becker*

## 5.2 Progettazione delle paratie

In accordo alle NTC 2018 le paratie di pali rientrano nella categoria normativa delle opere di sostegno flessibili. In particolare, in questo caso la funzione di sostegno è garantita dalla resistenza del volume di terreno posto innanzi all'opera e da eventuali tiranti o puntoni che si contrappongono al volume instabilizzante dal lato opposto della parete. In condizioni di equilibrio le azioni stabilizzanti e quelle instabilizzanti hanno risultanti si uguale intensità, stessa retta d'azione e verso opposto.

L'intensità dell'interazione tra il terreno e la parete dipende dai movimenti e le deformazioni di quest'ultima, di conseguenza le tensioni orizzontali in gioco dipendono dalla rigidità relativa della struttura. Per questo motivo, movimenti e deformazioni della paratia dovrebbero essere calcolati con un'analisi di interazione tra struttura e terreno, ma gli attuali criteri di progettazione prevedono l'utilizzo di metodi all'equilibrio limite con l'ipotesi aggiuntiva di distribuzioni di pressioni note.

I metodi dell'equilibrio limite per il calcolo delle paratie necessitano di ipotesi semplificative sulle spinte del terreno per poter essere utilizzati:

- La distribuzione delle pressioni è lineare e il suo valore può essere determinato tramite i coefficienti di spinta attiva e spinta passiva
- I valori delle tensioni attive e passive non dipendono dalle modalità con cui la parete si muove né dalla sua deformabilità
- Il legame tra le pressioni e gli spostamenti è di tipo rigido-plastico, spostamenti infinitesimi causano il raggiungimento di stato di tensione limite attivo o passivo

Data la complessità del caso e i ridotti spazi per le opere di stabilizzazione, è conveniente procedere con la progettazione di paratie tirantate ove possibile. A questo punto vi sono due possibili approcci teorici: il metodo del supporto libero (free earth support) e il metodo del supporto fisso (fixed earth support), la discriminante è la rigidità della paratia stessa. In particolare, il primo metodo si adotta nel caso di strutture di elevata rigidità quali paratie di pali in calcestruzzo armato, con eventuali fattori correttivi nel caso in cui la struttura abbia un alto grado di deformabilità come le palancole in metallo inserite in terreni sabbiosi. Il metodo del supporto fisso si applica per strutture di modesta rigidità come le palancole metalliche e non considera fattori correttivi volti al superamento di tale limite. Per questo motivo il metodo utilizzato per la progettazione delle due paratie è quello del supporto libero.

### **Metodo del supporto libero**

considerando l'ipotesi più semplice, ovvero terreno asciutto e incoerente in cui è inserita una paratia con un vincolo nei pressi della sommità, si ipotizza che il movimento della struttura sia totalmente verso l'esterno. Tale ipotesi consente la semplificazione del problema in quanto permette di assumere il terreno a monte della parete in condizioni di spinta attiva a qualsiasi profondità e, viceversa, il terreno a valle in condizioni di spinta passiva. In altri termini, data mancanza di resistenza passiva a monte, questa ipotesi considera la base del palo libera di ruotare. Data la distribuzione delle forze rappresentata in Fig.27, il problema presenta due incognite:

- La forza  $T$  esercitata dai tiranti per unità di lunghezza della struttura
- La profondità di infissione  $d$  della paratia

E due equazioni di equilibrio:

- Alla rotazione intorno al punto di ancoraggio
- Alla traslazione orizzontale

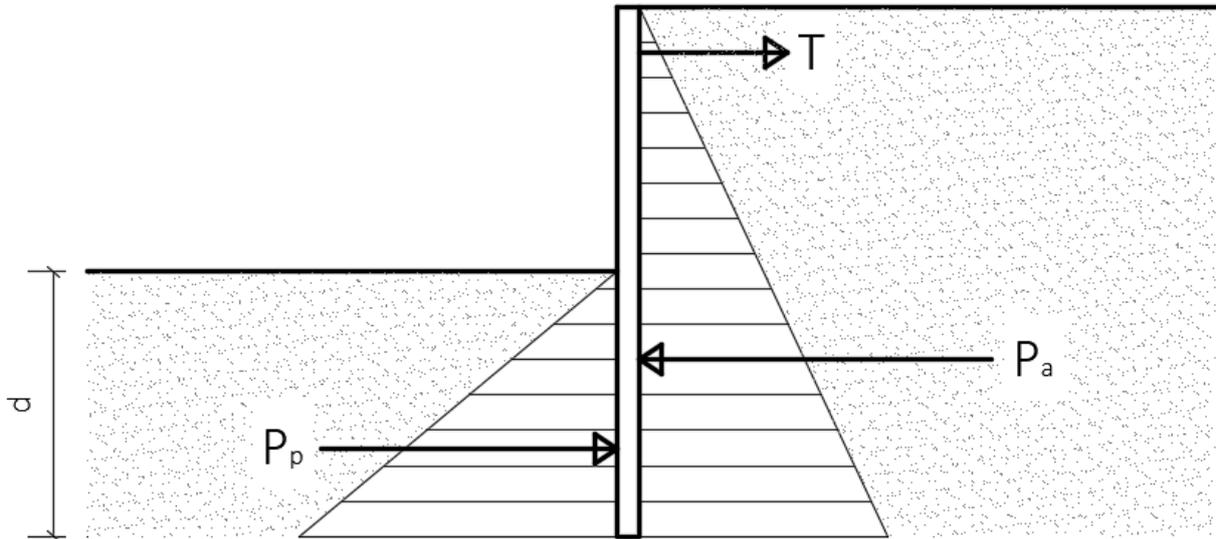


Fig. 27: Schema di una paratia con un ordine di tiranti

Il problema risulta quindi determinato. L'ultimo aspetto da definire riguarda la sicurezza, a lezione si è visto come sia necessario applicare un fattore di sicurezza al valore teorico del coefficiente di spinta passiva per tener conto delle semplificazioni adottate durante i calcoli.

L'applicazione del metodo del supporto libero può essere ampliata a casi più complessi con i dovuti accorgimenti.

Per questioni di praticità ad ogni differente litotipo presente nel problema si assegna un numero che fungerà da pedice identificativo nelle formule:

Descrizione	Litotipo
Copertura detritica di natura metamorfica in matrice limoso sabbiosa	1
Filladi alterate molto fratturate e tettonizzate grigio-azzurre a tessitura scistosa	2
Filladi molto fratturate e tettonizzate grigio piombo a tessitura scistosa con presenza di quarzo	3
Materiale per la costruzione dei muri a secco e del gabbione esistenti	4
Alluvioni	5

Tab. 25 Classificazione dei diversi litotipi del modello

I coefficienti parziali da applicare ai valori caratteristici per ricavare i parametri geotecnici del terreno sono quelli della Tab. 19, il litotipo 5 non è presente all'interno della sezione di interesse.

## 5.2.1 Progettazione della paratia di monte

In accordo con quanto detto nel paragrafo precedente, la progettazione di una paratia con il metodo del supporto libero è basata sulle equazioni di equilibrio alla rotazione e alla traslazione orizzontale. Considerando gli stati limite di equilibrio alla traslazione orizzontale e alla rotazione come stati limite di tipo geotecnico (GEO) ed eseguendo, come richiesto da normativa, i calcoli secondo l'Approccio 1 Combinazione 1 (A1+M1+R1) e Combinazione 2 (A2+M2+R2), i risultati del dimensionamento saranno verificati in accordo con le NTC 2018. Per raggiungere tale fine è necessario applicare i diversi coefficienti parziali ai parametri considerati, ottenendo i valori di progetto. Infine, come anticipato, è necessario fare riferimento ad un modello di calcolo semplificato e relative ipotesi semplificative.

In Fig.28 è rappresentata la prima fase dell'esecuzione dei lavori: la realizzazione della paratia di monte.

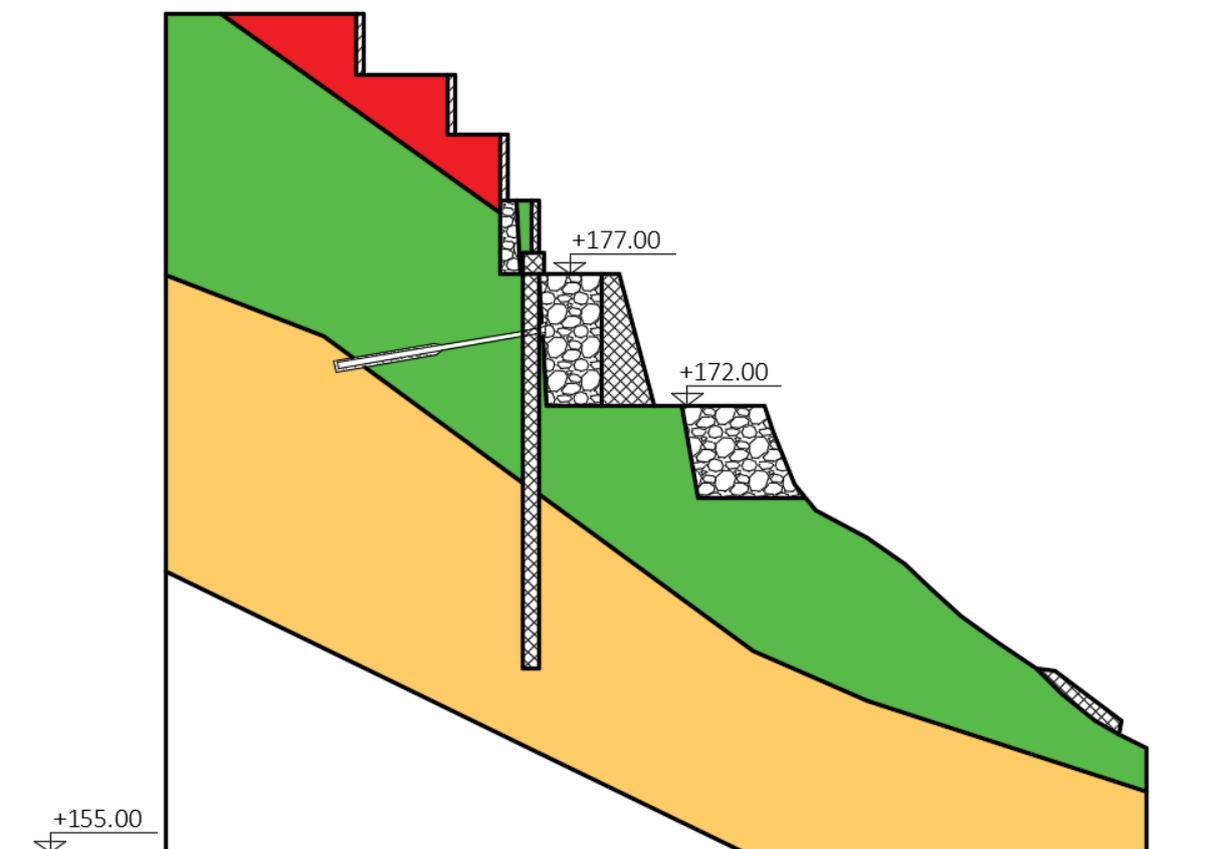


Fig. 28: Realizzazione della paratia di monte, caso reale con quote in m slm

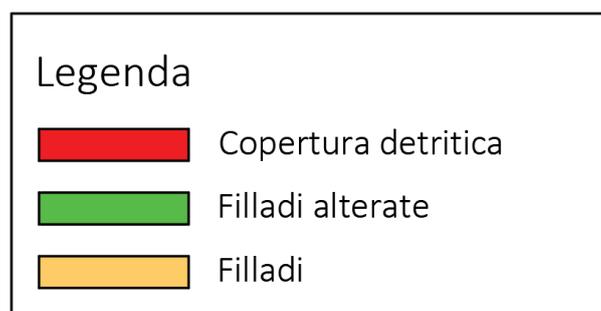


Fig. 29: Legenda sezione - Fonte: Progetto esecutivo

Il modello di calcolo, rappresentato in Fig.30, risulta semplificato, in particolare:

- Lo strato di copertura detritica, parte dello strato di filladi alterate, i muri realizzati a secco e il gabbione sono assimilati ad un carico uniformemente distribuito
- I limiti stratigrafici sono orizzontali e con altezza corrisponde al valore medio rispetto al caso reale
- Per i cunei di spinta attiva e passiva si fa riferimento ad un  $\varphi'$  medio tra i due strati considerati
- I sovraccarichi favorevoli, a favore di sicurezza, non sono considerati
- A valle della paratia si considera il profilo finale della sezione, con alcune modifiche nella riprofilatura necessarie per l'applicazione del metodo di Jewell per il dimensionamento della terra armata

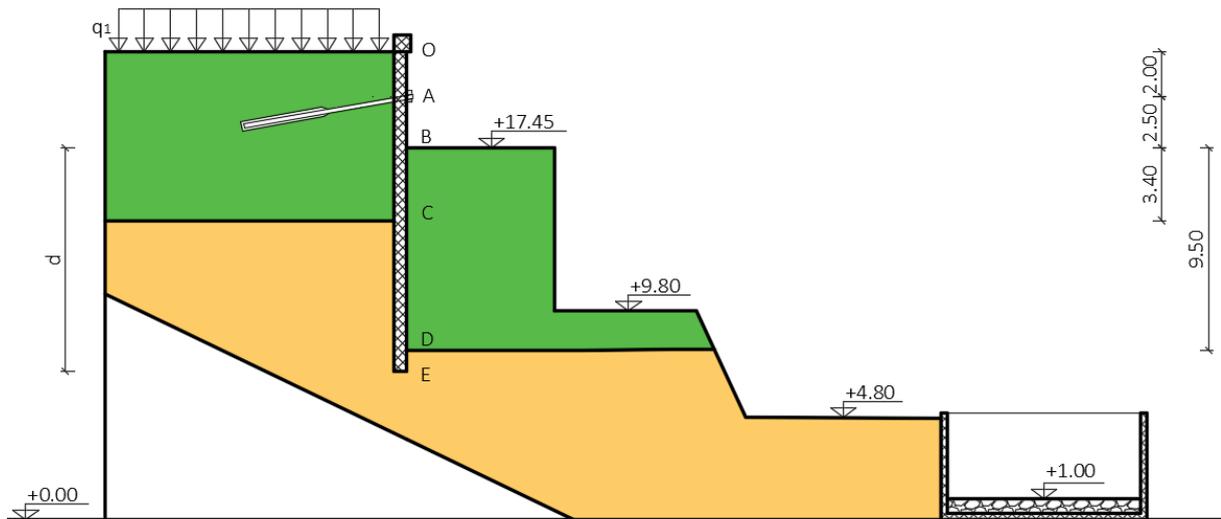


Fig. 30: Schema di calcolo della paratia di monte, quote in m

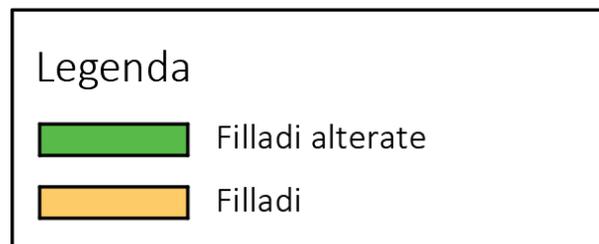


Fig. 31: Legenda schema di calcolo

Trascurando il peso della paratia, le azioni da considerare sono:

- Spinta attiva, sfavorevole
- Sovraccarichi, sfavorevoli
- Forza esercitata dai tiranti per unità di lunghezza T, applicata nel punto di ancoraggio A e favorevole

La resistenza è data dalla spinta passiva, favorevole.

L'obiettivo della verifica è quello di ottenere la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

### 5.2.1.1 Calcolo dei sovraccarichi

A partire dal volume per metro di profondità calcolato dal modello, da  $\gamma$  di ogni materiale, e  $l$ , ovvero la lunghezza su cui graverà il carico, si ottiene  $q_i$  come:

$$q_i = \frac{\text{vol}}{m} \cdot \gamma$$

Sovraccarico	Vol/m $\left[\frac{m^3}{m}\right]$	$\gamma$ $\left[\frac{kN}{m^3}\right]$	L [m]	$q_i$ [kPa]
1	22,37	19	8,84	41
2	55,59	20	8,84	107
4	4,1	30	8,84	12
$q_1$				160

Tab. 26: Determinazione di  $q_1$

Il sovraccarico totale,  $q_1$ , è dato dalla somma dei singoli sovraccarichi.

### 5.2.1.2 Dimensionamento della paratia secondo l'Approccio 1 Combinazione 1 (DA1-C1)

Prima di tutto bisogna calcolare i valori di progetto dei parametri necessari al calcolo delle spinte, secondo le formule riportate successivamente e in cui il pedice,  $d$ , indica il valore di progetto, mentre  $k$  quello caratteristico. I coefficienti parziali sono quelli di Tab.19.

- $\tan \varphi_d = \frac{\tan \varphi_k}{\gamma_\varphi}$  da cui si ricava  $\varphi_d$
- $\gamma_d = \frac{\gamma_k}{\gamma_\gamma}$
- $c'_d = \frac{c'_k}{\gamma_{c'}}$

L'Approccio 1 considera tutti i coefficienti parziali unitari, per cui i valori dei parametri di progetto non differiranno da quelli caratteristici.

Parametro \ Litotipo	2	3
	$\varphi_d$ [°]	28,00
$\gamma_d$ $\left[\frac{kN}{m^3}\right]$	20,00	25,00
$c'_d$ [kPa]	0,00	20,00

Tab. 27: Valori di progetto dei parametri del terreno, CA1-DA1

Per il calcolo dei due coefficienti di spinta bisogna fare ipotesi differenti. Infatti, l'ipotesi di superficie di rottura piana è a favore di sicurezza per quanto riguarda il calcolo della spinta attiva, mentre risulta sovrastimare la spinta passiva prodotta dal volume stabilizzante. Per questo motivo si utilizza la formula di Muller-Breslau che considera un concio triangolare per il calcolo del coefficiente di spinta attiva  $K_a$ . Mentre, per superare l'ipotesi di superficie di rottura piana, si ricorre all'equazione proposta da Lancellotta che assume superfici di rottura ad archi di spirale logaritmica. In questo modo si ottiene il coefficiente di spinta passiva  $K_p$ .

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi_d - \beta)}{\cos^2(\beta) \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \varphi_d) \cdot \text{sen}(\varphi_d - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

Dove:

- $i$  è l'inclinazione dello strato di terreno rispetto all'orizzontale
- $\beta$  è l'inclinazione della parete rispetto alla verticale
- $\delta$  è l'angolo di attrito tra la struttura e il terreno, calcolabile come:

$$\delta = \frac{2}{3} \cdot \varphi_d$$

Il coefficiente di spinta attiva risulta essere pari a:

$$K_a = \frac{\cos^2(29 - 0)}{\cos^2(0) \cdot \cos(0 + 19,33) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(19,33 + 29) \cdot \text{sen}(29 - 0)}{\cos(0 + 19,33) \cdot \cos(0 - 0)}} \right]^2} = 0,31$$

Il coefficiente di spinta passiva si ottiene come segue:

$$K_p = \left[ \frac{\cos(\delta)}{\cos(i) - \sqrt{\text{sen}^2(\varphi_d) - \text{sen}^2(i)}} \left( \cos(\delta) + \sqrt{\text{sen}^2(\varphi_d) - \text{sen}^2(\delta)} \right) \right] e^{(2 \cdot \theta \cdot \tan(\varphi_d))}$$

Dove:

- $i$  è l'inclinazione dello strato di terreno rispetto all'orizzontale
- $\delta$  è l'angolo di attrito tra la struttura e il terreno, calcolabile come:

$$\delta = \frac{1}{2} \cdot \varphi_d$$

- $\theta$  è l'inclinazione rispetto alla verticale della parete interna della struttura, calcolabile come:

$$\theta = \frac{1}{2} \cdot \left[ \text{sen}^{-1} \left( \frac{\text{sen}(\delta)}{\text{sen}(\varphi_d)} \right) + \text{sen}^{-1} \left( \frac{\text{sen}(i)}{\text{sen}(\varphi_d)} \right) + \delta + i \right]$$

Il coefficiente di spinta passiva risulta essere pari a:

$$K_p = \left[ \frac{\cos(14,50)}{\cos(0) - \sqrt{\text{sen}^2(29) - \text{sen}^2(0)}} \left( \cos(14,50) + \sqrt{\text{sen}^2(29) - \text{sen}^2(14,50)} \right) \right] e^{(2 \cdot 22,80 \cdot \tan(29))}$$

$$K_p = 4,04$$

Tuttavia, è opportuno applicare un fattore di sicurezza pari a 2, come visto a lezione, per cui:

$$K_{p,d} = \frac{K_p}{F_{S,Kp}} = \frac{4,04}{2} = 2,02$$

Nel calcolo delle forze, a favore di sicurezza, non si tiene in conto l'effetto della coesione a valle. L'interazione tra struttura e terreno si considera inclinando tutte le forze dell'angolo  $\delta$ , calcolato diversamente per il caso attivo o passivo, rispetto all'orizzontale. Per il calcolo si utilizza un algoritmo implementato su Excel per il quale è necessario allegare un'immagine esemplificativa al fine di introdurre le grandezze considerate.

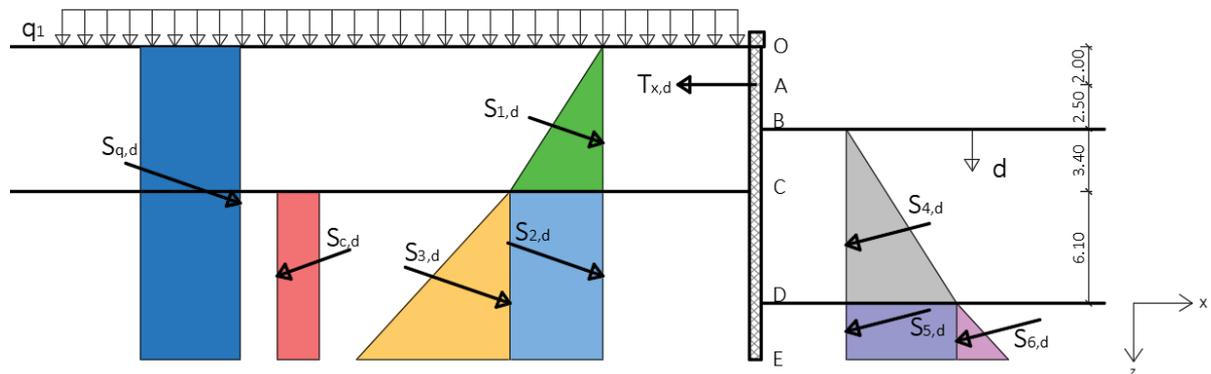


Fig. 32: Grandezze e geometrie considerate, quote in m

In Tab.32 si riportano i valori di input inseriti all'interno del foglio di calcolo.

Coefficienti utilizzati per il calcolo della profondità di infissione della paratia secondo DA1-C1	
$K_a$	0,31
$K_{p,d}$	2,02
$\gamma_{G1,SFAV}$	1,30
$\gamma_{G1,FAV}$	1,00
$\gamma_{R1}$	1

Tab. 28: Coefficienti utilizzati per il calcolo della profondità di infissione della paratia secondo DA1-C1

Nel seguito si elencano le azioni e le resistenze considerate. Poiché la profondità di infissione è incognita, l'algoritmo è stato scritto per funzionare anche nel caso più complesso possibile, ovvero  $d > BD$ .

**Azioni:**

$$S_1 = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{2,d} \cdot K_a \cdot (OB + d)^2 \quad \text{se } d \leq BC$$

$$S_1 = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{2,d} \cdot K_a \cdot (OC)^2 \quad \text{se } d > BC$$

$$S_2 = 0 \quad \text{se } d \leq BC$$

$$S_2 = \gamma_{2,d} \cdot K_a \cdot OC \cdot (d - BC) \quad \text{se } d > BC$$

$$S_3 = 0 \quad \text{se } d \leq BC$$

$$S_3 = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{3,d} \cdot K_a \cdot (d - BC)^2 \quad \text{se } d > BC$$

$$S_q = q \cdot K_a \cdot (OB + d)$$

**Resistenze:**

$$S_4 = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{2,d} \cdot K_{p,d} \cdot (d)^2 \quad \text{se } d \leq BD$$

$$S_4 = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{2,d} \cdot K_{p,d} \cdot (BD)^2 \quad \text{se } d > BD$$

$$S_5 = 0 \quad \text{se } d \leq BD$$

$$S_5 = \gamma_{2,d} \cdot K_{p,d} \cdot BD \cdot (d - BD) \quad \text{se } d > BD$$

$$S_6 = 0 \quad \text{se } d \leq BD$$

$$S_6 = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{3,d} \cdot K_{p,d} \cdot (d - BD)^2 \quad \text{se } d > BD$$

$$S_c = 0 \quad \text{se } d \leq BC$$

$$S_c = 2 \cdot c_{3,d} \cdot \sqrt{K_a} \cdot (d - BC) \quad \text{se } d > BC$$

A questo punto è possibile definire le componenti di ciascuna forza lungo l'asse x e lungo l'asse z moltiplicando la forza stessa rispettivamente per il coseno o per il seno di  $\delta$ . Nel seguito la componente della forza  $S_i$  lungo l'asse x sarà indicata come  $S_{ix}$ , la componente lungo l'asse z sarà indicata come  $S_{iz}$ . Un esempio è osservabile in Fig.33

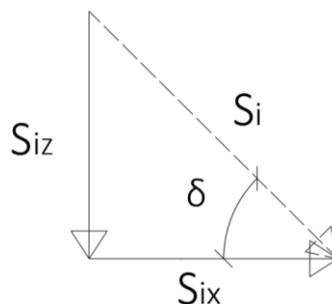


Fig. 33: Scomposizione delle forze

Scegliendo il punto A della paratia come polo per l'equilibrio alla rotazione, si definiscono instabilizzanti i momenti che fanno ruotare la paratia in senso antiorario e resistenti i momenti che fanno ruotare la paratia in senso orario. In occasione del calcolo dei momenti si applicano i coefficienti parziali  $\gamma_{G1}$  alle azioni, al fine di rendere più chiara la risoluzione il pedice del coefficiente specifica l'effetto favorevole o sfavorevole dell'azione.

Le ipotesi fatte contemplano solo due possibilità per il valore del braccio di tutte le componenti verticali delle forze rispetto al punto A. Le componenti instabilizzanti hanno un braccio  $b_i = 0,6 m$ , ovvero pari al diametro della paratia, le componenti resistenti hanno braccio  $br$  nullo, il calcolo quindi, risulta a favore di sicurezza. I bracci delle componenti orizzontali delle forze rispetto al punto A si ricavano mediante considerazioni puramente geometriche.

#### Momenti di progetto agenti:

$$M_{1x,d} = \gamma_{G1,SFAV} \cdot S_{1x} \cdot \left[ \frac{2}{3} \cdot (OB + d) - OA \right] \quad \text{se } d \leq BC$$

$$M_{1x,d} = \gamma_{G1,SFAV} \cdot S_{1x} \cdot \left[ \frac{2}{3} \cdot OC - OA \right] \quad \text{se } d > BC$$

$$M_{2x,d} = 0 \quad \text{se } d \leq BC$$

$$M_{2x,d} = \gamma_{G1,SFAV} \cdot S_{2x} \cdot \left( AC + \frac{d-BC}{2} \right) \quad \text{se } d > BC$$

$$M_{3x,d} = 0 \quad \text{se } d \leq BC$$

$$M_{3x,d} = \gamma_{G1,SFAV} \cdot S_{3x} \cdot \left[ AC + \frac{2}{3} \cdot (d - BC) \right] \quad \text{se } d > BC$$

$$M_{qx,d} = \gamma_{G1,SFAV} \cdot S_{qx} \cdot \left[ \frac{OB + d}{2} - OA \right]$$

$$M_{1z,d} = \gamma_{G1,SFAV} \cdot S_{1z} \cdot b_i$$

$$M_{2z,d} = \gamma_{G1,SFAV} \cdot S_{2z} \cdot b_i$$

$$M_{3z,d} = \gamma_{G1,SFAV} \cdot S_{3z} \cdot b_i$$

$$M_{qz,d} = \gamma_{G1,SFAV} \cdot S_{qz} \cdot b_i$$

$$M_{cz,d} = \gamma_{G1,SFAV} \cdot S_{cz} \cdot b_i$$

#### Momenti di progetto resistenti:

$$M_{4x,d} = \frac{1}{\gamma_{R1}} \cdot \gamma_{G1,FAV} \cdot S_{4x} \cdot \left[ \frac{2}{3} \cdot d + AB \right] \quad \text{se } d \leq BD$$

$$M_{4x,d} = \frac{1}{\gamma_{R1}} \cdot \gamma_{G1,FAV} \cdot S_{4x} \cdot \left[ \frac{2}{3} \cdot BD + AB \right] \quad \text{se } d > BD$$

$$M_{5x,d} = 0 \quad \text{se } d \leq BD$$

$$M_{5x,d} = \frac{1}{\gamma_{R1}} \cdot \gamma_{G1,FAV} \cdot S_{5x} \cdot \left[ AD + \frac{d-BD}{2} \right] \quad \text{se } d > BD$$

$$M_{6x,d} = 0 \quad \text{se } d \leq BD$$

$$M_{6x,d} = \frac{1}{\gamma_{R1}} \cdot \gamma_{G1,FAV} \cdot S_{6x} \cdot \left[ AD + \frac{2}{3} \cdot (d - BD) \right] \quad \text{se } d > BD$$

$$M_{cx,d} = 0 \quad \text{se } d \leq BC$$

$$M_{cx,d} = \frac{1}{\gamma_{R1}} \cdot \gamma_{G1,FAV} \cdot S_{cx} \cdot \left( AC + \frac{d-BC}{2} \right) \quad \text{se } d > BC$$

$$M_{4z,d} = 0$$

$$M_{5z,d} = 0$$

$$M_{6z,d} = 0$$

Infine, è possibile calcolare i momenti rispetto al punto A al variare della profondità di infissione della paratia, per far ciò è opportuno ricorrere all'utilizzo di un foglio di calcolo Excel in grado di restituire in output l'andamento del momento risultante totale in funzione di  $d$ . Così facendo si ottiene la profondità di infissione della paratia per cui si ha l'equilibrio alla rotazione, ovvero la minima profondità di infissione possibile.

Nel seguente grafico si riporta l'andamento del momento risultante in funzione della profondità di infissione della paratia.

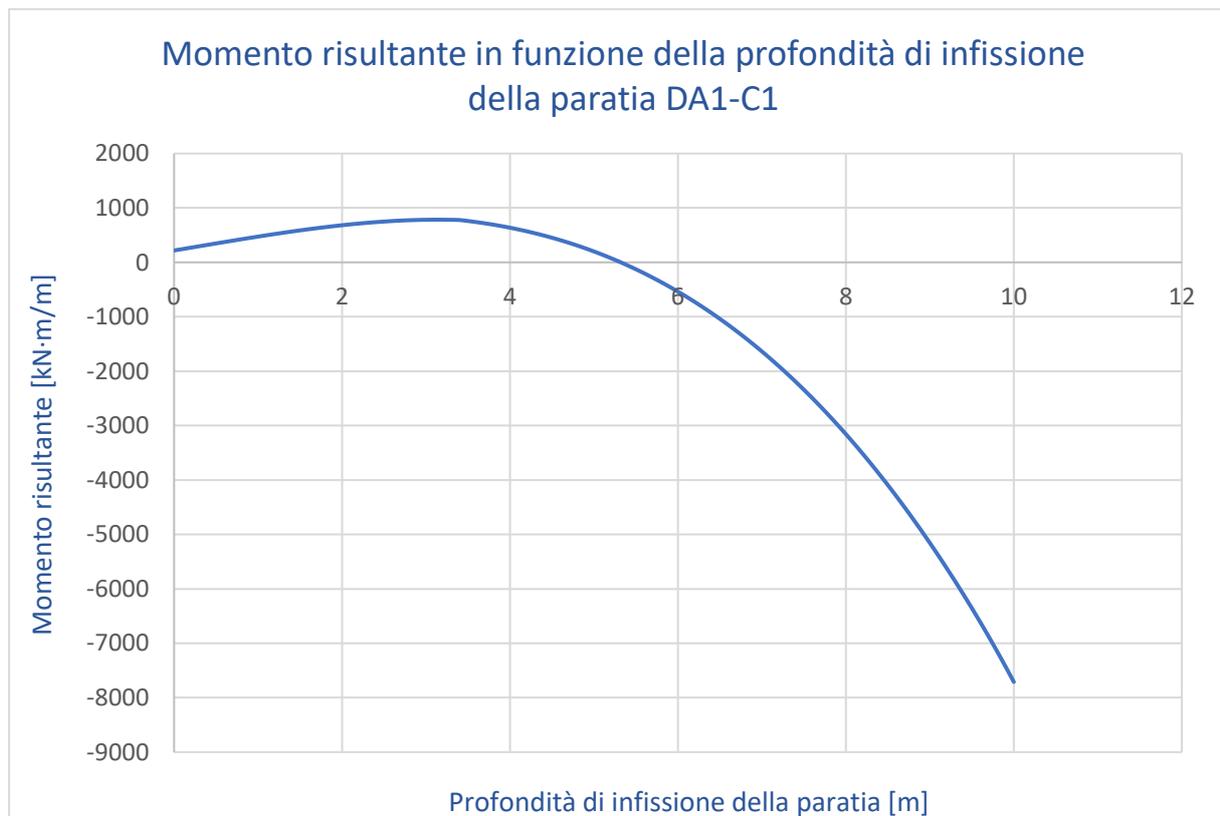


Fig. 34: Momento risultante in funzione di  $d$  calcolato secondo l'Approccio 1 Combinazione 1

Dal grafico in Fig. 34 si nota che l'equilibrio alla rotazione è soddisfatto per una profondità di infissione di 5,4 m, se la profondità aumenta i momenti resistenti sono maggiori di quelli ribaltanti. La normativa

richiede di svolgere le medesime operazioni anche secondo l'Approccio 1 Combinazione 2 al fine di scegliere la maggiore profondità di infissione tra i due risultati ottenuti.

### 5.2.1.3 Dimensionamento della paratia secondo l'Approccio 1 Combinazione 2 (DA1-C2)

In questo caso i valori di progetto dei parametri di resistenza al taglio differiscono da quelli caratteristici perché i coefficienti parziali non sono unitari, come visibile in Tab. 19.

Parametro \ Litotipo	2	3
$\varphi_d$ [°]	23,04	24,79
$\gamma_d$ $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right]$	20,00	25,00
$c'_d$ [kPa]	0,00	16,00

Tab. 29: Valori di progetto dei parametri del terreno, CA1-DA2

Inoltre, da Tab.17 il coefficiente parziale sulle azioni differisce dal caso precedente, così come il coefficiente parziale per le resistenze, valutato in Tab. 22. Il metodo di risoluzione è quello descritto precedentemente, per cui si riportano soltanto i valori dei parametri di ingresso inseriti nel foglio di calcolo:

Coefficienti utilizzati per il calcolo della profondità di infissione della paratia secondo DA1-C2	
$K_a$	0,38
$K_{p,d}$	1,52
$\gamma_{G1,SFAV}$	1,00
$\gamma_{R2}$	1,1

Tab. 30: Coefficienti utilizzati per il calcolo di  $d$  secondo l'Approccio 1 Combinazione 2

Anche in questo caso si ottiene l'andamento del momento risultante in funzione di  $d$ .

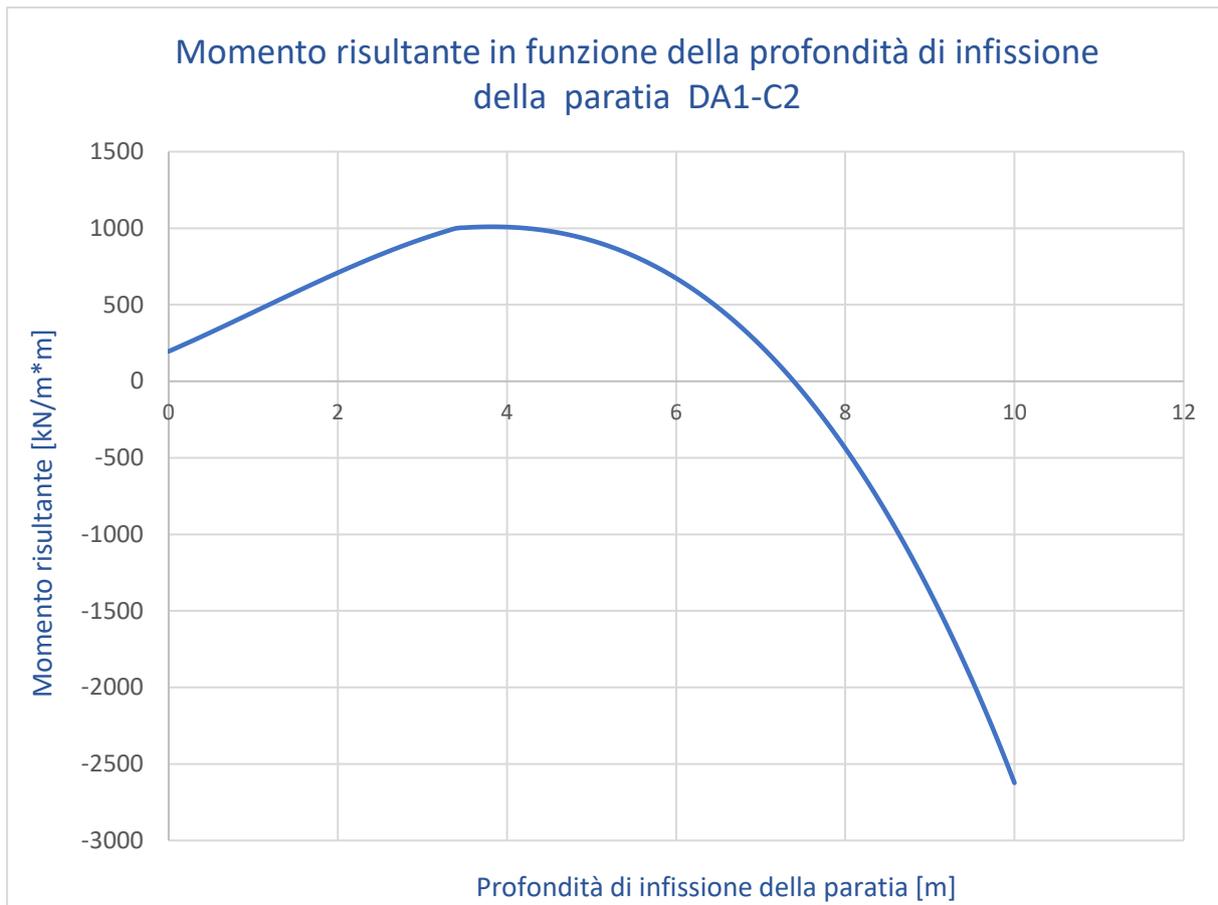


Fig. 35: Momento risultante in funzione di  $d$  calcolato secondo l'Approccio 1 Combinazione 2

Confrontando i due grafici di Fig. 34 e Fig. 35 si nota come la differenza dei coefficienti parziali propri di ogni Approccio porti a risultati ben diversi. A favore di sicurezza bisogna scegliere il risultato peggiore dal punto di vista ingegneristico per progredire nell'analisi, per questo motivo si sceglie la profondità di infissione della paratia ottenuta secondo DA1-C2. Lo zero della funzione di Fig.35 si ottiene per  $d=7,40$  m ma, per via delle tolleranze dimensionali in campo geotecnico e per garantire un margine di sicurezza maggiore, si assume  $d=8,00$  m.

$$FS = \frac{R_d}{E_d} = 1,06 > 1$$

Dove:

- $R_d$  è il momento stabilizzante totale
- $E_d$  è il momento ribaltante totale

Ottenuto il valore di  $d$ , il foglio di calcolo precedentemente citato permette di calcolare le corrispondenti azioni e resistenze al fine di impostare l'equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale, volto a ricavare la componente orizzontale della forza garantita dal tirante.

Forze di progetto per d = 8 m							
Azioni di instabilizzanti				Azioni stabilizzanti			
$S_{1x,d} \left[ \frac{kN}{m} \right]$	$S_{2x,d} \left[ \frac{kN}{m} \right]$	$S_{3x,d} \left[ \frac{kN}{m} \right]$	$S_{qx,d} \left[ \frac{kN}{m} \right]$	$S_{cx,d} \left[ \frac{kN}{m} \right]$	$S_{4x,d} \left[ \frac{kN}{m} \right]$	$S_{5x,d} \left[ \frac{kN}{m} \right]$	$S_{6x,d} \left[ \frac{kN}{m} \right]$
225,77	262,92	95,68	721,70	88,33	864,59	0	0

Tab. 31: Forze di progetto per d=8 m

Equilibrio alla traslazione orizzontale:

$$S_{1x,d} + S_{2x,d} + S_{3x,d} + S_{qx,d} - S_{cx,d} - S_{4x,d} - S_{5x,d} - S_{6,d} - T_{x,d} = 0$$

Per cui è possibile ricavare  $T_x$ , la componente orizzontale della forza esercitata dai tiranti per unità di lunghezza:

$$T_{x,d} = S_{1,d} + S_{2,d} + S_{3,d} + S_{q,d} - S_{c,d} - S_{4,d} - S_{5,d} - S_{6,d} = 353,16 \frac{kN}{m}$$

$$T_x = T_{x,d} \cdot \gamma_{R2} = 388,47 \frac{kN}{m}$$

I valori di  $d$  e  $T_x$  ricavati garantiscono la verifica a collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera richiesta da normativa.

Lo schema definitivo di calcolo e verifica è rappresentato nella figura seguente.

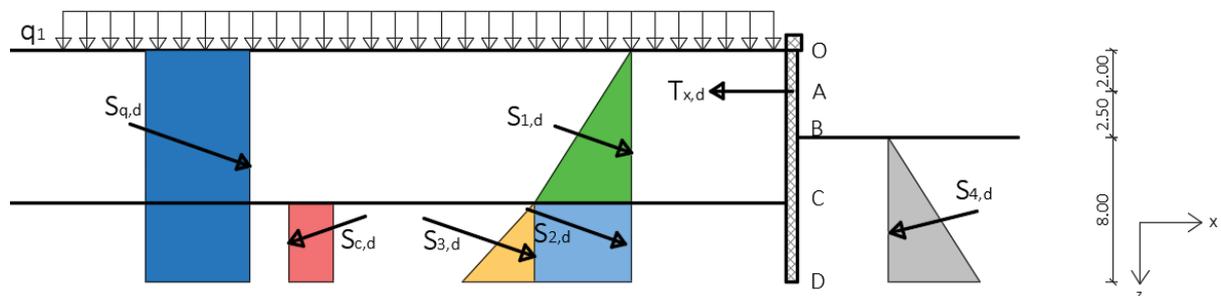


Fig. 36: Schema di azioni e resistenze per d=8 m, quote in m

#### 5.2.1.4 Verifica a collasso per carico limite verticale

I pali di fondazione possono essere classificati in base a differenti criteri:

- Dimensioni
- Materiale costituente
- Procedimento costruttivo

l'ultimo criterio è più importante per questo tipo di verifica perché la modalità di messa in opera del palo e, quindi, le modifiche causate allo stato tensionale resistente del terreno influenzano il successivo comportamento meccanico, resistente e deformativo del sistema palo-terreno. Il progetto in esame presenta pali trivellati, i quali possono essere eseguiti in qualsiasi terreno con opportuni accorgimenti

e in generale provocano un peggioramento delle caratteristiche meccaniche nel terreno, ridotto in caso di terreni coesivi.

La capacità portante a carico verticale di un palo isolato  $Q_{lim}$  può essere valutata in molti modi diversi, nel seguito si elencano le possibili alternative e i loro limiti.

### Formule statiche

Le formule statiche valutano i massimi valori di portata laterale  $Q_s$  e portata di punta  $Q_p$  mobilizzabili in condizioni di equilibrio limite. Il peso proprio del palo  $W_p$  si somma al  $Q_{lim}$  essendo un apporto instabilizzante.

In questo caso la formula per ottenere il  $Q_{lim}$  è:

$$Q_{lim} = Q_s + Q_p - W_p$$

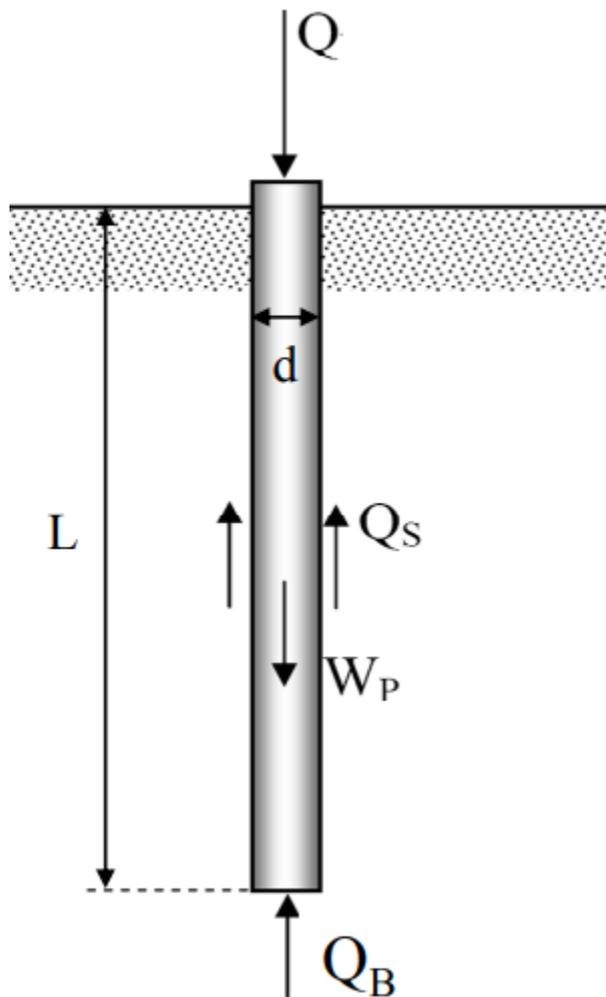


Fig. 37: Grandezze considerate nelle formule statiche - Fonte: Castelli

Per eseguire il calcolo tramite formule statiche bisogna rispettare delle ipotesi:

- Il carico limite del complesso palo – terreno è funzione della sola resistenza del terreno
- Il palo è modellato come un corpo cilindrico rigido
- I termini  $Q_s$  e  $Q_p$  sono tra loro indipendenti
- Il terreno deve essere omogeneo

A questo punto le formule si differenziano in funzione del tipo di terreno, coesivo o non coesivo. Le tensioni laterali sul palo dipendono dal grado di disturbo causato dall'esecuzione dello stesso e dall'alterazione delle pressioni efficaci, ma essendo valutazioni molto difficili da eseguire si ricorre a drastiche semplificazioni e due metodi empirici,  $\alpha$  e  $\beta$ , per la stima del termine  $Q_s$  nel caso di terreni coesivi saturi, nel caso di terreni incoerenti si fa riferimento al metodo  $\beta$ .

### Formule dinamiche

Le formule dinamiche sono applicabili solamente ai pali battuti e producono risultati poco attendibili. L'ipotesi alla base di questo metodo è che l'energia necessaria per affondare il palo nel terreno è correlabile alla resistenza a rottura del sistema palo-terreno, per cui è possibile ottenere la capacità portante del palo mediante un bilancio energetico tra il lavoro del maglio ridotto del lavoro dissipato nell'urto e il lavoro utile, dato dal prodotto tra la capacità portante e l'abbassamento del terreno. Data la differenza tra le metodologie esecutive necessarie per l'applicazione delle formule dinamiche e quelle realmente seguite nel progetto, si conclude che queste formule non possono essere utilizzate.

### Capacità portante da prove SPT

I risultati delle prove SPT possono essere utilizzati per la stima della capacità portante mediante delle correlazioni empiriche tra il valore medio di  $N_{spt}$  della prova e le tensioni alla base e lungo il palo. Vi sono però delle ipotesi da rispettare:

- Pali infissi
- Terreno incoerente

L'ipotesi di pali infissi può essere superata a favore di pali trivellati attuando le dovute riduzioni ai valori delle tensioni ottenuti. Per quanto riguarda l'ipotesi di terreno incoerente, il metodo propone diverse formule in funzione delle sabbie omogenee o dei limi non plastici. Benché per la caratterizzazione dei terreni si sia fatto ricorso alle prove SPT, la reale composizione del substrato è troppo distante da quella ideale per l'applicazione del metodo.

Per quanto riguarda la capacità portante di pali in gruppo, a causa dell'interazione tra gli stessi, bisogna considerare:

- La distanza tra i pali
- La modalità di esecuzione dei pali
- La tipologia del terreno di fondazione
- L'entità dei carichi applicati

Per tenere conto di tutti questi fattori si fa riferimento ad un parametro detto efficienza del gruppo di pali  $E_G$ , definito come segue:

$$E_G = \frac{Q_{lim,G}}{\sum Q_{lim,i}}$$

Dove:

- $Q_{lim,G}$  è il carico limite del gruppo di pali
- $Q_{lim,i}$  è il carico limite dell' $i$ -esimo palo che costituisce il gruppo

L'efficienza si ricava in funzione delle ipotesi fatte sull'interazione struttura terreno, dell'interasse tra i pali e del diametro degli stessi.

Per quanto riguarda il caso oggetto di studio, essendo una palificata che si sviluppa lungo una direzione, si potrebbe utilizzare l'equazione per la stima della capacità portante della paratia basata sull'efficienza del gruppo. Tuttavia, trattandosi di un caso particolare in quanto la trave di cordolo che collega in testa i singoli pali non può considerarsi rigida al punto di trasferire in maniera equa i carichi verticali sui pali, non si può ipotizzare lo stesso cedimento per tutti i pali.

Per ottenere la capacità portante del gruppo di pali si potrebbe calcolare la capacità portante per il singolo palo, senza considerare la trave di collegamento, per poi confrontarla con il carico agente sullo stesso, fino a verificare ogni palo della paratia. Tuttavia, analizzando una sola sezione del progetto, non ci sono abbastanza dati per calcolare il carico limite di ogni palo e, trattandosi di un caso reale al quale sono già state applicate delle ipotesi semplificative, l'applicazione di ulteriori ipotesi snaturerebbe completamente il modello reale.

Infine, poiché le forze verticali agenti sono minime e i pali poggiano su roccia, la capacità portante per carico limite verticale non è un problema che preoccupa. Infatti, considerando azioni sollecitanti molto maggiori per pali che poggiano su roccia, con ogni probabilità si assisterebbe ad un collasso del palo prima della rottura del terreno che lo sorregge. Sulla base di queste considerazioni si assume che la verifica a capacità portante è soddisfatta.

#### 5.2.1.5 Tirante di ancoraggio

Per la sezione oggetto di studio è stato scelto un sistema di stabilizzazione attiva: i tiranti di ancoraggio. Questo significa che tali elementi partecipano attivamente all'equilibrio della sezione per tutta la durata della loro vita utile.

I tiranti sono elementi in acciaio costituiti da 3 parti:

- Testa, parte del tirante che ne garantisce l'aggancio all'opera di sostegno
- Parte libera, tratto del tirante che può scorrere liberamente rispetto al terreno. Collega la testa alla fondazione e deve essere lunga abbastanza da garantire la realizzazione della fondazione al di fuori del cuneo di spinta attiva. La scelta dell'angolo di inclinazione del tirante rispetto all'orizzontale deve tener conto della lunghezza libera e della forza che il tirante deve garantire, per questo motivo si ipotizza un angolo di  $10^\circ$ . È possibile ricavare graficamente la lunghezza libera che risulta essere 5,6 m, ancora una volta si sceglie di progettare secondo un approccio conservativo assumendo una lunghezza libera di 6 m.
- Bulbo di ancoraggio o fondazione, porzione terminale del tirante che garantisce la tenuta dell'elemento

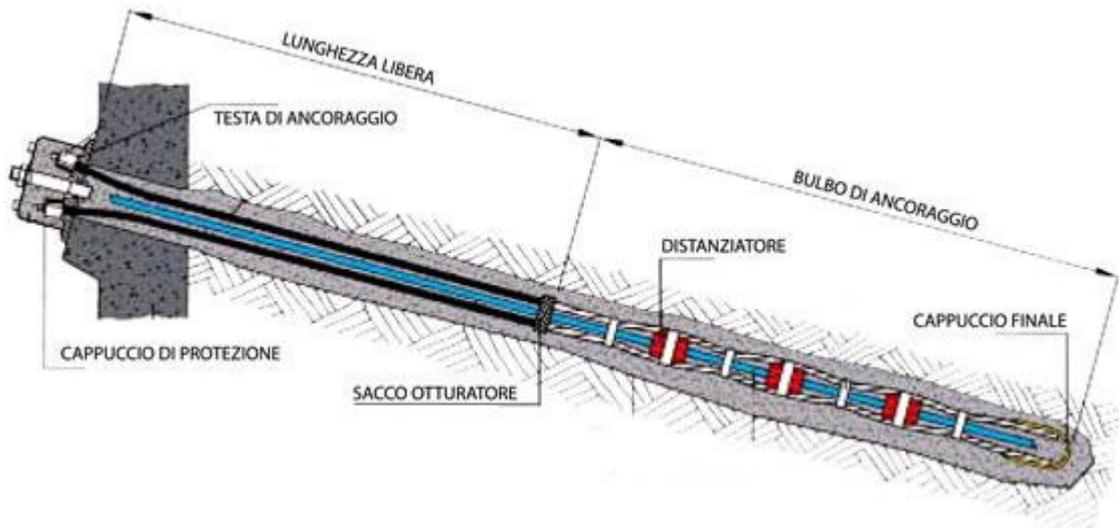


Fig. 38: schema di un tirante - Fonte: Soiltest

Le verifiche da eseguire sono rispetto a:

- Rottura a trazione
- Sfilamento fondazione-terreno
- Sfilamento acciaio-fondazione

Nella pratica l'ultima verifica può considerarsi automaticamente soddisfatta dato l'impiego malte coesive e acciaio a aderenza migliorata che garantiscono una resistenza maggiore rispetto gli altri due eventuali meccanismi di collasso.

Il dimensionamento del tirante si esegue sulla base delle verifiche che esso dovrà soddisfare. La forza di progetto del tirante  $T$  si ottiene come segue:

$$T = F_{S,T} \cdot \frac{T_x}{\cos(\alpha)} \cdot in = 710,04 \text{ kN}$$

Dove:

- $T_x$  è la componente orizzontale della forza esercitata dai tiranti per unità di lunghezza della struttura
- $\alpha$  è l'angolo di inclinazione del tirante rispetto l'orizzontale
- $F_{S,T}$  è un coefficiente di sicurezza, pari a 1,2
- $in$  è l'interasse tra i tiranti, 1,5 m nel caso in esame

Affinché la verifica a resistenza del tirante sia soddisfatta è necessario che la forza sia distribuita su una sezione adeguata, in maniera tale che l'acciaio non arrivi a snervamento. Si sceglie di progettare un tirante a barre a filettatura continua. Poiché i valori dimensionali e di progetto variano a seconda del produttore, per progettare una soluzione sostenibile nell'ottica del mercato odierno, si fa riferimento al produttore DYWIDAG. Per effettuare una scelta ottimizzata del modello è necessario prima definire le grandezze del problema. La normativa suggerisce di utilizzare i coefficienti parziali dell'Approccio 2, gli ancoraggi sono permanenti.

La sollecitazione di progetto è:

$$E_d = T \cdot \gamma_{G1,SFAV} = 923,05 \text{ KN}$$

Nota la sollecitazione è possibile scegliere una tipologia specifica di tirante da catalogo, al fine di ottimizzare la progettazione si sceglie una barra di acciaio che possiede un diametro nominale di 50 mm e una forza di snervamento  $F_{yk} = 1190,00 \text{ kN}$ , per la verifica è necessario passare ai valori di progetto:

$$F_{yd} = \frac{F_{yk}}{\gamma_S} = 1034,78 \text{ kN}$$

Dove:

- $F_{yd}$  è la resistenza a snervamento di progetto
- $F_{yk}$  è la resistenza caratteristica a snervamento
- $\gamma_S$  è il coefficiente parziale a snervamento dell'acciaio, pari a 1,15

Quindi, ponendo  $R_d = F_{yd} = 1034,78 \text{ kN}$  la verifica a raggiungimento della resistenza nel tirante risulta soddisfatta poiché:

$$E_d \leq R_d$$

### 5.2.1.6 Verifica a sfilamento del tirante

La lunghezza del bulbo di fondazione necessaria alla verifica a sfilamento del tirante può essere calcolata utilizzando la formula inversa di Bustamante e Doix corretta con i coefficienti parziali secondo l'Approccio 2 delle NTC 2018. In questo modo, ponendo all'interno della formula la sollecitazione T, si ottiene la lunghezza del bulbo di fondazione tale da garantire la buona riuscita della verifica. È possibile osservare la definizione delle grandezze in esame nello schema in Fig.39.

$$L_B = \frac{T \cdot \gamma_{G1,SFAV} \cdot \gamma_R \cdot \xi_{a3}}{\pi \cdot D_B \cdot q_s}$$

Dove:

- $L_B$  è la lunghezza del bulbo di fondazione
- $q_s$  è la forza d'attrito al contatto tra bulbo e terreno
- $\xi_{a3}$  è un fattore di correlazione, i valori sono forniti in Tab.32
- $\gamma_R$  è il coefficiente parziale per la resistenza, da Tab.23 nel caso di opere permanenti
- $D_B = D_D \cdot \alpha$

Dove:

- $D_D$  è il diametro del foro
- $\alpha$  è un coefficiente dipendente dalle caratteristiche del terreno e dalla modalità di iniezione della malta

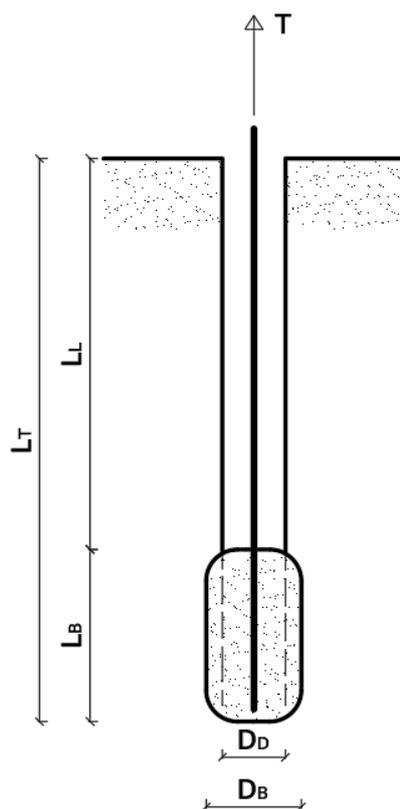


Fig. 39: Schema di un tirante

Si assume  $D_D$  pari a 150 mm e il coefficiente  $\alpha$  si ricava dalla tabella di Fig.40, con riferimento alle rocce alterate e/o fratturate e alle iniezioni di malta pressione ripetute IRS.

Terreno	Valori di $\alpha$		Quantità minima di miscela consigliata
	IRS	IGU	
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4	$1,5 V_S$
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4	$1,5 V_S$
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3	$1,5 V_S$
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	$1,5 V_S$
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	$1,5 V_S$
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	$1,5 V_S$
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	IRS: $(1,5 - 2)V_S$ ; IGU: $1,5 V_S$
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2	IRS: $2V_S$ ; IGU: $1,5V_S$
Argilla	1,8 - 2,0	1,2	IRS: $(2,5 - 3)V_S$ ; IGU: $(1,5-2)V_S$
Marne	1,8	1,1 - 1,2	$(1,5 - 2)V_S$ per strati compatti
Calcarei marnosi	1,8	1,1 - 1,2	$(2 - 6)V_S$ o più per strati fratturati
Calcarei alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2	
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	$(1,1-1,5)V_S$ per strati poco fratturati $2V_S$ o più per strati fratturati

Fig. 40: Tabella per la stima del coefficiente  $\alpha$  - Fonte: Bustamante e Doix

La teoria di Bustamante e Doix comprende numerosi grafici per la determinazione di  $q_s$  in funzione di  $N_{spt}$  o della pressione limite, un parametro ricavabile dalle prove pressiometriche. Inoltre, esiste una tabella per la scelta del grafico corretto in funzione delle proprietà del terreno.

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG1	SG2
Limo e argilla	AL1	AL2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC1	MC2
Roccia alterata e/o fratturata	<b>≥ R1</b>	≥ R2

Fig. 41: Tabella per la scelta dell'interpolazione corretta per il calcolo di  $q_s$  - Fonte: Bustamante e Doix

Si dovrà fare riferimento alla retta R1 del grafico di Fig.42.

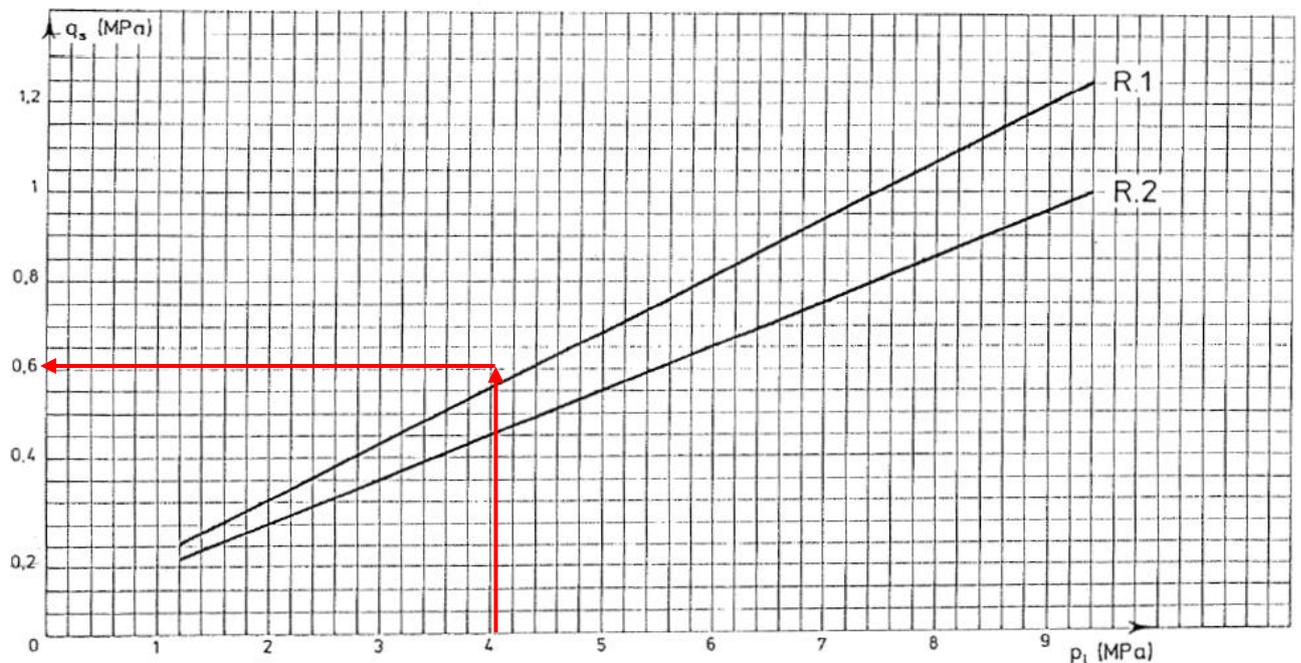


Fig. 42: Grafico per il calcolo di  $q_s$  - Fonte: Bustamante e Doix

Non avendo informazioni dettagliate sulla resistenza laterale si sceglie un valore medio, da cui si ricava:

$$q_s = 0,6 \text{ MPa}$$

Durante l'ultima campagna di indagini 8 provini sono stati sottoposti a prove di laboratorio, per cui è possibile determinare il valore di  $\xi_{a3}$  da Tab.32.

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥5
$\xi_{a3}$	1,80	1,75	1,70	1,65	<b>1,60</b>
$\xi_{a4}$	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Tab. 32: Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica delle prove geotecniche, in funzione del numero  $n$  di profili di indagine - Fonte: NTC 2018

Ottenuti tutti i valori necessari è possibile ricavare il valore della lunghezza del bulbo di fondazione:

$$L_B = \frac{T \cdot \gamma_{G1,SFAV} \cdot \gamma_R \cdot \xi_{a3}}{\pi \cdot D_B \cdot q_s} = 4,82 \text{ m}$$

Per semplicità esecutiva si assume  $L_B = 5,00 \text{ m}$ , per cui la lunghetta complessiva del tirante  $L_T$  è:

$$L_T = L_L + L_B = (6 + 5) \text{ m} = 11,00 \text{ m}$$

Note tutte le dimensioni del problema è possibile aggiornare il modello. L'angolo di inclinazione  $\alpha$  del cuneo di spinta attiva vale:

$$\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} = 59,5^\circ$$

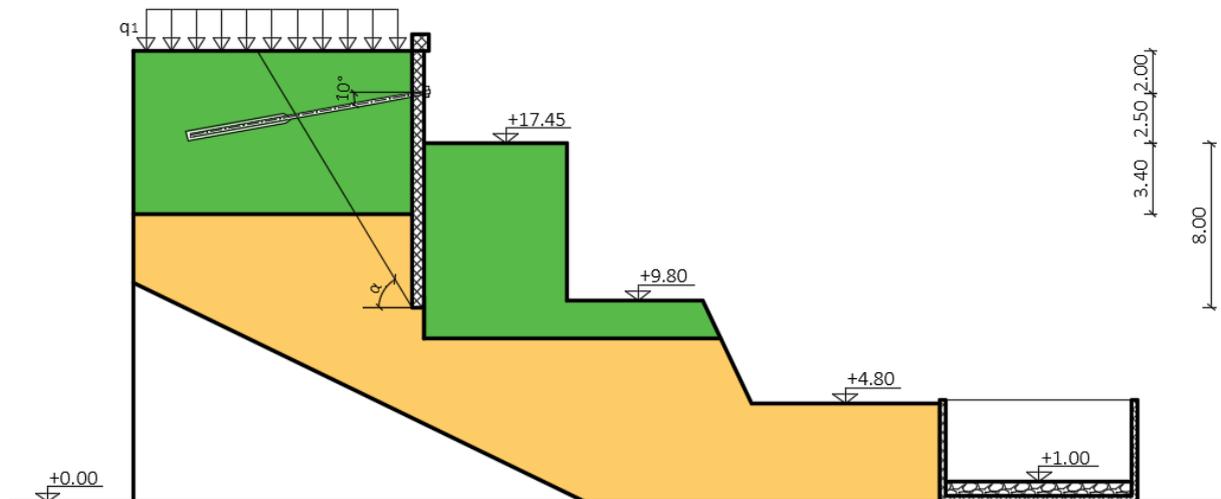


Fig. 43: Schema di calcolo definitivo, quote in m

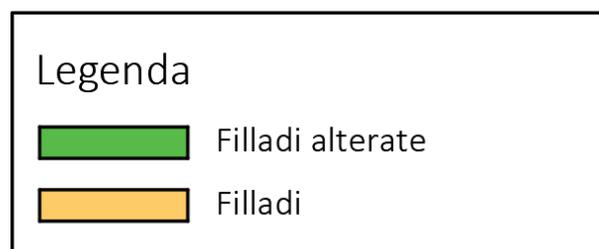


Fig. 44: Legenda schema di calcolo

La paratia di monte misura complessivamente 12,5 m di cui 8 m si sviluppano al di sotto del livello del suolo. Confrontando queste dimensioni con la paratia di monte all'interno del progetto esecutivo si nota come la profondità di infissione della prima sia minore di 2,5 m, ciò potrebbe essere dovuto a diversi fattori: la presente tesi non considera l'azione sismica, la stratigrafia così come il sovraccarico posto alle spalle della paratia sono una semplificazione del caso reale.

Il tirante della paratia di monte ha una lunghezza totale,  $L_T$ , di 11 m, che risulta maggiore rispetto a quella del tirante del progetto esecutivo, che misura 8 m. Tale differenza dimensionale è attribuibile alla componente di lunghezza libera  $L_L$ , che deve garantire il posizionamento del bulbo di fondazione oltre la possibile superficie di rottura del terreno, dato che la lunghezza del bulbo di fondazione  $L_B$  tra i due progetti è praticamente identica. La determinazione di  $L_L$  avviene per via geometrica a partire

dalla definizione del cuneo di spinta attiva, per cui è probabile che le ipotesi per la definizione del cuneo siano diverse.

## 5.2.2 Progettazione della paratia di valle

Con riferimento a Fig. 23 e Fig. 47, la progettazione della paratia di valle potrebbe sembrare uno stravolgimento rispetto al progetto originale. In realtà, dopo un'attenta analisi della documentazione prodotta dai progettisti e una profonda consulenza con gli stessi, si è giunti alla conclusione che gli schemi di calcolo utilizzati sono uguali. Infatti, benché la paratia di valle del progetto originale sia tirantata, lo schema di calcolo adottato dai progettisti è quello di semplice paratia a sbalzo. Una volta dimensionata e verificata la paratia ai sensi delle NTC 2018, avendo adeguata disponibilità economica, i progettisti hanno deciso di aggiungere i tiranti aumentando il coefficiente di sicurezza dell'opera.

Dal punto di vista pratico questa scelta può risultare giusta, dal punto di vista teorico, invece, il bulbo di fondazione del tirante si trova all'interno del cuneo di spinta attiva per cui non sarebbe in grado di evitare il collasso in caso di rottura del terreno. Una valida alternativa potrebbe essere quella di realizzare tiranti con il bulbo di fondazione all'interno del terreno stabile alle spalle della paratia di monte, tuttavia, dal punto di vista esecutivo sorgerebbero difficoltà legate alle tolleranze dimensionali dell'intervento poiché la precisione richiesta sarebbe troppo elevata per un'opera del genere.

La paratia di valle è dimensionata quindi secondo lo schema di paratia a sbalzo. Dal punto di vista normativo, bisogna rispettare gli stessi vincoli del caso precedente, valgono anche le ipotesi già adottate. In Fig.45 è rappresentata la seconda fase dell'esecuzione dei lavori: la realizzazione della paratia di valle.

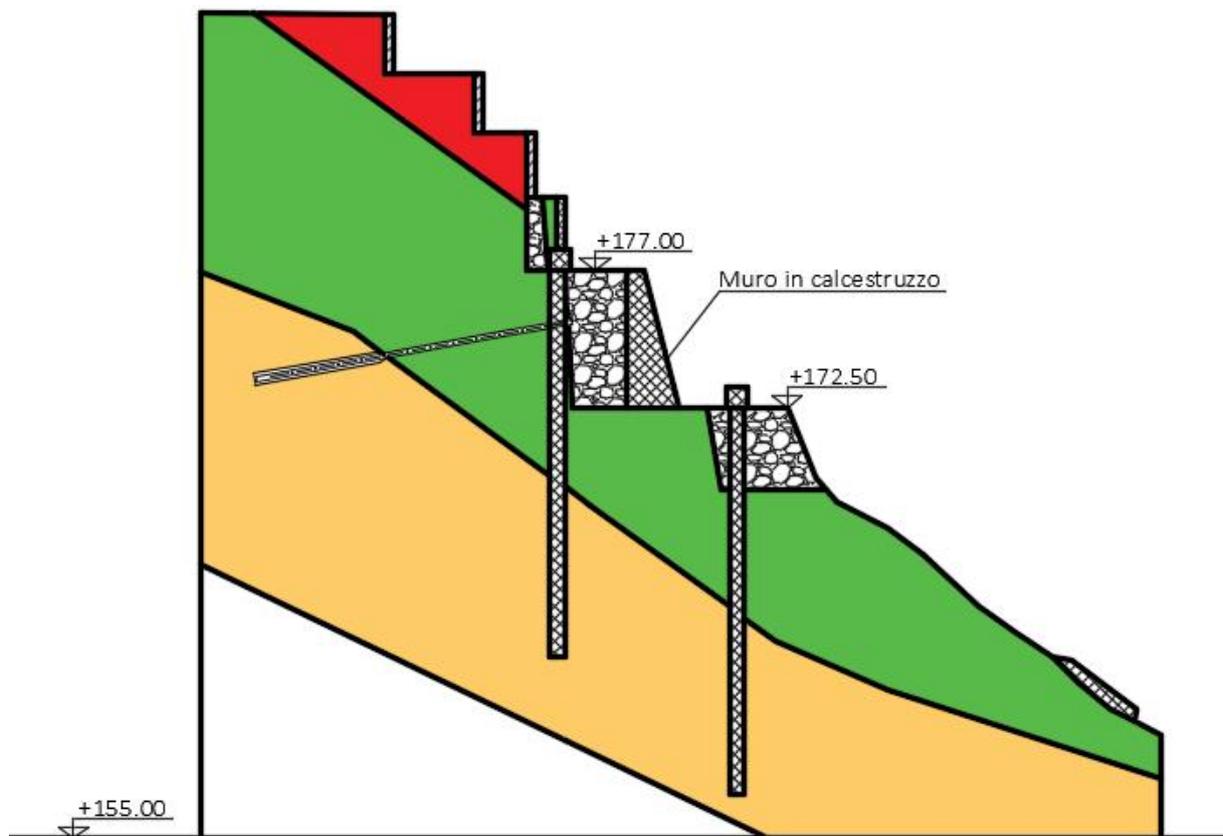


Fig. 45: Realizzazione della paratia di valle, caso reale con quote slm

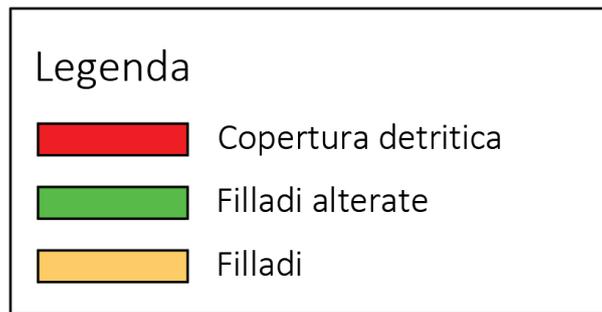


Fig. 46: Legenda sezione - Fonte: Progetto esecutivo

Nello schema di calcolo si considera il sovraccarico  $q_2$  più gravoso tra quello presente al momento della realizzazione della paratia di valle, dato dal muro in calcestruzzo e il terreno di riporto che sostiene e quello dato dalla futura strada con traffico veicolare. A valle si considera nuovamente il profilo finale che offre una resistenza minore rispetto al profilo al momento della costruzione, quella con cui la paratia resisterà in fase di esercizio. In Fig. 47 si riporta lo schema di calcolo della paratia di valle.

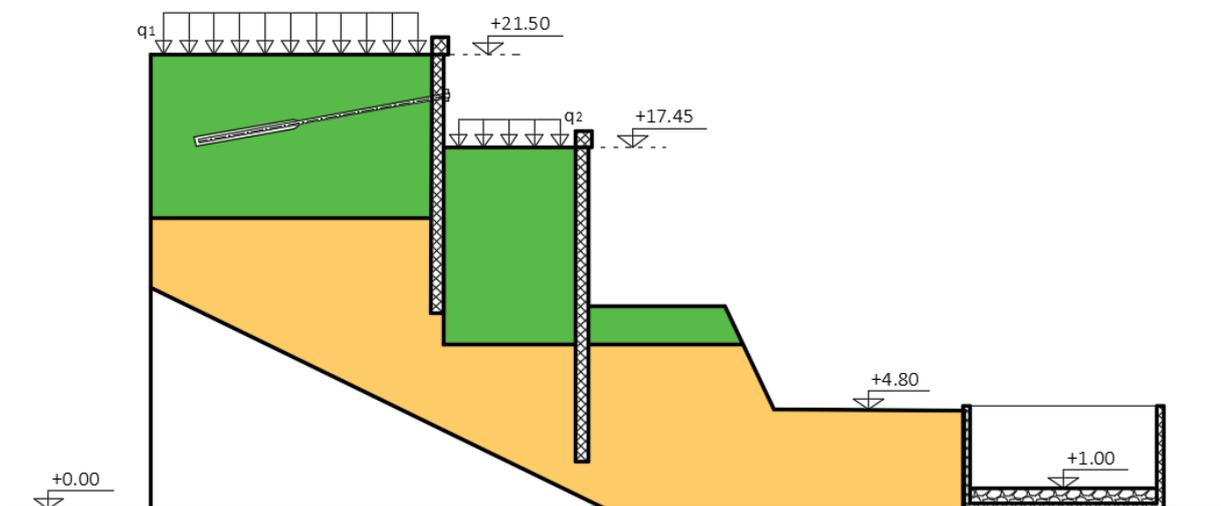


Fig. 47: Schema di calcolo della paratia di valle, quote in m

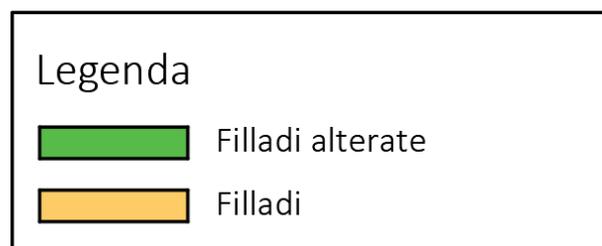


Fig. 48: Legenda schema di calcolo

Il sovraccarico distribuito  $q_2$ , dato dal peso muro in calcestruzzo e del terreno di riporto che questo sostiene, è pari a  $q_2 = 55 \text{ kPa}$ . La sola incognita del problema è la profondità di infissione della paratia,  $d$ , determinata impostando un'equazione di equilibrio alla rotazione attorno al punto O, Fig.49, all'interno del medesimo foglio di calcolo Excel utilizzato per la paratia di monte. Anche in questo caso le spinte del terreno sono inclinate dell'angolo  $\delta$  ed è necessario un doppio dimensionamento secondo l'Approccio 1 Combinazione 1 e l'Approccio 1 Combinazione 2 della normativa.

### 5.2.2.1 Dimensionamento della paratia secondo l'Approccio 1 Combinazione 1 (DA1-C1)

Seguendo quanto già fatto per la paratia di monte, si passa dai valori caratteristici a quelli di progetto dei parametri del terreno utilizzando i coefficienti parziali di Tab.19, secondo le seguenti formule:

- $\tan \varphi_d = \frac{\tan \varphi_k}{\gamma_\varphi}$  da cui si ricava  $\varphi_d$
- $\gamma_d = \frac{\gamma_k}{\gamma_\gamma}$
- $c'_d = \frac{c'_k}{\gamma_{c'}}$

Poiché i coefficienti M1 sono tutti unitari, per questa combinazione i parametri caratteristici del terreno coincidono con quelli di progetto.

Litotipo	2	3
Parametro		
$\varphi_d$ [°]	28,00	30,00
$\gamma_d$ $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right]$	20,00	25,00
$c'_d$ [kPa]	0,00	20,00

Tab. 33: Valori di progetto dei parametri del terreno, CA1-DA1

Considerando valido quanto detto per il dimensionamento dalla paratia di monte, per il calcolo del coefficiente di spinta attiva  $K_a$  si ricorre nuovamente all'equazione di Muller-Breslau, mentre il coefficiente di spinta passiva  $K_p$  si ricava tramite l'equazione di Lancellotta. I coefficienti di spinta sono uguali a quelli di § 5.2.1.2, tuttavia per conferire al documento una certa linearità si riportano i passaggi eseguiti.

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi_d - \beta)}{\cos^2(\beta) \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi_d) \cdot \sin(\varphi_d - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)}}\right]^2}$$

Dove:

- $i$  è l'inclinazione dello strato di terreno rispetto all'orizzontale
- $\beta$  è l'inclinazione della parete rispetto alla verticale
- $\delta$  è l'angolo di attrito tra la struttura e il terreno, calcolabile come:

$$\delta = \frac{2}{3} \cdot \varphi_d$$

Il coefficiente di spinta attiva risulta essere pari a:

$$K_a = \frac{\cos^2(29 - 0)}{\cos^2(0) \cdot \cos(0 + 19,33) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(19,33 + 29) \cdot \sin(29 - 0)}{\cos(0 + 19,33) \cdot \cos(0 - 0)}}\right]^2} = 0,31$$

Il coefficiente di spinta passiva si ottiene come segue:

$$K_p = \left[ \frac{\cos(\delta)}{\cos(i) - \sqrt{\sin^2(\varphi_d) - \sin^2(i)}} \left( \cos(\delta) + \sqrt{\sin^2(\varphi_d) - \sin^2(\delta)} \right) \right] e^{(2 \cdot \theta \cdot \tan(\varphi_d))}$$

Dove:

- $i$  è l'inclinazione dello strato di terreno rispetto all'orizzontale
- $\delta$  è l'angolo di attrito tra la struttura e il terreno, calcolabile come:

$$\delta = \frac{1}{2} \cdot \varphi_d$$

- $\theta$  è l'inclinazione rispetto alla verticale della parete interna della struttura, calcolabile come:

$$\theta = \frac{1}{2} \cdot \left[ \operatorname{sen}^{-1} \left( \frac{\operatorname{sen}(\delta)}{\operatorname{sen}(\varphi_d)} \right) + \operatorname{sen}^{-1} \left( \frac{\operatorname{sen}(i)}{\operatorname{sen}(\varphi_d)} \right) + \delta + i \right]$$

Il coefficiente di spinta passiva risulta essere pari a:

$$K_p = \left[ \frac{\cos(14,50)}{\cos(0) - \sqrt{\sin^2(29) - \sin^2(0)}} \left( \cos(14,50) + \sqrt{\sin^2(29) - \sin^2(14,50)} \right) \right] e^{(2 \cdot 22,80 \cdot \tan(29))}$$

$$K_p = 4,04$$

Tuttavia, è opportuno applicare un fattore di sicurezza pari a 2, come suggerito dalla letteratura geotecnica, per cui:

$$K_{p,d} = \frac{K_p}{F_{S,Kp}} = \frac{4,04}{2} = 2,02$$

A questo punto è possibile calcolare le azioni, anche in questo caso a favore di sicurezza non si considera l'effetto della coesione a valle. L'interazione tra struttura e terreno si considera inclinando tutte le forze dell'angolo  $\delta$  rispetto all'orizzontale. Per il calcolo si utilizza il foglio Excel precedentemente citato del quale si allega un'immagine esemplificativa al fine di introdurre le grandezze considerate.

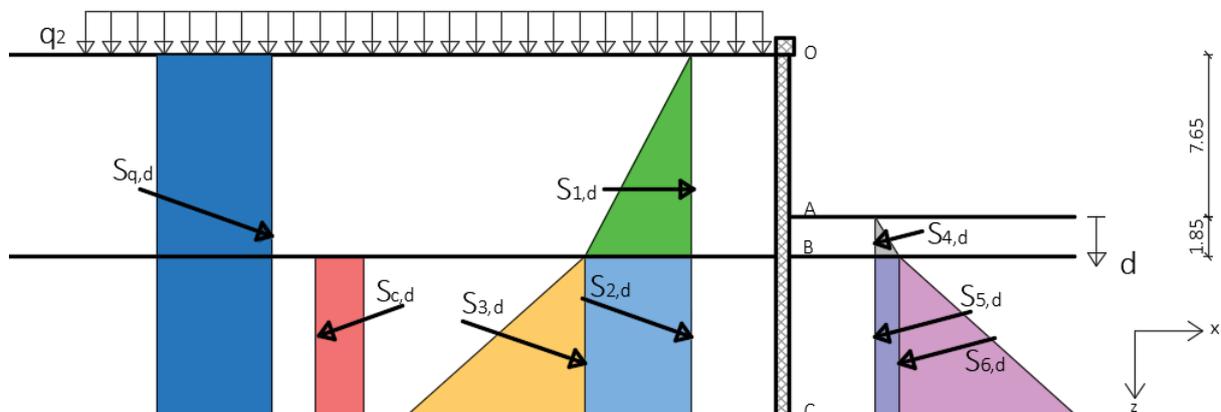


Fig. 49: Grandezze e geometrie considerate, quote in m

In Tab.34 si riportano i valori di input inseriti all'interno del foglio di calcolo.

Coefficients utilizzati per il calcolo della profondità di infissione della paratia secondo DA1-C1	
$K_a$	0,31
$K_{p,d}$	2,02
$\gamma_{G1,SFAV}$	1,30
$\gamma_{G1,FAV}$	1,00
$\gamma_{R1}$	1

Tab. 34: Coefficienti utilizzati per il calcolo della profondità di infissione della paratia secondo DA1-C1

Nel seguito si definiscono le azioni e le resistenze che caratterizzano il problema.

**Azioni:**

$$S_1 = \frac{1}{2} \cdot \gamma_2 \cdot K_a \cdot (OA + d)^2 \quad \text{se } d \leq AB$$

$$S_1 = \frac{1}{2} \cdot \gamma_2 \cdot K_a \cdot (OB)^2 \quad \text{se } d > AB$$

$$S_2 = 0 \quad \text{se } d \leq AB$$

$$S_2 = \gamma_2 \cdot K_a \cdot OB \cdot (d - AB) \quad \text{se } d > AB$$

$$S_3 = 0 \quad \text{se } d \leq AB$$

$$S_3 = \frac{1}{2} \cdot \gamma_3 \cdot K_a \cdot (d - AB)^2 \quad \text{se } d > AB$$

$$S_q = q \cdot K_a \cdot (OA + d)$$

**Resistenze:**

$$S_4 = \frac{1}{2} \cdot \gamma_2 \cdot K_{p,d} \cdot (d)^2 \quad \text{se } d \leq AB$$

$$S_4 = \frac{1}{2} \cdot \gamma_2 \cdot K_{p,d} \cdot (AB)^2 \quad \text{se } d > AB$$

$$S_5 = 0 \quad \text{se } d \leq AB$$

$$S_5 = \gamma_2 \cdot K_{p,d} \cdot AB \cdot (d - AB) \quad \text{se } d > AB$$

$$S_6 = 0 \quad \text{se } d \leq AB$$

$$S_6 = \frac{1}{2} \cdot \gamma_3 \cdot K_{p,d} \cdot (d - AB)^2 \quad \text{se } d > AB$$

$$S_c = 0 \quad \text{se } d \leq AB$$

$$S_c = 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} \cdot (d - AB) \quad \text{se } d > AB$$

A questo punto è possibile definire le componenti di ciascuna forza lungo l'asse x e lungo l'asse z moltiplicando la forza stessa rispettivamente per il coseno o per il seno di  $\delta$ . Nel seguito la componente della forza  $S_i$  lungo l'asse x sarà indicata come  $S_{ix}$ , la componente lungo l'asse z sarà indicata come  $S_{iz}$ .

Scegliendo il punto O della paratia come polo per l'equilibrio alla rotazione, si definiscono instabilizzanti i momenti che fanno ruotare la paratia in senso antiorario e resistenti i momenti che fanno ruotare la paratia in senso orario. In occasione del calcolo dei momenti si applicano i coefficienti parziali  $\gamma_{G1}$  alle azioni, al fine di rendere più chiara la risoluzione il pedice del coefficiente specifica l'effetto favorevole o sfavorevole dell'azione.

Infine, le ipotesi fatte contemplano solo due possibilità per il valore del braccio di tutte le componenti verticali delle forze rispetto al punto O. Le componenti instabilizzanti hanno un braccio  $b_i = 0,6 m$ , ovvero pari al diametro della paratia, le componenti resistenti hanno braccio  $br$  nullo, il calcolo quindi, risulta a favore di sicurezza. I bracci delle componenti orizzontali delle forze rispetto al punto O si ricavano mediante considerazioni puramente geometriche.

#### **Momenti di progetto agenti:**

$$M_{1x,d} = \gamma_{G1,SFAV} \cdot S_{1x} \cdot \left[ \frac{2}{3} \cdot (OA + d) \right] \quad \text{se } d \leq AB$$

$$M_{1x,d} = \gamma_{G1,SFAV} \cdot S_{1x} \cdot \left( \frac{2}{3} \cdot OB \right) \quad \text{se } d > AB$$

$$M_{2x,d} = 0 \quad \text{se } d \leq AB$$

$$M_{2x,d} = \gamma_{G1,SFAV} \cdot S_{2x} \cdot \left( OB + \frac{d-AB}{2} \right) \quad \text{se } d > AB$$

$$M_{3x,d} = 0 \quad \text{se } d \leq AB$$

$$M_{3x,d} = \gamma_{G1,SFAV} \cdot S_{3x} \cdot \left[ OB + \frac{2}{3} \cdot (d - AB) \right] \quad \text{se } d > AB$$

$$M_{qx,d} = \gamma_{G1,SFAV} \cdot S_{qx} \cdot \left( \frac{OA + d}{2} \right)$$

$$M_{1z,d} = \gamma_{G1,SFAV} \cdot S_{1z} \cdot b_i$$

$$M_{2z,d} = \gamma_{G1,SFAV} \cdot S_{2z} \cdot b_i$$

$$M_{3z,d} = \gamma_{G1,SFAV} \cdot S_{3z} \cdot b_i$$

$$M_{qz,d} = \gamma_{G1,SFAV} \cdot S_{qz} \cdot b_i$$

$$M_{cz,d} = \gamma_{G1,SFAV} \cdot S_{cz} \cdot b_i$$

**Momenti di progetto resistenti:**

$$M_{4x,d} = \frac{1}{\gamma_R} \cdot \gamma_{G1,FAV} \cdot S_{4x} \cdot \left( OA + \frac{2}{3} \cdot d \right) \quad \text{se } d \leq AB$$

$$M_{4x,d} = \frac{1}{\gamma_R} \cdot \gamma_{G1,FAV} \cdot S_{4x} \cdot \left( OA + \frac{2}{3} \cdot AB \right) \quad \text{se } d > AB$$

$$M_{5x,d} = 0 \quad \text{se } d \leq AB$$

$$M_{5x,d} = \frac{1}{\gamma_R} \cdot \gamma_{G1,FAV} \cdot S_{5x} \cdot \left( OB + \frac{d-AB}{2} \right) \quad \text{se } d > AB$$

$$M_{6x,d} = 0 \quad \text{se } d \leq AB$$

$$M_{6x,d} = \frac{1}{\gamma_R} \cdot \gamma_{G1,FAV} \cdot S_{6x} \cdot \left[ OB + \frac{2}{3} \cdot (d - AB) \right] \quad \text{se } d > AB$$

$$M_{cx,d} = 0 \quad \text{se } d \leq AB$$

$$M_{cx,d} = \frac{1}{\gamma_R} \cdot \gamma_{G1,FAV} \cdot S_{cx,d} \cdot \left( OB + \frac{d-AB}{2} \right) \quad \text{se } d > AB$$

$$M_{4z,d} = 0$$

$$M_{5z,d} = 0$$

$$M_{6z,d} = 0$$

Applicando ai momenti resistenti sia i coefficienti  $\gamma_{G1,FAV}$  che i coefficienti  $\gamma_R$  la verifica a ribaltamento risulta automaticamente soddisfatta per la profondità di infissione della paratia ottenuta dall'equazione di equilibrio alla rotazione.

Per il calcolo dei momenti rispetto al punto O al variare della profondità di infissione della paratia, si ricorrere nuovamente all'utilizzo del foglio di calcolo Excel in grado di restituire in output l'andamento del momento risultante totale in funzione di  $d$ . Così facendo si ottiene la profondità di infissione della paratia per cui si ha l'equilibrio alla rotazione, ovvero la minima profondità di infissione possibile.

Nel seguente grafico si riporta l'andamento del momento risultante in funzione della profondità di infissione della paratia.

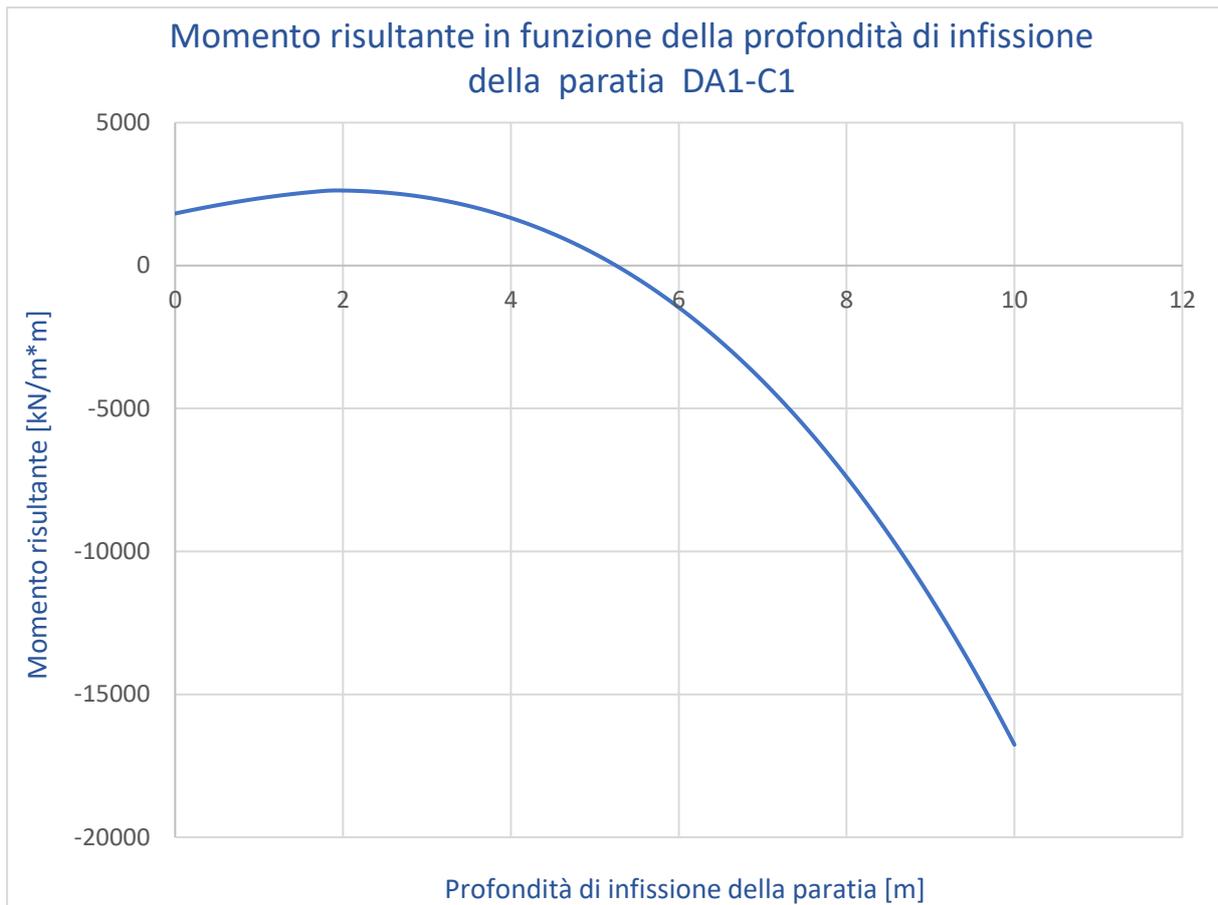


Fig. 50: Momento risultante in funzione di  $d$  calcolato secondo l'Approccio 1 Combinazione 1

Dal grafico in Fig.50 si nota che l'equilibrio alla rotazione è soddisfatto per una profondità di infissione di 4,5 m, se la profondità aumenta i momenti resistenti sono maggiori di quelli ribaltanti. Anche in questo caso la normativa richiede di svolgere le medesime operazioni anche secondo l'Approccio 1 Combinazione 2 al fine di scegliere la maggiore profondità di infissione tra i due risultati ottenuti.

### 5.2.2.2 Dimensionamento della paratia secondo l'Approccio 1 Combinazione 2 (DA1-C2)

In questo caso i valori di progetto dei parametri di resistenza al taglio differiscono da quelli caratteristici perché i coefficienti parziali non sono unitari, come visibile in Tab.19.

Parametro	Litotipo	2	3
	$\varphi_d$ [°]		23,04
$\gamma_d$ $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right]$		20,00	25,00
$c'_d$ [kPa]		0,00	16,00

Tab. 35: Valori di progetto dei parametri del terreno, CA1-DA2

Inoltre, da Tab.17 il coefficiente parziale sulle azioni differisce dal caso precedente, così come il coefficiente parziale per le resistenze, valutato in Tab. 22. Il metodo di risoluzione è quello descritto nel paragrafo precedente, per cui si riportano soltanto i valori dei parametri di ingresso inseriti nel foglio di calcolo:

Coefficienti utilizzati per il calcolo della profondità di infissione della paratia secondo DA1-C2	
$K_a$	0,38
$K_{p,d}$	1,52
$\gamma_{G1,SFAV}$	1,00
$\gamma_{G1,FAV}$	1,00
$\gamma_{R2}$	1,1

Tab. 36:Coefficienti utilizzati per il calcolo di  $d$  secondo l'Approccio 1 Combinazione 2

L'output è nuovamente l'andamento del momento risultante in funzione di  $d$ .

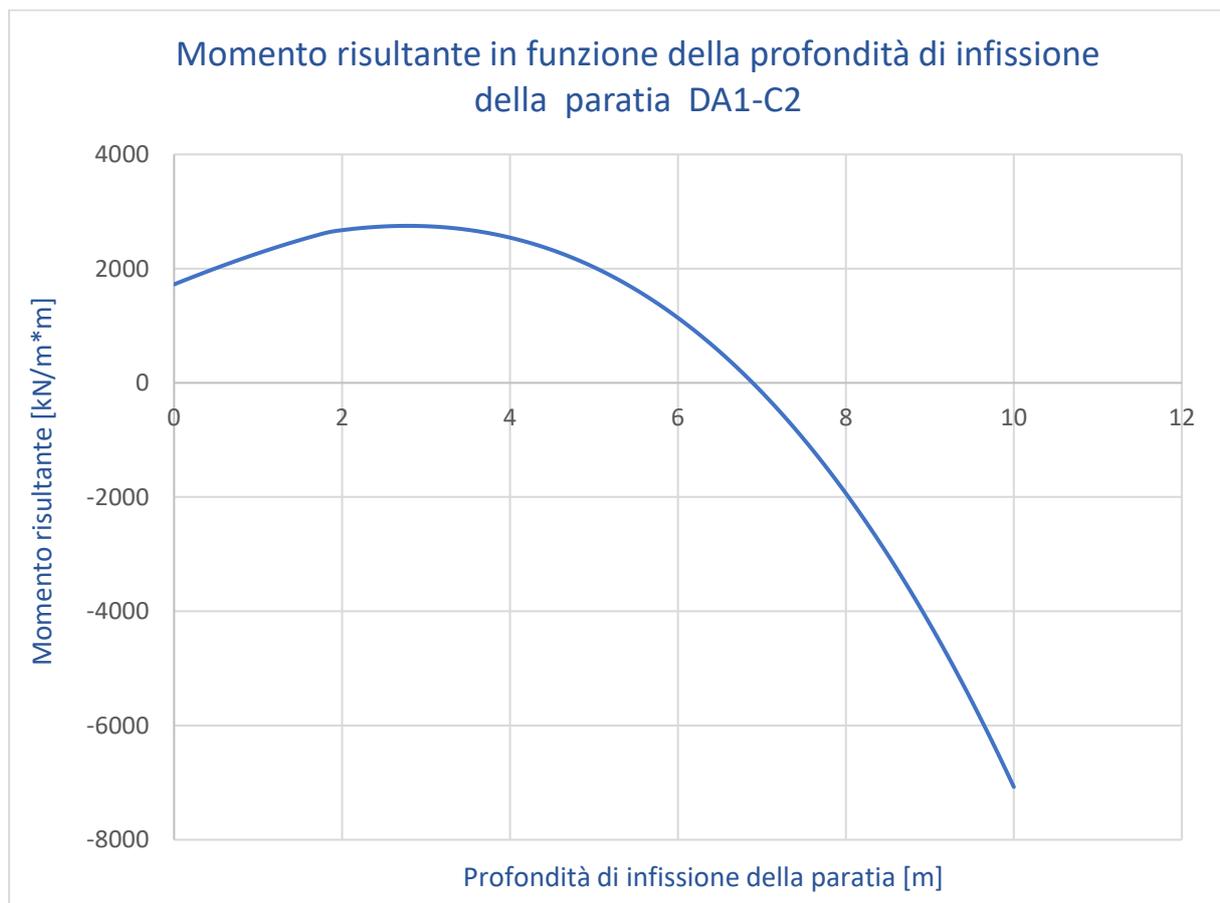


Fig. 51: Momento risultante in funzione di  $d$  calcolato secondo l'Approccio 1 Combinazione 2

Con questo approccio si nota come l'equilibrio alla rotazione sia soddisfatto per una profondità di infissione di 6,9 m. Come detto, con l'aumentare della profondità i momenti resistenti diventano sempre maggiori di quelli ribaltanti. Per cui a favore di sicurezza e per semplicità esecutiva si sceglie

una profondità di infissione per la paratia di monte pari a 7,5 m. Consci che la verifica a ribaltamento è superata, si calcola il relativo fattore di sicurezza per  $d = 7,5$  m:

$$FS = \frac{R_d}{E_d} = 1,09 > 1$$

Dove:

- $R_d$  è il momento stabilizzante totale
- $E_d$  è il momento ribaltante totale

Il fattore di sicurezza aumenta con l'aumentare della profondità di infissione, tuttavia, poiché la normativa richiede semplicemente la verifica della condizione  $E_d \leq R_d$ , ci si ritiene soddisfatti del valore ottenuto.

Data l'assenza di falda e tiranti, l'ultima verifica necessaria è quella della resistenza rispetto al carico limite verticale.

### 5.2.2.3 Verifica a collasso per carico limite verticale

Per la verifica a collasso per carico limite verticale della paratia di valle valgono le stesse considerazioni fatte in § 5.2.1.4, per cui la verifica si considera soddisfatta.

La paratia di valle misura complessivamente 15,15 m, risultato pressoché identico a quello del progetto esecutivo. Tuttavia, è possibile individuare diverse differenze tra i due progetti. Il modello all'interno della presente tesi non considera l'effetto del sisma e lavora con un sovraccarico maggiore rispetto a quello considerato nel progetto esecutivo. Inoltre, la riprofilatura a valle della seconda paratia è molto diversa tra i due progetti, le ragioni del profilo reale sono estetiche, la forma del profilo nel modello di calcolo della tesi permette l'applicazione del metodo di Jewell.

Infine, il metodo usato per il dimensionamento di entrambe le paratie ne garantisce l'automatica verifica a ribaltamento con un fattore di sicurezza pari a 1, aumentare la lunghezza di infissione della paratia determina un aumento del fattore di sicurezza. Lo stesso discorso è applicabile al tirante della paratia di monte.

## 5.3 Progettazione della terra rinforzata

Le terre rinforzate sono strutture di contenimento costituite da un'alternanza di strati di terreno compattato e rinforzi sintetici o metallici. In questo modo l'incastro tra le particelle di terreno e la rete permette l'aumento della resistenza globale a trazione e a taglio, dando la possibilità di progettare pendenze laterali fino a 70° dall'orizzontale e producendo un minor impatto ambientale rispetto ad altri sistemi di stabilizzazione. Le strutture in terra rinforzata hanno diversi campi di applicazione: possono essere utilizzate come dighe, dispositivi di protezione contro la caduta massi, muri di contenimento o con lo scopo di realizzare rilevati stradali.

Le terre rinforzate possono sopportare alti valori di energia cinetica e sono caratterizzate da un'elevata durabilità nel tempo anche in terreni corrosivi. Inoltre, sono facili da installare e garantiscono un basso impatto ambientale: i rilevati possono essere posizionati nell'ambiente circostante eseguendo il rinverdimento delle scarpate, come nel caso in esame. Le geogriglie possono essere presenti in diverse forme e possono essere composti sia da polimeri che da acciaio.

I rinforzi polimerici sono di solito forniti sotto forma di griglie di diversi materiali:

- Poliestere, caratterizzato da una buona resistenza agli acidi e ai solventi
- Polietilene ad alta densità, caratterizzato da una buona resistenza agli acidi e da bassa resistenza alle radiazioni UV
- Fibre aramidiche, caratterizzate da un'elevata rigidità, basso creep (deformazione a lungo termine) e una buona resistenza all'abrasione, ma sono sensibili alle radiazioni UV
- Alcool polivinilico, caratterizzato da un'alta resistenza agli ambienti acidi, alta tenacità e alta rigidità

I rinforzi in acciaio sono generalmente prodotti sotto forma di reti o lastre e sono caratterizzati da: alta rigidità, alta resistenza all'abrasione e non sono soggetti a creep. Un sottile film polimerico è sempre richiesto come protezione dalla corrosione.

L'interazione tra il rinforzo e il terreno deve essere analizzata attentamente. In particolare, è possibile fare riferimento a due meccanismi principali:

- Resistenza allo strappo, per cui lo stress è trasferito dal rinforzo al terreno. Uno schema è fornito in Fig.52.

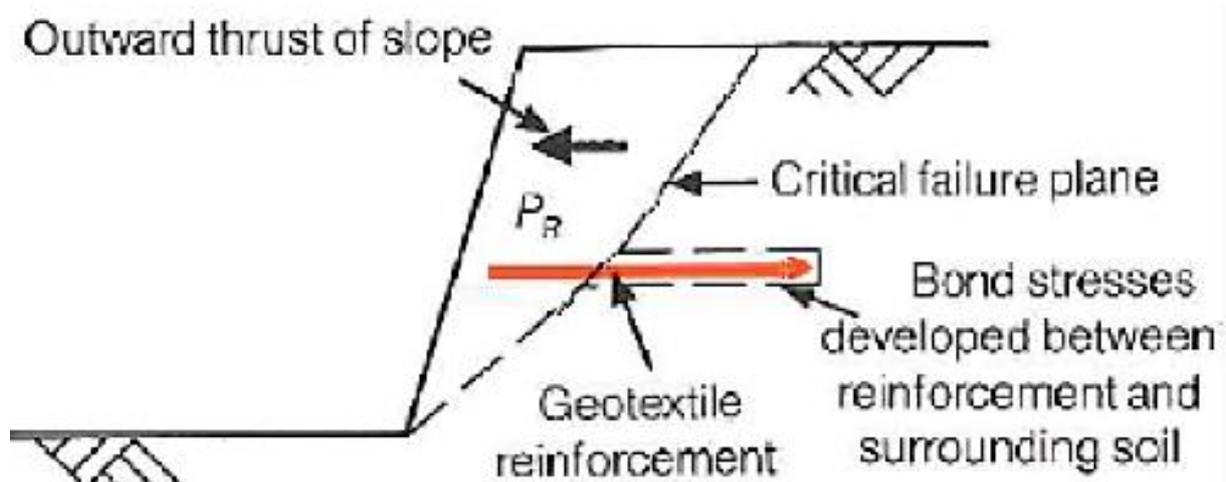


Fig. 52: Schema delle azioni interessate nel meccanismo di pull-out - Fonte: Barbero

- Resistenza allo scorrimento diretto, il terreno scivola sulla geogriglia. Si formano potenziali superfici di rottura in prossimità dei rinforzi, come mostra lo schema in Fig.53.

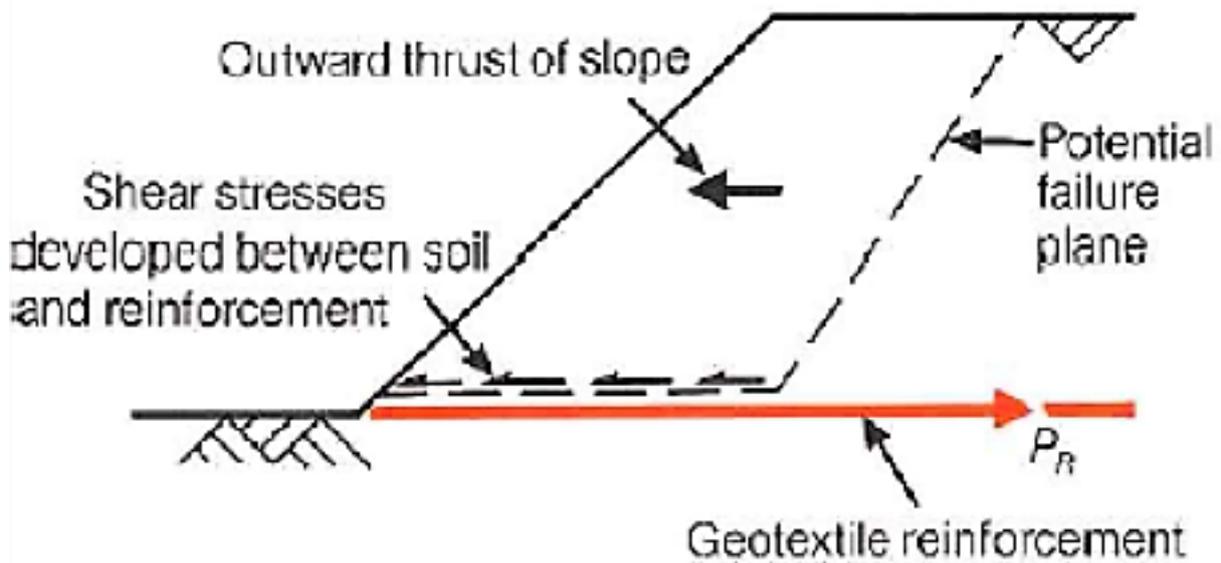


Fig. 53: Schema delle azioni interessate nel meccanismo di scorrimento diretto – Fonte: Uccellini

Il terreno utilizzato per il riempimento dell'opera è quello presente in sito e ottenuto dalla riprofilatura.

### 5.3.1 Metodi di progettazione

Nel corso del tempo sono stati proposti diversi metodi per la progettazione delle strutture in terra rinforzata, ciascuno dei quali basato su differenti ipotesi:

- *Tie-back Wedge Method*, in cui la struttura è considerata come un'opera flessibile. Per via dell'ipotesi, l'applicabilità del metodo dipende dalle caratteristiche dei rinforzi utilizzati
- *Coherent Gravity Method*, al contrario del metodo precedente, è utilizzato nel caso di rinforzi inestensibili
- *Simplified Method*, costituisce una combinazione dei due metodi precedenti
- *Two-part Wedge Method*, La distribuzione delle sollecitazioni massime è bi-lineare. Si considerano due cunei di spinta e si utilizza la teoria l'equilibrio limite. Questo metodo tabellare proposto da Jewell è adottato per la progettazione della terra rinforzata oggetto di studio
- *Slices Method*, il volume definito è diviso in un certo numero di conci separati da piani verticali e l'equilibrio della massa totale del terreno è dato dal contributo di ogni concio. Sono stati proposti diversi approcci (Fellenius, Bishop, Janbu, ecc.) a seconda delle condizioni al contorno per la definizione del problema
- *Log Spiral Slip Analysis*, usata raramente poiché la differenza di risultato tra l'uso di una superficie di cedimento a forma di spirale logaritmica invece di una circolare è inferiore al 5%

#### 5.3.1.1 Metodo di Jewell

Il metodo di Jewell si basa su grafici sviluppati dallo stesso autore e alcune ipotesi di base:

- Possono essere considerati soltanto carichi uniformemente distribuiti sulla superficie del rilevato
- La presenza dell'acqua è tenuta in considerazione mediante il parametro adimensionale  $r_u$  che ne valuta la pressione. Esistono diversi grafici in funzione del valore di  $r_u$  ottenuto
- Il volume sostenuto dalla terra armata deve essere formato da terreno omogeneo

- La coesione del terreno solitamente è posta uguale a 0 perché nella distribuzione granulometrica tipica di questo tipo di opere i materiali a grana fine sono presenti solo in piccole percentuali
- Il pendio è definito tramite due parametri dimensionali: altezza  $H$  e angolo di inclinazione  $\beta$  che può variare tra  $30^\circ$  e  $90^\circ$ . In Fig.54 sono indicate le caratteristiche dimensionali.

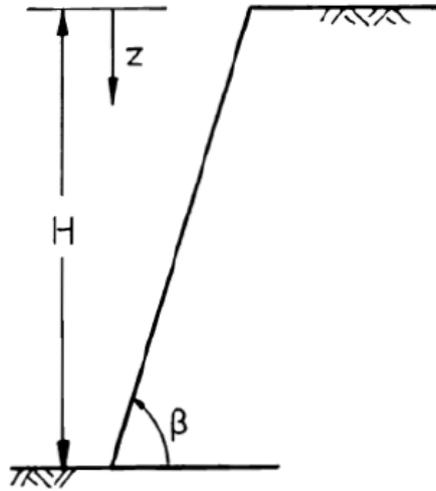


Fig. 54: Definizione del pendio secondo il modello di Jewell - Fonte: Barbero

Poiché il metodo di Jewell utilizza anche la resistenza del rinforzo adottato, è necessario scegliere una tipologia di geogriglia con caratteristiche di facile reperibilità all'interno del mercato odierno. Si fa riferimento ai prodotti *TENAX*.

Con riferimento a Fig.55 Fig.56 Fig.57 è possibile ricavare il coefficiente di spinta richiesta  $K_{req}$  e le lunghezze del rinforzo minime richieste  $\left(\frac{L_R}{H}\right)_{ovrl}$  e  $\left(\frac{L_R}{H}\right)_{ds}$  rispettivamente per prevenirne lo strappo nella parte sommitale dell'opera e lo scorrimento diretto alla base del pendio. I grafici di Jewell sono riferiti a specifici valori del coefficiente di pressione dell'acqua  $r_u$ , nel caso in esame  $r_u = 0$ , per cui si fa riferimento ai grafici basati su tale valore.

I valori di input utilizzati sono i valori geometrici del rilevato, i valori medi ottenuti dalle caratteristiche dei due strati di terreno che lo compongono, la coesione posta pari a 0 e la resistenza di progetto a lungo termine della geogriglia scelta:

- $\beta = 65^\circ$
- $H = 5 \text{ m}$
- $\varphi'_d = 29^\circ$
- $\gamma_d = 22,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
- $r_{u,d} = 0$
- $c'_d = 0 \text{ kPa}$
- $P_{lim,field} = 20 \text{ kN/m}$ , è la resistenza di progetto a lungo termine della geogriglia da scheda tecnica fornita dal produttore

### Minimum Required Force $K_{Req.}$

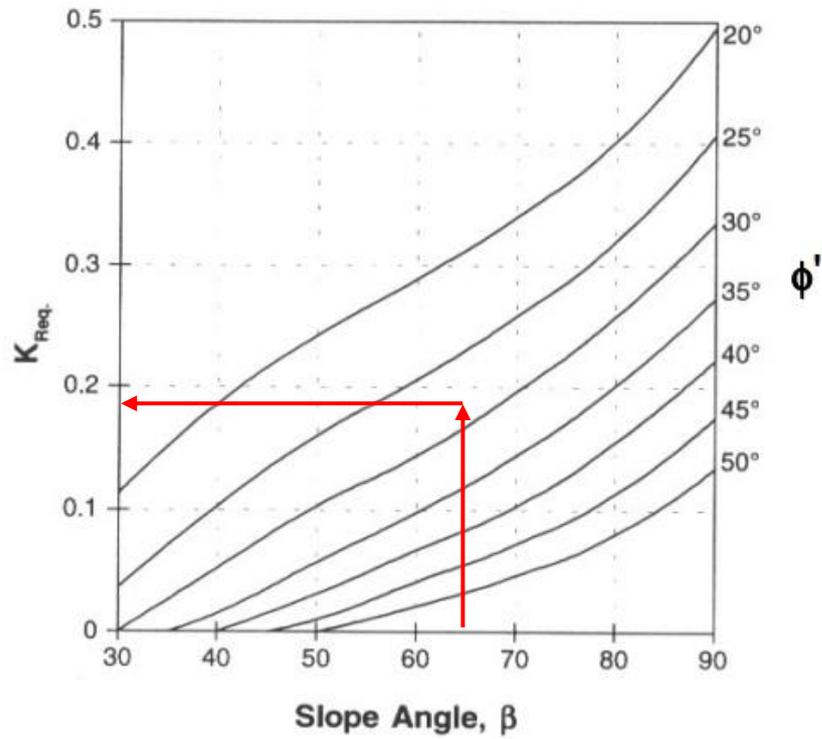


Fig. 55: Diagramma determinare per il coefficiente di spinta richiesta  $K_{req}$  – Fonte: Jewell

### Minimum Required Length Overall Stability

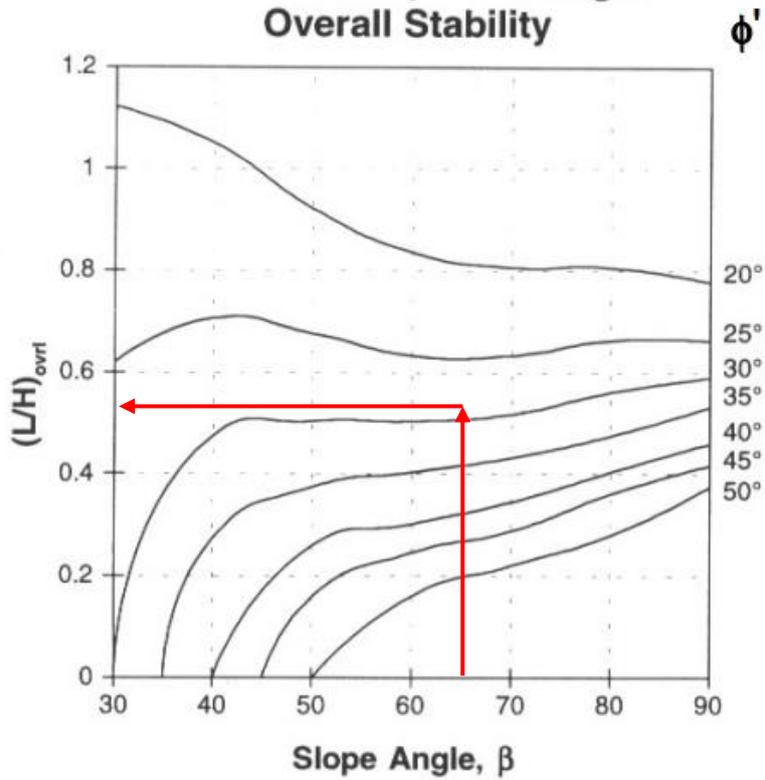


Fig. 56: Diagramma per determinare la minima lunghezza del rinforzo per prevenirne lo strappo – Fonte: Jewell

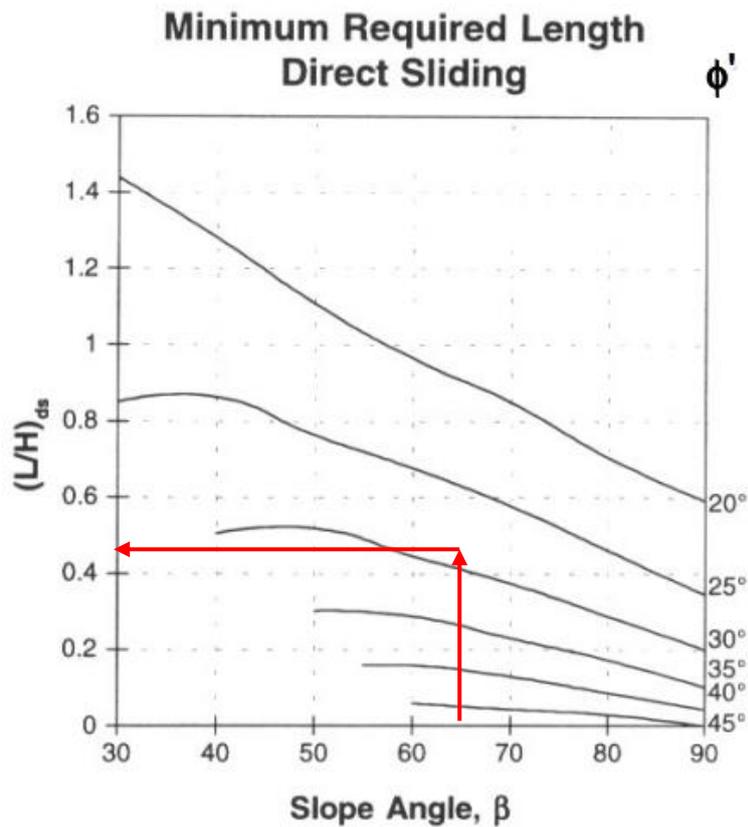


Fig. 57: Diagramma per determinare la minima lunghezza del rinforzo per prevenirne lo scorrimento diretto – Fonte: Jewell

I valori ottenuti si moltiplicano per un fattore di sicurezza  $f_c = 1,2$ .

$$K_{req} = 0,17 \cdot 1,2 = 0,20$$

$$\left(\frac{L_R}{H}\right)_{ovrl} = 0,53 \cdot 1,2 = 0,64$$

$$\left(\frac{L_R}{H}\right)_{ds} = 0,47 \cdot 1,2 = 0,56$$

Dato che le dimensioni in gioco non sono eccessive è possibile progettare una geogriglia a lunghezza costante scegliendo il valore maggiore tra  $\left(\frac{L_R}{H}\right)_{ovrl}$  e  $\left(\frac{L_R}{H}\right)_{ds}$ , per cui la lunghezza della geogriglia  $L_R$  è:

$$L_R = \left(\frac{L_R}{H}\right)_{ovrl} \cdot H = 3,18 \text{ m}$$

Per questioni di semplicità esecutiva, il valore di  $L_R$  si approssima a 3,5 m

La resistenza ammissibile del rinforzo è data dalla  $P_{lim,field}$  ridotta per un coefficiente di sicurezza in funzione del materiale:

$$P_{all} = \frac{P_{lim,field}}{f_m} = 13,33 \frac{kN}{m}$$

Dove:

- $P_{all}$  è la resistenza disponibile della geogriglia

- $f_m = 1,5$  è il coefficiente di sicurezza per il materiale

A questo punto è possibile calcolare la lunghezza del legame alla base del pendio:

$$\frac{L_B}{H} = \left( \frac{P_{all}}{\gamma \cdot H^2 \cdot 2 \cdot W_r} \right) \cdot \frac{1}{\mu} \cdot \frac{1}{1 - r_u}$$

Dove:

- $L_B$  è la lunghezza del legame alla base del pendio
- $W_r$  è la larghezza del rinforzo, assunta pari ad 1 m
- $\mu$  è il coefficiente di strappo, assunto pari a 0,9 da Tab.37

Tipo di terreno	$\mu$
Limo	0,5÷0,6
Sabbia	0,8÷0,9
Ghiaia	0,9÷0,95

Tab. 37: valori tipici del coefficiente di strappo in funzione del tipo di terreno – Fonte: Barbero

Si ottiene:

$$\frac{L_B}{H} = \left( \frac{17,14}{22,5 \cdot 5^2 \cdot 2 \cdot 1} \right) \cdot \frac{1}{0,9} \cdot \frac{1}{1 - 0} = 0,013$$

E quindi:

$$L_B = \frac{L_B}{H} \cdot H = 0,066 \text{ m}$$

Il valore di progetto  $K_d$  del coefficiente di spinta richiesta  $K_{req}$  si ottiene con la seguente formula:

$$K_d = \frac{K_{req}}{1 - \frac{L_B}{L_R}} = 0,21$$

La tensione richiesta per l'equilibrio (per  $z=H$ ) è:

$$\sigma_{req} = \gamma_d \cdot z \cdot K_d = 23,39 \frac{kN}{m^2}$$

Come mostrato in Fig.58, alla  $z_{crit}$  l'andamento della tensione richiesta per l'equilibrio è troncato e resta costante ad un valore detto  $\sigma_{min}$ .

Il valore  $z_{crit}$  si ottiene da:

$$z_{crit} = H \cdot \frac{L_B}{L_R} = 0,10 \text{ m}$$

$\sigma_{min}$  cioè la minima pressione richiesta vale:

$$\sigma_{min} = \gamma_d \cdot z_{crit} \cdot K_d = 0,44 \frac{kN}{m^2}$$

Ad ogni profondità la tensione richiesta minima di progetto è:

$$\sigma = \text{Max}(\sigma_{\min}; \sigma_{\text{req}})$$

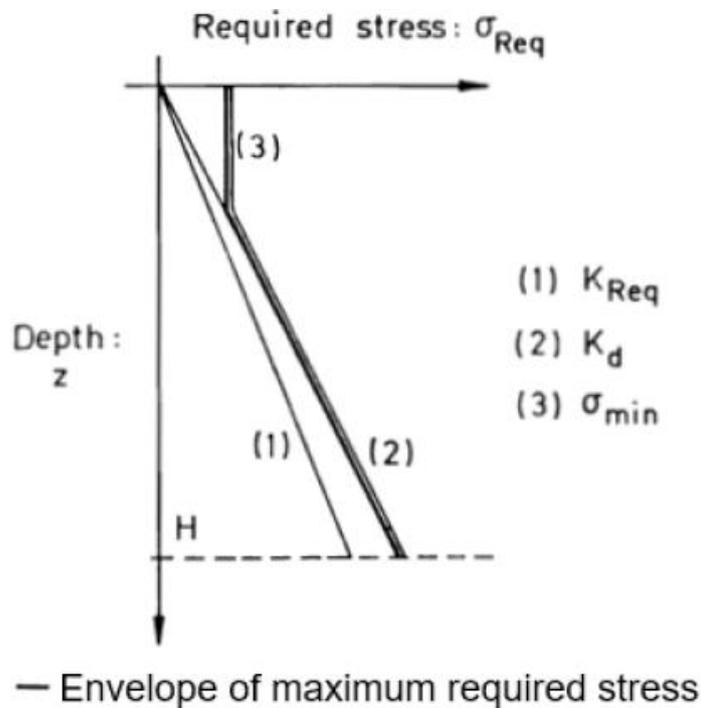


Fig. 58: Andamento della massima tensione richiesta - Fonte: Barbero

Ogni strato del rinforzo deve garantire, nella zona di propria competenza una resistenza sufficiente contro gli sforzi orizzontali causati dalla spinta del terreno non rinforzato alle sue spalle. La spaziatura verticale tra due strati successivi  $s_v$  deve essere:

$$s_v \leq \min\left(\frac{H}{8}; 1 \text{ m}\right) = 0,62 \text{ m}$$

Il valore massimo per  $s_v$  è:

$$s_{v,max} = \frac{P_{all}}{\sigma_{req}} = 0,57 \text{ m}$$

si assume  $s_v = 0,50 \text{ m}$  e si calcola la tensione disponibile del rinforzo  $\sigma_{av}$ :

$$\sigma_{av} = \frac{P_{all}}{s_v} = 26,67 \frac{kN}{m^2}$$

Affinché la progettazione risulti verificata, la tensione ammissibile deve essere maggiore di quella necessaria per l'equilibrio.

$$\sigma_{av} > \sigma_{req}$$

La verifica è soddisfatta.

Il numero di strati di rinforzo necessari è:

$$n = \frac{H}{s_v} = 10$$

I risultati ottenuti sono riportati nel grafico sottostante.

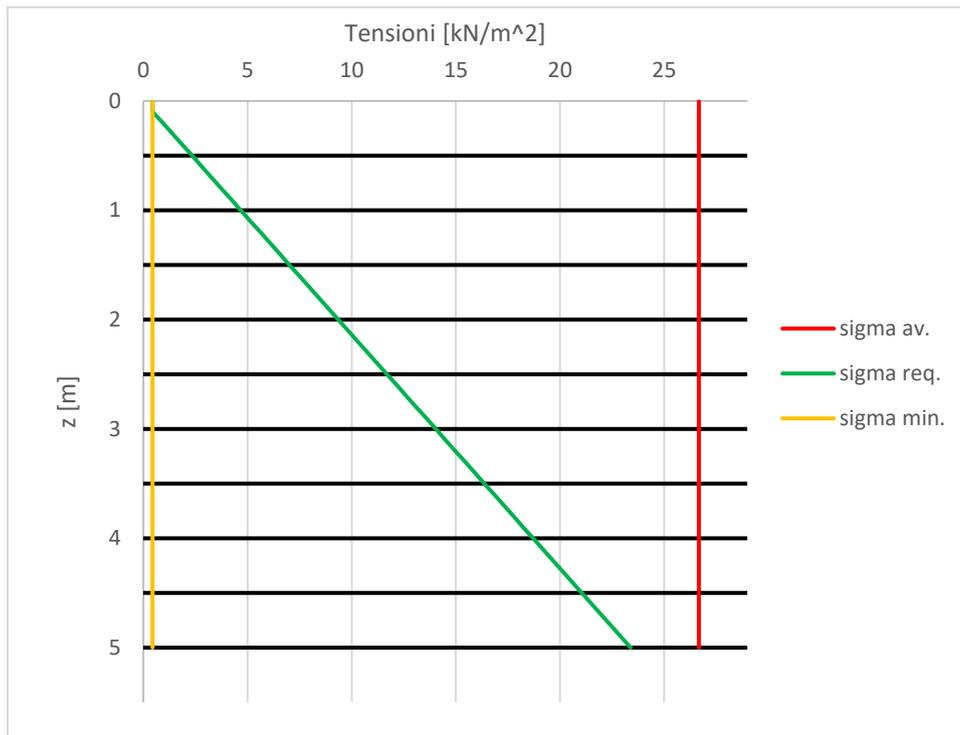


Fig. 59: Andamento delle tensioni in funzione della profondità

La differenza tra la tensione richiesta per l'equilibrio e la tensione disponibile alla profondità più critica ( $z=H$ ) è minima, questo significa che la progettazione è ottimizzata in termini di prodotto scelto, ne deriva un risparmio economico rispetto alla possibile scelta di rinforzi con caratteristiche di resistenza maggiori. Date le grandezze del caso oggetto di studio questo risultato è accettabile, tuttavia, a livello teorico la differenza tra  $\sigma_{av}$  e  $\sigma_{req}$  nella parte superiore del grafico è relativamente elevata, per cui è possibile ottimizzare la progettazione scegliendo un'altra geogriglia con una minore resistenza. A scopo esemplificativo si sceglie un rinforzo caratterizzato da  $P_{lim,field2} = 10 \text{ kN/m}$ .

Si calcola  $P_{all,2}$ :

$$P_{all,2} = \frac{P_{lim,field2}}{f_m} = 6,67 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Mantenendo costante la spaziatura verticale, si calcola la tensione disponibile del nuovo rinforzo:

$$\sigma_{av,2} = \frac{P_{all}}{s_v} = 13,33 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Questo nuovo rinforzo può essere utilizzato al di sopra della profondità  $z^*$ , ottenuta eguagliando la tensione disponibile e quella richiesta:

$$\varphi'_d \cdot z^* \cdot K_d = \sigma_{av,2}$$

Da cui si ottiene  $z^* = 2,84 \text{ m}$ . La configurazione finale è mostrata in Fig.60, per cui si potrebbe utilizzare la geogriglia meno performante per i primi 5 strati e successivamente cambiare rinforzo in favore della prima tipologia considerata.

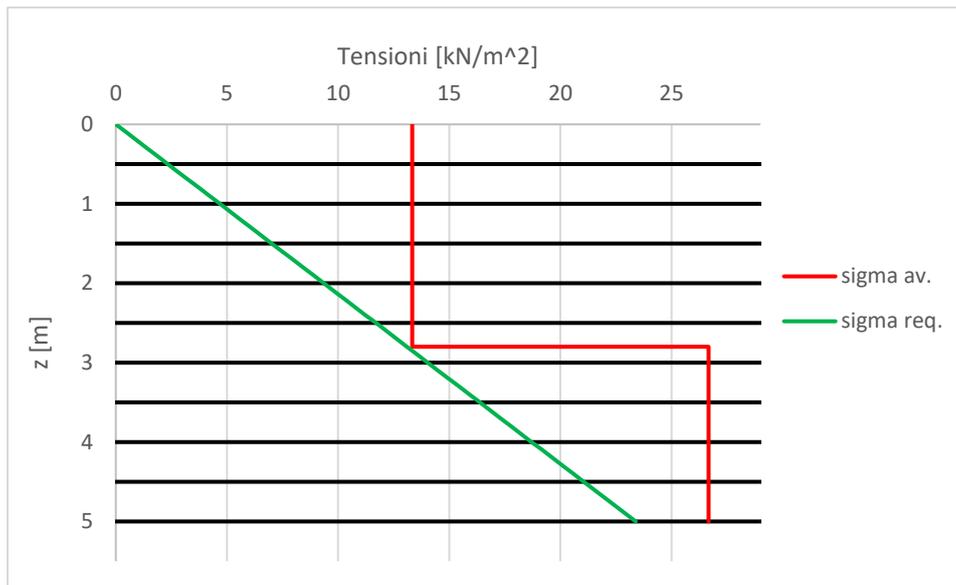


Fig. 60: Migliore configurazione teorica delle geogriglie

Tuttavia, data la non semplice reperibilità di una geogriglia con tali caratteristiche si continua il progetto con la sola geogriglia preliminare.

Infine, per prevenire rigonfiamenti della parete è possibile risvoltare la geogriglia sulla stessa secondo la tecnica del *wrap-around*. Per cui la lunghezza totale minima si calcola secondo la seguente formula:

$$L_{tot} \geq L_R + s_v \cdot \frac{1 + 3 \cdot \text{sen}(\beta)}{\text{sen}(\beta)} = 5,55 \text{ m}$$

### 5.3.2 Stabilità esterna

Le analisi della stabilità esterna sono condotte considerando la terra rinforzata al pari di un muro di sostegno. Per tutte le verifiche esterne, ad eccezione di quella globale che è svolta sull'intera sezione, i coefficienti parziali dei parametri di resistenza a taglio sono del tipo M1. A partire dai valori caratteristici dei parametri del terreno, si ottengono i valori di progetto con le stesse operazioni effettuate in § 5.2.1.2. Poiché i coefficienti M1 sono unitari, i valori di progetto sono uguali a quelli caratteristici.

Parametro	Litotipo	
	2	3
$\varphi_d$ [°]	28,00	30,00
$\gamma_d$ $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right]$	20,00	25,00
$c'_d$ [kPa]	0,00	20,00

Tab. 38: Parametri di progetto del terreno

Per quanto riguarda la terra rinforzata, date le ipotesi semplificative fatte nei paragrafi precedenti, in linea con la teoria di Jewell, si adottano i parametri utilizzati per il suo dimensionamento, inoltre, a

favore di sicurezza si considera nulla la coesione. I valori di progetto sono indicati in Tab.39, il pedice t contraddistingue i termini relativi alla terra rinforzata nelle formule.

Parametro	Valore
$\varphi'_{t,d}$ [°]	29
$\gamma_{t,d}$ $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right]$	22,5
$c'_{t,d}$ [kPa]	0

Tab. 39: Parametri di progetto della terra rinforzata

Il modello reale della terra rinforzata e quello di calcolo utilizzato per le verifiche sono riportati rispettivamente in Fig.61 e Fig. 62. In particolare, il modello di calcolo considera un paramento verticale per la terra rinforzata ottenuto mediante un'equivalenza dei volumi individuati dal tratteggio in Fig. 61 e, data l'interazione terreno - terreno in questo caso è applicabile la teoria di Rankine.

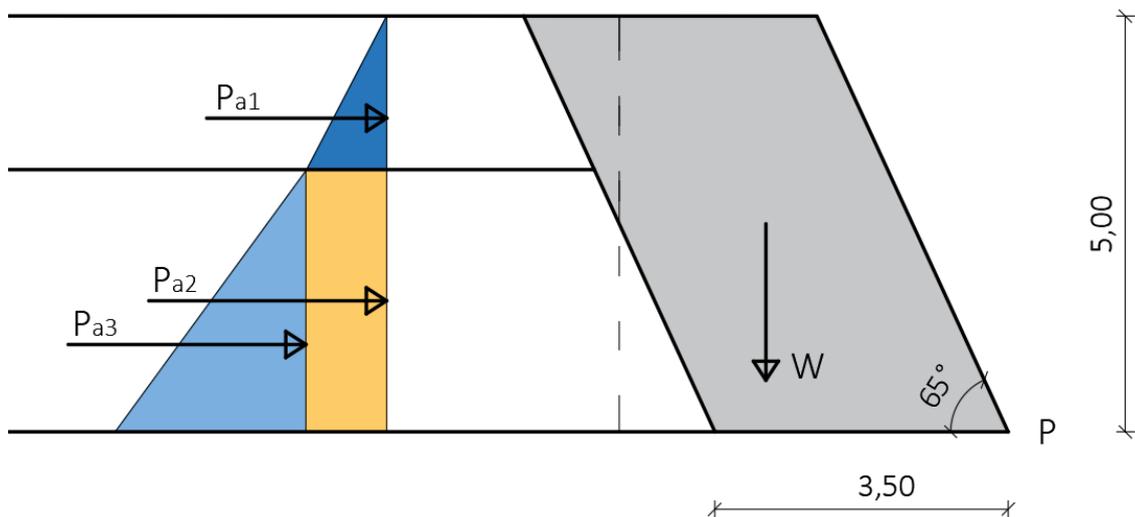


Fig. 61: Schema dimensionale della terra rinforzata, quote in m

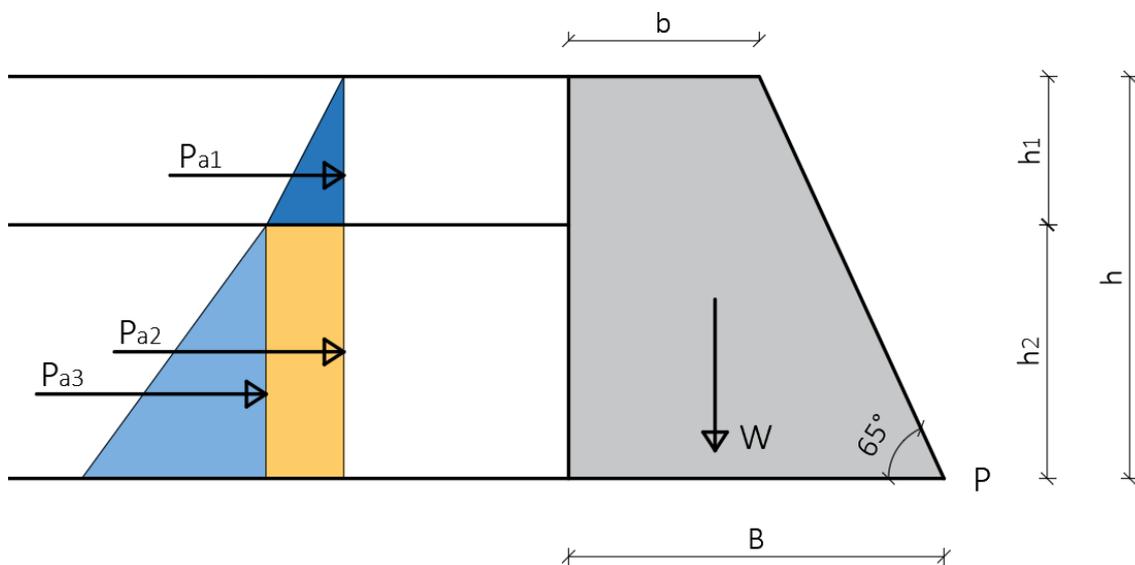


Fig. 62: Modello di calcolo per le verifiche della terra rinforzata

In Tab.40 si annotano le dimensioni del modello di calcolo utilizzato.

	Lunghezza [m]
B	4,64
h	5,00
b	2,36
h <sub>1</sub>	1,85
h <sub>2</sub>	3,15

Tab. 40: Dimensioni del modello della terra rinforzata usato per le verifiche

Inserendo lo schema di verifica della terra armata all'interno del modello, Fig.63, si individua il volume di terreno mobilitato a rottura ancora una volta considerando un  $\varphi'_d$  medio tra quello dei due strati che formano il terrapieno a monte dell'opera. L'angolo di inclinazione del cuneo di spinta attiva,  $\alpha$ , vale:

$$\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} = 59,5^\circ$$

La superficie di rottura si sviluppa liberamente all'interno della sezione, per cui il cuneo di spinta agisce interamente.

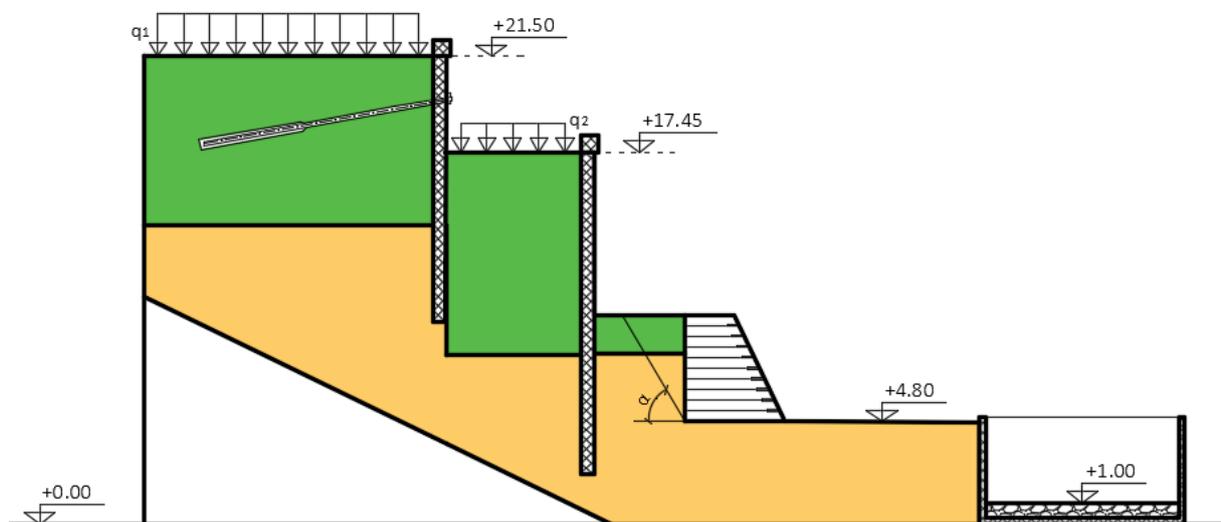


Fig. 63: Determinazione della superficie di rottura nel modello di calcolo, quote in m

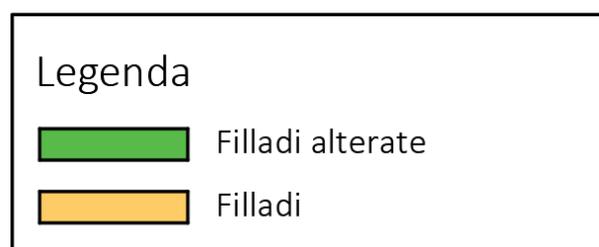


Fig. 64: Legenda schema di calcolo

### 5.3.2.1 Verifica a scorrimento

La verifica a collasso per scorrimento lungo la base della fondazione è effettuata utilizzando i coefficienti parziali dell'Approccio 2 delle NTC 2018. Dal punto di vista teorico si utilizza un approccio puramente attritivo in cui le forze parallele alla base di appoggio della terra armata rappresentano le azioni, viceversa le forze ortogonali alla base sono le resistenze. Nel caso oggetto di studio le forze in gioco sono il peso della terra rinforzata per unità di profondità  $W_t$  e la spinta attiva  $P_a$  data da tre componenti.

W si ottiene moltiplicando il peso dell'unità di volume per l'area, A, della terra armata:

$$W_t = \gamma_{t,d} \cdot A_t = 393,75 \frac{kN}{m}$$

In questo caso è possibile utilizzare l'equazione di Rankine per il calcolo di  $K_a$ :

$$K_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'_d}{2} \right) = 0,35$$

Adesso è possibile calcolare le due componenti della spinta attiva:

$$P_{a1} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{2,d} \cdot K_a \cdot h_1^2 = 11,86 \frac{kN}{m}$$

$$P_{a2} = \gamma_{2,d} \cdot K_a \cdot h_1 \cdot h_2 = 40,44 \frac{kN}{m}$$

$$P_{a3} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{3,d} \cdot K_a \cdot h_2^2 = 43,04 \frac{kN}{m}$$

L'azione di progetto  $H_d$  si ottiene amplificando il valore della spinta attiva secondo il coefficiente  $\gamma_{G1}$  adeguato di Tab.17:

$$E_d = H_d = P_{a1} \cdot \gamma_{G1,SFAV} + P_{a2} \cdot \gamma_{G1,SFAV} + P_{a3} \cdot \gamma_{G1,SFAV} = 123,96 \frac{kN}{m}$$

La resistenza di progetto  $N_d$  si ottiene dividendo la resistenza caratteristica per il coefficiente parziale adeguato secondo Tab.24:

$$N_d = \frac{W_t \cdot \gamma_{G1,FAV}}{\gamma_R} = 357,95 \frac{kN}{m}$$

Il fattore di sicurezza globale contro lo scorrimento si ottiene come segue:

$$FS_{scorrimento} = \frac{N_d \cdot \tan(\varphi'_d)}{E_d} = 1,60 > 1$$

La verifica a scorrimento è soddisfatta.

### 5.3.2.2 Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento è assimilata ad una verifica di equilibrio alla rotazione di un corpo rigido. La norma impone l'utilizzo dell'Approccio 2, uno schema del problema è rappresentato in Fig.65.

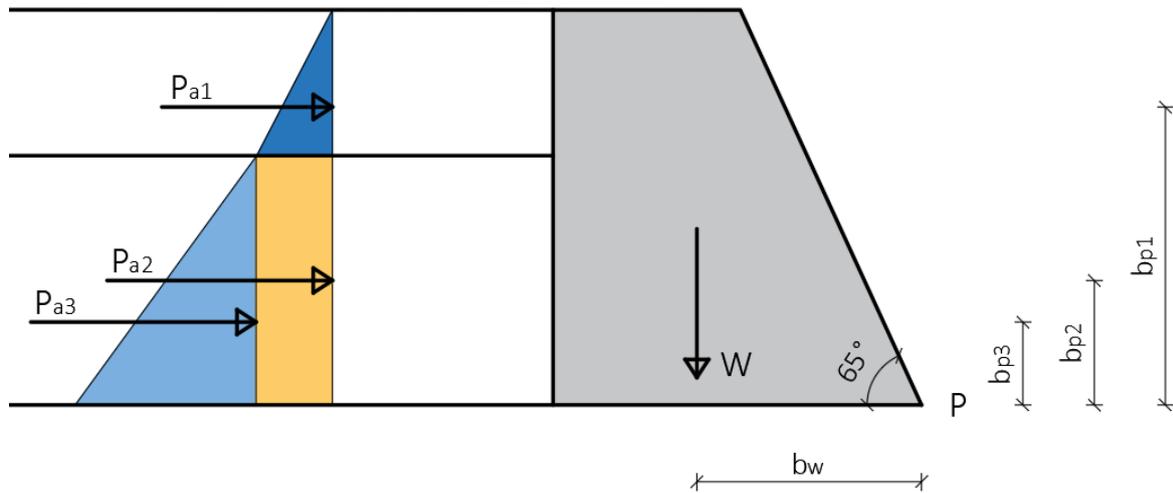


Fig. 65: Schema per la verifica a ribaltamento

L'equilibrio si imposta attorno al punto P. L'azione è rappresentata dal momento dato dalle forze orizzontali moltiplicate per i loro bracci, la resistenza è garantita dal momento prodotto dalla forza  $W_t$  ridotta per tramite il coefficiente  $\gamma_R$  proprio di questo tipo di verifiche. Per passare dai valori caratteristici a quelli di progetto bisogna moltiplicare le forze per gli adeguati coefficienti parziali.

	Forza $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}}\right]$	Braccio [m]
$P_{a1}$	11,86	3,77
$P_{a2}$	40,44	1,58
$P_{a3}$	43,04	1,05
$W_t$	393,75	2,83

Tab. 41: Forze agenti

$$E_d = M_{Pa,d} = P_{a1} \cdot b_{P1} \cdot \gamma_{G1,SFAV} + P_{a2} \cdot b_{P2} \cdot \gamma_{G1,SFAV} + P_{a3} \cdot b_{P3} \cdot \gamma_{G1,SFAV} = 200,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \text{m}$$

$$M_{W,d} = W_t \cdot b_w \cdot \gamma_{G1,FAV} = 1024,14 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \text{m}$$

Il fattore di sicurezza globale rispetto al ribaltamento si ottiene come segue:

$$FS_{\text{ribaltamento}} = \frac{M_{W,d}}{E_d} = 4,84 > 1$$

La verifica a ribaltamento è soddisfatta.

### 5.3.2.3 Verifica della capacità portante

La verifica della capacità portante dell'insieme fondazione-terreno è necessaria a garantire che le azioni, trasmesse al terreno di fondazione non superino il carico limite che quest'ultimo può tollerare. Il carico limite si determina con la formula di Brinch-Hansen, una generalizzazione dell'espressione trinomia di Terzaghi.

Il primo passo della verifica è il calcolo della base ridotta, ovvero la parte della base che lavora in compressione. Infatti, se il centro di pressione è esterno al nocciolo centrale di inerzia l'asse neutro passa per la sezione suddividendola in due parti: una soggetta a compressione e l'altra a trazione. In questo caso, poiché il terreno non può resistere a trazione, solo la parte restante della base può essere considerata. La terra rinforzata si considera nastroforme, le dimensioni del problema sono state definite nei paragrafi precedenti.

Bisogna distinguere le forze orizzontali,  $H$ , da quelle verticali,  $N$ :

$$H = P_{a1} + P_{a2} + P_{a3} = 95,35 \frac{kN}{m}$$

$$N = W_t = 393,75 \frac{kN}{m}$$

Si ricavano i momenti:

$$M_H = P_{a1} \cdot b_{p1} + P_{a2} \cdot b_{p2} + P_{a3} \cdot b_{p3} = 153,85 \frac{kN}{m} \cdot m$$

$$M_N = W_t \cdot b_w = 1114,31 \frac{kN}{m} \cdot m$$

Assumendo positivi i momenti che provocano una rotazione antioraria, il momento risultante vale:

$$M_{tot} = M_N - M_H = 960,46 \frac{kN}{m} \cdot m$$

Il braccio,  $br$ , rispetto al punto P è:

$$br = \frac{M_{tot}}{N} = 2,44 \text{ m}$$

L'eccentricità  $e$ , ovvero la distanza tra il punto di applicazione e la mezzeria della base della terra armata è:

$$e = \frac{B}{2} - br = -0,12 \text{ m}$$

Dove:

- $B$  è la larghezza della base maggiore

Infine, è possibile calcolare la larghezza della base ridotta  $Br$ :

$$Br = B - 2 \cdot |e| = 4,40 \text{ m}$$

A questo punto è possibile scrivere la formula di Brinch-Hansen:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_d \cdot Br \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$$

Dove:

- N sono i coefficienti di capacità portante in funzione dell'angolo di attrito del terreno
- s sono i coefficienti di forma della fondazione
- i sono i coefficienti di inclinazione del carico
- d sono i coefficienti di approfondimento del piano di posa
- g sono i coefficienti di inclinazione del piano campagna
- b sono i coefficienti di inclinazione del piano di posa della fondazione
- q rappresenta il carico laterale, ovvero il carico a valle della terra rinforzata

Per ipotesi, la coesione del terreno è stata assunta nulla durante la progettazione, ne deriva che il secondo termine della formula di Brinch-Hansen è uguale a zero. Lo stesso accade al terzo termine, in quanto non è presente nessun carico a valle dell'opera.

La formula si semplifica come segue:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_d \cdot Br \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma$$

Il fattore di capacità portante  $N_\gamma$  si ricava dalla tabella di Vesic in Fig.66 ed è pari a  $N_\gamma = 19,34$ .

$\phi'$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5.14	1.00	0.00
1	5.38	1.09	0.07
2	5.63	1.20	0.15
3	5.90	1.31	0.24
4	6.19	1.43	0.34
5	6.49	1.57	0.45
6	6.81	1.72	0.57
7	7.16	1.88	0.71
8	7.53	2.06	0.86
9	7.92	2.25	1.03
10	8.35	2.47	1.22
11	8.80	2.71	1.44
12	9.28	2.97	1.69
13	9.81	3.26	1.97
14	10.37	3.59	2.29
15	10.98	3.94	2.65
16	11.63	4.34	3.06
17	12.34	4.77	3.53
18	13.10	5.26	4.07
19	13.93	5.80	4.68
20	14.83	6.40	5.39
21	15.82	7.07	6.20
22	16.88	7.82	7.13
23	18.05	8.66	8.20
24	19.32	9.60	9.44
25	20.72	10.66	10.88
26	22.25	11.85	12.54
27	23.94	13.20	14.47
28	25.80	14.72	16.72
29	27.86	16.44	19.34
30	30.14	18.40	22.40
31	32.67	20.63	25.99
32	35.49	23.18	30.22
33	38.64	26.09	35.19
34	42.16	29.44	41.06
35	46.12	33.30	48.03
36	50.59	37.75	56.31
37	55.63	42.92	66.19
38	61.35	48.93	78.03
39	67.87	55.96	92.25
40	75.31	64.20	109.41
41	83.86	73.90	130.22
42	93.71	85.38	155.55
43	105.11	99.02	186.54
44	118.37	115.31	224.64
45	133.88	134.88	271.76
46	152.10	158.51	330.35
47	173.64	187.21	403.67
48	199.26	222.31	496.01
49	229.23	265.51	613.16
50	266.89	319.07	762.89

Fig. 66: Fattori di capacità portante - Fonte: Vesic

### Coefficiente $s_\gamma$

Nel calcolo dei coefficienti si considera un meccanismo di rottura tridimensionale, per cui si fa riferimento alle due dimensioni della base della fondazione:

$$s_\gamma = 1 + 0,1 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \text{sen}(\varphi')}{1 - \text{sen}(\varphi')} = 1$$

Dove:

- B è il lato minore della base ridotta della fondazione
- L è il lato maggiore, in caso di fondazione nastriforme questo valore è infinito

### Coefficiente $i_\gamma$

$$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot(\varphi')} \right]^{(m+1)} = \left[ 1 - \frac{64,00}{544,45} \right]^{(2+1)} = 0,43$$

Dove:

- $m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} = 2$  per le opere nastriformi

Uno schema rappresentativo delle grandezze citate è riportato in Fig.67.

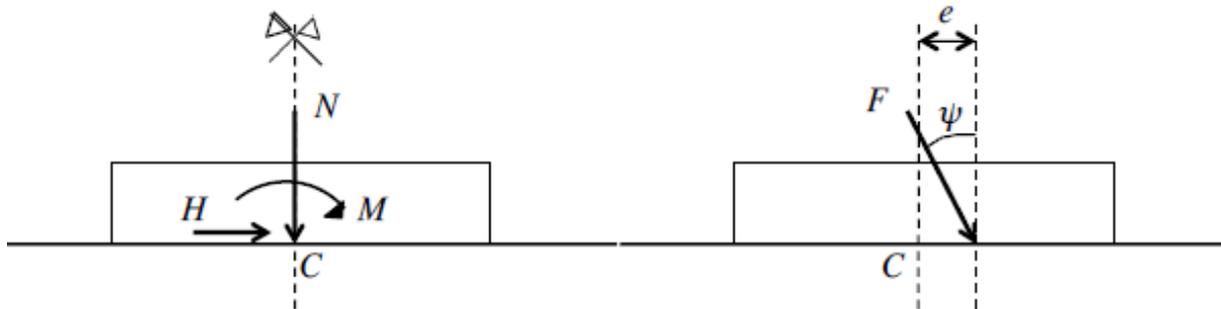


Fig. 67: Schema per il calcolo per il coefficiente  $i_\gamma$  - Fonte: Castelli

### Coefficiente $b_\gamma$

$$b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan(\varphi'))^2 = 1$$

Poiché il piano di posa della fondazione non è inclinato, il valore di  $b_\gamma$  è unitario. Uno schema rappresentativo delle grandezze citate è riportato in Fig.68.

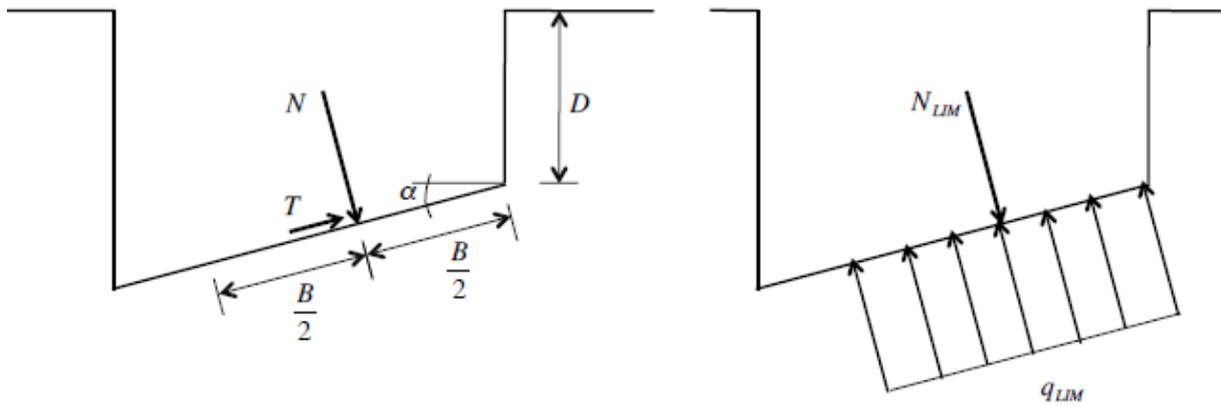


Fig. 68: Schema di calcolo per il coefficiente  $b_\gamma$  - Fonte: Castelli

### Coefficiente $g_\gamma$

$$g_\gamma = (1 - \tan(\omega))^2 = 1$$

Dato che il piano campagna non è inclinato rispetto all'orizzontale, il coefficiente  $g_\gamma$  è unitario. Uno schema per la valutazione dell'angolo  $\omega$  è riportato in Fig.69.

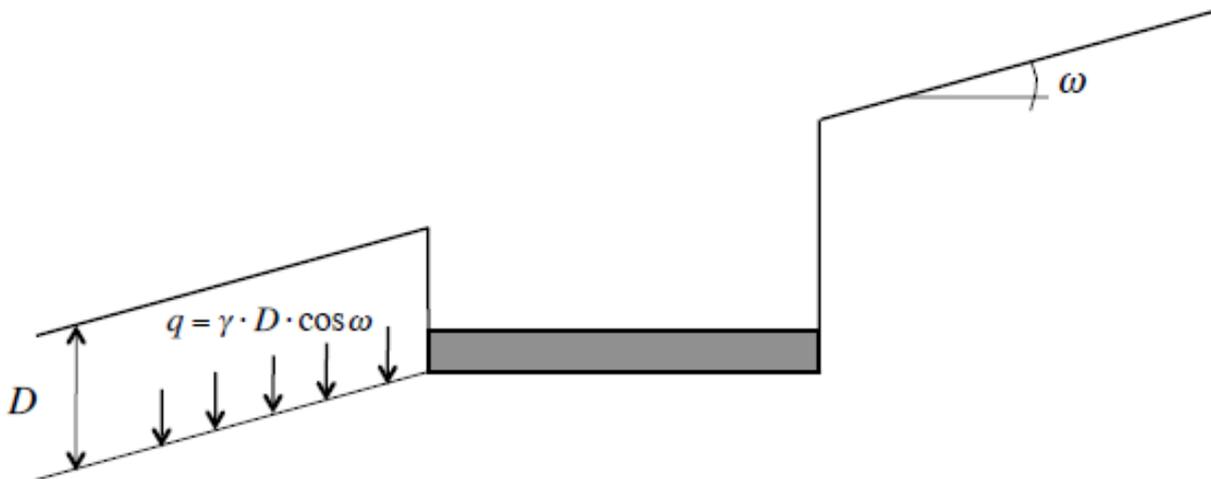


Fig. 69: Schema di calcolo per il coefficiente  $b_\gamma$  - Fonte: Castelli

Identificati tutti i valori dei vari termini, è possibile calcolare  $q_{lim}$ :

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{t,d} \cdot Br \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma = \left( \frac{1}{2} \cdot 22,5 \cdot 4,40 \cdot 19,34 \cdot 1 \cdot 0,43 \cdot 1 \cdot 1 \right) \frac{kN}{m^2} = 416,81 \frac{kN}{m^2}$$

La tensione  $q'$  sulla base dovuta alla forza  $N$  vale:

$$q' = \frac{N}{Br} = 106,14 \frac{kN}{m^2}$$

Il fattore di sicurezza globale rispetto alla capacità portante si calcola come segue:

$$FS_{\text{capacità portante}} = \frac{q_{lim}}{q' \cdot \gamma_{G1,SFAV}} = 2,56 > 1$$

Con riferimento a Fig.70 e Fig.71 è possibile confrontare la sezione del progetto esecutivo e il modello che sarà utilizzato per la sua verifica globale.

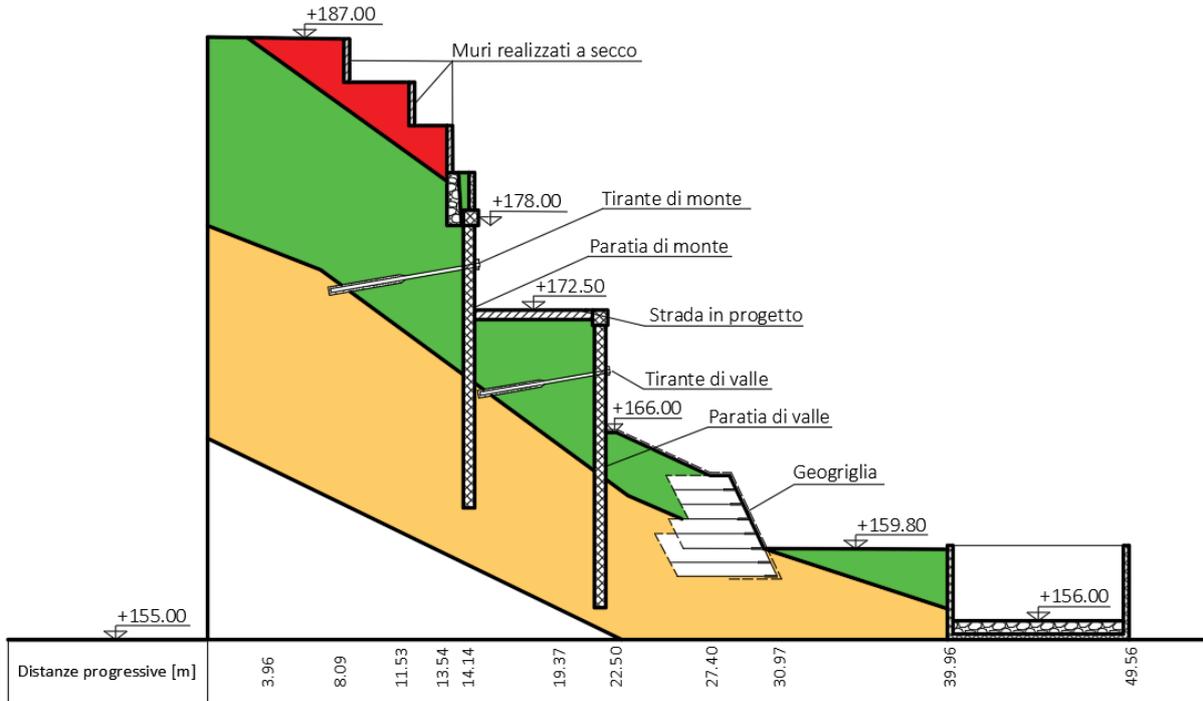


Fig. 70: Sezione di analisi, stato di progetto quote in m slm - Fonte: Progetto esecutivo

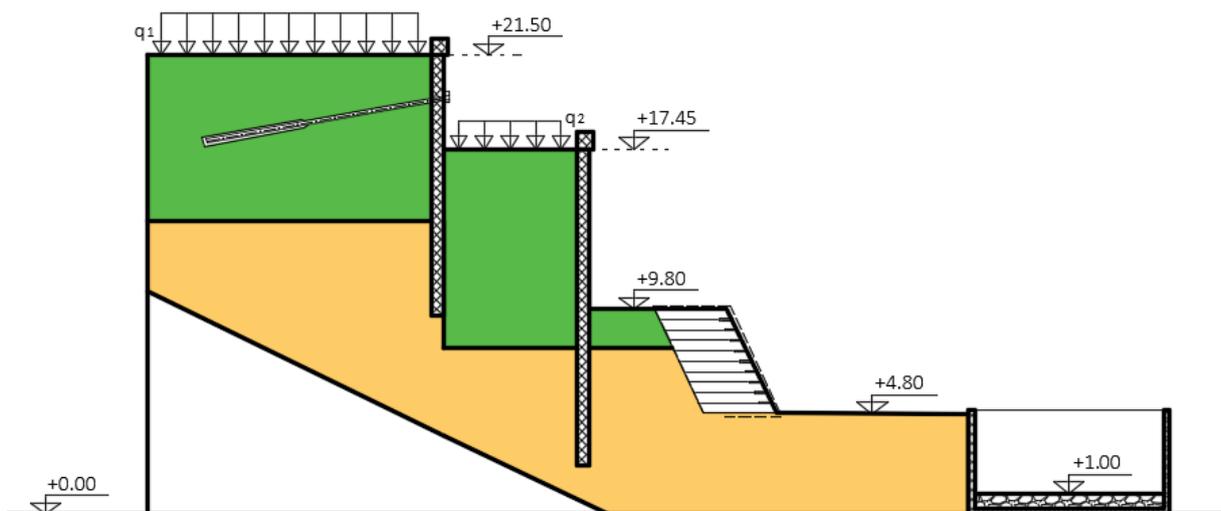


Fig. 71: Modello definitivo per la verifica globale della sezione

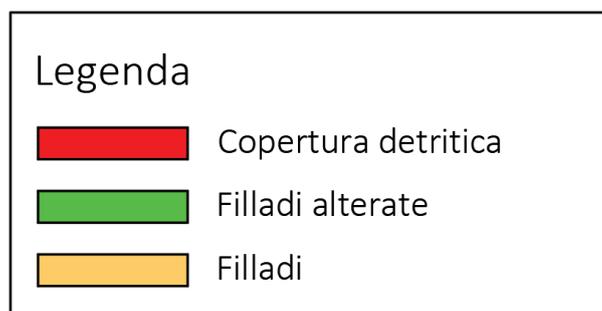


Fig. 72: Legenda - Fonte: Progetto esecutivo

Per quanto riguarda le verifiche esterne, a differenza delle paratie, la terra rinforzata non è dimensionata a partire dai valori che deve soddisfare, per cui potrebbe essere necessario modificarne i parametri a seguito di un esito negativo. Il modello di verifica utilizzato garantisce notevoli semplificazioni per il calcolo di spinte e per l'individuazione della superficie critica. Tutte le verifiche sono soddisfatte, sebbene con fattori di sicurezza abbastanza diversi tra loro e di molto superiori ai valori unitari richiesti. Tuttavia, tali risultati sono comuni nelle verifiche di muri di sostegno, alle quali, secondo le NTC 2018, si deve fare riferimento per il caso in questione. La Tab.42 riepiloga i fattori di sicurezza ottenuti rispetto ai differenti meccanismi di collasso.

	Scorrimento	Ribaltamento	Capacità portante
Fattore di sicurezza	1,60	4,84	2,56

Tab. 42: Fattori di sicurezza delle verifiche esterne

Prima di realizzare la verifica di stabilità interna, trattata in §5.4.2, è necessario introdurre la teoria alla base del metodo dell'equilibrio limite e le principali nozioni sul funzionamento del software *Slide 2* di *Rocscience*. Tale software è utilizzato oltre che per la verifica della stabilità interna della terra rinforzata, anche per la verifica della stabilità globale della sezione dopo la realizzazione delle opere progettate.

## 5.4 Metodo dell'equilibrio limite

L'instabilità di un pendio può essere dovuta ad attività antropiche o a fenomeni naturali, come nel caso in esame. Per simulare e prevedere il comportamento di un sistema reale si ricorre a metodi e schemi semplificati, basati sui tre principi fondamentali dell'analisi della stabilità:

- Analizzare e studiare il fenomeno
- Quantificare le grandezze del problema
- Progettare un sistema di stabilizzazione

Questo è possibile mediante diversi sistemi di analisi: empirici, dell'equilibrio limite o numerici. Per il progetto in esame si ricorre al metodo dell'equilibrio limite di cui, nel seguito, si espongono le principali nozioni teoriche.

All'interno della teoria dell'equilibrio limite si considerano le forze, per questo motivo il volume instabile di terreno è modellato come un corpo rigido e delimitato da una potenziale superficie di scivolamento che deve essere scelta a priori. La condizione di stabilità in cui si trova il pendio è definita da un Fattore di Sicurezza  $FS$  dato dal rapporto tra la resistenza al taglio disponibile misurata mediante il più appropriato criterio di resistenza e la tensione di taglio calcolata risolvendo l'equilibrio del corpo rigido:

$$FS = \frac{\int \tau_r(\sigma_n) dl}{\int \tau_a dl}$$

Dove:

- $\int \tau_r(\sigma_n) dl$  è la forza resistente
- $\int \tau_a dl$  è la forza agente

La condizione di equilibrio limite è  $FS = 1$ , ma l'accettabilità di un certo valore del coefficiente di sicurezza dipende dal tipo di verifica eseguita e dalle condizioni al contorno. Inoltre, i metodi dell'equilibrio limite assumono che il fattore di sicurezza sia costante lungo tutta la superficie di scorrimento.

Nella pratica, la verifica consiste nell'individuazione della superficie critica, ovvero quella che presenta il minor coefficiente di sicurezza, e nel confrontare le azioni con le resistenze lungo tale superficie. Esistono diversi metodi per la verifica di stabilità di un pendio basati sulle ipotesi dell'equilibrio limite, quelli usati per la sezione in esame sono:

- Metodo di Fellenius
- Metodo di Bishop
- Metodo di Janbu semplificato
- Metodo di Janbu rigoroso

Tutti i metodi citati sono particolarizzazioni del *metodo dei conci*, per il quale la massa sovrastante la superficie di scivolamento è discretizzata in  $n$  parti, i conci appunto, per mezzo di piani paralleli tra di essi. L'equilibrio dell'intera massa è dato dalla somma degli equilibri dei singoli conci in cui si considerano anche le forze di contatto tra due conci adiacenti.

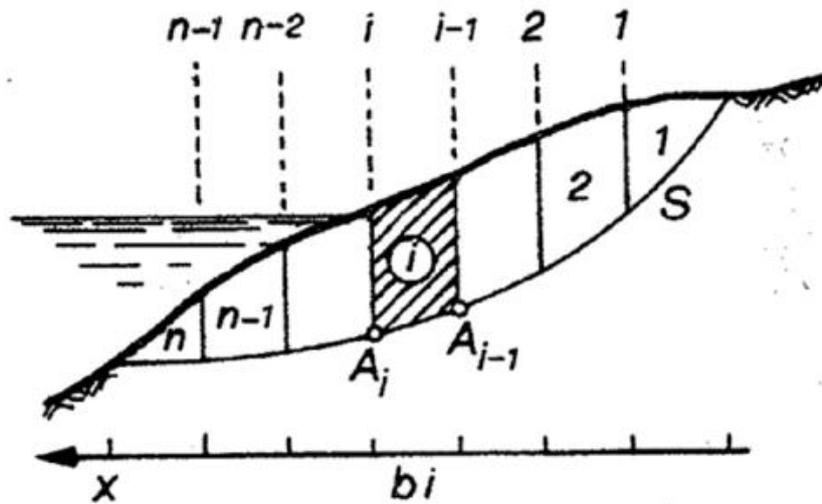


Fig. 73: suddivisione in concio della massa instabile – Fonte: Barbero

Questo metodo presenta diverse incognite per i-esimo concio:

- n-1 forze di interfaccia  $X_i$  ed  $E_i$  e n-1 rispettivi bracci  $h_i$  rispetto alla base del concio
- n forze efficaci  $N'_i$  normali alla base
- Fattore di sicurezza del solo concio F

Uno schema per il singolo concio è riportato in Fig.74.

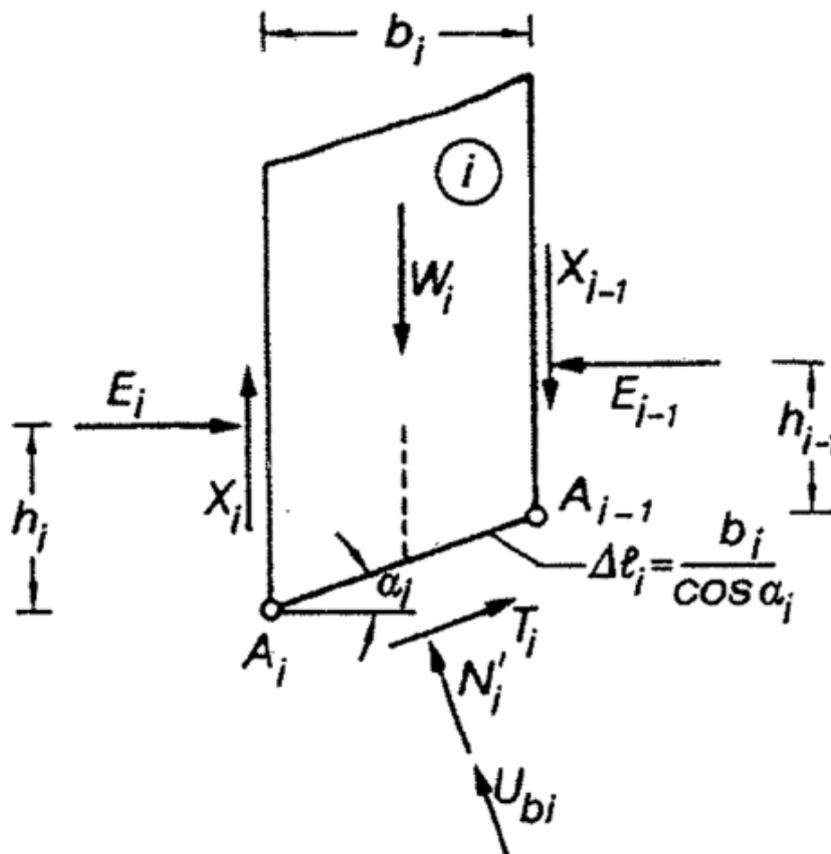


Fig. 74: Schema delle forze agenti sul concio – Fonte: Barbero

Le equazioni risolutive sono:

- n equazioni di equilibrio alla traslazione verticale
- n equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale
- n equazioni di equilibrio alla rotazione

Il sistema di risoluzione è formato da  $3 \cdot n$  equazioni di equilibrio e  $4 \cdot n - 2$  incognite, per cui ci sono  $n - 2$  incognite ridondanti. I metodi di risoluzione che derivano dal metodo dei conci introducono di volta in volta ipotesi semplificative diverse in modo tale da ottenere un problema determinato, quindi risolvibile.

### Metodo di Fellenius

Il metodo di Fellenius è valido per le sole superfici di scorrimento circolari, è di relativamente semplice risoluzione e fornisce risultati conservativi e attendibili per superfici di scorrimento non molto profonde. Questo metodo tiene in considerazione le forze di interfaccia tra conci adiacenti e restituisce un fattore di sicurezza, calcolato in maniera deterministica, che è spesso usato come valore di riferimento per metodi più complessi. Il fattore di sicurezza si ottiene imponendo l'equilibrio alla rotazione attorno al centro del conico considerato e si calcola come:

$$FS = \frac{\sum [c' \cdot \Delta l_i + (W_i \cdot \cos(\alpha_i) - U_{bi}) \cdot \tan(\varphi')]}{\sum W_i \cdot \sin(\alpha_i)}$$

Dove:

- $c'$  è il valore della coesione efficace
- $\Delta l_i$  è la lunghezza di base del conico in esame
- $W_i$  è il peso del conico in esame
- $\alpha_i$  è l'angolo di inclinazione del conico rispetto all'orizzontale
- $U_{bi}$  è la forza risultante dovuta alla pressione dell'acqua sulla base del conico
- $\varphi'$  è l'angolo di attrito del terreno

### Metodo di Bishop

Anche questo metodo considera superfici di scorrimento circolari con FS calcolato mediante equilibrio alla rotazione della massa instabile sotto l'ipotesi semplificativa che vede agire solo forze orizzontali all'interfaccia tra i diversi conci. Nonostante la semplificazione, l'espressione di FS è non lineare:

$$FS = \frac{\sum [c' \cdot b_i + (W_i - U_{bi} \cdot \cos(\alpha_i)) \cdot \tan(\varphi')] \cdot \frac{1}{m_{ai}}}{\sum W_i \cdot \sin(\alpha_i)}$$

Dove:

- $m_{ai} = \cos(\alpha_i) + \frac{1}{F} \cdot \sin(\alpha_i) \cdot \tan(\varphi')$

Data la sua non linearità, FS si calcola mediante iterazioni che permettono di trovare una buona stima del coefficiente di sicurezza.

### Metodo di Janbu semplificato

Questo metodo considera superfici di scivolamento di qualsiasi forma, facendo riferimento all'equilibrio alla traslazione orizzontale per il calcolo del fattore di sicurezza. L'ipotesi semplificativa alla base, come per il metodo di Bishop, è considerare orizzontali le forze di interfaccia tra conci adiacenti. Il coefficiente di sicurezza si calcola con la seguente formula:

$$FS = \frac{\sum [c' \cdot b_i + (W_i - U_{bi} \cdot \cos(\alpha_i)) \cdot \tan(\varphi')]}{\sum \Delta E_i \cdot \sum W_i \cdot \tan(\alpha_i)} \cdot \frac{1}{n_{\alpha i}}$$

Dove:

- $\Delta E_i$  è la somma delle forze orizzontali di interfaccia
- $n_{\alpha i} = m_{\alpha i} \cdot \cos(\alpha_i)$

Anche in questo caso il problema deve essere risolto mediante un approccio iterativo. Il metodo di Janbu semplificato sottostima il valore di FS, per questo lo stesso autore propone un secondo metodo più complesso.

### Metodo di Janbu rigoroso

Il metodo di Janbu rigoroso è una correzione del risultato ottenuto con il metodo di Janbu semplificato. Infatti, il fattore di sicurezza fornito da questo metodo  $FS_c$  si ottiene moltiplicando FS ottenuto con il metodo semplificato per il coefficiente  $f_0$ , funzione della geometria della massa instabile e delle caratteristiche del terreno.

$$f_0 = 1 + b_1 \cdot \left( \frac{d}{L} - 1,4 \cdot \left( \frac{d}{L} \right)^2 \right)$$

Dove:

- $b_1$  varia tra 0,5 e 0,69 in funzione della coesione del terreno
- $d$  è la profondità della superficie di scivolamento rispetto alla retta che connette le sue due estremità
- $L$  è la lunghezza della superficie di scivolamento

La Fig.75 introduce la geometria considerata da questo metodo, mentre la Fig.76 mostra l'andamento di  $f_0$  in funzione del rapporto  $\frac{d}{L}$ .

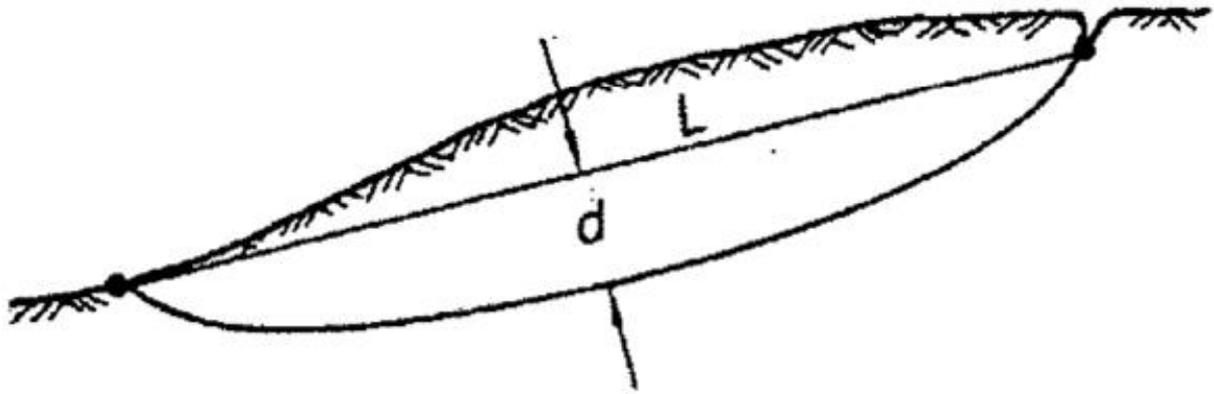


Fig. 75: Definizione della geometria del problema - Fonte: Barbero

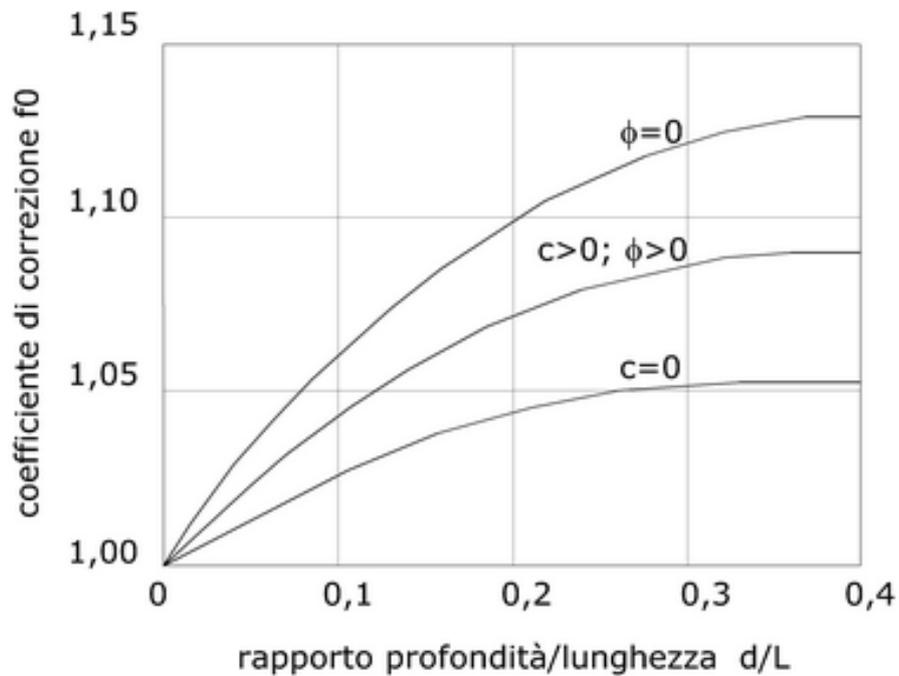


Fig. 76: Andamento del coefficiente  $f_0$  in funzione del rapporto profondità/lunghezza della massa instabile - Fonte: geostru.eu

### 5.4.1 Modellazione all'interno del software Slide 2

Nella pratica, l'analisi di stabilità globale della sezione e l'analisi di stabilità interna della terra rinforzata sono eseguite per mezzo del software *Slide 2* di Rocscience.

Il software permette di scegliere il numero di conci in cui dividere il volume, la tolleranza e il numero massimo di interazioni atte a risolvere il problema. Più il numero di conci è alto più i risultati ottenuti saranno accurati. Le iterazioni sono controllate dal confronto tra il fattore di sicurezza calcolato ad ogni step e il fattore di sicurezza dello step precedente. Il risultato finale si ottiene quando la differenza tra i due fattori di sicurezza precedentemente citati rientra nei limiti della tolleranza imposta. Il numero di iterazioni massime è il numero di iterazioni eseguite dal software prima di mostrare il risultato nel caso in cui la tolleranza imposta non sia stata rispettata.

Tra i parametri che bisogna impostare all'interno del software vi sono anche le impostazioni per la definizione della superficie di collasso. In particolare, la ricerca della superficie critica è basata sulla griglia che discretizza il modello. Il numero di elementi che compongono la griglia può essere impostato dall'utente, griglie più fitte producono risultati più precisi.

Il software fornisce in output tutte le superfici di collasso con un fattore di sicurezza minore di un valore imposto in funzione del tipo di verifica svolta, uno zoom sulla superficie critica, ovvero quella sulla quale il collasso è più probabile, e il relativo fattore di sicurezza. La verifica ha esito positivo quando il fattore di sicurezza della superficie critica, dato in output dal software, è maggiore o uguale al minimo valore richiesto.

Questo risultato è la giusta occasione per una riflessione più profonda sul tema. Benché la superficie critica sia quella sulla quale le possibilità di collasso sono maggiori, essa non è l'unica superficie da stabilizzare. Infatti, se la superficie critica non è molto profonda nella sezione rispetto alle altre probabili superfici di scivolamento, il quantitativo di terreno che collasserebbe lungo questa superficie è di molto inferiore rispetto a quello che sarebbe movimentato da un collasso lungo una superficie più profonda.

In quest'ottica, i valori di output importanti da tenere in conto per la progettazione sono: superficie critica e volume di terreno potenzialmente instabile. Inoltre, la possibilità di filtrare i valori dei fattori di sicurezza permette di realizzare una progettazione più performante, per esempio nel caso in cui le grandezze in gioco non siano ben definite.

Dal punto di vista operativo, le fasi da eseguire per svolgere la verifica sono:

### **Project setting**

In questa prima fase si impostano la direzione di scorrimento della massa potenzialmente instabile, i metodi dell'equilibrio limite per i quali il software eseguirà l'analisi, il numero di conci in cui dividere la massa, in numero di iterazioni massime per i metodi iterativi, la tolleranza richiesta e i parametri relativi alla falda, in questo caso assente.

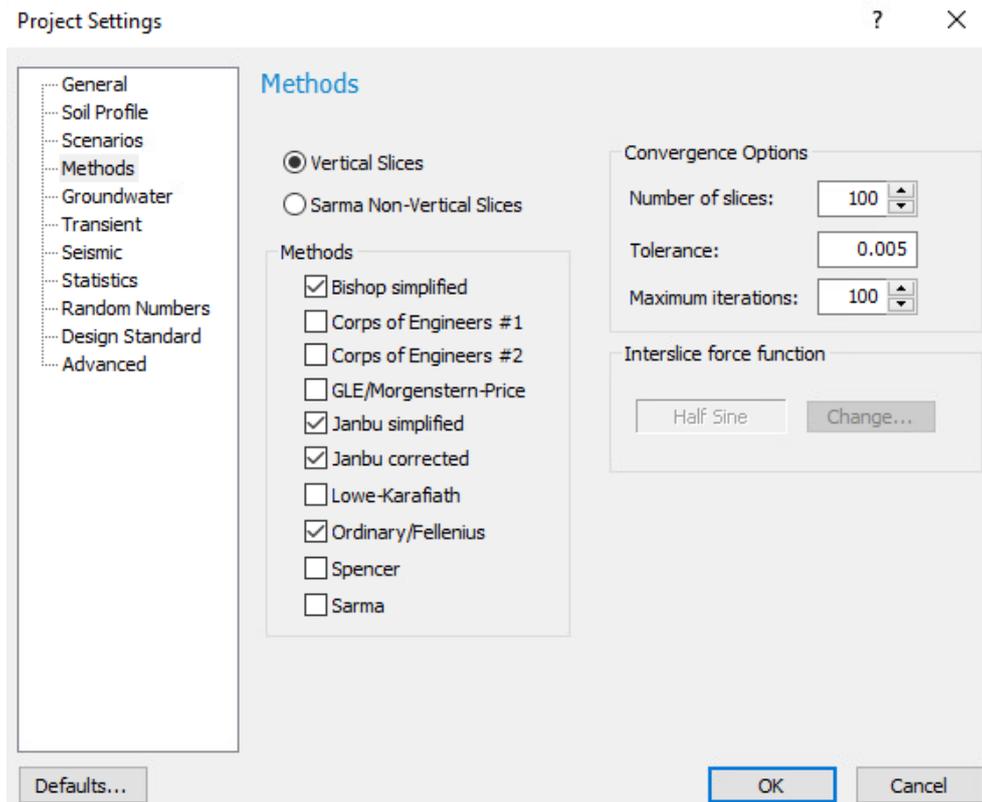


Fig. 77: Finestra Project Settings di Slide 2 - Fonte: Slide 2

## Boundaries

Questo comando permette di definire il contorno della sezione e i vari strati dei diversi materiali che la compongono.

## Support

Permette di inserire all'interno del modello le tipologie di supporti utilizzati, nel presente progetto è necessaria la definizione di 3 diversi supporti cioè uno per ogni differente tipo di opera di stabilizzazione.

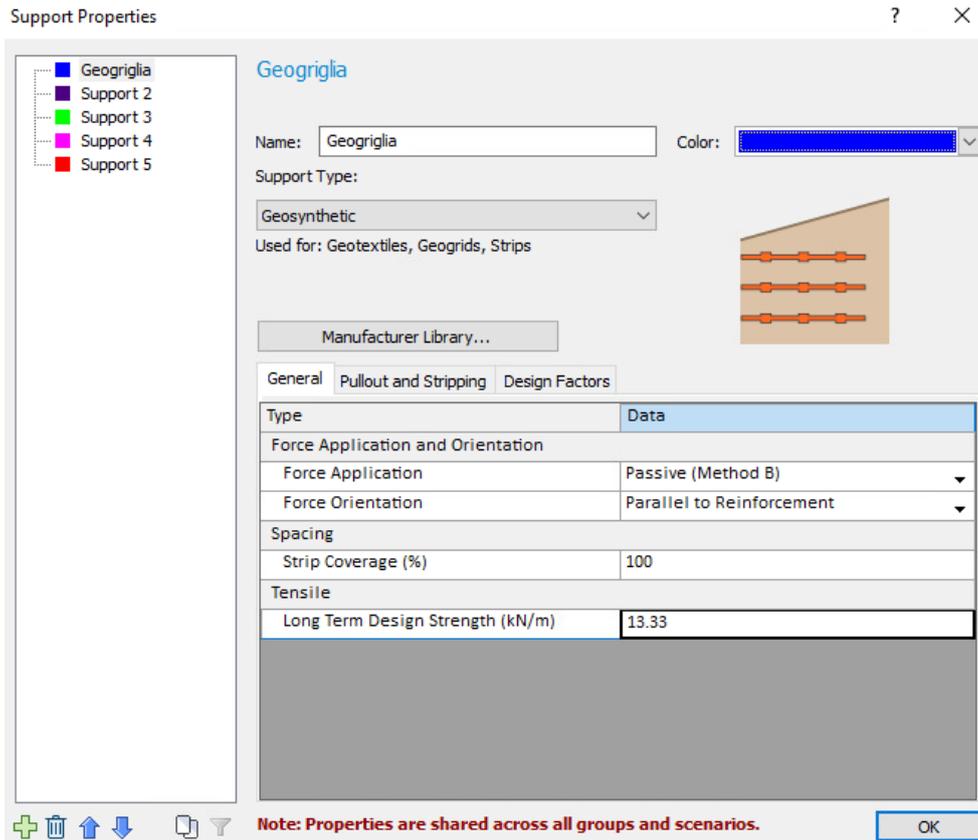


Fig. 78: Definizione del support geogriglia

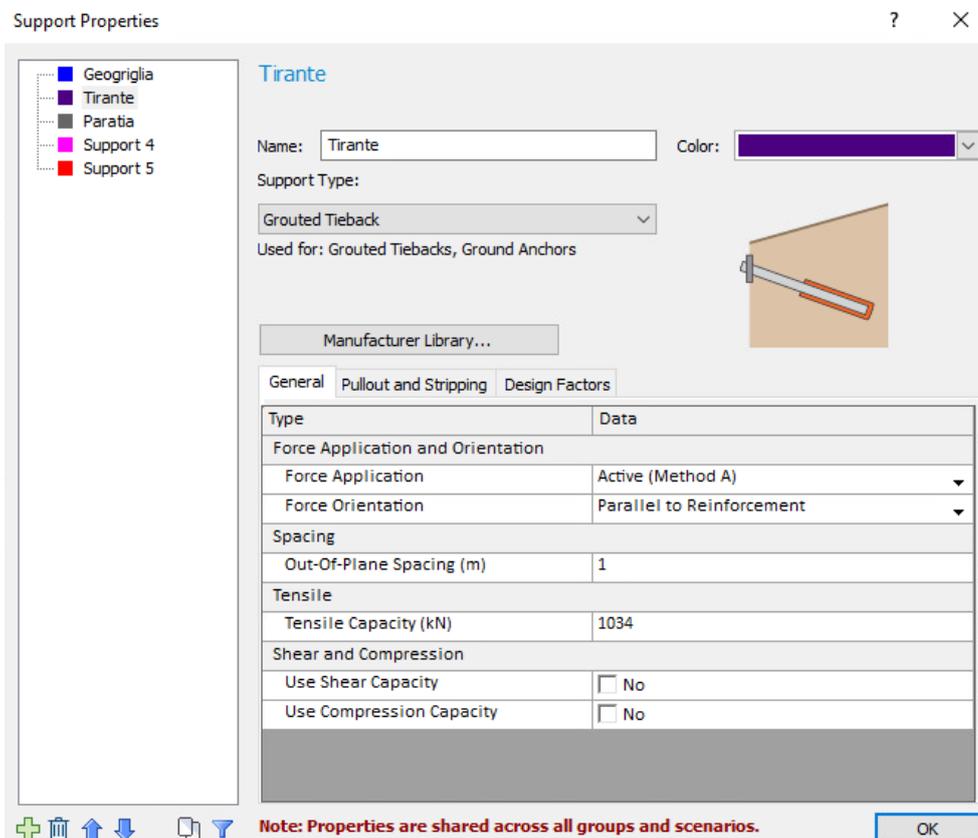


Fig. 79: Definizione del support tirante

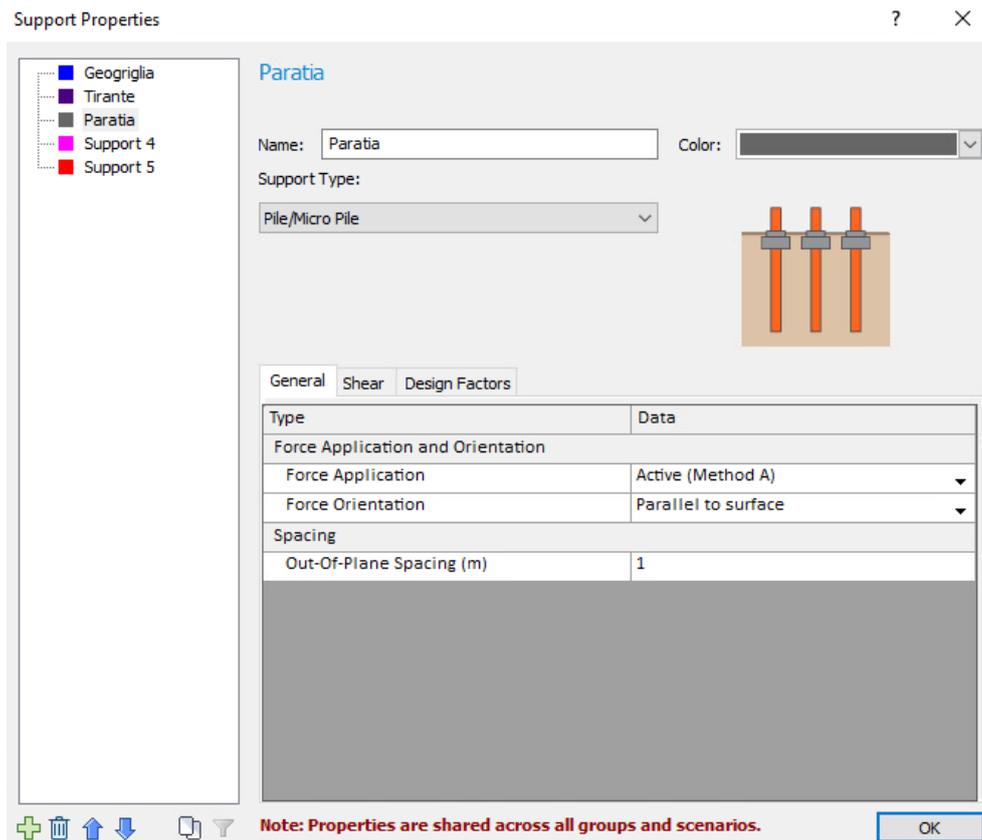


Fig. 80: Definizione del support paratia

## Properties

Questo comando è utilizzato per assegnare determinate proprietà agli elementi definiti, ovvero per definire i diversi materiali e assegnare i parametri richiesti per ciascun support. Ogni elemento necessita l'inserimento del valore di parametri predefiniti, i valori utilizzati permettono di svolgere le diverse tipologie di verifica.

## Loading

Permette di inserire i carichi all'interno del modello.

## Surface

Permette di definire la griglia di discretizzazione del modello.

La Fig.81 mostra il modello utilizzato per la verifica di stabilità interna della terra rinforzata e l'interfaccia del software.

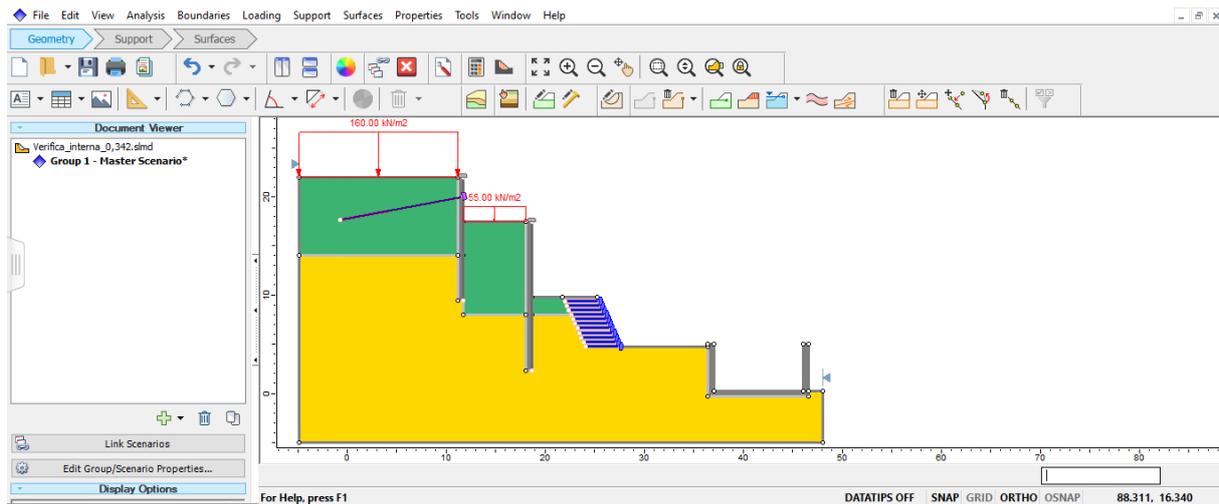


Fig. 81: Interfaccia del software Slide 2 con il modello - Fonte: Elaborazione propria

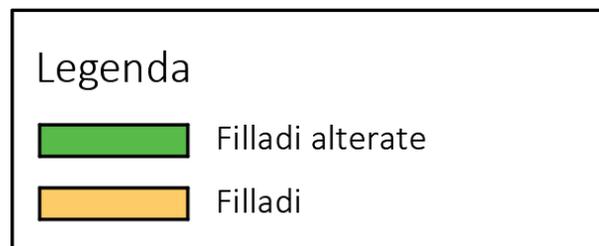


Fig. 82: Legenda della stratigrafia del modello

## 5.4.2 Verifica della stabilità interna della terra rinforzata

In accordo con § 5.1.2.2, le NTC 2018 non danno informazioni a proposito di questa tipologia di verifica, per cui è possibile seguire le indicazioni de “*British Standard 8006 - Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills*” o l’approccio americano “*FHWA-NHI-10-024 - Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes*”. Per questo motivo l’analisi di stabilità interna è eseguita senza l’applicazione dei coefficienti parziali, si fa quindi riferimento ai valori caratteristici sia per quanto riguarda i parametri del terreno sia per i sovraccarichi considerati. Inoltre, la posizione della griglia di analisi ha un ruolo fondamentale, in questo caso è necessario avvicinarla all’opera oggetto di verifica in maniera tale da lavorare su di essa. Infine, il fattore di sicurezza da dover garantire è unitario.

In Fig.83, Fig.84, Fig.85 e Fig.86 si riportano rispettivamente i risultati dell’analisi, eseguita con il software *Slide 2*, ottenuti con i metodi: Fellenius, Bishop, Janbu seplificato, Janbu rigoroso.

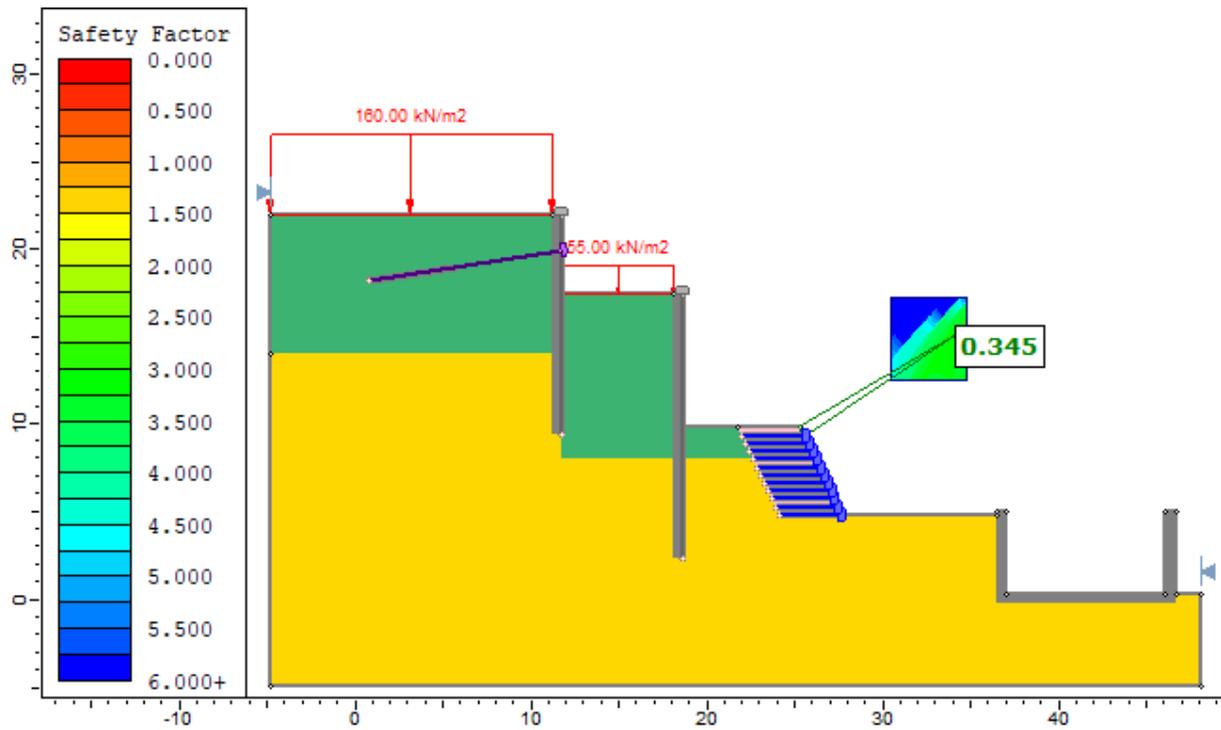


Fig. 83: Verifica di stabilità interna con il metodo di Fellenius

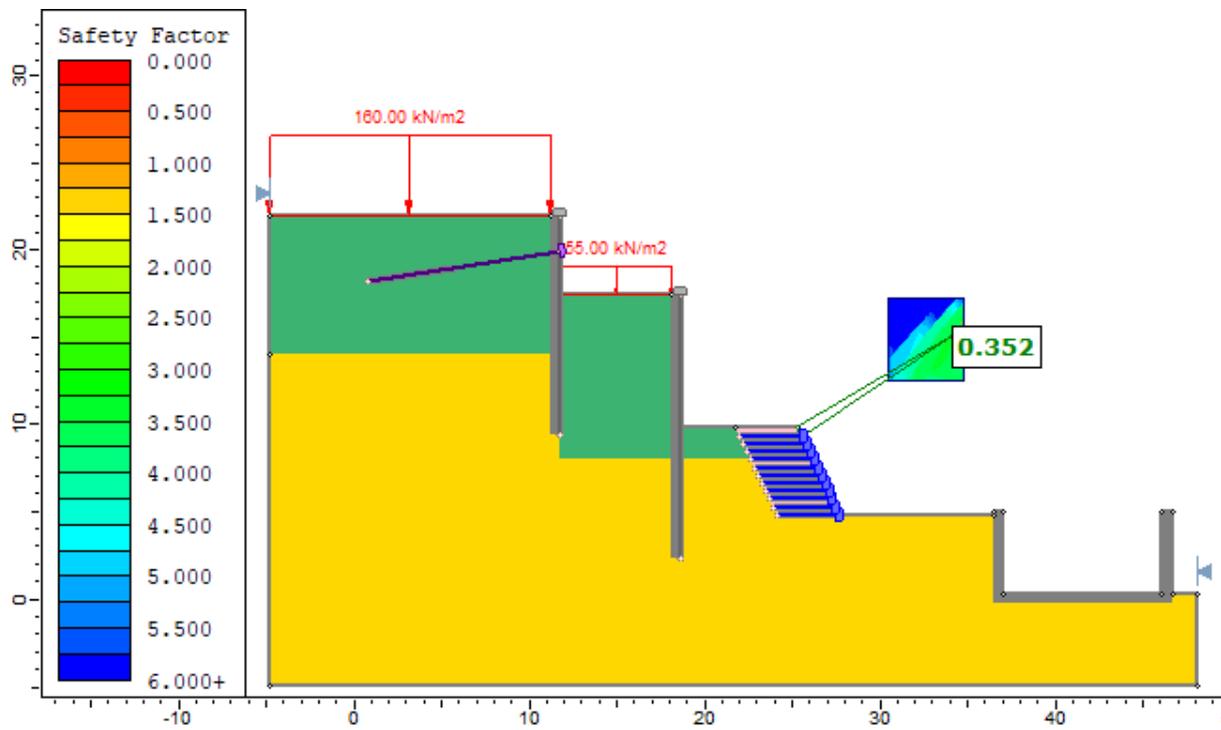


Fig. 84: Verifica di stabilità interna con il metodo di Bishop

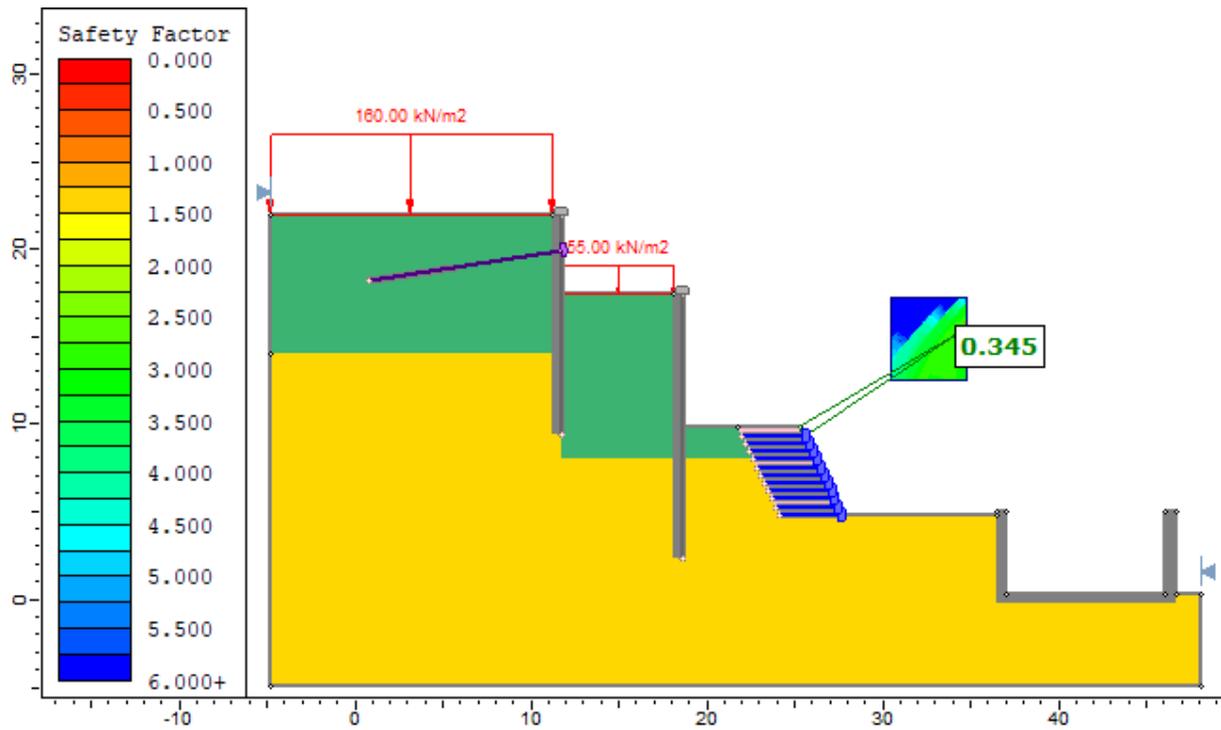


Fig. 85: Verifica di stabilità interna con il metodo di Janbu semplificato

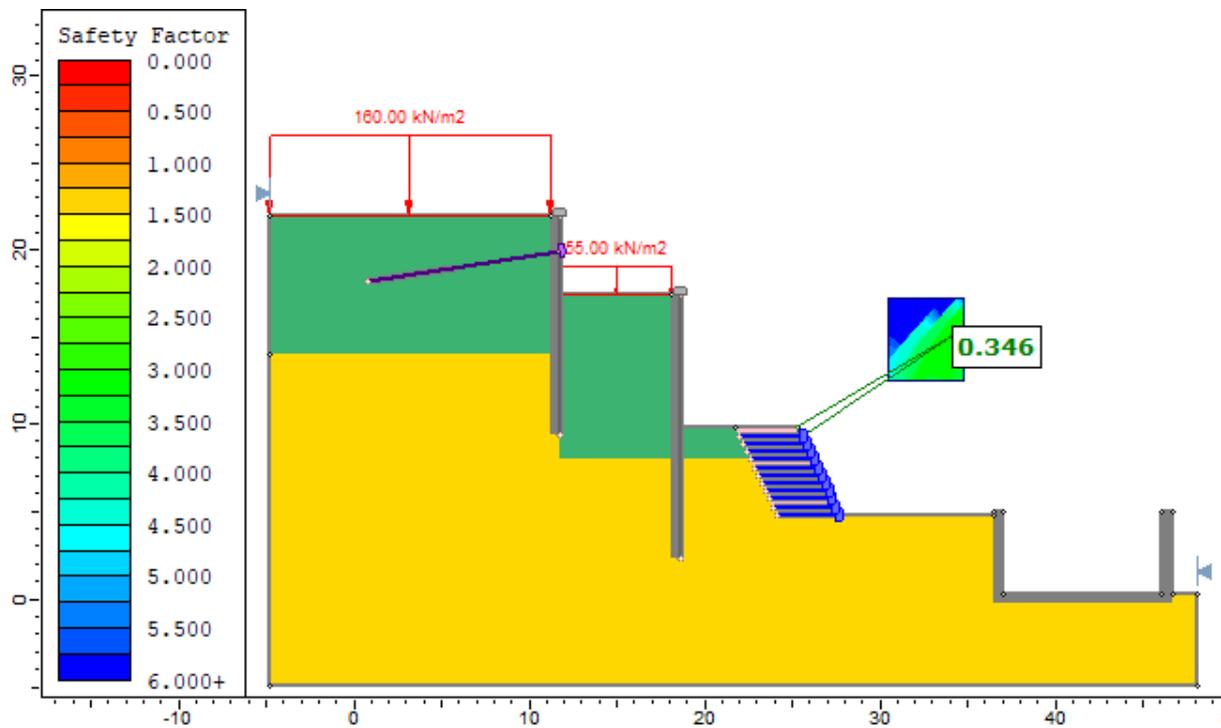


Fig. 86: Verifica di stabilità interna con il metodo di Janbu rigoroso

Il software restituisce fattori di sicurezza inferiori all'unità per ogni verifica, tuttavia impostando la visualizzazione di tutte le possibili superfici di scorrimento con fattore di sicurezza inferiore all'unità, si ottiene il risultato mostrato in Fig.87, da cui si osserva che tali superfici sono localizzate nella parte di

terra rinforzata che in fase di esecuzione sarà stabilizzata dal riporto della geogriglia. Uno zoom è mostrato in Fig.88.

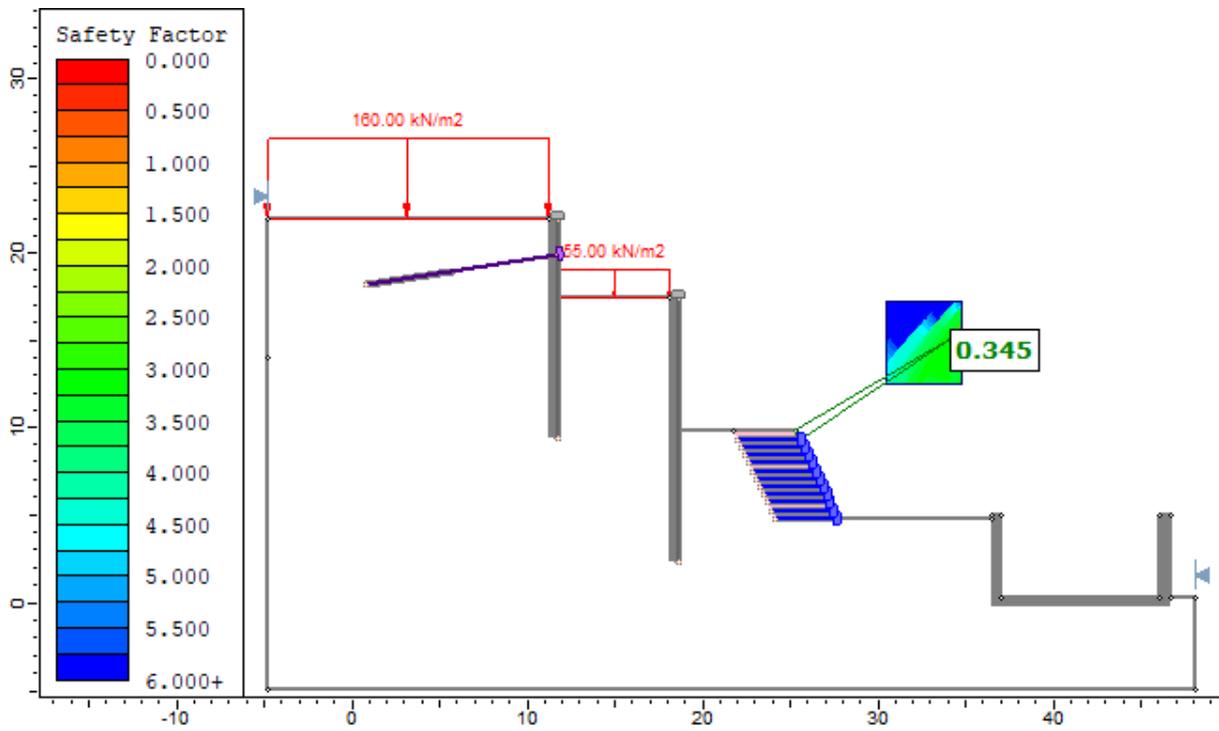


Fig. 87: Possibili superfici di scorrimento con FS<1

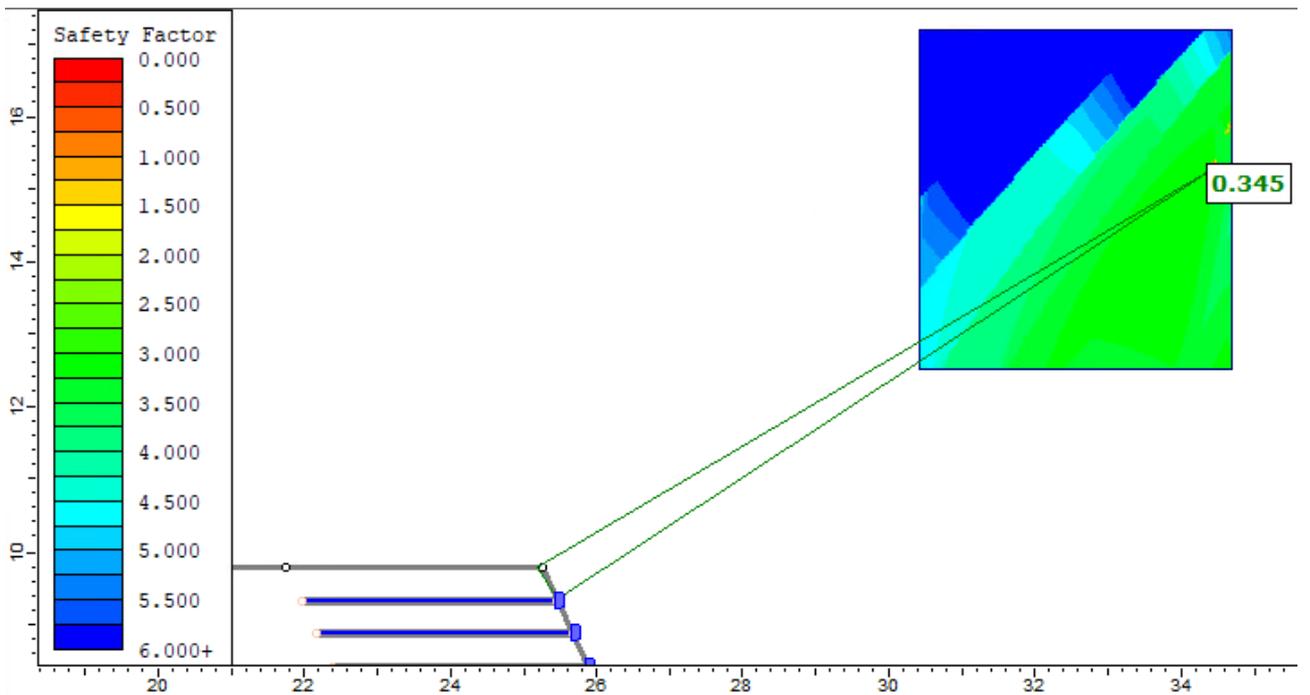


Fig. 88: Zoom della superficie critica

Come visibile in Fig. 87 e Fig.88, intorno alla superficie critica e per tutta la terra rinforzata il fattore di sicurezza delle possibili superfici di scivolamento è molto maggiore di 1 , per cui si ritiene la verifica soddisfatta.

### 5.4.3 Verifica di stabilità globale della sezione

La verifica di stabilità globale del complesso opere di sostegno-terreno è di grande importanza, specialmente se i terreni in studio sono già stati soggetti a fenomeni di instabilità, o se i sovraccarichi presenti sono molto elevati. Con tale verifica, si determina il grado di sicurezza globale nei confronti di possibili scorrimenti lungo superfici di rottura passanti al di sotto delle opere di stabilizzazione progettate. La verifica, effettuata nuovamente tramite il software *Slide 2* di Rocscience, consiste nell'individuare la superficie critica e nel confrontare le resistenze e le azioni sollecitanti lungo tale superficie. Al fine di individuare un maggior numero di possibili superfici di scorrimento è necessario ingrandire il modello d'analisi, ciò è fondamentale per la valutazione di superfici profonde che non sarebbero individuate da un'analisi condotta sul modello utilizzato per la verifica di stabilità interna della terra rinforzata.

Le NTC 2018 richiedono che la verifica sia effettuata secondo l'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2), quindi, utilizzando i coefficienti parziali di Tab.17 e Tab.19 rispettivamente per le azioni e per i parametri geotecnici, mentre il coefficiente di Tab.22 riduce la resistenza. In altri termini, il fattore dato in output dal software deve essere maggiore di 1,1 per tutti i metodi di verifica utilizzati.

In Fig.89, Fig.90, Fig.91 e Fig.92 si riportano rispettivamente i risultati dell'analisi, ottenuti con i metodi: Fellenius, Bishop, Janbu seplificato, Janbu rigoroso.

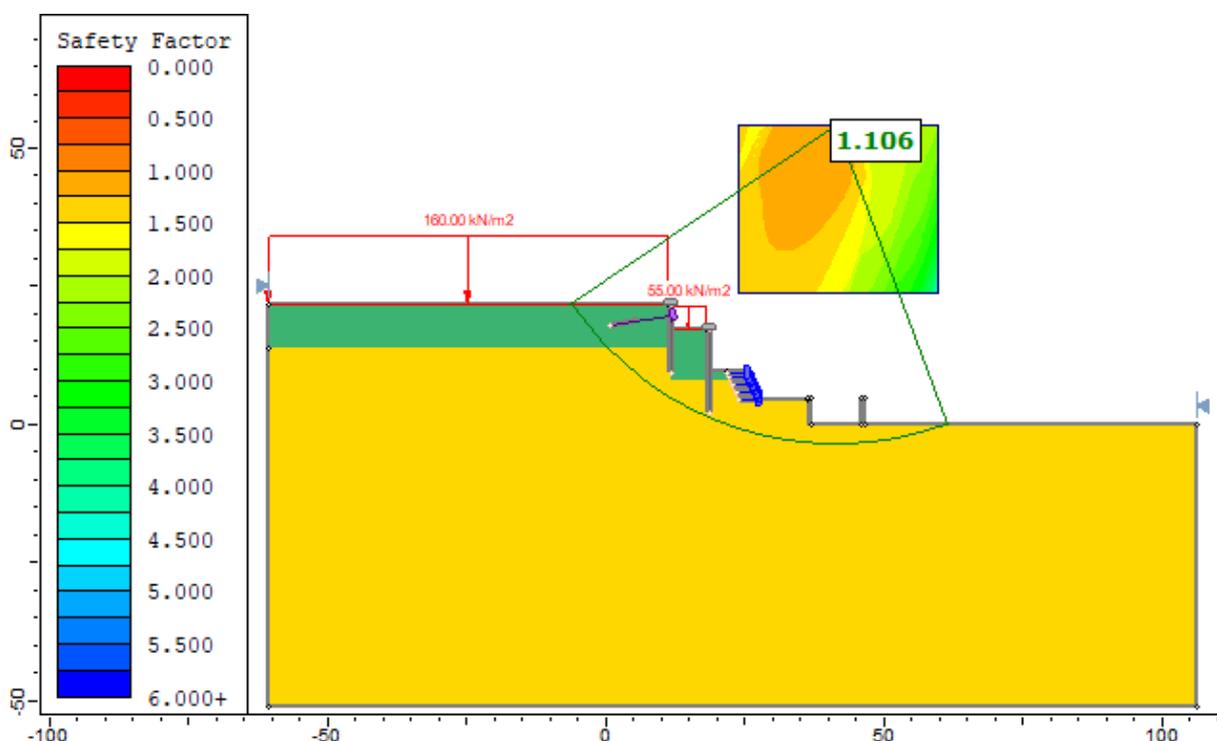


Fig. 89: Verifica di stabilità globale con il metodo di Fellenius

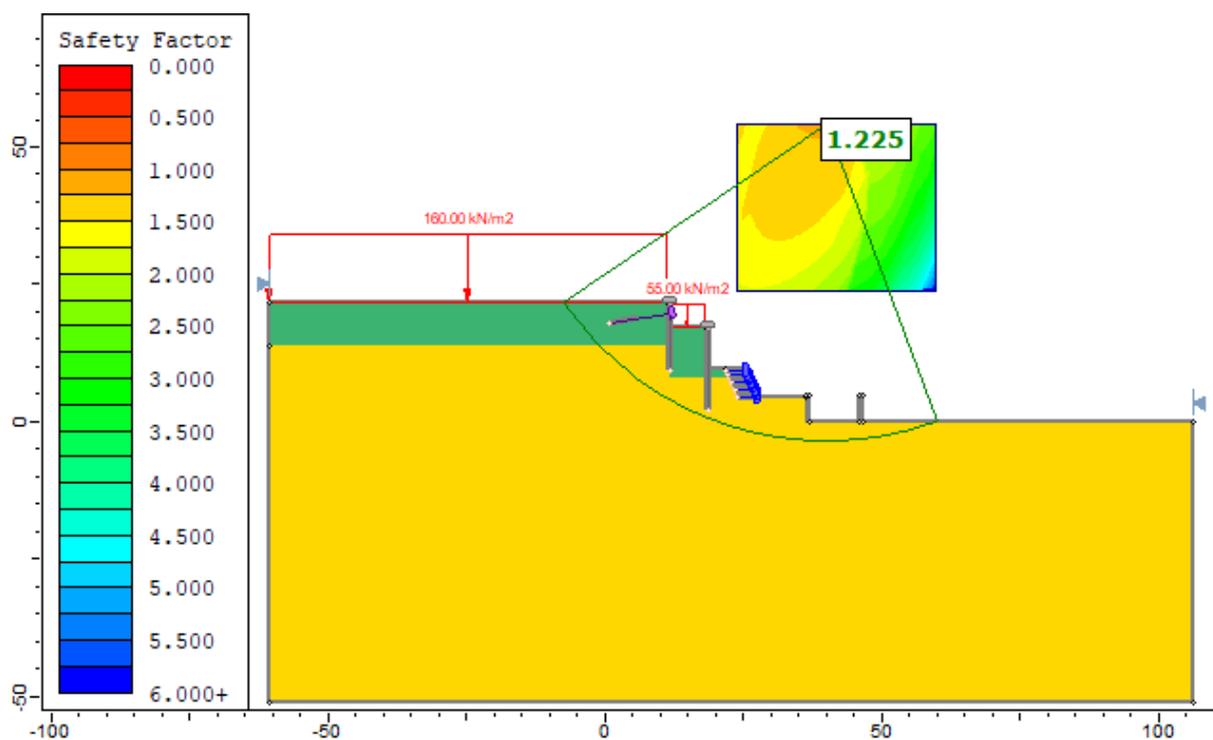


Fig. 90: Verifica di stabilità globale con il metodo di Bishop

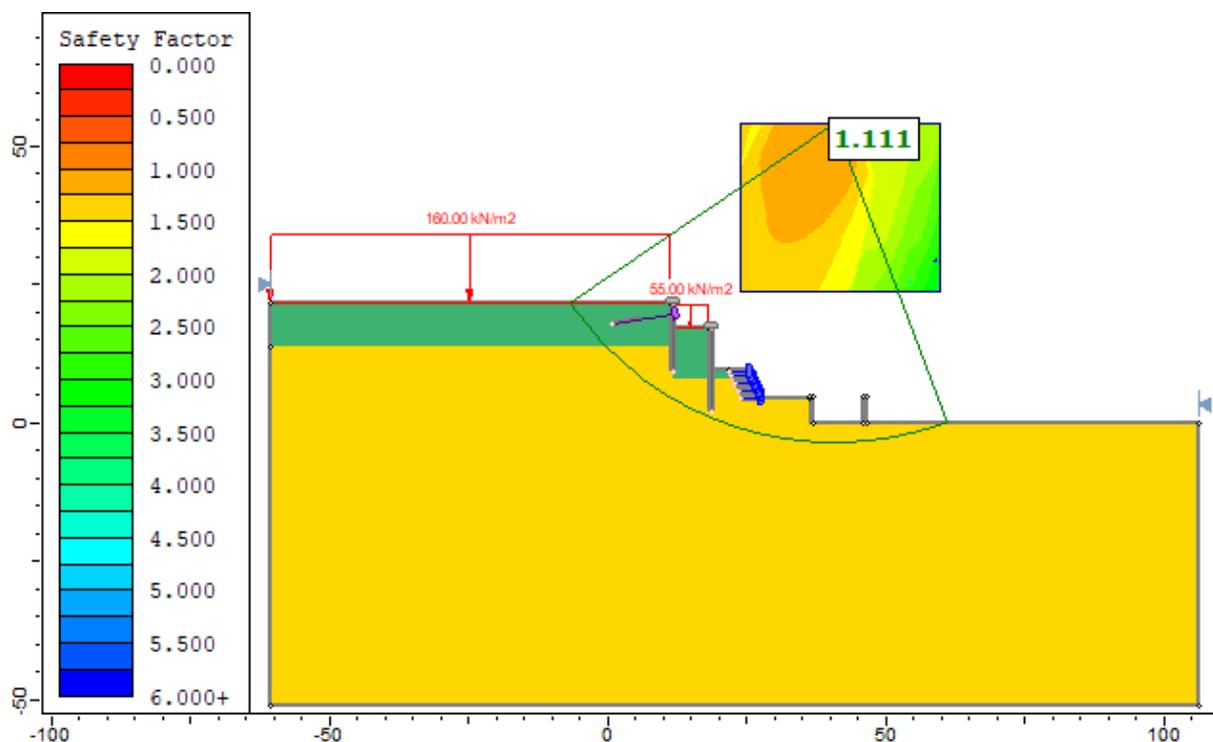


Fig. 91: Verifica di stabilità globale con il metodo di Janbu semplificato

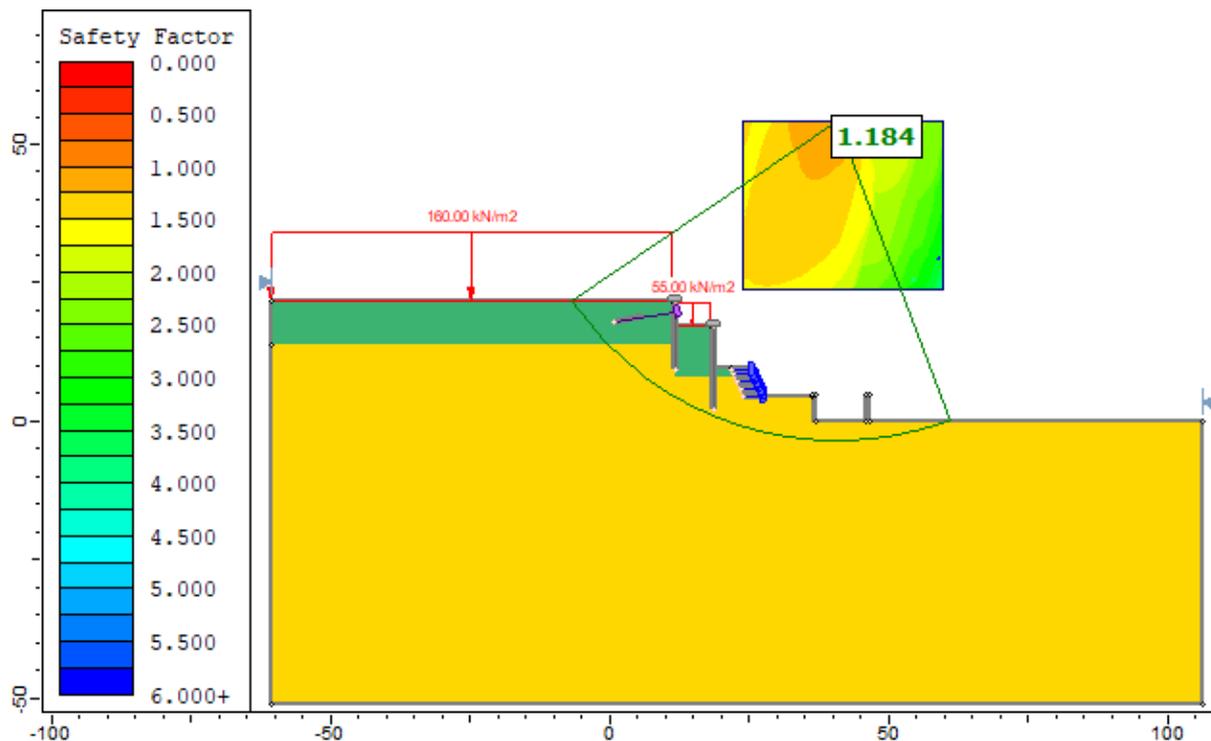


Fig. 92: Verifica di stabilità globale con il metodo di Janbu rigoroso

Tutte le verifiche di stabilità globale del sistema opere di sostegno – terreno hanno prodotto un fattore di sicurezza maggiore di 1,1, per cui anche l'ultima verifica è soddisfatta. I valori dei fattori di sicurezza ottenuti da differenti metodi non sono uguali tra loro a causa delle differenti ipotesi di partenza di ciascuno di essi. La Tab.43 mostra i valori di FS ottenuti con i diversi metodi di verifica utilizzati.

	Fellenius	Bishop	Janbu semplificato	Janbu rigoroso
Fattore di sicurezza	1,11	1,22	1,11	1,18

Tab. 43: Fattori di sicurezza della verifica di stabilità globale

Infine, impostando in output la richiesta di tutte le possibili superfici di scivolamento della sezione ci si rende immediatamente conto che la superficie critica non è molto profonda rispetto alle altre probabili superfici di scivolamento, per cui il quantitativo di terreno che collaserebbe lungo questa superficie è di molto inferiore rispetto a quello che sarebbe movimentato da un collasso lungo una superficie più profonda (Fig.93).

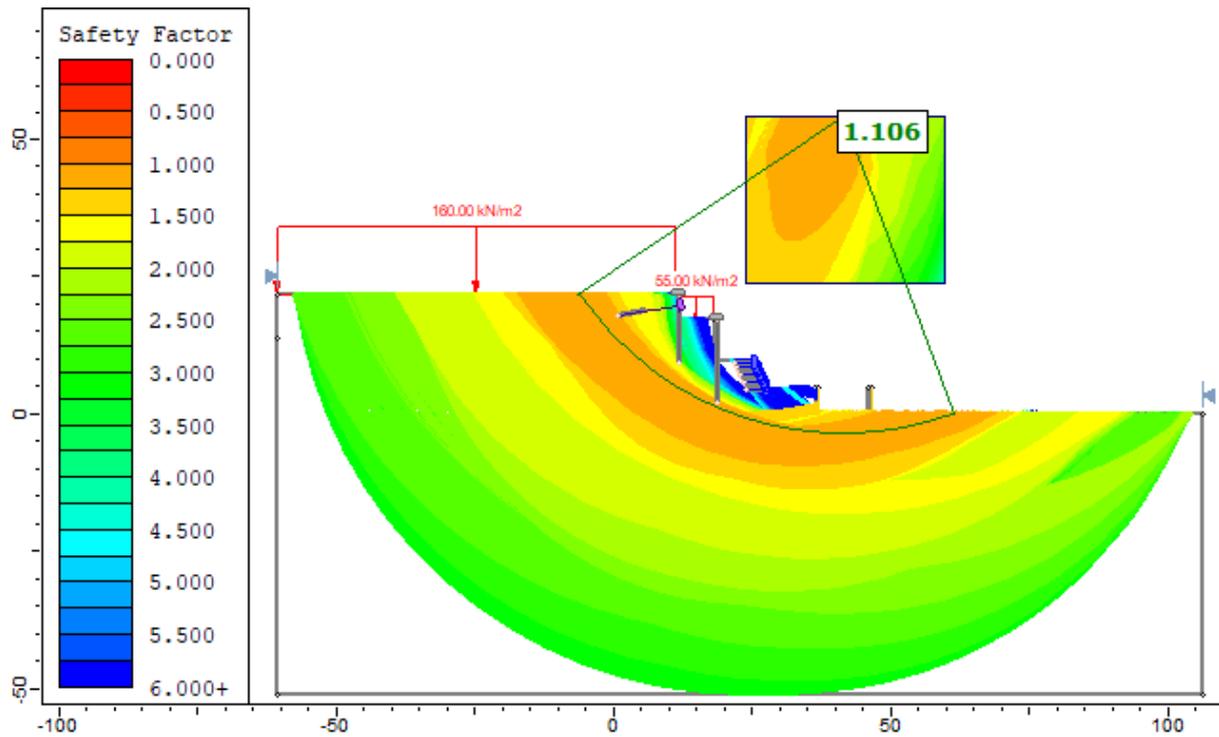


Fig. 93: Possibili superfici di scivolamento all'interno del modello

Questa nuova prospettiva mette subito in chiaro che a fronte di eventi di enorme magnitudo come l'alluvione del 2009 il collasso potrebbe svilupparsi lungo una superficie di scorrimento più profonda e, quindi, portare a conseguenze più gravi. Tuttavia, l'utilizzo dei coefficienti di sicurezza, accuratamente calibrati dagli enti normatori, unitamente ad una corretta progettazione dovrebbe scongiurare questa eventualità.

## 6 Conclusioni

La presente Tesi analizza la sezione di un versante nel comune di Scaletta Zanclea (ME). A causa degli eventi alluvionali verificatisi il 1° ottobre 2009, l'area in studio è stata soggetta a intensi fenomeni di dissesto idrogeologico. La Tesi ripercorre l'iter progettuale sviluppato nel progetto esecutivo per il ripristino della viabilità comunale di collegamento tra Scaletta Superiore, il cimitero locale e il campo sportivo.

Dall'analisi delle relazioni geologiche e geotecnica emerge come un'adeguata caratterizzazione del suolo possa portare a informazioni fondamentali per la corretta progettazione di opere geotecniche. Inoltre, si nota come diversi tipi di prove possano coesistere all'interno di una campagna di indagine ben eseguita al fine di ottenere risultati specifici da ciascuna di esse in funzione del proprio campo di applicazione e ridondanti in caso di possibili pericoli o dubbi.

Caratterizzato il terreno oggetto di studio, si passa alla progettazione delle opere di sostegno, due paratie in calcestruzzo armato e una terra rinforzata. La paratia di monte, che si sviluppa per 12,5m, presenta un ordine di tiranti in acciaio, ciascuno lungo 11 metri in maniera tale da eseguirne la fondazione all'interno del terreno stabile alle spalle del manufatto. La paratia di monte misura 15,15 m, tale dimensione deriva dalla geometria utilizzata all'interno del modello di calcolo, la profondità di infissione è, infatti, di 8 m. La terra rinforzata, dimensionata secondo il metodo di Jewell, ha un'altezza di 5 m e si sviluppa per 3,5 m all'interno del rilevato al fine di garantirne la stabilità. A tal proposito, i rinforzi utilizzati sono geogriglie in polipropilene con spaziatura verticale di 0,5 m tra strati successivi, risvoltate secondo la tecnica del wrap-around per evitare rigonfiamenti della parete e collassi localizzati.

Infine, le opere progettate sono verificate secondo i criteri delle NTC 2018 o, in mancanza di indicazioni, delle norme internazionali. Per le verifiche di stabilità interna della terra rinforzata e di stabilità globale della sezione è stato utilizzato il software *Slide 2* di Rocscience.



# Bibliografia

- C. Scavia. *Meccanica delle Terre*. Torino, Italia: Politecnico di Torino, 2018.
- Carta tecnica regionale della regione Sicilia. Regione Siciliana, 2021.
- Circolare 21 Gennaio 2019, n. 7. *Istruzioni per l'applicazione dell'«aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018»*. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti.
- F. Riccobono e S. Vernaci. *Scaletta Zanclea*. Messina, Italia: Industria Poligrafica della Sicilia, 1986.
- Geol. G. Marino. *Studio Geologico. Intervento di ripristino della viabilità comunale di collegamento tra Scaletta Superiore e il campo sportivo nel comune di Scaletta Zanclea (ME)*. 2013.
- Geol. P. Vizzi. *Aggiornamento dello Studio Geologico. Interventi di ripristino della viabilità comunale di collegamento tra Scaletta Superiore e il campo sportivo comunale*. 2017.
- Gruppo editoriale Rocscience. *Slide, 2D limit equilibrium slope stability for soil and rock slopes. User's Guide*. Rocscience Inc., 2000.
- Ing. F. Caminiti e Ing. A. Gregorio. *Progetto Esecutivo. Interventi di ripristino della viabilità comunale di collegamento tra Scaletta Superiore e il campo sportivo comunale*. 2018.
- J. Facciorusso, C. Madiari e G. Vannucchi. *Dispense di Geotecnica*. Firenze, Italia: Università degli Studi di Firenze, 2017.
- M. Barbero. *Analysis and design of geotechnical structures and earthworks*. Torino, Italia: Politecnico di Torino, 2020.
- M. Castelli. *Fondazioni*. Torino, Italia: Politecnico di Torino, 2019.
- Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018). D.M. Infrastrutture e Trasporti 17 gennaio 2018.
- Piano per l'Assetto Idrogeologico (PAI) bacino 102, carta dei dissesti. Regione Siciliana, 2021.
- Piano per l'Assetto Idrogeologico (PAI) bacino 102, carta della pericolosità e del rischio. Regione Siciliana, 2021.
- R. Lancellotta e J. Calavera. *Lezioni di Fondazioni per gli allievi del Politecnico di Torino*. Milano, Italia: McGraw-Hill, 2018.
- R. Lancellotta. *Geotecnica*. Bologna, Italia: Zanichelli, 1993.

# Sitografia

- C. Caspanello. *Scaletta, viaggio “nel ground zero” dell’alluvione. In 10 anni via 400 residenti*. 2019. Ultima consultazione il 20/05/2021. <https://www.tempostretto.it/news/video-scaletta-viaggio-nel-ground-zero-dellalluvione-in-10-anni-via-400-residenti.html>.
- Dipartimento di ingegneria Civile e Ambientale dell’Università degli Studi di Firenze. *Prova down-hole*. 2019. Ultima consultazione il 18/06/2021. [https://geotecnica.dicea.unifi.it/down\\_hole.pdf](https://geotecnica.dicea.unifi.it/down_hole.pdf).
- F. Alessandrini e D. Fedrigo. *Le paratie secondo le N.T.C. 2008*. 2009. Ultima consultazione il 20/08/2021. <https://alpeprogetti.it/wp-content/uploads/2018/04/paratie-secondo-ntc-2008.pdf>.
- Google Earth. Ultima consultazione il 15/05/2021. <https://www.google.it/intl/it/earth/>.
- P. Recalcati. *Progetto di pendii ripidi rinforzati con geogriglie TENAX*. 2002. Ultima consultazione il 19/10/2021. [https://geotecnica.dicea.unifi.it/tenax\\_geogrid.pdf](https://geotecnica.dicea.unifi.it/tenax_geogrid.pdf).
- R. Pipiano. *Carico limite dei pali di fondazione*. 2016. Ultima consultazione il 02/09/2021. <http://www.soeg.it/2016/04/01/carico-limite-dei-pali-di-fondazione/>.
- Redazione Normanno. *1 ottobre 2009, 11 anni dall’alluvione di Giampileri: Messina ricorda le 37 vittime*. 2020. Ultima consultazione il 20/05/2021. <https://normanno.com/attualita/1-ottobre-2009-11-anni-alluvione-di-giampileri-messina-ricorda-le-37-vittime/>.
- Redazione Rock Lab. *Criterio di Mohr-Coulomb*. 2015. Ultima consultazione il 12/06/2021. [https://help.geostru.eu/rocklab/it/criterio\\_di\\_mohr-coulomb.htm](https://help.geostru.eu/rocklab/it/criterio_di_mohr-coulomb.htm).
- Redazione Rock Lab. *Criterio di rottura Hoek-Brown*. 2015. Ultima consultazione il 10/06/2021. [https://www.geostru.com/Help\\_Online\\_2015/RockLab/IT/index.html?criterio\\_di\\_rottura\\_hoek\\_brown.htm](https://www.geostru.com/Help_Online_2015/RockLab/IT/index.html?criterio_di_rottura_hoek_brown.htm).
- Redazione Rock Lab. *Metodo diretto*. 2020. Ultima consultazione il 20/06/2021. [https://help.geostru.eu/downhole/it/metodo\\_diretto.htm](https://help.geostru.eu/downhole/it/metodo_diretto.htm).
- Redazione Rock Lab. *Metodo intervallo*. 2020. Ultima consultazione il 20/06/2021. [https://help.geostru.eu/downhole/it/metodo\\_intervallo.htm](https://help.geostru.eu/downhole/it/metodo_intervallo.htm).
- Redazione Wikipedia. *Scaletta Zanclea*. 2021. Ultima consultazione il 20/05/2021. [https://it.wikipedia.org/wiki/Scaletta\\_Zanclea](https://it.wikipedia.org/wiki/Scaletta_Zanclea).