



COMUNE DI ROGLIANO

PROVINCIA DI COSENZA



OCDPC N. 293/2015 - EDIFICI STRATEGICI
DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE PALESTRA ANNESSA
ALL'EDIFICIO SCOLASTICO DI VIA O. D'EPIRO

PROGETTO ESECUTIVO:
RELAZIONE GEOLOGICA

CATEGORIA

GG

Committente: AMMINISTRAZIONE COMUNALE DI ROGLIANO
Stazione appaltante: COMUNE DI ROGLIANO - SETTORE 3 L.L.P.P.
Responsabile del procedimento: GEOM. GIOVANNI BATTISTA DE BIASE

ELABORATO

01.0

Progetto Esecutivo:

Capogruppo mandante:
ING. MARCO CAPPA

Co-progettista mandatario:
ING. DANIELE CARDAMONE

Geologo mandatario:
DOTT. SALVATORE ACRI

Collaudatore mandatario:
ING. MARIO OTTORINO QUINTIERI

Approvazioni e visti:

STAMPA :

Ottobre 2017

ID FILE: GG01.0_REL_GEOLOGICA.DOC

017 10 GG 01.0 0
PROGETTO ELABORATO REV.

REV.	DATA	OGGETTO REVISIONE	REDATTO	CONTR.	APPROV.
0					
1					
2					

INDICE

1	<i>PREMESSA</i>	2
2	<i>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</i>	4
3	<i>MODELLO GEOLOGICO PRELIMINARE</i>	5
3.1	Inquadramento Geografico	5
3.2	Inquadramento Geologico	5
3.3	Quadro Morfologico dell'area	7
3.4	Aspetti Idrogeologici Dell'area Idrologia Superficiale ed Idrogeologia	8
4	<i>P.A.I. (Piano di Assetto Idrogeologico)</i>	10
5	<i>INDAGINI GEOGNOSTICHE</i>	11
5.1	Sondaggi Meccanici a Carotaggio: Successione Stratigrafica	11
5.2	Prove SPT	12
5.3	Prove di Laboratorio	13
5.4	Prove Penetrometriche Dinamiche (SCPT)	14
5.4.1	Interpretazione dei risultati	16
5.5	Misure Piezometriche	17
5.6	Indagini Geofisiche	17
5.6.1	Indagini Georadar	18
5.6.2	Sismica a Rifrazione	19
5.6.3	M.A.S.W. (Multichannel Analysis Of Surface Waves)	21
5.6.4	Down-Hole	23
5.6.5	Microtremori HVSR	25
6	<i>Azione sismica di progetto</i>	28
7	<i>definizione delle unità litotecniche e verifica a liquefazione</i>	32

Allegati:

- Aerofotogrammetria dell'area in esame in scala 1:25.000;
- Aerofotogrammetria dell'area in esame in scala 1:5.000;
- Ortofoto in scala 1:5.000;
- Carta Geologica in scala 1:25.000 (Carta Geologica della Calabria);
- Carta inventario delle frane e delle relative aree a rischio (P.A.I.) 1:10000;
- Carta inventario dei centri abitati instabili (P.A.I.) 1:10000;
- P.A.I./RISCHIO FRANA:RISCHIO FRANA (<http://webgisabr.regione.calabria.it/webgis/>) 1:5000;
- P.A.I./RISCHIO FRANA:AREE IN FRANA (<http://webgisabr.regione.calabria.it/webgis/>) 1:5000;
- Aerofotogrammetria con ubicazione delle indagini geognostiche.

1 PREMESSA

Il sottoscritto geologo Dott. Salvatore ACRI, su incarico ricevuto dall'Amministrazione Comunale di Rogliano, ha redatto la presente Relazione Geologica relativa al progetto di: **"Demolizione e ricostruzione palestra annessa all'edificio scolastico di via O. D'Epiro"**.

Il presente studio, eseguito in osservanza alla Normativa vigente in materia e s.m.i., consiste nella caratterizzazione e modellazione geologica del sito, ossia, la ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio, dedotti da specifiche indagini e prove sul terreno che il gruppo di progettazione ha definito, in base alle scelte tipologiche dell'intervento, al fine di pervenire alla caratterizzazione e modellazione geotecnica.

In particolare si sono definiti:

- i lineamenti geologici, geomorfologici e tettonici della zona;
- la litostratigrafia dei terreni in affioramento;
- la caratterizzazione geomeccanica dei litotipi presenti;
- l'idrogeologia generale dell'area di studio;
- la caratterizzazione sismica del sito.

Lo studio, in un ambito areale geologico e geomorfologico significativo ai fini progettuali, è stato redatto secondo lo schema seguente:

- Rilevamento geologico e geomorfologico di dettaglio;
- Predisposizione ed esecuzione di un piano d'indagini geognostiche;
- Analisi lito-stratigrafica, geomeccanica e sismica degli affioramenti.
- Predisposizione del modello geologico di riferimento.

La modellazione geologica dell'area di progetto, con la ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici, geotecnici e sismici, è stata dedotta dai dati forniti dalla GEOMEDA & ENGINEERING SRLS, la quale impresa ha eseguito nell'area di interesse progettuale, delle specifiche indagini e prove, utilizzate anche per la caratterizzazione e modellazione geotecnica del sito.

E' stata inoltre osservata e studiata la rete idrografica che caratterizza l'area in esame, allargata ad una maggiore estensione, la circolazione idrica superficiale e sotterranea, e le caratteristiche tecniche dell'area di sedime. Tutto ciò al fine di poter valutare, con accuratezza, le interazioni geologiche e morfologiche tra il sito in studio e l'equilibrio geostatico attuale dell'area.

Nel complesso, per quantità e tipo sono state eseguite le seguenti indagini geognostiche:

- n°1 sondaggio a carotaggio continuo fino a 30 ml di profondità dal p.c. attrezzato per prova Down-Hole;
- n°3 prove SPT eseguite nel foro di sondaggio;

- n°3 prelievi di campioni indisturbati analizzati in laboratorio con esame tipo identificazione, analisi granulometrica, determinazione dei limiti di Atterberg e prova di taglio diretto CD;
- n°5 prove penetrometriche dinamiche SCPT attrezzate con piezometro;
- n°1 prova geofisica Down-Hole fino a 30 m di profondità dal p.c. con acquisizione ogni metro;
- n°8 linee di scansione georadar;
- n°2 stendimenti di sismica a rifrazione sism1 da 96 m e sism2 da 72 m per complessivi 168 m;
- n°1 stendimento di sismica tipo MASW;
- n°1 registrazione di HVSr (Microtremori).

L'insieme delle indagini effettuate dalla GEOMEDA & ENGINEERING SRLS ha consentito di pervenire ad una caratterizzazione geomeccanica del volume significativo dei terreni e di verificare il loro assetto stratigrafico e tettonico-strutturale e lo schema della circolazione idrica nel sottosuolo. Metodi e risultati delle indagini saranno esposti e commentati nella presente relazione geologica.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il presente studio geologico, riguardante il progetto di: **"Demolizione e ricostruzione palestra annessa all'edificio scolastico di via O. D'Epiro"**, è redatto ai sensi della seguente normativa di riferimento:

- √ D.M. 14/01/2008 e circolari esplicative- "Norme tecniche per le costruzioni".
- √ D.M. 11/03/1988 e circolari esplicative - "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 e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione."
- √ Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003 e s.m.i. – "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica."
- √ Legge n.64 del 2.02.1974 e s.m.i. - "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche."
- √ Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) - (ai sensi dell'art. 1-bis della L. 365/2000, dell'art.17 Legge 18 maggio 1989 n. 183, dell'art.1 Legge 3 agosto 1998 n. 267) NORME DI ATTUAZIONE E MISURE DI SALVAGUARDIA Testo aggiornato al 02/08/2011.
- √ Leggi regionali in materia di pianificazione e di vincolo idrogeologico.

Questa relazione, pertanto, seguendo i dettami della norma vigente e dello stato dell'arte è finalizzata alla costruzione del modello geologico, che è imprescindibile per la redazione del successivo modello geotecnico, facente parte della relazione d'opera geotecnica.

3 MODELLO GEOLOGICO PRELIMINARE

3.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

La zona entro cui si colloca l'area in esame è sita nel centro abitato di Rogliano, in via O. D'Epiro, alla quota altimetrica di circa 626 m s.l.m..

Sulla cartografia di riferimento, l'area è presente sulla CARTA TECNICA REGIONALE n.568042 in scala 1:5000, al Foglio 236 S.O. "Rogliano", della CARTA GEOLOGICA DELLA CALABRIA in scala 1:25.000 e al Foglio n. 236 I S.O."Rogliano", della CARTA DELL'ISTITUTO GEOGRAFICO MILITARE in scala 1:25.000.

Una migliore comprensione delle caratteristiche topografiche e di localizzazione dell'area di studio si desume dalle corografie allegate alla presente relazione.

3.2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Il settore geologico nel quale va a svilupparsi l'area di progettazione è quello della Calabria Centro - Settentrionale, che dal punto di vista Tettonico - Strutturale è compreso nell' Arco Calabro - Peloritano, ben noto nella letteratura specializzata in per la complessità che caratterizza i rapporti tra le varie unità litostratigrafiche, sia perchè costituisce uno dei problemi più dibattuti della Geologia del Mediterraneo Centrale.

L'Arco Calabro Peloritano è costituito allo stato delle conoscenze attuali da un frammento di catena Alpina Cretacico - sovrascorso durante l' Orogenesi Neogenica su parte dell' Unità Geologica Appenninica.

Più che una catena montuosa, l' Appennino si presenta composto da gruppi isolati e non sempre allungati nelle direzione dell'asse orografico delle penisola Calabrese (NNE - SSO).

Il territorio di Rogliano risulta parte integrante del complesso cristallino Calabrese.

Le unità tettoniche affioranti sono costituite esclusivamente da rocce metamorfiche del tipo:

- para - gneiss e scisti biotitici
- scisti quarzosi
- scisti filladici

Tali rocce appartengono esclusivamente alle tre unità tettoniche della Catena Alpina Calabrese quali:

- L'Unità di Polia - Copanello
- L'Unità di Castagna

- L'Unità di Bagni

Solitamente, l'aspetto superficiale più comune di questi complessi è quello di un ammasso roccioso degradato, intensamente fratturato, spesso ricoperto da una coltre di alterazione.

Man mano che ci si spinge in profondità, aumentano le caratteristiche geotecniche dei litotipi, sia perchè diminuiscono i processi di degradazione, sia per l'aumento dei carichi litostatici e la permeabilità per fratturazione, sempre presente nei complessi metamorfici Calabresi, diviene una permeabilità via via decrescente a causa del maggior grado di compattezza dei litotipi con la profondità.

La zona oggetto della presente relazione è ubicata nella CARTA GEOLOGICA DELLA CALABRIA in scala 1:25.000, ricade Foglio. 236 I - S.O. "Rogliano".

Dalla consultazione della carta geologica appena citata, accorpata da un rilevamento geologico accurato condotto nel sito e nelle aree adiacenti, e dalle notizie specifiche allegate nel vigente P.S.C. si evince che la zona di interesse risulta essere costituita da una impalcatura cristallina - metamorfica e nello specifico da scisti quarzosi biancastri, con scistosità laminare regolare, con una buona resistenza all'erosione che tende a diminuire lungo le zone più fratturate, legata all'azione della permeabilità più accentuata nelle medesime zone.

Verso Sud, al complesso scistoso biancastro appena descritto, si contrappone il complesso degli scisti filladici quarzoso - sericitici - cloritici, riconducibili all'Unità di Bagni, che conferiscono al litotipo a causa di processi di tettonizzazione, un ampio grado di fratturazione.

La permeabilità risulta bassa, aumentando in maniera proporzionale all'aumentare della fratturazione.

I litotipi metamorfici, risultano essere ricoperti nella porzione superficiale, da coltre detritica e materiale colluvionale con uno spessore variabile.

La ricostruzione stratigrafica di dettaglio e l'assetto geologico - strutturale dei terreni affioranti nel sito di progetto, sono stati resi possibili grazie ai risultati di indagini geognostiche in sito, integrate con rilevamenti geologici di superficie.

3.3 QUADRO MORFOLOGICO DELL'AREA

L'Appennino Calabrese di cui il sito di studio è parte integrante, si presenta composto da gruppi di rilievi relativamente isolati e non sempre allungati nella direzione dell'asse orografico della penisola Calabrese (NNE–SSO). Le caratteristiche geomorfologiche più spiccate dei principali rilievi Calabresi sono rappresentate da forme arrotondate e relativamente livellate nelle parti sommatili, con fianchi che presentano generalmente valori di pendenza più elevati.

Questa configurazione è in parte dovuta all'affioramento dell'antica impalcatura cristallina della Calabria composta da graniti, gneiss, micascisti e filladi, intensamente fratturati e sconquassati, così profondamente alterati da presentarsi in superficie come masse sabbiose poco coerenti.

Le caratteristiche morfologiche dei versanti nel territorio di interesse, sono date dall'intensa attività sismogenetica con azione della tettonica compressiva e della neotettonica, dai differenti caratteri litologici dell'unità cristallino–metamorfica ivi affiorante e dai processi di alterazione particolarmente sviluppati nei litotipi cristallini.

L'andamento morfologico prevalente infatti, risulta definito da pendii acclivi delimitati da sistemi di faglie con rigetti dell'ordine di alcune centinaia di metri, mediamente evoluti e modellati. La morfologia, condizionata da tale assetto strutturale e dalle differenti caratteristiche litologiche e strutturali delle unità affioranti, degrada verso valle con una serie irregolare di balze e pianori solcati da incisi valloni.

Da un'analisi accurata attraverso lo studio stereoscopico delle foto aeree e con un rilevamento di dettaglio in situ, si evidenzia come l'area di interesse progettuale faccia parte di una cresta con andamento approssimativamente NNE-SSW, delimitata da fianchi con acclività moderata sul lato ovest ed acclività accentuata sul lato est, dove insiste l'incisione valliva solcata dalla linea di deflusso del F. Savuto.

Lungo tali fianchi, il deflusso poco controllato delle acque di ruscellamento e dilavamento ha provocato l'incisione di piccoli impluvi e fossi torrentizi in fase di erosione attiva, che individuano un reticolo idrografico di tipo "detritico" e/o di tipo "a traliccio" con conseguente trasporto di materiale verso la parte valliva. I fenomeni di dissesto negli scisti hanno spesso carattere impulsivo, ossia si sviluppano e si esauriscono rapidamente e tra due successive rimobilizzazioni possono passare anche lunghi intervalli di tempo.

L'area oggetto di intervento, in quanto localizzata all'interno di un ambiente antropizzato, presenta un deflusso delle acque superficiali ampiamente controllato e opportunamente canalizzato, evitando con ciò le innumerevoli problematiche di carattere destabilizzante legate all'azione delle pressioni neutre. Dalle verifiche effettuate durante la fase di sopralluogo, non si

evidenziano elementi morfologici e geometrici che possano essere collegati a fenomeni geodinamici in atto.

Al fine di garantire una maggiore sicurezza dell'area di intervento, eliminando le possibili cause di instabilità da imputare alle condizioni geolitologiche e geomeccaniche dei primi orizzonti stratigrafici, tutti gli interventi da realizzare saranno eseguiti in modo tale migliorare le attuali condizioni di sicurezza del lotto interessato.

3.4 ASPETTI IDROGEOLOGICI DELL'AREA IDROLOGIA SUPERFICIALE ED IDROGEOLOGIA

L'assetto geologico precedentemente esposto, unitamente alle caratteristiche geomorfologiche e topografiche, consentono di determinare tutti i fattori che condizionano gli aspetti idrogeologici del sito di studio, in particolare il deflusso superficiale e la permeabilità dei terreni nel processo di infiltrazione delle acque.

I fattori che condizionano la circolazione delle acque nel sottosuolo sono essenzialmente legati alle caratteristiche geologiche e idrogeologiche dei terreni, dai rapporti stratigrafici e tettonici esistenti tra i complessi a differente permeabilità.

Il contesto fisiografico e idrogeologico locale è quello caratteristico di un acquifero le cui proprietà sono legate sia all'influenza morfologica del versante nell'azione di trasporto e migrazione delle acque di natura meteorica con conseguente alimentazione sotterranea, che dal contesto geologico e litologico dei terreni presenti alle diverse profondità.

Nello specifico, l'area risulta pressoché completamente urbanizzata e pertanto i volumi di acqua di infiltrazione risultano notevolmente ridotti; inoltre per via della spinta antropizzazione del sito le acque tendono a percorrere per ruscellamento le vie preferenziali rappresentate dalla viabilità attuale.

Il contesto idrogeologico è costituito da un livello freatico sviluppato all'interno di depositi sciolti di natura sabbiosa limosa-ghiaiosa (materiale di alterazione del substrato) con una soggiacenza a profondità variabile caratterizzata da un massimo e minimo piezometrico legato ai regimi climatici e conseguentemente meteorici.

In generale comunque, si ipotizza la presenza di una falda profonda con livello piezometrico piuttosto costante e la presenza di falde superficiali alimentate in concomitanza di periodi piovosi caratterizzati da notevole intensità e durata.

Si può supporre che, nel periodo estivo, contraddistinto in genere da lunghi periodi di siccità, la falda profonda perenne potrebbe subire lievi abbassamenti, mentre le falde superficiali a carattere stagionale potrebbero ridursi notevolmente o addirittura essiccarsi.

Il quadro generale delle condizioni di permeabilità dei terreni analizzati, implicano la presenza di materiali con permeabilità media nei primi metri di profondità dal p.c. per poi passare

a terreni con una permeabilità bassa che tende ad aumentare nelle zone di fratturazione e degradazione. Al fine di una verifica costante della quota di falda prima dell'inizio dei lavori all'intero dei fori delle prove SCPT sono stati installati dei piezometri a tubo aperto.

4 P.A.I. (PIANO DI ASSETTO IDROGEOLOGICO)

Art. 1 (Finalità)

1. Il Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico (in seguito denominato PAI o Piano) ha valore di piano territoriale di settore e rappresenta lo strumento conoscitivo, normativo e di pianificazione mediante il quale l'Autorità di Bacino Regionale della Calabria (in seguito denominata ABR), pianifica e programma le azioni e le norme d'uso finalizzate alla salvaguardia delle popolazioni, degli insediamenti, delle infrastrutture e del suolo.

2. Il PAI persegue l'obiettivo di garantire al territorio di competenza dell'ABR adeguati livelli di sicurezza rispetto all'assetto geomorfologico, relativo alla dinamica dei versanti e al pericolo di frana, all'assetto idraulico, relativo alla dinamica dei corsi d'acqua e al pericolo d'inondazione, e all'assetto della costa, relativo alla dinamica della linea di riva e al pericolo di erosione costiera.

3. Le finalità del PAI sono perseguite mediante:

- l'adeguamento degli strumenti urbanistici e territoriali;
- la definizione del rischio idrogeologico e di erosione costiera in relazione ai fenomeni di dissesto considerati;
- la costituzione di vincoli e prescrizioni, di incentivi e di destinazioni d'uso del suolo in relazione al diverso livello di rischio;
- l'individuazione di interventi finalizzati al recupero naturalistico e ambientale, nonché alla tutela e al recupero dei valori monumentali e ambientali presenti e/o alla riqualificazione delle aree degradate;
- l'individuazione di interventi su infrastrutture e manufatti di ogni tipo, anche edilizi, che determinino rischi idrogeologici, anche con finalità di rilocalizzazione;
- la sistemazione dei versanti e delle aree instabili a protezione degli abitati e delle infrastrutture adottando modalità di intervento che privilegino la conservazione e il recupero delle caratteristiche naturali del terreno;
- la moderazione delle piene, la difesa e la regolazione dei corsi d'acqua;
- la definizione dei programmi di manutenzione;
- l'approntamento di adeguati sistemi di monitoraggio;
- la definizione degli interventi atti a favorire il riequilibrio tra ambiti montani e costieri con particolare riferimento al trasporto solido e alla stabilizzazione della linea di riva.

Il livello di rischio definito dal PAI dipende da differenti fattori correlati fra loro; l'incidenza maggiore è rappresentata dalle caratteristiche del fenomeno in relazione con la vulnerabilità degli elementi esposti.

Dalla consultazione su <http://webgisabr.regione.calabria.it/webgis/>, della cartografia del P.A.I., è emerso che la zona di studio non ricade in nessuna delle perimetrazioni di rischio e/o d'attenzione che il Piano di Assetto Idrogeologico contempla. In ogni caso, è da porre in evidenza che tutto ciò si basa su elementi geologici e geomorfologici e solo in parte su dati dedotti attraverso indagini in sito, per questi motivi, a volte, le conclusioni dello studio geomorfologico non sono prive di incertezze e di riserve.

A garanzia di maggiore ed ulteriore sicurezza, tutti gli interventi da realizzare saranno eseguiti in modo tale migliorare le attuali condizioni di stabilità del lotto interessato.

5 INDAGINI GEOGNOSTICHE

Sull'area di studio, al fine di approfondire le conoscenze dedotte dalla letteratura e dalla campagna di rilevamento geologico effettuata, è stata eseguita una campagna di indagini a carattere diretto e indiretto, eseguita dalla GEOMEDA & ENGINEERING SRLS,.

I dati forniti dalla su citata impresa, ha consentito la ricostruzione della successione stratigrafica dei litotipi al di sotto del piano campagna fino alle profondità d'interesse progettuale e di fornire una valutazione qualitativa e quantitativa dei terreni lungo la verticale esplorata.

La campagna di indagini ha interessato l'area di intervento con l'esecuzione di:

- n°1 sondaggio a carotaggio continuo fino a 30 m di profondità dal p.c. attrezzato per prova Down-Hole;
- n°3 prove SPT eseguite nel foro di sondaggio;
- n°3 prelievi di campioni indisturbati analizzati in laboratorio con esame tipo identificazione, analisi granulometrica, determinazione dei limiti di Atterberg e prova di taglio diretto CD;
- n°5 prove penetrometriche dinamiche SCPT attrezzate con piezometro;
- n°1 prova geofisica Down-Hole fino a 30 m di profondità dal p.c. con acquisizione ogni metro;
- n°8 linee di scansione georadar;
- n°2 stendimenti di sismica a rifrazione sism1 da 96 m e sism2 da 72 m per complessivi 168 m;
- n°1 stendimento di sismica tipo MASW;
- n°1 registrazione di HVSr (Microtremori).

Le indagini geognostiche effettuate nell'area di studio, hanno consentito di pervenire ad una caratterizzazione geomeccanica del volume significativo dei terreni interagenti con la struttura oggetto di realizzazione.

Le correlazioni ottenute hanno fornito chiare indicazioni in merito alla predisposizione del modello geologico di riferimento.

Per una migliore comprensione dell'ubicazione delle prove eseguite si rimanda all'elaborato cartografico allegato alla presente relazione.

5.1 SONDAGGI MECCANICI A CAROTAGGIO: SUCCESSIONE STRATIGRAFICA

I sondaggi a carotaggio continuo consentono di ottenere una dettagliata caratterizzazione litostratigrafica del sottosuolo grazie alla possibilità di osservare direttamente le "carote" di terreno estratte in continuo durante l'avanzamento. L'acquisizione dei parametri fisico-meccanici del terreno investigato può essere ottenuta mediante il prelievo di campioni (da sottoporre poi a prove di laboratorio) o mediante prove in foro (es. S.P.T.).

Durante le perforazioni sono state effettuate, in foro di sondaggio n. 3 prove S.P.T. (Standard Penetration Test) per la determinazione dello stato di addensamento dei terreni investigati e sono stati prelevati n.3 campioni indisturbati (S1C1-S1C2- S1C3) da analizzare in laboratorio.

A partire dalla quota di boccaforo, corrispondente alla quota di piano campagna, per il sondaggio meccanico a carotaggio è stata rilevata e descritta la seguente successione stratigrafica:

Sondaggio S1:

- da 0.00 m a 0,70 m: Depositi antropici/asfalti;
- da 0.70 m a 1,70 m: Depositi areati/rimaneggiati;
- da 1.70 m a 6,10 m: Banchi sabbiosi/limosi/argillosi con elementi lapidei di natura metamorfica di una originaria roccia scistosa fortemente alterata dove non si riconoscono elementi petrografici originari;
- da 6.10 m a 6,80 m: orizzonti quarzosi biancastri;
- da 6.80 m a 9,60 m Banchi sabbiosi/limosi/argillosi con elementi lapidei di natura metamorfica di una originaria roccia scistosa fortemente alterata dove non si riconoscono elementi petrografici originari;
- da 9.60 m a 10,00 m Roccia saprolitica di originari scisti quarzosi biancastri dove si riconoscono i piani di scistosità della roccia originaria;
- da 10.00 m a 10,70 m orizzonti quarzosi biancastri;
- da 10.70 m a 13,10 m Roccia saprolitica di originari scisti quarzosi biancastri dove si riconoscono i piani di scistosità della roccia originaria;
- da 13.10 m a 13,80 m orizzonti quarzosi biancastri;
- da 13.80 m a 19,00 m Roccia saprolitica di originari scisti quarzosi biancastri dove si riconoscono i piani di scistosità della roccia originaria;
- da 19.00 m a 19,60 m orizzonti quarzosi biancastri;
- da 19.60 m a 26,10 m Roccia saprolitica di originari scisti quarzosi biancastri dove si riconoscono i piani di scistosità della roccia originaria;
- da 26.10 m a 30,00 m Scisti quarzosi biancastri.

Per metodologie di analisi e caratteristiche delle strumentazioni si rinvia all'allegato "Report Indagini" prodotto dalla GEOMEDA & ENGINEERING SRLS.

5.2 PROVE SPT

Le prove SPT eseguite in foro seguono lo standard internazionale raccomandato dall'ASTM ed accettato sia dall'Associazione Geotecnica Internazionale (ISSMFE-1976) che dalla Associazione Geotecnica Italiana (AGI-1976). La prova SPT (Standard Penetration Test) consiste nel conteggiare il numero di colpi necessari per far penetrare di 30.0 cm nel terreno una punta di dimensioni

standard, dopo una infissione preliminare di 15.0 cm, spinta da un maglio del peso di 623 N ($\cong$ 63.5 kg) che cade liberamente da un'altezza di 0.76 m.

Nel corso della perforazione sono state eseguite n.3 prove SPT.

I risultati delle prove S.P.T. sono riportati nelle stratigrafie dei sondaggi e all'interno del rapporto tecnico delle indagini geognostiche, il tutto allegato alla presente relazione. Per una più immediata lettura e comprensione dei valori ottenuti, questi si riassumono nel riquadro successivo:

S1		
Prof. (m)	N. Colpi	Nspt
3.40 / 3.85	16 – 32 - 48	80
7.55 / 8.00	18 – 30 - 46	76
16.00	rif.	R

RISULTATI DELLE PROVE STANDARD PENETRATION TEST

Per metodologie di analisi e caratteristiche delle strumentazioni si rinvia all'allegato "Report Indagini" prodotto dalla GEOMEDA & ENGINEERING SRLS.

5.3 PROVE DI LABORATORIO

Per determinare le caratteristiche geotecniche dei terreni di interesse progettuale, sono state effettuate delle prove di laboratorio di tipo identificazione e taglio diretto sui due campioni prelevati nel corso del sondaggio a carotaggio S1 (**S1Ci1** 3.00/3.40 – **S1Ci2** 7.20/7.55- **S1Ci3** 17.20/17.70). Le analisi di laboratorio, sono state eseguite presso il laboratorio geotecnico I.P.G s.n.c. con sede in Orto Matera n. 21, CASTROLIBERO (CS). I parametri geomeccanici dei campioni di terreno sono schematizzati nelle tabelle seguenti.

C.I.	Profondità	Contenitore	Nomenclatura	Colore	Classificazione UNI/TS
S1C1	3.00 – 3.40	Fustella	Sabbia con Limo Ghiaiosa debolmente Argillosa moderatamente addensata	Marrone chiaro	Sabbia con Limo Ghiaiosa debolmente Argillosa

C.I.	Peso di volume (kN/m ³)	Peso specifico (kN/m ³)	Contenuto d'acqua (%)	Ghiaia (%)	Sabbia (%)	Limo (%)	Argilla (%)	Wl %	Wp %	Ip	A	Ic
S1C1	19.804	26.394	18.61	12.8	51.8	29.9	5.5	34.15	29.81	4.34	0.79	3.58

C.I.	Coesione (kpa)	Angolo d'attrito (°)
S1C1	10.022	31.88

C.I.	Profondità	Contenitore	Nomenclatura	Colore	Classificazione UNI/TS
S1C2	7.20 – 7.55	Fustella	Sabbia Limosa Ghiaiosa addensata	Marrone chiaro - rossastro	Sabbia limosa ghiaiosa

C.I.	Peso di volume (kN/m ³)	Peso specifico (kN/m ³)	Contenuto d'acqua (%)	Ghiaia (%)	Sabbia (%)	Limo (%)	Argilla (%)
S1C2	19.007	26.284	15.65	15.0	63.2	17.8	4.0

C.I.	Coesione (kpa)	Angolo d'attrito (°)
S1C2	8.335	33.58

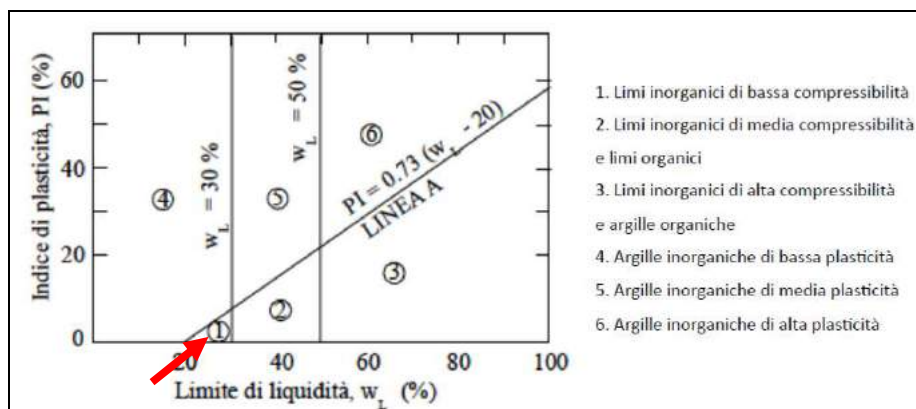
C.I.	Profondità	Contenitore	Nomenclatura	Colore	Classificazione UNI/TS
S1C3	17.20 – 17.70	Fustella	Sabbia con Limo Ghiaiosa debolmente	Marrone chiaro - rossastro	Sabbia con Limo Ghiaiosa

			Argillosa moderatamente addensata		debolmente Argillosa
--	--	--	-----------------------------------	--	----------------------

C.I.	Peso di volume (kN/m ³)	Peso specifico (kN/m ³)	Contenuto d'acqua (%)	Ghiaia (%)	Sabbia (%)	Limo (%)	Argilla (%)	Wl %	Wp %	Ip	A	Ic
S1C3	21.146	26.348	15.43	11.4	47.9	30.8	9.9	24.99	19.25	5.74	0.58	1.67

C.I.	Coesione (kpa)	Angolo d'attrito (°)
S1C3	13.330	31.88

I valori sopra riportati ci consentono di descrivere meglio il terreno analizzato; le percentuali ottenute dall'analisi granulometrica, e nello specifico l'esame della curva granulometrica evidenzia come si tratti di un materiale con caratteri in larga prevalenza costituito da terreni granulari; l'indice di plasticità I_p paria a 4.34 cataloga il terreno come non plastico e l'indice di attività $A=0.79$, con un valore di attività $0.5 < A < 1.0$ che lo cataloga come mediamente attivo. Per quanto riguarda la classificazione dei terreni, esistono diversi sistemi, i più vecchi sono basati esclusivamente sulla granulometria e pertanto risultano insufficienti. Esiste poi il sistema di classificazione di Casagrande ("Carta di plasticità di Casagrande") basato sui limiti di Atterberg che suddivide il terreno in sei classi in funzione del limite liquido e dell'indice di plasticità. Nel nostro caso il campione analizzato rientra nella classe 1.



Per metodologie di analisi e caratteristiche delle strumentazioni si rinvia all'allegato "Report Indagini" prodotto dalla GEOMEDA & ENGINEERING SRLS.

5.4 PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE (SCPT)

La prova penetrometrica dinamica consente di ottenere, con sufficiente approssimazione, indicazioni in continuo sia qualitative sia quantitative, delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni attraversati tanto più precise quanto più prossimi sono i sondaggi di taratura.

La prova consiste nell'infissione nel terreno di una successione di aste con quantità di penetrazione costanti, per mezzo di un peso a caduta libera, e nel successivo conteggio del numero dei colpi necessari per provocarne l'avanzamento.

L'esecuzione delle indagini penetrometriche SCPT (Standard Cone Penetration Test), con la successiva elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica, sono state realizzate mediante un penetrometro dinamico tipo SCPT azionato da un meccanismo motorizzato che fa cadere ripetutamente una massa battente del peso di 63,5 Kg da un'altezza costante di 0,75 m.

In base al numero di colpi, necessario per far scendere, di una profondità di 20 cm, un'asta munita di punta conica, è possibile ricostruire la stratigrafia e determinare i seguenti parametri: angolo di attrito interno ϕ , peso dell'unità di volume γ , peso dell'unità di volume saturo γ_{sat} , modulo di deformazione G , densità relativa D_r , modulo di Young, modulo edometrico, modulo di Poisson ν , modulo di reazione K_0 .

➤ Nel sito di studio sono state eseguite n°5 prove penetrometriche SCPT, tutte attrezzate con piezometro.

Tali prove hanno fornito significative informazioni in continuo, lungo la verticale esplorata, riguardo i parametri fisico-meccanici dei terreni costituenti i primi spessori di sottosuolo del sito indagato, e più segnatamente il loro stato di addensamento e/o consistenza, pur con le necessarie cautele interpretative. Nelle tabelle successive, si riportano in maniera sommaria i parametri geotecnici scaturiti da ogni singola prova effettuata.

Risultati prova penetrometrica SCPT 1

Strati	Profondità (m)	ϕ°	γ (t/m ³)	γ_{sat} (t/m ³)	G (Kg/cm ²)	D_r (%)	Mod. Young (Kg/cm ²)	Mod. Edometrico (Kg/cm ²)	ν	K_0 (Kg/cm ²)
Strato 1	0.00-1.50	23	2.12	2.5	1493.19	100	215.3	85.1	0.3	5.33
Strato 2	1.50-5.70	30	2.23	2.5	2432.13	100	310.75	124.31	0.26	7.79
Strato 3	5.70-8.40	27	2.24	2.5	2580.70	95.9	326.10	130.62	0.25	8.21

Risultati prova penetrometrica SCPT 2

Strati	Profondità (m)	ϕ°	γ (t/m ³)	γ_{sat} (t/m ³)	G (Kg/cm ²)	D_r (%)	Mod. Young (Kg/cm ²)	Mod. Edometrico (Kg/cm ²)	ν	K_0 (Kg/cm ²)
Strato 1	0.00-0.90	23	2.13	2.5	1566.11	100	222.60	88.1	0.3	5.54
Strato 2	0.90-8.10	29	2.22	2.5	2350.58	100	302.35	120.86	0.26	7.57
Strato 3	8.10-11.10	23	2.13	2.5	1556.14	66.03	221.60	87.69	0.3	5.51

Risultati prova penetrometrica SCPT 3

Strati	Profondità (m)	ϕ°	γ (t/m ³)	γ_{sat} (t/m ³)	G (Kg/cm ²)	D_r (%)	Mod. Young (Kg/cm ²)	Mod. Edometrico (Kg/cm ²)	ν	K_0 (Kg/cm ²)
Strato 1	0.00-1.20	17	1.7	1.91	523.45	71.13	--	46.36	0.34	1.93
Strato 2	1.20-7.00	29	2.20	2.5	2036.24	100	270.15	107.63	0.28	6.77
Strato 3	7.00-9.00	27	2.36	2.5	3377.3	100	409.30	164.8	0.22	11.72

Risultati prova penetrometrica SCPT 4

Strati	Profondità (m)	ϕ°	γ (t/m ³)	γ_{sat} (t/m ³)	G (Kg/cm ²)	D_r (%)	Mod. Young (Kg/cm ²)	Mod. Edometrico (Kg/cm ²)	ν	K_0 (Kg/cm ²)
Strato 1	0.00-0.90	18	1.80	1.93	686.16	83.24	136.35	52.67	0.33	2.58
Strato 2	0.90-4.50	29	2.15	2.5	1642.30	100	230.25	91.24	0.29	5.75
Strato 3	4.50-6.30	31	2.50	2.5	4138.54	100	490.00	197.95	0.18	11.93

Risultati prova penetrometrica SCPT 5

Strati	Profondità (m)	ϕ°	γ (t/m ³)	γ_{sat} (t/m ³)	G (Kg/cm ²)	Dr (%)	Mod. Young (Kg/cm ²)	Mod. Edometrico (Kg/cm ²)	v	K0 (Kg/cm ²)
Strato 1	0.00-0.60	20	1.95	1.97	974.47	100	164.10	64.07	0.32	3.66
Strato 2	0.60-4.50	30	2.18	2.5	1843.89	100	250.60	99.60	0.28	6.29
Strato 3	4.50-6.30	29	2.26	2.5	2857.53	100	354.85	142.43	0.24	9.12

Per metodologie di analisi e caratteristiche delle strumentazioni si rinvia all'allegato "Report Indagini" prodotto dalla GEOMEDA & ENGINEERING SRLS.

5.4.1 Interpretazione dei risultati

I sondaggi penetrometrici sono stati posizionati sul sito di intervento in modo da investigare al meglio l'intera area di interesse ed ottenere una caratterizzazione geomeccanica esaustiva riguardanti i primi livelli stratigrafici potenzialmente interessati dall'opera in progetto.

Le verticali esplorate sono state correlate con le informazioni scaturite dal sondaggio a carotaggio continuo e dalle indagini geofisiche.

La prova penetrometrica SCPT1 si è spinta ad una profondità massima di 8.40 mt.

Le profondità raggiunte e le caratteristiche di resistenza alla punta hanno fornito una successione stratigrafica con un primo livello, compreso tra il p.c. e -1.50 mt circa di profondità correlabile con il terreno di riporto con grado di addensamento complessivamente scadente; al di sotto di tale livello, si riscontra la presenza di terreni a comportamento sabbioso limoso ghiaioso addensati dalle proprietà fisico – meccaniche buone; tale orizzonte è posto a contatto, a partire da una quota di circa -5.70 mt, con un livello sabbioso limoso con la presenza di ghiaie caratterizzato sempre da buone proprietà geotecniche.

La prova penetrometrica SCPT2 ha raggiunto una profondità di 11.10 mt dal p.c., con un comportamento in termini di resistenza del terreno alla penetrazione e conseguente parametrizzazione geotecnica diversa alla prova SCPT1.

In questa prova dopo un primo livello compreso tra il p.c. e -0.90 mt circa di profondità con la presenza di terreno di riporto poco addensato, si passa ai terreni sabbioso limoso ghiaioso addensati con proprietà fisico – meccaniche discrete, posti a contatto, a partire da una quota di circa -8.10 mt, con un livello caratterizzato da un grado di addensato minore e proprietà geomeccaniche meno buone. Questo, può essere legato alla presenza a partire da una quota di circa -9.10 di un livello di falda (livello piezometrico misurato immediatamente dopo l'esecuzione della prova) che tende ad fare aumentare le pressioni neutre dei depositi con conseguenze negative sulle proprietà geomeccaniche che si materializzano durante la prova penetrometrica con una minore resistenza all'infissione e conseguente aumento delle profondità raggiunte.

La prova SCPT3, ha raggiunto la profondità di 9.00 mt dal p.c..

Tale prova ha definito una successione stratigrafica costituita da un primo livello, compreso tra il p.c. e -1.20 mt circa di profondità correlabile con il terreno di riporto con grado di addensamento complessivamente scadente; al di sotto di tale livello, si riscontra la presenza di un litotipo a comportamento sabbioso limoso ghiaioso addensato dalle proprietà fisico – meccaniche buone, posto a contatto, a partire da una quota di circa -7.00 mt, con un livello sempre di natura sabbiosa limosa con la presenza di ghiaie moderatamente addensato e caratterizzato sempre da discrete proprietà geotecniche.

Le prove SCPT4 e SCPT5, che hanno raggiunto la profondità di 6.30 mt dal p.c. confermano sostanzialmente il quadro geomeccanico dei terreni scaturito dalle prove SCPT1 e SCPT3, con un primo orizzonte correlabile con terreno di riporto dal grado di addensamento complessivamente scadente compreso tra 0.60/0.90 cm dal p.c.; al di sotto di tale livello, si riscontra la presenza di sempre di terreni a comportamento sabbioso limoso ghiaioso addensato dalle buone proprietà geotecniche. Nella prova SCPT4 si è riscontrata la presenza di falda a partite da una quota di circa - 6.2 dal p.c..

5.5 MISURE PIEZOMETRICHE

Nel corso della campagna di indagine, sono stati installati i piezometri a tubo aperto all'interno del foro di tutte le prove penetrometriche effettuate.

Dalle misurazioni fatte alla fine della campagna di indagini è stato riscontrato quanto riportato in tabella.

PROVA n.	PROFONDITÀ DAL P. C. (m)	DATA MISURA	PROFONDITA' LIVELLO PIEZOMETRICO DAL P. C. (m)
SCPT 1	8.40	22-02-2017	ASSENTE
SCPT 2	11.10	22-02-2017	-9.10
SCPT 3	9.00	23-02-2017	ASSENTE
SCPT 4	6.30	23-02-2017	-6.20
SCPT 5	6.30	24-02-2017	ASSENTE

Si rimanda ad ulteriori misure, da effettuare prima dell'inizio dei lavori, al fine di verificare ulteriormente quanto specificato in tabella.

5.6 INDAGINI GEOFISICHE

Come detto in premessa, sono state eseguite delle indagini geofisiche, nel rispetto della Normativa vigente, al fine di ottenere un modello stratigrafico del sottosuolo in corrispondenza della dell'area dove sarà realizzata la nuova palestra.

Le indagini geofisiche sono state eseguite secondo lo schema seguente:

- n°8 linee di scansione georadar;
- n°2 profili di sismica a rifrazione sism1 da 96 m e sism2 da 72 m;
- n°1 Profilo Masw da 96 m;

- n°1 Down-Hole fino a 30 ml di profondità dal p.c. (registrazione in onda P, Sx e Sy);
- n°1 registrazione di HVSr (Microtremori).

Per quel che riguarda i parametri di acquisizione ci si è attenuti alle specifiche tecniche indicate. Le prospezioni geofisiche, sono considerate le metodologie d'indagine indiretta più efficaci per la ricostruzione della stratigrafia di un'area e per la caratterizzazione fisico-meccanica dei materiali presenti nel sottosuolo; in particolare, consentono di acquisire i parametri dinamici caratteristici dei terreni, in luogo dei parametri statici, ottenibili dalle comuni analisi geotecniche.

5.6.1 Indagini Georadar

Per la ricostruzione della stratigrafia e l'individuazione di eventuali strutture sepolte lungo l'area di interesse progettuale, sono state condotte delle indagini con metodo elettromagnetico a bassa frequenza, noto come metodo georadar.

Con tale rilievo, si è voluto sottoservizi, elementi strutturali e variazioni geologiche.

Per lo scopo previsto si è operato con uno strumento costituito da un sistema radar Detector Duo, prodotto dalla IDS, Ingegneria dei Sistemi S.p.A., GeoRadar Division. caratterizzato da dall'utilizzo contemporaneo della doppia frequenza (250 MHz/700 MHz) che permette di aumentare la risoluzione e la profondità di indagine.

Le scansioni hanno interessato l'area di ingombro della palestra e parte della via d'accesso dell'entrata principale (RO_01-RO_08). Altre 2 linee di scansione sono state realizzate a valle del lato posto ad est della palestra (RO_06-RO_07).

Metodo georadar

Il metodo georadar (GPR) si basa sulla proprietà dei terreni di trasmettere onde elettromagnetiche ad alta frequenza e misura il tempo di andata e ritorno di tali onde quando esse vengono riflesse da una superficie di discontinuità elettromagnetica. Lo strumento invia, mediante una antenna, un impulso multifrequenza nel suolo da indagare.

Quando le onde elettromagnetiche incontrano sul loro cammino una discontinuità fisica che comporti una diversa velocità di propagazione, parte dell'energia incidente viene riflessa e ritorna all'antenna, generando un impulso di forma simile a quello trasmesso, anche se distorto in frequenza e fase. La banda di frequenze utilizzate può variare tra 50 e oltre 3000 Mhz; la scelta entro tale intervallo di possibilità dipende dal dettaglio che si vuole ottenere e dalla profondità da indagare, perché la frequenza è direttamente proporzionale al potere risolutivo ed inversamente proporzionale alla profondità di indagine. Il risultato finale di una scansione è costituito da una serie di segnali nel dominio del tempo, che definiscono la successione degli orizzonti attraversati e la loro posizione verticale, dipendente dalle velocità di propagazione delle onde nei materiali.

Per metodologie di analisi e caratteristiche delle strumentazioni si rinvia all'allegato "Report Indagini" prodotto dalla GEOMEDA & ENGINEERING SRLS.

5.6.1.1 Interpretazione dei dati georadar acquisiti

Nelle sezioni bidimensionali risultanti dal processing dei dati relativi alle linee di scansione (radargrammi), sembra vi sia una discreta risposta in ampiezza di riflessione, con assorbimenti relativamente moderati del segnale elettromagnetico attribuibile al terreno (di resistività medio-alta). Nelle sezioni riguardanti l'area interna alla palestra si rileva (alle alte frequenze- antenna 700MHz) la presenza del massetto ad una profondità di circa 0.40/0.50 m, delle travi della struttura poste a circa 8.00 m l'una dall'altra, e un orizzonte geologico (alle basse frequenze- antenna 250MHz) posto ad una profondità variabile tra i 2,00 e i 5,20 m correlabile con i filoni quarzoso-biancastri dell'originaria formazione metamorfica.

Nelle sezioni che riguardano l'esterno della palestra, si rileva a profondità di circa 0.40/0.50 m lo strato di bitume, orizzonti geologici posti a diversa profondità e la presenza di sottoservizi.

Per la strisciata RO_07 si segnala la presenza ad una distanza 18 m dall'edificio scolastico di un'area di riempimento.

5.6.2 Sismica a Rifrazione

Le prospezioni sismiche, sono considerate le metodologie d'indagine indiretta più efficaci per la ricostruzione della stratigrafia di un'area e per la caratterizzazione fisico-meccanica dei materiali presenti nel sottosuolo; in particolare, consentono di acquisire i parametri dinamici caratteristici dei terreni, in luogo dei parametri statici, ottenibili dalle comuni analisi geotecniche. Il metodo consiste nel generare artificialmente onde elastiche longitudinali in un punto della superficie e nel misurare il tempo impiegato, dalle onde così prodotte, per propagarsi dalla sorgente a dei sensori opportunamente disposti sul terreno a distanze crescenti.

Il fondamento teorico di tale applicazione risiede nel fatto che le velocità e le direzioni di propagazione dei raggi sismici generati sono strettamente dipendenti dalle caratteristiche fisico-meccaniche dei diversi materiali attraversati e dalla presenza di eventuali superfici di discontinuità separanti formazioni a diverso comportamento dal punto di vista elasto – meccanico. Dal punto di vista operativo, attraverso l'energizzazione artificiale, si determina la propagazione di una serie di onde sismiche, che vengono rilevate dai sensori (geofoni) allineati sulla superficie del terreno e visualizzate come tracce sismiche (sismogrammi). Ad ogni operazione di energizzazione (almeno tre in totale), corrisponde la lettura dei tempi dei primi arrivi delle fasi P (onde longitudinali) ed eventualmente delle fasi S (onde trasversali).

I tempi di arrivo delle fasi sismiche, riferiti alle rispettive distanze dal punto di energizzazione, sono successivamente elaborati con programmi di calcolo, ottenendo un grafico dell'andamento spazio-temporale dei primi arrivi (dromocrone) e, attraverso ulteriori analisi, la sezione sismico-stratigrafica dell'area investigata.

Tenuto conto che le velocità sismiche sono strettamente dipendenti dalle caratteristiche fisico-meccaniche e geotecniche dei terreni attraversati dai raggi sismici, al termine delle elaborazioni è possibile correlare gli strati individuati con le prospezioni, con gli spessori di terreno caratterizzati da condizioni geomeccaniche omogenee (grado di compattezza, di addensamento, di consistenza, stato di fratturazione e/o di degradazione, ecc.). Il risultato finale è rappresentato da un quadro dell'assetto stratigrafico locale.

Per metodologie di analisi e caratteristiche delle strumentazioni si rinvia all'allegato "Report Indagini" prodotto dalla GEOMEDA & ENGINEERING SRLS.

5.6.2.1 Interpretazione dei risultati

Per definire la potenza dei vari orizzonti, nell'area di interesse progettuale sono stati eseguiti n°2 stendimenti di sismica a rifrazione, uno da 96 ml ed uno da 72 ml in onde P orientati parallelamente tra loro, uno sul lato monte SISM_1 ed uno sul lato valle SISM_2; questi hanno fornito informazioni significative sulla successione stratigrafica.

SISM_1: nel profilo sono stati riconosciuti tre sismostrati significativi con differenti caratteristiche elasto-meccaniche. In particolare è stato individuato un orizzonte superficiale di spessore di circa 2 m e una lunghezza di circa 28 m a partire dal muro interno della palestra dove è stato posizionato in prossimità il primo geofono, con velocità delle onde sismiche di compressione $V_{pm} = 449$ m/s; il secondo sismostrato, con spessore compreso tra 12 m e 14 m caratterizzato da velocità delle onde sismiche longitudinali $V_{pm} = 596$ m/s tipica di litologie con proprietà elasto – meccaniche mediamente buone; il terzo ed ultimo sismostrato, fino alla massima profondità d'indagine raggiunta, è caratterizzato da velocità delle onde sismiche $V_{pm} = 2375$ m/s correlabile con il substrato metamorfico caratterizzato da elevate proprietà elasto – meccaniche.

SISM _2: nel profilo sono stati riconosciuti tre sismostrati significativi con differenti caratteristiche elasto-meccaniche. In particolare è stato individuato un orizzonte superficiale di spessore variabile tra 4 e 8 m circa e velocità delle onde sismiche di compressione $V_{pm} = 432$ m/s con proprietà elasto-meccaniche medie; il secondo sismostrato a profondità alquanto variabili lungo tutto lo stendimento; a profondità maggiori nella parte iniziale (circa 13 m) e finale (circa 10 m), e minori (4-5 m) nella parte centrale, caratterizzato da velocità delle onde sismiche longitudinali $V_{pm} = 1312$ m/s e proprietà elasto-meccaniche buone; il terzo ed ultimo sismostrato, fino alla massima profondità d'indagine, è caratterizzato da velocità delle onde sismiche $V_{pm} =$

2386 m/s correlabile con il substrato metamorfico caratterizzato da elevate proprietà elasto – meccaniche.

5.6.3 M.A.S.W. (Multichannel Analysis Of Surface Waves)

La determinazione della velocità delle onde di taglio V_s tramite le misure delle onde superficiali di Rayleigh risulta particolarmente indicata per suoli altamente attenuanti e ambienti rumorosi poiché la percentuale di energia convertita in onde di Rayleigh è di gran lunga predominante (67%) rispetto a quella coinvolta nella generazione e propagazione delle onde P (7%) ed S (26%). Inoltre l'ampiezza delle onde superficiali dipende da $\sqrt{r}$ e non da r come per le onde di volume.

I metodi basati sull'analisi delle onde superficiali di Rayleigh forniscono una buona risoluzione e non sono limitati, a differenza del metodo a rifrazione, dalla presenza di inversioni di velocità in profondità. Inoltre la propagazione delle onde di Rayleigh, anche se influenzata dalla V_p e dalla densità, è funzione innanzitutto della V_s , parametro di fondamentale importanza per la caratterizzazione geotecnica di un sito secondo quanto previsto dalle recenti normative antisismiche (O.P.C.M. 3274/03; O.P.C.M. 3431/05; D.M. 14 gennaio 2008). Infatti, mentre la velocità delle onde P misurata in terreni saturi dipende in maniera sostanziale dalle vibrazioni trasmesse dal fluido interstiziale e non dallo scheletro solido del materiale, la velocità delle onde S è caratteristica delle vibrazioni trasmesse dal solo scheletro solido e, pertanto, a differenza delle onde P, risulta rappresentativa delle reali proprietà meccaniche del terreno. La proprietà fondamentale delle onde superficiali di Rayleigh, sulla quale si basa l'analisi per la determinazione delle V_s , è costituita dal fenomeno della dispersione che si manifesta in mezzi stratificati.

Pertanto, analizzando la curva di dispersione, ossia la variazione della velocità di fase delle onde di Rayleigh in funzione della lunghezza d'onda (o della frequenza, che è inversamente proporzionale alla lunghezza d'onda), è possibile determinare la variazione della velocità delle onde di taglio con la profondità tramite processo di inversione.

La velocità delle onde di Rayleigh (V_r) è pari a circa il 90% delle onde di taglio (V_s). Le tecniche di analisi delle onde di Rayleigh hanno un grado di incertezza nella determinazione delle V_s <15%.

Per metodologie di analisi e caratteristiche delle strumentazioni si rinvia all'allegato "Report Indagini" prodotto dalla GEOMEDA & ENGINEERING SRLS.

5.6.3.1 Interpretazione dei risultati

La metodologia per la realizzazione di una indagine MASW prevede:

1. Ripetute acquisizioni multicanale dei segnali sismici, generati da una sorgente energizzante artificiale, lungo uno stendimento rettilineo di sorgente-geofoni che viene spostata lungo la linea dello stendimento stesso dopo ogni acquisizione;
2. Estrazione del modo fondamentale dalle curve di dispersione della velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh (una curva per ogni acquisizione);
3. Inversione delle curve di dispersione per ottenere profili verticali delle V_s (un profilo verticale per ogni curva di dispersione, posizionato nel punto medio di ogni stendimento geofonico).

L'inversione della curva di dispersione viene realizzata iterativamente, utilizzando la curva di dispersione misurata come riferimento sia per la modellazione diretta che per la procedura ai minimi quadrati

Profilo MASW_1 (96 m)	
N° canali di registrazione	24
Distanza intergeofonica	4,00 m
Durata	2000 msec
Campionamento	1.00 msec
Sistema di energizzazione	Massa battente

L'interpretazione dei dati è stata effettuata analiticamente e con calcolo automatico. La tabella di seguito riassume le caratteristiche individuate per ogni singolo livello.

Strato n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
1	6.00	6.00	491.6	262.8
2	17.61	11.61	684.2	365.7
3	∞	∞	1079	576.8

Sulla base dei risultati ottenuti e dalla formula di seguito riportata, si è pervenuti al valore di V_{s30} ed alla conseguente definizione della categoria di suolo di fondazione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1, N} \frac{h_i}{V_i}}$$

h_i = Spessore in metri dello strato i-esimo
 V_i = Velocità dell'onda di taglio i-esima
 N = Numero di strati

$$V_{s30} = 394.44 \text{ m/s}$$

Categoria di suolo di fondazione B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).

5.6.4 Down-Hole

Il Down-hole ha lo scopo di effettuare una correlazione con il sondaggio sismico di superficie ed avere dei parametri elastodinamici fino alla profondità investigata. Il metodo Down-hole prevede la sorgente energizzante in superficie e i sensori all'interno del perforo. Si adoperano geofoni particolarmente assemblati "tripletta", per essere calati e fissati a profondità via via crescenti contro la parete di un perforo. Energizzando il terreno in superficie e misurando i tempi di arrivo del primo impulso ai geofoni, si ha la possibilità di determinare la velocità verticale dei litotipi riscontrati nella perforazione e i loro moduli elastici.

Per determinare la velocità, si andranno a leggere i tempi di arrivo delle onde sismiche e successivamente, gli stessi andranno riportati in grafico rispetto alle profondità "z". Si avrà così la possibilità di individuare le dromocrone relative ai litotipi incontrati nella perforazione determinandone, con l'adozione di appropriate formule, le velocità e gli spessori.

La metodologia down-hole, come le altre tecniche di sismica in foro ha, rispetto alla sismica a rifrazione, il vantaggio di non avere come condizione il necessario aumento delle velocità con la profondità in quanto si valutano i tempi di arrivo delle onde elastiche via via che esse penetrano negli strati più profondi senza subire fenomeni di rifrazione; quindi è sempre possibile valutare eventuali inversioni di velocità nell'ambito di litotipi incontrati nella perforazione ed inoltre la preventiva conoscenza della stratigrafia permette di scegliere il passo più idoneo a caratterizzare anche strati di debole spessore.

Infine, tabulando i valori dei tempi rilevati, sia per le onde di compressione che di taglio, i valori dei tempi corretti o verticali e le relative profondità, si può costruire un diagramma con valori delle velocità, in funzione della profondità.

Per metodologie di analisi e caratteristiche delle strumentazioni si rinvia all'allegato "Report Indagini" prodotto dalla GEOMEDA & ENGINEERING SRLS.

5.6.4.1 Interpretazione dei risultati

Il metodo Down-Hole è una misura diretta delle velocità delle onde sismiche P e S. Queste sono state effettuate utilizzando un singolo foro (profondità utile del foro 30.00 - rivestito e cementato 29.30 metri) nel quale è stato alloggiato il geofono 3D, l'energizzazione è avvenuta con massa battente in superficie a una distanza dalla verticale di 5,0 metri.

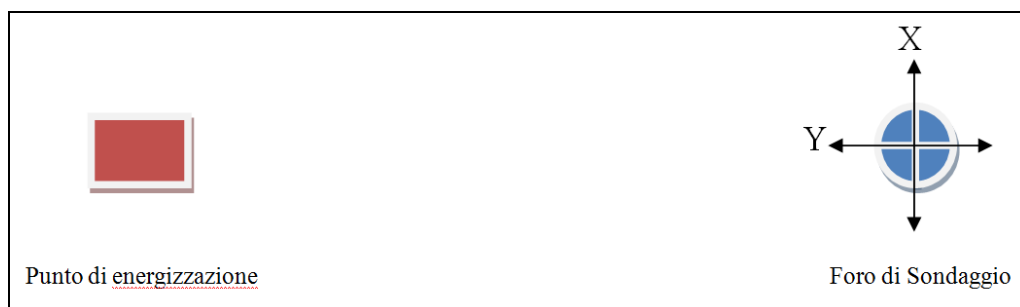
L'apparato base di misura utilizzato comprende una strumentazione per l'acquisizione dei segnali sismici (sismografo multicanale ad incremento di segnale e geofono/i da foro a 3 o più sensori e dispositivo di starter) ed un sistema che li genera attraverso la percussione sul terreno ad opera di una massa battente da Kg. 10).

Nella fase di energizzazione il geofono alloggiato nel foro è stato vincolato alle pareti del tubo con un dispositivo pneumatico (camera d'aria). Le onde P sono generate con percussioni applicate in senso verticale ad una piastra di alluminio appoggiata sulla superficie del terreno, le onde S sono generate percuotendo orizzontalmente una piastra in acciaio vincolata al terreno per avere un sismogramma con una prevalente fase S.

Per riconoscere bene l'onda S, che inverte la polarità della fase quando è generata da impulsi aventi stessa direzione ma versi opposti, sono stati effettuati due energizzazioni dx e sx.

Nelle registrazioni il canale 1 si riferiva al geofono con piano di vibrazione verticale, mentre i canali 2, 3 e 4 (rispettivamente in direzione lungo l'asse Y ed asse X) indicano i geofoni con piano di vibrazione lungo la direttrice sondaggio – punto di energizzazione (vedi schema seguente).

I primi arrivi delle onde P ed S, elaborati sui singoli sismogrammi, sono stati tabellati in ms come tempi di lettura e tempi corretti unitamente alla profondità (z) e alle velocità delle onde P e S.



Schema dell'orientazione dei geofoni.

Di seguito sono descritti sinteticamente i risultati della prova eseguita:

Down hole n° 1:

Scheda tecnica

Sondaggio	S1
Profondità raggiunta	30 ml
Numero di scoppi eseguiti	3 per ogni livello
Distanza tra gli scoppi	1 ml
Velocità di campionamento	200 millisec
Sistema di energizzazione	Massa da 10 Kg
Distanza dello sparo dal boccaforo	5.00 ml

PRIMI ARRIVI

Z(m)	Tl(P) [ms]	Tc(P) [ms]	Tl(S) [ms]	Tc(S) [ms]	V P [ms]	V s [ms]
1	2.8	0.55	7.9	1.55	1821	645
2	4.6	1.71	12.9	4.79	863	308
3	6	3.9	15.4	7.92	725	319
4	6.8	4.25	21.8	13.62	861	176
5	8.2	5.8	25	17.68	645	246
6	8.9	6.84	27.1	20.82	963	318

7	9.9	8.06	28.6	23.27	820	408
8	10.8	9.16	29.4	24.93	907	603
9	12.4	10.84	32.2	28.15	595	311
10	13.1	11.72	33.3	29.78	1140	611
11	14.2	12.93	34.8	31.68	826	527
12	14.8	13.66	35.7	32.95	1362	785
13	15.5	14.47	36.9	34.44	1242	673
14	16.3	15.35	38.5	36.26	1147	550
15	17.1	16.22	39.9	37.85	1303	627
16	17.8	16.99	41.5	39.61	1170	569
17	17.00	17.84	43.1	41.35	1330	575
18	18.6	18.6	44.4	42.72	1341	699
19	20	19.34	45.9	44.39	1351	622
20	20.7	20.08	47.1	45.69	1359	766
21	21.4	20.82	48.2	46.89	1365	836
22	22.1	21.55	49.2	47.98	1874	920
23	22.6	20.08	50.3	49.15	2313	851
24	23	22.52	51.1	50.03	2331	1144
25	23.4	22.95	51.8	50.03	2347	1302
26	23.8	23.37	52.6	50.79	21.84	1164
27	24.2	23.8	53.3	51.65	2360	1324
28	24.6	24.22	54	53.16	2373	1333
29	25	24.64	54.8	54	2383	1185

Strato	Spessore [m]	Vp [m/s]	Vs [m/s]	Poisson [-]	Modulo Elastico [kPa]	Y
1	1.00	1821	645	0.43	23070	1.9
2	5.00	811	274	0.43	4294	1.9
3	5.00	858	492	0.24	12071	2.1
4	9.00	1264	652	0.31	23686	2.1
5	3.00	1253	869	0.22	41083	2.2
6	6.00	2351	1242	0.30	90370	2.2

V_{s30} = 556 m/s - CATEGORIA DI SUOLO B

In sintesi, nel Down-Hole DH1 sono stati riconosciuti tre orizzonti significativi da un punto di vista elasto-meccanico:

Un primo orizzonte di spessore pari a circa 10 metri con velocità delle onde sismiche di compressione $V_p = 811/858$ m/s, e per le onde sismiche di taglio $V_s = 274/492$ m/s; il secondo sismostrato, con spessore pari a circa 12 metri presenta velocità delle onde sismiche di compressione $V_p = 1264/1253$ m/s, e per le onde sismiche di taglio $V_s = 652/869$ m/s; l'ultimo sismostrato, fino alla massima profondità d'indagine raggiunta caratterizzato da velocità delle onde sismiche longitudinali $V_p = 2351$ m/s, e onde sismiche di taglio $V_s = 1242$ m/s.

5.6.5 Microtremori HVSr

La tecnica HVSr permette in primo luogo di valutare la frequenza di vibrazione naturale di un sito. Le ipotesi alla base della tecnica sono: una concentrazione del contenuto in frequenza localizzato maggiormente in quelle basse (tipicamente al di sotto dei 20 Hz); assenza di sorgenti periodiche e/o con contenuto in alte frequenze; le sorgenti di rumore sono uniformemente

distribuite intorno alla stazione di registrazione. Se queste sono soddisfatte, la tecnica può essere suddivisa nelle fasi che vengono di seguito illustrate.

Si esegue una registrazione del rumore ambientale lungo tre direzioni ortogonali tra loro (x, y, z) con una singola stazione. Tale registrazione deve essere effettuata, secondo le indicazioni del progetto SESAME, per una durata non inferiore ai 20 minuti.

Si esegue un'operazione detta di windowing, in cui le tre tracce registrate vengono suddivise in finestre temporali di prefissata durata. Secondo le indicazioni del succitato progetto SESAME tale dimensione, detta Long Period, deve essere pari almeno a 20 secondi. Si ottiene così un insieme di finestre "long", che sono sincronizzate fra le tracce. Queste finestre vengono filtrate in base a dei criteri che permettono di individuare l'eventuale presenza di transienti (disturbi temporanei con grandi contributi nelle frequenze alte) o di fenomeni di saturazione.

Per ciascuna delle finestre rimanenti, quindi ritenute valide, viene valutato lo spettro di Fourier. Quest'ultimo viene sottoposto a tapering e/o lisciamento secondo una delle varie tecniche note in letteratura e ritenute all'uopo idonee.

Successivamente si prendono in considerazione gli spettri delle finestre relative alle tracce orizzontali in coppia. Ovvero, ogni spettro di una finestra per esempio della direzione X, ha il suo corrispettivo per le finestre nella direzione Y, vale a dire che sono relative a finestre temporali sincrone. Per ognuna di queste coppie viene eseguita una somma tra le componenti in frequenza secondo un determinato criterio che può essere, ad esempio, una semplice media aritmetica o una somma euclidea.

Per ciascuna coppia di cui sopra, esiste lo spettro nella direzione verticale Z, ovvero relativo alla finestra temporale sincrona a quelle della coppia. Ogni componente in frequenza di questo spettro viene usato come denominatore nel rapporto con quello della suddetta coppia. Questo permette quindi di ottenere il ricercato rapporto spettrale H/V (rapporti spettrali tra le componenti orizzontali e la componente verticale del moto del suolo) per tutti gli intervalli temporali in cui viene suddivisa la registrazione durante l'operazione di windowing.

Eseguendo per ciascuna frequenza di tali rapporti spettrali una media sulle varie finestre, si ottiene il rapporto spettrale H/V medio, la cui frequenza di picco (frequenza in cui è localizzato il massimo valore assunto dal rapporto medio stesso) rappresenta la deducibile stima della frequenza naturale di vibrazione del sito.

I dati MASW sono stati impiegati per ricostruire il profilo verticale della velocità delle onde di taglio (V_S), calcolare il parametro VS_{30} e vincolare la modellazione delle curve H/V (di per sé insufficienti per la misura delle V_S , a meno di non venire affiancate appunto da misure MASW/ReMi).

5.6.5.1 Interpretazione dei risultati

Per l'esecuzione delle indagini in oggetto è stato impiegato il seguente apparato:

- Durata della registrazione 20 minuti
- Frequenza di campionamento 200Hz
- Lunghezza finestre 59 s
- numero di finestre inserite nel calcolo 59
- Tipo di Lisciamento Konno&Ohmachi
- Lisciamento 10%.

Di seguito sono descritti sinteticamente i risultati della prova eseguita:

MICROTREMORE 1: analizzando i dati in termini frequenziali si può quindi evidenziare che il sottosuolo dell'area indagata presenta picchi del rapporto H/V di interesse sismico; in particolare si evidenzia un picco a 0,4Hz correlabile con il passaggio tra il materiale alterato di natura metamorfica e quelli più compatto meno alterato (litoide) costituito dagli scisti.

Rapporto spettrale H/V

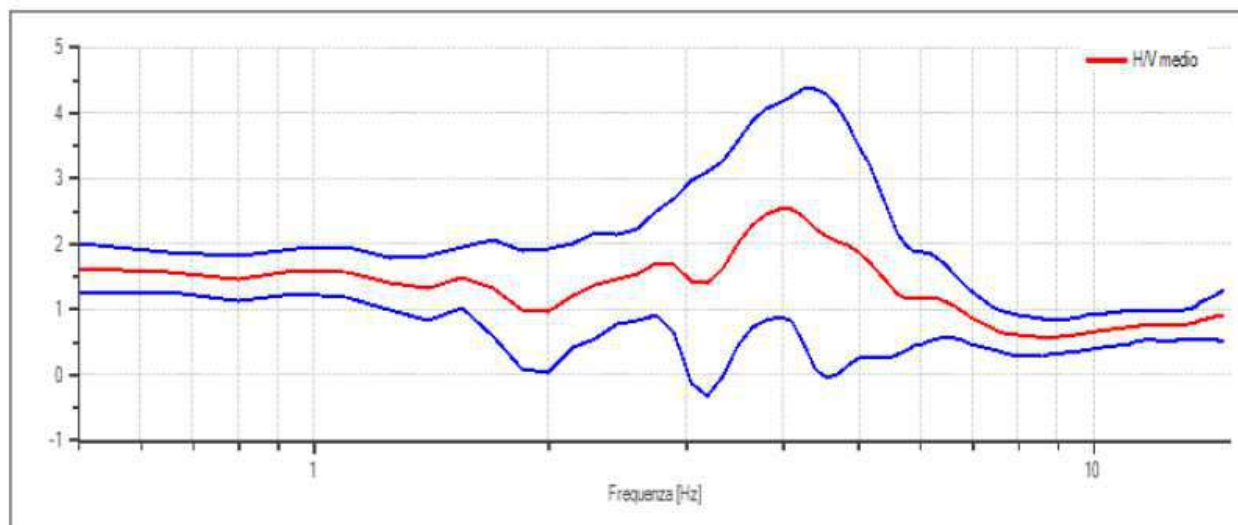
Dati riepilogativi:

Frequenza massima:	15,00 Hz
Frequenza minima:	0,50 Hz
Passo frequenze:	0,15 Hz
Tipo lisciamento::	Konno & Ohmachi
Percentuale di lisciamento:	10,00 %
Tipo di somma direzionale:	Media aritmetica

Risultati:

Frequenza del picco del rapporto H/V: 4,10 Hz $\pm$ 0,67 Hz

Grafico rapporto spettrale H/V



Per metodologie di analisi e caratteristiche delle strumentazioni si rinvia all'allegato "Report Indagini" prodotto dalla GEOMEDA & ENGINEERING SRLS.

6 AZIONE SISMICA DI PROGETTO

Ai sensi della normativa in materia, D.M. 14/01/2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni, le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, nel periodo di riferimento VR.

In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g = accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale;
- T^*c = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I valori di a_g , F_0 e T^*c sono riportati nell'Allegato B alle NTC; di essi si fornisce la rappresentazione in termini di andamento medio in funzione del periodo di ritorno T_R , per l'intero territorio nazionale.

Si riportano inoltre, in corrispondenza di ciascun valore di T_R , i relativi intervalli di confidenza al 95% valutati con riferimento ad una distribuzione log-normale, per fornire una misura della loro variabilità sul territorio.

Nel caso di costruzioni di notevoli dimensioni, va considerata l'azione sismica più sfavorevole calcolata sull'intero sito ove sorge la costruzione e, ove fosse necessario, la variabilità spaziale del moto.

Stati limite e relative probabilità di superamento

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- *Stato Limite di Operatività (SLO)*: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

- *Stato Limite di Danno (SLD)* : a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- *Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)* : a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

- *Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)* : a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

I quattro stati limite così definiti, consentono di individuare quattro situazioni diverse che, al crescere progressivo dell'azione sismica, ed al conseguente progressivo superamento dei quattro stati limite ordinati per azione sismica crescente (SLO, SLD, SLV, SLC), fanno corrispondere una progressiva crescita del danneggiamento all'insieme di struttura, elementi non strutturali ed impianti, per individuare così univocamente ed in modo quasi "continuo" le caratteristiche prestazionali richieste alla generica costruzione.

Ai quattro stati limite sono stati attribuiti valori della probabilità di superamento PVR pari rispettivamente a 81%, 63%, 10% e 5%, valori che restano immutati quale che sia la classe d'uso della costruzione considerata; tali probabilità, valutate nel periodo di riferimento VR proprio della costruzione considerata, consentono di individuare, per ciascuno stato limite, l'azione sismica di progetto corrispondente.

Viene preliminarmente valutato il periodo di riferimento VR della costruzione, ottenuto come prodotto tra la vita nominale VN fissata all'atto della progettazione ed il coefficiente d'uso CU che compete alla classe d'uso nella quale la costruzione ricade. Si ricava poi, per ciascuno stato limite e

relativa probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento VR, il periodo di ritorno TR del sisma.

CATEGORIE DI SOTTOSUOLO

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (vedi Tabella riassuntiva classificazione del tipo di suolo secondo la normativa sismica O.P.C.M. n.3274/2003)

Fatta salva la necessità della caratterizzazione geotecnica dei terreni nel volume significativo (la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso), ai fini dell'identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente V_{s30} di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità.

Per le fondazioni superficiali, tale profondità è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali.

Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera.

Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

La misura diretta della velocità di propagazione delle onde di taglio è fortemente raccomandata. Nei casi in cui tale determinazione non sia disponibile, la classificazione può essere effettuata in base ai valori del numero di colpi NSPT₃₀ (Standard Penetration Test) nei terreni prevalentemente a grana grossa e della resistenza non drenata equivalente CU₃₀ nei terreni prevalentemente a grana fina.

Per sottosuoli appartenenti alle ulteriori categorie S1 ed S2, è necessario predisporre specifiche analisi per la definizione delle azioni sismiche, particolarmente nei casi in cui la presenza di terreni suscettibili di liquefazione e/o di argille d'elevata sensibilità possa comportare fenomeni di collasso del terreno.

CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

CATEGORIA	CARATTERISTICHE DELLA SUPERFICIE TOPOGRAFICA
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$.
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$.

Le su esposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

La zona in oggetto è collocato su un versante avente le seguenti caratteristiche:

CONDIZIONE TOPOGRAFICA DEL SITO DI STUDIO			
S_T (fattore di amplificazione topografica)	Inclinazione media del versante	Caratteristiche della superficie topografica	Categoria topografica
1,0	$\leq 15^\circ$	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\leq 15^\circ$	T1

In definitiva, come risulta dalle indagini e dal rilevamento sul campo, il sito di intervento è presente un profilo stratigrafico riconducibile alla **categoria B** ($360 \text{ m/s} < V_{S30} < 800 \text{ m/s}$), mentre per quanto riguarda la categoria topografica, il sito ricade in una zona **T1**.

Per una maggior comprensione e informazione sulla azioni sismiche e sugli spettri di risposta dei vari stati limite si rimanda all'elaborato "**Pericolosità sismica**".

7 DEFINIZIONE DELLE UNITÀ LITOTECNICHE E VERIFICA A LIQUEFAZIONE

Sulla base delle considerazioni effettuate nei paragrafi precedenti, si può affermare di aver ottenuto un quadro sufficientemente completo per quanto riguarda la caratterizzazione geomeccanica e litostratigrafica dei terreni. Al fine di caratterizzare in maniera univoca i parametri caratteristici di tali litotipi, si è fatto riferimento, ai risultati ottenuti dalle indagini geognostiche e geofisiche effettuate.

Sulla base della campagna di indagini e rilevamento geologico con l'analisi delle litologie affioranti nell'area di interesse e nell'immediato intorno, si è pervenuti, con buona approssimazione, ad una caratterizzazione geotecnica dei materiali presenti.

Il modello stratigrafico si può suddividere come segue:

Livello	Φ (°)	γ (KN/m ³)	C (kpa)
Terreno sabbioso limo con elementi ghiaiosi di natura metamorfica	32-33	19	10-8
Livello alterato degli scisti quarzosi costituito da matrice sabbiosa con limo ghiaioso debolmente argillosa	33	21	13
Scisti consistenti poco alterati e degradati	38 – 42	21 – 22	--

Tab.di caratterizzazione geotecnica: $\phi(^{\circ})$: angolo d'attrito interno; γ (t/mc): peso di volume; **C (kg/cm²)**: coesione non drenata.

I valori dei parametri geotecnici saranno, in ogni caso, ridotti a vantaggio di sicurezza nelle analisi e verifiche geotecniche.

Durante la rilevazione di presenza idrica, non è stata riscontrata presenza di falda. Le indagini geofisiche confermano quanto emerso dalle stratigrafie dei sondaggi a carotaggio.

Per quanto riguarda il calcolo del potenziale di liquefazione, bisogna specificare che, la liquefazione è un processo di accumulazione della pressione di fluido interstiziale che causa in un terreno non coesivo (sabbia, ghiaia, limo non plastico) saturo, diminuzione della resistenza e/o rigidezza a taglio a seguito dello scuotimento sismico, potendo dar luogo a deformazioni permanenti significative. La liquefazione consiste quindi in una diminuzione della resistenza del terreno, a seguito del raggiungimento della condizione di fluidità. La perdita totale della resistenza viene raggiunta quando la pressione dell'acqua che riempie gli interstizi arriva a uguagliare la pressione di confinamento, rendendo nulle le tensioni efficaci trasmesse attraverso le particelle solide. Una volta che il terremoto ha innescato il processo di liquefazione, la massa del suolo resta in movimento fino a che non raggiunge una nuova condizione di stabilità.

La manifestazione della liquefazione può dare origine ad effetti di varia natura:

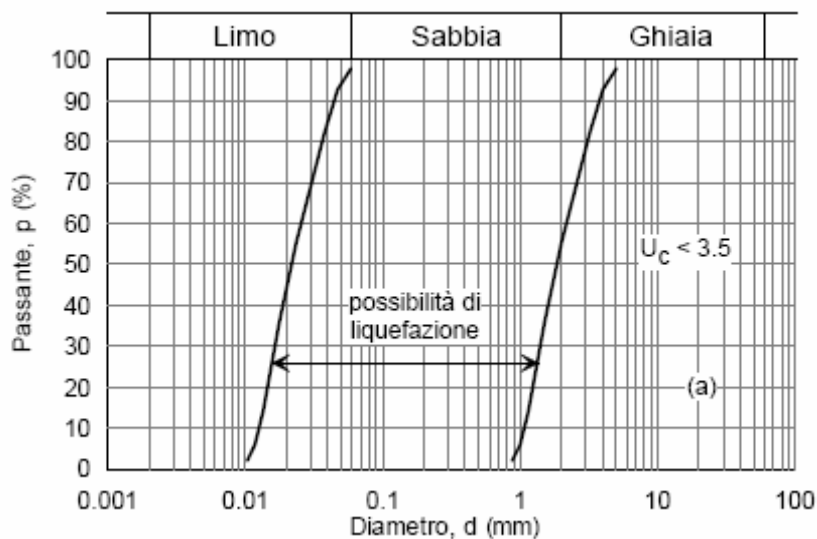
- Affondamento di edifici nel terreno;
- Scorrimento di pendii;
- Collasso di terrapieni, rilevati stradali e opere di terra in genere;

- Collasso di palificate per perdita di connessione laterale;
- Zampillio di copiosi getti d'acqua e di sabbia con formazione dei caratteristici coni;
- Collasso di opere di sostegno per sovraspinta del terreno a monte.

Come indicato nelle NTC 2008, al par. 7.11.3.4.2 *Esclusione della verifica a liquefazione*, la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1g$;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

U_c : rapporto D_{60}/D_{10} , dove D_{60} e D_{10} sono il diametro delle particelle corrispondenti rispettivamente al 60% e al 10% del passante sulla curva granulometrica cumulativa.



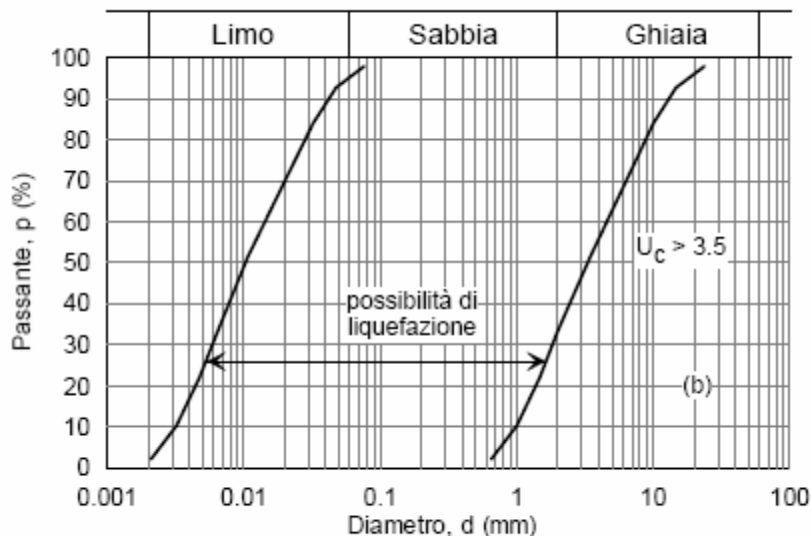


Figura 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

Ai fini del presente studio, si specifica che non avendo riscontrato falda e dato che i terreni investigati non hanno caratteristiche granulometriche tali da poter perdere resistenza e quindi raggiungere uno stato di fluidità sotto vibrazioni sismiche (per i dati dettagliati, si rimanda al paragrafo “Prove di Laboratorio” ed all’analisi granulometrica contenuta nelle prove di laboratorio allegate alle Indagini Geognostiche); si esclude il rischio geologico legato a fenomeni di liquefazione.

Inoltre, dalla consultazione della Carta di Microzonazione di I livello del Piano Strutturale Comunale, è emerso che il sito di progetto non risulta inserita tra le aree a potenziale rischio liquefazione.

A garanzia di ulteriore sicurezza si è proceduto alla verifica a liquefazione con il metodo di Seed & Idriss (1982) che si allega a seguire:

Seed e Idriss (1982)

Per poter determinare gli sforzi di taglio indotti dal sisma, gli autori propongono una semplice procedura basata sull' ipotesi di terreno omogeneo. Ipotizzando la propagazione verticale di onde sismiche di taglio, una colonna di terreno di altezza z (Figura 1) si muove rigidamente in direzione orizzontale e pertanto lo sforzo di taglio massimo alla profondità z è dato da:

$$\tau_{\max} = \frac{a_{\max}}{g} \cdot \gamma \cdot z$$

dove $a_{\max}$ rappresenta l’accelerazione orizzontale massima attesa in superficie, g l’accelerazione di gravità e γ il peso di volume secco del terreno.

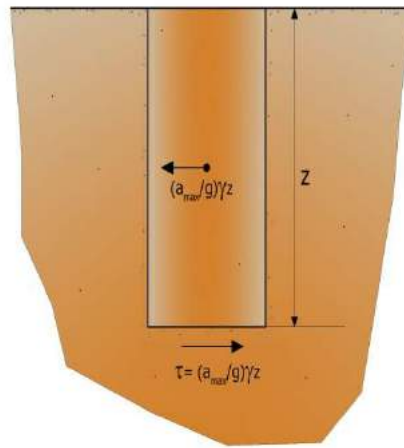


Figura 1- Sforzo di taglio indotto dal terremoto ad una determinata quota

Poiché nella realtà il terreno è deformabile, lo sforzo di taglio è minore che nell'ipotesi di corpo rigido e quindi bisogna introdurre un coefficiente riduttivo r_d . Normalizzando con la pressione verticale effettiva e riferendosi ad un valore medio σ'_{av} anziché ad un valore massimo σ'_{max} si ottiene:

$$\frac{\tau'_{av}}{\sigma'_{vo}} = CSR_{7,5} = 0,65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma'_{vo}}{\sigma'_{vo}} r_d$$

dove a_{max} rappresenta l'accelerazione orizzontale massima attesa in superficie contenente gli effetti amplificativi di sito. L'espressione è valida per eventi sismici di magnitudo 7,5. Per magnitudo diverse bisogna dividere il Rapporto di Tensione Ciclica per il fattore correttivo MSF (Magnitudo Scaling Factor):

$$CSR = \frac{CSR_{7,5}}{MSF}$$

Per determinare il valore del coefficiente riduttivo r_d viene utilizzata la formula empirica proposta da Iwasaki et alii (1978):

$$r_d = 1 - 0,015z$$

mentre per il fattore correttivo MSF si fa riferimento ai valori riportati in Tabella 1 ricavati da diversi ricercatori, tra cui Seed H. B. e Idriss I. M (1982).

Tabella 1- *Fattore di scala della magnitudo derivato da diversi ricercatori*

Magnitudo	Seed H.B. & Idriss I.M. (1982)	Ambraseys N.N (1988).	NCEER (Seed R. B. et alii) (1997; 2003)
5,5	1,43	2,86	2,21
6,0	1,32	2,20	1,77
6,5	1,19	1,69	1,44
7,0	1,08	1,30	1,19
7,5	1,00	1,00	1,00
8,0	0,94	0,67	0,84
8,5	0,89	0,44	0,73

Il termine al numeratore della (1.0), cioè il Rapporto di Resistenza Ciclica CRR, viene calcolato in funzione della magnitudo, del numero di colpi nella prova SPT, della pressione verticale effettiva, della densità relativa.

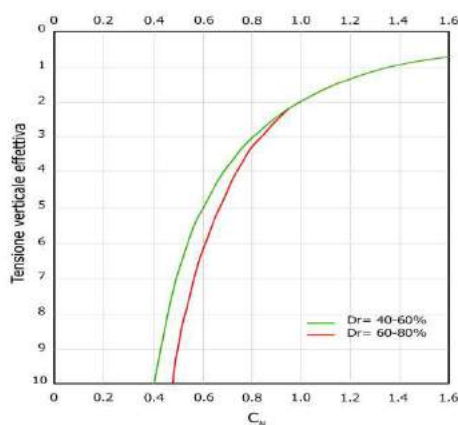
Si calcola inizialmente il numero dei colpi corretto alla quota desiderata per tenere conto della pressione litostatica mediante la seguente espressione:

$$(N_{1,60}) = C_N \cdot N_m$$

dove N_m è il numero medio dei colpi nella prova penetrometrica standard SPT e C_N un coefficiente correttivo che si determina dalla relazione:

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{vo}} \right)^n$$

dove σ'_{vo} è la pressione verticale effettiva, P_a la pressione atmosferica (~ 100 kPa) espressa nelle stesse unità di σ'_{vo} ed n un'esponente che dipende dalla densità relativa del terreno (Figura 2).

**Figura 2-** *Coefficiente correttivo C_N*

Si valuta il rapporto di resistenza ciclica **CRR** dall'abaco riportato in Figura 3 che rappresenta l'insieme dei valori di soglia (separazione tra liquefazione e non liquefazione) per fissato valore della magnitudo.

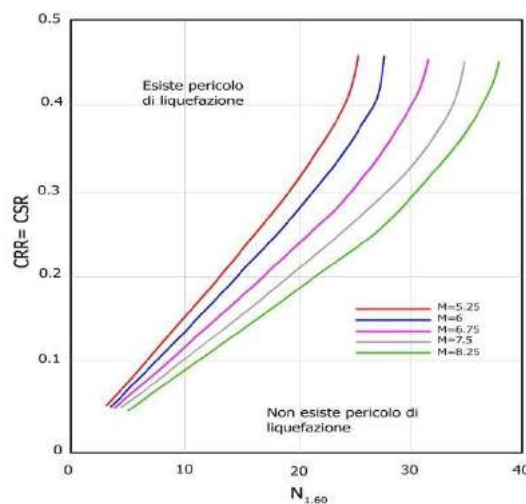


Figura 3- Correlazione tra CRR e $N_{1,60}$

E' stato dimostrato che per un terremoto di magnitudo pari a 7,5 CRR può essere espresso dalla seguente espressione:

$$CRR \approx \frac{N_{1,60}}{90}$$

Applicando quindi la (1.0) si determina il fattore di sicurezza a liquefazione (**FS**) che deve essere confrontato con i valori imposti dalla normativa di riferimento.

Gli Autori hanno precisato che questa procedura è valida per sabbie con **D₅₀** > 0,25 mm; per sabbie limose e limi suggeriscono di correggere ulteriormente il valore di **N_{1,60}** utilizzando la seguente formula:

$$(N_{1,60})_{cs} = N_{1,60} + 7.5$$

DATI GENERALI

Normativa: Norme Tecniche Costruzioni, Circolare 2 febbraio 2009, n.617

Fattore sicurezza normativa 1.25

FALDA

Profondità falda idrica 7.2 m

CARICHI SUL PIANO CAMPAGNA

Metodo calcolo stato tensionale Bussinesq
Coefficiente di Poisson 0.3

DATI SIMICI

Accelerazione Bedrock 0.302
Fattore amplificazione 2.45

Tipo Suolo: C-Sabbie, ghiaie mediamente addensate, argille di media consistenza Vs30=180-360
Morfologia: T1-Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$

Coefficiente amplificazione stratigrafica (SS) 1.5
Coefficiente amplificazione topografica (ST) 1
Magnitudo momento sismico (Mw) 5.5
Peak ground acceleration (PGA) 0.453

PARAMETRI GEOTECNICI

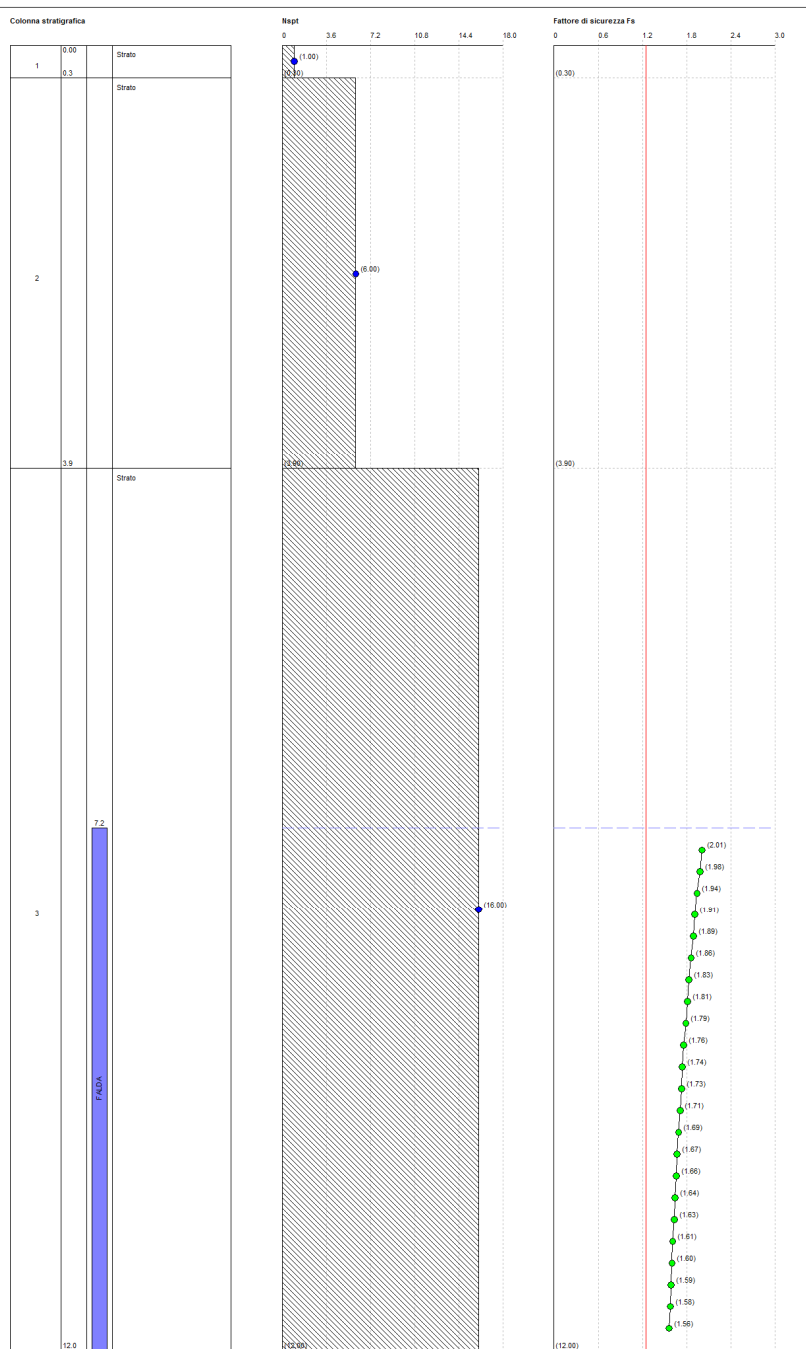
Strato Nr	Descrizione	Quota iniziale (m)	Quota finale (m)	Peso unità volume (KN/mc)	Peso unità volume saturo (KN/mc)	Numero colpi medio (Nspt)	D50 granuli (mm)	Resistenz a qc (KPa)	Resistenz a attrito laterale fs (KPa)	Velocità onde di taglio Vs (m/s)
1	Strato	0	0.3	13.24	18.24	1	0	294	0	250
2	Strato	0.3	3.9	15.49	18.53	6	0	1765	0	270
3	Strato	3.9	12	18.73	19.22	16	0	4707	0	330

Dr(%)	Validità
9	Valido per sabbie-limose e limi
23	Valido per sabbie-limose e limi
44	Valido per sabbie-limose e limi

Profondità dal p.c. (m)	Pressione litostatica totale (KPa)	Pressione verticale effettiva (KPa)	Correzione per la pressione litostatica efficace (CN)	Numero colpi corretto (N1,60)	Coefficiente riduttivo (rd)	Resistenza alla liquefazione (CRR)	Sforzo di taglio normalizzato o (CSR)	Coefficiente di sicurezza Fs	Suscettibilità di liquefazione
7.40	125.389	123.428	0.891	21.751	0.889	0.242	0.120	2.01	NL
7.60	129.233	125.310	0.883	21.633	0.886	0.240	0.122	1.98	NL
7.80	133.077	127.193	0.876	21.517	0.883	0.239	0.123	1.94	NL
8.00	136.921	129.076	0.869	21.405	0.880	0.238	0.124	1.91	NL
8.20	140.765	130.958	0.862	21.294	0.877	0.237	0.126	1.89	NL
8.40	144.609	132.841	0.855	21.186	0.874	0.235	0.127	1.86	NL
8.60	148.453	134.724	0.849	21.081	0.871	0.234	0.128	1.83	NL
8.80	152.297	136.606	0.842	20.978	0.868	0.233	0.129	1.81	NL
9.00	156.141	138.489	0.836	20.876	0.865	0.232	0.130	1.79	NL
9.20	159.985	140.372	0.830	20.778	0.862	0.231	0.131	1.76	NL
9.40	163.829	142.254	0.824	20.681	0.859	0.230	0.132	1.74	NL
9.60	167.673	144.137	0.818	20.586	0.856	0.229	0.133	1.73	NL
9.80	171.517	146.020	0.812	20.493	0.853	0.228	0.133	1.71	NL
10.00	175.361	147.902	0.806	20.401	0.850	0.227	0.134	1.69	NL
10.20	179.205	149.785	0.801	20.312	0.847	0.226	0.135	1.67	NL
10.40	183.049	151.668	0.795	20.224	0.844	0.225	0.136	1.66	NL
10.60	186.893	153.550	0.790	20.138	0.841	0.224	0.136	1.64	NL
10.80	190.737	155.433	0.785	20.054	0.838	0.223	0.137	1.63	NL
11.00	194.581	157.316	0.779	19.971	0.835	0.222	0.138	1.61	NL

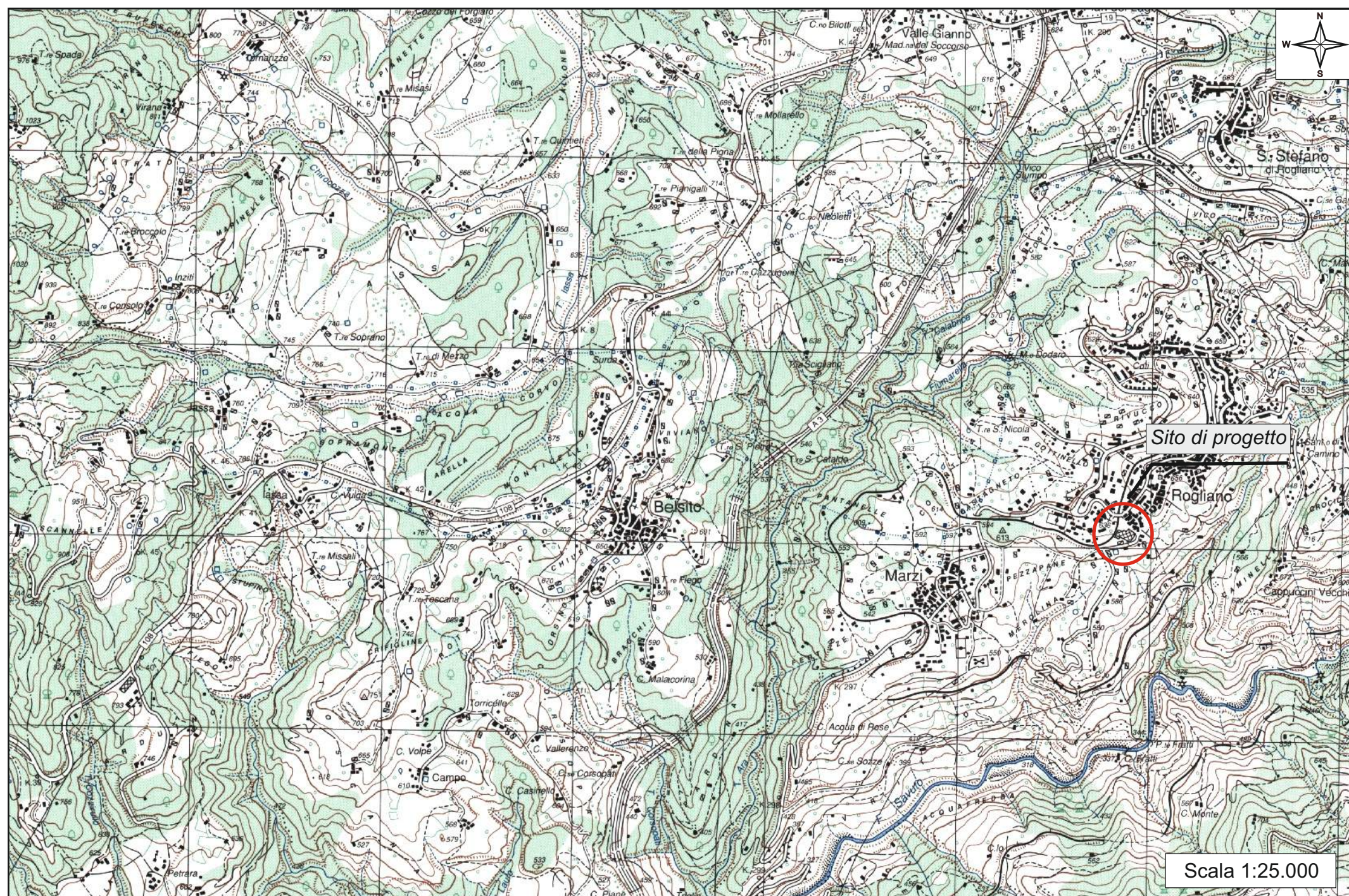
11.20	198.425	159.198	0.774	19.890	0.832	0.221	0.138	1.60	NL
11.40	202.269	161.081	0.769	19.810	0.829	0.220	0.139	1.59	NL
11.60	206.113	162.964	0.764	19.731	0.826	0.219	0.139	1.58	NL
11.80	209.957	164.846	0.760	19.654	0.823	0.218	0.140	1.56	NL

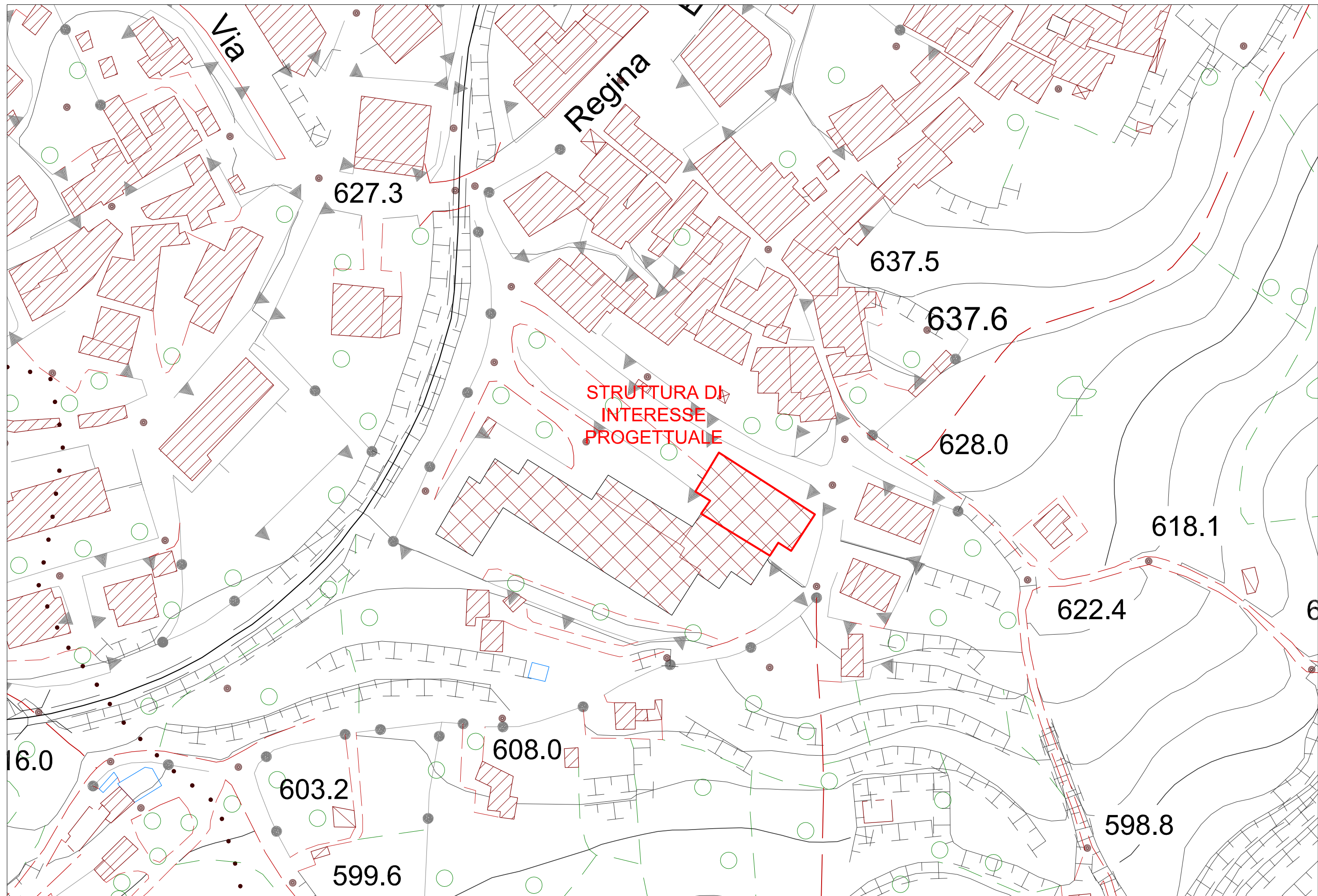
IPL (Iwasaki)=0 – Zcrit=20 m – Rischio=Molto basso – NL=Terreno non suscettibile di LIQUEFAZIONE



Il Geologo
Dott. Salvatore Acri

Aerofotogrammetria 1:25.000

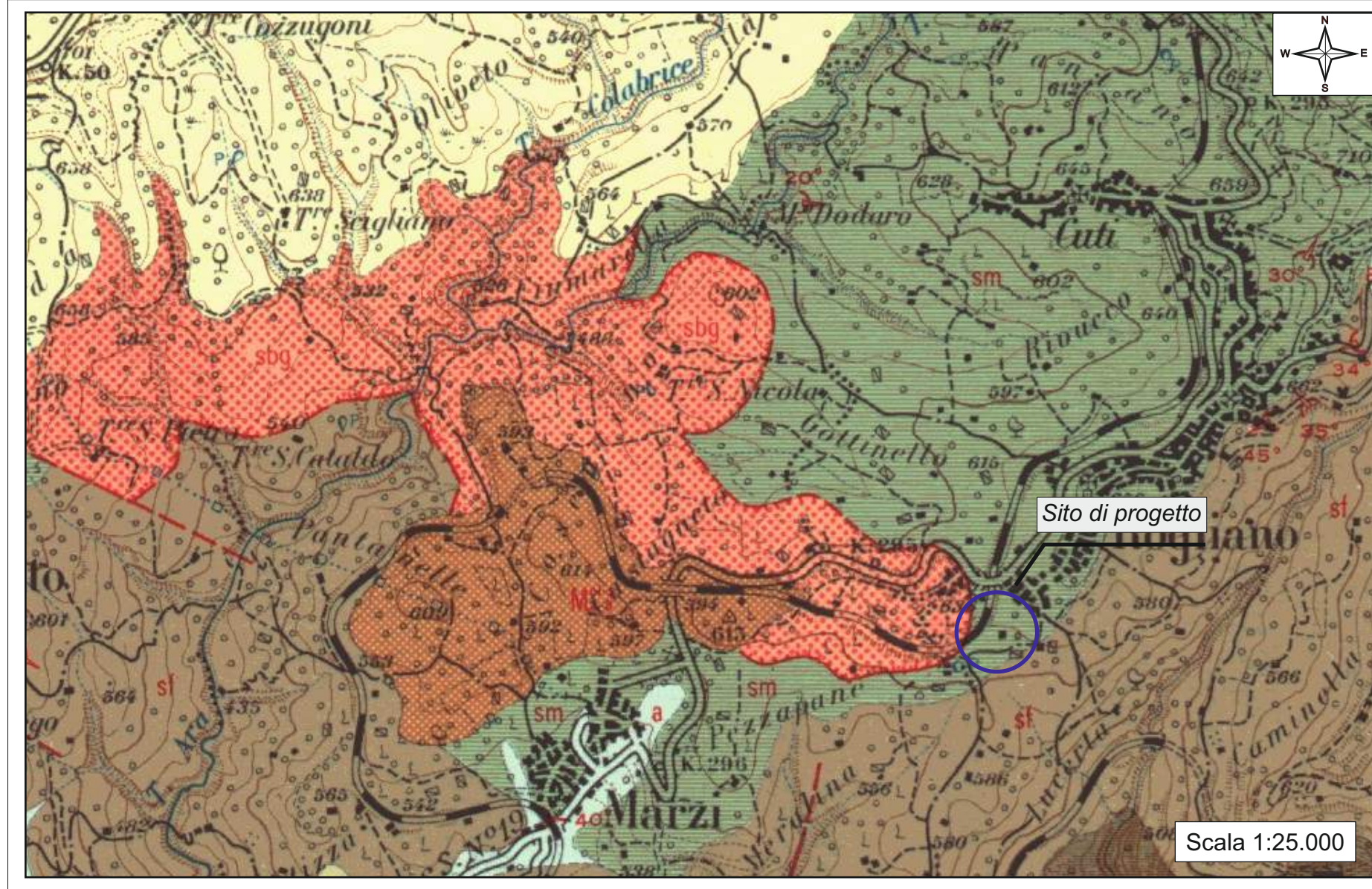




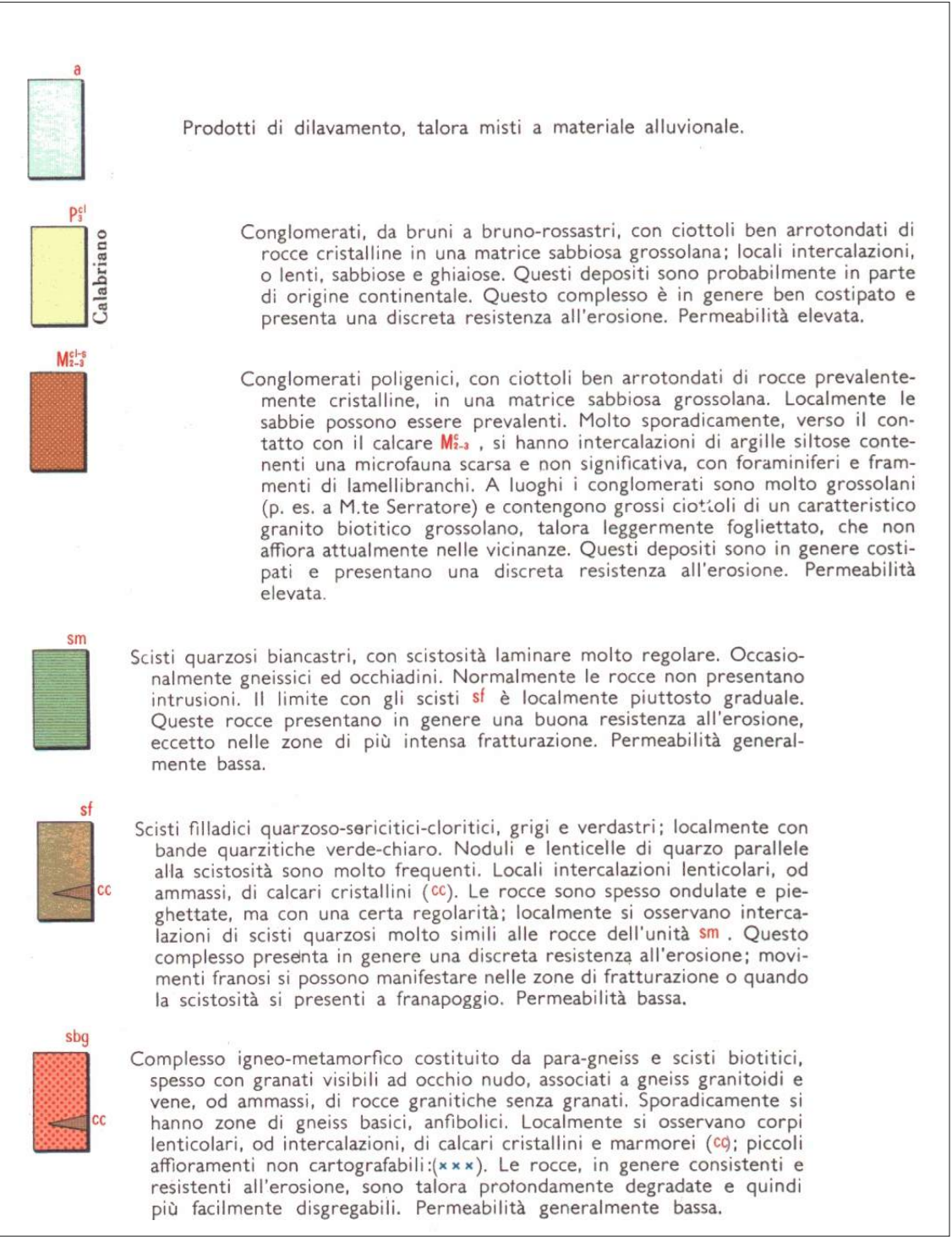
ORTOFOTO A COLORI VOLO ESTRATTA DAL P.C.N.
(Portale Cartografico Nazionale - Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare)



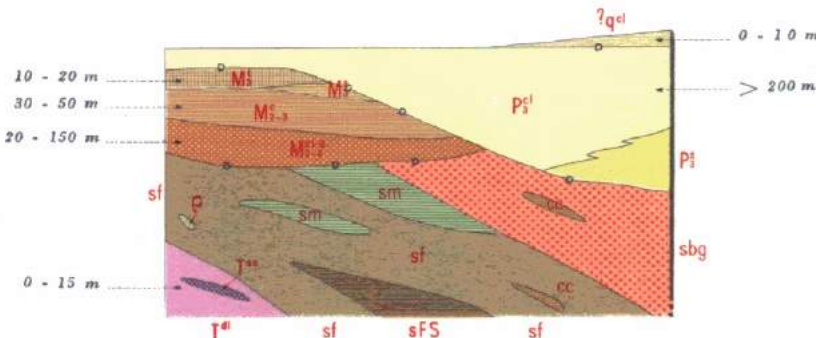
*Stralcio Carta Geologica della Calabria
F 236 I - S.O. "Rogliano"*



TAV. N°4



Schema dei rapporti stratigrafici





REGIONE CALABRIA

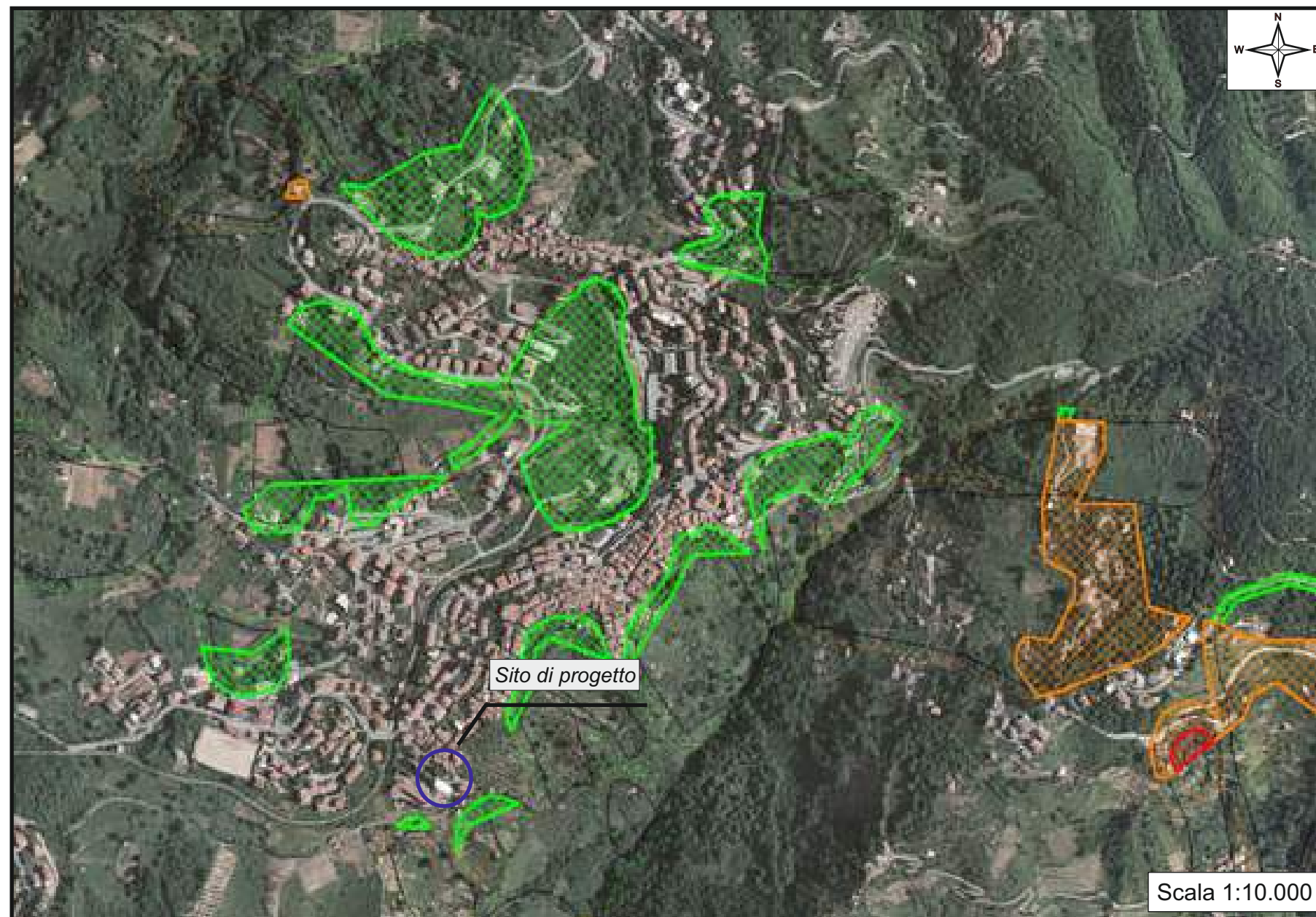
Autorità di Bacino Regionale - assessorato ai lavori Pubblici

PIANO STRALCIO DI BACINO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO

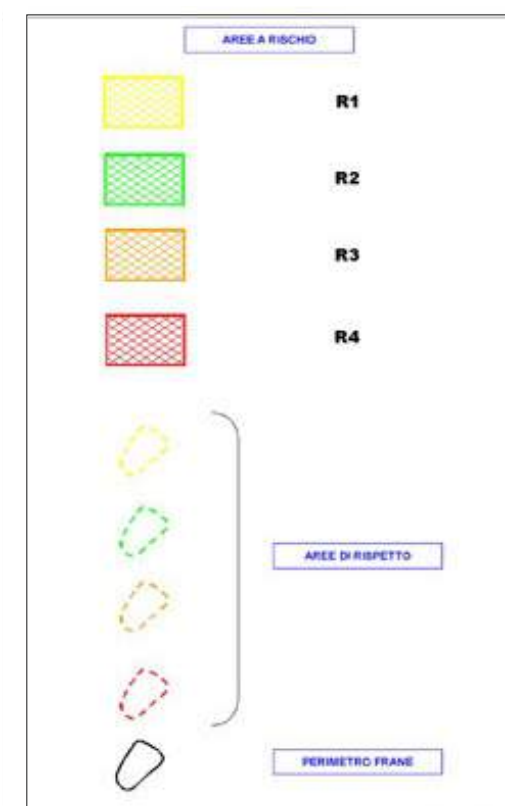
CARTA INVENTARIO DELLE FRANE E DELLE RELATIVE AREE A RISCHIO

PERIMETRAZIONE DELLE AREE A RISCHIO E/O PERICOLO DI FRANA

COMUNE DI ROGLIANO



Legenda





REGIONE CALABRIA

Autorità di Bacino Regionale - assessorato ai lavori Pubblici

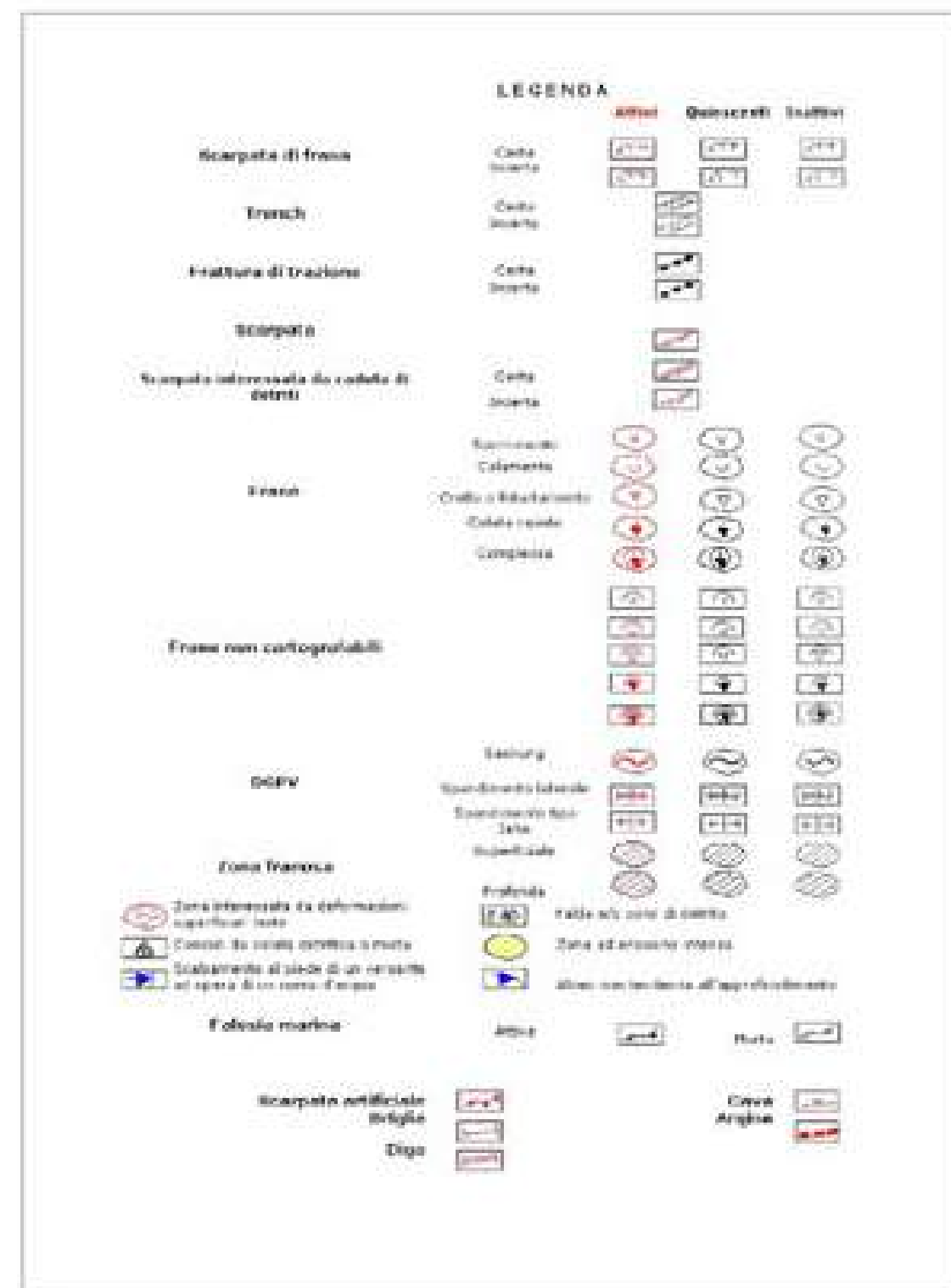
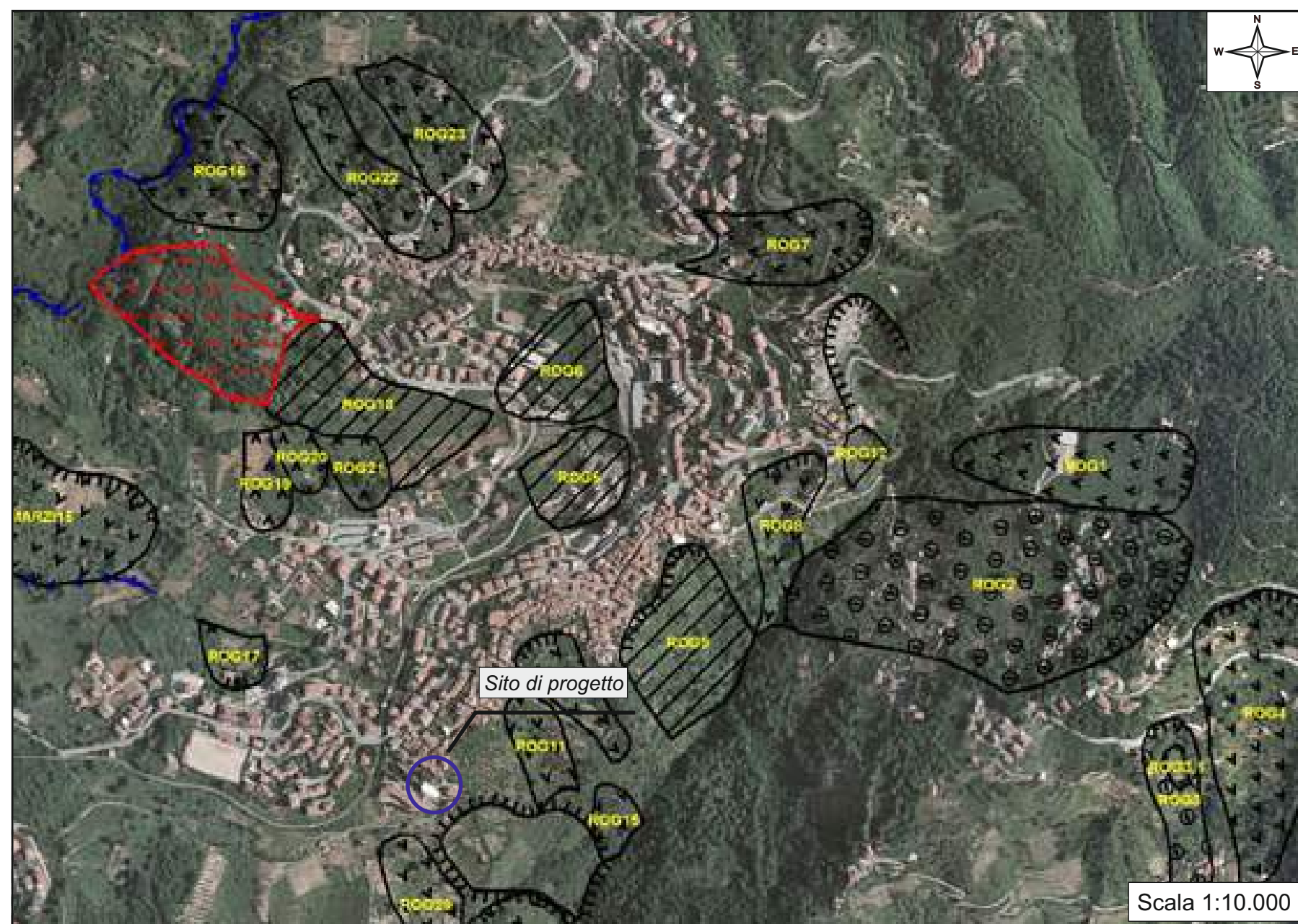
PIANO STRALCIO DI BACINO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO

CARTA INVENTARIO DEI CENTRI ABITATI INSTABILI

CARTOGRAFAZIONE E CLASSIFICAZIONE DEI FENOMENI FRANOSI

COMUNE DI ROGLIANO

Legenda





REGIONE CALABRIA

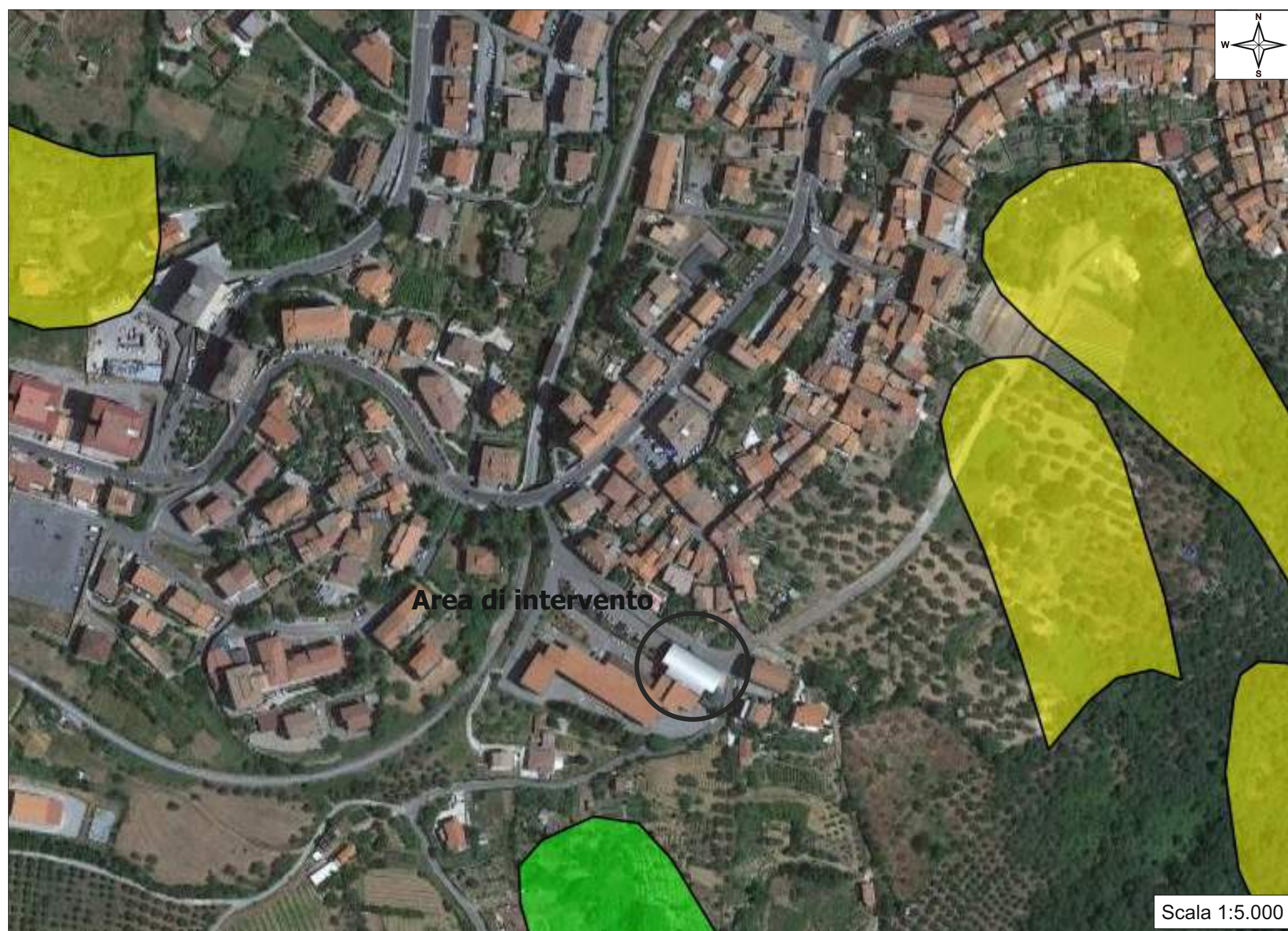
Autorità di Bacino Regionale

PIANI STRALCIO DI BACINO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO

WEBGIS ABR REGIONE CALABRIA

CARTOGRAFAZIONE RISCHIO FRANA: AREE IN FRANA

COMUNE DI ROGLIANO (CS)



Aree in frana

nc

P1

P2

P3



REGIONE CALABRIA

Autorità di Bacino Regionale

PIANO STRALCIO DI BACINO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO

WEBGIS ABR REGIONE CALABRIA

CARTOGRAFAZIONE RISCHIO FRANA: AREE IN FRANA

COMUNE DI ROGLIANO (CS)



Buffer zone



Aree a rischio frana



R1



R2



R3



R4

Aerofotogrammetria con ubicazione delle indagini

