

COMMISSARIO di GOVERNO

per il contrasto del dissesto idrogeologico nella Regione Siciliana

**MESSA IN SICUREZZA E RIFUNZIONALIZZAZIONE DELLA
STRADA DI COLLEGAMENTO CENTRO ABITATO - FRAZIONE
PECORINI A MARE - FILICUDI (ME)**

Patto per il SUD-ME_17821 Lipari - Filicudi - Codice Caronte SI_1_17821 - CUP J69D16002060001

PROGETTO ESECUTIVO

Coordinamento e integrazione

delle prestazioni specialistiche

Geologia

Progettazione Geotecnica

Progettazione Idraulica e Stradale

Progettazione Strutturale

Progettazione Paesaggistica

Progettazione Ambientale

Coordinamento sicurezza in progettazione

Cantierizzazione e interferenze

Elaborati Economici

Sistema Gestione Qualità

Ing. D. Majolino (IENCON-NETEC)

Dott. F. Cannavò, Dott. M. Orifici (ORION)

PhD Ing. I.Cavarretta (IENCON-CDG)

PhD Ing. I.Cavarretta, Ing. S. Merlino (IENCON-CDG-NETEC)

PhD Ing. I.Cavarretta (IENCON-CDG)

Arch. B. Versaci (ORION)

Ing. S. Merlino (IENCON-NETEC)

Ing. M. Brancatelli (ORION)

Ing. M. Brancatelli (ORION)

Ing. G. Baratta (IENCON-NETEC)

Ing. L. Gangitano (IENCON-CDG)

Visto:

il R.U.P.

Arch. Mirko Ficarra

Raggruppamento temporaneo:



CONSORZIO MANDATORIA - s.c.a.r.l.

CIVILDESIGN GROUP
C.D.G. INGEGNERIA



CONSORZIO ESECUTRICO - s.r.l.



SOCIETÀ MANDANTE - s.r.l.s.

DATA: **--/--/--**

**Relazioni tecniche e relazioni specialistiche
Relazione geotecnica**

codice progetto		nome file					REVISIONE	SCALA																		
progetto	liv. prog.	n. prog.	opera/ progr.	ambito/progr.	cod. disciplina	cod. tipo elab.																				
F	I	L	I	2	4	E	0	0	0	1	codice elab.	T	0	0	GE	0	0	G	E	T	R	E	0	1	E	-
E	Approfondimenti a seguito osservazioni Genio Civile del 27/12/2024										Gennaio 2025	PhD. Ing. I. Cavarretta	Ing. S. Merlino	Ing. L. Gangitano												
D	Approfondimenti a seguito osservazioni Genio Civile del 31/10/2024										Ottobre 2024	PhD. Ing. I. Cavarretta	Ing. S. Merlino	Ing. L. Gangitano												
C	Terza emissione										Settembre 2024	PhD. Ing. I. Cavarretta	Ing. S. Merlino	Ing. L. Gangitano												
B	Seconda emissione										Luglio 2024	PhD. Ing. I. Cavarretta	Ing. S. Merlino	Ing. L. Gangitano												
A	Prima emissione										Marzo 2024	PhD. Ing. I. Cavarretta	Ing. S. Merlino	Ing. L. Gangitano												
REV.	MOTIVO DELLA REVISIONE										DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO												

Sommario

1. Premessa	3
2. Cenno alla geologia del territorio attraversato dalla strada	4
3. Proprietà geotecniche dei terreni e delle rocce.....	5
3.1. Indagini in situ.....	5
3.2. Caratterizzazione geotecnica	11
3.3. Rilievo strutturale	13
4. Interventi di stabilizzazione	16
4.1. Interventi preliminari.....	16
4.2. Interventi di stabilizzazione di tipo attivo e passivo	16
5. Calcoli geotecnici e strutturali	19
5.1. Generalità	19
5.2. Valutazione delle azioni sismiche	19
5.3. Schemi di calcolo per la determinazione della forza stabilizzante	21
5.4. Verifiche di stabilità di placcaggi e sottomurazioni	28
6. Conclusioni.....	29

Riferimenti alla letteratura di settore

APPENDICE A - Documentazione fotografica

APPENDICE B - Analisi di sensibilità sulle alternative di sostegno con gabbioni o con muri a gravità simili agli esistenti

APPENDICE C - Analisi di sensibilità sulla soluzione definitiva con impiego di muri a gravità simili agli esistenti

APPENDICE D - Integrazioni richieste dal Genio Civile di Messina con nota del 3 Ottobre 2024

1. Premessa

Il Commissario di Governo per il contrasto del dissesto idrogeologico nella Regione Siciliana ex legibus n. 116/2014 e n. 164/2014 ha affidato allo scrivente RTP il servizio di Studio geologico, Progettazione definitiva, Progettazione esecutiva, Coordinamento Sicurezza in fase di Progettazione e le indagini geognostiche inerenti gli interventi di "Messa in sicurezza e rifunzionalizzazione della strada di collegamento centro abitato - frazione di Pecorini a mare - Filicudi (ME)".

Nel presente elaborato si riportano i risultati dello studio di ingegneria geotecnica svolto in ambito alla Fase Uno del servizio, che è finalizzato alla progettazione esecutiva degli interventi sopra menzionati.

Lo studio è stato condotto sulla base di tutte le indagini svolte e con riferimento alla cartografia regionale 1:10000 ed a quella relativa ad una rilevante parte dell'isola di Filicudi redatta a scala 1:2000 e dedotta da aerofoto del 2004.

Al Capitolo 2 si richiama lo studio geologico eseguito nella Fase zero del servizio al quale si è fatto puntuale riferimento nella esecuzione del servizio nella Fase uno. Il Capitolo 3 si concentra sulla caratterizzazione geotecnica dei terreni e delle rocce attraversati dalla strada ed illustra i risultati della campagna di rilievi strutturali stati svolti dal RTP fra il gennaio ed il marzo 2021 ai fini della descrizione quantitativa dell'assetto strutturale degli ammassi di roccia incombenti sulla strada. Il Capitolo 4 descrive gli interventi di stabilizzazione proposti, ed espone le verifiche di calcolo svolte per il dimensionamento di tali provvedimenti. Al Capitolo 5 si riportano le verifiche geotecniche sui nuovi tombini di attraversamento idraulico previsti lungo il tracciato. Il Capitolo 6 espone le conclusioni dello studio svolto con le rispettive valutazioni finali sui rilevanti incrementi dei livelli di sicurezza raggiungibili a seguito della attuazione del presente progetto di miglioramento in tema di messa in sicurezza e rifunzionalizzazione.

Lo studio su cui qui si riferisce è stato svolto con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) 2018 e relativa circolare esplicativa.

Il presente elaborato, emesso in Revisione E, è corredata delle Appendici A, B, C e D.

Le tre Appendici A, B e C che erano state già prodotte nella Revisione C del Progetto esecutivo, emessa nel Settembre 2024 ed oggetto della prima istruzione del Genio Civile di Messina conclusasi con la nota del 3 Ottobre 2024. L'Appendice D, alla quale si rimanda per ogni dettaglio, venne redatta nella Revisione D dell'Ottobre 2024, in riscontro alla richiamata nota del Genio Civile di Messina del 3 Ottobre 2024.

2. Cenno alla geologia del territorio attraversato dalla strada

La geologia del territorio attraversato dalla strada è stata dettagliatamente illustrata nell'elaborato redatto dal Dott. Geol. Francesco Cannavò della Orion srls a conclusione della Fase zero del presente servizio. In tale elaborato sono riportati i risultati delle indagini geognostiche, comprensive di quelle necessarie per la caratterizzazione sismica del sito in esame e corredate degli accertamenti indiretti e non distruttivi per la verifica della interferenza con alcuni sottoservizi presenti lungo il tracciato.

Al medesimo elaborato, che fa parte integrante della presente documentazione progettuale, si rimanda per ogni dettaglio, e, per motivi di snellezza espositiva non se ne ripetono o riassumono qui le diverse parti espositive; e tuttavia, diversi richiami a tale documento saranno fatti nel prosieguo di questa relazione, specialmente per gli aspetti descrittivi delle rocce riconosciute in situ e per alcuni coefficienti da usare nelle verifiche geotecniche in fase sismica, secondo le modalità previste dalle NTC 2018.

Ai fini di raggiungere un sufficiente livello di confidenza nelle verifiche di calcolo, e segnatamente sulle proprietà fisico-meccaniche dei terreni e delle rocce che hanno interazione con le opere in progetto, si è anche fatto riferimento ai risultati di precedenti studi pubblicati nella letteratura, dai quali peraltro il complesso inquadramento curato nella relazione geologica di progetto risulta confermato. Lo studio comparato svolto al riguardo è stato anche verificato sul campo con osservazioni dirette nel corso dei sopralluoghi.

3. Proprietà geotecniche dei terreni e delle rocce

3.1. Indagini in situ

Le rocce vulcaniche che sono di interesse ai fini del presente progetto sono descritte nella relazione geologica che lo correda e già sopra richiamata al Capitolo 2. In complesso si tratta di piroclastiti che, come spiegato nella relazione geologica hanno "strutture proprie delle rocce sedimentarie detritiche, colate laviche intercalate da piroclastiti, con litotipo più frequente comprendente basalti, andesiti e daciti".

Gli ammassi contigui al tracciato, nella rispettiva parte corticale, sono stati interessati da 10 sondaggi corti (Figura 1) eseguiti attraverso il sottile strato di pavimentazione stradale prevalentemente ubicati nei tratti di strada a mezzacosta ed in corrispondenza del ciglio carreggiata lato monte. Lo strato di pavimentazione stradale è risultato di spessore variabile fra 5 e 15cm circa. I campioni di roccia prelevati sono risultati a luoghi frammentati o alternati a detriti.

I carotaggi effettuati sono stati catalogati in apposita cassetta (Figura 2) e sono risultati utili sia per il riconoscimento diretto delle rocce sottostanti la strada sia per la taratura delle indagini indirette. Nella relazione geologica è fornita la sintesi dei risultati delle indagini e vengono presentati i rilevanti profili delle rocce in otto sezioni trasversali alla strada.

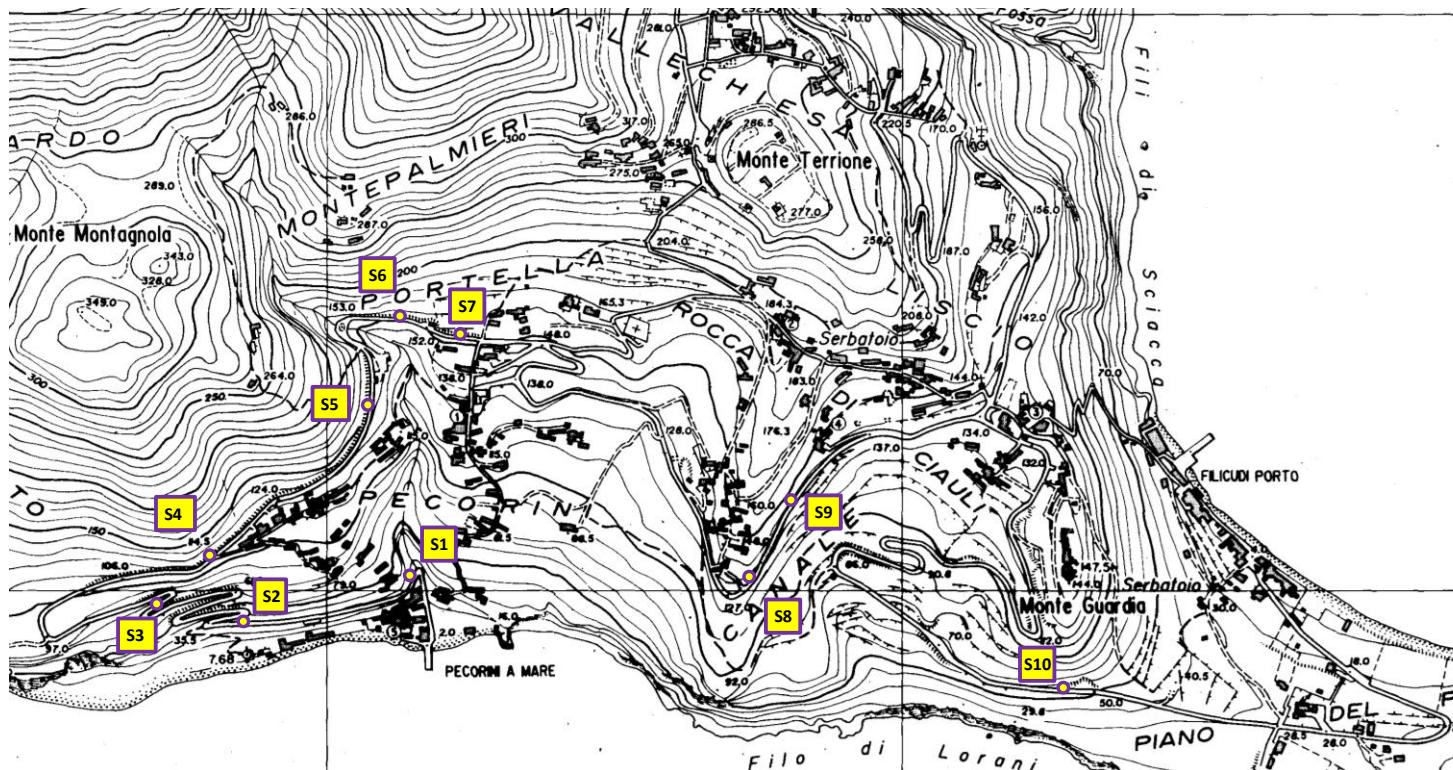


Figura 1 - Posizione dei sondaggi corti eseguiti con carotatrice leggera ad alimentazione elettrica



Figura 2 - Carote prelevate nel corso dei sondaggi

La storia eruttiva dell'isola, presentata nella relazione geologica di progetto facilita la comprensione degli aspetti principali che hanno rifluenza sulle caratteristiche meccaniche degli ammassi di interesse. In particolare con il ciclo vulcanico più recente, localizzato al monte Montagnola si formarono a rocce e depositi che hanno dato luogo a detriti a luoghi instabili e soggetti a crolli (cfr. Carta Geologica e Geomorfologica nella relazione Geologica di progetto). Tale singolarità è anche testimoniata dalla nomenclatura usata dai nativi residenti nell'isola che chiamano "pietra viva" (PV) la roccia affiorante sui rilievi in sinistra al Vallone dei Pazzi e "pietra morta" o "pietra pomiciosa" (PP) quella in destra al Vallone medesimo (localmente detto *Vaddunazzo o Vaddunazzu*), laddove appunto sorge il rilievo La Montagnola.

La demarcazione del Vallone dei Pazzi in riferimento alle caratteristiche di compattezza e resistenza della locale roccia vulcanica si percepisce anche dalle osservazioni dirette di superficie.

Ad esempio, alcuni campionamenti effettuati nel sopralluogo del 7 gennaio 2021 hanno compreso frammenti di roccia dal versante sud del rilievo La Montagnola, nella scarpata contigua alla strada, ed uno di questi è costituito di pomice (Figura 3 a destra), mentre un altro, che è di aspetto più compatto e non galleggia in acqua come il primo, ha una struttura meno



Figura 3 - Campioni prelevati in situ

densa dei basalti osservati lungo strada ed in sinistra al Vallone dei Pazzi. La presenza di "Piroclastiti Pomiciose" al rilievo La Montagnola è anche menzionata nello studio di Lucchi et al. (2013), di cui si riporta la mappa tematica in Figura 4 e la relativa legenda in Tabella 1.

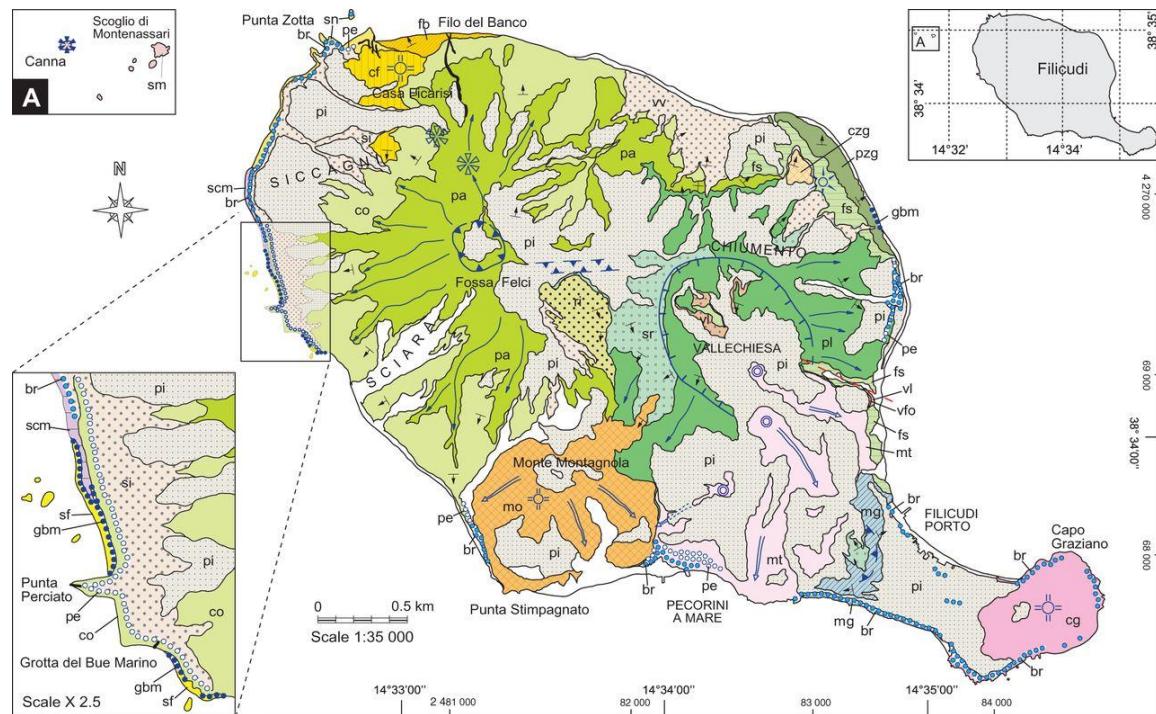


Figura 4 - Rocce e suoli di origine vulcanica affioranti a Filicudi, da Lucchi et al. (2013)

La sequenza della storia eruttiva presentata nella memoria di Lucchi et al. (2013) concorda con quella esposta nella relazione geologica di progetto e tuttavia qui si ritiene utile riprodurla (Figura 4) per la rilevanza che le Piroclastiti Pomiciose hanno nella craterizzazione geotecnica delle coltri vulcaniche, segnatamente per la dipendenza dei loro valori di resistenza al taglio dalla suzione, al punto che in un avanzato modello costitutivo di tali materiali la resistenza al taglio dovrebbe tenere conto del grado di saturazione oltre che dello stato tensionale.

Come illustrato nella relazione geologica di progetto, "Le piroclastiti sono il prodotto dell'attività esplosiva vulcanica, in seguito alla quale i materiali frammentati espulsi e/o polverizzati si depositano in ambiente subaereo o subacqueo con strutture proprie delle rocce sedimentarie detritiche". Nel caso in esame, come si nota sia dalla Carta Geologica di progetto redatta dal Dott. Cannavò sia dalla memoria di Lucchi et al. (2013), le piroclastiti possono risultare a contatto o inglobare andesiti, daciti e pomice. Nel prosieguo di questo elaborato tale complesso termine vulcanico viene indicato con la locuzione "Piroclastiti Pomiciose" (PP), in modo anche da distinguerlo dalle piroclastiti meno instabili e complessivamente più compatte (PV).

Infatti, per la loro dipendenza meccanica dalla suzione, le rocce PP sono particolarmente sensibili alle piogge intense e persistenti.

Unconformity-bounded units			lithosomes	lithostratigraphic units	strat. range	Age (ka)	Main steps of geological evolution
Supersynth.	Synthems	Subsynth.					
P. le Grotticelle (^a)			Canna	sm	Scoglio di Montenassari Formation - Lava flows and volcanic neck. High-K basalt to basaltic-andesites.	29±4 (5) (40±40, ^b)	Canna neck
			Case dello Zucco Grande	czg	Case dello Zucco Grande Formation - Pumiceous pyroclastic products (PDC eruption units). Andesites to high-K andesites.		Case dello Zucco Grande hydromagmatic vent
			Siccagni	si	Siccagni Formation Tuffaceous breccia deposits (volcanic debris deposits).		volcanic debris slope cones
			Piano del Porto	pi	Pianoconte Formation (^a) - Intermediate Brown Tuffs (56-27 ka, ^c ; fallout eruption units), and interlayered Y-5 tephra (39 ka, ^d)	39.28±0.11 (^c)	
			Ischia Tephra	it		56±4 (4)	external pyroclastic products (Brown Tuffs)
				pi	Pianoconte Formation (^a) Lower Brown Tuffs (^c , fallout eruption units).		
			Monte Montagnola	mo	Monte Montagnola Formation - Lava dome (mo2 member) and pumiceous pyroclastics (mo1 member - PDC and fallout eruption units). High-K andesites to dacites.	64±18 (5) (101±4, ^c)	Montagnola lava dome
			Piano del Porto	pi	Pianoconte Formation (^a) Lower Brown Tuffs (70-56 ka, ^c ; fallout eruption units).		external pyroclastic products
							subaerial erosion-post MIS 5a
							Epoch 4
Cala Fico (^e)	Fontanelle (^a)	Pecorini a mare		br	Brigantini Formation - Marine terrace deposits of paleoshoreline II (MIS 5c, 100 ka) and paleoshoreline III (MIS 5a, 81 ka).	100-81 (^e)	paleoshorelines II-III (MIS 5c+MIS 5a)
				im	Sc.° dell'Immeruta Formation (^a) Marine terrace deposits of paleoshoreline I (MIS 5e, 124 ka).	124 (^e)	marine erosion-MIS 5c
Scoglio della Fortuna (^f)			Rocca di Ciauli	cg	Capo Graziano Formation Endogenous volcanic dome. High-K andesites to dacites.	146±16 (5) (190±30, ^g)	Capo Graziano lava dome
				mt	Monte Terrione Formation Lava coulees. High-K andesites.	(50±11, ^g) (99±5, ¹) 168±4 (3)	Monte Terrione coulees
				vfo	Vallone la Fossa Formation - Pumiceous pyroclastic succession (PDC eruption units). High-K andesites.		pyroclastic products
				vi	Vallechiesa Formation - Volcaniclastic tuffaceous breccia deposits: vi _a member (debris avalanche deposits); vi _b member (lahar deposits).		collapse debris avalanche
				sr	Chiumento Formation Scoriaceous products. Basalts and basaltic andesites.		Chiumento stratocone (upper)
			Monte Guardia	mg	Monte Guardia Formation - Scoriaceous pyroclastic products (mg1 member - fallout eruption units) alternating with lava flows (mg2 member). Basaltic andesites.	189±4 (5) 190±70 (8)	Monte Guardia scoria cone
				pa	Fossa Felci Formation - Pyroclastic products (pa1 member - PDC and fallout eruption units) and lava flows (pa2 member). From Basalts to high-K andesites.	195±3 (5) (230±70, ⁸)	Fossa Felci stratocone (upper portion)
				ri	Riberosse Formation - Scoriaceous products (ri1 member - fallout eruption units) and lava flows (ri2 member) related to a lateral fissure of Fossa Felci. Basalts and basaltic andesites.		volcanic quiescence
				pl	Punta Lazzaro Formation - Scoriaceous pyroclastic products (pl1 member - fallout eruption units) and lava flows (pl2 member). Basalts to basaltic andesites.	213±5 (5) (250±80, ⁸)	
				fs	Chiumento Formation - Fili di Sciacca Formation - Scoriaceous pyroclastic products (fs1-fs3 members - fallout eruption units) and lava flows (fs2 member). Basaltic andesites.	(210±70, ³)	Chiumento stratocone (main portion)
			Benefizio	pzg	Punta dello Zucco Grande Formation - Lithic-rich pyroclastic products (pzg1 member - PDC eruption units) and lava flows (pzg2 member). Basaltic andesites to andesites.	211±5 (1) (1020±100, ⁸)	
				co	Fossa Felci Formation - Cordonello Formation - Succession of lava flows and alternating scoriaceous layers (fallout eruption units). Basaltic andesites.	219±5 (1)	Fossa Felci stratocone (intermediate)
				gbm	Grotta del Bue Marino Formation		subaerial erosion-post MIS 7 - paleoshoreline A terraces (MIS 7.3; 225-220 ka)
				scm	Scoglio la Mitra Formation - Lava flow interlayered within the paleoshoreline A terrace deposits. Andesites.	(390±140, ⁸)	Epoch 2a (225-220 ka)
				gbm	Grotta del Bue Marino Formation - Marine terrace deposits (paleoshoreline A, MIS 7.3)	225-220 (p.w.)	paleoshoreline A terraces (MIS 7.3; 225-220 ka)
			Punta Perciato	cf	Casa Ficarisi Formation - Scoriaceous pyroclastic products (cf1 member - fallout eruption units) and lava dome (cf2 member). Basalts.		Casa Ficarisi stratocone
				sn	Scoglio Notaro Formation - Succession of lava flows. Basaltic andesites.		Epoch 1 (246-236 ka)
				fb	Filo del Banco Formation - Alternation of lava flows and scoriaceous layers (fallout eruption units). Basaltic andesites.	236±40 (5)	
				sf	Fossa Felci Formation - Lava flows. Basalt to basaltic andesites.	246±22 (5)	Fossa Felci stratocone (lower)
							marine erosion-MIS 7.3
Paleo-Filicudi							

Tabella 1 - Legenda della mappa in Figura 4, da Lucchi et al. (2013)

In tali evenienze l'acqua d'infiltrazione può distruggere i menischi intergranulari e quindi diminuire o azzerare le tensioni capillari negative, e di conseguenza abbattere o annullare gli sforzi efficaci creati dalla suzione e responsabili della resistenza la taglio in termini di attrito. La sperimentazione geotecnica diretta sulle rocce PP alla scala dell'elemento di volume richiederebbe nel caso in esame sofisticate apparecchiature, specialmente in relazione alla misura della suzione nel corso delle prove (Ridley & Burland, 1993, Ridley et al., 2003, Fredlund et al., 2001) con impegno di tempi e risorse che esulano dalla pianificazione delle correnti attività progettuale. Una illuminante evidenza sperimentale in vera grandezza si è ottenuta tuttavia nel marzo 2021, quando dopo i temporali del 18 e 19 marzo si sono verificati crolli di due massi lavici di dimensioni metriche che erano inclusi nella coltre delle rocce PP (Figura 5 a, b, c) e che sono precipitati di notte sulla sede carrabile. Come illustrato nella Figura 6 della Relazione Idrologica ed idraulica di progetto, qui rinominata Figura 5 e appresso riprodotta, i crolli suddetti sono avvenuti in corrispondenza dei percorsi di corrivazione instauratisi sul versante della Montagnola a seguito delle edificazioni sotto strada di cui la Figura 5 include i corpi di fabbrica più occidentali, site al piede dell'impluvio naturale che drena le acque defluenti dal sovrastante pendio.

Si deduce, pertanto, da quanto sopra, che le acque incanalate al di fuori dei fossi naturali e corrivanti con elevati picchi di portata sulle contigue pendici piroclastiche parzialmente sature possono elevare fini a valori inaccettabili l'indice di rischio nei confronti dei distacchi e dei crolli improvvisi. In proposito resta invero da osservare che la millenaria soluzione dei terrazzamenti, facilitatrice di una corrivazione non concentrata, rappresenta invero una ottimale sistemazione per la conservazione del suolo nell'isola.



Figura 5 - Percorsi di corrivazione vecchi e nuovi ai piedi del rilevo Montagnola (da foto con drone marzo 2021)



Figura 6 - Località pendici Montagnola: a) immagine da Google Earth luglio 2015; b) fotografia in situ il 22 marzo 2021 dopo le piogge del 18-19 marzo 2021; c) ubicazione del sito. Località Portella in sinistra Vaddunazzo: d) immagine da Google Earth gennaio 2019; e) fotografia in situ il 22 marzo 2021 dopo le piogge del 18-19 marzo 2021; f) ubicazione del sito

Gli stessi eventi alluvionali del marzo 2021 hanno provocato invece solo limitati scoscendimenti nei 4km di strada precedenti il tratto finale di 3km fra il Vaddunazzo e Pecorini Mare, segnatamente in tratti meno insidiosi, ancorché in condizioni di evidente necessità di sottomurazione o comunque di consolidamento.

La conclusione delle osservazioni sopra esposte attiene evidentemente alla necessità di una urgente ed adeguata regimazione delle acque, con la cessazione di scarichi locali ed incontrollati dalla strada a mezzacosta sulle sottostanti scarpate, specialmente dove tali trabocchi avvengono in punti lontani dalle naturali incisioni che nel corso dei secoli si sono stabilizzate con verosimile locale incisione idraulica delle coltri piroclastiche e con locale affioramento del substrato lavico messo appunto allo scoperto dal processo erosivo della corrivatione .

3.2. Caratterizzazione geotecnica

In termini di inviluppo del dominio di resistenza secondo il criterio di Mohr-Coulomb, la analisi a ritroso dell'esperimento in vera grandezza ottenuto con le osservazioni in sito del marzo 2021 e documentate con le immagini in Figura 5 a, b, c, forniscono valori di resistenza al taglio dell'ammasso in stato critico presente sul versante sud del rilievo La Montagnola pari a $c'=5\text{kN/m}^2$, $\phi'=38^\circ$. In tale esercizio si è assunto un peso dell'unità di volume medio dell'ammasso pari a 18kNm^3 indipendentemente dal grado di saturazione S , supposto quest'ultimo inferiore ad 1.0.

Il valore $c'=5\text{kN/m}^2$ tiene conto dello stato di saturazione ($S<1$) che favorisce la presenza di azioni di capillarità (suzione) e di corrispondenti incrementi dello stato delle tensioni efficaci con presenza di sforzi intergranulari anche per valori nulli della pressione efficace di confinamento. E tuttavia, considerati i limiti e la finalità del presente studio, la correlazione fra c' ed S non è stata esplorata.

In particolare, i valori di resistenza al taglio sopra riportati sono stati dedotti anche da Bilotta et al. (2005), così come riportato da Papa (2007), a seguito di prove di laboratorio su campioni delle pirolastiti di Pizzo d'Alvano in Campania.

Le verifiche di stabilità di cui al presente progetto, sono state cautelativamente svolte in termini di tensioni efficaci e, quando riferite a formazioni PP degli ammassi di versante (e pertanto a rocce che nominalmente risultano in condizioni di resistenza residua a seguito di scivolamenti di varia entità avvenuti lungo la direzione della massima pendenza) sono state impostate sui seguenti valori dei parametri fisico-meccanici:

$$\rho = 1840 \text{ kg/m}^3 \quad \gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3 \quad c' = 5 \text{ kN/m}^2 \quad \phi' = 38^\circ \quad S < 1$$

Dove la accelerazione di gravità è stata assunta in circa 9.806m/s^2 e le altre grandezze sopra rappresentate indicano rispettivamente: la densità ed il peso dell'elemento di volume, la coesione e l'angolo di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci ed il grado di saturazione.

Considerate le condizioni di stabilità dei blocchi esposti a franapoggio lungo le scarpate più acclivi e giacenti su piani di discontinuità con pendenza 1/1, la resistenza al taglio lungo i giunti dei blocchi lavici è stata determinata con valutazione a ritroso, che pertanto ha fornito i parametri cautelativi:

$$c'=0\text{kN/m}^2 \quad \phi'=40^\circ$$

La resistenza al taglio all'interfaccia ancoraggi-roccia basaltica o piroclastica ad una profondità di almeno 2m misurata nella direzione dell'ancoraggio e pertanto sub-ortogonale alla superficie topografica è stata cautelativamente caratterizzata in termini di adesione col il valore $t_f=0.7\text{MPa}$.

Riguardo alle verifiche di stabilità del generico tombino, si considererà che per effetto dei carichi esterni - essenzialmente quelli stradali - il cinematismo degli eventuali scorrimenti nel volume di roccia di interesse, e cioè sia nelle rocce di rinfianco di tali manufatti sia nei pertinenti terreni di fondazione, avverrà in direzione normale all'asse dei tombini, e pertanto con dislocazioni orientate secondo le linee di livello. Il confinamento efficace delle rocce di rinfianco rispetto al rivestimento della canna del tombino sarà peraltro garantito dalla particolare tipologia costruttiva scelta, che prevede il getto contro roccia di calcestruzzo strutturale (C25/30) sia dei piedritti e sia della calotta del tombino. Inoltre l'ammasso circostante il tombino (che è la sede dello scavo per la sua realizzazione) risulterà lievemente preconsolidato o comunque significativamente addensato nella parte superficiale, per effetto delle azioni indotte nei decenni scorsi dal transito dei mezzi di varia capacità sul piano stradale. In tali condizioni le verifiche di stabilità del generico tombino potranno essere svolte con riferimento alle caratteristiche di resistenza di picco dell'ammasso circostante il tombino ed al riguardo si potranno assumere i seguenti valori dei parametri caratteristici:

$$\rho=2100\text{ kg/m}^3 \quad \gamma=20.59\text{kN/m}^3 \quad c'=6\text{kN/m}^2 \quad \phi'=42^\circ \quad S<1$$

Le caratteristiche fisico-meccaniche del sottile strato di ricoprimento superficiale dei tombini, dello spessore nominale minimo di 15cm, comprendente la pavimentazione stradale di conglomerato bituminoso, sono state assunte come segue:

$$\rho=2100\text{ kg/m}^3 \quad \gamma=20.59\text{kN/m}^3 \quad c'=6\text{kN/m}^2 \quad \phi'=48^\circ \quad S<1$$

In ogni caso, attese il limitato livello di confidenza nella determinazione dei valori dei parametri fisico-meccanici dei terreni circostanti i tombini, sarà opportuno accertarsi che le pertinenti verifiche strutturali siano anche soddisfatte allorché ai parametri caratteristici dei terreni di fondazione e di rinfianco di tali manufatti vengano cautelativamente assegnati gli stessi valori assunti per la formazione PP negli ammassi di versante e cioè (cfr. Pagina 11):

$$\rho = 1840 \text{ kg/m}^3 \quad \gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3 \quad c' = 5 \text{ kN/m}^2 \quad \phi' = 38^\circ \quad S < 1$$

Infine, ai fini della verifica strutturale dei pozzi dei tombini, il materiale di rinterro proveniente dagli scavi e da addossare nei tratti di sottoscarpa alle pareti del pozzo, dopo la costruzione e la maturazione di getto dei muri d'ambito di tali manufatti, sarà caratterizzato con i parametri:

$$\rho = 1940 \text{ kg/m}^3 \quad \gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3 \quad c' = 0 \text{ kN/m}^2 \quad \phi' = 35^\circ \quad S < 1$$

Per le verifiche sismiche, con riferimento alle NTC 2018 e secondo le indicazioni riportate nella relazione geologica di progetto, si sono assunti i seguenti valori:

- rapporto fra accelerazione massima ed accelerazione di gravità $a/g=0.22$
- categoria di suolo B
- categoria topografica T2
-

3.3. Rilievo strutturale

Come delineato nella relazione metodologica di offerta del presente servizio, il presente RTP ha curato la esecuzione di una campagna di rilievi strutturali per la caratterizzazione cinematica e meccanica dei gli ammassi rocciosi incombenti su gran parte del tracciato della strada. Sono stati eseguiti 12 rilievi, la cui ubicazione è illustrata in Figura 7.

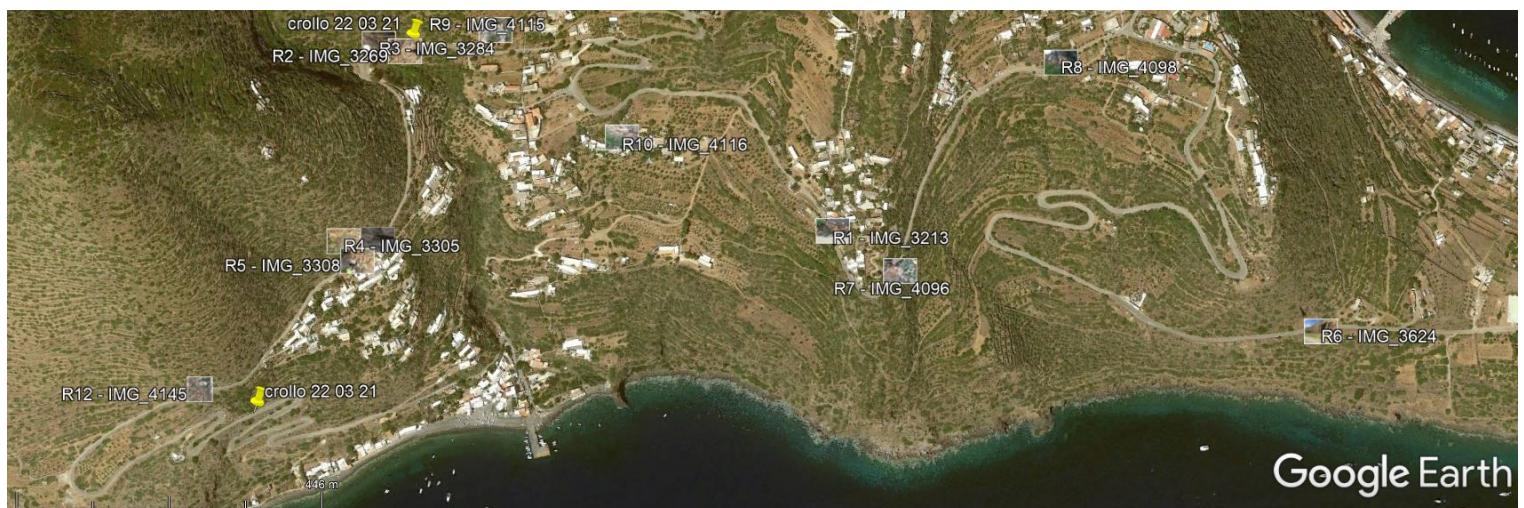


Figura 7 - Posizione dei 12 rilievi strutturali

Le elaborazioni delle misure di discontinuità rilevate con la bussola Breithaupt Cocl - Tipo Clar (Figura 8) sono riportate nei diagrammi di Schmidt raccolti nella specifica tavola di progetto. Secondo la convenzione di Hoek & Bray (1977), il punto generico rappresentato nei diagrammi rappresenta la proiezione sul piano equatoriale del punto di intersezione fra la retta indicatrice della massima pendenza del piano di discontinuità e l'emisfero inferiore di Schmidt dove il piano equatoriale coincide col piano orizzontale, il Nord ha direzione della pendenza pari a 0 e gli angoli della massima pendenza col Nord sono misurati in senso orario.

I rilievi sono stati compiuti nei giorni 6, 7 ed 8 gennaio e nei giorni 18, 19 e 20 marzo del 2021. Il diagramma di sintesi di tutte le misure eseguite si riporta in Figura 9. In linea generale si possono distinguere due grandi famiglie di discontinuità. La prima comprende giunti piani sub-verticali di persistenza metrica ed angolo di immersione $\alpha=80^\circ\text{-}90^\circ$ e direzione di immersione $\beta=250^\circ\text{-}45^\circ$, e cioè NordOvest-NordEst, e giunti piani di simile persistenza con angolo di immersione $\alpha=20^\circ\text{-}80^\circ$ e direzione di immersione $\beta=70^\circ\text{-}250^\circ$, e cioè NordEst-SudOvest e cioè non favorevoli specialmente per il versante sud orientale del rilievo La Montagnola, dove la strada discende a mezzacosta fra le quote 155 e 105 m s.l.m.

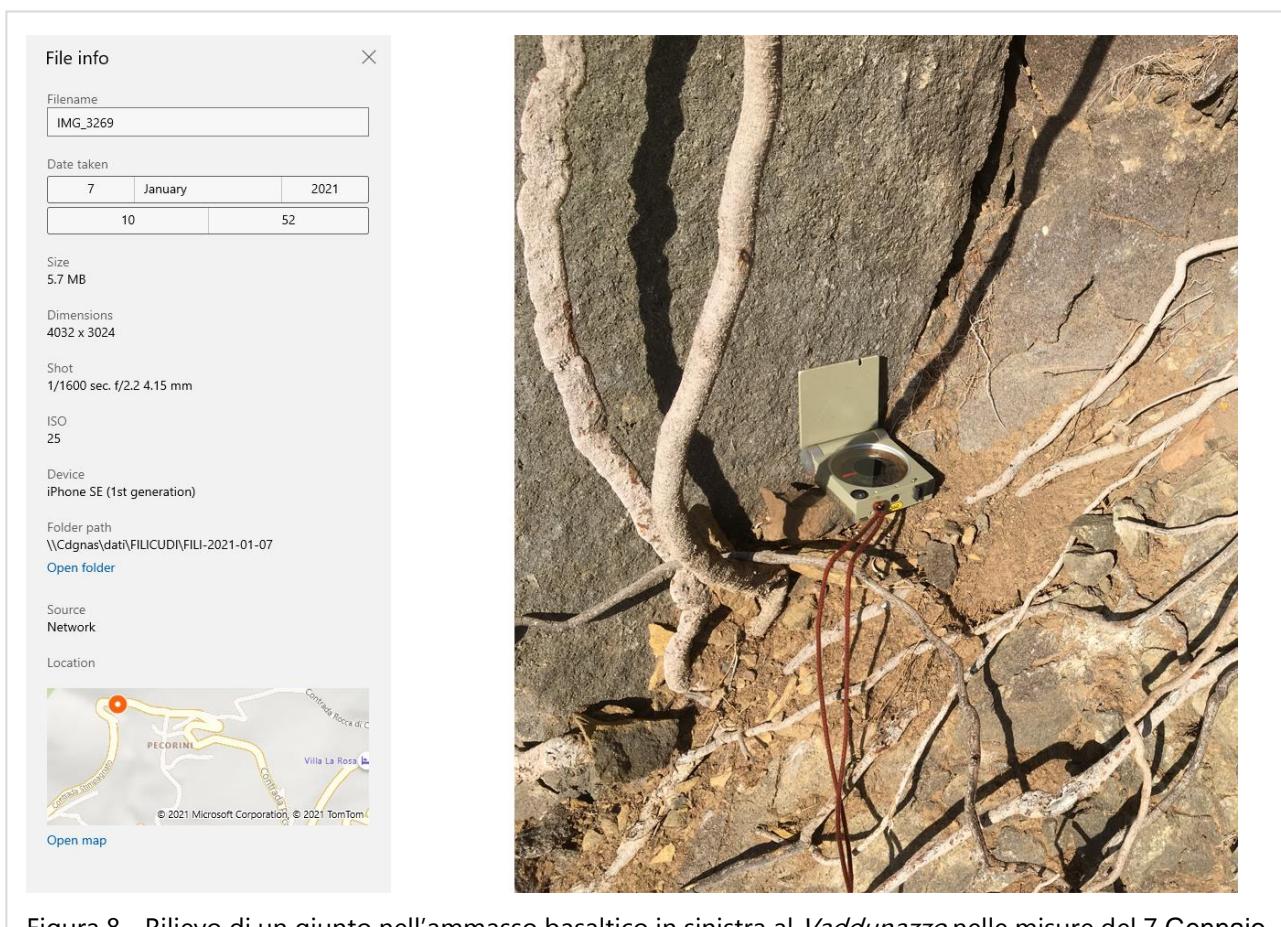


Figura 8 - Rilievo di un giunto nell'ammasso basaltico in sinistra al Vaddunazzo nelle misure del 7 Gennaio

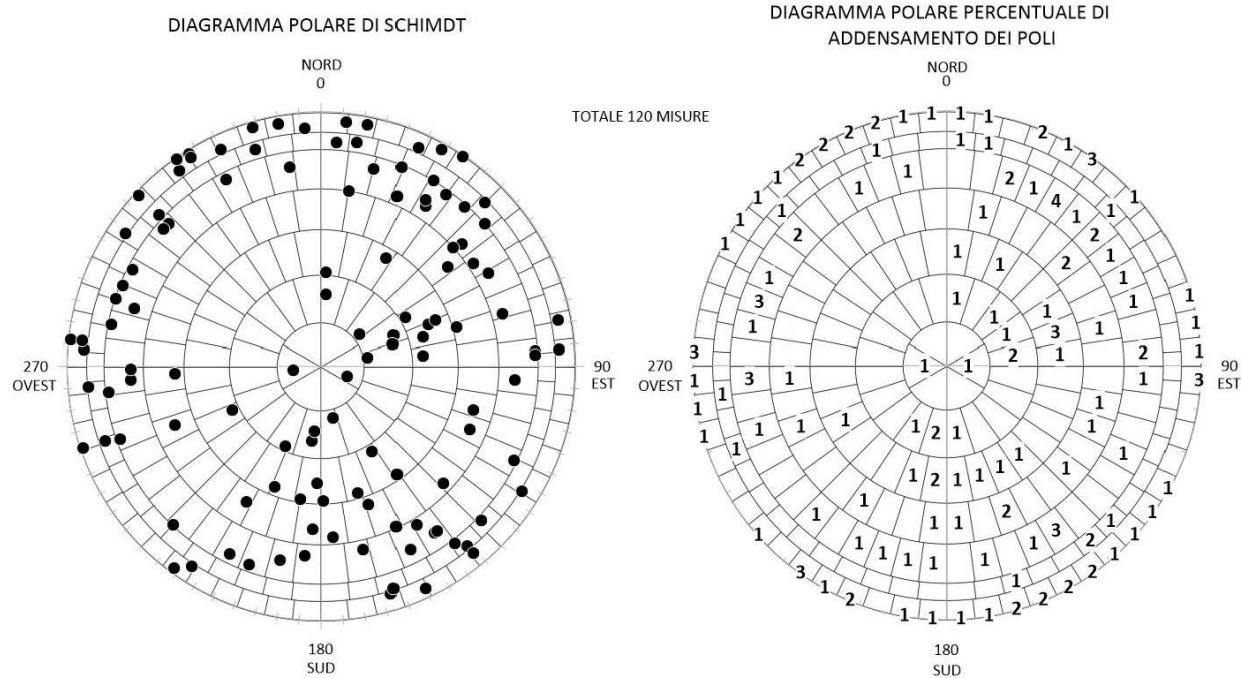


Figura 9 - Diagramma di sintesi delle misure ottenute con i rilievi strutturali (cfr. Tavola di progetto per i diagrammi relativi ai singoli rilievi)

4. Interventi di stabilizzazione

4.1. Interventi preliminari

Gli interventi preliminari comprendono la ispezione dei fronti rocciosi, a cura di rocciatori, nell'ambito della quale verrà effettuato il disgaggio di piccoli massi (sino a 0.5 mc), in procinto di crollo e la scerbatura, ossia l'eliminazione della vegetazione che può nascondere massi pericolanti e delle radici vive che possono favorire crolli. Tenuto conto della posizione del fronte roccioso, incombente sugli edifici, tale fase lavorativa dovrà essere effettuata, ove necessario, predisponendo misure di sicurezza temporanee. Il disgaggio dovrà essere limitato esclusivamente ai massi in procinto di crollo di piccole dimensioni e, laddove possibile, previa applicazione di rete sull'elemento lapideo in modo da frantumarlo ed asportarlo senza farlo cadere.

4.2. Interventi di stabilizzazione di tipo attivo e passivo

Intervento tipo A. Tipo attivo. Nel caso di presenza di blocchi di roccia in equilibrio instabile e contigui, con volume dell'ordine di qualche metro cubo o comunque in presenza di singoli elementi lapidei di grandi dimensioni (volume dell'ordine delle decine di metri cubi o, anche, delle centinaia di metri cubi) con discontinuità interne che li suddividono in blocchi minori, saranno applicati pannelli di funi di acciaio del diametro di 8 mm ad alta resistenza. Le funi perimetrali di ciascun pannello, per il quale sono state previste dimensioni di m 3 × m 5, saranno del diametro di 16 mm. Il pannello sarà ancorato mediante n°4 tiranti armati del tipo a "bulbo iniettato" con barre di diametro di 26,5 mm e della lunghezza di m 4.

Intervento tipo B. Tipo attivo. Si adopereranno per massi adiacenti in equilibrio instabile di volume dell'ordine del metro cubo, o comunque in quelle porzioni di costone dove la natura del terreno può determinare lo sgretolamento del fronte. In tali casi si è previsto l'utilizzo del cosiddetto "rafforzamento corticale" della fascia di roccia in cui ricadono i piccoli massi instabili. Esso consiste nell'applicazione di rete in filo metallico zincato tipo C (UNI 3598) con diametro pari a 3 mm, in maglia esagonale 80 mm × 100 mm a doppia torsione, in pannelli di larghezza 3 m, rinforzata con funi verticali di diametro d = 10 mm (di cucitura dei pannelli adiacenti) e diagonali di diametro 12 mm, disposte secondo una maglia 3 m × 3 m, ancorate alla roccia integra mediante chiodi costituiti da barre di acciaio zincato del diametro d=24 mm, della lunghezza di 3,0 m, cementati in fori del diametro di e attrezzate con golfare ad occhio circolare e redance con manicotto pressato.

Intervento tipo C. Tipo attivo. Si è previsto nei casi in cui i fronti sono attualmente rivestiti con rete a maglia esagonale in buone condizioni e della medesima tipologia descritta per l'intervento tipo B ma non rinforzata. In tal caso si prevede il rafforzamento mediante l'inserimento di ancoraggi e funi delle stesse caratteristiche definite per l'intervento tipo B, ma disposti secondo una maglia e punti di ancoraggio meno fitti.

Intervento tipo D. Tipo attivo. Si adopererà in presenza di singoli elementi lapidei in equilibrio instabile di volume variabile, anche dell'ordine delle decine o delle centinaia di metri cubi, senza discontinuità interne rilevanti, oppure quando anche blocchi di notevoli dimensioni risultino già confinati da efficienti pannelli di fune precedentemente installati. In questi casi si prevede la messa in opera di interventi di imbracatura a mezzo di funi del diametro di 16 mm fissate a tiranti del tipo "a bulbo iniettato in acciaio del diametro $d = 26,5$ mm, lunghi 4 m.

Intervento tipo E. Tipo passivo. È previsto per il ripristino del "piede" di appoggio di rilevanti porzioni di versante, laddove si prevede la realizzazione di muri a gravità di pietra locale con malta di cemento e sabbia. **In alcuni casi, generalmente per altezze maggiori di 2m, tali muri si presentano con notevole snellezza verticale e sono mediamente inclinati ed appoggiati alla parete di roccia in modo da migliorarne le condizioni di stabilità. Il dimensionamento di tali interventi è stato fatto, come di regola in questi casi, mediante il ricorso alla verifica di stabilità globale dell'insieme pendio-rivestimento.**

Intervento tipo F. Tipo attivo. Nelle aree in cui l'intervento di rafforzamento corticale con rete rinforzata da ancoraggi e funi risulta in buone condizioni ma necessita di intervento di pulizia, si prevede l'apertura delle reti, previa detensionamento dei cavi, lo svuotamento e il ripristino della tesatura dei cavi.

Intervento tipo G. Tipo attivo. In alcune porzioni dei versanti è necessario estendere l'intervento di rivestimento con lo stesso tipo di rete esagonale esistente.

Tutti gli interventi di tipo "attivo" saranno eseguiti con tecniche di progressione su corda, a cura di rocciatori specializzati. Al fine di garantire la durabilità nel tempo degli interventi di consolidamento previsti, particolare cura verrà posta per ostacolare i fenomeni di corrosione delle parti metalliche degli interventi medesimi. In particolare:

- gli elementi metallici esterni, quali reti e pannelli di funi di acciaio, le asole di passaggio delle funi di imbracatura e dei pannelli di funi e/o i manicotti con i golfari da applicare ai tiranti di ancoraggio delle funi medesime, nonché i singoli elementi di acciaio delle barriere paramassi dovranno essere zincati a caldo e/o trattati con prodotti anticorrosione;

- per i tiranti del tipo "a bulbo iniettato" con armatura in barre di acciaio ad alta resistenza si è fatto riferimento al tipo "con doppia protezione nei riguardi della corrosione", provvisti di guaina in materiale plastico, "liscia" in corrispondenza della zona di ancoraggio libero e "corrugata" in corrispondenza della fondazione o "bulbo".

La distribuzione ed estensione degli interventi di stabilizzazione previsti è illustrata in Appendice A.

5. Calcoli geotecnici e strutturali

Nel presente capitolo si riportano i risultati dei calcoli relativi alle verifiche geotecniche e strutturali degli interventi di consolidamento attivo delle pareti rocciose.

5.1. Generalità

I calcoli sono stati sviluppati in conformità alle seguenti norme:

- Circ. 21/01/2019, n.7 C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018";
- D.M. Infrastrutture 17/01/2018 "Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni";
- D.M. 11/3/88 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- Raccomandazioni AICAP per ancoraggi nei terreni e nelle rocce (giugno 2012).

Le caratteristiche dei materiali adoperati sono le seguenti:

- Carico di rottura delle funi metalliche $d=16\text{ mm}$ $R \geq 150.000\text{ N}$
- Barra in acciaio ad alta resistenza $d=26,5\text{ mm}$ $f_{tk} \geq 600\text{ N/mm}^2$
 $f_{yk} \geq 450\text{ N/mm}^2$
- Miscela cementizia di iniezione delle barre A/C = 0,25 additivata con agente antiritiro tipo "Flowcable" da aggiungere in misura del 6% rispetto al peso del cemento.
- Acciaio in tondo per c.a. B450 C $f_{yk} \geq 430\text{ N/mm}^2$
- Rete ad alta resistenza fornita in pannelli delle dimensioni di $3.00 \times 5.00\text{ m}^2$, costituito di funi di acciaio del diametro di 8 mm a realizzare una maglia quadrata o romboidale di lato non superiore a 30 cm, marcata CE in accordo con la direttiva europea 89/106/CE oppure dotato di Certificato di GRQHLWj Tecnica all'impiego rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, secondo quanto indicato nelle NTC del 14 gennaio 2018.

5.2. Valutazione delle azioni sismiche

Secondo la normativa vigente, le azioni sismiche dipendono dalle coordinate geografiche del sito, a cui corrispondono i parametri sismici, e da coefficienti di amplificazione locale relativi alla topografia e alla categoria del suolo presente nel sito.

Si adotta il metodo pseudostatico, dove l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile e, quindi, nel caso specifico al peso W del blocco lapideo da consolidare. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, le componenti orizzontale F_h e verticale F_v di tale forza sono pari a:

$$F_h = k_h \times W$$

$$F_v = k_v \times W$$

Le espressioni dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v sono le seguenti:

$$k_h = \beta_m \times a_{max} / g$$

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h$$

essendo:

- β_m il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa nel sito in oggetto, che dipende dalla "categoria di sottosuolo";
- a_{max} l'accelerazione massima attesa nel sito in oggetto;
- g , l'accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, si può assumere:

$$a_{max} = S \times a_g = S_S \times S_T \times a_g$$

dove:

- S_s coefficiente d'amplificazione stratigrafica che dipende dalla "categoria di sottosuolo";
- S_T coefficiente d'amplificazione topografica che dipende dalla "categoria topografica";
- a_g accelerazione orizzontale massima attesa sul sito di riferimento rigido.

Nel caso specifico si è operato come appresso:

Sono stati individuati i parametri sismici locali.

Le costruende strutture rientrano nella Classe d'uso II; per esse è prevista una Vita nominale 50 di anni.

Le Coordinate del Sito sono:

$$\text{Latitudine} = 38,558784^\circ \text{ N} \quad \text{Longitudine} = 14,565713^\circ \text{ E}$$

Facendo riferimento allo Stato Limite Ultimo SLU, risultano i parametri sismici locali appresso indicati:

STATO LIMITE	T _R [anni]	a _g [m/sec ²]	F _o	T _c * [s]
SLV	475	0,220	2,700	0,400

E' stata definita la "categoria di sottosuolo".

Secondo quanto riportato nella relazione geologica redatta dal Dott. Cannavò, i litotipi interessati ricadono nella "categoria di sottosuolo B" valida per le "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti", ne consegue S_s = 1,2 con β_m = 0,38 (7.11.6.2.1 N.T.C.)

E' stato determinato il coefficiente di amplificazione topografica.

Sulla base della categoria topografica si è assunto un valore del coefficiente di amplificazione topografica pari a:

$$S_T = 1,4$$

assumendo che gli elementi si trovino in corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza maggiore di 30°.

Sulla base di quanto innanzi, **i coefficienti sismici risultano pari a:**

$$k_h = 0,38 \times 1,2 \times 1,4 \times 0,220 = 0,1404 = \mathbf{14,04\%}$$

$$k_v = 0,5 \times 0,1404 = 0,0702 = \mathbf{7,02\%}$$

5.3. Schemi di calcolo per la determinazione della forza stabilizzante

Ai paragrafi precedenti è stato evidenziato che, per gli elementi lapidei in equilibrio instabile individuati con le ispezioni in parete, sono cinematicamente e meccanicamente possibili:

- il ribaltamento (Toppling) intorno allo spigolo di valle di elementi lapidei prismatici o lastriformi, delimitati posteriormente da giunti subverticali a "reggipoggio" o a "franapoggio";
- lo scivolamento planare (Planar Sliding) di blocchi cuneiformi lungo i piani di discontinuità disposti a "franapoggio".

Nel nostro caso, le ispezioni compiute non hanno individuato in parete blocchi soggetti a ribaltamento (Toppling), pertanto, per la determinazione della forza stabilizzante F da trasferire con l'intervento previsto ai singoli elementi lapidei in equilibrio instabile, si è fatto riferimento allo schema di calcolo ed alla relativa espressione di F rappresentata nella Figura 10.

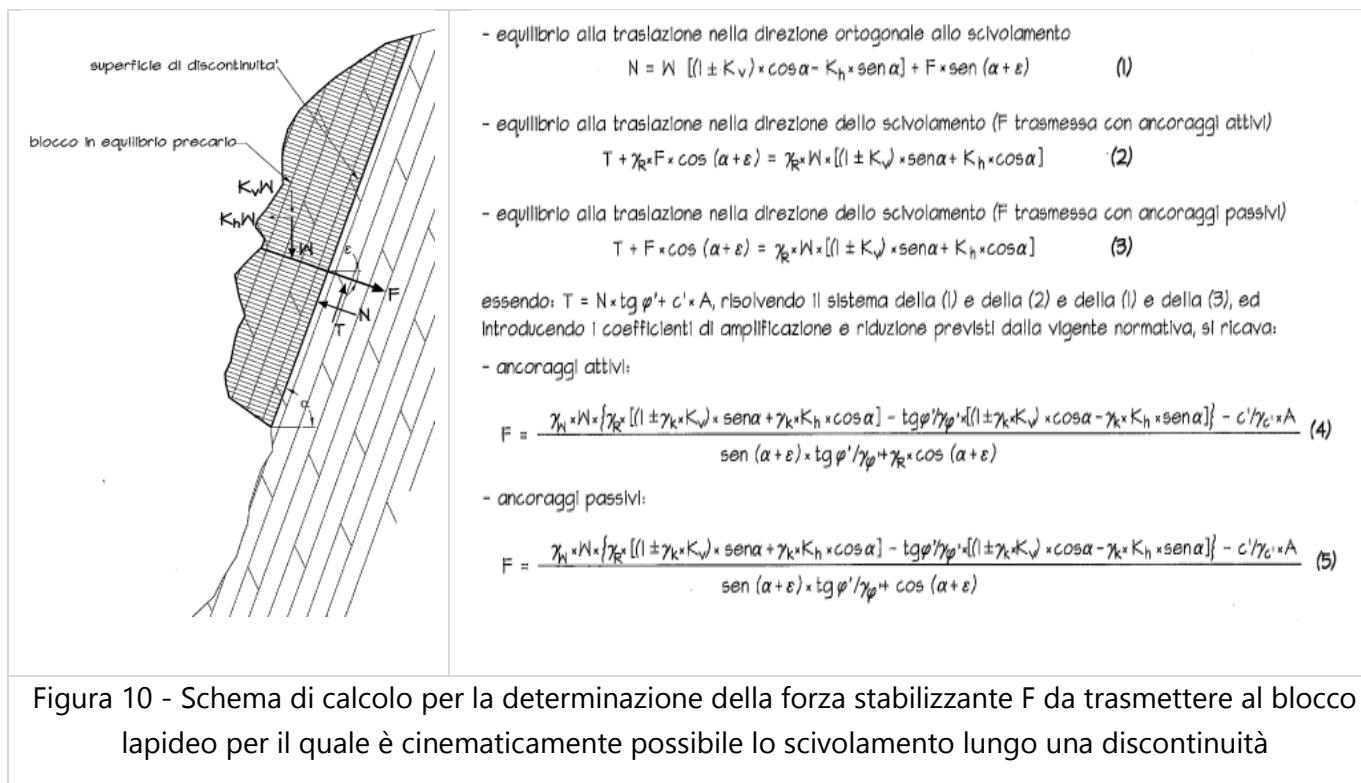


Figura 10 - Schema di calcolo per la determinazione della forza stabilizzante F da trasmettere al blocco lapideo per il quale è cinematicamente possibile lo scivolamento lungo una discontinuità

In particolare, nella fig. 10 è riportato lo schema rappresentativo del meccanismo di rottura per scivolamento lungo una superficie di discontinuità (Planar sliding), caratterizzata da un'inclinazione α . Nella figura sono indicate, altresì, le forze agenti sul blocco roccioso, il significato dei simboli, le equazioni di equilibrio e l'espressione della forza stabilizzante F.

Per la determinazione della forza stabilizzante da trasmettere al gruppo di elementi lapidei M.2 da consolidare si è fatto riferimento allo schema di calcolo illustrati al paragrafo precedente e a quanto indicato nella vigente normativa (D.M. 17/01/18), che risulta, invero, non sempre esplicita nel caso delle applicazioni di meccanica delle rocce. In particolare:

- i calcoli sono stati sviluppati nei confronti dello Stato Limite Ultimo (SLU);
- in analogia a quanto prescritto nel citato D.M. per i muri di sostegno, in corrispondenza dei vari cinematicismi che gli elementi lapidei possono subire, si è fatto riferimento agli approcci progettuali e alle combinazioni evidenziati nella Tabella 2 dei parametri caratteristici di resistenza del terreno ($\gamma \varphi'$) e quello parziale, ossia di sicurezza (γR). Va rilevato che non si è considerato il coefficiente di riduzione del termine coesivo della resistenza al taglio della roccia lungo la discontinuità, in quanto si è posto $c' = 0$; inoltre, secondo quanto indicato nella vigente normativa, in corrispondenza della combinazione in cui si amplificano i carichi sfavorevoli non è stato considerato il sisma ($\gamma k = 0$). Nella Tabella 2 sono evidenziati i coefficienti di amplificazione dei carichi sfavorevoli (γw , γk), e quelli di riduzione.

MECCANISMO DI ROTTURA	APPROCCIO	COMBINAZIONE	ABBINAMENTO COEFFICIENTI (D.M. 17/01/2018)	γ_w	γ_k	$\gamma_{\varphi'}$	γ_r	K_v
Scivolamento	1	2	A2+M2+R2	1,00	1,00	1,25	1,10	positivo
	2	---	A1+M1+R3	1,30	0,00	1,00	1,10	negativo

Tabella 2 - Coefficienti per le verifiche di stabilità secondo il D.M. 17/01/2018

I risultati dei calcoli per la determinazione della forza stabilizzante F_{stab} , con riferimento agli approcci ed alle combinazioni innanzi descritte, sono riportati nella seguente Figura 11. Per quanto riguarda la resistenza della roccia lungo le discontinuità, facendo riferimento a quanto indicato al Paragrafo 3.2 della presente relazione, si è posto $\varphi' = 40^\circ$.

Più in dettaglio si sta dimensionando un elemento lapideo trattenibile da un pannello di fune (Altezza 5 m, Larghezza 3 m, Profondità 1,2 m) che può scivolare lungo una discontinuità inclinata di 80° rispetto all'orizzontale è questa una delle situazioni più critiche riscontrare in situ durante le ispezioni visive ed i rilevi strutturali.

Lo sforzo di esercizio sui tiranti è fornito dalla seguente espressione:

- T_{et} il Tiro di esercizio sui tiranti, indicato brevemente T_e in Figura 11;
- F_{stab} la forza stabilizzante determinata come innanzi specificato;
- n_t il numero di tiranti di ancoraggio dei pannelli (nel caso specifico n. 4).

Lo sforzo di esercizio $T_{et} = F_{stab} / n_t$

essendo:

massimo sui tiranti $T_{et\ max}$ vale:

$$T_{et\ max} = 137,43\text{kN (A2+M2+R2)}$$

$$T_{et\ max} = 118,84\text{kN (A1+M1+R3)}$$

W	(kN)	360	
Alfa	(°)	80	
fi	(°)	40	
c'	(kN/mq)	0	
A	(mq)	0	
epsilon	(°)	5	
Kh		0.1404	
Kv		0.0702	
gamma w		1.00	
gamma k		1.00	
gamma fi'		1.25	
gamma c'		1.25	
gamma R		1.10	
F stab	(kN)	543.4	Tiranti attivi
F stab	(kN)	549.7	Tiranti passivi
n. tiranti	(n)	4	
Te	(kN)	137.43	

Approccio 1 - Combinazione 2 - A2-M2-R2
Kv positivo

W	(kN)	360	
Alfa	(°)	80	
fi	(°)	40	
c'	(kN/mq)	0	
A	(mq)	0	
epsilon	(°)	5	
Kh		0.1404	
Kv		-0.0702	
gamma w		1.00	
gamma k		1.00	
gamma fi'		1.25	
gamma c'		1.25	
gamma R		1.10	
F stab	(kN)	479.5	Tiranti attivi
F stab	(kN)	485.1	Tiranti passivi
n. tiranti	(n)	4	
Te	(kN)	121.27	

Approccio 1 - Combinazione 2 - A2-M2-R2
Kv negativo

W	(kN)	360	
Alfa	(°)	80	
fi	(°)	40	
c'	(kN/mq)	0	
A	(mq)	0	
epsilon	(°)	5	
Kh		0.1404	
Kv		0.0702	
gamma w		1.30	
gamma k		0.00	
gamma fi'		1.00	
gamma c'		1.00	
gamma R		1.10	
F stab	(kN)	470.9	Tiranti attivi
F stab	(kN)	475.4	Tiranti passivi
n. tiranti	(n)	4	
Te	(kN)	118.84	

Approccio 2 - A1-M1-R3

Figura 11 - Calcolo della forza stabilizzante (scivolamento)

Dimensionamento degli ancoraggi e verifiche strutturali

La lunghezza complessiva L delle barre è somma di due termini:

$$L = L_a + L_b$$

essendo:

- L_a = lunghezza del tratto libero;
- L_b = lunghezza del bulbo.

La lunghezza della fondazione L_b viene dimensionata nei riguardi della verifica allo sfilamento del complesso *"bulbo-terreno"*. In base alla vigente normativa, deve risultare:

$$T_e \leq R_{ak}/\gamma_{Ra,p}$$

Essendo:

- R_{ak} , la resistenza caratteristica allo sfilamento del complesso *"bulbo-terreno"*;
- $\gamma_{Ra,p}$ un fattore parziale, pari a 1,2 per tiranti permanenti, quali quelli in argomento.

Per quanto riguarda la resistenza caratteristica R_{ak} , risulta:

$$R_{ak} = R_{ad}/\xi_{a4}$$

Ove:

- $R_{ad} = S_{lim}$ = carico limite allo sfilamento del complesso *"bulbo-terreno"* ottenuto dal calcolo;
- ξ_{a4} fattore di correlazione, il cui valore massimo è pari a 1,80.

In definitiva, deve risultare:

$$T_e \leq S_{lim}/(\gamma_{Ra,p} \times \xi_{a4}) = S_{lim}/2,16$$

L'espressione a cui si fa riferimento per ancoraggi del tipo *"a bulbo iniettato"* è la seguente (Figura 12):

$$S_{lim} = \pi \times D \times \tau \times L_b \quad (1)$$

in cui:

- S_{lim} carico limite allo sfilamento del complesso *"bulbo-terreno"*;
- τ adesione *"miscela - roccia"*;
- D diametro del bulbo;
- L_b lunghezza della fondazione del tirante.

La τ rappresenta la massima tensione tangenziale che può destarsi lungo la superficie di contatto *"miscela - roccia"* (τ_{lim}).

Nel caso specifico la lunghezza dei tiranti di fondazione è stata fissata pari a 4 m, dei quali i primi 2 m a partire dalla testata sono di "ancoraggio libero": lungo tale tratto, cioè, non si esplica interazione "terreno-tirante", in quanto esso si svilupperà nel terreno superficiale di scadenti proprietà meccaniche (terreno vegetale o coltre detritica passante a roccia).

La restante parte del tirante, di lunghezza pari a 2 m, è quella di "fondazione" o "bulbo", lungo la quale si svilupperanno le tensioni tangenziali di interazione "roccia-miscela di iniezione". Essa si svilupperà nella roccia di base. La roccia in esame può assimilarsi ai basalti fratturati che nella letteratura vengono indicati valori di τ_{lim} indicati nelle Figure 13 e 14, variabili da 0,72 a 1,01 N/mm². A favore di sicurezza, per tenere conto che parte dell'interazione potrebbe svilupparsi in roccia fratturata, si è fatto riferimento al valore più basso dell'intervallo innanzi indicato:

$$\tau_{lim} = 0,70 \text{ N/mm}^2$$

Ponendo $D \approx 90 \text{ mm}$, ipotizzando, cioè, il diametro del bulbo pari a quello di perforazione, in quanto il primo non differisce molto dal secondo trattandosi di roccia, ed assumendo una lunghezza di bulbo pari a 2000 mm, risulta:

$$S_{lim} \approx 396 \text{ kN}$$

Pertanto:

$$T_e = 137,43 \text{ kN} \leq S_{lim}/(\gamma_{Ra,p} \times \xi_{a4}) = 396/2,16 \cong 183 \text{ kN}$$



Figura 12 - Meccanismo di rottura per sfilamento nel complesso "bulbo-terreno"

La lunghezza del bulbo viene dimensionata nei riguardi della verifica allo sfilamento del complesso "bulbo-terreno": si impone che le forze di attrito lungo la superficie laterale dell'ancoraggio siano superiori, secondo un coefficiente di sicurezza η , alla forza di tiro a cui è sottoposto l'ancoraggio.

$$\pi \times D \times \int_0^{L_b} \tau(x) \times dx = \eta \times T_e$$

Nell'ipotesi di conoscere il valore della tensione tangenziale media lungo il tratto di ancoraggio fisso:

$$\pi \times D \times \tau \times L_b = \eta \times T_e$$

da cui:

$$L_b = \eta T_e / (p D \tau)$$

La quantità:

$$S_{lim} = \pi \times D \times \tau \times L_b \quad (1)$$

rappresenta il carico limite allo sfilamento del complesso bulbo-terreno. La forza limite ultima della fondazione di un ancoraggio fornita dalla (1) si può assumere valida anche per i tiranti in gruppo solo se l'interasse i_t risulta:

$$i_t \geq \max \{1/3 \times L_b; 10 \times D\}$$

Operando come descritto nel precedente, i risultati delle verifiche sia geotecniche sia strutturali dei tiranti, facendo riferimento alla lunghezza di ancoraggio fisso (bulbo di fondazione) prevista in progetto, pari a 2 m, sono illustrati nelle tabelle di seguito riprodotte alle Figure 13 e 14, (Hoek & Bray, 1977) relative rispettivamente alle combinazioni di carico A1+M1+R3 e A2+M2+R2.

Tiranti con armatura in barre di acciaio

Diametro della barra (ø mm) 26.5

Tensione di snervamento (limite elastico) f_{pK} (N/mm²) 450
Tensione di rottura f_{pk} (N/mm²) 600
Carico di snervamento F_{Tg} (kN) 248
Coefficiente parziale di sicurezza γ_s 1.15
 $F_{Tg} / 1.15$ (kN) 216 art. 4.1.2.1.1.3

Carico di esercizio su ciascun tirante ($T_{es} = P_d$) (kN) 137.43 Tes ≤ $F_{Tg} / 1.15$

Caso a) - Metodi di calcolo basati su prove in situ ed in laboratorio

Diametro del bulbo (mm) 90
Tensione tangenziale limite (τ_{lim}) (N/mm²) 0.70
Coeff. parziale per la riduzione della resistenza caratt. (γ_R) 1.2
Coeff. parziale per la riduzione della resistenza di calcolo (γ_s) 1.8
Lunghezza del bulbo di fondazione L_b (m) 2.00
Resistenza di calcolo R_{sd} (kN) 396
Resist. di prog. $R_{sd} = R_{sk} / \gamma_R = R_{cal} / (\gamma_R \times \gamma_s)$ (kN) 183
Pd ≤ Rad Verifica soddisfatta

Lunghezza minima del bulbo di fondazione L_b (m) 1.50 ($P_d = R_{sd}$)

N.B.: il riempimento delle celle in rosso segnala la presenza di una condizione non verificata

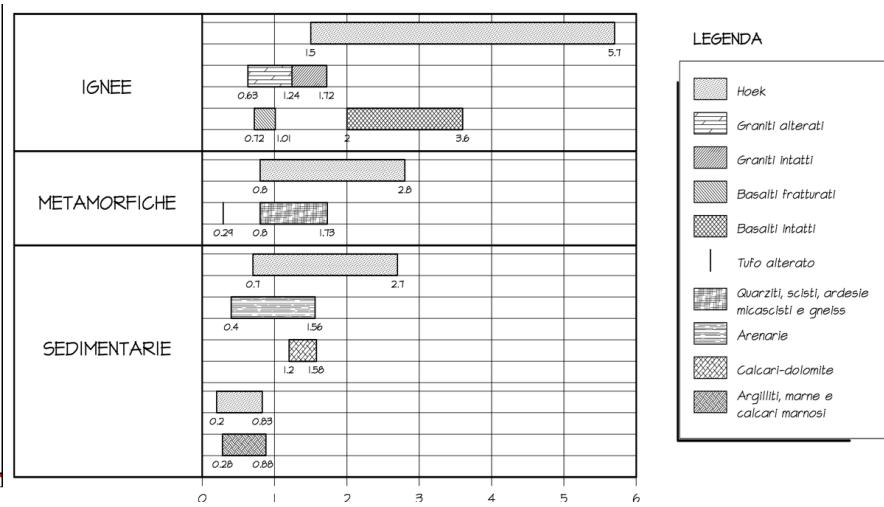


Figura 13 - Combinazione di carico A2+M2+R2 - Verifica dei tiranti di ancoraggio in roccia

Tiranti con armatura in barre di acciaio

Diametro della barra (ø mm) 26.5

Tensione di snervamento (limite elastico) f_{pK} (N/mm²) 450
Tensione di rottura f_{pk} (N/mm²) 600
Carico di snervamento F_{Tg} (kN) 248
Coefficiente parziale di sicurezza γ_s 1.15
 $F_{Tg} / 1.15$ (kN) 216 art. 4.1.2.1.1.3

Carico di esercizio su ciascun tirante ($T_{es} = P_d$) (kN) 118.84 Tes ≤ $F_{Tg} / 1.15$

Caso a) - Metodi di calcolo basati su prove in situ ed in laboratorio

Diametro del bulbo (mm) 90
Tensione tangenziale limite (τ_{lim}) (N/mm²) 0.70
Coeff. parziale per la riduzione della resistenza caratt. (γ_R) 1.2
Coeff. parziale per la riduzione della resistenza di calcolo (γ_s) 1.8
Lunghezza del bulbo di fondazione L_b (m) 2.00
Resistenza di calcolo R_{sd} (kN) 396
Resist. di prog. $R_{sd} = R_{sk} / \gamma_R = R_{cal} / (\gamma_R \times \gamma_s)$ (kN) 183
Pd ≤ Rad Verifica soddisfatta

Lunghezza minima del bulbo di fondazione L_b (m) 1.30 ($P_d = R_{sd}$)

N.B.: il riempimento delle celle in rosso segnala la presenza di una condizione non verificata

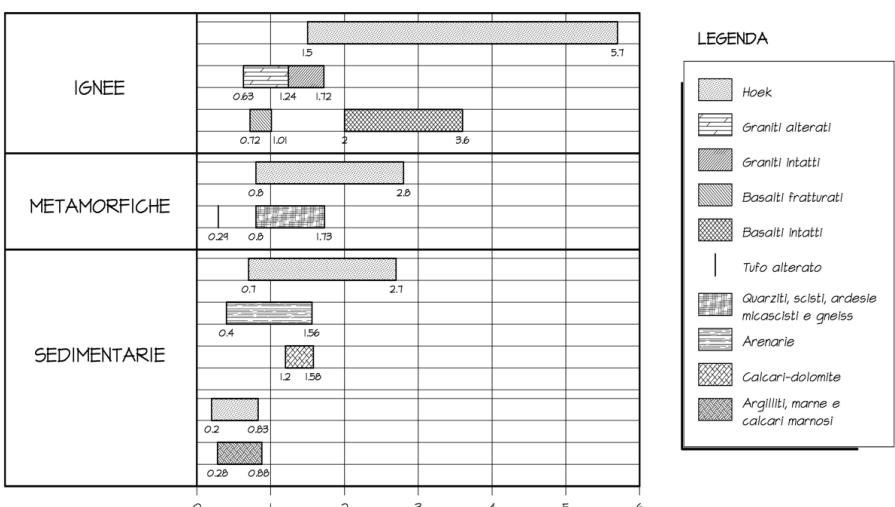


Figura 14 - Combinazione di carico A1+M1+R3 - Verifica dei tiranti di ancoraggio in roccia

La lunghezza di ancoraggio libero dei tiranti è stata determinata secondo il criterio che il bulbo debba oltrepassare, con adeguato margine di sicurezza, la porzione più superficiale ed alterata della roccia in esame. Dato il grado non elevato di alterazione della roccia medesima, si ritiene adeguata una lunghezza di ancoraggio libero pari a 2 m.

5.4. Verifiche di stabilità di placcaggi e sottomurazioni

Alle Appendici B e C si riportano i risultati delle verifiche di stabilità di eseguite per il proporzionamento di placcaggi e sottomurazioni. In particolare la appendice B si concentra su un confronto generico circa la efficacia di due strutture alternative costituite rispettivamente da:

- elementi di gabbioni della dimensione di $1 \times 1 \text{m}^2$ nel piano verticale;
- elementi di muro di blocchi basaltici legati con malta di sabbia e cemento della stessa geometria dei gabbioni sopra descritti.

Le verifiche di calcolo sono state svolte con gli stessi parametri illustrati nel Paragrafo 5.2 e sono state condotte col codice di calcolo GeoStru 2021.

I parametri fisico meccanici per la caratterizzazione dei gabbioni e dei muri di blocchi basaltici legati con malta di sabbia e cemento sono esposti nei grafici dei risultati forniti dal programma di calcolo.

I risultati dimostrano il miglioramento delle condizioni di stabilità nel caso in cui si ricorra ad i muri di blocchi e malta.

L'Appendice C si riferisce alle verifiche di calcolo svolte per il caso più gravoso fra quelli riscontrati in situ e si dà contezza del raggiungimento di tutti i livelli di sicurezza richiesti dalle NTC nel caso in cui si adoperi il provvedimento con muri di blocchi e malta.

6. Conclusioni

Nel presente elaborato si sono illustrati i risultati dello studio geotecnico svolto in ambito al progetto esecutivo degli interventi di "Messa in sicurezza e rifunzionalizzazione della strada di collegamento centro abitato - frazione di Pecorini a mare - Filicudi (ME)"

Lo studio dimostra che le opere previste sono bastevoli a migliorare sensibilmente le condizioni di stabilità delle scarpate di roccia che incombono sulla strada in esame e laddove si sono verificati crolli di grossi blocchi anche nel recente passato.

La messa in sicurezza della strada dipende tuttavia dalla esatta adeguata regimazione delle acque a breve ed a lungo termine, specialmente nel tratto dei tornanti di discesa a Pecorini Mare che si sviluppano ai piedi del rilievo La Montagnola. Quest'ultimo è ammantato di basalti frammisti a piroclastiti pomiciose nella parte superficiale, col conseguente rischio di evoluzioni statiche verso regimi di instabilità per perdita di suzione e quindi di tensioni efficaci e conseguentemente di resistenza al taglio nel caso in cui questi ultimi materiali siano esposti a piogge intense. Sotto questo profilo tale critico versante si comporta come un "pendio giovane". Esso infatti non ha raggiunto ancora la sua condizione finale di stabilità poiché non si è ancora adattato alla presenza di un reticolo idrografico istituito in epoca relativamente recente con la costruzione della strada medesima e delle abitazioni sottostanti, ora distribuite nella antica area di corrivazione del versante.

La relazione idrologica ed idraulica di progetto e le accluse tavole illustrano le opere di regimazione suddette la cui esecuzione deve necessariamente avvenire unitamente agli interventi di stabilizzazione illustrati nel presente rapporto, pena la inefficacia di questi ultimi.

La tipologia delle opere previste risponde ai CAM ed in alcuni casi risulta in analogia filologica con quelle delle opere esistenti. Ad esempio si è osservato che i muri a gravità di varie dimensioni costituiti da massi vulcanici legati con malta di cemento risultano più efficaci dei gabbioni ai fini della sottomurazione di blocchi o di placcaggio di scarpate scoscese o a strapiombo.

Riferimenti alla letteratura di settore

- Bilotta, E., Cascini, L., Foresta, V., Sorbino, G., (2005). Geotechnical characterisation of pyroclastic soils involved in huge flowslides, *Geotechnical and Geological Engineering*, 23, 365-402.
- Fredlund, M. D., Pufahl D. E. & Vanapalli S. K. (2001). The Influence of Soil Structure and Stress History on the Soil-Water Characteristics of a Compacted Till. *Geotechnique* 49, No.2, 143-159.
- Hoek, E. & Bray, J. (1977). Rock slope Engineering. Revised second edition, The Institution of Mining and Metallurgy, London, 39-40.
- Lucchi, F. et al. (2013). Volcanism, magmatism, volcano-tectonics and sea-level fluctuations in the geological history of Filicudi (western Aeolian archipelago). Chapter 8. Geological Society, London, Memoirs, 37, 113-153, 21
- Ridley, A. M. & Burland, J. B. (1993). A new instrument for the measurement of soil moisture suction. *Geotechnique* 43, No. 2, 321-324
- Ridley, A. M., Dineen, K., Burland, J. B. & Vaughan (2003), Soil matrix suction: some examples of its measurement and application in geotechnical engineering', *Géotechnique*, vol. 53, no. 2, pp. 241-254
- Papa, R. (2007), Indagine sperimentale sulla coltre piroclastica di un versante della Campania. Dissertazione del Dottorato di Ricerca. Università degli studi di Napoli Federico II.

APPENDICE A - Documentazione fotografica



Foto 1 - Esempio di sottomurazione di blocco in località Canale (IMG 4094 del 18 03 2021 11:02)



Foto 2 - Necessità di sottomurazioni in località Canale (IMG 4092 del 18 03 2021 11:01)

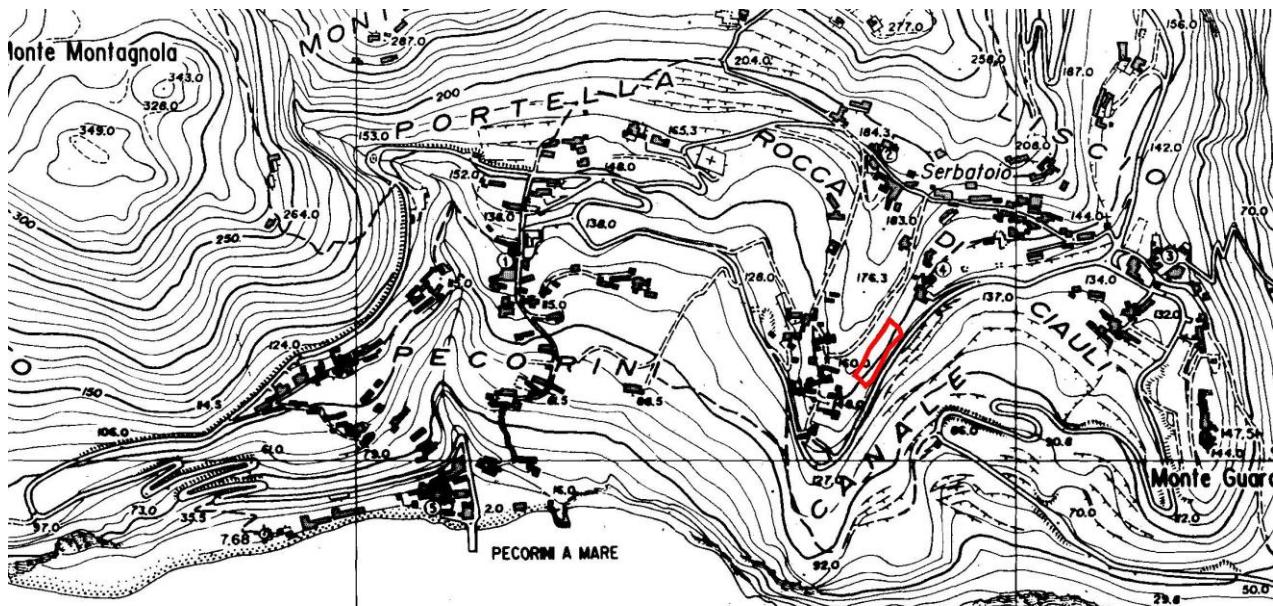


Foto 3 - Ripresa con drone 383 - Semplice rete a difesa strada fra quota 119m slm e quota 113m slm per una lunghezza di 150m con cavo di tenuta superiore disposto 15 m sopra il piano strada con pendio a 45° (superficie $150 \times 15 \times 2^{0.5} = 3200 \text{m}^2$)



Foto 4 - Inizio rete leggera da rinforzare con funi ed ancoraggi (IMG 4129 del 19 03 2021 06:47)

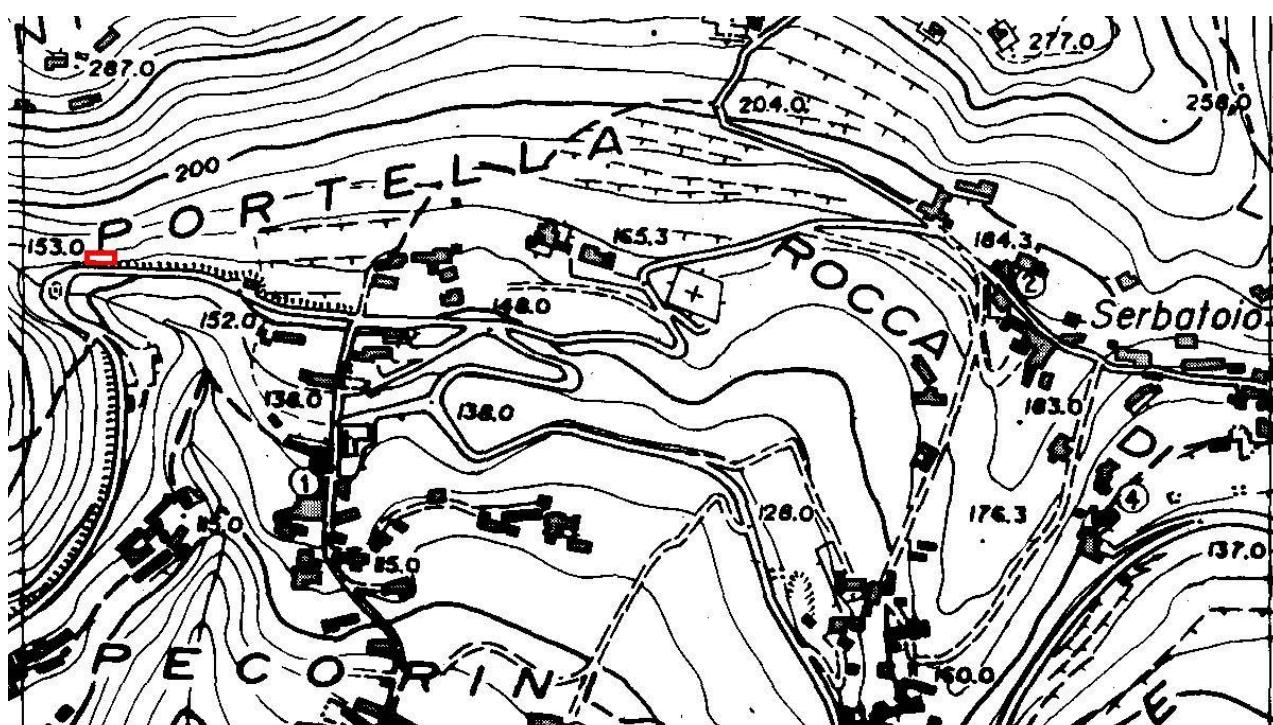
NB: Da qui in avanti Le locuzioni "Inizio" e "Fine" sono relative all'orario di perlustrazione del tratto. La dizione "funi" indica sia funi isolate sia pannelli



Tratto in località Canale da presidiare con nuova rete leggera da irrobustire con funi ancorate (Foto 43)



Foto 43 - Necessità di rete leggera da irrobustire con funi ancorate, nel tratto ubicato nello stralcio planimetrico sopra riportato (IMG 4088 del 18 03 2021 10:59). INTERVENTO 1 -TIPO B- su 2016m²



Tratto in sinistra Vaddunazzo a quota strada 153.8m slm da presidiare con estensione muro e sottomurazione (Foto 44 e 45)



Foto 12 - Mezzeria e zona fine rete a maglia larga di cui sopra, da rinforzare con ancoraggi e necessità di sottomurazione fra bordo inferiore rete e muro di blocchi e malta di cemento (IMG 4157 del 19 03 2021 07:53). INTERVENTO 2 -TIPO B ed E- su 450m²



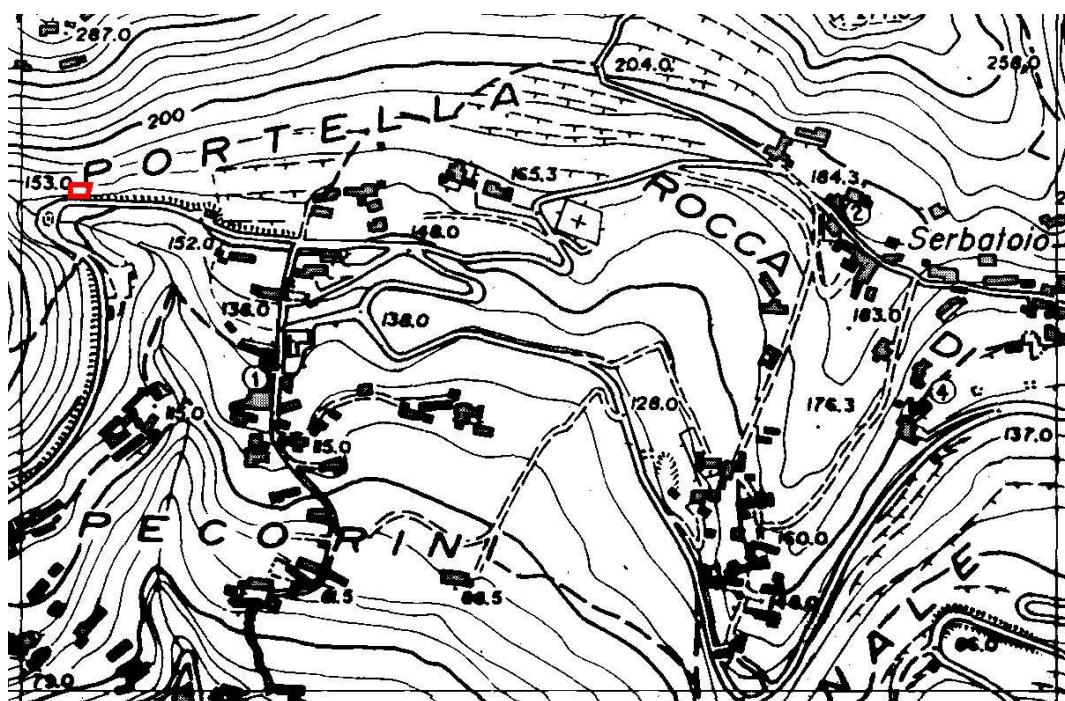
Foto 13 - Fine rete a maglia larga di cui sopra, da rinforzare con ancoraggi (IMG 4158 del 19 03 2021 07:54). INTERVENTO 2 -TIPO B ed E- su 450m²



Foto 44 - Necessità di sottomurazione e prolungamento muro di blocchi e calcestruzzo, nel tratto ubicato nello stralcio sopra riportato (IMG 3033 del 11 01 2021 11:12). INTERVENTO 2 -TIPO B ed E- su 450m2



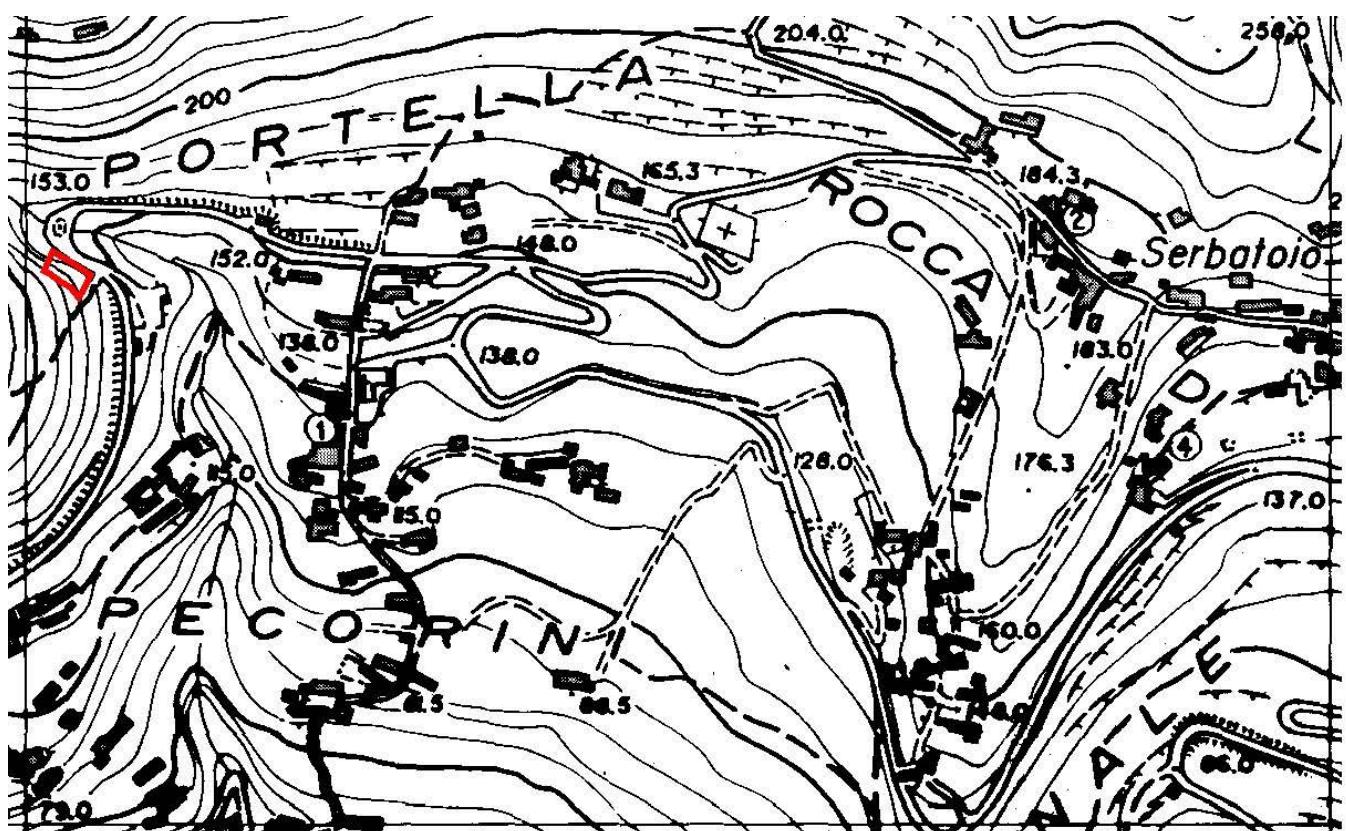
Foto 45 - Pannelli di funi tirantati al limite ovest (lato Vaddunazzo) del tratto ubicato nello stralcio sopra riportato (IMG 3034 del 11 01 2021 11:12)



Rete a maglia larga, da rinforzare con ancoraggi e necessità di sottomurazione fra bordo inferiore rete e muro di blocchi e malta di cemento nella parte finale (Foto 11, 12 e 13)



Foto 11 - Fine rete a maglia larga, ubicata nello stralcio planimetrico sopra riportato, da rinforzare con ancoraggi (IMG 4156 del 19 03 2021 07:53). INTERVENTO 3 -TIPO D- su 750m²



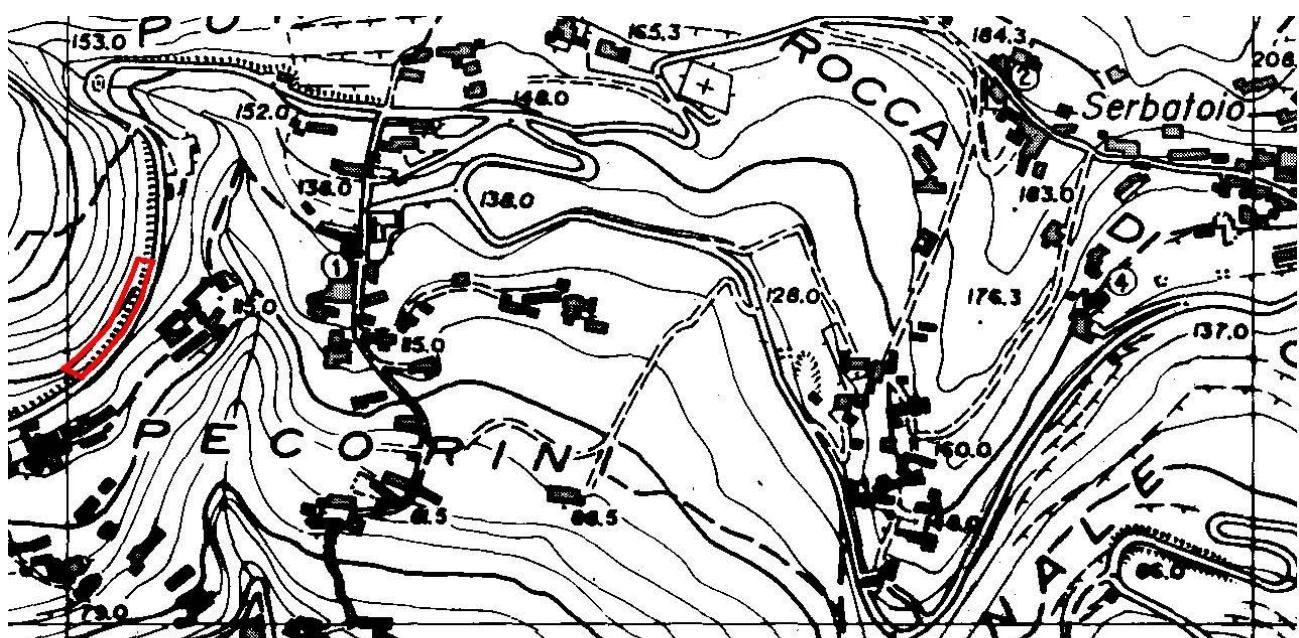
Rete esagonale leggera da rinforzare con funi o pannelli (Foto 9 e 10)



Foto 9 - Inizio rete leggera, ubicata nello stralcio planimetrico sopra riportato, da rinforzare con funi ed ancoraggi (IMG 4154 del 19 03 2021 07:46). INTERVENTO 4 -TIPO C- su 600m²



Foto 10 - Fine rete leggera, da rinforzare con ancoraggi (IMG 4155 del 19 03 2021 07:47). INTERVENTO 4 -TIPO C- su 600m²



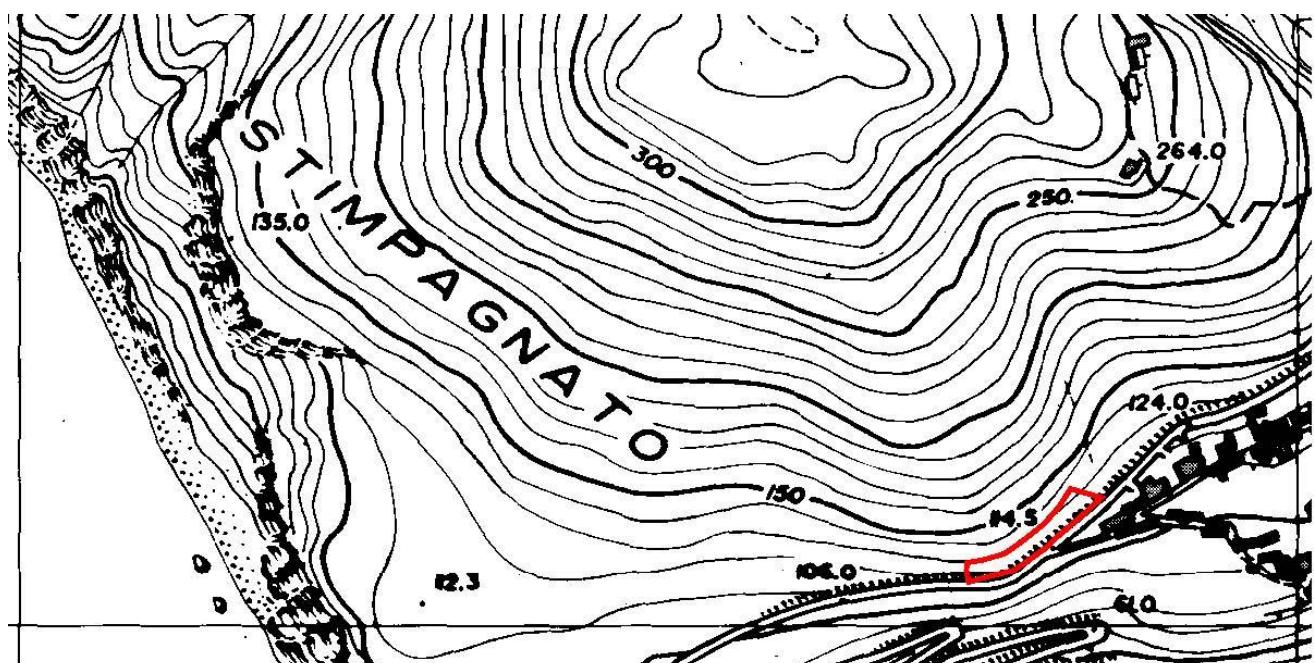
Rete a maglia larga da rinforzare con ancoraggi (Foto 7 e 8)



Foto 7 - Inizio rete a maglia larga ubicata ed ubicata nello stralcio planimetrico sopra riportato, da rinforzare con ancoraggi (IMG 4152 del 19 03 2021 07:38). INTERVENTO 5 -TIPO D- su 2600m²



Foto 8 - Fine rete a maglia larga di cui sopra, da rinforzare con ancoraggi (IMG 4153 del 19 03 2021 07:40). INTERVENTO 5 -TIPO D- su 2600m²



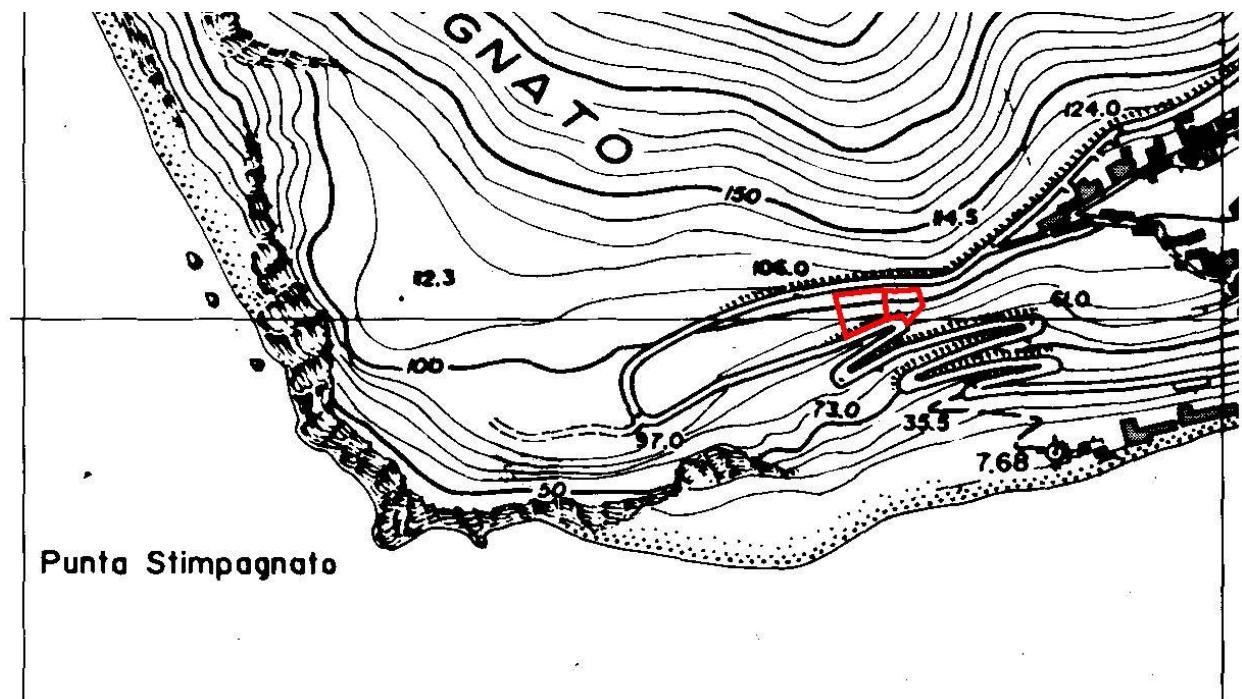
Rete esagonale leggera da rinforzare con funi o pannelli (Foto 5 e 6)



Foto 5 - Particolare inizio di rete nella foto precedente ed ubicata nello stralcio planimetrico sopra riportato, da rinforzare con funi e ancoraggi (IMG 4130 del 19 03 2021 06:47). INTERVENTO 6 -TIPO C- su 2250m²



Foto 6 - Fine rete di cui sopra, da rinforzare con funi ed ancoraggi (IMG 4142 del 19 03 2021 07:03)



Rete leggera, da rinforzare con funi ed ancoraggi nel settore sinistro e già rinforzata con funi ed ancoraggi nel settore più a destra (Foto 14, 15 e 16, 17)



Foto 14 - Vista rete leggera, ubicata nello stralcio planimetrico sopra riportato, da rinforzare con funi ed ancoraggi (IMG 4177 del 19 03 202 11:48). INTERVENTO 7 -TIPO C- su 4000m²



Foto 15 - Inizio rete leggera, da rinforzare con funi ed ancoraggi (IMG 4178 del 19 03 202 11:55).
INTERVENTO 7 -TIPO C- su 4000m²

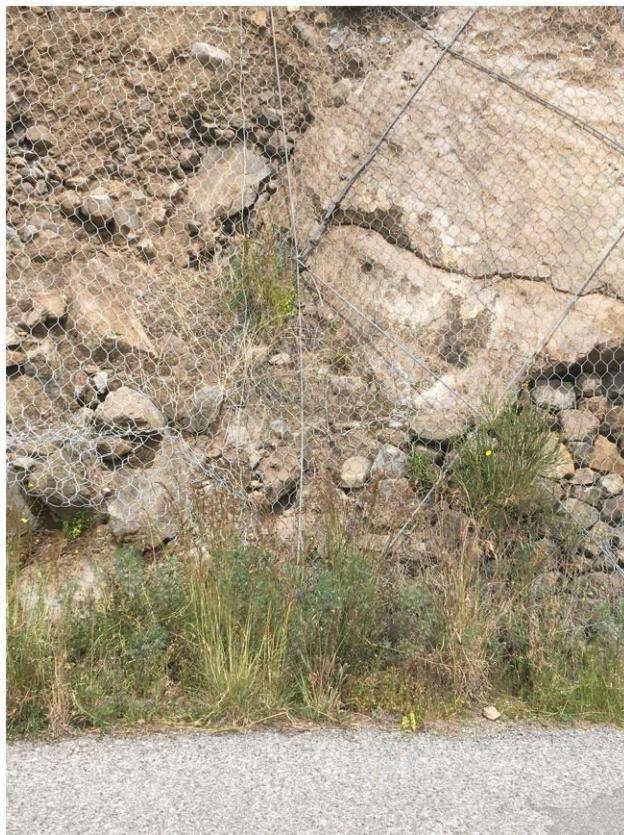
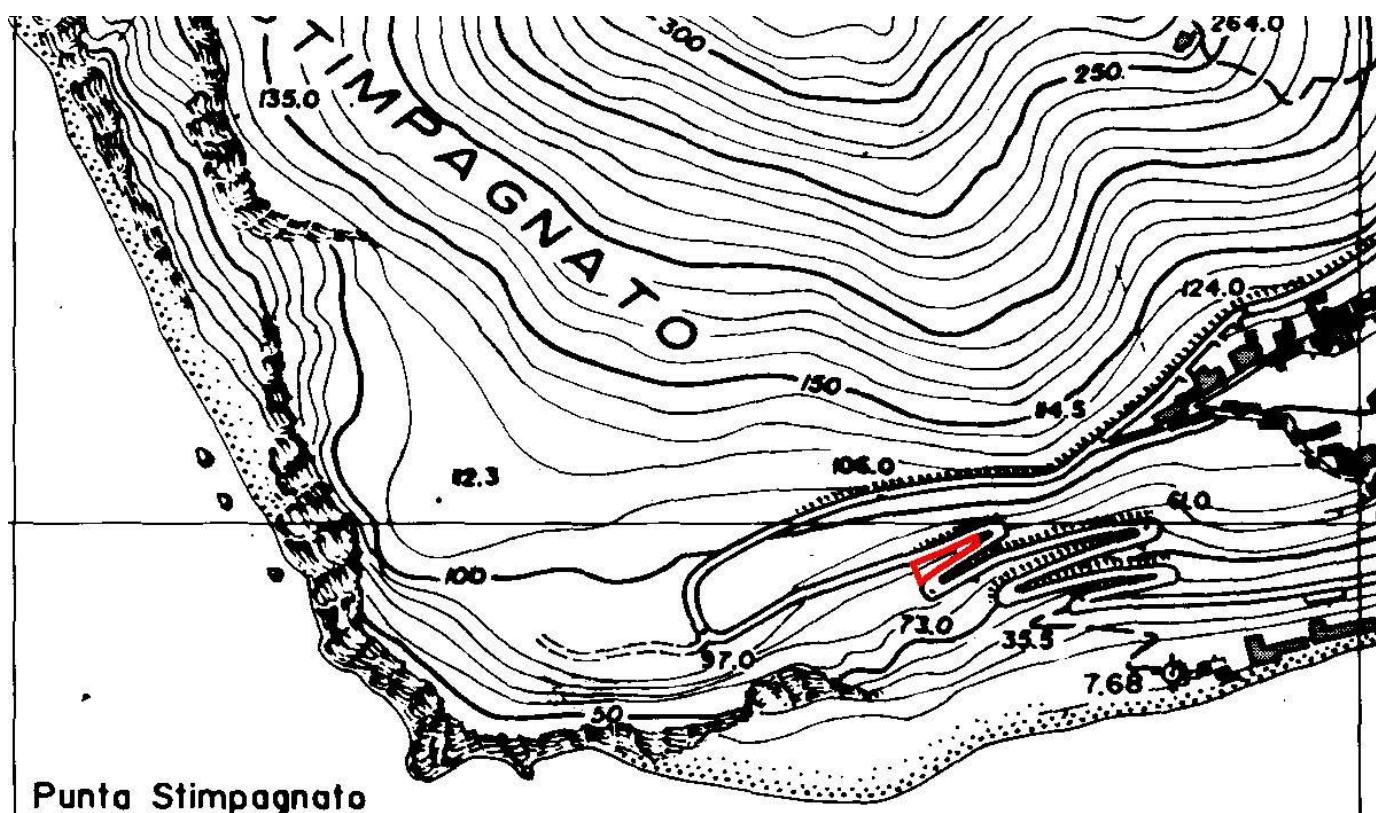


Foto 16 - Passaggio da rete leggera, da rinforzare con funi ed ancoraggi a rete già rinforzata con funi e ancoraggi (IMG 4179 del 19 03 202 11:56)



Foto 17 - Fine rete già rinforzata con funi e ancoraggi (IMG 4180 del 19 03 202 11:57)

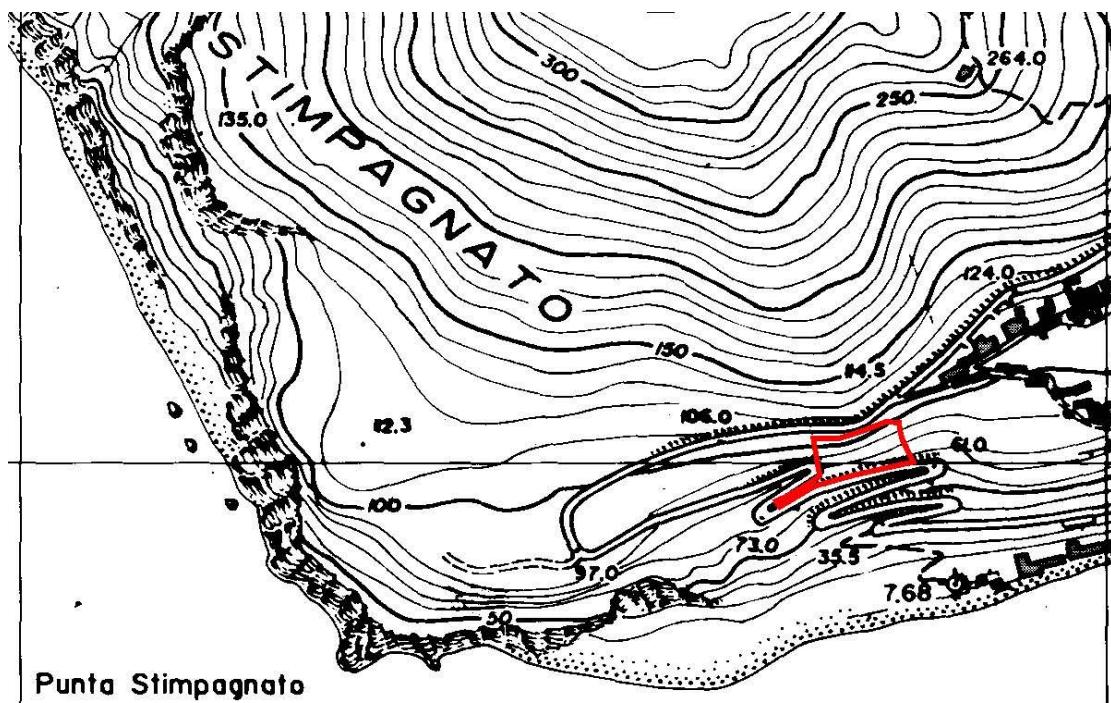


Punta Stimpagnato

Rete leggera che necessita di pulizia e rinfianco di funi ed ancoraggi di irrobustimento (Foto 18)



Foto 18 - Rampa con difesa di rete leggera che necessita di pulizia e rinfianco di funi o pannelli di irrobustimento (IMG 4181 del 19 03 202 11:59). INTERVENTO 8 -TIPO C- su 1200m²



Punta Stimpagnato

Tratto sprovvisto di rete da trattare con disgaggi e sottomurazioni locali e installazione di rete e funi ancorate sopra esistente muro (Foto 19, 20 e 21)



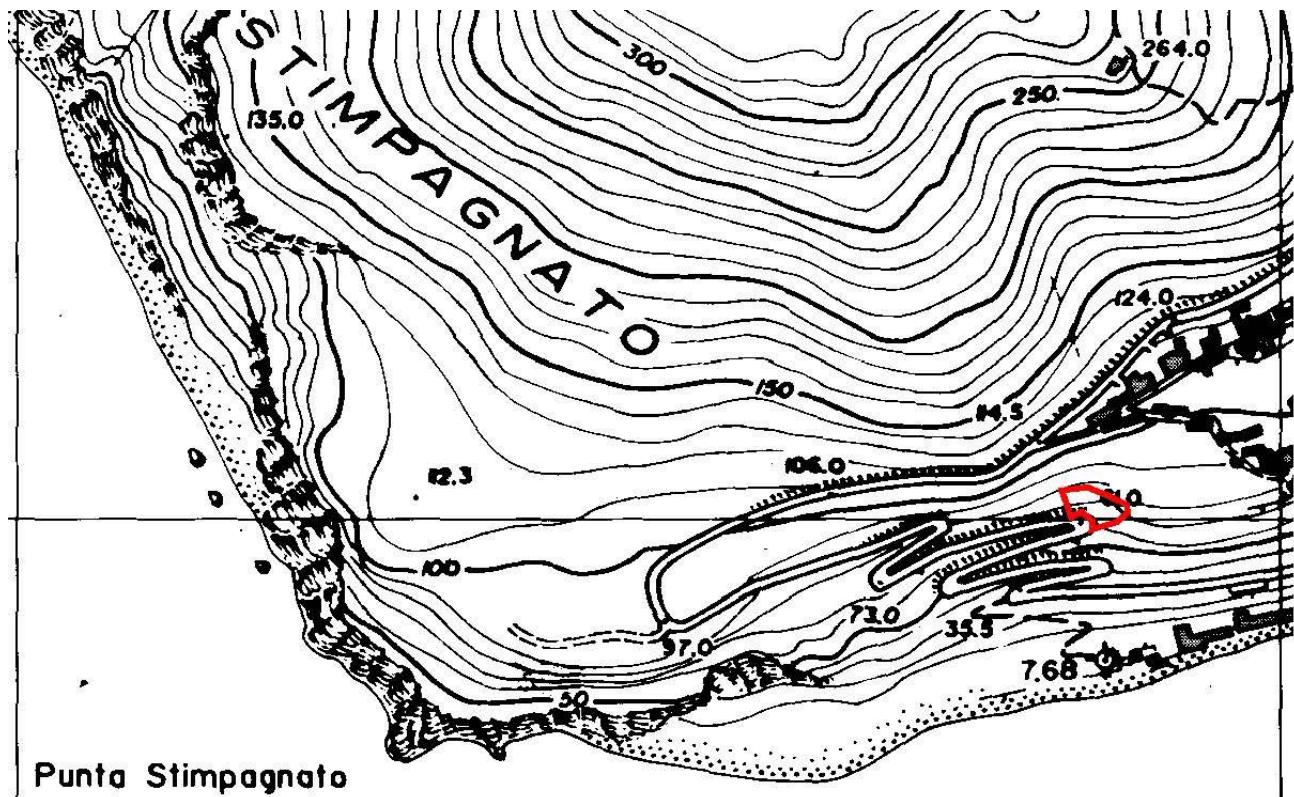
Foto 19 - Tratto sprovvisto di rete da trattare con disgaggi e sottomurazioni locali e installazione di rete e funi ancorate sopra esistente muro (IMG 4182 del 19 03 202 12:05). INTERVENTO 9 -TIPO A- su 4000m²



Foto 20 - Tratto sprovvisto di rete da trattare con disgaggi e sottomurazioni locali e installazione di rete e funi ancorate sopra esistente muro (IMG 4183 del 19 03 202 12:05). INTERVENTO 9 -TIPO A- su 4000m²



Foto 21 - Tratto sprovvisto di rete da trattare con disgaggi e sottomurazioni locali e installazione di rete e funi ancorate sopra esistente muro (IMG 4184 del 19 03 202 12:05)



Punta Stimpagnato

Necessità di vuotamento rete con funi ancorate estesa sul tornante (Foto 22, 23, 24 e 25)



Foto 22 - Tornante provvisto di rete con funi ancorate, ubicata come nello stralcio planimetrico sopra riportato, seguentemente ad esistente muro e per un tratto di tornante (IMG 4185 del 19 03 202 12:07).



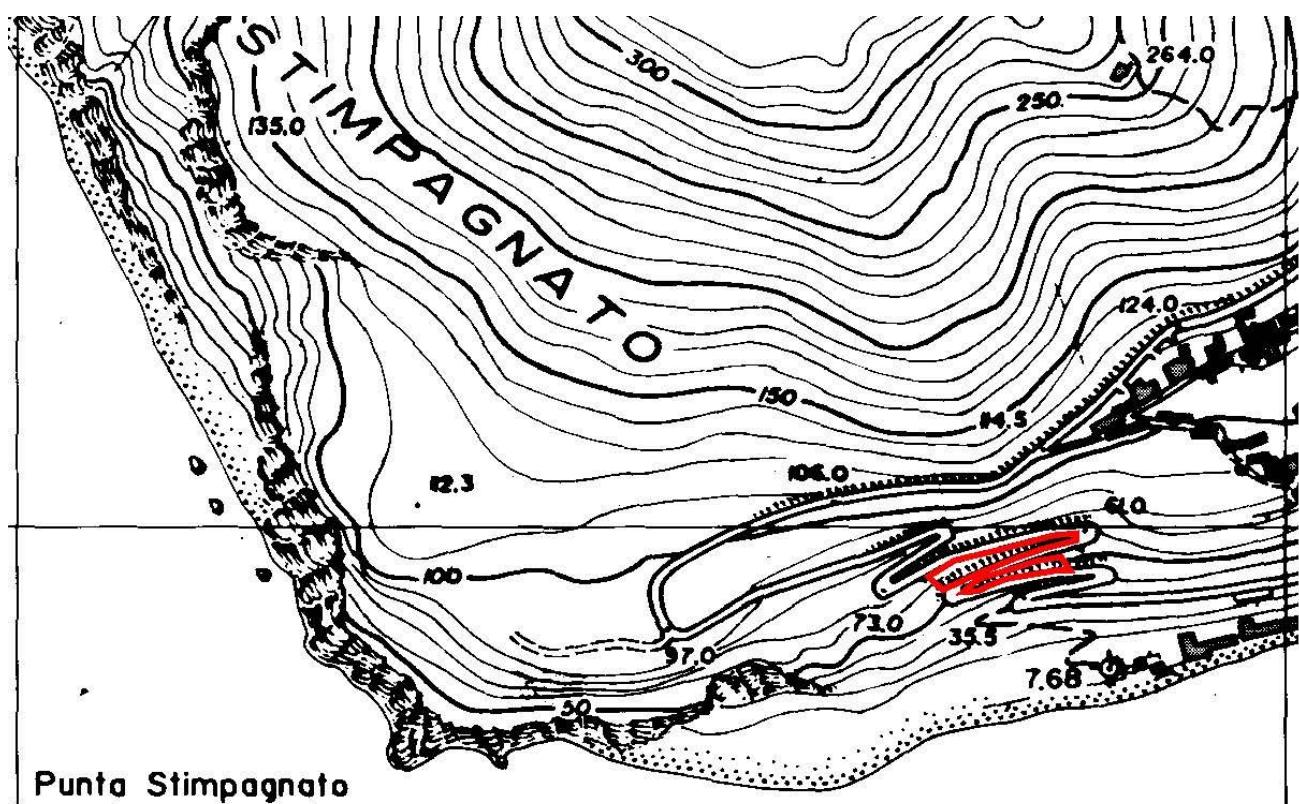
Foto 23 - Sezione di inizio rete con funi ancorate seguentemente ad esistente muro estesa sul tornante (IMG 4186 del 19 03 202 12:07)



Foto 24 – Necessità di vuotamento rete con funi ancorate seguentemente ad esistente muro estesa sul tornante (IMG 4187 del 19 03 202 12:09)



Foto 25 - Fine rete con funi ancorate estesa sul tornante (IMG 4188 del 19 03 202 12:11)



Punta Stimpagnato

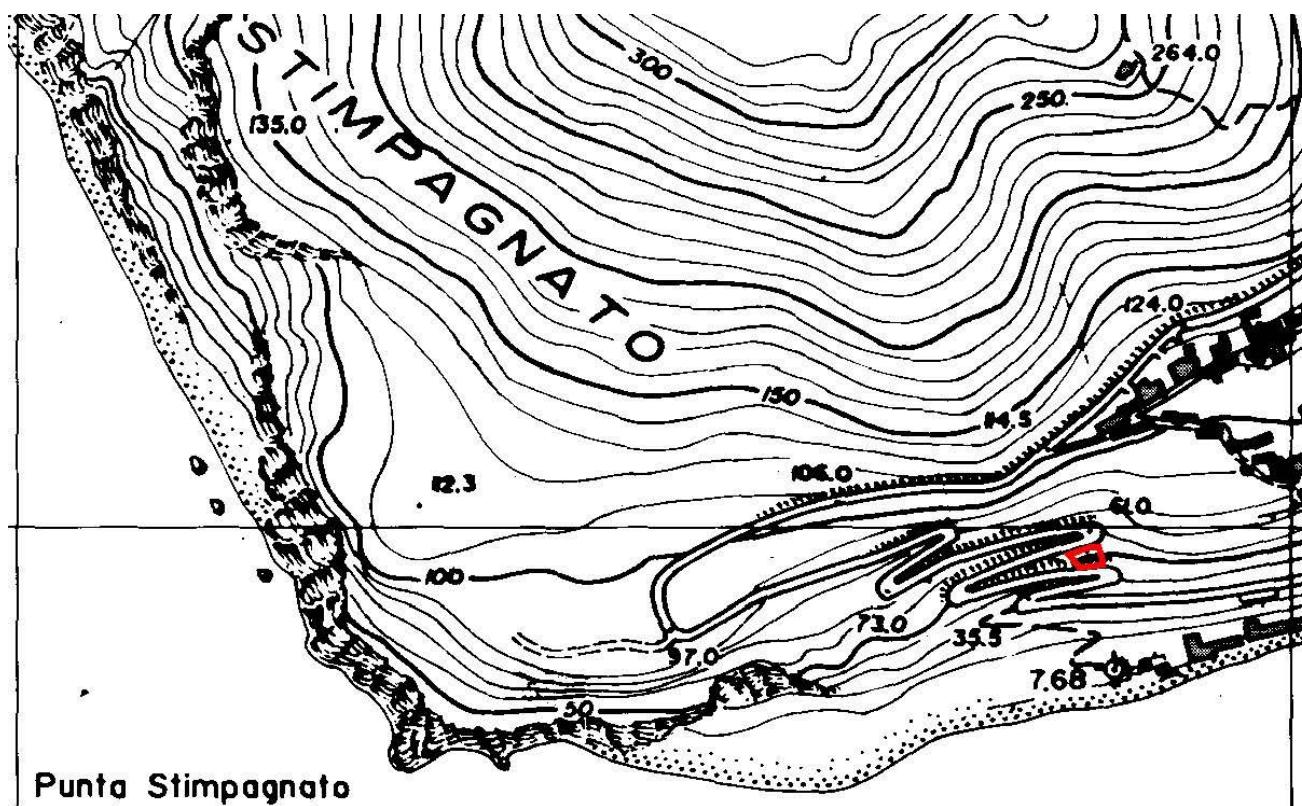
Reti con funi ancorate che proteggono due rampe consecutive ed il tornante intercluso (Foto 26 e 27)



Foto 26 - Rete leggera irrobustita da funi ancorate ubicata nello stralcio planimetrico sopra riportato, (IMG 4189 del 19 03 202 12:12)



Foto 27 - Rete leggera irrobustita da funi ancorate fino a prima del tornante (IMG 4190 del 19 03 202 12:14)

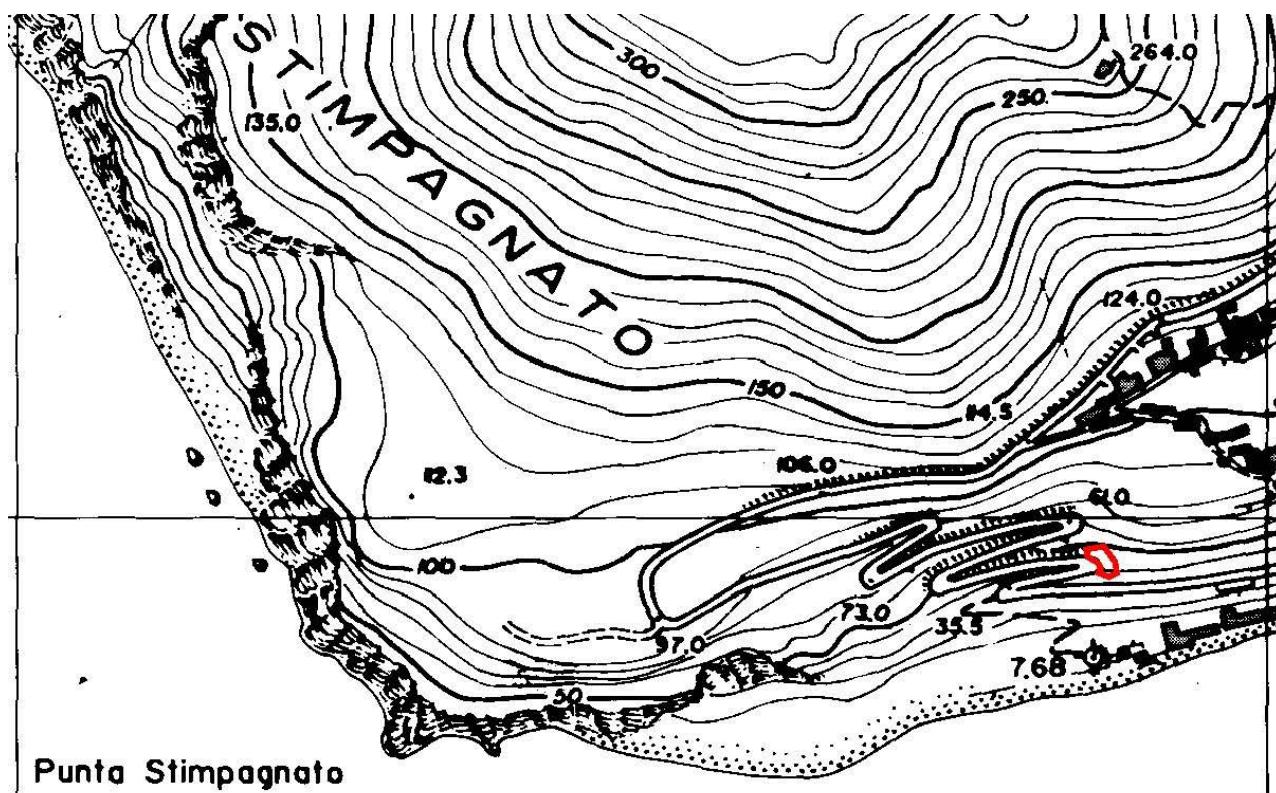


Punta Stimpagnato

Rete leggera da svuotare e rinforzare con funi ancorate (Foto 28)



Foto 28 - Tratto di rete leggera e successiva rete leggera irrobustita da funi ancorate, ubicata nello stralcio planimetrico sopra riportato (IMG 4191 del 19 03 202 12:18)

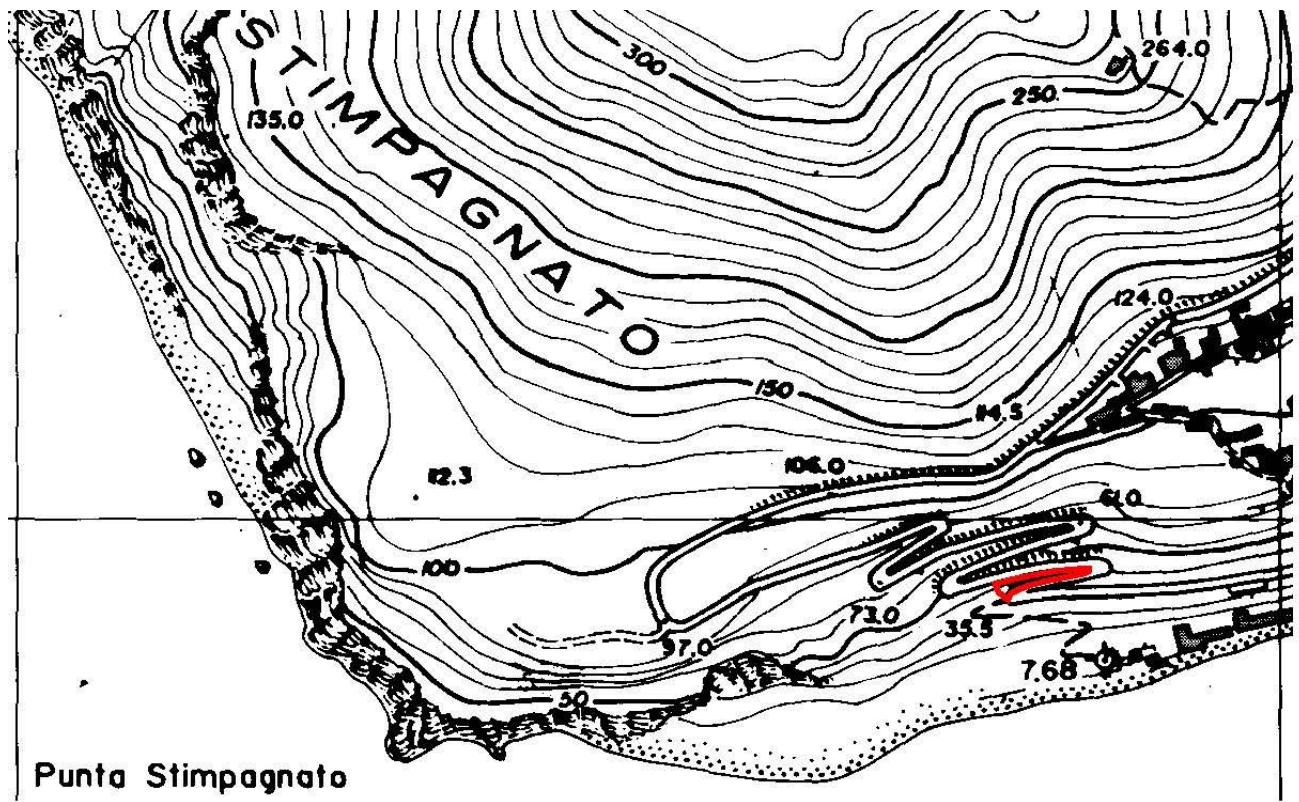


Punta Stimpagnato

Rete leggera da svuotare a tratti con aperture locali e sarciture poiché già rinforzata con funi ancorate (Foto 29)



Foto 29 - Tratto di rete leggera irrobustita da funi ancorate che necessita di apertura e vuotamento, ubicata nello stralcio planimetrico sopra riportato, (IMG 4192 del 19 03 202 12:19). INTERVENTO 10 - TIPO F- su 150m²



Punta Stimpagnato

Difesa di muro di blocchi e cemento a più livelli gradonato, sormontato da rete con funi ed ancoraggi (Foto 30)



Foto 30 - Difesa di muro di blocchi e cemento sormontato da rete con funi ed ancoraggi, ubicata nello stralcio planimetrico sopra riportato, (IMG 4193 del 19 03 202 12:21)

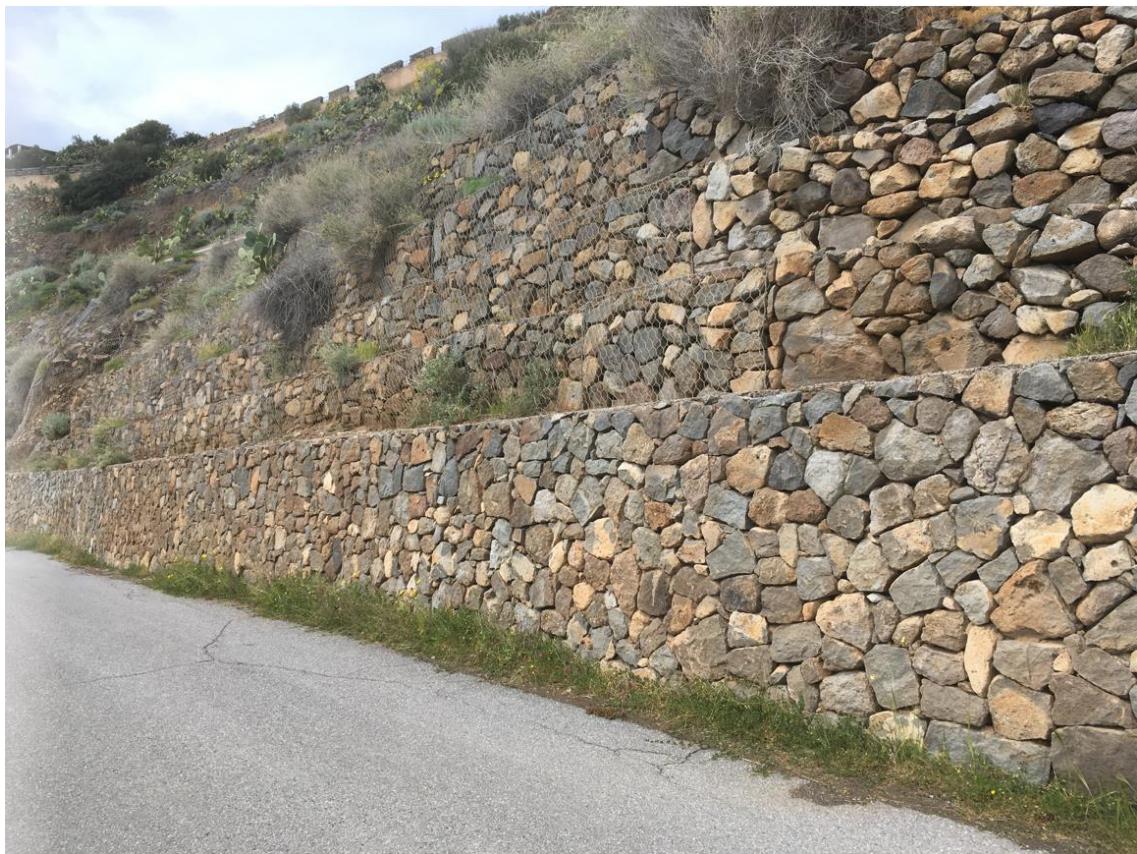
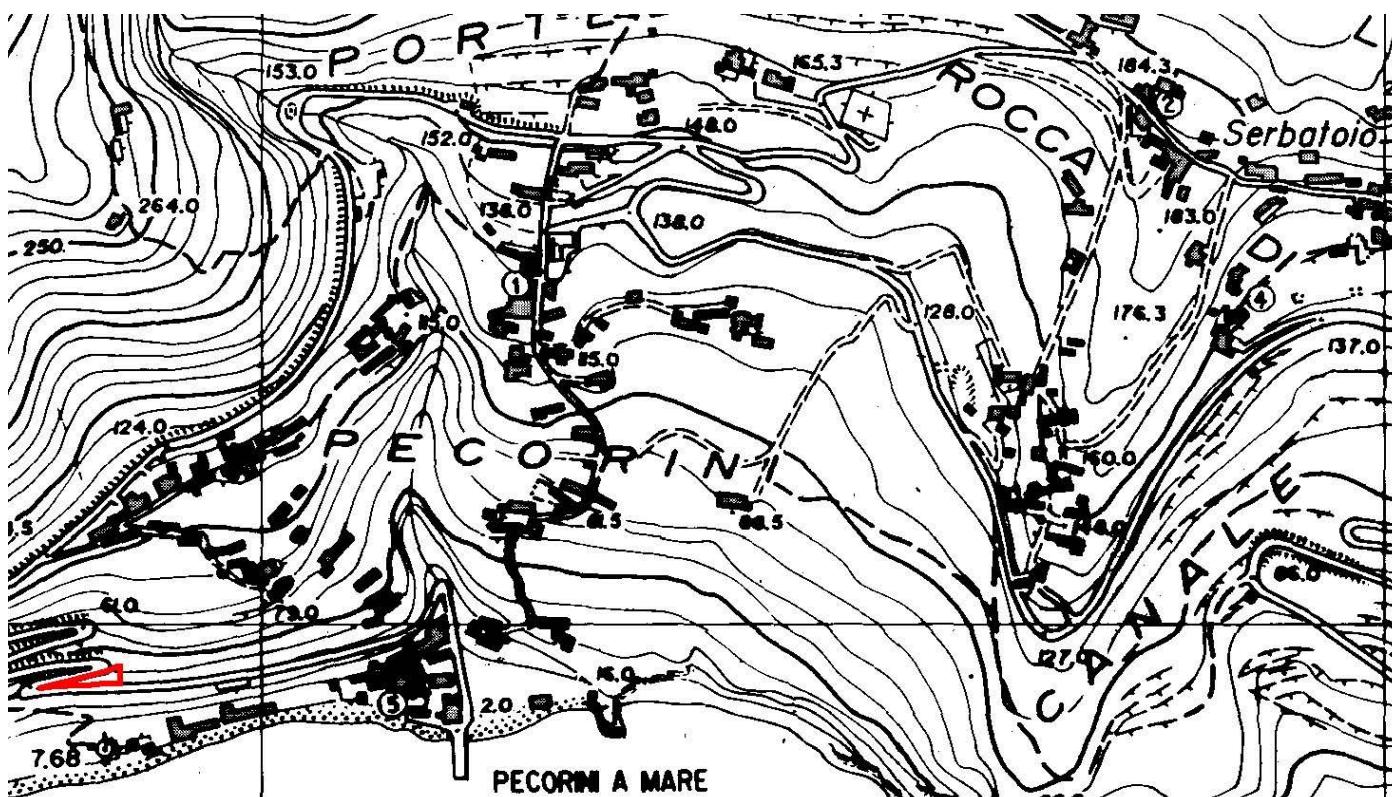


Foto 31 - Esempio di buona difesa con muro di blocchi e cemento sormontato da quattro livelli di gabbionata

(IMG 4194 del 19 03 202 12:22)



Rete leggera con funi ancorate da svuotare localmente (Foto 32, 33 e 34)



Foto 32 - Rete leggera con funi ancorate da svuotare localmente, ubicata nello stralcio planimetrico sopra riportato, (IMG 4196 del 19 03 202 12:23). INTERVENTO 11 -TIPO F- su 500m²

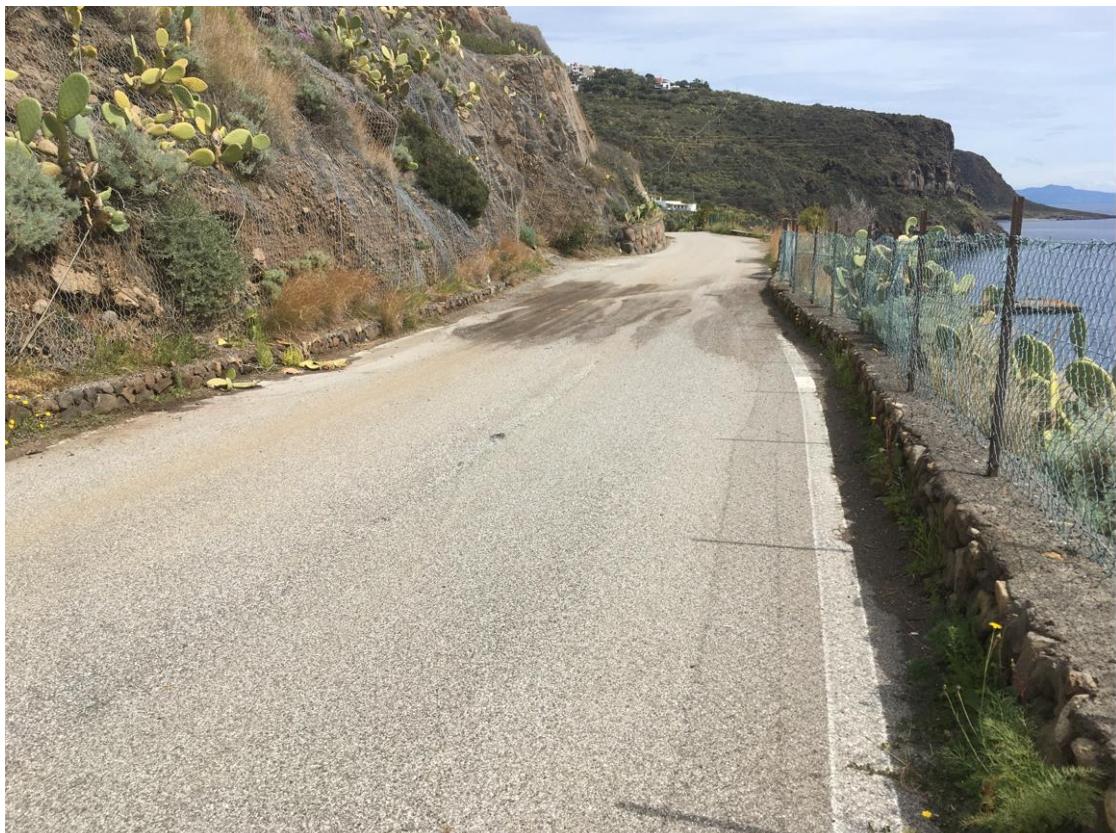
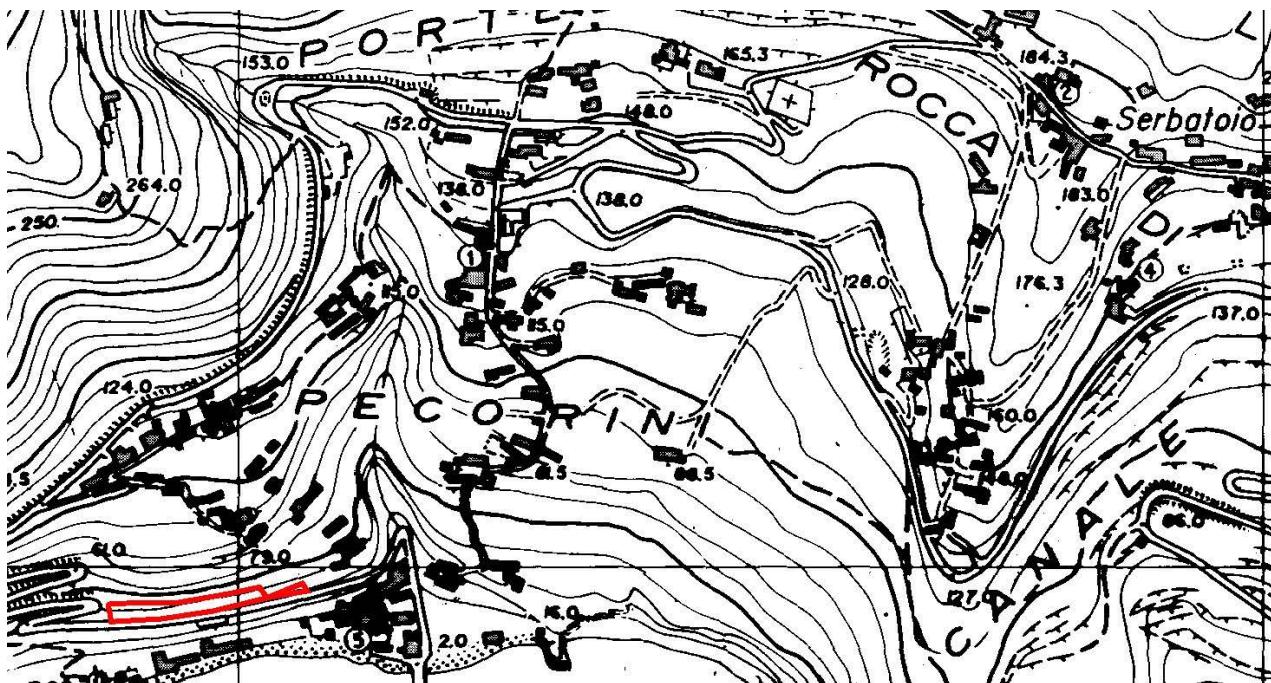


Foto 33 - Rete leggera con funi ancorate da svuotare localmente (IMG 4198 del 19 03 202 12:27).
INTERVENTO 11 -TIPO F- su 500m²



Foto 34 - Rete leggera con funi ancorate da svuotare localmente (IMG 4199 del 19 03 202 12:28).
INTERVENTO 11 -TIPO F- su 500m²



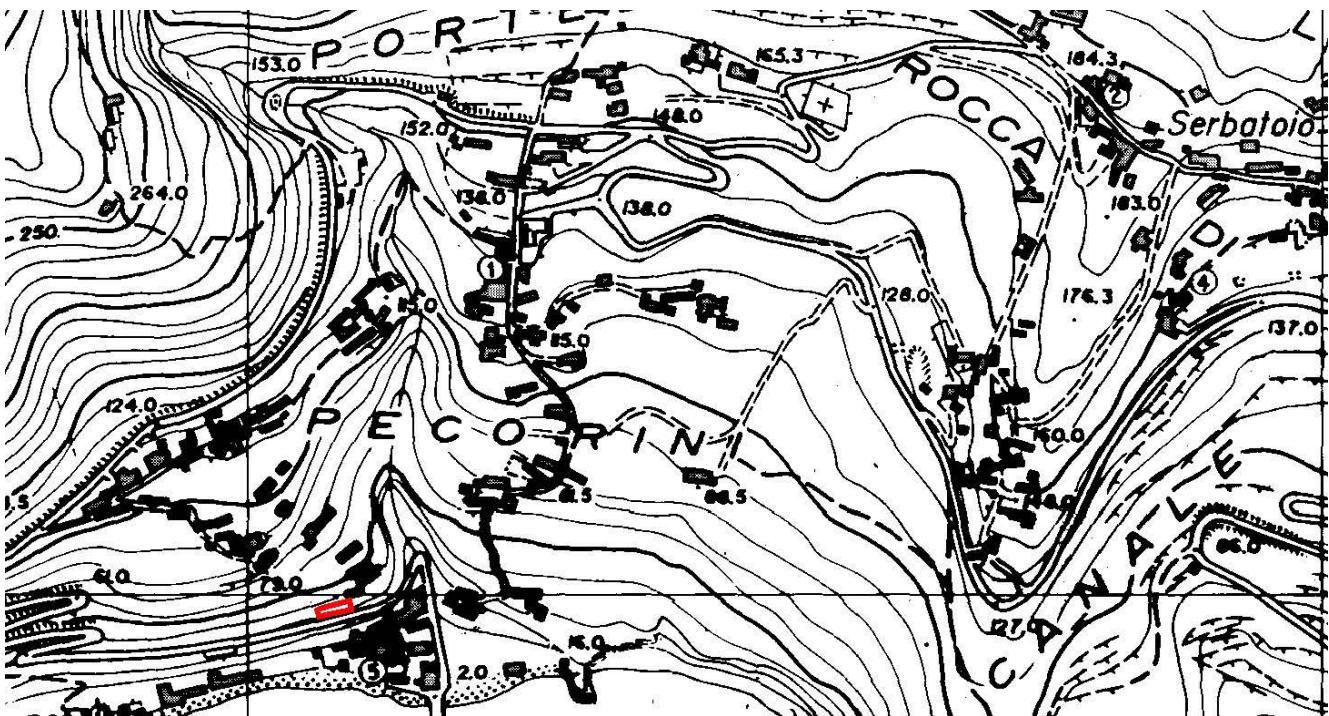
Rete leggera da svuotare localmente e sarcire al piede nonché irrobustire con funi ancorate; il muro di cemento e blocchi che appaiono provenienti dal fondale dei paraggi potrebbe essere prolungato in altezza con impiego di gabbioni, ove vi fosse materiale lapideo disponibile in loco (Foto 35)



Foto 35 - Rete leggera ubicata nello stralcio planimetrico sopra riportato, da svuotare localmente e sarcire al piede nonché irrobustire con funi ancorate; il muro di cemento e blocchi che appaiono provenienti dal fondale dei paraggi potrebbe essere sollevato con impiego di gabbioni, ove vi fosse materiale lapideo disponibile in loco (IMG 4200 del 19 03 202 12:29). INTERVENTO 12 -TIPO F, G e C – rispettivamente su 200, 200 e 2000m²



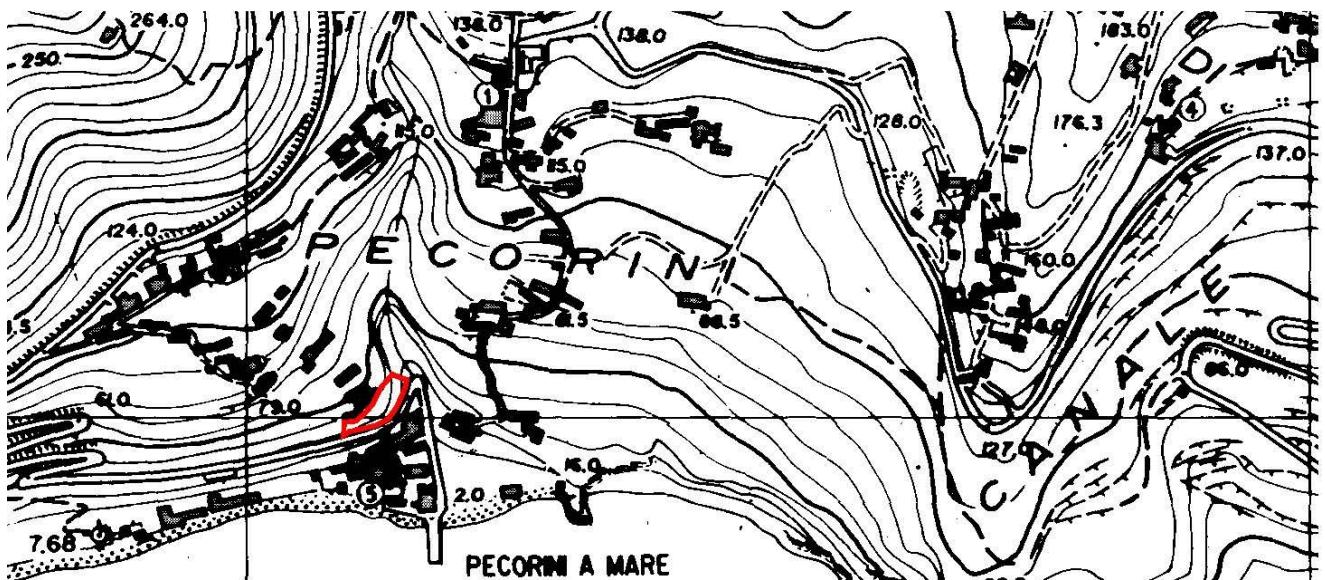
Foto 36 - Rete leggera da svuotare localmente e sarcire al piede nonché irrobustire con funi ancorate (IMG 4201 del 19 03 202 12:30). INTERVENTO 12 -TIPO F, G e C – rispettivamente su 200, 200 e 2000m²



Rete leggera irrobustita con funi ancorate (Foto 37)



Foto 37 - Rete leggera irrobustita con funi ancorate, ubicata nello stralcio planimetrico sopra riportato (IMG 4210 del 19 03 202 12:33)



Rete leggera da svuotare e rinforzare con funi ancorate e muretta al piede dove possibile (Foto 38, 39 e 40)



Foto 38 - Rete leggera da irrobustire con funi ancorate, ubicata nello stralcio planimetrico sopra riportato (IMG 4211 del 19 03 202 12:36). INTERVENTO 13 -TIPO F, G e C - rispettivamente su 80, 80 e 1600m²



Foto 39 - Rete leggera da irrobustire con funi ancorate e svuotare al piede (IMG 4212 del 19 03 202 12:37). INTERVENTO 13 -TIPO F, G e C – rispettivamente su 80, 80 e 1600m²

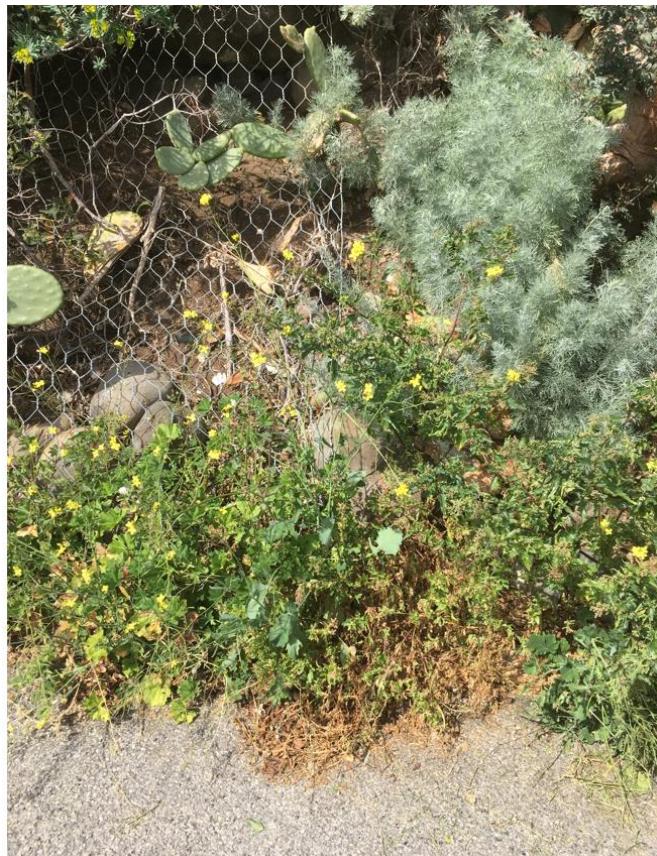
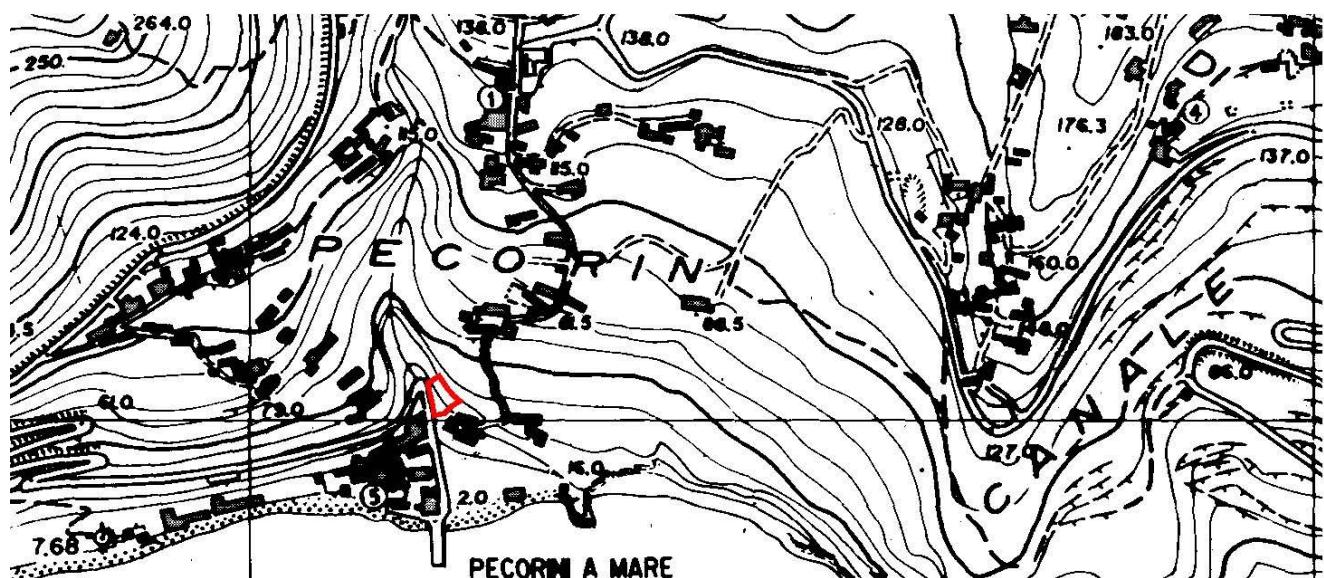


Foto 40 - Rete leggera da irrobustire con funi ancorate (IMG 4214 del 19 03 202 12:40).
INTERVENTO 13 -TIPO F, G e C – rispettivamente su 80, 80 e 1600m²



Rete leggera da svuotare e rinforzare con funi ancorate (Foto 41 e 42)



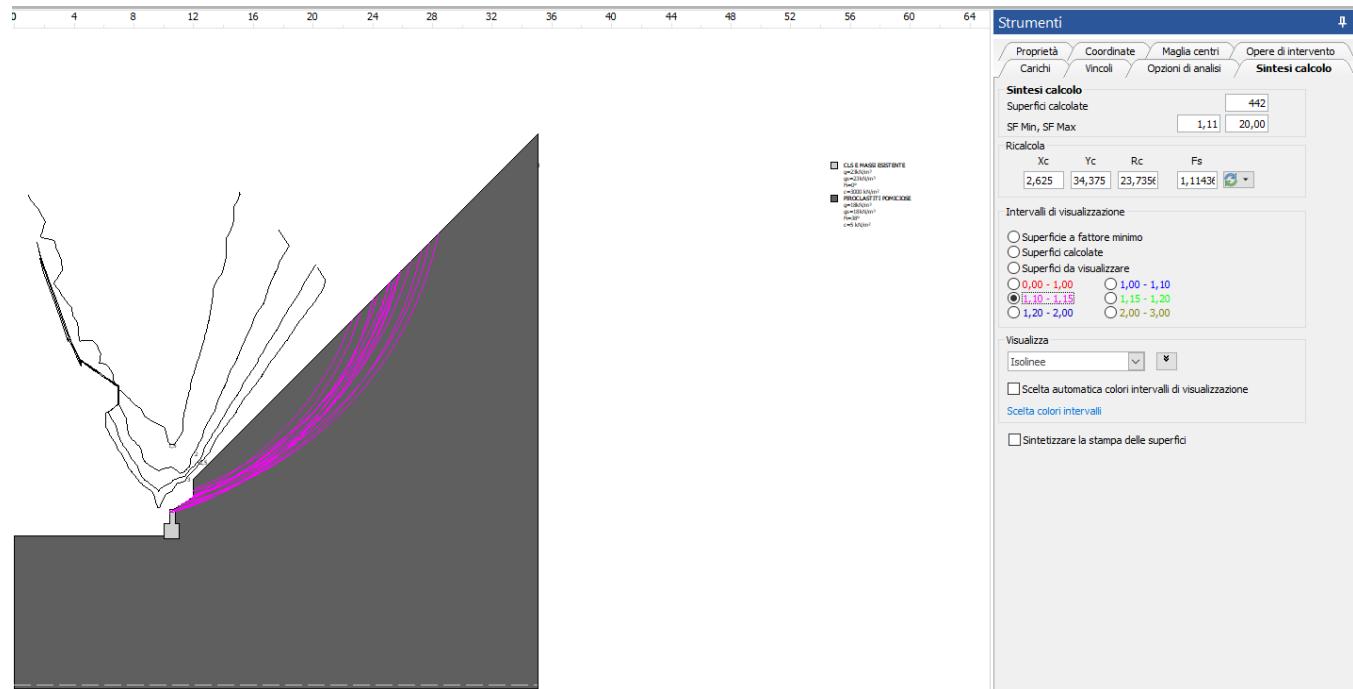
Foto 41 - Rete leggera da irrobustire con funi ancorate, ubicata nello stralcio planimetrico sopra riportato (IMG 4215 del 19 03 202 12:40). INTERVENTO 15 -TIPO F, G e C – rispettivamente su 50, 50 e 800m²



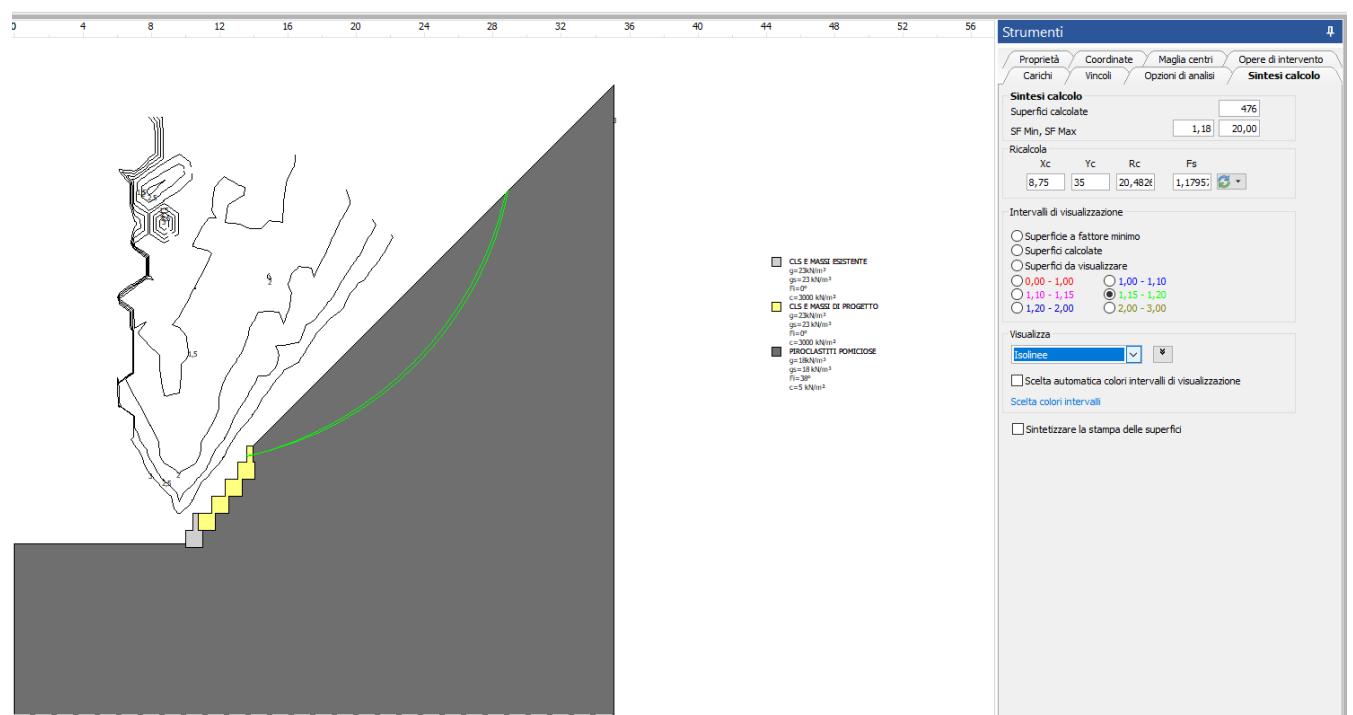
Foto 42 - Rete leggera da irrobustire con funi ancorate (IMG 4216 del 19 03 202 12:42). INTERVENTO 15 -TIPO F, G e C – rispettivamente su 50, 50 e 800m²

APPENDICE B - Analisi di sensibilità sulle alternative di sostegno con gabbioni o con muri a gravità simili agli esistenti

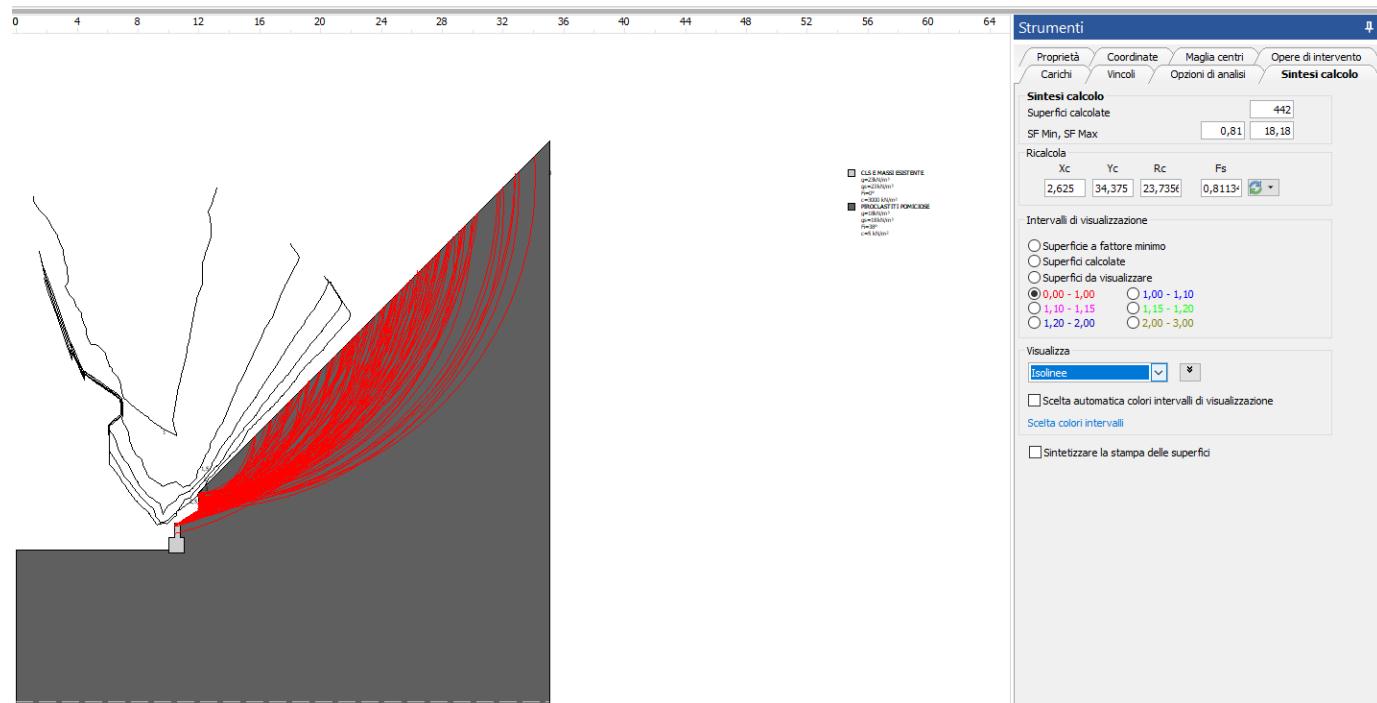
ANTE-OPERAM CONDIZIONE STATICHE E PARAMETRI CARATTERISTICI



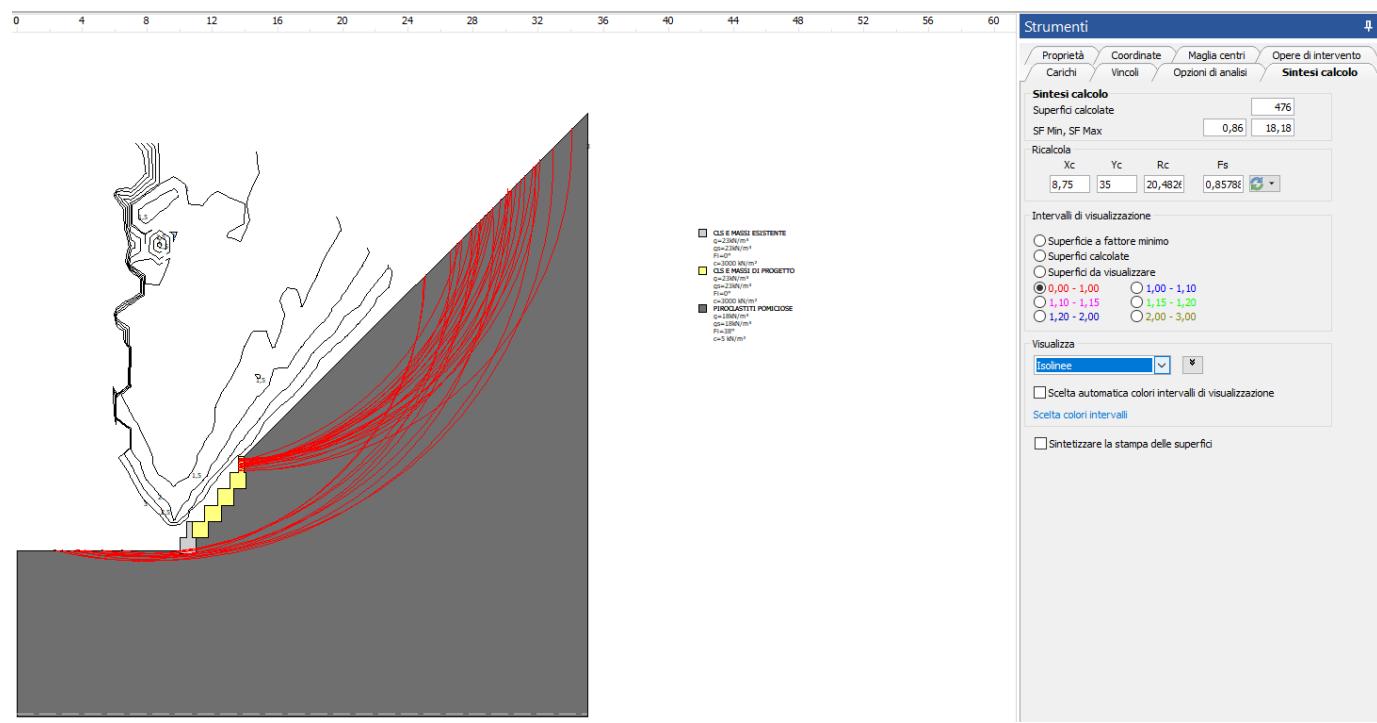
POST-OPERAM CONDIZIONE STATICHE E PARAMETRI CARATTERISTICI



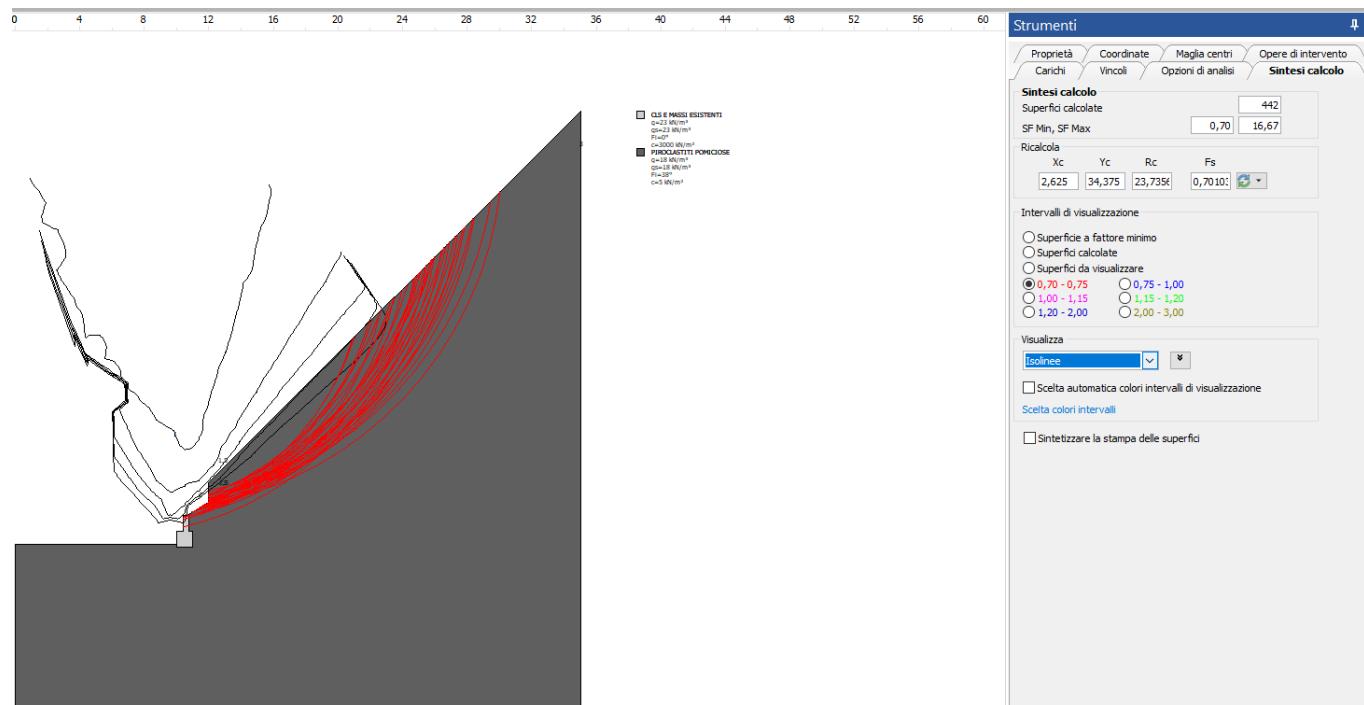
ANTE-OPERAM CONDIZIONE STATICHE E PARAMETRI PENALIZZATI



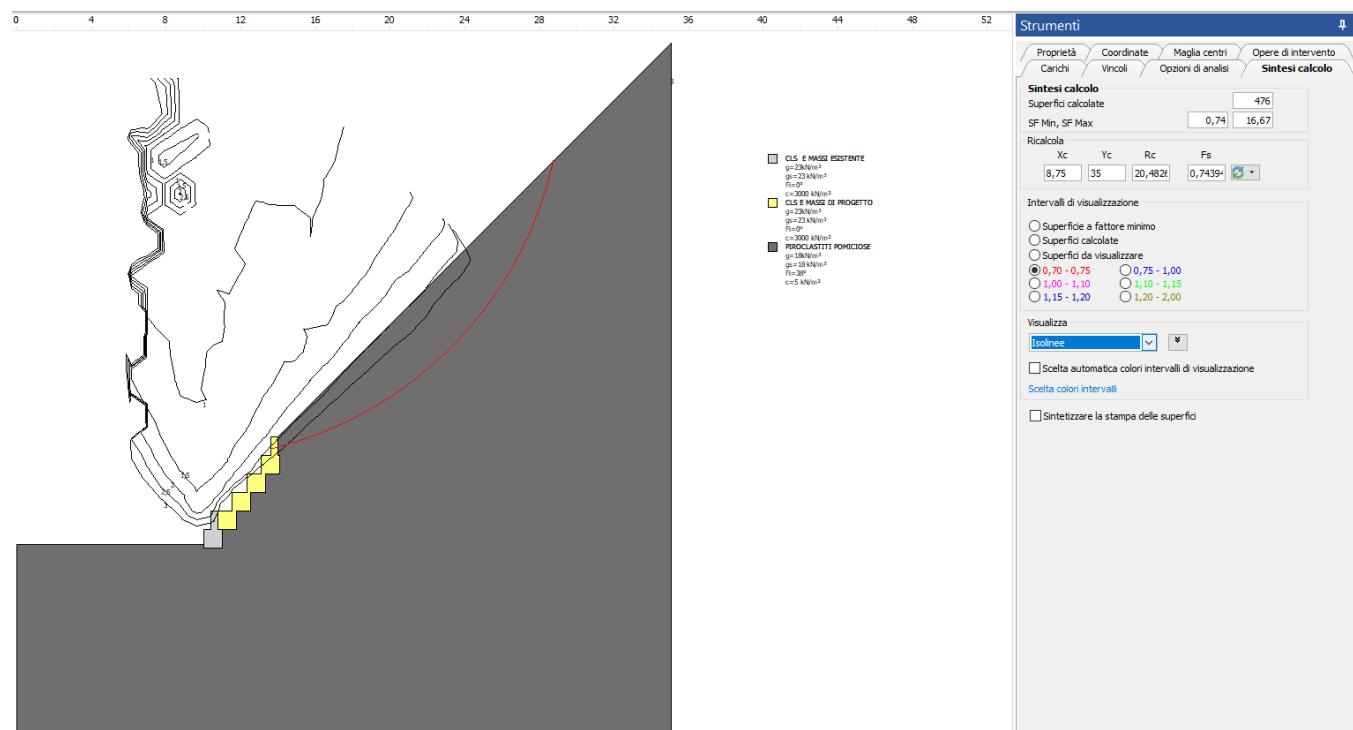
POST-OPERAM CONDIZIONE STATICHE E PARAMETRI PENALIZZATI



ANTE-OPERAM CONDIZIONE SISMICA E PARAMETRI CARATTERISTICI CON COEFFICIENTE DI RESISTENZA 1.2

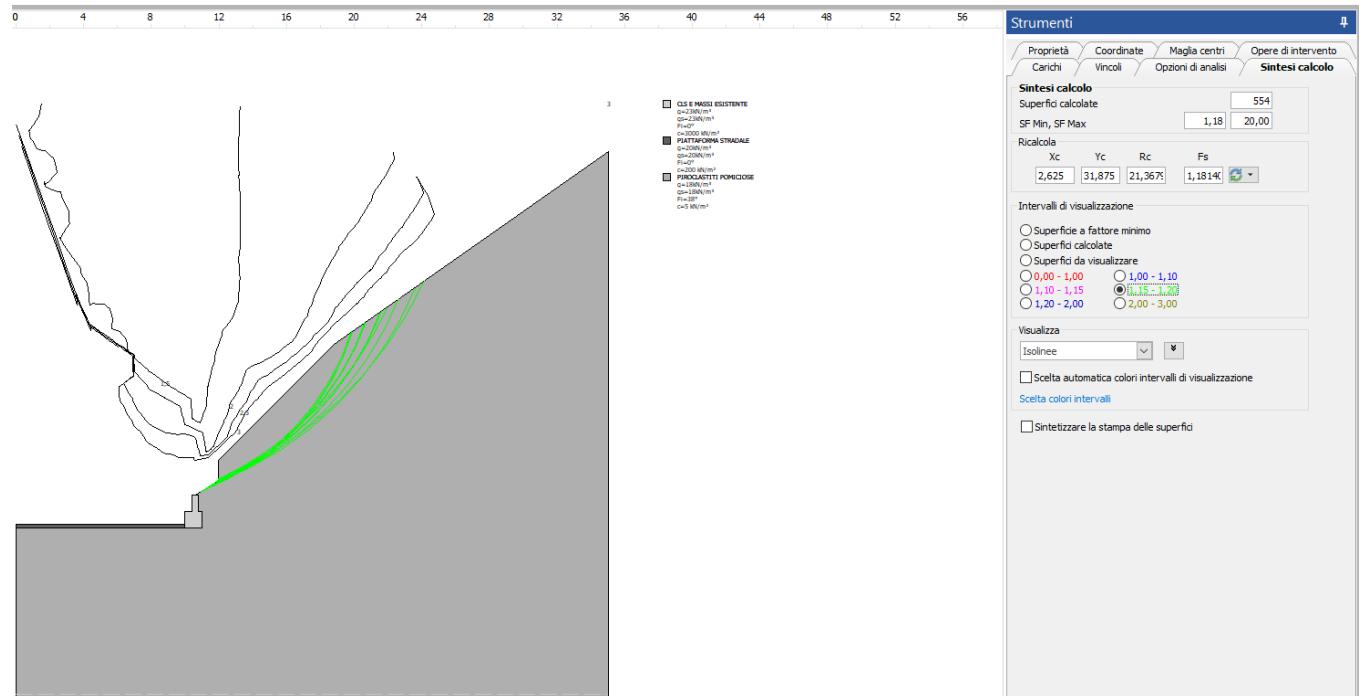


POST-OPERAM CONDIZIONE SISMICA E PARAMETRI CARATTERISTICI CON COEFFICIENTE DI RESISTENZA 1.2

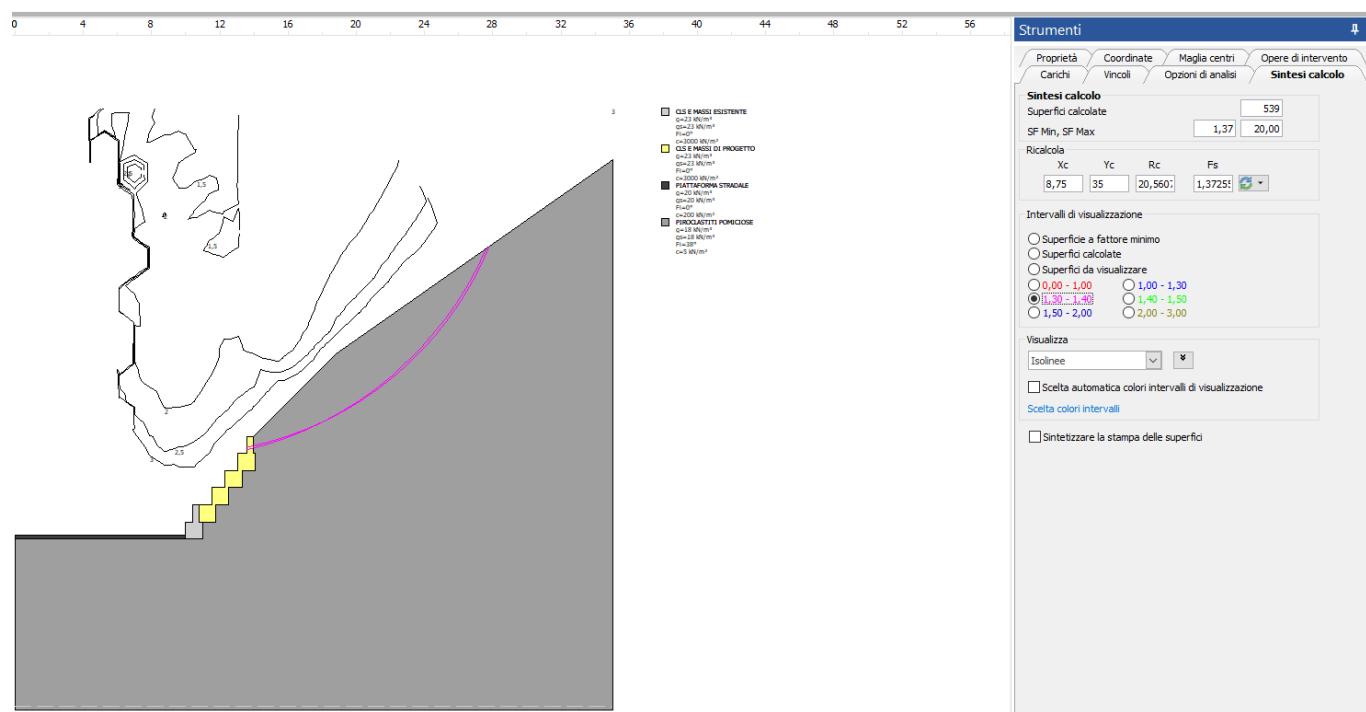


APPENDICE C - Analisi di sensibilità sulla soluzione definitiva con impiego di muri a gravità simili agli esistenti

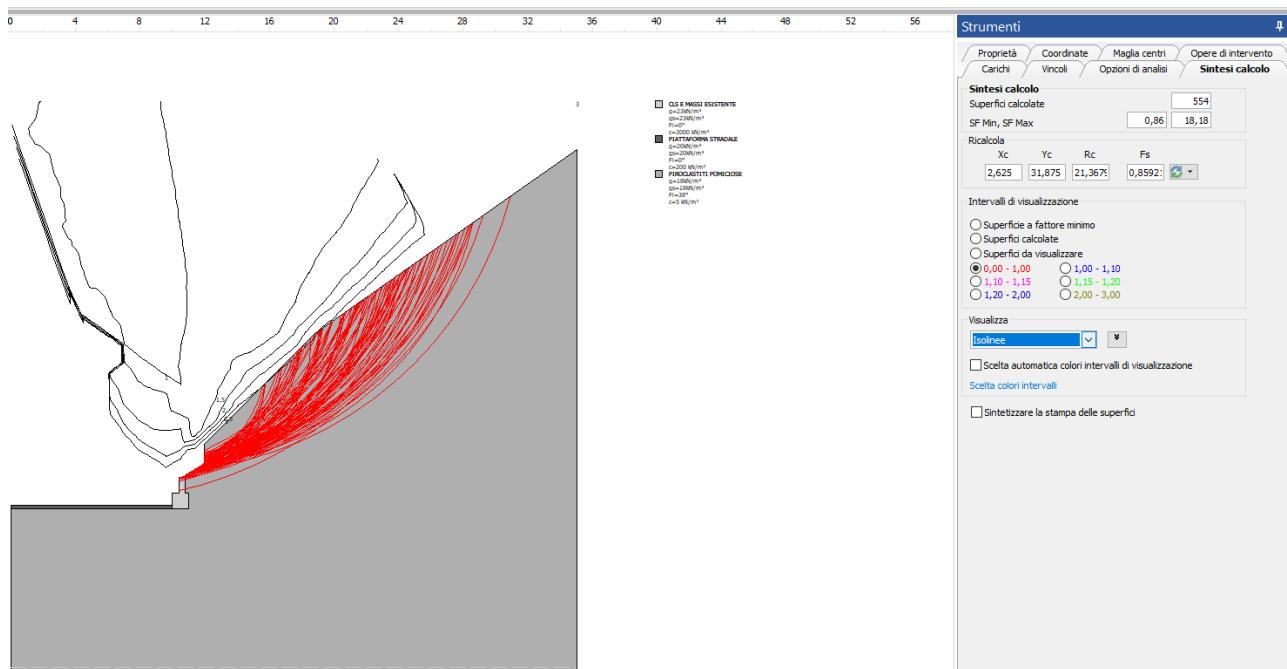
ANTE-OPERAM CONDIZIONE STATICHE E PARAMETRI CARATTERISTICI



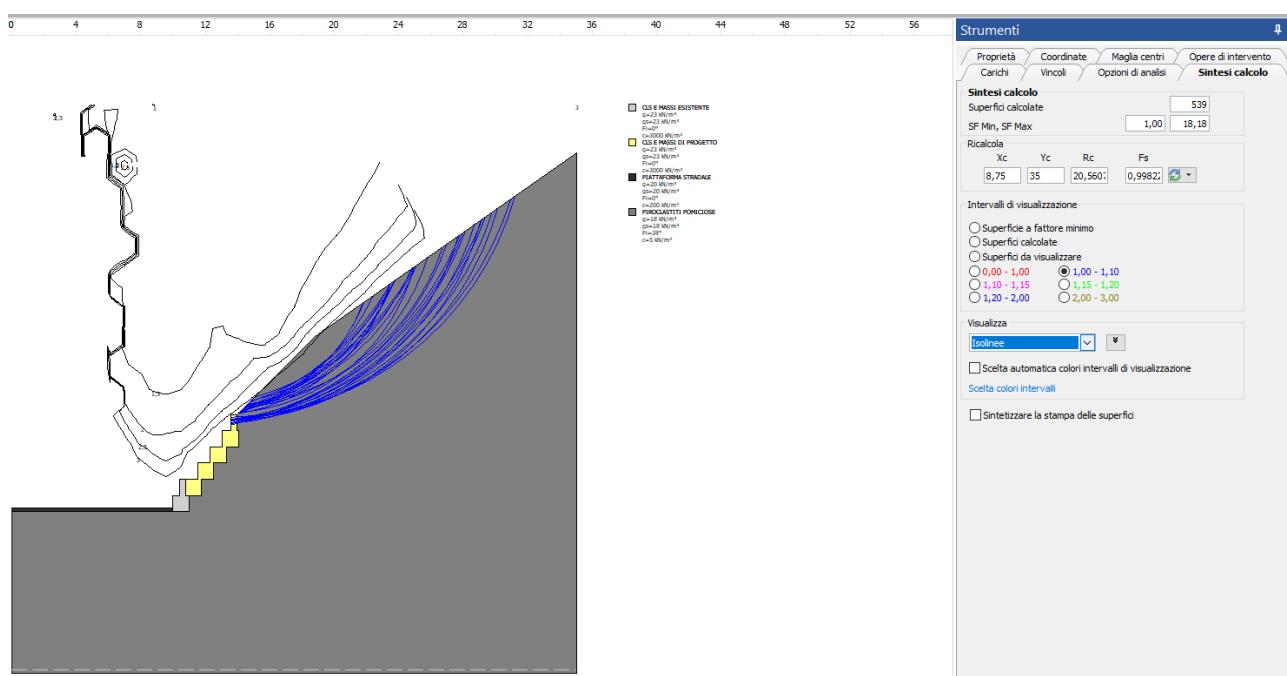
POST-OPERAM CONDIZIONE STATICHE E PARAMETRI CARATTERISTICI



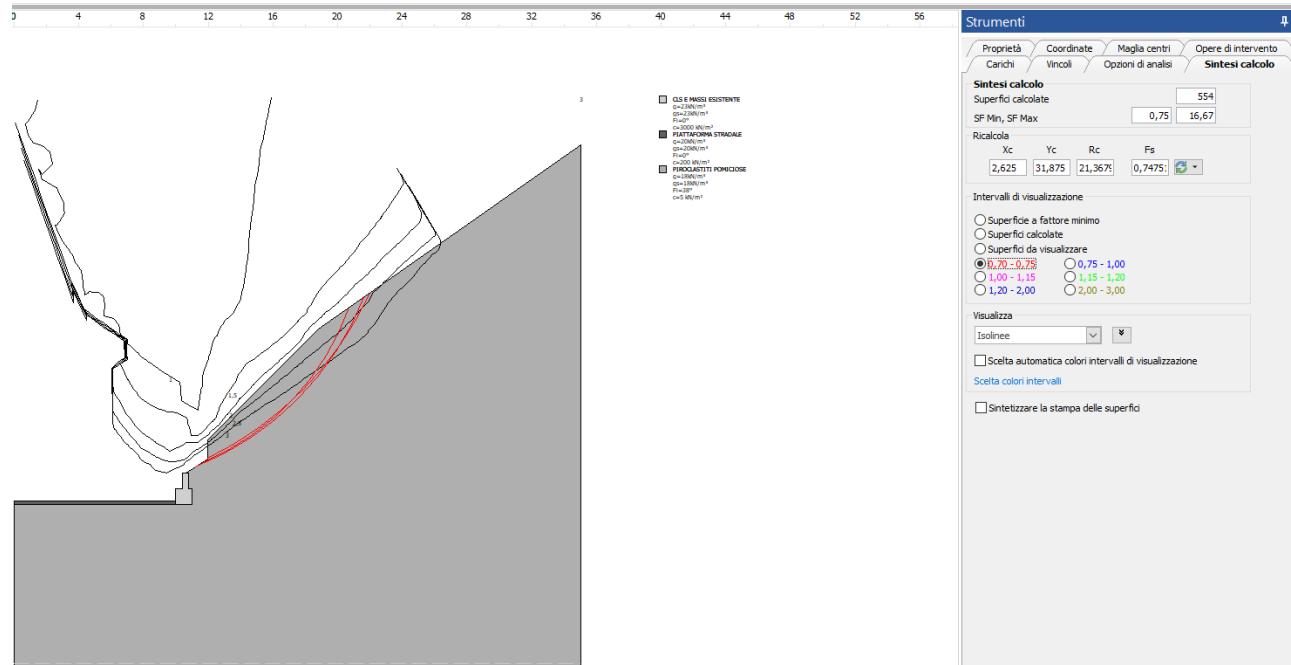
ANTE-OPERAM CONDIZIONE STATICHE E PARAMETRI PENALIZZATI



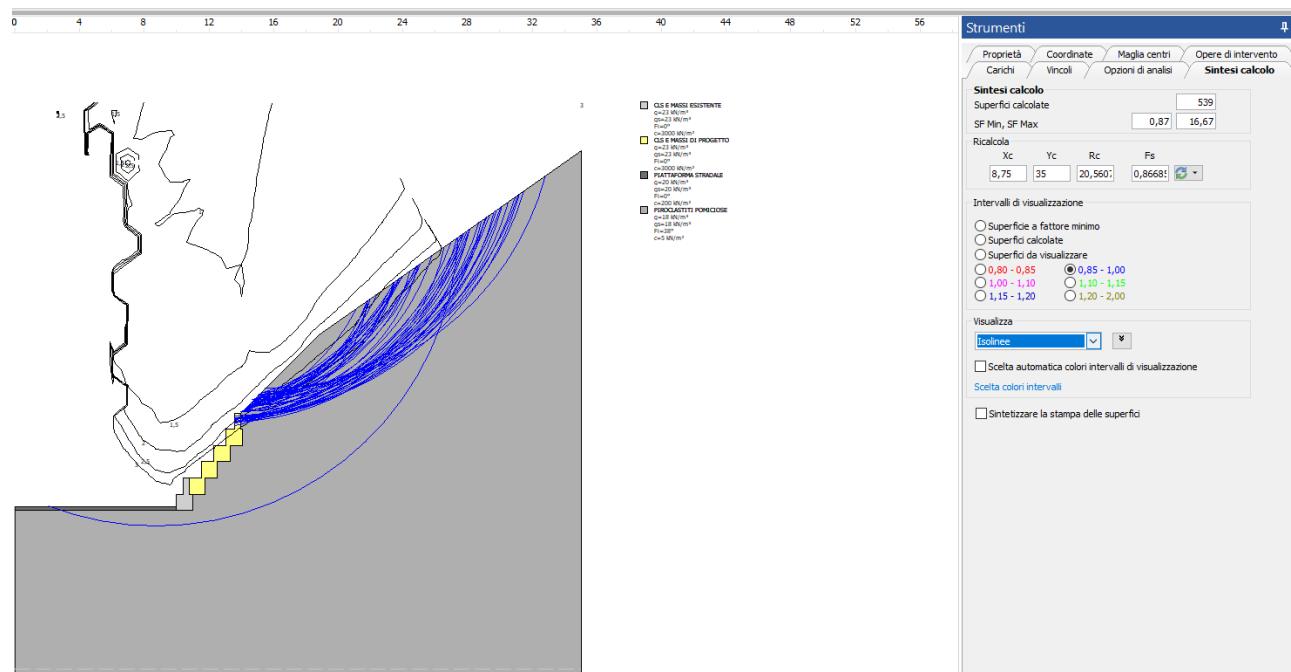
POST-OPERAM CONDIZIONE STATICHE E PARAMETRI PENALIZZATI



ANTE-OPERAM CONDIZIONE SISMICA E PARAMETRI CARATTERISTICI CON COEFFICIENTE DI RESISTENZA 1,2



POST-OPERAM CONDIZIONE SISMICA E PARAMETRI CARATTERISTICI CON COEFFICIENTE DI RESISTENZA 1,2



APPENDICE D - Integrazioni richieste dal Genio Civile di Messina con nota del 3 Ottobre 2024

0 - PREMESSA

Nella presente APPENDICE D sono riportati gli approfondimenti eseguiti dal progettista a seguito della richiesta di integrazioni pervenuta con nota del Genio Civile di Messina del 3 Ottobre 2024, Protocollo 120554 del 03 10 2024.

Per sistematicità e chiarezza di esposizione si risponde ai cinque punti della richiesta sopra menzionata premettendoli testualmente in corsivo ad ognuno dei riscontri appresso forniti. Essi sono rispettivamente esposti nei seguenti paragrafi 1, 2, 3, 4 e 5. Il complesso delle osservazioni ricevute ha dato modo al progettista di approfondire le varie questioni, a vantaggio della corretta interpretazione dello studio svolto e della accurata conduzione dei lavori.

1 - STABILITÀ PENDICI CON MURI CONTRORIPA FRA KM 2,282 E KM 2,402

- *Da alcune delle verifiche allegate, allo sdp si ottiene un coefficiente di sicurezza inferiore all'unità, pertanto è necessario chiarire, alla luce di tali risultanze, la validità dell'intervento proposto*

Come già spiegato nella relazione geotecnica già oggetto di verifica e qui confermato (cfr. pagina 7 della presente relazione) i valori di resistenza al taglio delle Piroclastiti esposte sui versanti di che trattasi hanno rilevante dipendenza dalla suzione, atteso che tali rocce (PP) sono particolarmente sensibili alle piogge intense e persistenti.

La suzione è l'effetto della capillarità che genera rilevanti tensioni efficaci, e quindi resistenza al taglio, in alcuni materiali a grana fina sciolti o debolmente cementati. Tale effetto è particolarmente rilevante nel caso in cui su tali materiali non gravino sforzi totali di confinamento, come ad esempio accade nel caso di scarpate sub verticali di notevole altezza. Queste ultime, infatti, nel caso di materiali sciolti soggetti a suzione, risultano autosostentanti a tempo indeterminato a meno di progressiva erosione corticale per effetto delle piogge.

Tale fenomeno si osserva in diverse balze piroclastiche presenti a Filicudi, come ad esempio in quelle circostanti il porto (Figura D1), laddove storicamente si sono costruiti muri sub verticali di rivestimento a protezione di notevole altezza con ricorso a massi basaltici e rocce vulcaniche cementati con l'interposizione di malta e posti a protezione delle pareti piroclastiche. Dalla Figura D1 si nota infatti come la nuda parete piroclastica a sinistra appaia stabile ma solcata dai percorsi erosivi dell'acqua di pioggia, mentre quella di destra è stata guarnita dalla una protezione di un grande muro formato con massi selezionati e calce. La stabilità di quest'ultimo è giustificata dalla assente spinta attiva del versante e da una coazione all'interfaccia fra muro e terreno che si riduce alla reazione passiva del terreno alla componente di forza peso che il muro, acquistato verso monte, scarica sulla scarpata naturale.

Sembra utile al riguardo la definizione fornita da V. Baggi, ordinario di Costruzioni Stradali presso il Politecnico di Torino nel suo volume “Costruzioni Stradali” (1922):

“I muri che si costruiscono lungo le strade si distinguono in muri di sostegno propriamente detti, e sono

tutti i muri soggetti a spinte, ed in muri di rivestimento, i quali sono quei sottili ricoprimenti di muratura che non hanno da sostenere il terreno, ma devono semplicemente proteggerlo contro le azioni fisico-chimiche che tendono ad alterarne le condizioni”.



Figura D1 - Rivestimento di parete di vulcanite con muratura di blocchi selezionati dalla roccia locale legati con malta e disposti a parete sub verticale con gradonatura ogni 2-3m; zona di Filicudi Porto

I muri di controripa che qui il progetto propone, e conferma, fra il km 2,282 e km 2,402 intendono per di più replicare i muri storici presenti nell’isola e ciò anche per motivi filologici ed ambientali nella zona paesaggisticamente vincolata in cui deve essere realizzato il progetto.

Quanto sopra premesso, preme spiegare che le verifiche di stabilità già proposte nella relazione geotecnica già oggetto di verifica (lì effettivamente presentate senza commento, e qui parimenti riprodotte nella precedente Appendice B) sono state orientate, come lì intitolato, ad una mera *analisi di sensibilità* che ha avuto due finalità:

- a. Dimostrare come nel caso in esame una protezione muraria al piede formata con blocchi cementati sia staticamente preferibile ad una soluzione a gabbioni. Ad essi, infatti, oltre che ad un valore del coefficiente di sicurezza maggiore, resta associato un minore impatto paesaggistico per l’evitato locale uso artificiale della rete. Senza contare del poco significativo vantaggio della deformabilità dei gabbioni che su un piano di posa relativamente rigido (rocce piroclastiche) non ha occasione di essere mobilitata.

- b. Confermare il limitato o inapprezzabile vantaggio a migliorare la condizioni di stabilità del pendio ricorrendo a risagomature dello stesso o abbattimenti di scarpa del pendio che potrebbero peraltro innescare fenomeni di instabilità più a monte.

I valori dei coefficienti di sicurezza esposti alle Appendici B e C relazione geotecnica già oggetto di verifica non sono quindi rappresentativi del margine di sicurezza del pendio ma devono essere solo considerati in ambito ad una analisi di sensibilità.

Per rispondere alla richiesta di una valutazione numerica sul grado di sicurezza del pendio post operam ci si deve ovviamente riferire ad un profilo topografico dettaglio ammissibile e rimuovere l'ipotesi di pendio a superficie piana usato nelle richiamate analisi di sensibilità.

A tale scopo si è fatto riferimento alla sezione F del pendio già riportata nei disegni di progetto, che è stata anche estesa con riferimento alla aerofotogrammetria con drone eseguita dal RTP durante la fase delle indagini in situ (Figura D2). Si osserva che la Sezione F è la più acclive del versante in esame fra quelle considerate in progetto, infatti ricade nel centro della curva convessa a mezzacosta interposta fra due tratti vallonati sul pendio in sinistra al fosso “Vaddunazzo” (Figura D2).



Figura D2 - Sezioni di progetto nel tratto di interesse e curve di livello ottenute da aerofotogrammetria con drone eseguita dal RTP durante la fase delle indagini in situ

La Sezione F e la contigua Sezione G sono riportate rispettivamente alle Figure D3 e D4, dal cui confronto si percepisce come sia più gravosa la condizione rappresentata dalla Sezione F; conclusione deducibile anche dalla elaborazione grafica in Figura D5.

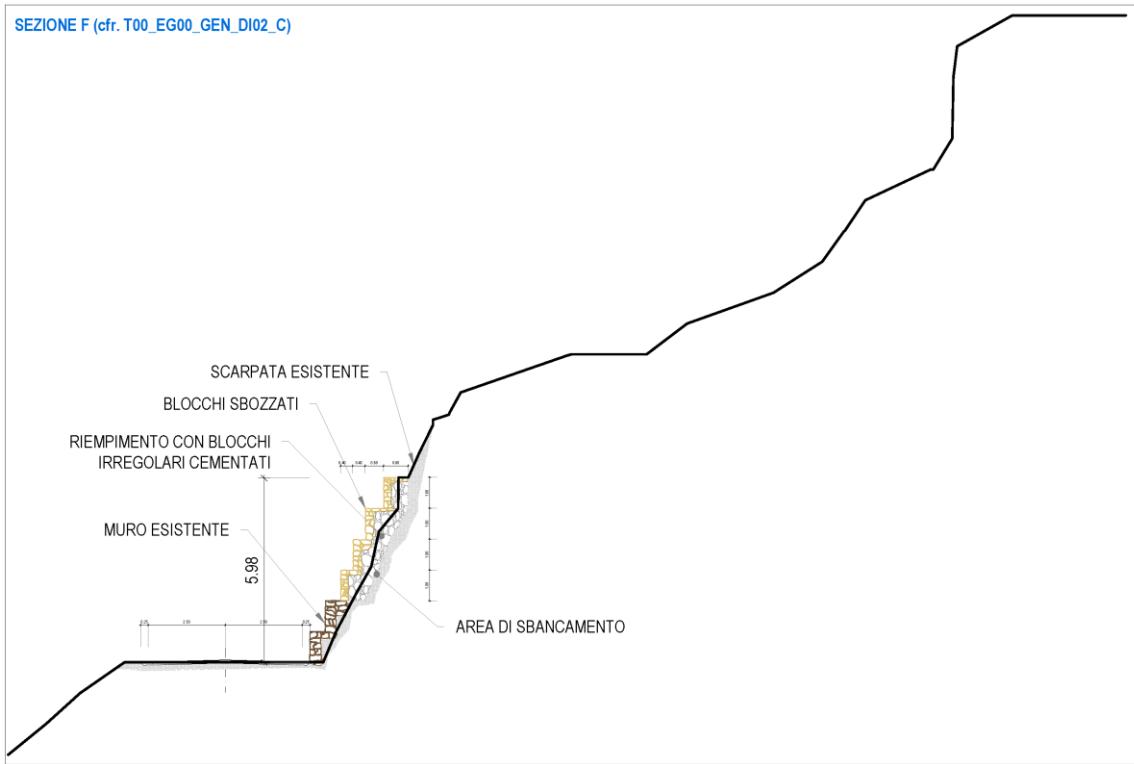


Figura D3 - Sezione F di progetto sulla base del modello digitale del terreno in formato DEM deducibile dalla aerofotogrammetria con drone eseguita nel 2021 dal RTP durante la Fase 0 del servizio (cfr. curve di livello in Figura D2)

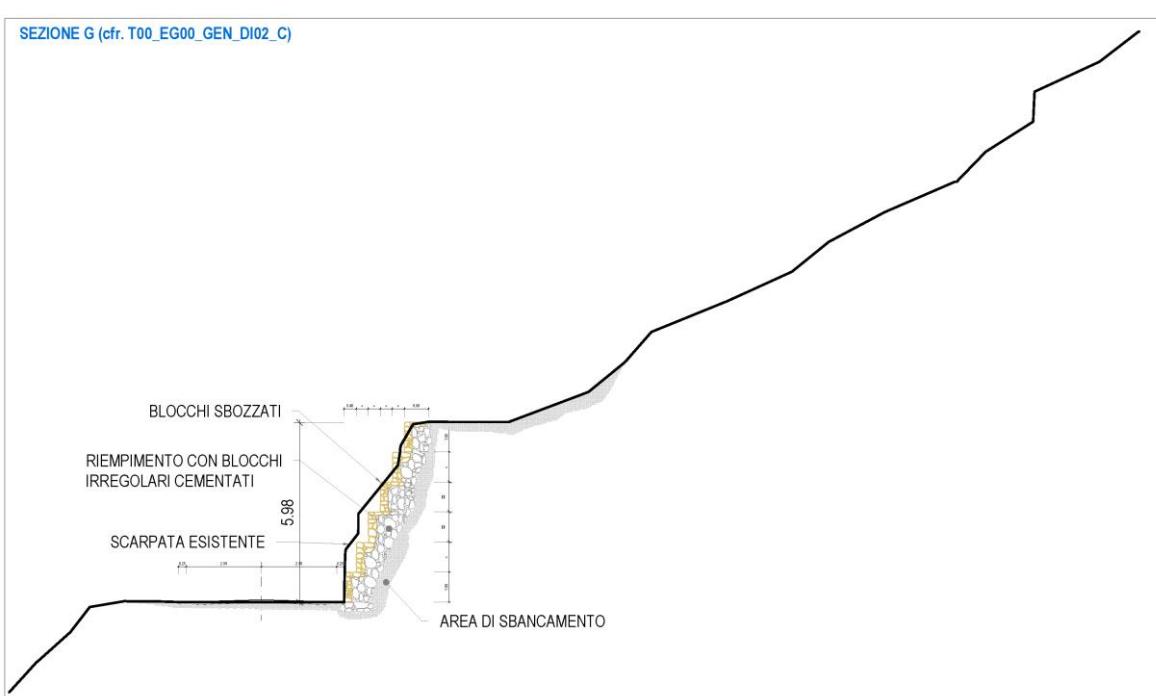


Figura D4 - Ampliamento del profilo della Sezione G di progetto sulla base del modello digitale del terreno in formato DEM deducibile dalla aerofotogrammetria con drone eseguita nel 2021 dal RTP durante la Fase 0 del servizio (cfr. curve di livello in Figura D2)

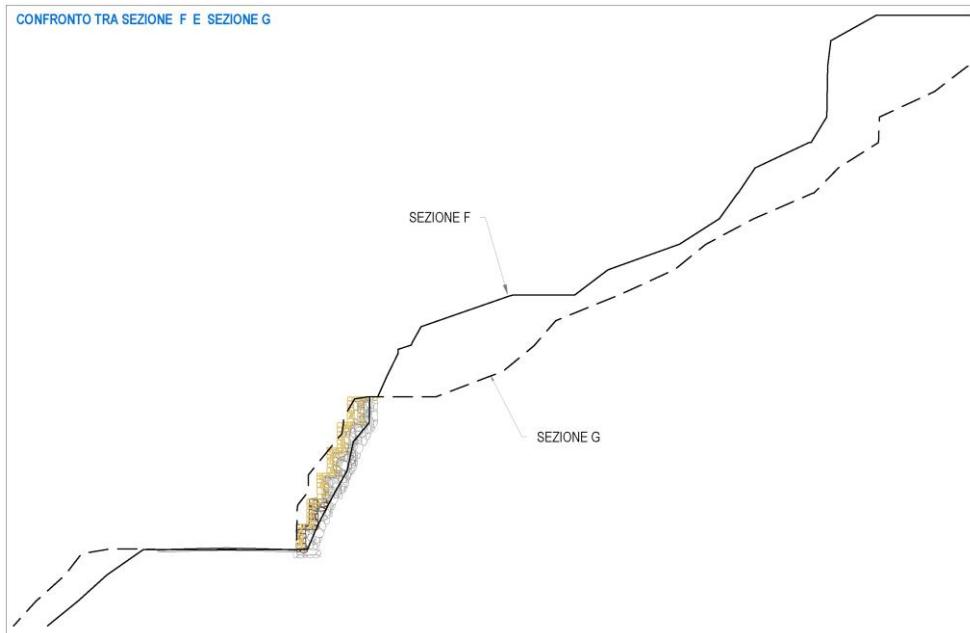


Figura D5 - Minore acclività della Sezione G (---) rispetto alla acclività della Sezione F (—)

Parimenti a quanto svolto nella relazione geotecnica già oggetto di verifica, le specifiche analisi richieste dal Genio Civile competente sono state eseguite mediante il programma GEOSTRU. I risultati dei calcoli sono riportati in coda alla presente APPENDICE D. È appena il caso di evidenziare che anche queste ultime verifiche sono da assumersi come un esercizio cautelativo, poiché il pendio in esame viene qui considerato in 2D e quindi di forma cilindrica a direttrice Sezione F, mentre invece una ancor più realistica simulazione potrebbe farsi con una pseudo analisi in 3D, mediando ad esempio due serie di verifiche, una relativa alla sezione F e l'altra relativa alla (più stabile perché meno acclive) adiacente sezione G. Si tratterebbe di una analisi già usata nella pratica tecnica, ma che si ritiene travalicante i confini dello studio in argomento.

I risultati dei calcoli in 2D di cui sopra sono stati sintetizzati nella Tabella D1.

TIPO DI CALCOLO	A O S T P C	P O S T P C	A O S T P P 1.1	P O S T P P 1.1	A O S I P C 1.2	P O S I P C 1.2	NOTE
Analisi di Sensibilità	1.11	1.18	0.81	0.86	0.70	0.74	Pendio desunto nel 2021 da carta regionale 1:10000 in fase di progetto definitivo
Verifica di stabilità	1.42	1.55 1.73	1.03	1.12 1.26	0.90	1.01 1.07	Pendio desunto da aerofotogrammetria con drone del 2021

LEGENDA: **AOST PC** *Ante Operam Statica con Parametri Caratteristici*
POST PC *Post Operam Statica con Parametri Caratteristici*
AOST PP 1.1 *Ante Operam Statica con Parametri Penalizzati e fattore di resistenza 1.1*
POST PP 1.1 *Post Operam Statica con Parametri Penalizzati e fattore di resistenza 1.1*
AOSI PC 1.2 *Ante Operam Sismica con Parametri Caratteristici e fattore di resistenza 1.2*
POSI PC 1.2 *Post Operam Sismica con Parametri Caratteristici e fattore di resistenza 1.2*

Tabella D1 - Risultati delle verifiche stabilità integrative sulla stabilità dei pendii post operam e confronto con i risultati dell'analisi di sensibilità su pendio di massima a superficie piana

2 - SOTTOMURAZIONE

- *Non è chiaro l'intervento di sottomurazione che eventualmente si dovrebbe eseguire, vista anche la notevole pendenza della parete in esame, per cui si ritiene necessario produrre un particolare costruttivo dell'opera in questione*

Gli interventi di sottomurazione di massi in condizioni di precaria stabilità saranno eseguiti con riferimento filologico ai locali consolidamenti effettuati nell'isola durante i secoli scorsi (Figura D6). Un particolare costruttivo di tali interventi si riporta in Figura D7. Tali interventi potranno anche ripetersi a varie quote lungo una stessa sezione stradale, con singole altezze delle varie sottomurazioni contenute in 2m circa e cioè all'incirca corrispondenti alle altezze delle cavità di lacuna formatesi a seguito di dislocazioni di massi avvenute lungo il pendio sia a seguito di movimenti gravitativi naturali sia per effetto di disaggi artificiali di massi instabili.



Figura D6 - Esempio di sottomurazione di massi instabili a monte della strada in esame, località Canale - Rocca di Ciauli (cfr. anche Foto 1 e 2 in Appendice A)

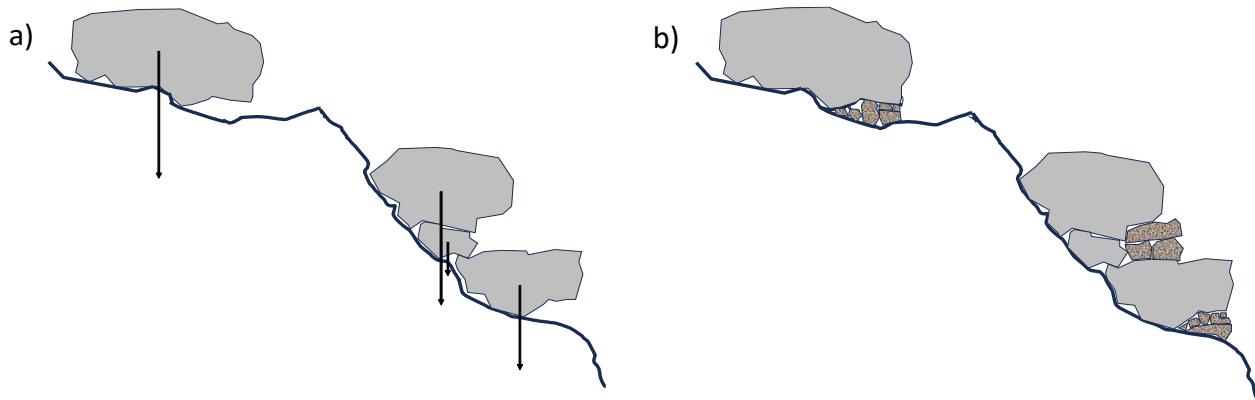


Figura D7 - Particolare costruttivo di sottomurazione di massi in precario equilibrio sul pendio di piroclastiti (a), vedi i vettori della forza peso che ricadono all'interno del perimetro della rispettiva area di appoggio, per mezzo di blocchi (b) selezionati dai disgaggi di massi instabili di roccia vulcanica, secondo i Criteri Ambientali Minimi (CAM)

3 - VERIFICA DEI NUOVI MURI E INCIDENZA DEI CARICHI SUI MURI DI BASE

- *Produrre, ai sensi delle NTC 2018, oltre al calcolo e verifica del nuovo muro $H=m.4,00$, anche il calcolo e la verifica del muro di base esistente, che comprenda l'incidenza del nuovo sovraccarico sullo stesso*

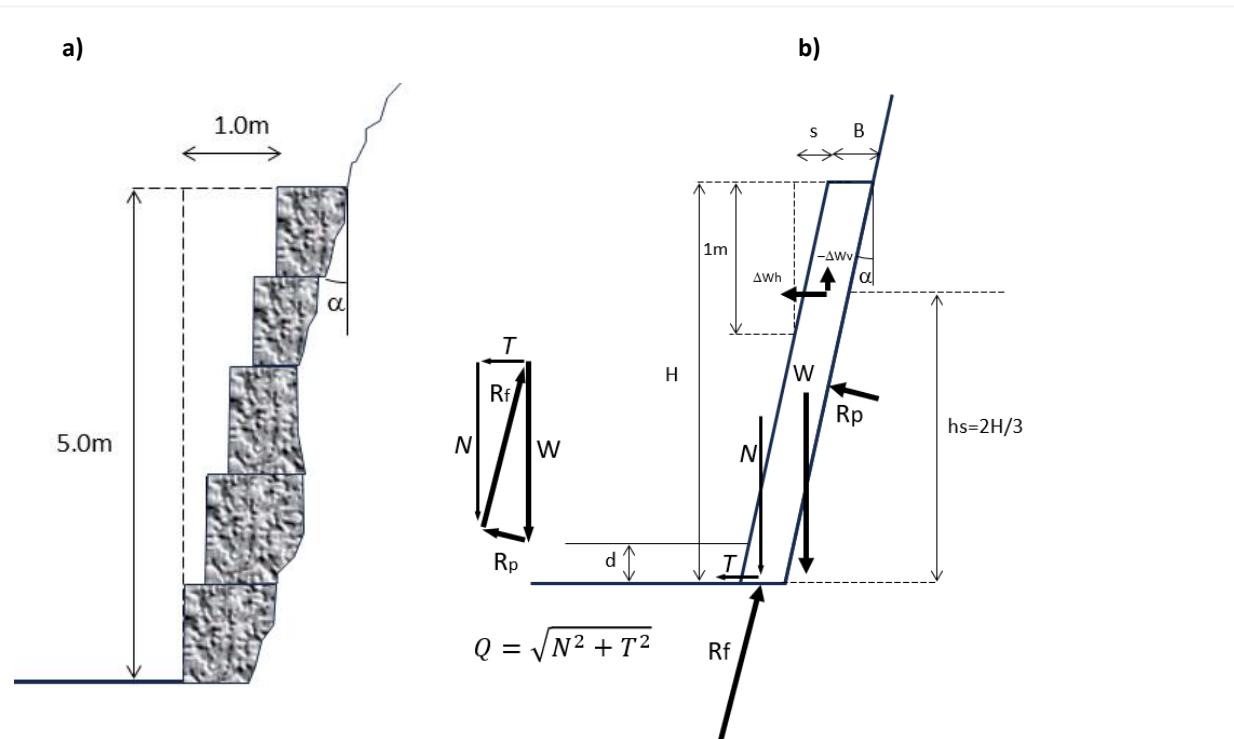


Figura D8 - Schema di calcolo per la determinazione del carico $Q = -R_f$ alla base del rivestimento di parete costituito di blocchi e malta nella ipotesi cautelativa di attrito nullo fra rivestimento e parete

Il calcolo richiesto è stato eseguito con riferimento allo schema in Figura D8. Con rimando alla spiegazione al Paragrafo 1 di questa Appendice D, relativa alla differenza di trattamento che, sulla base della consolidata letteratura di settore, il progettista deve usare nei dimensionamenti riguardanti rispettivamente i muri di rivestimento e quelli di sostegno, si osserva che il muro in esame, è appoggiato ad una parete di roccia di per sé localmente stabile e quindi non esercitante alcuna spinta attiva sul

rivestimento. Quest'ultimo viene tuttavia previsto per proteggerlo dagli effetti di decadimento della suzione che potrebbero essere generati dal dilavamento delle acque di pioggia sulla parete. Il contatto fra rivestimento e parete viene garantito da due fattori rilevanti:

- i. Spinta generata dalla forza peso del muro inclinato verso monte contrastata da una aliquota di spinta passiva R_p della parte sul muro;
- ii. Formazione del muro con graduale posizionamento in elevazione di massi cementati, senza soluzione di continuità al contatto fra la parete e la muratura di massi cementati e quindi senza la adozione di rinterri spingenti a tergo.

Per rendere staticamente determinato lo schema di Figura D8 si è cautelativamente assunto che il contatto fra muro e rivestimento sia privo di attrito. Il muro è stato posto cautelativamente alto 5.0m sul piano strada. Il calcolo è stato svolto sia in fase statica sia in fase sismica, con applicazione dei coefficienti parziali di cui alle NTC 2018. Alle Tabelle D2 e D3 delle pagine seguenti si riportano i risultati dei calcoli nel loro dettagliato sviluppo. Nella verifica sismica (Figura D8b) si è scelta la combinazione più gravosa di azione inerziale verticale rivolta verso l'alto ($-\Delta W_v$) che, abbinata a quella orizzontale rivolta verso valle, è di modulo ridotto alla metà rispetto a quest'ultima (ΔW_h). Le verifiche hanno dato esito favorevole in entrambe le condizioni di progetto.

4 - VERIFICHE AI SENSI DELLE NTC 2018 PER MURI DI RIVESTIMENTO ALTI SEI METRI

- *Muri per una altezza complessiva pari a m. 6,00 in "blocchi irregolari cementati", per i quali è necessario allegare calcoli e verifiche ai sensi delle NTC 2018*

Le verifiche di cui al precedente paragrafo sono state ripetute per un muro di rivestimento alto 6.50m sul piano di fondazione e 6.00m in elevazione. Esse sono riportate alle Tabelle D4 e D5 delle pagine seguenti. Anche in tal caso le verifiche sono ai sensi delle NTC 2018 state soddisfatte.

accelerazione di gravità	g	9.807	m/s^2
rapporto di scarpa della parete	s	0.2	
densità della muratura	ρ_m	2400	kg/m^3
peso dell'unità di volume della muratura	g_m	23.5368	kN/m^3
altezza della muratura	H	5.5	m
affondamento della fondazione rispetto al piano strada	δ	0.5	m
base della muratura (pari a spessore medio sul piano orizzontale)	B	0.85	m
angolo di attrito sul piano di posa	f	38	$^\circ$
peso della muratura	W	110.0345	kN/m
inclinazione della parete rispetto la verticale	α	0.20	rad
reazione del piano di posa senza attrito sulla parete	R_f	107.90	kN/m
componente verticale della reazione del piano di posa	N	105.80	kN/m
componente orizzontale della reazione del piano di posa	T	21.16	kN/m
angolo di attrito mobilità	f_m	0.20	rad
verifica risultante	R_f	107.90	kN/m
densità del terreno	ρ	1840.00	kg/m^3
peso dell'unità di volume della roccia	g	18.04	kN/m^3
coesione intercetta della roccia	χ_3	5.00	kN/m^2
angolo di resistenza al taglio della roccia	ϕ	38.00	$^\circ$
grado di saturazione della roccia	S	< 1	
sovraffaccio rispetto al piano di posa	θ	9.02	kN/m^2
fattore di attrito del carico limite	N_q	48.93	
fattore di coesione del carico limite	N_c	61.35	
fattore di sovraffaccio del carico limite	N_y	78.02	
fattore di coesione per la forma della fondazione	ζ_c	1.00	
fattore di attrito per la forma della fondazione	ζ_q	1.00	
fattore di sovraffaccio per la forma della fondazione	ζ_y	1.00	
fattore di attrito per l'inclinazione del carico limite	ζ_{qi}	0.66	
fattore di coesione per l'inclinazione del carico limite	ζ_{ci}	0.65	
fattore di sovraffaccio per l'inclinazione del carico limite	ζ_{yi}	0.53	
carico limite su unità di superficie	q_0	806.20	kN/m^2
carico limite per unità di lunghezza	Q	685.27	kN/m
coefficiente di sicurezza a parametri caratteristici	F	6.48	
coefficiente parziale delle azioni (NTC 2018)	γ_{G1}	1.30	
coefficiente parziale capacità portante (NTC 2018)	γ_R	1.40	
coefficiente parziale scorrimento (NTC 2018)	γ_R	1.10	
coefficiente di sicurezza al carico limite	F_I	3.56	
coefficiente di sicurezza allo scorrimento	F_s	2.73	
tensione di compressione di esercizio amplificata a base del muro	σ_{max}	0.16	MPa
coesione intercetta della roccia	c'	3.00	MPa
tensione di rottura caratteristica della roccia	σ_c	6.00	MPa
tensione di rottura della roccia penalizzata	σ_p	4.29	MPa
coefficiente di sicurezza alla base della muratura	F_m	26.49	

Tabella D2 - Verifica del muro di rivestimento alto 5.00m sul piano strada, in fase statica, ai sensi delle NTC 2018

accelerazione di gravità	g	9.807 m/s ²
rapporto di scarpa della parete	s	0.2
densità della muratura	ρ_m	2400 kg/m ³
accelerazione sismica orizzontale/accelerazione di gravità	a_v/g	0.14
accelerazione sismica verticale/accelerazione di gravità	a_h/g	0.07
peso dell'unità di volume della muratura	γ_m	23.5368 kN/m ³
altezza della muratura	H	5.5 m
affondamento della fondazione rispetto al piano strada	d	0.5 m
base della muratura (pari a spessore medio sul piano orizzontale)	B	0.85 m
angolo di attrito sul piano di posa	ϕ	38.00 °
peso della muratura	W	110.03 kN/m
inclinazione della parete rispetto la verticale	α	0.20 rad
reazione del piano di posa senza attrito sulla parete	R_f	123.00 kN/m
componente verticale della reazione del piano di posa	N	120.61 kN/m
componente orizzontale della reazione del piano di posa	T	24.12 kN/m
angolo di attrito mobilitato	ϕ_m	0.20 rad
verifica risultante	R_f	123.00 kN/m
densità del terreno	ρ	1840.00 kg/m ³
peso dell'unità di volume della roccia	γ	18.04 kN/m ³
coesione intercetta della roccia	c'	5.00 kN/m ²
angolo di resistenza al taglio della roccia	ϕ	38.00 °
grado di saturazione della roccia	S	< 1
sovraffaccarico rispetto al piano di posa	q	9.02 kN/m ²
fattore di attrito del carico limite	N_q	48.93
fattore di coesione del carico limite	N_c	61.35
fattore di sovraffaccarico del carico limite	N_γ	78.02
fattore di coesione per la forma della fondazione	ζ_c	1.00
fattore di attrito per la forma della fondazione	ζ_q	1.00
fattore di sovraffaccarico per la forma della fondazione	ζ_γ	1.00
fattore di attrito per l'inclinazione del carico limite	ζ_{qi}	0.65
fattore di coesione per l'inclinazione del carico limite	ζ_{ci}	0.65
fattore di sovraffaccarico per l'inclinazione del carico limite	ζ_{yi}	0.53
carico limite su unità di superficie	q_0	803.45 kN/m ²
carico limite per unità di lunghezza	Q	682.93 kN/m
coefficiente di sicurezza a parametri caratteristici	F	5.66
coefficiente parziale delle azioni (NTC 2018)	γ_{G1}	1.30
coefficiente parziale resistenza (NTC 2018)	γ_R	1.40
coefficiente parziale scorrimento (NTC 2018)	γ_R	1.10
coefficiente di sicurezza al carico limite	F_l	3.11
coefficiente di sicurezza allo scorrimento	F_s	1.91
tensione di compressione di esercizio amplificata a base del muro	σ_{max}	0.18 MPa
coesione intercetta della roccia	c'	3.00 MPa
tensione di rottura caratteristica della roccia	σ_c	6.00 MPa
tensione di rottura della roccia penalizzata	σ_p	4.29 MPa
coefficiente di sicurezza alla base della muratura	F_m	23

Tabella D3 - Verifica del muro di rivestimento alto 5.00m sul piano strada, in fase sismica, ai sensi delle NTC 2018

accelerazione di gravità	g	9.807	m/s^2
rapporto di scarpa della parete	s	0.2	
densità della muratura	ρ_m	2400	kg/m^3
peso dell'unità di volume della muratura	g_m	23.5368	kN/m^3
altezza della muratura	H	6.5	m
affondamento della fondazione rispetto al piano strada	δ	0.5	m
base della muratura (pari a spessore medio sul piano orizzontale)	B	0.85	m
angolo di attrito sul piano di posa	f	38	$^\circ$
peso della muratura	W	130.0408	kN/m
inclinazione della parete rispetto la verticale	α	0.20	rad
reazione del piano di posa senza attrito sulla parete	R_f	127.52	kN/m
componente verticale della reazione del piano di posa	N	125.04	kN/m
componente orizzontale della reazione del piano di posa	T	25.01	kN/m
angolo di attrito mobilitato	f_m	0.20	rad
verifica risultante	R_f	127.52	kN/m
densità del terreno	ρ	1840.00	kg/m^3
peso dell'unità di volume della roccia	g	18.04	kN/m^3
coesione intercetta della roccia	χ_3	5.00	kN/m^2
angolo di resistenza al taglio della roccia	ϕ	38.00	$^\circ$
grado di saturazione della roccia	S	< 1	
sovraffaccarico rispetto al piano di posa	θ	9.02	kN/m^2
fattore di attrito del carico limite	N_q	48.93	
fattore di coesione del carico limite	N_c	61.35	
fattore di sovraffaccarico del carico limite	N_y	78.02	
fattore di coesione per la forma della fondazione	ζ_c	1.00	
fattore di attrito per la forma della fondazione	ζ_a	1.00	
fattore di sovraffaccarico per la forma della fondazione	ζ_y	1.00	
fattore di attrito per l'inclinazione del carico limite	ζ_{qi}	0.65	
fattore di coesione per l'inclinazione del carico limite	ζ_{ci}	0.65	
fattore di sovraffaccarico per l'inclinazione del carico limite	ζ_{yi}	0.53	
carico limite su unità di superficie	q_0	802.75	kN/m^2
carico limite per unità di lunghezza	Q	682.34	kN/m
coefficiente di sicurezza a parametri caratteristici	F	5.46	
coefficiente parziale delle azioni (NTC 2018)	γ_{G1}	1.30	
coefficiente parziale capacità portante (NTC 2018)	γ_R	1.40	
coefficiente parziale scorrimento (NTC 2018)	γ_R	1.10	
coefficiente di sicurezza al carico limite	F_I	3.00	
coefficiente di sicurezza allo scorrimento	F_s	2.73	
tensione di compressione di esercizio amplificata a base del muro	σ_{max}	0.19	MPa
coesione intercetta della roccia	c'	3.00	MPa
tensione di rottura caratteristica della roccia	σ_c	6.00	MPa
tensione di rottura della roccia penalizzata	σ_p	4.29	MPa
coefficiente di sicurezza alla base della muratura	F_m	22.41	

Tabella D4 - Verifica del muro di rivestimento alto 6.00m sul piano strada, in fase statica, ai sensi delle NTC 2018

accelerazione di gravità	g	9.807 m/s ²
rapporto di scarpa della parete	s	0.2
densità della muratura	ρ_m	2400 kg/m ³
accelerazione sismica orizzontale/accelerazione di gravità	av/g	0.14
accelerazione sismica verticale/accelerazione di gravità	ah/g	0.07
peso dell'unità di volume della muratura	γ_m	23.5368 kN/m ³
altezza della muratura	H	6.5 m
affondamento della fondazione rispetto al piano strada	d	0.5 m
base della muratura (pari a spessore medio sul piano orizzontale)	B	0.85 m
angolo di attrito sul piano di posa	ϕ	38.00 °
peso della muratura	W	130.04 kN/m
inclinazione della parete rispetto la verticale	α	0.20 rad
reazione del piano di posa senza attrito sulla parete	R_f	145.37 kN/m
componente verticale della reazione del piano di posa	N	142.54 kN/m
componente orizzontale della reazione del piano di posa	T	28.51 kN/m
angolo di attrito mobilitato	ϕ_m	0.20 rad
verifica risultante	R_f	145.37 kN/m
densità del terreno	ρ	1840.00 kg/m ³
peso dell'unità di volume della roccia	γ	18.04 kN/m ³
coesione intercetta della roccia	c'	5.00 kN/m ²
angolo di resistenza al taglio della roccia	ϕ	38.00 °
grado di saturazione della roccia	S	< 1
sovraffaccio rispetto al piano di posa	q	9.02 kN/m ²
fattore di attrito del carico limite	N_q	48.93
fattore di coesione del carico limite	N_c	61.35
fattore di sovraffaccio del carico limite	N_γ	78.02
fattore di coesione per la forma della fondazione	ζ_c	1.00
fattore di attrito per la forma della fondazione	ζ_q	1.00
fattore di sovraffaccio per la forma della fondazione	ζ_γ	1.00
fattore di attrito per l'inclinazione del carico limite	ζ_{qi}	0.65
fattore di coesione per l'inclinazione del carico limite	ζ_{ci}	0.64
fattore di sovraffaccio per l'inclinazione del carico limite	ζ_{yi}	0.53
carico limite su unità di superficie	q_0	800.39 kN/m ²
carico limite per unità di lunghezza	Q	680.33 kN/m
coefficiente di sicurezza a parametri caratteristici	F	4.77
coefficiente parziale delle azioni (NTC 2018)	γ_{G1}	1.30
coefficiente parziale resistenza (NTC 2018)	γ_R	1.40
coefficiente parziale scorrimento (NTC 2018)	γ_R	1.10
coefficiente di sicurezza al carico limite	F_l	2.62
coefficiente di sicurezza allo scorrimento	F_s	1.91
tensione di compressione di esercizio amplificata a base del muro	σ_{max}	0.22 MPa
coesione intercetta della roccia	c'	3.00 MPa
tensione di rottura caratteristica della roccia	σ_c	6.00 MPa
tensione di rottura della roccia penalizzata	σ_p	4.29 MPa
coefficiente di sicurezza alla base della muratura	F_m	20

Tabella D5 - Verifica del muro di rivestimento alto 6.00m sul piano strada, in fase sismica, ai sensi delle NTC 2018

5 - CARATTERISTICHE E VERIFICHE CADITOIE E POZZETTI DI SBOCCO

- *Alcuni dei pozetti previsti lato valle a margine della strada hanno rilevanti altezze fuori terra (vedi pozetti 7 e 9 H = m. 3,50 circa). Per gli stessi sono stati allegati calcoli effettuati con la precedente normativa NTC 2008; non è chiaro altresì se gli stessi siano previsti in c.a. o in c.l.s.. È necessario pertanto produrre nuovi calcoli aggiornati alle NTC 2018, con esecutivi e particolari che ne chiariscano la modalità di realizzazione, con riferimento anche all'interazione con la tombinatura in progetto e alla piastra di fondazione, che appare solidale con quella del pozetto.)*

Nella presente edizione della relazione geotecnica (004-T00_GE00_GET_RE01_D) si è mantenuta la spiegazione già data nella precedente edizione della stessa (004-T00_GE00_GET_RE01_C) laddove già si specificò che i manufatti costituenti i pozetti sono costituiti di calcestruzzo non armato. Nei disegni delle carpenterie dei tombini infatti appaiono armature solo ai coperchi dei pozetti di sbocco ove presenti. A maggiore chiarezza del progetto, attese le richieste del Genio Civile, sono stati rieditati tutti gli esecutivi dei tombini e pozetti, come risulta dalle tavole grafiche che accompagnano la presente revisione **D**. Le stesse indicazioni sulla scelta del calcestruzzo non armato sono state evidenziate nelle rieditate relazioni idraulica, geotecnica e della presente revisione integrativa **D**; esse comprendono le seguenti specifiche:

1. Modalità di realizzazione con indicazione delle superficie di ripresa di getto fra platea di fondazione e piedritti e pareti dei tombini e dei pozetti di estremità;
2. Indicazione sull'impiego di calcestruzzo non armato strutturale e indicazione della relativa categoria;
3. Indicazione delle pendenze da assegnare ai vari tombini.

Si osserva inoltre che nella precedente edizione della relazione strutturale (revisione C, Elaborato T00_IM00_IMP_RE01_C) tutte le verifiche svolte vennero condotte ai sensi delle NTC 2018 e che non furono in alcun punto presentate verifiche ai sensi delle NTC 2008.

Non si prevede alcun giunto fra pozetti e canne interrate dei tombini considerato che il piano di appoggio è ovunque costituito di rocce praticamente non comprimibili. Inoltre per tale tipo di strutture si tratta di fondazioni compensate, cioè senza sostanziale modifica dei carichi agenti sul piano di posa. Infine, la ridottissima dimensione di questi attraversamenti, in confronto a quelli attraversanti strade di normale larghezza (la strada in esame è particolarmente angusta, come illustrato in progetto la larghezza di carreggiata è compresa fra 3 e 5m) non giustificherebbe la adozione di giunti strutturali in ambito a tali piccoli manufatti.

Per quanto alla scelta del calcestruzzo non armato si osserva che questa opzione è stata preferita considerato l'ambiente atmosferico dell'isola che è chimicamente aggressivo nei confronti del c.a. specialmente per la notevole esposizione costiera ed il regime notoriamente ventoso delle Eolie che trasporta all'interno di quelle isole correnti di aria satura di salsedine, con massimo impatto nelle isole più piccole (Alicudi e Filicudi)

Di tale accentuata aggressività che nel caso in esame si verifica nei confronti del c.a. si ha evidenza nelle strutture viarie realizzate nell'isola in tempi recenti e che sono già in stato di vistoso degrado (Figura D9).

a)



b)

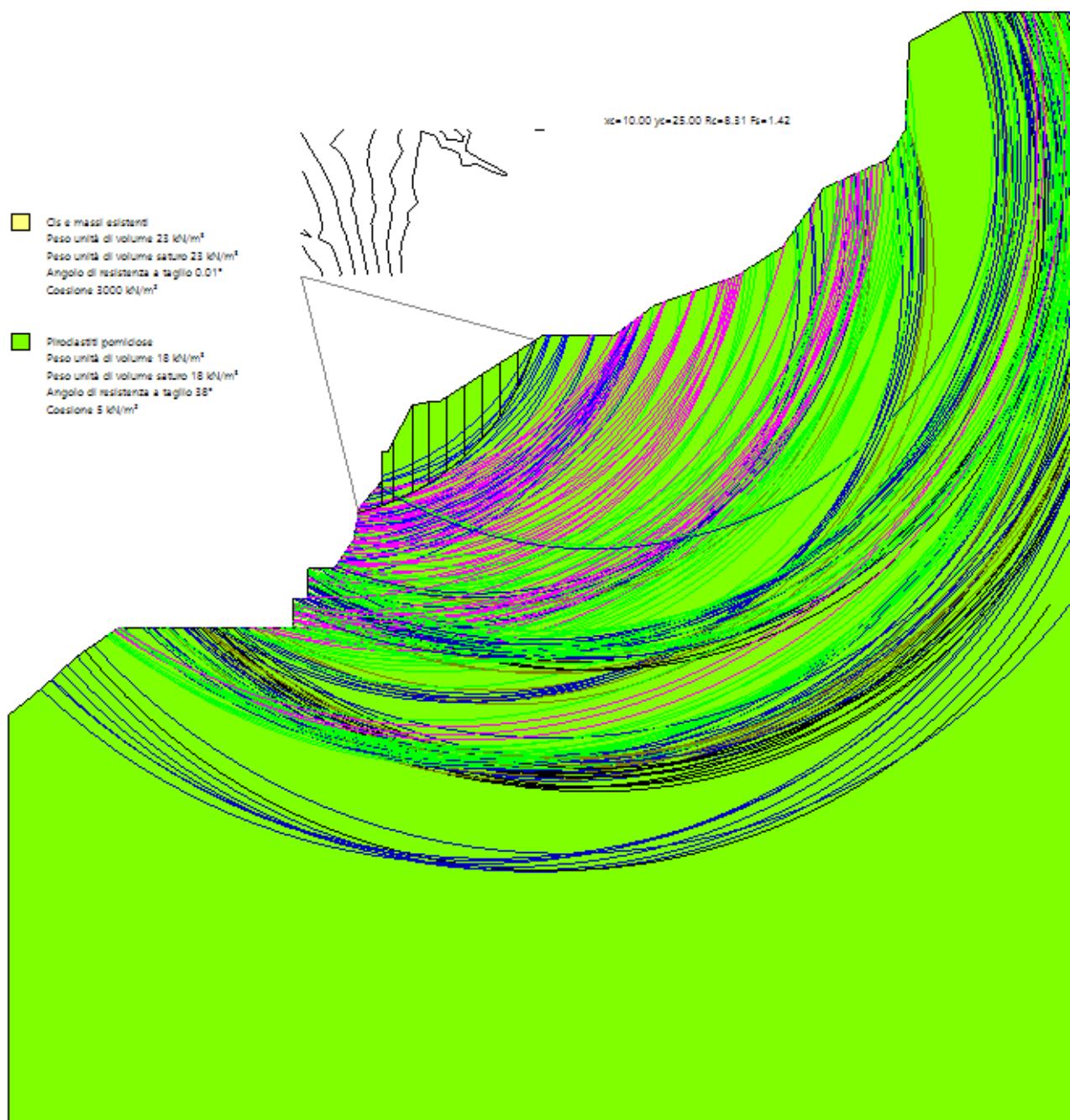


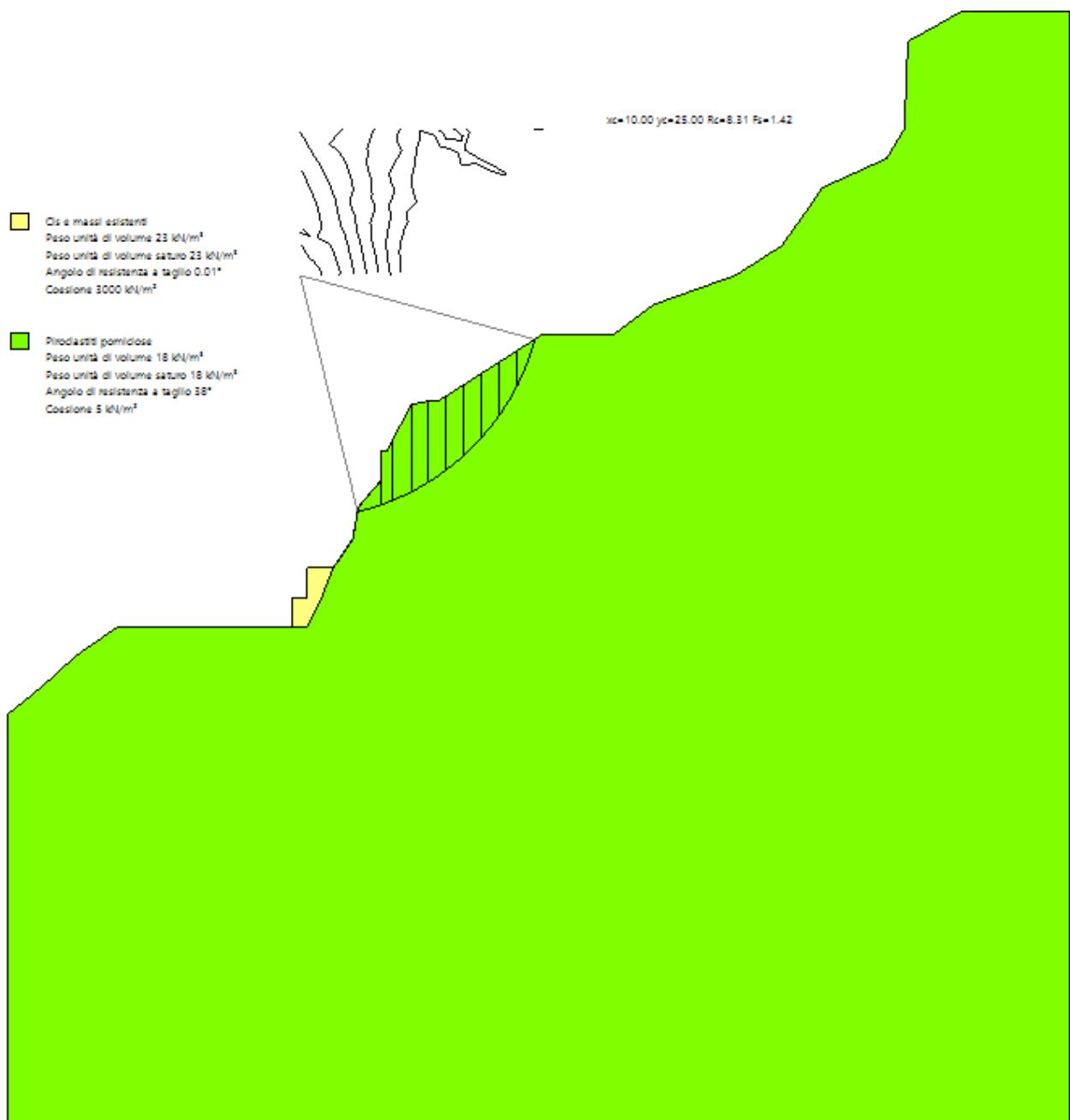
Figura D9 - Avanzato degrado di cordoli di c.a. al bordo della strada in zona Stimpagnato

ANALISI DI STABILITÀ PENDICI

ANTE OPERAM CONDIZIONE STATICÀ – PARAMETRI CARATTERISTICI – COEFF. DI RESISTENZA

R=1



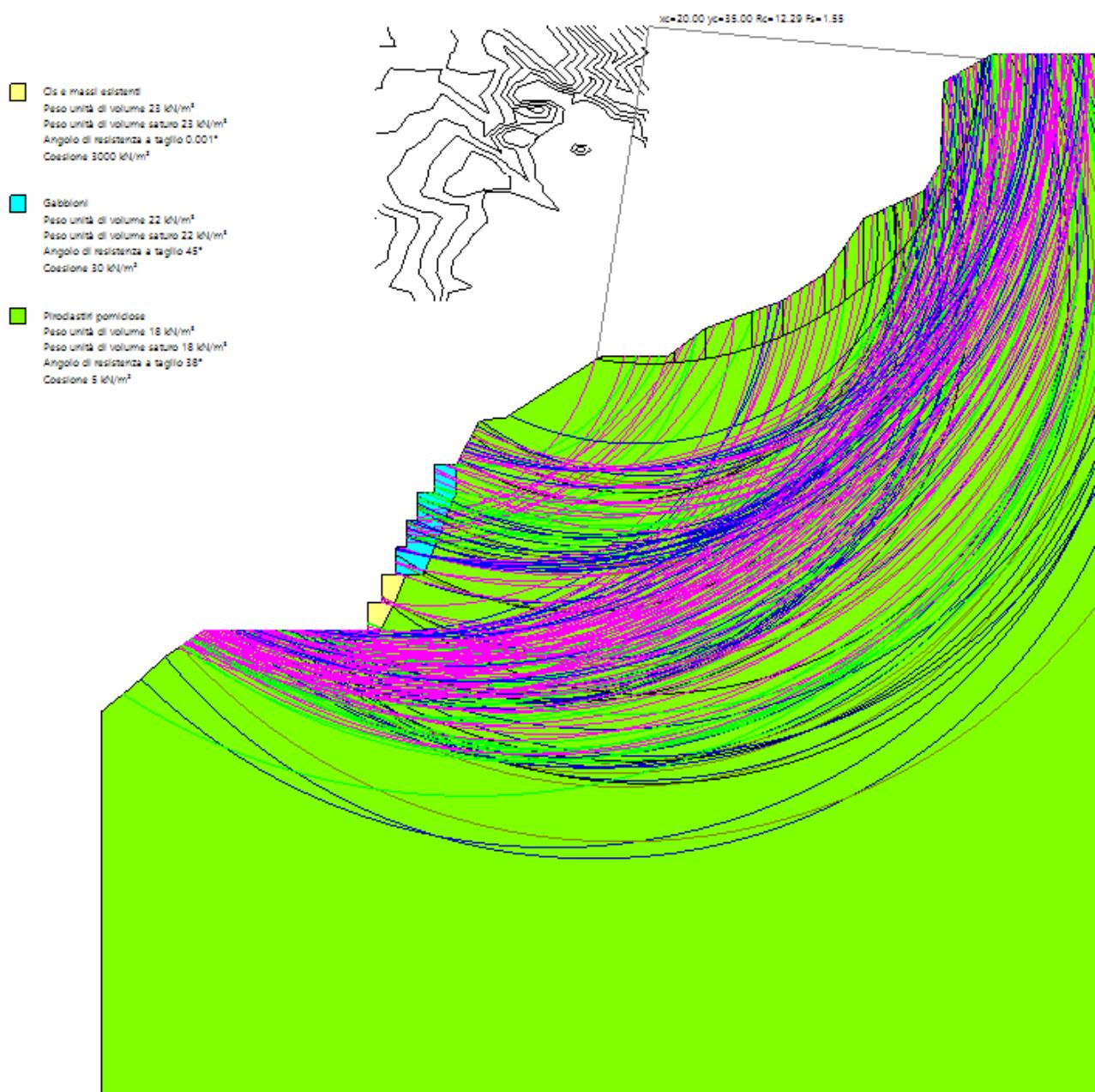


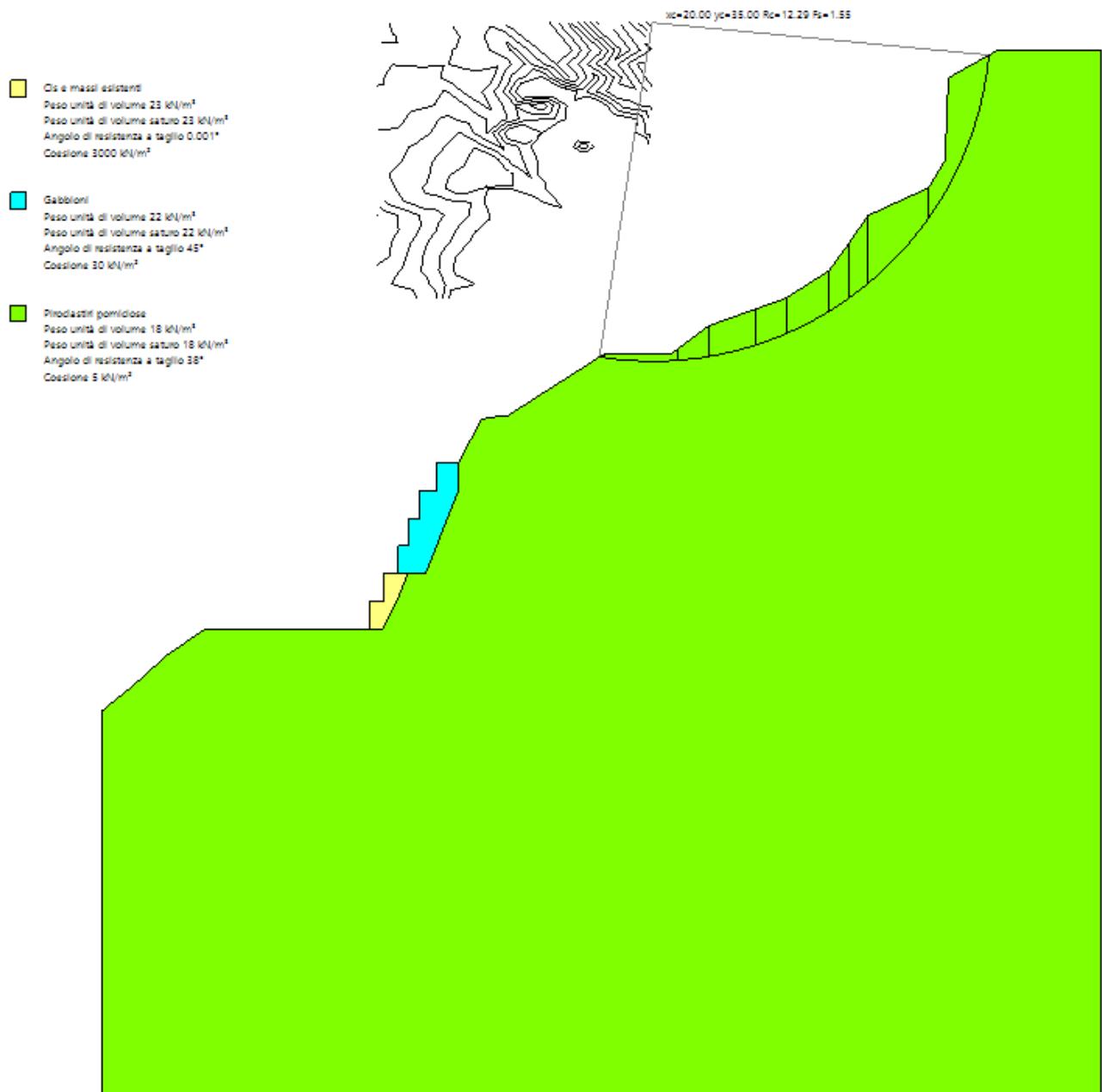
Sintesi calcolo				
Superfici calcolate		221		
SF Min, SF Max		1.42		3.94
Ricalcolo				
x_c		y_c		R_c
10		25		8.30845
F_s				1.42175
<input checked="" type="radio"/> Superficie a fattore minimo <input type="radio"/> Superficie calcolate <input type="radio"/> Superficie da visualizzare <input type="radio"/> 0.90 - 1.28 <input type="radio"/> 1.28 - 1.66 <input type="radio"/> 1.66 - 2.04 <input type="radio"/> 2.04 - 2.42 <input type="radio"/> 2.42 - 2.80 <input type="radio"/> 2.80 - 3.18				

POST OPERAM CONDIZIONE STATICÀ – PARAMETRI CARATTERISTICI – COEFF. DI RESISTENZA

R=1

ZONA 1





Sintesi calcolo			
Superfici calcolate	221		
SF Min, SF Max	1.55	4.13	
Ricalcola			
Xc	Yc	Rc	Fs
20	35	12.2879	1.54545

Intervalli di visualizzazione

Superficie a fattore minimo

Superficie calcolate

Superficie da visualizzare

1.01 - 1.20 1.20 - 1.76

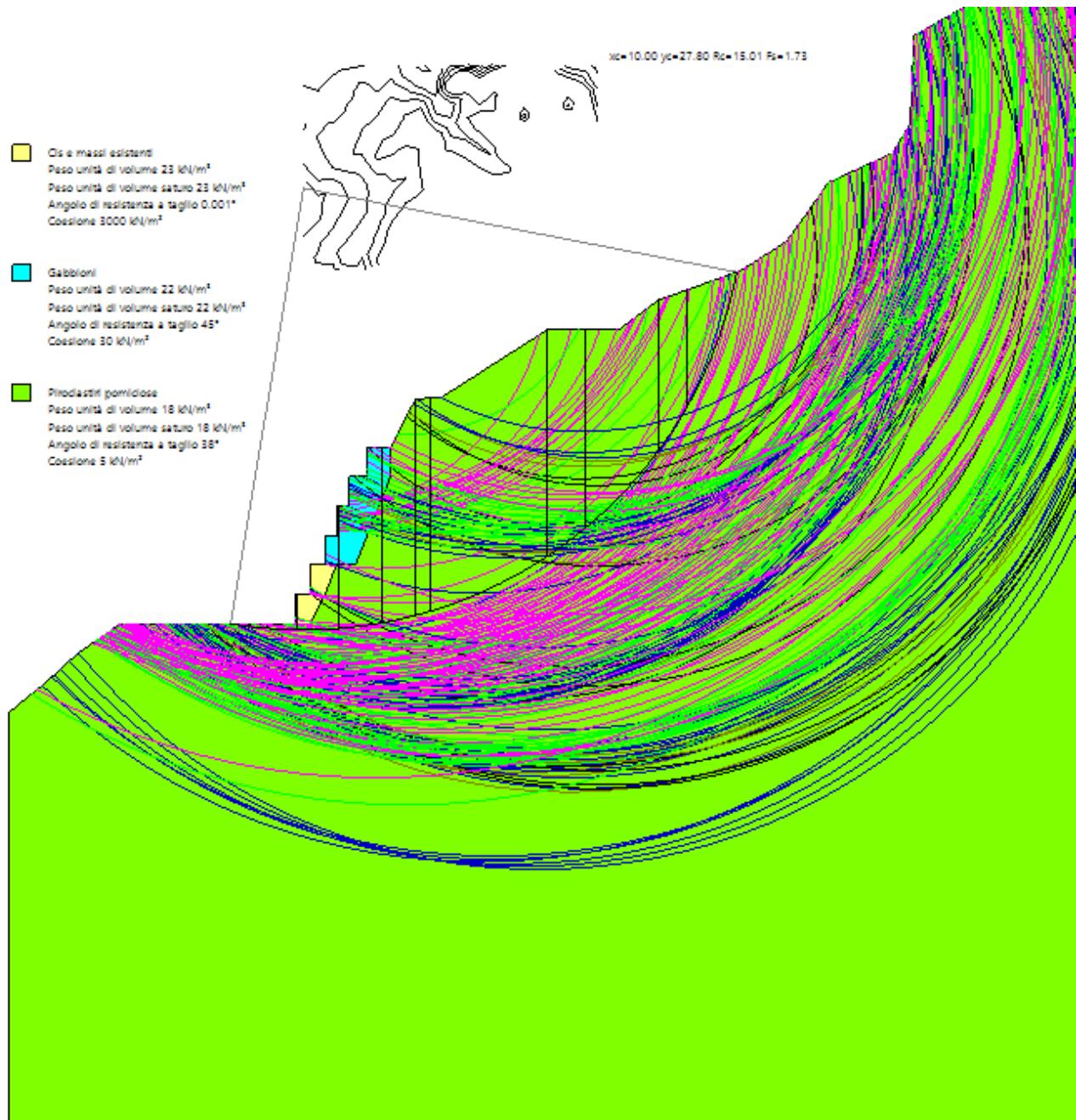
1.76 - 2.14 2.14 - 2.51

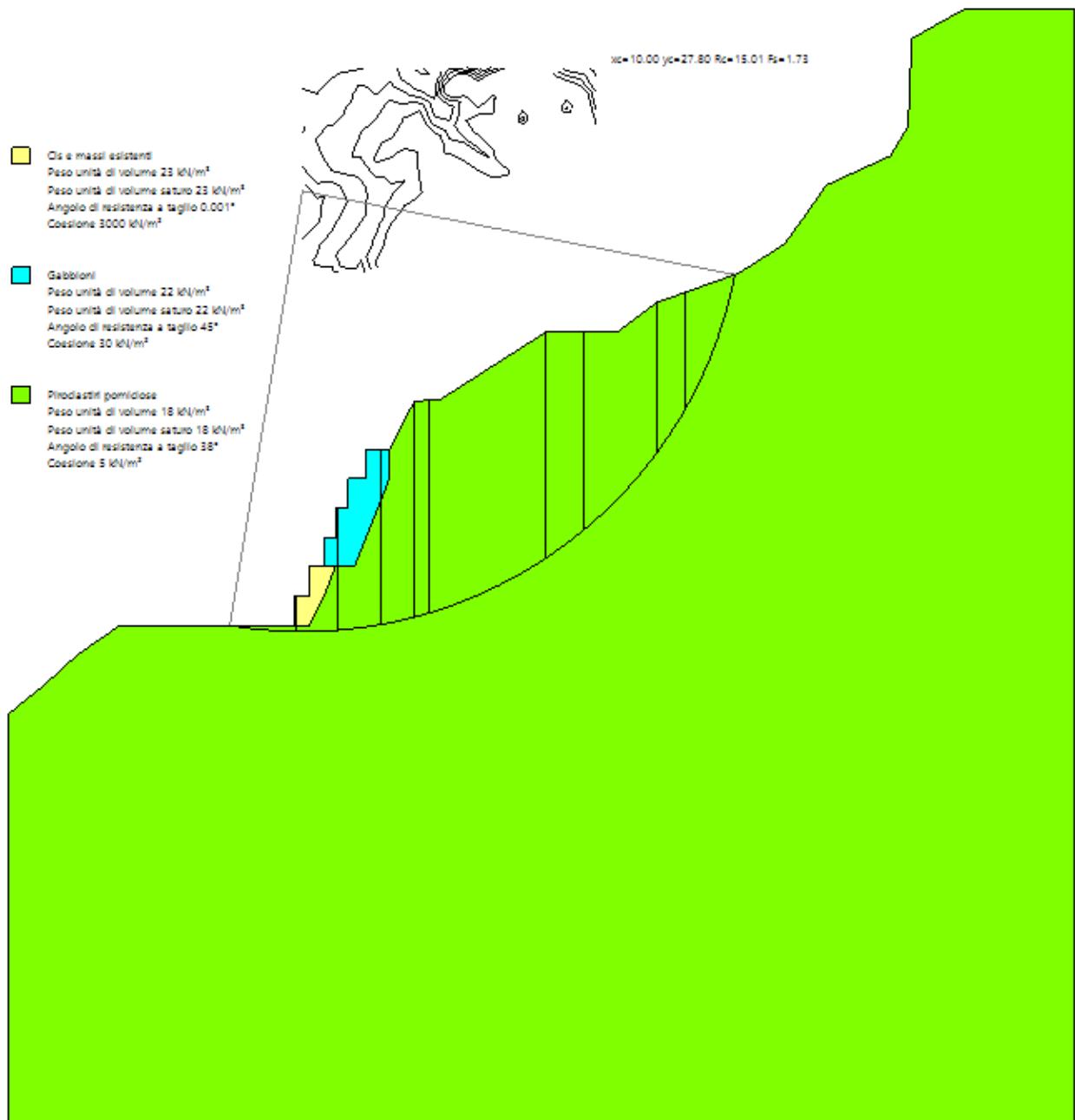
2.51 - 2.89 2.89 - 3.27

POST OPERAM CONDIZIONE STATICÀ – PARAMETRI CARATTERISTICI – COEFF. DI RESISTENZA

R=1

ZONA 2





- Sintesi calcolo

Superfici calcolate	221
SF Min, SF Max	1.73 4.13

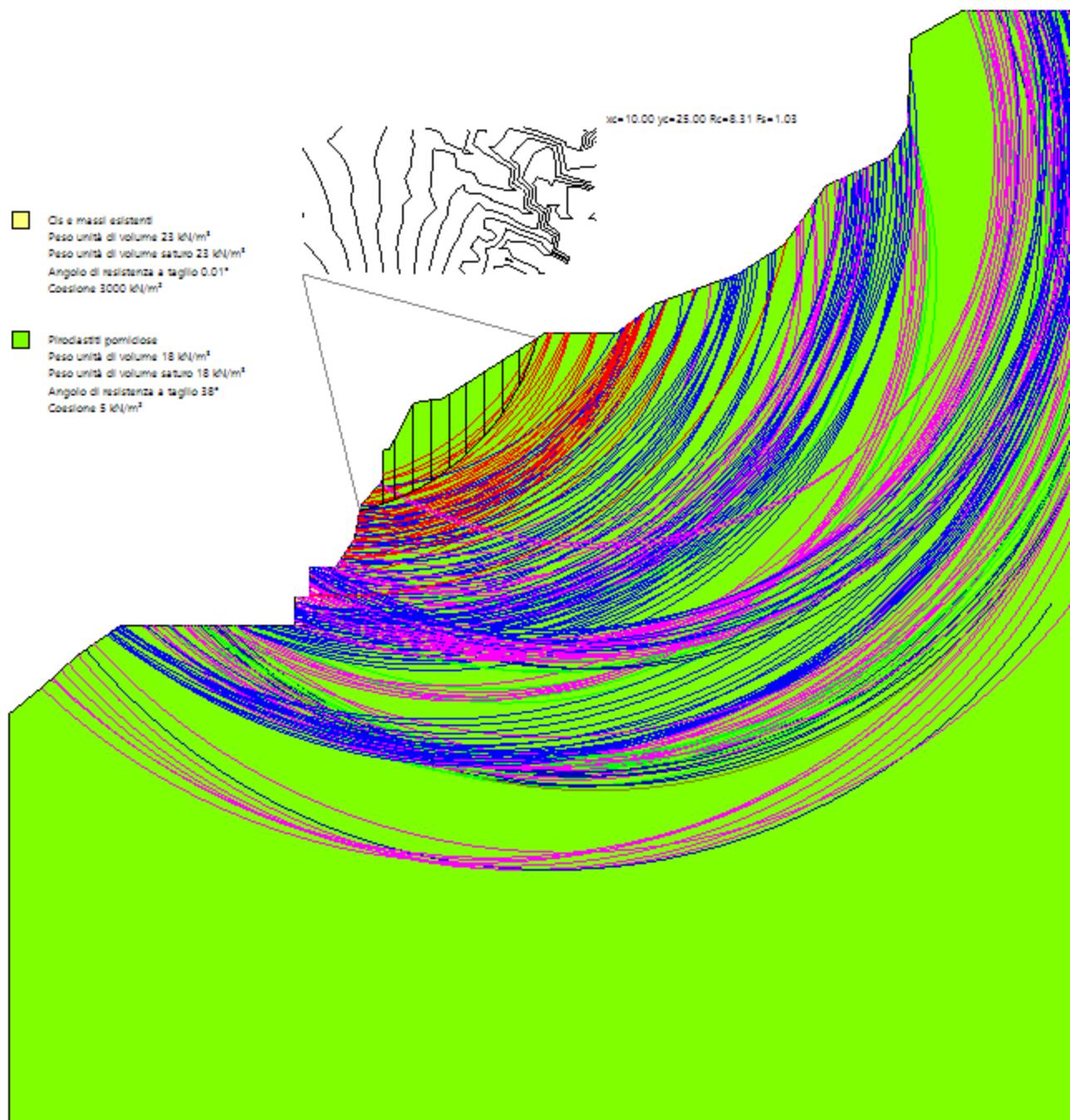
- Ricalcolo

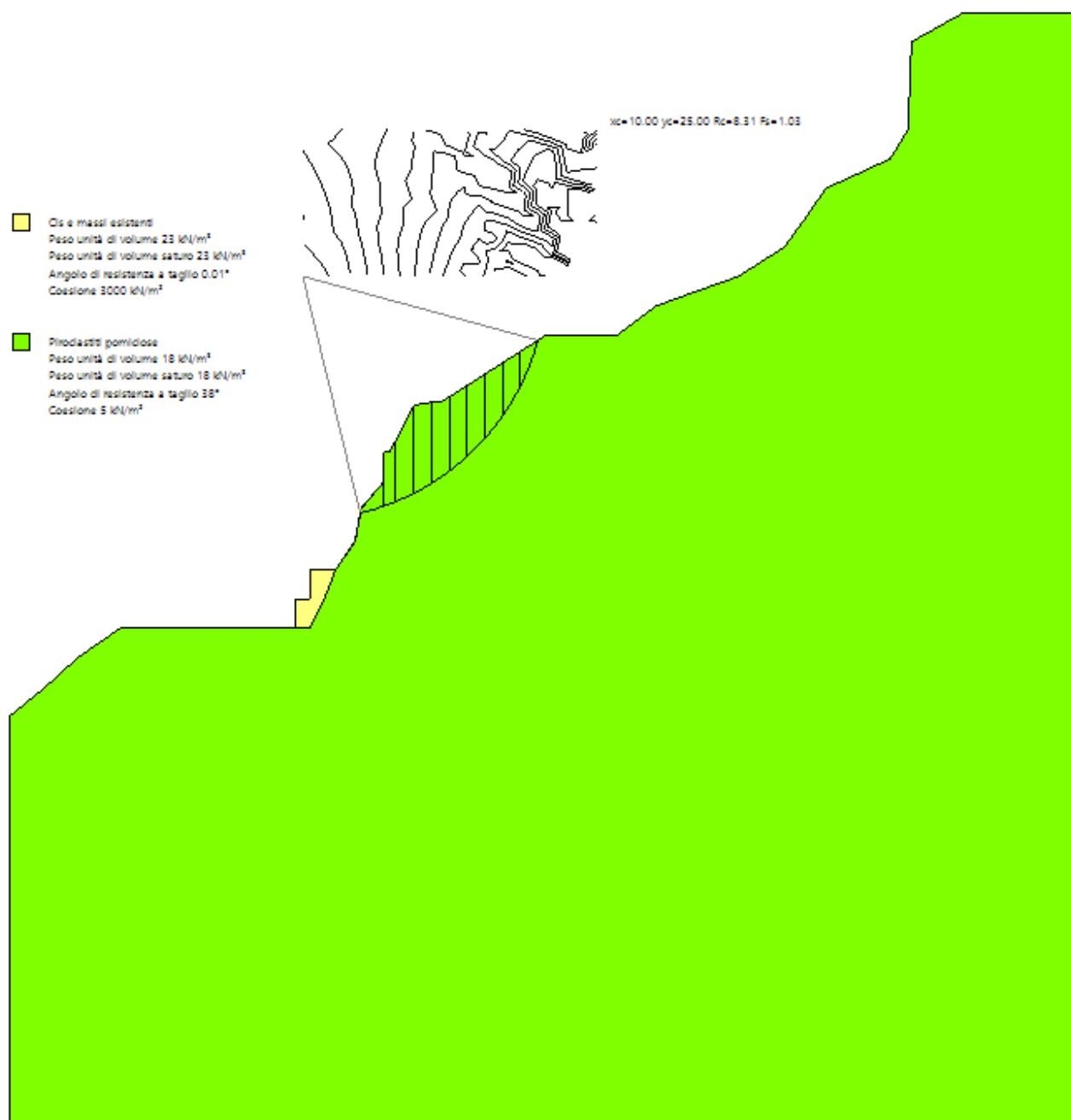
x_c	y_c	R_c	F_s
10	27.8	15.0066	1.72665

- Intervalli di visualizzazione

- Superficie a fattore minimo
- Superficie calcolate
- Superficie da visualizzare
- 1.01 - 1.20
- 1.20 - 1.76
- 1.76 - 2.14
- 2.14 - 2.51
- 2.51 - 2.89
- 2.89 - 3.27

ANTE OPERAM CONDIZIONE STATICÀ – PARAMETRI PENALIZZATI – COEFF. DI RESISTENZA
R=1.1





- Sintesi calcolo

Superfici calcolate	221
SF Min, SF Max	1.03 2.87

- Ricalcola

x_c	y_c	R_c	F_s
10	25	8.30845	1.03401



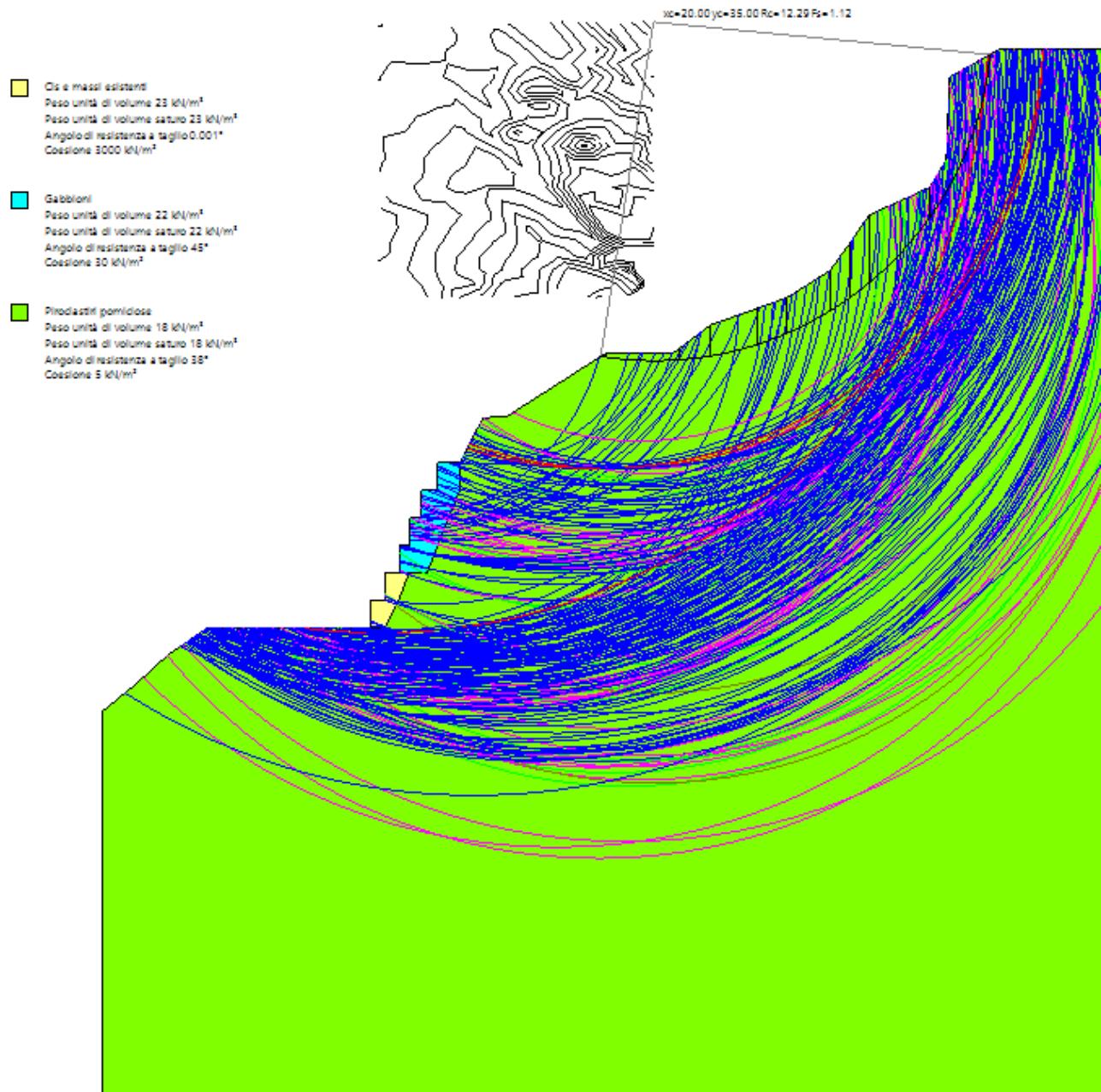
- Intervalli di visualizzazione

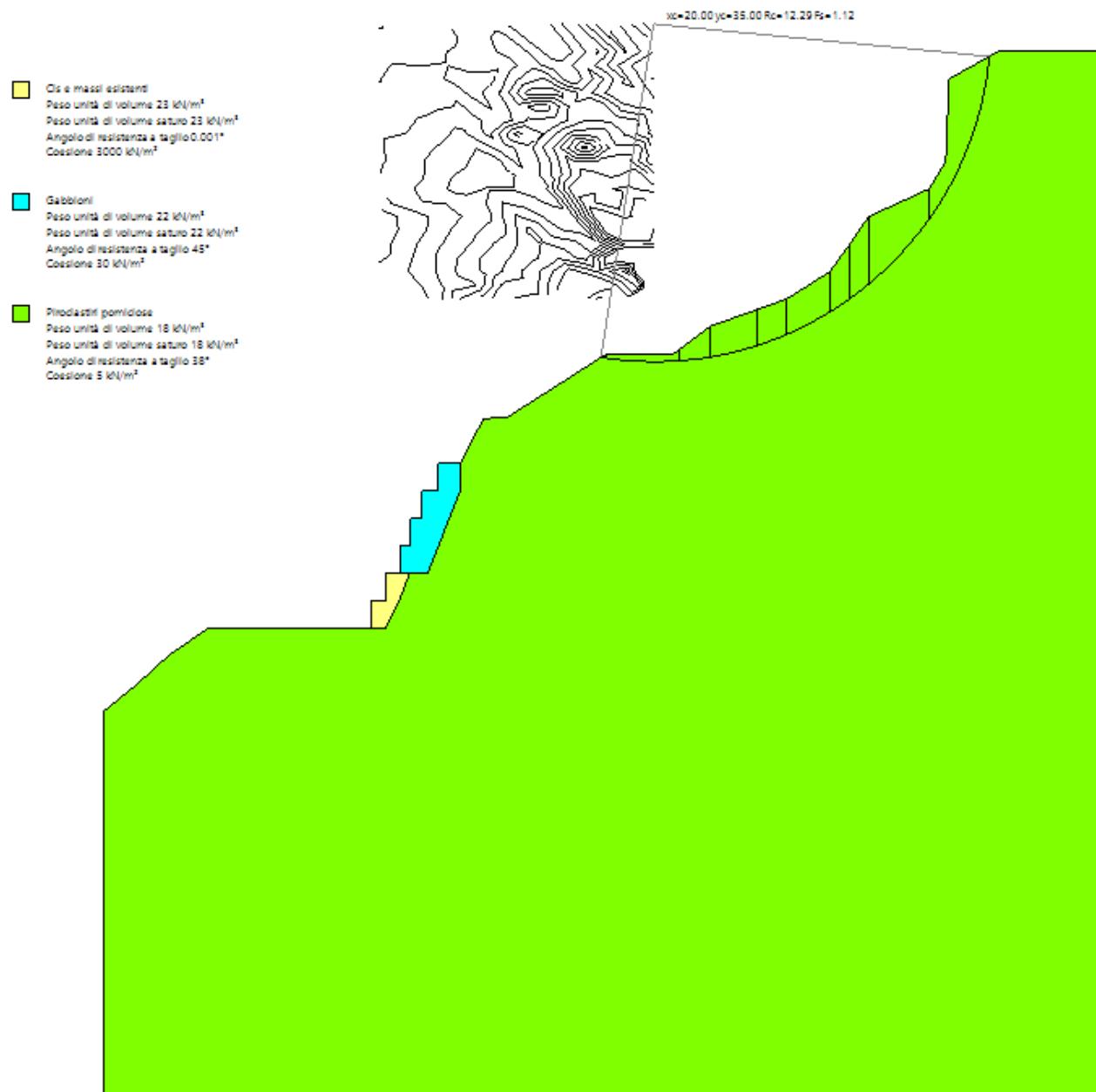
- Superficie a fattore minimo
- Superficie calcolate
- Superficie da visualizzare
- 0.90 - 1.28
- 1.28 - 1.66
- 1.66 - 2.04
- 2.04 - 2.42
- 2.42 - 2.80
- 2.80 - 3.18

POST OPERAM CONDIZIONE STATICÀ – PARAMETRI PENALIZZATI – COEFF. DI RESISTENZA

R=1.1

ZONA 1





Sintesi calcolo

Superficie calcolate	221
SF Min, SF Max	1.12 3.01

Ricalcolo

Xc	Yc	Rc	Fs
20	35	12,2879	1,12400



Intervalli di visualizzazione

Superficie a fattore minimo

Superficie calcolate

Superficie da visualizzare

1.01 - 1.20 1.20 - 1.76

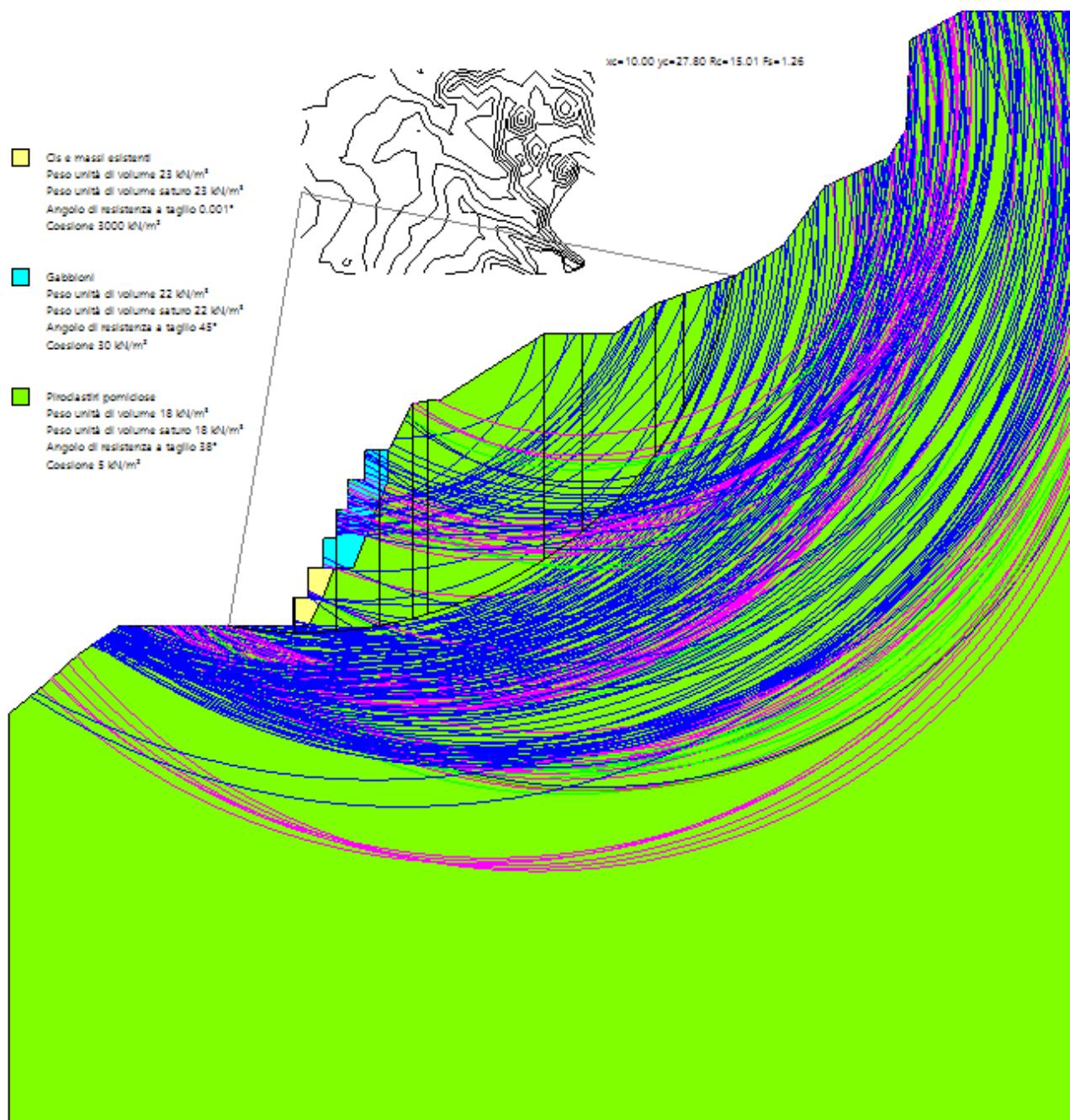
1.76 - 2.14 2.14 - 2.51

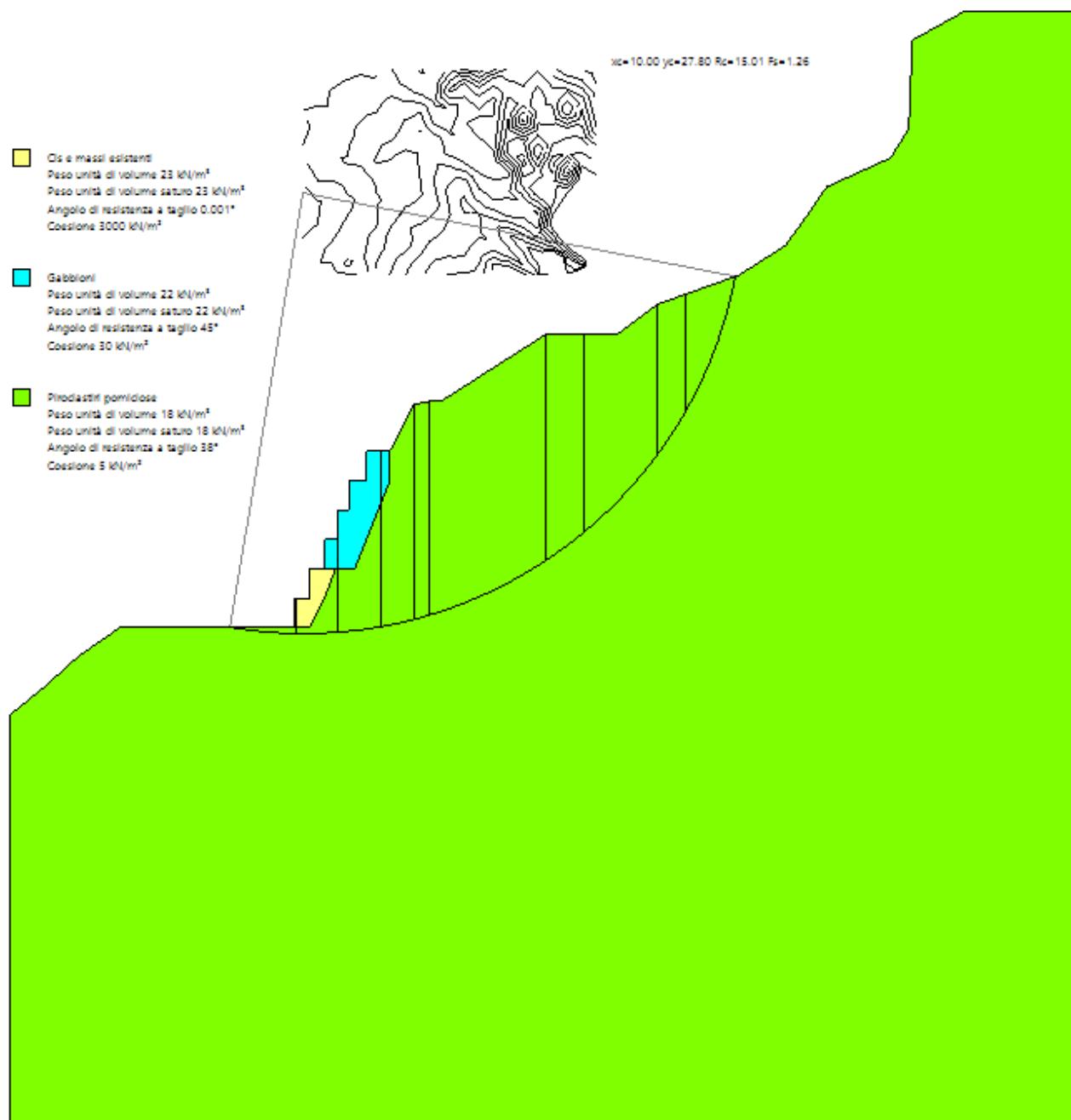
2.51 - 2.89 2.89 - 3.27

POST OPERAM CONDIZIONE STATICÀ – PARAMETRI PENALIZZATI – COEFF. DI RESISTENZA

R=1.1

ZONA 2





- Sintesi calcolo

Superficie calcolate	221
SF Min, SF Max	1.26 3.01

- Ricalcolo

Xc	Yc	Rc	Fs
10	27.8	15.0066	1.25578

- Intervalli di visualizzazione

Superficie a fattore minimo

Superficie calcolate

Superficie da visualizzare

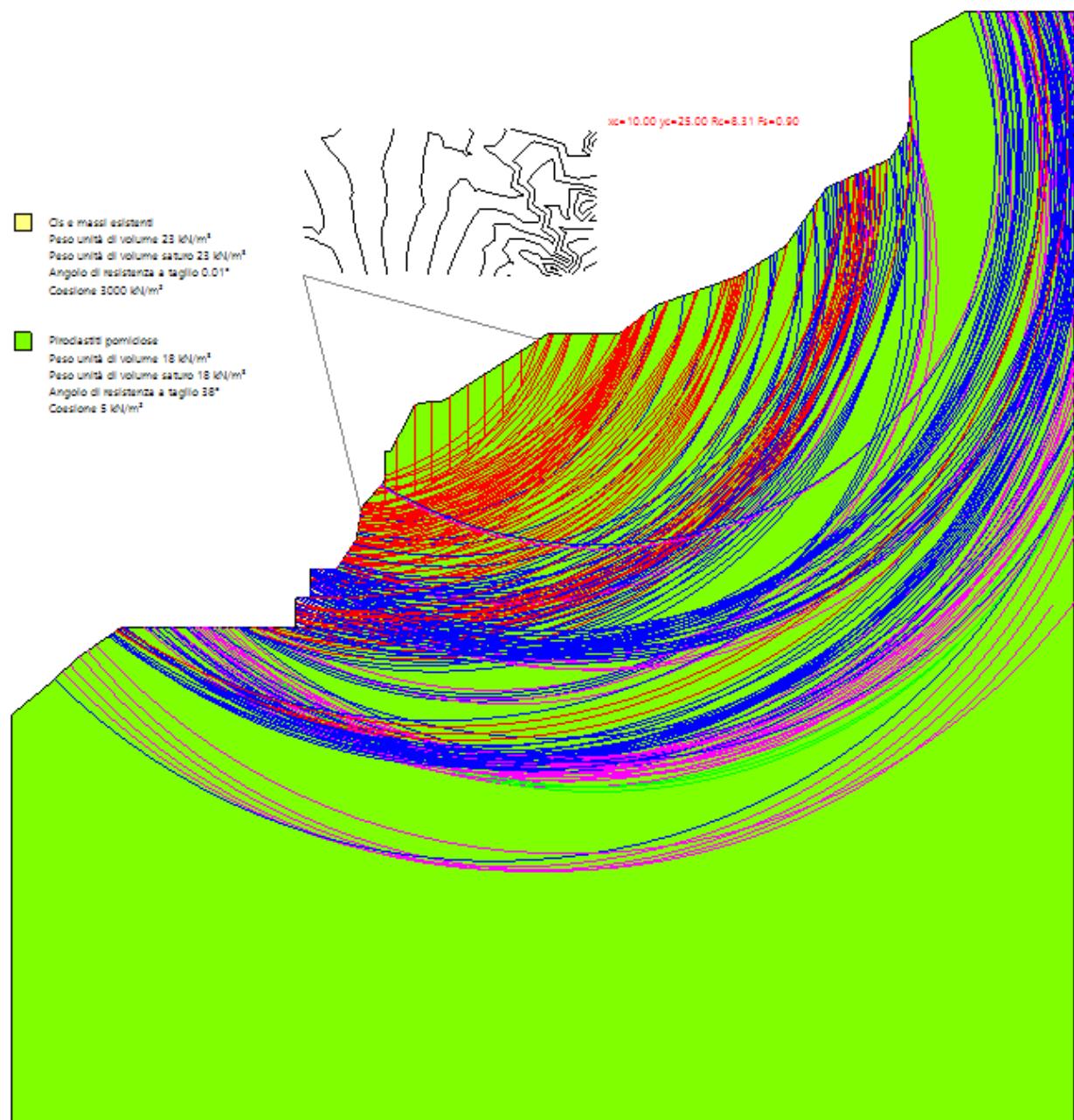
1.01 - 1.20 1.20 - 1.76

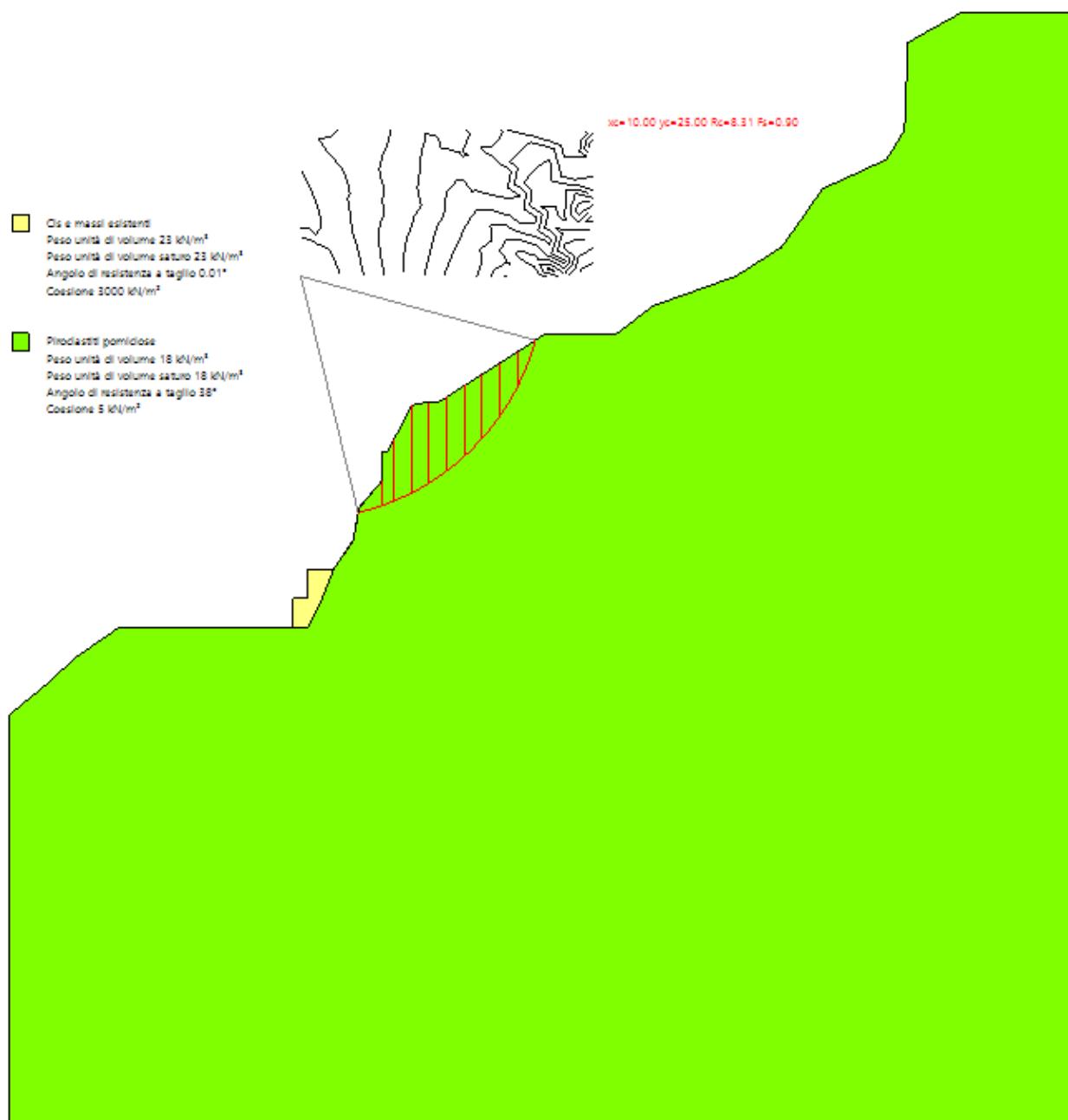
1.76 - 2.14 2.14 - 2.51

2.51 - 2.89 2.89 - 3.27

ANTE OPERAM CONDIZIONE SISMICA – PARAMETRI CARATTERISTICI – COEFF. DI RESISTENZA

R=1.1





- Sintesi calcolo

Superficie calcolate

221

SF Min, SF Max

0.90 2.18

- Ricalcola

Xc	10
Yc	25
Rc	8.30845
Fs	0.90313



- Intervalli di visualizzazione

Superficie a fattore minimo

Superficie calcolate

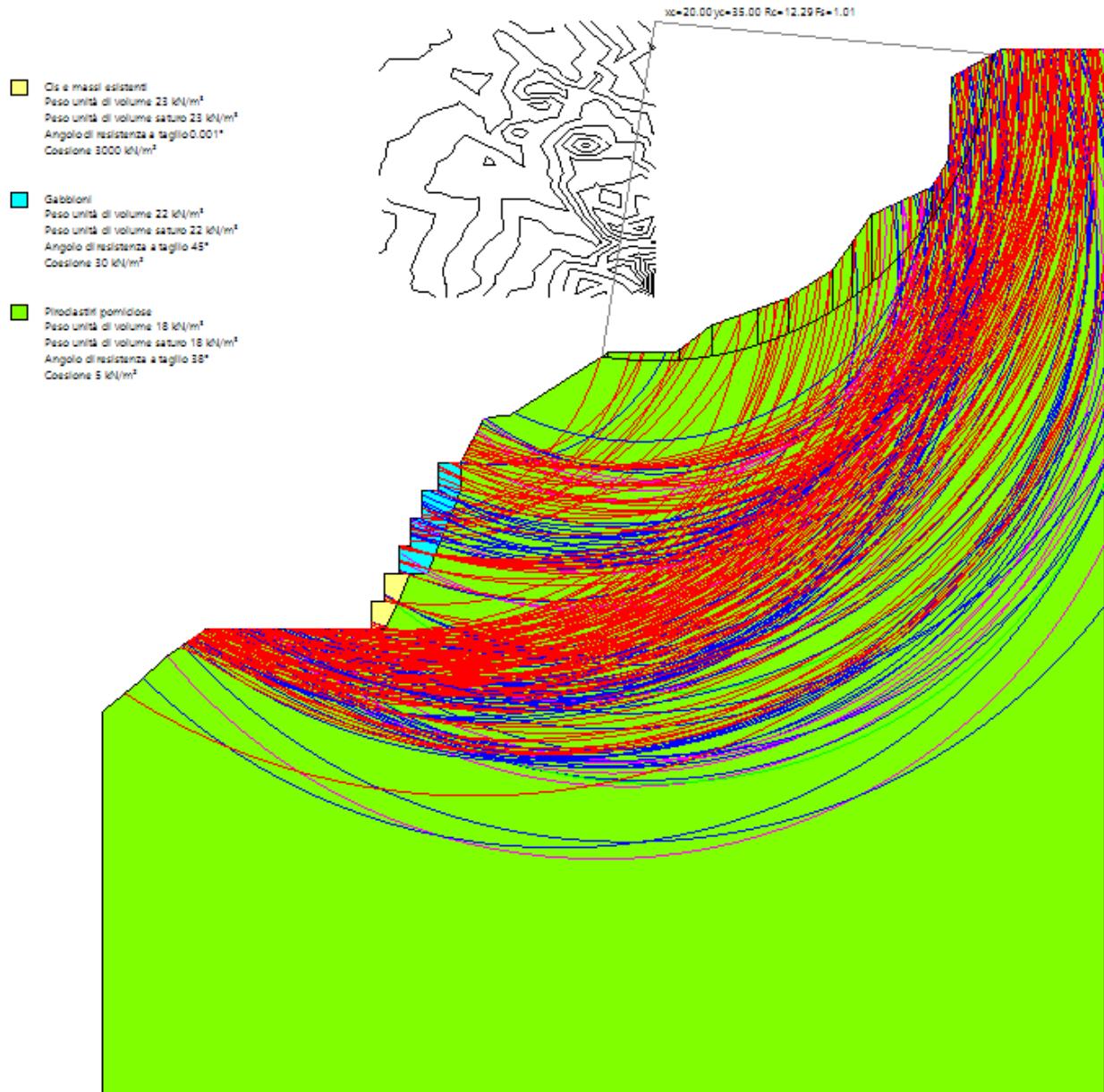
Superficie da visualizzare

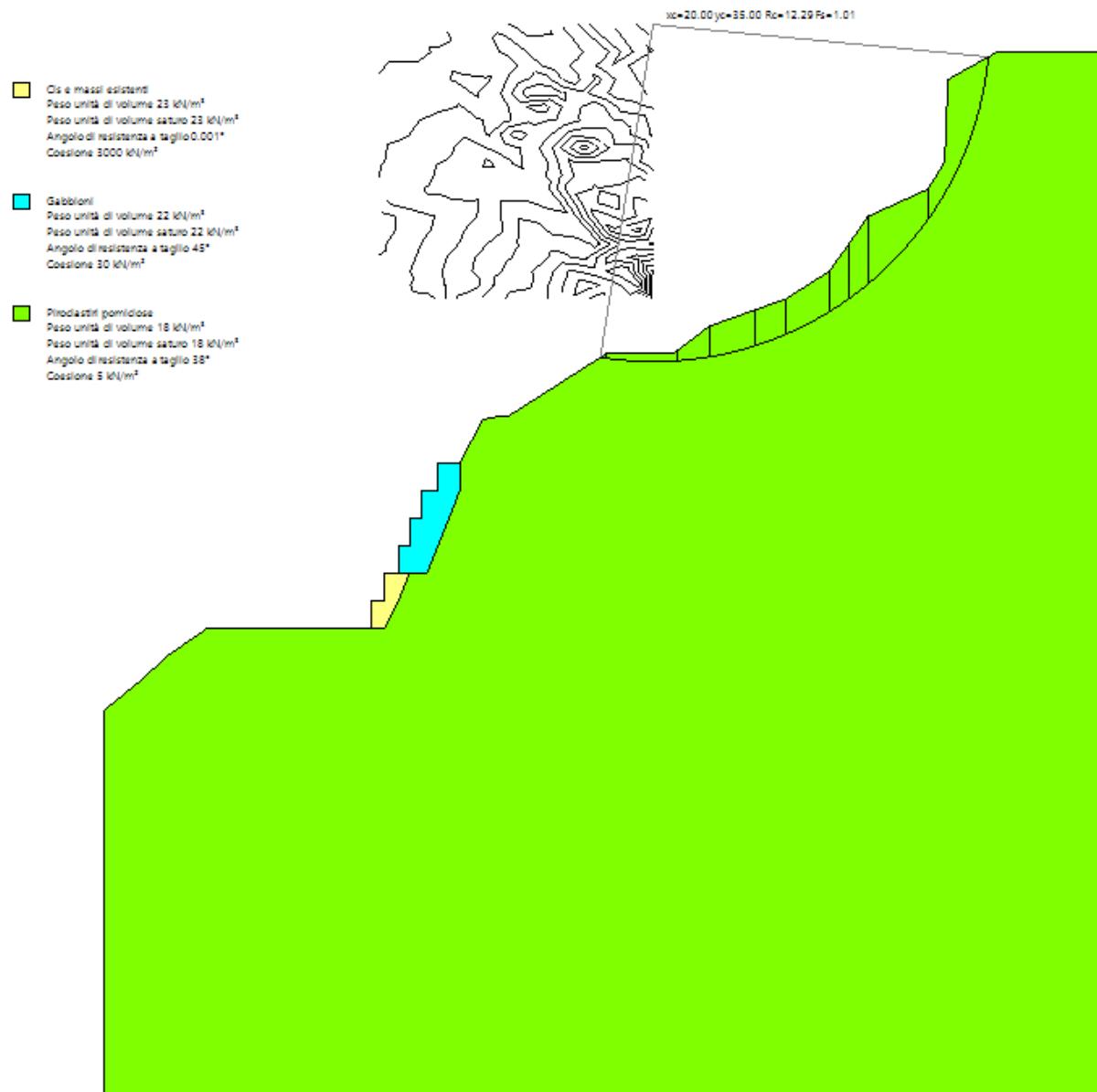
- | | |
|-----------------------------------|-----------------------------------|
| <input type="radio"/> 0.90 - 1.28 | <input type="radio"/> 1.28 - 1.66 |
| <input type="radio"/> 1.66 - 2.04 | <input type="radio"/> 2.04 - 2.42 |
| <input type="radio"/> 2.42 - 2.80 | <input type="radio"/> 2.80 - 3.18 |

POST OPERAM CONDIZIONE SISMICA – PARAMETRI CARATTERISTICI – COEFF. DI RESISTENZA

R=1.1

ZONA 1





- Sintesi calcolo

Superfici calcolate

221

SF Min, SF Max

1.01 2.27

- Ricalcolo

Xc	Yc	Rc	Fs
20	35	12.2879	1.00552



- Intervalli di visualizzazione

Superficie a fattore minimo

Superfici calcolate

Superfici da visualizzare

1.01 - 1.20 1.20 - 1.76

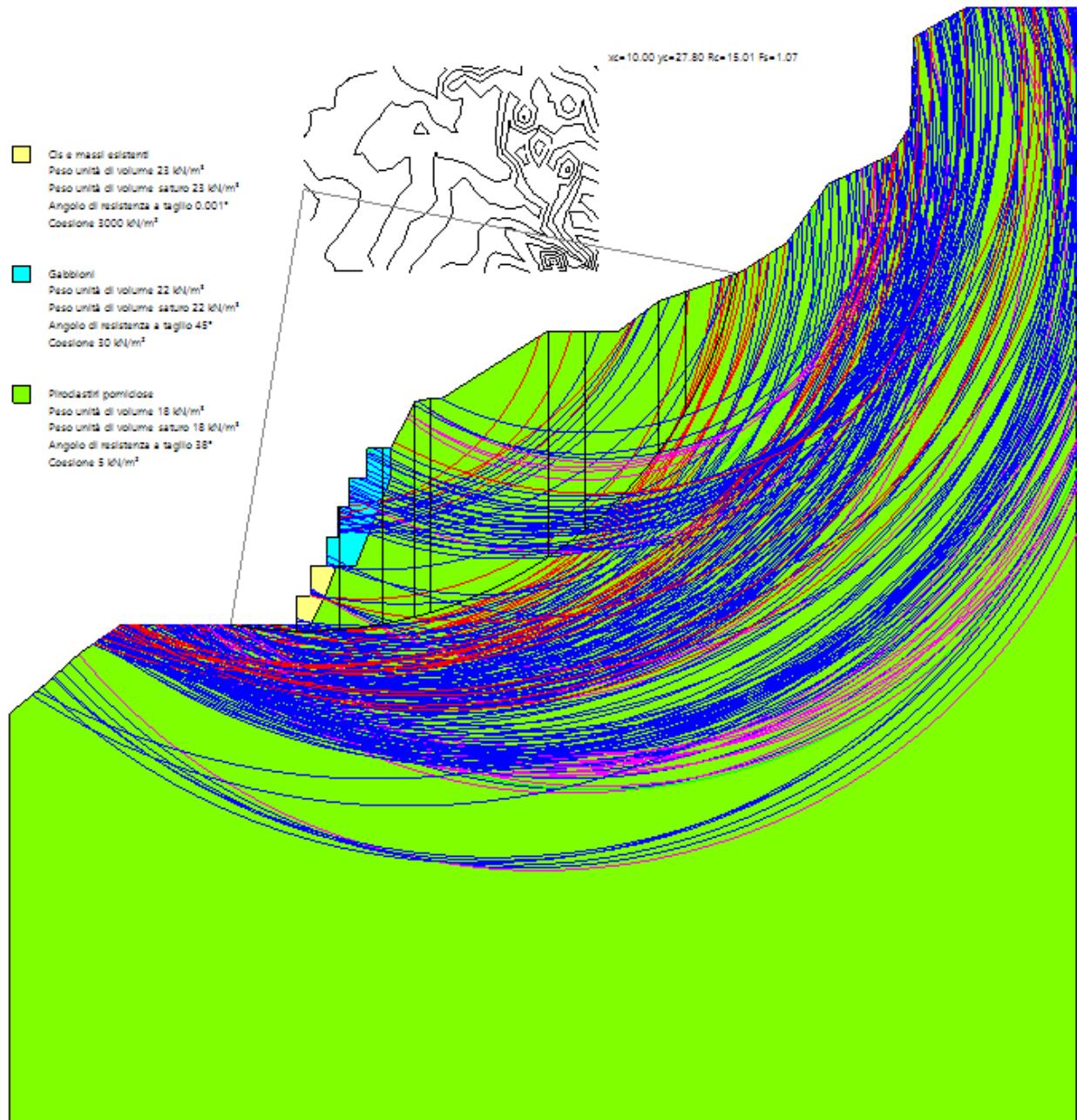
1.76 - 2.14 2.14 - 2.51

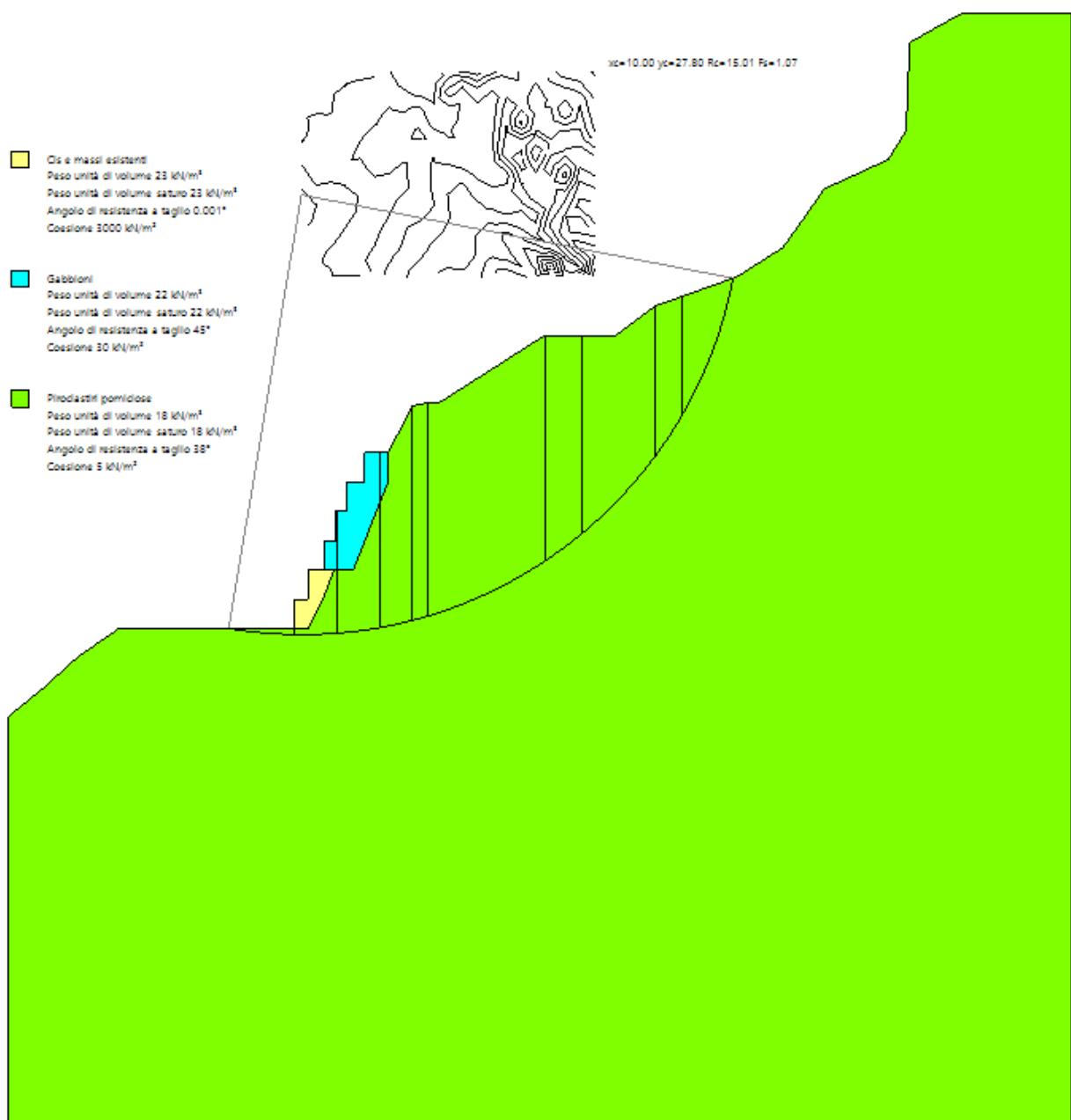
2.51 - 2.89 2.89 - 3.27

POST OPERAM CONDIZIONE SISMICA – PARAMETRI CARATTERISTICI – COEFF. DI RESISTENZA

R=1.1

ZONA 2





Sintesi calcolo

Superficie calcolate	221
SF Min, SF Max	1.07 2.27

Ricalcola

Xc	Yc	Rc	Fs
10	27.8	15.0066	1.07328

Intervalli di visualizzazione

Superficie a fattore minimo

Superficie calcolate

Superficie da visualizzare

1.01 - 1.20 1.20 - 1.76

1.76 - 2.14 2.14 - 2.51

2.51 - 2.89 2.89 - 3.27