

# COMUNE DI NOVAFELTRIA

## Provincia di Rimini

RIPRISTINO DELLA SEDE STRADALE DI VIA OLINDO  
TOMASETTI IN NOVAFELTRIA, CONSOLIDAMENTO  
E REGIMAZIONE ACQUE VERSANTE SOVRASTANTE

COMMITTENTE

COMUNE DI NOVAFELTRIA

PROGETTO

Studio Tecnico Associato ProGEMA  
Ing. Emanuele Giacobbi

CONSULENZA GEOLOGICA

Dott. Geol. Fabio Fabbri

# A7

Relazione di calcolo strutturale  
Relazione sui materiali  
Relazione geotecnica

A	Dicembre 2020	PROGETTO ESECUTIVO



ProGEMA  
Studio Tecnico Associato  
Viale A. Gramsci, 41  
47865 - San Leo (RN)

Note

Archivio:

...\2020\...

E' vietata la riproduzione anche parziale, la cessione a terzi, la diffusione del presente elaborato, se non dietro nostra espressa autorizzazione scritta. Ogni violazione sarà perseguita a norma di legge.

## **INDICE**

CAPITOLO 1 – Relazione di calcolo strutturale ( $B_1$ )

CAPITOLO 2 – Relazione sui materiali ( $C_1$ )

CAPITOLO 3 – Relazione geotecnica ( $G_1$ )

## INDICE DEGLI ELABORATI

Il presente progetto strutturale esecutivo, strutturato secondo le indicazioni di cui alla D.G.R. Emilia - Romagna n. 1373 del 26 settembre 2011, è costituito dai seguenti elaborati:

Elaborato B1 - Relazione di calcolo delle strutture.

Parte 1 - Illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale.

Parte 2 - Relazione di calcolo strutturale.

Elaborato B2 - Relazione di calcolo delle strutture (tabulati di calcolo automatico).

Elaborato C1 - Relazione sui materiali.

Elaborato G1 - Relazione geotecnica.

Elaborati D1 - Esecutivi strutturali.

Elaborato E1 - Piano di manutenzione della parte strutturale dell'opera.

Elaborato F1 – Relazione geologica

# CAPITOLO 1

## RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

### **Parte 1 - ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE**

#### **1.1. Premessa.**

La presente *“Illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale”*, redatta in conformità alla D.G.R. n. 1373 del 26 settembre 2001, è diretta a specificare, in maniera unitaria, chiara e sintetica gli elementi essenziali del progetto esecutivo delle strutture.

#### **1.2. Elementi essenziali del progetto strutturale.**

**a) Descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche del sito di intervento.**

Si premette che:

- a causa delle abbondanti precipitazioni del periodo novembre 2019 e delle connesse problematiche idrogeologiche si sono verificati ingenti danni nel territorio comunale di Novafeltria che hanno interessato infrastrutture pubbliche;

- la Regione Emilia Romagna, con Decreto del Presidente n. 135 del 02/07/2020, ha approvato il “Piano dei primi interventi urgenti di protezione civile in conseguenza degli eccezionali eventi meteorologici che nel mese di novembre 2019 hanno colpito i territori delle Regioni Abruzzo, Basilicata, Calabria, Campania, Emilia – Romagna, Friuli-Venezia Giulia, Liguria, Marche, Piemonte, Puglia, Toscana e Veneto, - secondo stralcio”;

- nel sopra richiamato decreto è riconosciuto un finanziamento pari a € 100.000,00 per l'intervento in comune di Novafeltria finalizzato al “Ripristino della sede stradale di Via Olindo Tomasetti in Novafeltria, consolidamento e regimazione acque versante sovrastante” – Codice intervento Regione n.16541.

L'intervento in oggetto è finalizzato alla messa in sicurezza di un tratto della strada comunale Via Olindo Tomasetti, nel comune di Novafeltria, che è interessata da un movimento gravitativo che ha coinvolto il versante soprastante.

Il progetto strutturale è stato redatto tenendo conto delle disponibilità economiche e recependo le indicazioni degli strumenti urbanistici anche al fine di garantire le prestazioni attese e la compatibilità con le componenti tecnologiche.

L'area coinvolta nel dissesto è compresa nell'estrema porzione centro – meridionale della Sezione N. 266080 Talamello della Carta Tecnica Regionale scala 1:10.000, col centroide identificato dalle coordinate UTM:

- Latitudine: 4861364.51 m N
- Longitudine: 284010.76 m E



Il versante che comprende la superficie coinvolta nel dissesto, posta alla quota media di m 320, si sottende verso SE raccordandosi a valle con l'abitato di Novafeltria

L'aspetto morfologico dell'area è strettamente connesso ai fattori tettonici gravitativi e geomorfologici.

I processi tettonici gravitativi che si sono verificati in ambiente marino, hanno determinato la messa in posto della coltre alloctona della Val Marecchia in un ampio arco temporale che va del Tortoniano medio superiore al Pliocene medio, mentre i processi geomorfologici rappresentati da movimenti franosi di età quaternaria che interessano aree molto estese, hanno determinato la distribuzione su ampie superfici di depositi detritici eterogenei.

Il territorio che include l'area interessata dagli interventi in progetto, è costituito principalmente da formazioni geologiche comprese in due serie stratigrafiche:

- Successione Neogenico Quaternaria margine appenninico padano;
- Unità Liguri.

I substrati formazionali, sono frequentemente coperti da depositi quaternari continentali prodotti dai processi di evoluzione geomorfologica. La Successione Neogenico Quaternaria, nel territorio in esame è rappresentata da depositi alluvionali debolmente terrazzati sull'alveo del Fiume Marecchia e da depositi compresi nella Serie Pliocenica Intrappenninica della Valmarecchia; le Unità Liguri, costituite da depositi di bacini profondi con elementi di rocce derivate da crosta e mantello oceanici, comprendono formazioni di età compresa fra il Cretaceo (Aptiano 125 m.a.) e l'Eocene (37,8 m.a.). Le Unità Liguri, sottoposte dall'evoluzione dell'Appennino settentrionale a prolungato trasporto, hanno subito gli effetti delle tensioni orogenetiche assumendo posizione alloctona. Le formazioni liguridi, su vaste aree si presentano intensamente deformate e rimaneggiate conservando, tuttavia, non raramente, gli elementi distintivi degli originari assetti stratigrafici. Nel corso del processo traslativo in senso adriatico, le liguridi hanno predisposto bacini di sedimentazione entro i quali si sono depositate formazioni della Successione Epiligure e successivamente le unità della Serie Pliocenica Intrappenninica. La sedimentazione dei depositi pliocenici intrappenninici, è iniziata in continuità stratigrafica con le formazioni della Successione Neogenico Quaternaria, interrotta dal ricoprimento delle liguridi sulle quali si è successivamente riattivata e completata la sedimentazione pliocenica, tanto da essere distinta fra ante e post sovrascorrimento (posto a ovest di Perticara). L'evoluzione geologica territoriale, ha riflesso notevoli influenze sull'integrità e sugli assetti sia delle formazioni epiliguri trasportate sul dorso delle unità liguri, sia della serie pliocenica intrappenninica, soggetta ad adattamento passivo sul substrato plastico delle Argille varicolori.

L'area oggetto di studio è occupata dalle Argille varicolori le quali sovrascorrono i depositi pliocenici a sud di Talamello realizzando un fronte di accavallamento arcuato con polarità appenninica sepolto da depositi quaternari.

Nel corso dell'investigazione geognostica, completata con l'introduzione di piezometri nei fori di sondaggio, non si è registrata (tramite controllo con freatimetro) la presenza di acqua sotterranea.

### **b) Descrizione generale della struttura e della tipologia di intervento.**

L'area interessata dal dissesto è ubicata ai margini del centro abitato di Novafeltria, si estende a monte della strada comunale Via Olindo Tomasetti e interessa la careggiata stradale e la soprastante scarpata.

Il progetto d'intervento prevede la realizzazione di un'opera di presidio costituita da un muro di sostegno in c.c.a. fondato su pali; tale opera di presidio sarà accompagnata da un efficace sistema di regimazione delle acque superficiali, da drenaggi idonei a evitare l'innalzamento della falda e dalla regolarizzazione della superficie topografica, eliminando contropendenze e ogni elemento morfologico incline a favorire ristagni e infiltrazioni d'acqua nel sottosuolo.

Il progetto strutturale contempla la realizzazione di un'opera di presidio mediante:

- la demolizione del muro ammalorato esistente;
- la preparazione del piano di imposta delle fondazioni;
- la realizzazione di un sistema di pali trivellati (disposti a quinconce) che costituiscono la fondazione del muro di sostegno;
- la realizzazione del muro di sostegno che si sviluppa per un'altezza di 1,60 ml. dall'estradosso del cordolo di fondazione.

Le fondazioni su cui si sviluppa il muro di sostegno sono di tipo profondo e sono impostate sotto la coltre di terreno vegetale, ad una profondità tale da non risentire delle variazioni stagionali del contenuto naturale d'acqua e delle escursioni termiche.

Opere complementari riguardano:

- la regolarizzazione del profilo morfologico, eliminando contropendenze e ogni situazione di ristagno superficiale delle acque;

- la realizzazione di un drenaggio a tergo dell'opera di sostegno, organizzando lo smaltimento delle acque superficiali provenienti dalle quote superiori;
- il ripristino del piano viario.

Il rinterro dell'opera di presidio dovrà essere realizzato per strati così da assicurare la stabilità locale; in ogni caso le opere di presidio in c.c.a. dovranno essere accompagnate da un efficace sistema di regimazione delle acque superficiali, da drenaggi idonei a evitare l'innalzamento della falda e dalla regolarizzazione della superficie topografica a monte della struttura di sostegno eliminando contropendenze e ogni elemento morfologico incline a favorire ristagni e infiltrazioni d'acqua nel sottosuolo.

### **c) Normativa tecnica e riferimenti tecnici utilizzati.**

Il progetto strutturale è stato redatto in conformità alle norme di riferimento, in particolare:

- Legge 05/11/1971 n. 1086, "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato e a struttura metallica";
- Legge 02/02/1974 n. 64, "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- D.M. 17/01/2018, "Aggiornamento delle norme Tecniche per le Costruzioni".

### **Altre norme e documenti tecnici integrativi.**

- *Circolare n.7 del 21 gennaio 2019 del CSLLPP - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.*
- EUROCODICI.

Per il manufatto in oggetto non vi sono prescrizioni particolari dettate dagli strumenti di pianificazione territoriale e urbanistica.

### **d) Definizione dei parametri di progetto che concorrono alla definizione dell'azione sismica.**

Ai fini dell'analisi sismica si sono assunti i seguenti parametri:



- vita nominale dell'opera:  $V_n \geq 50$  anni, intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo alla quale è destinata;
- classe d'uso: II (... Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III, o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza ...);
- periodo di riferimento per l'azione sismica:  $V_r = 50$  anni;
- categoria del suolo: B (Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s);
- categoria topografica:  $T_2 = 1,2$  (pendii con inclinazione media maggiore di 15);
- località: Novafeltria:

Latitudine (deg) 43,8958°;

Longitudine (deg) 12,2899°.

Per il dimensionamento della struttura, in aggiunta ai carichi permanenti (strutturali e portati) è stato considerato (cautelativamente) un sovraccarico su tutto il rilevato a monte dell'opera di presidio pari a 200 daN/m<sup>2</sup> (giardino privato non accessibile a mezzi di trasporto).

Si precisa che la Regione Emilia – Romagna, con delibera di Giunta Regionale n. 1661 del 2009, ha approvato:

- l'elenco di “Categorie di edifici di interesse strategico e opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile”;

- l'elenco di “Categorie di edifici e opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso”.

Le opere in progetto non rientrano tra quelle elencate nel decreto del Capo Dipartimento della Protezione Civile n. 3685 del 21/10/2003 e nella delibera di Giunta Regionale n. 1661 del 2009; ai sensi delle NTC2018, tali opere non assumono

carattere strategico e non hanno rilevanza per le conseguenze di un'eventuale collasso ai fini dell'attribuzione di una classe d'uso superiore alla II.

In particolare deve essere precisato che:

- la strada comunale Via Olindo Tomasetti è classificata di categoria F "Strade locali" ai sensi del DM 5/11/2001 n. 6792 (non è riconducibile alla declaratoria di cui alla Classe III e IV come definite dal DM 17/01/2018).

#### **e) Descrizione dei materiali e dei prodotti per uso strutturale.**

Le opere in oggetto saranno realizzate facendo uso dei seguenti materiali:

- conglomerato cementizio di classe C25/30 (Resistenza caratteristica cilindrica  $f_{ck} = 25,0 \text{ N/mm}^2$  - Resistenza caratteristica cubica  $R_{ck} = 30,0 \text{ N/mm}^2$ ) - cemento tipo 42,5 N/mm<sup>2</sup> con un contenuto minimo  $> 280 \text{ dN/mc}$ ; - Inerti con diametro massimo  $D < 30 \text{ mm}$  - Rapporto acqua cemento  $< 0,6$  resistenza a classe d'esposizione xC2 (per pali di fondazione e muro in c.c.a.) - classe di consistenza S4;
- armature in barre ad aderenza migliorata, acciaio tipo B 450 C (resistenza caratteristica di snervamento  $f_{y,nom} = 450 \text{ N/mm}^2$  - resistenza caratteristica a rottura  $f_{t,nom} = 540 \text{ N/mm}^2$ ).

#### **f) Illustrazione dei criteri di progettazione e modellazione.**

Le valutazioni numeriche sono state condotte con l'ausilio di un programma che permette il calcolo della spinta delle terre mediante metodi propri dell'Equilibrio limite e la valutazione della stabilità globale con metodi propri della stabilità dei pendii; le azioni sismiche vengono valutate mediante un approccio pseudo-statico, in accordo alle normative di riferimento adottate.

Le spinte vengono pensate agenti su un tratto di lunghezza unitaria di un muro di lunghezza indefinita, con sezione che resta quindi in stato piano di deformazione; nel caso di elementi discontinui rispetto allo sviluppo del muro (come pali, tiranti, contrafforti, carichi puntuali) viene, invece, creato un modello 3D ad elementi finiti, di lunghezza e condizioni di vincolo alle estremità deciso dal progettista. In quest'ultimo caso le sollecitazioni sono calcolate dal modello numerico per integrazione nel tratto di verifica.

La reazione del suolo è quella teorica di fondazione rigida su suolo elastico non reagente al sollevamento; nel caso di studio con modello FEM, il suolo è modellato mediante un numero elevato di molle elastoplastiche verticali non reagenti al sollevamento; in direzione orizzontale sono, altresì, presenti molle elastiche di modulo di reazione proporzionale al verticale. Il singolo palo è modellato suddividendolo in più aste immerse nei terreni della stratigrafia definita. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assial-simmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo, che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti.

I carichi possono essere inseriti sia sul muro che sul terreno; in quest'ultimo caso il carico uniforme è trattato come uno strato di spessore equivalente, mentre gli altri tipi di carico (lineare o nastriforme) vengono diffusi in orizzontale e sovrapposti alle restanti azioni.

**g) Indicazione delle principali combinazioni delle azioni in relazione agli SLU e SLE indagati. Coefficienti parziali per le azioni, coefficienti di combinazione.**

La seguente tabella mostra i coefficienti moltiplicatori delle azioni utilizzati nelle combinazioni ed i relativi gruppi di coefficienti di sicurezza parziale, definiti nella normativa.

Con l'indice stampato n uguale a 0 (A0, M0 e R0), si intendono le situazioni in cui non sono definiti dei gruppi specifici da parte della normativa ed i coefficienti moltiplicatori sono da intendersi implicitamente unitari.

Famiglia	A	M	R	Indice	Nome	Perm.	Variabili	Sisma H
EQU	A3	M1	R3	1	EQU-1	0.9	1.5	0
EQU	A3	M1	R3	2	EQU-2	1.1	1.5	0
EQU	A0	M0	Rs	3	EQU-3	1	0.3	1
STR	A1	M1	R3	1	STR-1	1	0	0
STR	A1	M1	R3	2	STR-2	1	1.5	0
STR	A1	M1	R3	3	STR-3	1.3	0	0
STR	A1	M1	R3	4	STR-4	1.3	1.5	0
GEO	A2	M2	R2	1	GEO-1	1	0	0
GEO	A2	M2	R2	2	GEO-2	1	1.3	0
SIS	A0	M0	Rs	1	SIS-1	1	0.3	1
SLE	A0	M0	R0	1	SLE-1	1	0	0
SLE	A0	M0	R0	2	SLE-2	1	0.3	0

#### **h) Indicazione motivata del metodo di analisi seguito.**

Il calcolo delle spinte basato sul “Metodo del cuneo di tentativo” (Trial Wedge Method), può essere considerato una generalizzazione della teoria di Coulomb (1776). Le equazioni derivano dall'equilibrio limite globale di diversi cunei di rottura di forma variabile a seconda delle condizioni di equilibrio al contorno. Esse dipendono dall'angolo di rottura delle superfici di scorrimento; la spinta si ottiene per tentativi facendo variare l'angolo di rottura fino a determinare quello critico che rende massima la spinta attiva o minima la spinta passiva sull'opera di sostegno.

Nel caso semplice di terrapieno omogeneo, dall'equilibrio globale limite del cuneo costruito sulla superficie di rottura si scrive l'equazione di equilibrio in funzione dell'angolo di rottura  $\alpha$ . In questo modo l'unica incognita è la spinta del terreno, ed è possibile cercare l'angolo critico che rende massima tale spinta attiva.

In caso di presenza di falda, nell'equilibrio limite globale del cuneo di rottura viene considerata la sottospinta dell'acqua  $U$  sulla superficie di rottura e la spinta idrostatica  $P_w$  sul tratto di muro interessato; il peso di volume del cuneo è comprensivo del peso dell'acqua.

Si calcolano le componenti delle forze agenti lungo la superficie di rottura e lungo la sua normale, dopodiché si risolvono le equazioni di equilibrio.

In zona sismica, per l'opera di sostegno viene condotta una analisi pseudostatica secondo quanto previsto dalla normativa vigente (NTC 2018 D.M. del 17/01/2018, paragrafo 7.11.6).

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali pari al prodotto delle forze di gravità moltiplicate per un coefficiente sismico.

#### **i) Criteri di verifica agli stati limite indagati.**

Per gli elementi strutturali sono state eseguite le verifiche sia per gli stati limite ultimi di salvaguardia della vita, sia per gli stati limite di esercizio.

Le verifiche sono state condotte in conformità al D.M. 17 gennaio 2018 “Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni”.

I coefficienti parziali sui materiali ed i parametri di progetto utilizzati nel calcolo del manufatto in oggetto sono riportati di seguito.

### **Metodi di calcolo delle azioni e delle verifiche**

Metodo di calcolo della spinta del terreno : Cuneo di tentativo  
Metodo di calcolo della portanza del terreno : Terzaghi  
Normativa adottata per le verifiche locali : D.M. 17/01/2018 Norme Tecniche per le Costruzioni  
Normativa adottata per il sisma: D.M. 17/01/2018 Norme tecniche per le costruzioni NTC 2018.  
Localizzazione dell'opera: Rimini, Novafeltria  
Vita nominale dell'opera (Tab. 2.4.I): 50 anni  
Classe d'uso (Tab. 2.4.II): 2  
Parametri sismici calcolati per lo stato limite : SLV  
Accelerazione relativa Ag/g massima attesa al suolo: 0.1827 g  
Categoria del suolo di fondazione: B  
Coefficiente di amplificazione stratigrafica: 1.2  
Coefficiente di amplificazione topografica: 1.2  
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima per il sito (Beta s): 0.24  
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima per muri (Beta m): 0.38  
Punto di applicazione della forza dinamica: stesso punto di quella statica  
Effetto della componente verticale di accelerazione sismica trascurato.

### **Parametri per dimensionamento armatura**

Metodo di calcolo: D.M. 17-01-18 Norme Tecniche per le Costruzioni

Rck (resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo) : 300 daN/cm<sup>2</sup>  
Modulo elastico longitudinale Ec : 314472 daN/cm<sup>2</sup>  
Rapporto Ea/Ec per calcolo tensioni in esercizio : 15  
Rapporto Ea/Ec per calcolo ampiezza fessure : 7  
Fyk (tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio): 4500 daN/cm<sup>2</sup>  
Fattore parziale di sicurezza dell'acciaio : 1.15  
Fattore parziale di sicurezza del calcestruzzo : 1.5  
Coefficiente Beta2 per calcolo ampiezza fessure : 0.5  
Riduzione della tau di aderenza per cattiva aderenza : 0.7  
fct,eff/fctm per calcolo ampiezza fessure : 0.83  
Limite sigmac/fck : 0.45  
Limite sigmaf/fyk : 0.8  
Ampiezza limite delle fessure : 0.3 mm  
Coefficiente Beta per punzonamento pali interni : 1.15  
Coefficiente Beta per punzonamento pali sul bordo : 1.4  
Coefficiente Beta per punzonamento pali sull'angolo : 1.5

## **j) Rappresentazione dei principali risultati di calcolo del modello rappresentativo della struttura nello stato di fatto e nel progetto.**

In calce alla presente relazione sono riportati gli schemi grafici rappresentativi:

- dei muri di sostegno su pali;
- delle spinte agenti sul paramento murario;
- dei coefficienti di sicurezza delle strutture.

Il progetto strutturale consente di progettare un opera di sostegno nel rispetto dei livelli di sicurezza previsti dal D.M. 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni".

### **k) Caratteristiche e affidabilità del codice di calcolo.**

WallCAD è un programma di calcolo strutturale dedicato al progetto e verifica di opere di sostegno in cemento armato e a gravità. Il programma permette il calcolo delle spinte nelle diverse combinazioni di calcolo analizzate, l'esecuzione di verifiche di stabilità locale e globale di natura geotecnica, la progettazione delle parti in cemento armato e la verifica di resistenza strutturale. Nella determinazione delle sollecitazioni strutturali può utilizzare un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Nella relazione di calcolo vengono riportati i dati di input, le combinazioni di calcolo adottate, le pressioni e le spinte trovate, nonché i risultati delle verifiche geotecniche e strutturali. Vengono anche prodotte le tavole con i prospetti e le distinte di armatura, ed il computo metrico delle principali grandezze.

Il codice di calcolo utilizzato è prodotto dalla Concrete S.r.L. con sede a Padova in Via della Pieve, 19 (tel. +39 049 8754720 - [www.concrete.it](http://www.concrete.it) – [info@concrete.it](mailto:info@concrete.it)); il codice di calcolo in possesso dello studio tecnico associato ProGEMA (Ingg. Giacobbi e Maltoni) è dotato di regolare licenza n. 3206032.

Il programma è stato testato in maniera approfondita e conseguentemente validato.

### **l) Caratterizzazione geotecnica – fondazioni.**

I fattori che influenzano l'interazione tra terreno e manufatto oggetto di studio, sono stati individuati mediante indagini atte a valutare la stabilità e l'idoneità del sito; in particolare, si fa riferimento alla relazione geologica con indicazioni geotecniche a firma del Dott. Geol. Fabio Fabbri datata dicembre 2020.

L'area oggetto di studio è occupata dalle Argille varicolori le quali sovrascorrono i depositi pliocenici a sud di Talamello realizzando un fronte di accavallamento arcuato con polarità appenninica sepolto da depositi quaternari.

Le caratteristiche morfologiche del territorio, si sostanziano in una notevole variabilità di lineamenti, connessi all'assortimento degli assetti strutturali della roccia in posto e alle composizioni dei depositi formazionali e quaternari, dotati di distinte resistenze all'erosione.

Negli aspetti sostanziali, la zona è caratterizzata localmente da due principali configurazioni:

- Forme dirupate in corrispondenza dell'affioramento roccioso arenaceo – conglomeratico di Monte Pincio;
- Versanti occupati da depositi argillosi dove la morfologia acquista profili molto assortiti, espressi da sequenze di ondulazioni conseguite a deformazione e/o mobilitazione del primo sottosuolo e incisioni prodotte dalle acque correnti.

I processi geomorfologici soggetti a rapida evoluzione per mobilitazione gravitativa ed erosione accelerata, si concentrano alla base dei rilievi rocciosi occupati da depositi formazionali argillosi.

Le destabilizzazioni per crollo e scivolamento di massi e lembi rocciosi dalle pareti, sono genericamente diffusi con preferenziali localizzazioni dove, la polarità e addensamento delle fratture propongono condizioni di maggiore fragilità statica.

L'area di intervento, si imposta lungo il fianco meridionale di una dorsale allineata in senso antiappenninico (NE-SO), dove si registra una sequenza di dissesti attivi nell'ambito di un'area densamente urbanizzata, alcuni dei quali posti alle quote superiori della lottizzazione residenziale, mentre quello in esame posto immediatamente a valle di un fabbricato ha raggiunto e parzialmente coinvolto la sottostante via pubblica.

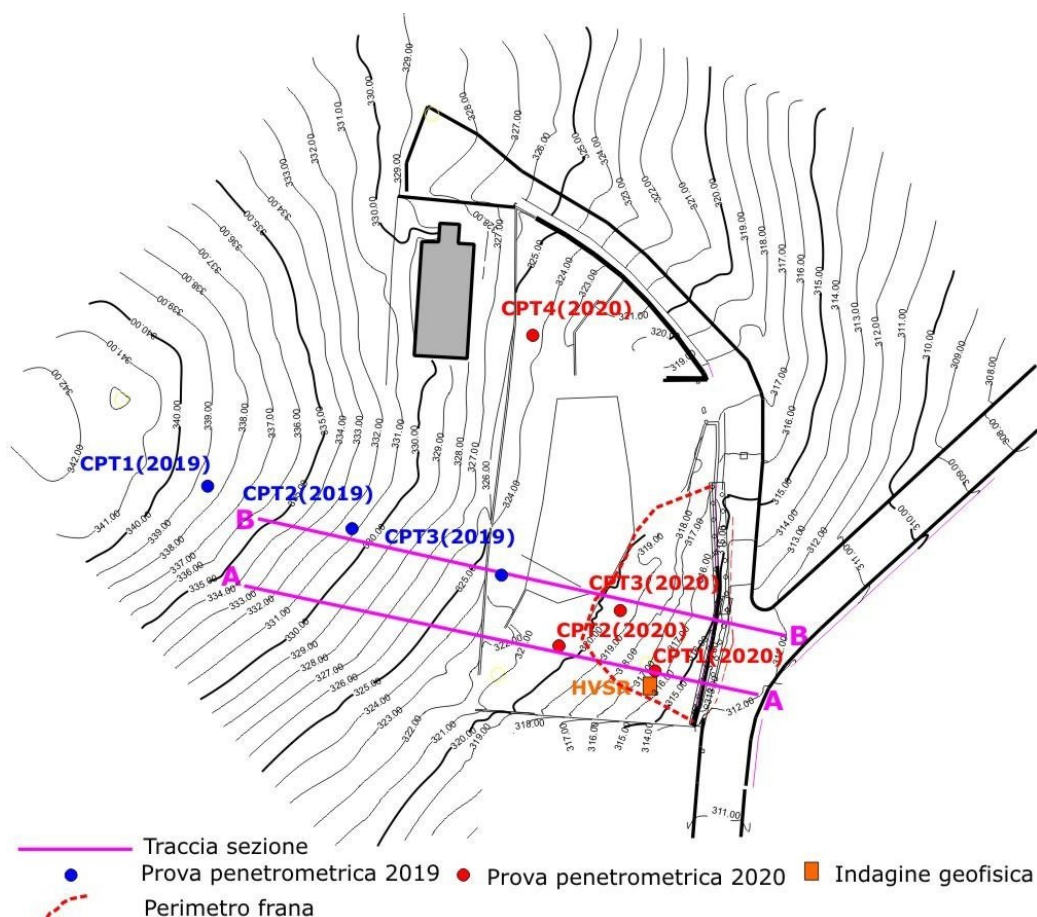
A seguito dell'avverso regime meteo climatiche, caratterizzato da intense e prolungate precipitazioni, si è attivato un movimento del terreno immediatamente a valle di un edificio residenziale, confinato a valle da un muro di sostegno posto in fregio a Via Olindo Tomasetti.

La frana (che ha interessato sostanzialmente l'accumulo di materiale antropico), manifestava nelle fasi iniziali un coronamento arcuato tipico dei materiali argillosi a comportamento coesivo, ampio circa m 20, attestato nella prossimità del portico posto sul fronte del fabbricato residenziale.

L'evoluzione del movimento di terreno ha prodotto, con veloce progressione, il dissesto del muro a valle (intrinsecamente inidoneo) e la prospettiva di una sua completa destabilizzazione con incombente rischio per la pubblica e privata incolumità e il coinvolgimento delle reti di sottoservizi presenti nella prossimità della base del muro stesso (Via Olindo Tomasetti).

Allo scopo di assumere riferimenti sulla dimensione del dissesto in atto e più in generale sulle condizioni litostratigrafiche anche dei terreni insediati nella pendice sottesa a monte del coronamento di frana, si sono realizzate due campagne geognostiche: una alle quote superiori del versante, l'altra nell'ambito del corpo di frana. Le investigazioni avviate nel 2019 sono state estese nel corrente anno per meglio valutare il grado di attività del dissesto e le tensioni destabilizzanti agenti sul muro.

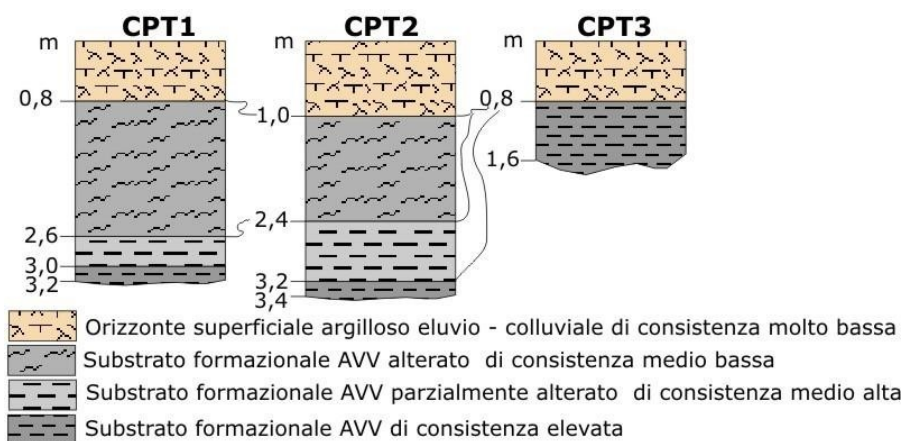
Le indagini geognostiche si sono risolte tramite l'esecuzione di prove penetrometriche statiche meccaniche (CPT) ubicate in posizioni significative anche in rapporto all'accessibilità della strumentazione geognostica, condizionata a monte dall'acclività del profilo topografico e nell'ambito del corpo di frana dall'accidentata morfologia della pendice, ampiamente scompaginata dal movimento del terreno in atto.



**Fig. III.9 - Planimetria ubicazione indagini e traccia sezioni** scala 1:1.000

Le prospezioni geognostiche, esprimono, alle quote superiori del versante, le condizioni litostratigrafiche schematicamente riportate in Fig. III.6.





**Fig. III.6 - Caratteri litostratigrafici terreni da CPT/2019**

Nel corso dell'investigazione geognostica, completata con l'introduzione di piezometri nei fori di sondaggio, non si è registrata (tramite controllo con freatimetro) la presenza di acqua sotterranea.

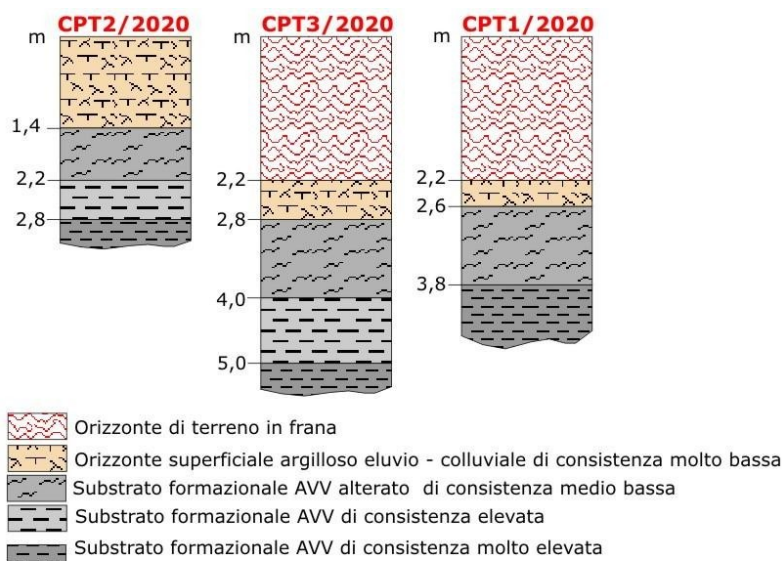
Il tratto di versante indagato tramite le CPT 1-2-3 del 2019, non appare interessato da apprezzabile attività idrogeologica, tuttavia, l'orizzonte superficiale decompresso, di spessore compreso fra m 0,8÷1,0, può essere interessato da circolazione idrica durante eventi di precipitazioni prolungate e tale ipotesi trova conferme da una emergenza idrica attestata alla base della copertura quaternaria eluvio – colluviale, tamponata dal substrato più compatto e caratterizzato da conducibilità idraulica decisamente inferiore.

L'attività di approfondimento investigativo (anno 2020), finalizzata a fornire un quadro conoscitivo di supporto alla progettazione esecutiva degli interventi di consolidamento, si è incentrata nell'ambito del corpo di frana e nelle aree contermini, sia per verificare lo spessore del terreno in frana e sia per delimitarne l'estensione a monte dei coronamenti principali.

In corrispondenza di CPT1/2020, si è inoltre realizzata una prova geofisica a stazione singola HVSR per identificare la categoria sismica del suolo. Allo scopo di ricavare i parametri fisico – meccanici dei terreni coinvolti nel dissesto, in corrispondenza di CPT1/2020 si è provveduto a prelevare un campione indisturbato sottoposto ad analisi e prove di laboratorio.

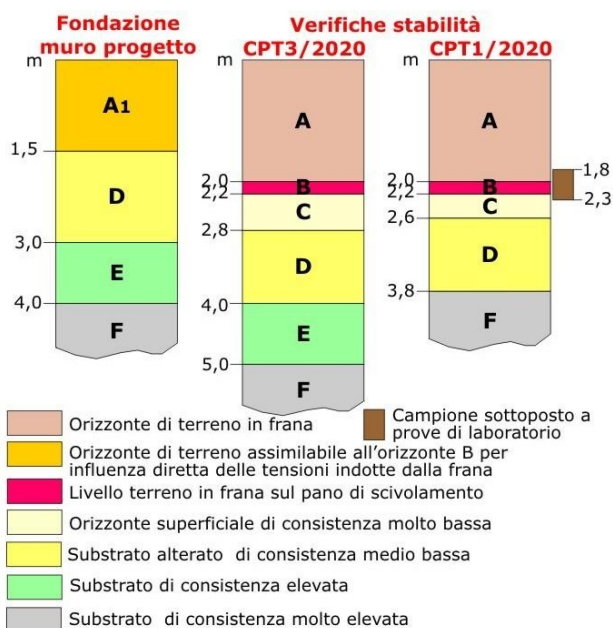
Le prove penetrometriche eseguite nell'ambito del corpo di frana ed aree adiacenti (CPT2020), hanno permesso di identificare lo spessore dei terreni oggetto di mobilitazione che gravano sul muro di sostegno ammaiorato (oggetto di

demolizione e ricostruzione) e di confinarne il coronamento verso monte a conferma di quanto registrato nell'attività di rilevamento geomorfologico.



**Fig. III.10 - Caratteri litostratigrafici terreni da CPT/2019**

La determinazione dei caratteri geotecnici dei terreni interessati dal dissesto, si è conseguita sottoponendo ad analisi e prove di laboratorio un campione indisturbato di terreno prelevato alla profondità di m 1,80÷2,30 nell'ambito dell'orizzonte in frana. Le resistenze in termini di sforzi totali si sono ricavate dalle prove penetrometriche. In Fig. III.13 sono graficamente riprodotte le condizioni litotecniche dei principali orizzonti discriminati dagli intervalli di resistenza alla penetrazione statica.



**Fig. III.13 - Stratigrafie litotecniche**

Analizzando le resistenze opposte dal terreno all'avanzamento penetrometrico, si è verificato uno spessore del terreni in frana di m 2,2 (pressoché coincidente con il riporto antropico effettuato durante i lavori di edificazione del finitimo fabbricato residenziale).

Le verifiche eseguite per valutare il grado di attività del dissesto hanno prodotto, in condizioni statiche supportate solo dalla resistenza per attrito (residuo), fattori di sicurezza molto bassi per i quali appaiono necessari e urgenti interventi di consolidamento e di ripristino della stabilità.

Nonostante nelle fasi di investigazione geognostica non sia emersa apprezzabile contingentamento di acque sotterranee anche per i periodi siccitosi coincidenti con la realizzazione delle indagini in sito, l'acqua di infiltrazione sotterranea costituisce sostanziale fattore di destabilizzazione del terreno quindi, quantomeno a tergo, il muro in progetto dovrà essere corredato da drenaggio.

In considerazione dei risultati delle prove in sito e della loro elaborazione, nonché delle correzioni necessarie quando si va a considerare il comportamento globale del terreno e delle correlazioni disponibili in letteratura, è stata definita la schematizzazione geotecnica ed i valori caratteristici dei parametri geotecnici.

Per definire il modello geotecnico in accordo con la normativa i parametri geotecnici sono stati determinati con l'introduzione (nei diversi approcci) dei coefficienti parziali (CP) indicati dalla tabella 6.2.II alle NTC 2018.

	M1	M1	M1	M1
	$\gamma$	$\tan \varnothing'$	$C'$	$C_u$
CP	1	1	1	1
	M2	M2	M2	M2
CP	1	1,25	1,25	1,4

I valori di progetto risultanti dall'applicazione dei coefficienti parziali secondo l'approccio 2 sono i seguenti.

Significato dei simboli e unità di misura:

Gsat: Peso specifico saturo del terreno, utilizzato nelle zone immerse (daN/m<sup>3</sup>)

Gnat: Peso specifico naturale del terreno, utilizzato nelle zone non immerse (daN/m<sup>3</sup>)

Fi: Angolo di attrito interno del terreno (deg)

C': Coesione drenata del terreno (daN/cm<sup>2</sup>)

Cnd: Coesione non drenata del terreno (daN/cm<sup>2</sup>)  
Delta: Angolo di attrito all'interfaccia terreno/paramento (deg)  
Al: Adesione della coesione all'interfaccia terreno/cls (-)  
OCR: Coefficiente di sovraconsolidazione del terreno (-)  
Ko: Coefficiente di spinta a riposo del terreno (-)  
E: Modulo elastico longitudinale del terreno (daN/cm<sup>2</sup>)  
G: Modulo elastico tangenziale del terreno (daN/cm<sup>2</sup>)  
Perm: Permeabilità del terreno (cm/sec)

N	Denominazione	Gsat	Gnat	Fi	C'	Cnd	Delta	Al	OCR	Ko	E	G
1	Orizzonte A	2150	2000	22,00	0,200	0,300	14,66	0,80	1,00	0,63	150	90
2	Orizzonte B	2200	2000	15,00	0,000	0,200	9,00	0,80	1,00	0,75	20	7
3	Orizzonte C	2200	2000	22,00	0,100	0,500	14,66	0,50	1,00	0,63	220	120

La velocità media delle onde di taglio  $V_{s30}$ , in relazione alla tipologia e importanza dell'opera (come indicato nella relazione geologica), è stata determinata in maniera diretta tramite un'indagine geofisica sismica a stazione singola (HVSR). La prova geofisica ha permesso di ottenere la stratigrafia di velocità delle onde trasversali  $V_s$  da cui ricavare il parametro  $V_{s,30}$  che è risultato pari a 399 m/sec.

Per la definizione dell'azione sismica, a seguito di specifica indagine, è stata utilizzata la categoria di sottosuolo B (Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori della velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s).

Le condizioni topografiche locali sono configurate da un assetto morfologico assimilabile a quello di pendii con inclinazione media superiore a 15°; è stata accreditata l'assimilazione alla categoria  $T_2$  (Tab. 3.2III delle NTC2018).

Le azioni agenti sul muro di sostegno sono ricondotte al terreno tramite un sistema di pali trivellati (diametro di 60 cm) aventi lunghezza pari a 9 m (dalla quota di sbancamento) e collegati, in sommità, da una di trave in conglomerato cementizio armato.

Le soluzioni fondali consentono l'ancoraggio della struttura a terreni che, per le loro caratteristiche geomeccaniche di addensamento e consolidazione, sono in grado di assorbire le azioni trasmesse.

Nei tabulati di calcolo sono riportate le verifiche di portata e di resistenza dei pali trivellati. Da quanto emerge dal calcolo automatico della struttura, i carichi indotti sui pali risultano inferiori a quelli limite.

## **Parte 2 - RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE**

### **2.1. Premessa.**

L'intervento in oggetto è finalizzato alla messa in sicurezza di un tratto della strada comunale Via Olindo Tomasetti, nell'abitato di Novafeltria, interessata da un movimento gravitativo che ha interessato il soprastante versante ed ha deformato la careggiata stradale.

Il progetto strutturale è stato redatto in conformità al progetto architettonico, recependo le indicazioni degli strumenti urbanistici anche al fine di garantire le prestazioni attese e la compatibilità con le componenti tecnologiche.

La progettazione, oltre che sull'esame degli strumenti urbanistici, si è basata su un'attenta analisi del sito, su quanto indicato negli strumenti di pianificazione urbanistica e sui risultati dell'analisi geologica allegata alla pratica sismica.

### **2.2. Descrizione generale dell'opera e criteri generali di progettazione, analisi e verifica.**

Il progetto d'intervento prevede la realizzazione di un'opera di presidio costituita da un muro di sostegno in c.c.a. fondato su pali; tale opera di presidio sarà accompagnata da un efficace sistema di regimazione delle acque superficiali, da drenaggi idonei a evitare l'innalzamento della falda e dalla regolarizzazione della superficie topografica, eliminando contropendenze e ogni elemento morfologico incline a favorire ristagni e infiltrazioni d'acqua nel sottosuolo.

Il progetto strutturale contempla la realizzazione di un'opera di presidio (suddivisa in tre tratti) mediante:

- la demolizione del muro ammalorato esistente;
- la preparazione del piano di imposta delle fondazioni;
- la realizzazione di un sistema di pali trivellati (disposti a quinconce) che costituiscono la fondazione del muro di sostegno;
- la realizzazione del muro di sostegno che si sviluppa per un'altezza di circa 1,6 ml. dall'estradosso del cordolo di fondazione.

Si precisa che il calcolo strutturale del manufatto è stato eseguito secondo i criteri della Scienza delle Costruzioni; le verifiche degli elementi strutturali sono state condotte mediante il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

### **2.3 Quadro di riferimento normativo adottato.**

Si rimanda al punto c) dell'illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale.

### **2.4. Azioni di progetto sulla costruzione.**

I carichi e i sovraccarichi fanno riferimento al D.M. 17 gennaio 2018 “Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni” ed alle relative istruzioni.

#### **CARICO DA NEVE**

Hmax ≈ 320 m s.l.m.          Zona I

$$q_s = \mu_i q_{sk}$$

$$q_{sk} = 1,35 + [1 + (a_s/602)^2] \text{KN/m}^2 \approx 175 \text{ daN/m}^2$$

Per il dimensionamento della struttura, in aggiunta ai carichi permanenti (strutturali e portati) è stato considerato un sovraccarico variabile uniformemente distribuito (cautelativamente) su tutto il rilevato a monte dell'opera di sostegno pari a 200 daN/m<sup>2</sup>; si precisa che il versante che sovrasta l'opera di sostegno è utilizzato quale area cortilizia della finitima abitazione e che per caratteristiche orografiche è accessibile al solo transito pedonale.

#### **2.7.7. Principali risultati.**

I principali schemi grafici rappresentativi dei modelli numerici adottati e dei carichi inerenti agli elementi strutturali sono riportati in calce alla presente relazione.

## **2.8. Controlli effettuati sull'analisi e giudizio motivato di accettabilità dei risultati delle elaborazioni.**

Preliminarmente alla verifica dei modelli strutturali, sono stati predimensionati i principali elementi strutturali con metodo sbrigativo (secondo i criteri della scienza delle costruzioni e della geotecnica); in particolare sono state verificate manualmente le spinte indotte sul muro di sostegno con formule speditive tipiche della geotecnica.

Sinteticamente si può stimare (per difetto) la spinta del terreno agente su un metro lineare del muro come di seguito indicato:

- $\lambda = \operatorname{tg}^2 (45 - \Phi'/2) = 0,454$
- $P = 1,1 \times 2000 \times 1,3 \times 0,454 \times 1,5 \times 200 \times 0,454 \text{ daN/m}^2 = 1435 \text{ daN} (\approx 1570 \text{ daN/m}^2 - \text{combinazione EQU} - 2).$

La comparazione tra sollecitazioni desunte dai semplici calcoli manuali di predimensionamento sono state comparate (con esito positivo) con le sollecitazioni dedotte dal codice di calcolo.

Per le verifiche di sicurezza sono stati adottati i criteri contemplati dal metodo semiprobabilistico agli stati limite. In particolare sono stati soddisfatti i requisiti per la sicurezza allo stato limite ultimo (anche sotto l'azione sismica) e agli stati limite di esercizio (esaminando anche le deformazioni relative).

L'analisi numerica (accompagnata da approfondite verifiche manuali) è stata condotta mediante il programma WallCAD, prodotto dalla Concrete S.r.L. di Padova. E' stata utilizzata un'analisi dinamica secondo le norme di riferimento.

I dati considerati e le valutazioni condotte in fase di predimensionamento della struttura sono stati confrontati con i risultati derivanti dal modello numerico; i valori paragonabili delle due analisi confermano la correttezza dei risultati ottenuti (sia in termini di stati tensionali che deformativi).

## CAPITOLO 2

### RELAZIONE SUI MATERIALI

Le opere in oggetto saranno realizzate facendo uso dei seguenti materiali:

- conglomerato cementizio di classe C25/30 (Resistenza caratteristica cilindrica  $f_{ck} = 25,0 \text{ N/mm}^2$  - Resistenza caratteristica cubica  $R_{ck} = 30,0 \text{ N/mm}^2$  ) - cemento tipo 42,5 N/  $\text{mm}^2$  con un contenuto minimo  $> 280 \text{ dN/mc}$ ; - Inerti con diametro massimo  $D < 30 \text{ mm}$  - Rapporto acqua cemento  $< 0,6$  resistenza a classe d'esposizione xC2 (per pali di fondazione e muro in c.c.a.) - classe di consistenza S4;
- armature in barre ad aderenza migliorata, acciaio tipo B 450 C (resistenza caratteristica di snervamento  $f_{y,nom} = 450 \text{ N/mm}^2$  - resistenza caratteristica a rottura  $f_{t,nom} = 540 \text{ N/mm}^2$ ).



## CAPITOLO 3

### RELAZIONE GEOTECNICA

I fattori che influenzano l'interazione tra terreno e manufatto oggetto di studio, sono stati individuati mediante indagini atte a valutare la stabilità e l'idoneità del sito; in particolare, si fa riferimento alla relazione geologica con indicazioni geotecniche a firma del Dott. Geol. Fabio Fabbri datata dicembre 2020.

L'area coinvolta nel dissesto è compresa nell'estrema porzione centro – meridionale della Sezione N. 266080 Talamello della Carta Tecnica Regionale scala 1:10.000, col centroide identificato dalle coordinate UTM:

- Latitudine: 4861364.51 m N
- Longitudine: 284010.76 m E



Il versante che comprende la superficie coinvolta nel dissesto, posta alla quota media di m 320, si sottende verso SE raccordandosi a valle con l'abitato di Novafeltria

L'aspetto morfologico dell'area è strettamente connesso ai fattori tettonici gravitativi e geomorfologici.

I processi tettonici gravitativi che si sono verificati in ambiente marino, hanno determinato la messa in posto della coltre alloctona della Val Marecchia in un ampio arco temporale che va del Tortoniano medio superiore al Pliocene medio, mentre i processi geomorfologici rappresentati da movimenti franosi di età quaternaria che interessano aree molto estese, hanno determinato la distribuzione su ampie superfici di depositi detritici eterogenei.

Il territorio che include l'area interessata dagli interventi in progetto, è costituito principalmente da formazioni geologiche comprese in due serie stratigrafiche:

- Successione Neogenico Quaternaria margine appenninico padano;
- Unità Liguri.

I substrati formazionali, sono frequentemente coperti da depositi quaternari continentali prodotti dai processi di evoluzione geomorfologica. La Successione Neogenico Quaternaria, nel territorio in esame è rappresentata da depositi alluvionali debolmente terrazzati sull'alveo del Fiume Marecchia e da depositi compresi nella Serie Pliocenica Intrappenninica della Valmarecchia; le Unità Liguri, costituite da depositi di bacini profondi con elementi di rocce derivate da crosta e mantello oceanici, comprendono formazioni di età compresa fra il Cretaceo (Aptiano 125 m.a.) e l'Eocene (37,8 m.a.). Le Unità Liguri, sottoposte dall'evoluzione dell'Appennino settentrionale a prolungato trasporto, hanno subito gli effetti delle tensioni orogenetiche assumendo posizione alloctona. Le formazioni liguridi, su vaste aree si presentano intensamente deformate e rimaneggiate conservando, tuttavia, non raramente, gli elementi distintivi degli originari assetti stratigrafici. Nel corso del processo traslativo in senso adriatico, le liguridi hanno predisposto bacini di sedimentazione entro i quali si sono depositate formazioni della Successione Epiligure e successivamente le unità della Serie Pliocenica Intrappenninica. La sedimentazione dei depositi pliocenici intrappenninici, è iniziata in continuità stratigrafica con le formazioni della Successione Neogenico Quaternaria, interrotta dal ricoprimento delle liguridi sulle quali si è successivamente riattivata e completata la sedimentazione pliocenica, tanto da essere distinta fra ante e post sovrascorrimento (posto a ovest di Perticara). L'evoluzione geologica territoriale, ha riflesso notevoli influenze sull'integrità e sugli assetti sia delle formazioni epiliguri trasportate sul dorso delle unità liguri, sia della serie pliocenica intrappenninica, soggetta ad adattamento passivo sul substrato plastico delle Argille varicolori.

L'area oggetto di studio è occupata dalle Argille varicolori le quali sovrascorrono i depositi pliocenici a sud di Talamello realizzando un fronte di accavallamento arcuato con polarità appenninica sepolto da depositi quaternari.

Le caratteristiche morfologiche del territorio, si sostanziano in una notevole variabilità di lineamenti, connessi all'assortimento degli assetti strutturali della roccia in posto e alle composizioni dei depositi formazionali e quaternari, dotati di distinte resistenze all'erosione.

Negli aspetti sostanziali, la zona è caratterizzata localmente da due principali configurazioni:

- Forme dirupate in corrispondenza dell'affioramento roccioso arenaceo – conglomeratico di Monte Pincio;
- Versanti occupati da depositi argillosi dove la morfologia acquista profili molto assortiti, espressi da sequenze di ondulazioni conseguite a deformazione e/o mobilitazione del primo sottosuolo e incisioni prodotte dalle acque correnti.

I processi geomorfologici soggetti a rapida evoluzione per mobilitazione gravitativa ed erosione accelerata, si concentrano alla base dei rilievi rocciosi occupati da depositi formazionali argillosi.

Le destabilizzazioni per crollo e scivolamento di massi e lembi rocciosi dalle pareti, sono genericamente diffusi con preferenziali localizzazioni dove, la polarità e addensamento delle fratture propongono condizioni di maggiore fragilità statica.

L'area di intervento, si imposta lungo il fianco meridionale di una dorsale allineata in senso antiappenninico (NE-SO), dove si registra una sequenza di dissesti attivi nell'ambito di un'area densamente urbanizzata, alcuni dei quali posti alle quote superiori della lottizzazione residenziale, mentre quello in esame posto immediatamente a valle di un fabbricato ha raggiunto e parzialmente coinvolto la sottostante via pubblica.

A seguito dell'avverso regime meteo climatiche, caratterizzato da intense e prolungate precipitazioni, si è attivato un movimento del terreno immediatamente a valle di un edificio residenziale, confinato a valle da un muro di sostegno posto in fregio a Via Olindo Tomasetti.

La frana (che ha interessato sostanzialmente l'accumulo di materiale antropico), manifestava nelle fasi iniziali un coronamento arcuato tipico dei materiali argillosi a comportamento coesivo, ampio circa m 20, attestato nella prossimità del portico posto sul fronte del fabbricato residenziale.

L'evoluzione del movimento di terreno ha prodotto, con veloce progressione, il dissesto del muro a valle (intrinsecamente inidoneo) e la prospettiva di una sua completa destabilizzazione con incombente rischio per la pubblica e privata incolumità e il coinvolgimento delle reti di sottoservizi presenti nella prossimità della base del muro stesso (Via Olindo Tomasetti).

Allo scopo di assumere riferimenti sulla dimensione del dissesto in atto e più in generale sulle condizioni litostratigrafiche anche dei terreni insediati nella pendice sottesa a monte del coronamento di frana, si sono realizzate due campagne geognostiche: una alle quote superiori del versante, l'altra nell'ambito del corpo di frana. Le investigazioni avviate nel 2019 sono state estese nel corrente anno per meglio valutare il grado di attività del dissesto e le tensioni destabilizzanti agenti sul muro.

Le indagini geognostiche si sono risolte tramite l'esecuzione di prove penetrometriche statiche meccaniche (CPT) ubicate in posizioni significative anche in rapporto all'accessibilità della strumentazione geognostica, condizionata a monte dall'acclività del profilo topografico e nell'ambito del corpo di frana dall'accidentata morfologia della pendice, ampiamente scompaginata dal movimento del terreno in atto.

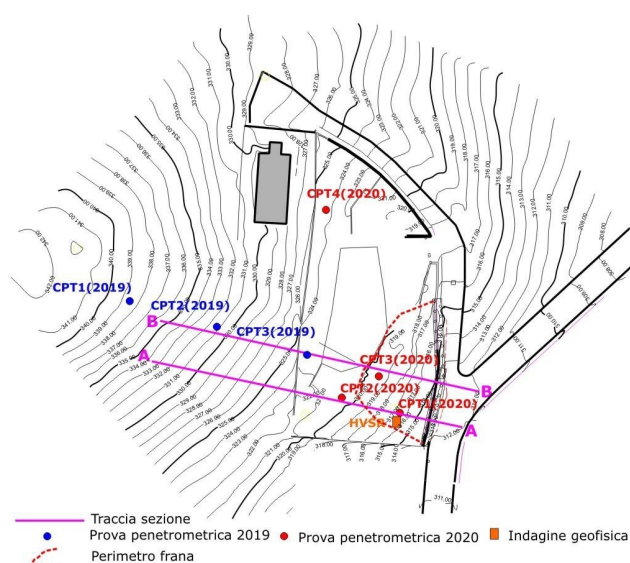
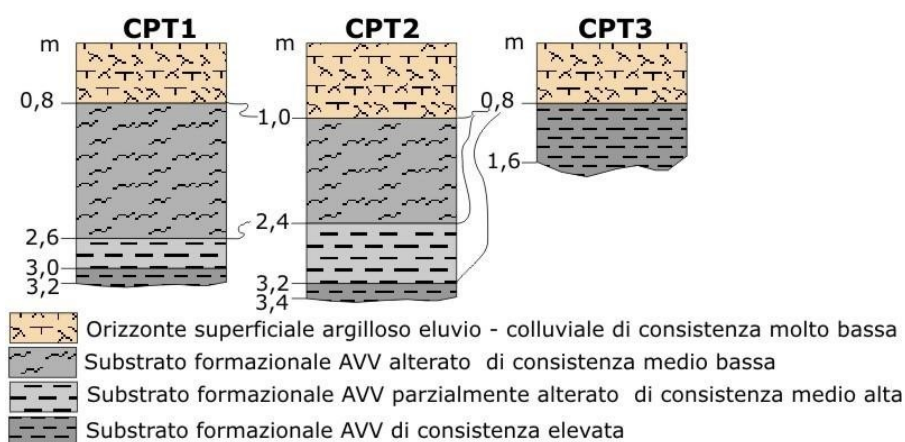


Fig. III.9 - Planimetria ubicazione indagini e traccia sezioni scala 1:1.000

Le prospezioni geognostiche, esprimono, alle quote superiori del versante, le condizioni litostratigrafiche schematicamente riportate in Fig. III.6.



**Fig. III.6 - Caratteri litostratigrafici terreni da CPT/2019**

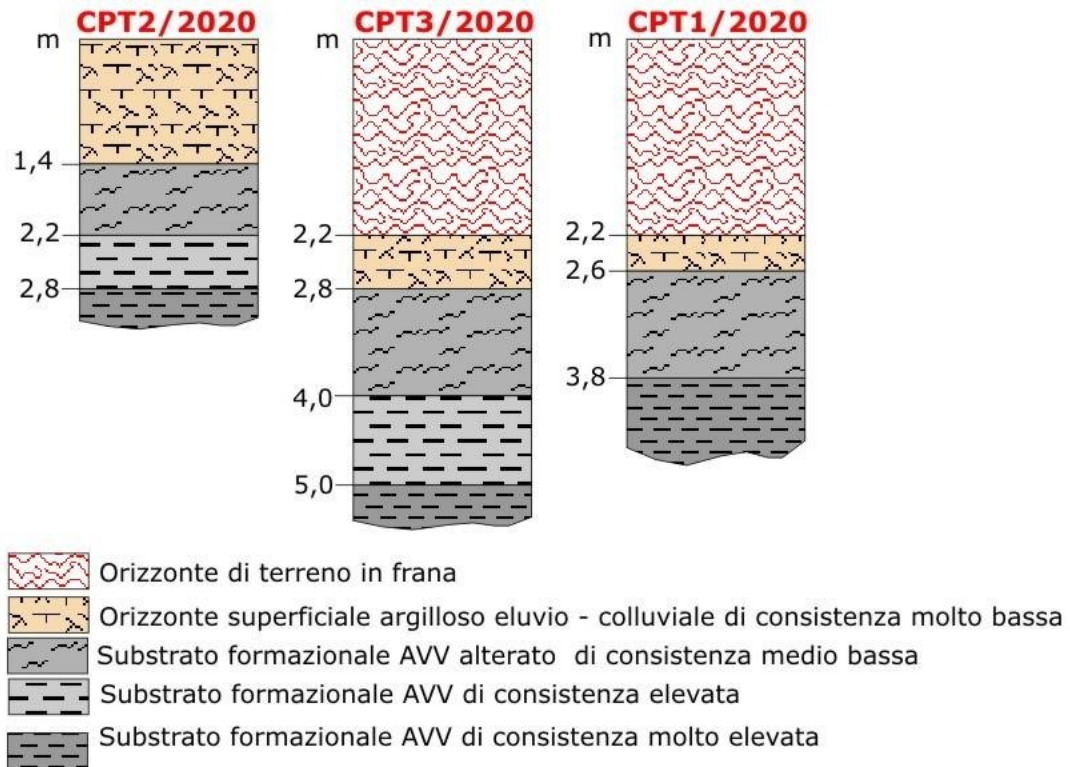
Nel corso dell'investigazione geognostica, completata con l'introduzione di piezometri nei fori di sondaggio, non si è registrata (tramite controllo con freatimetro) la presenza di acqua sotterranea.

Il tratto di versante indagato tramite le CPT 1-2-3 del 2019, non appare interessato da apprezzabile attività idrogeologica, tuttavia, l'orizzonte superficiale decompresso, di spessore compreso fra m 0,8÷1,0, può essere interessato da circolazione idrica durante eventi di precipitazioni prolungate e tale ipotesi trova conferme da una emergenza idrica attestata alla base della copertura quaternaria eluvio – colluviale, tamponata dal substrato più compatto e caratterizzato da conducibilità idraulica decisamente inferiore.

L'attività di approfondimento investigativo (anno 2020), finalizzata a fornire un quadro conoscitivo di supporto alla progettazione esecutiva degli interventi di consolidamento, si è incentrata nell'ambito del corpo di frana e nelle aree contermini, sia per verificare lo spessore del terreno in frana e sia per delimitarne l'estensione a monte dei coronamenti principali.

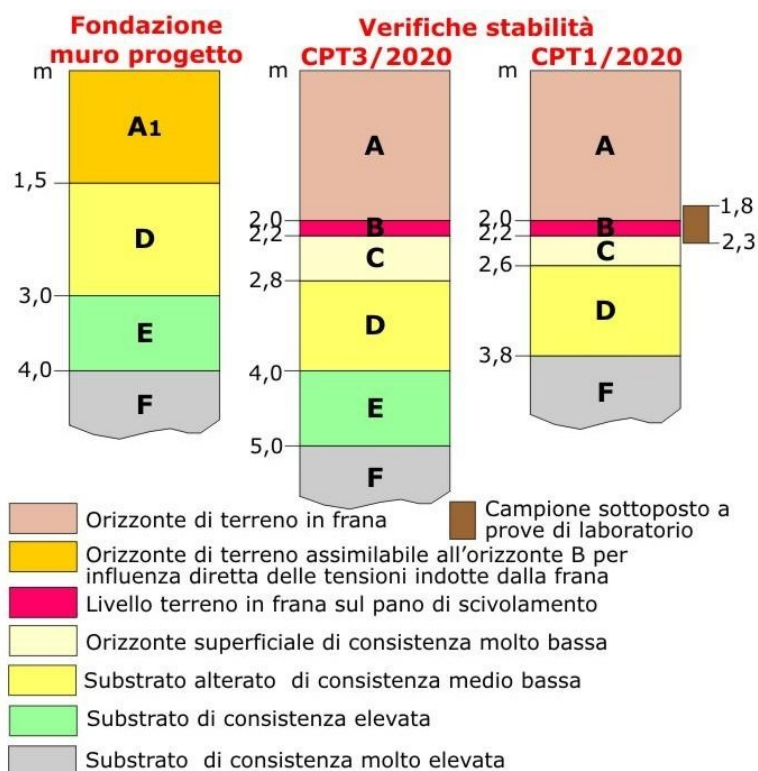
In corrispondenza di CPT1/2020, si è inoltre realizzata una prova geofisica a stazione singola HVSR per identificare la categoria sismica del suolo. Allo scopo di ricavare i parametri fisico – meccanici dei terreni coinvolti nel dissesto, in corrispondenza di CPT1/2020 si è provveduto a prelevare un campione indisturbato sottoposto ad analisi e prove di laboratorio.

Le prove penetrometriche eseguite nell'ambito del corpo di frana ed aree adiacenti (CPT2020), hanno permesso di identificare lo spessore dei terreni oggetto di mobilitazione che gravano sul muro di sostegno ammaiorato (oggetto di demolizione e ricostruzione) e di confinarne il coronamento verso monte a conferma di quanto registrato nell'attività di rilevamento geomorfologico.



**Fig. III.10 - Caratteri litostratigrafici terreni da CPT/2019**

La determinazione dei caratteri geotecnici dei terreni interessati dal dissesto, si è conseguita sottoponendo ad analisi e prove di laboratorio un campione indisturbato di terreno prelevato alla profondità di m 1,80÷2,30 nell'ambito dell'orizzonte in frana. Le resistenze in termini di sforzi totali si sono ricavate dalle prove penetrometriche. In Fig. III.13 sono graficamente riprodotte le condizioni litotecniche dei principali orizzonti discriminati dagli intervalli di resistenza alla penetrazione statica.



**Fig. III.13 - Stratigrafie litotecniche**

Analizzando le resistenze opposte dal terreno all'avanzamento penetrometrico, si è verificato uno spessore del terreni in frana di m 2,2 (pressoché coincidente con il riporto antropico effettuato durante i lavori di edificazione del finitimo fabbricato residenziale).

Le verifiche eseguite per valutare il grado di attività del dissesto hanno prodotto, in condizioni statiche supportate solo dalla resistenza per attrito (residuo), fattori di sicurezza molto bassi per i quali appaiono necessari e urgenti interventi di consolidamento e di ripristino della stabilità.

Nonostante nelle fasi di investigazione geognostica non sia emersa apprezzabile contingentamento di acque sotterranee anche per i periodi siccitosi coincidenti con la realizzazione delle indagini in sito, l'acqua di infiltrazione sotterranea costituisce sostanziale fattore di destabilizzazione del terreno quindi, quantomeno a tergo, il muro in progetto dovrà essere corredato da drenaggio.

In considerazione dei risultati delle prove in sito e della loro elaborazione, nonché delle correzioni necessarie quando si va a considerare il comportamento globale del terreno e delle correlazioni disponibili in letteratura, è stata definita la schematizzazione geotecnica ed i valori caratteristici dei parametri geotecnici.

Per definire il modello geotecnico in accordo con la normativa i parametri geotecnici sono stati determinati con l'introduzione (nei diversi approcci) dei coefficienti parziali (CP) indicati dalla tabella 6.2.II alle NTC 2018.

	M1	M1	M1	M1
	$\gamma$	$\tan \phi'$	$C'$	$C_u$
CP	1	1	1	1
	M2	M2	M2	M2
CP	1	1,25	1,25	1,4

I valori di progetto risultanti dall'applicazione dei coefficienti parziali secondo l'approccio 2 sono i seguenti.

Significato dei simboli e unità di misura:

Gsat: Peso specifico saturo del terreno, utilizzato nelle zone immerse (daN/m<sup>3</sup>)

Gnat: Peso specifico naturale del terreno, utilizzato nelle zone non immerse (daN/m<sup>3</sup>)

Fi: Angolo di attrito interno del terreno (deg)

C': Coesione drenata del terreno (daN/cm<sup>2</sup>)

Cnd: Coesione non drenata del terreno (daN/cm<sup>2</sup>)

Delta: Angolo di attrito all'interfaccia terreno/paramento (deg)

Al: Adesione della coesione all'interfaccia terreno/cls (-)

OCR: Coefficiente di sovraconsolidazione del terreno (-)

Ko: Coefficiente di spinta a riposo del terreno (-)

E: Modulo elastico longitudinale del terreno (daN/cm<sup>2</sup>)

G: Modulo elastico tangenziale del terreno (daN/cm<sup>2</sup>)

Perm: Permeabilità del terreno (cm/sec)

N	Denominazione	Gsat	Gnat	Fi	C'	Cnd	Delta	Al	OCR	Ko	E	G
1	Orizzonte A	2150	2000	22,00	0,200	0,300	14,66	0,80	1,00	0,63	150	90
2	Orizzonte B	2200	2000	15,00	0,000	0,200	9,00	0,80	1,00	0,75	20	7
3	Orizzonte C	2200	2000	22,00	0,100	0,500	14,66	0,50	1,00	0,63	220	120

La velocità media delle onde di taglio  $V_{s30}$ , in relazione alla tipologia e importanza dell'opera (come indicato nella relazione geologica), è stata determinata in maniera diretta tramite un'indagine geofisica sismica a stazione singola (HVSR). La prova geofisica ha permesso di ottenere la stratigrafia di velocità delle onde trasversali  $V_s$  da cui ricavare il parametro  $V_{s,30}$  che è risultato pari a 399 m/sec.

Per la definizione dell'azione sismica, a seguito di specifica indagine, è stata utilizzata la categoria di sottosuolo B (Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, caratterizzati da un



graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori della velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s).

Le condizioni topografiche locali sono configurate da un assetto morfologico assimilabile a quello di pendii con inclinazione media superiore a 15°; è stata accreditata l'assimilazione alla categoria T<sub>2</sub> (Tab. 3.2III delle NTC2018).

Le NTC del DM 17 gennaio 2018 al capitolo §7.11.3.4 affrontano il tema della liquefazione. In terreni predisposti alla liquefazione, gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, rendendo necessario in caso di accertata suscettibilità a questo fenomeno, introdurre provvedimenti di consolidamento e misure in grado di trasferire le azioni delle strutture in strati di terreno non liquefacibile. Nell'ambito dell'area di progetto, non sussistono presupposti e condizioni di vulnerabilità dei terreni nei confronti della liquefazione per la prevalente composizione limoso – argillosa dei terreni; in ragione di queste condizioni locali e quanto indicato al capitolo §7.11.3.4.2 delle NTC, è esentata la verifica.

Le azioni agenti sul muro di sostegno sono ricondotte al terreno tramite un sistema di pali trivellati (diametro di 60 cm) aventi lunghezza pari a 9 m (dalla quota di sbancamento) e collegati, in sommità, da una di trave in conglomerato cementizio armato.

Le soluzioni fondali consentono l'ancoraggio della struttura a terreni che, per le loro caratteristiche geomeccaniche di addensamento e consolidazione, sono in grado di assorbire le azioni trasmesse.

Nei tabulati di calcolo sono riportate le verifiche di portata e di resistenza dei pali trivellati. Da quanto emerge dal calcolo automatico della struttura, i carichi indotti sui pali risultano inferiori a quelli limite.

Si precisa che il modello geometrico tiene conto delle possibili variazioni del profilo del terreno a monte e a valle del paramento murario rispetto ai valori nominali.

Nelle valutazioni numeriche è stato considerato l'extra scavo a valle (§ 6.5.2.2) mediante incremento della parte di terrapieno (a tergo della paratia), il cui contributo è stato annullato nelle verifiche di stabilità.

In particolare, a favore di sicurezza non è stata considerata l'azione stabilizzante fornita dal terreno posto a valle del muro di sostegno fondato su pali; nel caso in specie la quota del terreno sul lato di valle è stata, pertanto, maggiorata nel

rispetto del valore nominale richiesto dal punto § 6.5.2.2; in particolare, la quota a valle (quota di imposta dei pali) è a quota non inferiore a 60 cm dal piano di campagna e risulta maggiore di più del 10% dell'altezza di terreno da sostenere ( $10\% \times 160 = 16$  cm) e di 50 cm.

L'opera progettata garantisce il contenimento degli spostamenti che assumono il valore massimo di -1,7 cm lungo l'asse X (orizzontale), la traslazione verticale è pari a -0,37 cm e le rotazioni del paramento verticale sono contenute entro il limite massimo di -0,18 gradi.

Gli spostamenti attesi si genereranno durante la fasi costruttive (durante il rinterro del terrapieno) e risultano pertanto ampiamente ammissibili in relazione alla destinazione a giardino di pertinenza della finitima abitazione privata del versante posto a monte del muro fondato su pali.

Il rinterro dell'opera di presidio dovrà essere realizzato per strati così da assicurare la stabilità locale; in ogni caso le opere di presidio in c.c.a. dovranno essere accompagnate da un efficace sistema di regimazione delle acque superficiali, da drenaggi idonei a evitare l'innalzamento della falda e dalla regolarizzazione della superficie topografica a valle della struttura di sostegno eliminando contropendenze e ogni elemento morfologico incline a favorire ristagni e infiltrazioni d'acqua nel sottosuolo.

La validità delle ipotesi fatte in sede di progetto, in relazione alle caratteristiche del terreno e delle fondazioni del manufatto, dovrà essere controllata durante l'esecuzione dell'opera.

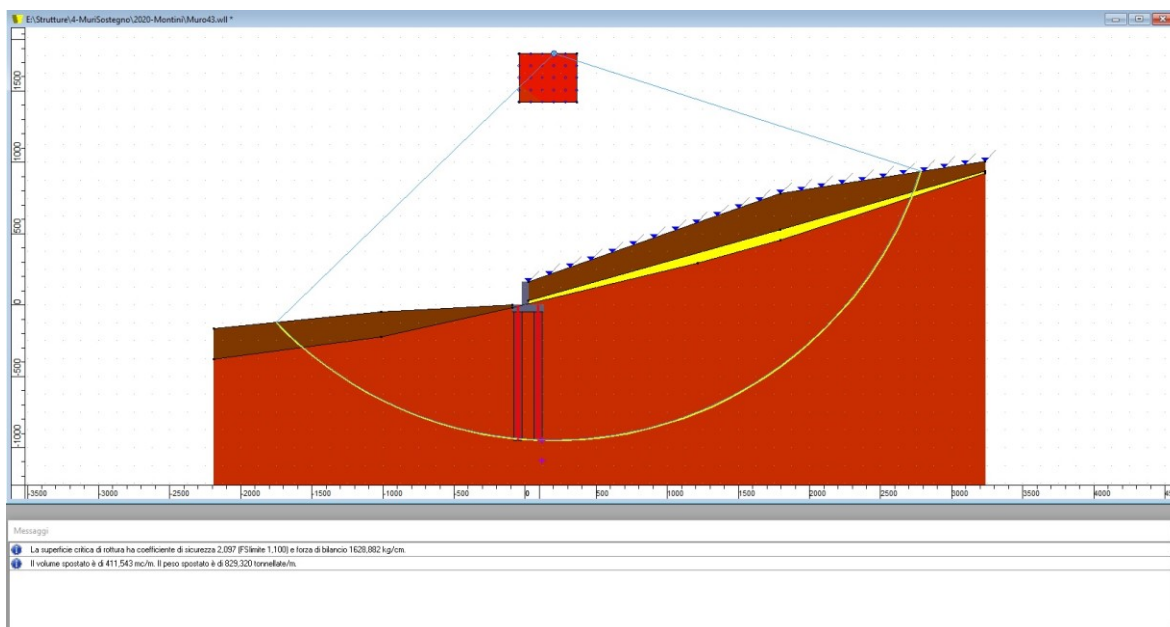
Le verifiche di sicurezza condotte, tenendo conto del tipo di frana ed i possibili cinematismi, considerando la forma e le dimensioni della superficie di scorrimento, le proprietà meccaniche dei terreni e il regime delle pressioni interstiziali, ha fornito valori inferiori a quelli dell'equilibrio nello stato di fatto. Ante opere, le verifiche di stabilità condotte lungo la sezione stratigrafica maggiormente significativa hanno fornito valori del coefficiente di sicurezza significativamente inferiori all'unità; per un esame esaustivo si rimanda alle calcolazioni riportate in relazione geologica qui richiamate.

In particolare, le verifiche di stabilità, hanno confermato l'elevato grado di attività del dissesto, con fattori di sicurezza nelle condizioni statiche pressoché identici lungo tutte le sezioni considerate.

Nelle condizioni pseudostatiche, nonostante la tensione destabilizzante aggiuntiva sismica, i fattori di sicurezza appaiono addirittura superiori quello minimo di 1,1 imposto dalla normativa vigente. Tale esito si spiega con l'influenza resistente della coesione non drenata cu che, seppure di modesto valore, è in grado di fornire contributi sufficienti a garantire apprezzabile affidabilità statica.

Il dato significativo, rimane comunque quello relativo ai fattori di sicurezza in condizioni statiche supportate solo dal contributo resistente dell'attrito residuo, in ragione del quale gli interventi di messa in sicurezza appaiono indispensabili e indifferibili.

Il progetto d'intervento che prevede la realizzazione di un opera di presidio costituita da un muro di sostegno in c.c.a. fondato su pali, accompagnata da un efficace sistema di regimazione delle acque superficiali, da drenaggi idonei a evitare l'innalzamento della falda e dalla regolarizzazione della superficie topografica (eliminando contropendenze e ogni elemento morfologico incline a favorire ristagni e infiltrazioni d'acqua nel sottosuolo), garantisce il raggiungimento di coefficienti di sicurezza (in condizioni anche sismiche) del tutto accettabili ( $F_s > 1,5$ ) come sotto indicato.



Il piano di gestione e controllo, nel caso specifico, è agevolato dalla posizione del muro su pali al margine superiore della strada comunale Olindo Tomasetti, in posizione facilmente accessibile e ispezionabile.

Nell'area che si estende a monte della paratia, ove è presente un'area cortilizia (non accessibile automezzi), non sono ipotizzabili accumuli di materiale che possano in alcun modo gravare sul cuneo di spinta. Ciò al fine di non incrementare i carichi modificando lo stato tensionale agente sul muro di sostegno fondato su pali.

Per le opere strutturali il Committente (comune di Novafeltria) dovrà verificare nel tempo la comparsa di eventuali anomalie che possano anticipare l'insorgenza di fenomeni di dissesto e/o cedimenti strutturali. Controllare la stabilità delle strutture e l'assenza di eventuali anomalie, in particolare la comparsa di segni di dissesti evidenti (fratturazioni, lesioni, principio di ribaltamento, ecc.).

Infatti, nel caso in specie, eventuali deformazioni e cedimenti delle opere di sostegno sarebbero immediatamente visibili in superficie senza necessità di interventi e/o misurazioni topografiche; un cedimento dell'opera di sostegno (posta ai margini della carreggiata stradale) sarebbe immediatamente accertabile dall'inclinazione del paramento verticale. In ogni caso, durante i lavori è prevista la posa di due capisaldi alle estremità dell'opera di sostegno (elementi metallici annegati alla sommità del paramento murario), la cui quota assoluta sarà determinata mediante ricevitore GNNS, che potranno essere oggetto di livellazioni per verificare l'insorgere di eventuali cedimenti differenziali.

Alle dipendenze del comune sono disponibili le professionalità competenti per quasi tutte le opere di manutenzione, con la sola eccezione degli interventi importanti sulla struttura.

Ragionevolmente saranno eseguiti direttamente dal proprietario, oltre al controllo ed alle verifiche, la chiusura di fessurazioni nel suolo, la ripresa di solchi erosivi, la sistemazione della scarpata, il controllo dell'inerbimento, i rappezzi, la pulizia dei sistemi di drenaggio di controllo e smaltimento idrico. Le risorse necessarie sono quelle per la normale manutenzione delle opere infrastrutturali di proprietà del comune.

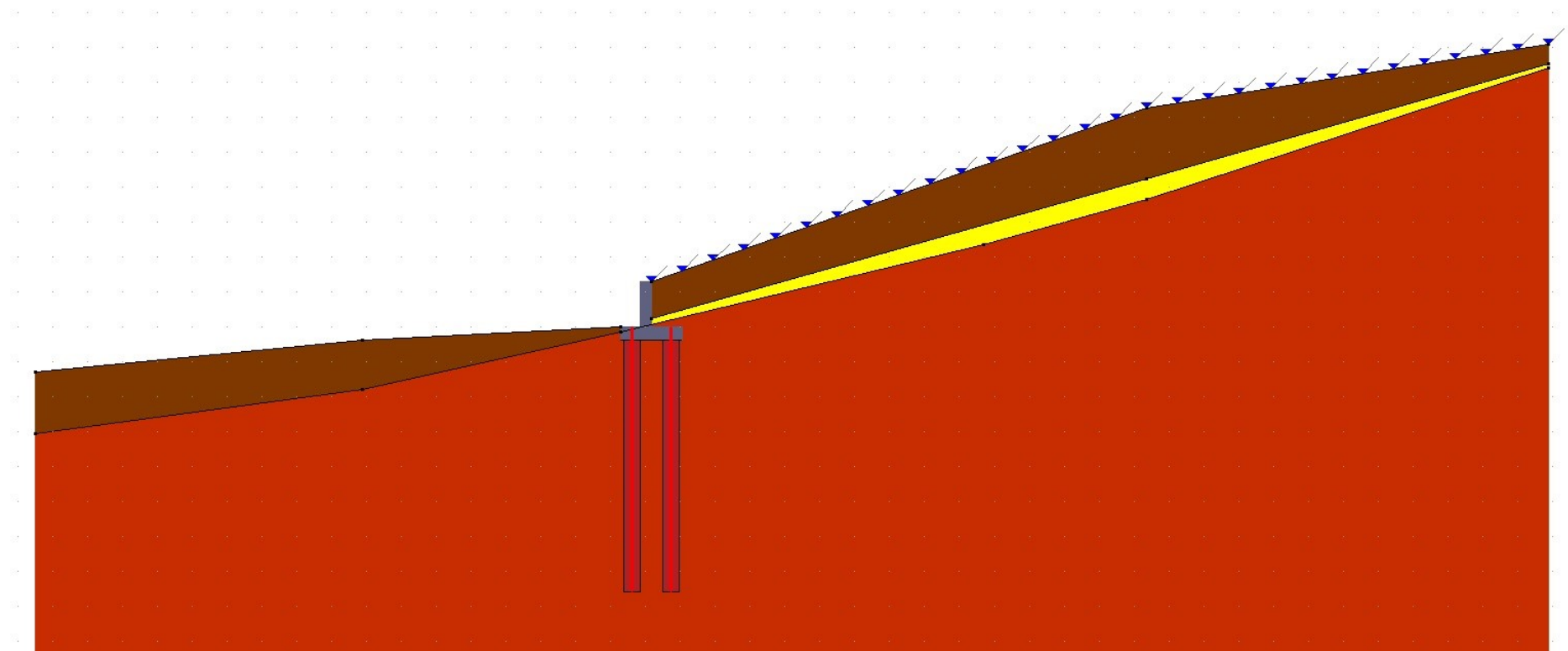
Il controllo a vista potrà essere eseguito con cadenza annuale da parte del personale tecnico comunale, verificando l'integrità delle strutture e individuando la presenza di eventuali anomalie come fessurazioni, disgregazioni, distacchi, riduzione del copri ferro, relativa esposizione a processi di corrosione dei ferri d'armatura, nonché valutando lo stato del calcestruzzo controllandone il degrado e/o eventuali processi di carbonatazione.

Nel caso di anomalie riscontrate a vista, il programma di monitoraggio prevede il controllo deformativo della paratia attraverso misure di spostamento del paramento murario e della ciabatta di fondazione a quota inferiore.

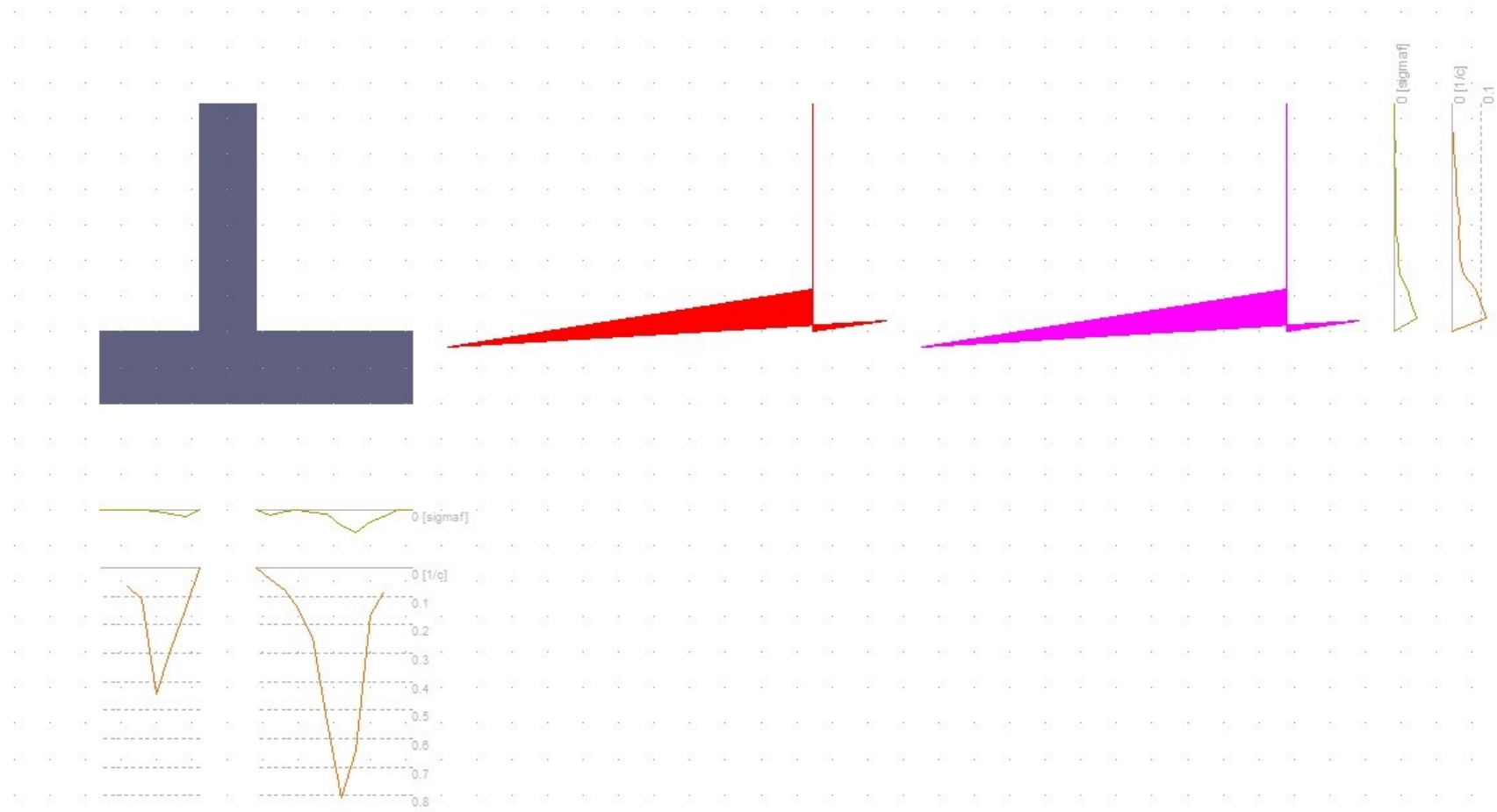
Qualora richiesto, la comparazione di tutti i dati forniti dagli strumenti permetterà di verificare nel tempo il livello delle azioni sulle opere realizzate, gli spostamenti e le deformazioni del paramento murario e della ciabatta di collegamento dei pali di fondazione.

Sulla base della elaborazione dei risultati del monitoraggio sarà possibile stabilire la necessità di integrare le opere realizzate con altri presidi a garanzia del corretto funzionamento delle stesse.

## Modello numerico di calcolo



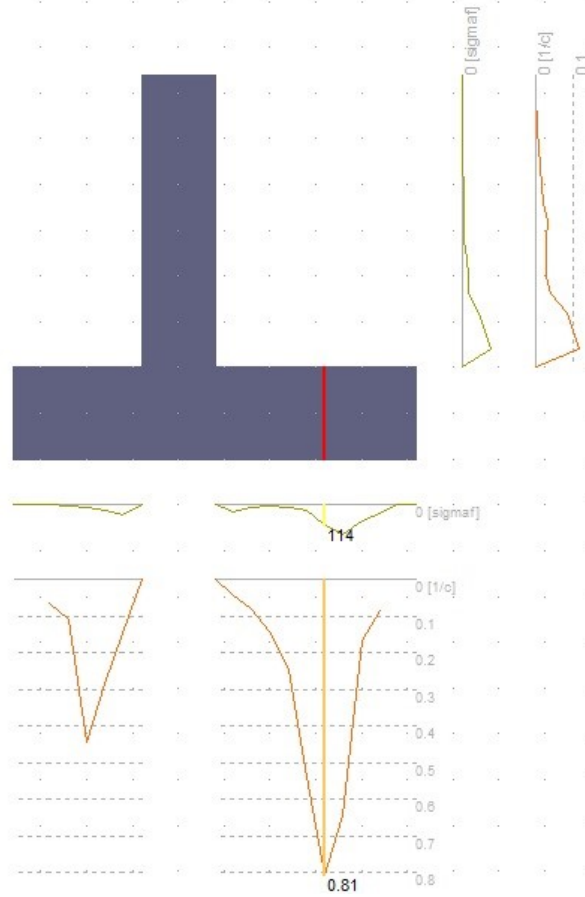
## Sollecitazioni compressive agenti sul paramento murario



## Ciabatta di fondazione

Tensione massima nell'acciaio 156 daN/cm<sup>2</sup>

Inverso del coefficiente di sicurezza del cls 0,81 - – coeff. Sic.  $\approx 1,23$





## Paramento verticale

Tensione massima nell'acciaio 145 daN/cm<sup>2</sup>

Inverso del coefficiente di sicurezza del cls 0,11 - - coeff. Sic.  $\approx 9$

