COMUNE DI MACERATA FELTRIA

Provincia di Pesaro e Urbino

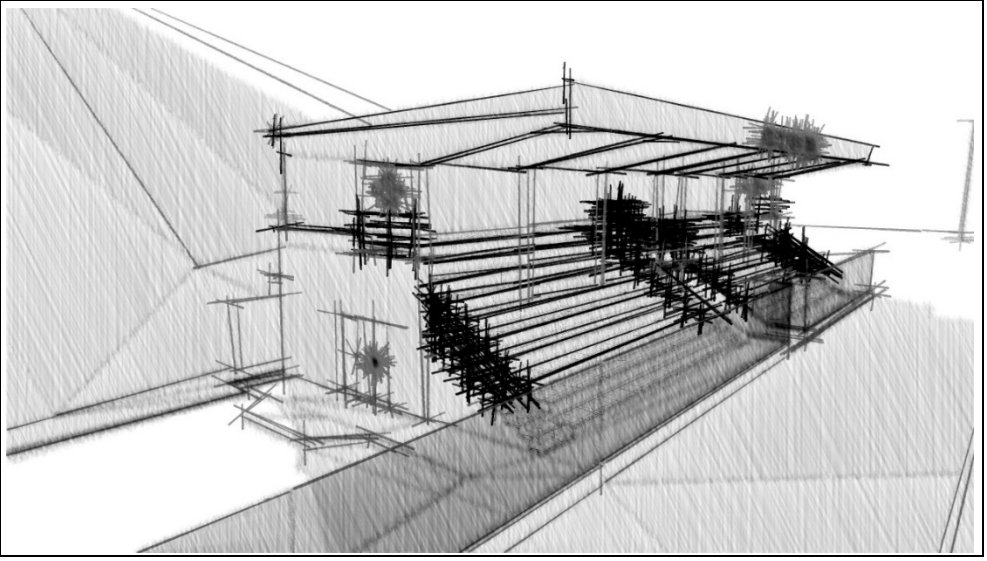
Via G. Antimi n.14 - C.A.P. 61023

Codice Fiscale e Partita I.V.A.00360620413

INTERVENTI DI RIQUALIFICAZIONE FUNZIONALE E MIGLIORAMENTO ENERGETICO IMPIANTI SPORTIVI IN LOC. PRATO - COMPLETAMENTO

PROGETTO ESECUTIVO

6.9c	**RELAZIONE GEOLOGICA GEOTECNICA**



Macerata Feltria, 24 aprile 2019

Il Progettista **arch. rossano rastelli** *Enarkè associati*	**Il R.U.P.**

PROGETTO

REALIZZAZIONE DI UN'OPERA DI SOSTEGNO A GRAVITA' INERENTE IL PROGETTO DI SISTEMAZIONE DELLA SCARPATA PRESENTE NELLA PORZIONE RETROSTANTE LA TRIBUNA DELLO STADIO

UBICAZIONE

REGIONE: Marche

COMUNE: Macerata Feltia

LOCALITÀ: Stadio Comunale ***DATA: aprile 2019***

DOTT. GIANNI AMANTINI
GEOLOGO
mente et malleo

REPORT GEOLOGICO

REPORT GEOTECNICO

- CONSULENZE PER OPERE EDILIZIE
- STUDI DI MICROZONAZIONE SISMICA
- INDAGINI GEOFISICHE E GEOTECNICHE
- ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE 1D e 2D
- RICERCHE IDRICHE CON SISMICA A RIFLESSIONE E PROGETTAZIONE POZZI PER ACQUA IN ROCCIA

GEOTERRE Studio

Via Guido Monaco n.6 - 52032 Badia Tedalda (AR) -- Viale Osimo n.363 - 52037 Sansepolcro (AR) -- Via Cà Rosello n.32 - 47863 Novafeltria (RN)

Tel: 3358049377 mail: geoterre.1@libero.it PEC: geoterre.studio@epap.sicurezzapostale.it

SOMMARIO

0. PREMESSA 2
1. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E UBICAZIONE DELL'AREA DI PROGETTO 2
3. QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO 4
3. ESTENSIONE E DEFINIZIONE DELL'INDAGINE 4
4. QUADRO CONOSCITIVO DI RIFERIMENTO 4
4.1. Analisi Cartografia del Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico 4
4.2. Analisi della Cartografia Geologica Regionale 5
4.3. Analisi della Cartografia Geomorfologica Regionale 5
5. VINCOLI 6
6. INQUADRAMENTO GEOLOGICO A SCALA REGIONALE 7
7. INQUADRAMENTO GEOLOGICO DELL'INTORNO SIGNIFICATIVO 7
8. CARATTERISTICHE GEOLOGICHE DELL'AREA DI PROGETTO 8
9. ANALISI GEOMORFOLOGICA 9
9.1. Forme e Processi Geomorfologici dell'Area d'Intervento 9
10. ANALISI IDROGEOLOGICA DELL'AREA D'INTERVENTO 9
10.1 Rilevamento della Falda 9
11. ANALISI IDROLOGICO-IDRAULICA DELL'AREA D'INTERVENTO 9
11.1. Processi dovuti alle acque correnti superficiali 9
12. TIPOLOGIA DELLE INDAGINI SVOLTE E MODALITA' DI ESECUZIONE 10
12.1 Prove Penetrometriche Dinamiche tipo DPSH 10
12.2 Indagini Geofisiche 11
12.2.1 Strumentazione utilizzata 11
12.2.2. Prospezioni Sismiche con Onde Superficiali -Tecnica MASW (con "Onde di Rayleigh") 11
12.3.3. Indagine Sismica con Tecnica a Rifrazione in onde P 13
13. MACROZONAZIONE SISMICA 18
13.1. Zonazione Sismogenetica e Disaggregazione del valore di ag(g) 18
13.2 Sismicità di Riferimento su Suolo Standard (rigido) 19
14. DEFINIZIONE PERIODI DI RITORNO DELL'AZIONE SISMICA 19
14.1 Definizione della Pericolosità Sismica di Base 19
15. AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA E TOPOGRAFICA (EFFETTI LOCALI) 20
15.1. Amplificazione Stratigrafica 20
15.1.1 Determinazione delle Categoria di Sottosuolo per l'Utilizzo dell'Approccio Semplificato 20
15.2. Amplificazione Topografica 21
15.2.1 Determinazione della Categoria Topografica per l'Utilizzo dell'Approccio Semplificato 21
16. DEFINIZIONE DEI PARAMETRI GEOMECCANICI 21
16.1 Parametrizzazione Geomeccanica degli Strati di Copertura 21
16.1.1 Premessa 21
16.1.2 Terre Sciolte colluviali e alluvionali 21
16.2 Parametrizzazione Geomeccanica Substrato Geologico Marino 23
16.2.1 Ammasso Roccioso Alterato e Fratturato 23
17. STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE 26
18. CONDIZIONI DI STABILITÀ DEL PENDIO 26
18.1. Verifiche di Sicurezza 26
18.2. Definizione degli Interventi di Stabilizzazione 26
19. MODELLO GEOLOGICO DI SINTESI PER LA PROGETTAZIONE 26
20. CARATTERISTICHE DELL'INTERVENTO E RIFERIMENTI AL MODELLO GEOLOGICO 27
21. MODELLAZIONE GEOTECNICA 27
22.1. Stratigrafia e Definizione dei Parametri Geotecnici 27
21.1.1. Schema Stratigrafico di Sintesi 27
21.2 Parametri di Resistenza e Compressibilità - Valori caratteristici (Vk) 27
21.3. Costante di Sottofondo (Kw di Winkler) 28
21.4 Modello Geotecnico di Sintesi per la Progettazione 29
21. FONDAZIONI 29
21.1. Fondazioni Superficiali 29
21.1.1 Soluzione Fondale e Quota d'Imposta 29
21.1.2 Norme di Esecuzione 30
21.1.3 Verifiche agli Stati Limite GEO e STR 30
22. OPERAZIONI DI SCAVO E DI RIPORTO 30
22.1 Stabilità dei Fronti di Scavo e Spinta delle Terre 30
22.2. Definizione degli Interventi di Stabilizzazione 31
22.3. Sistemazione delle Terre di Risulta 31
23. REGIMAZIONE E SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE 32

N.B.: Tutti i diritti di riproduzione e di memorizzazione elettronica sono riservati. Nessuna parte di questa relazione può essere riprodotta in alcuna forma, comprese le copie fotostatiche, né memorizzata tramite alcun mezzo, senza il permesso scritto dell'Autore.

04 aprile 2019

IL GEOLOGO
Dott. Gianni AMANTINI
Iscritto al n.754
dell'Ordine della Regione Toscana

0. PREMESSA

Nell'anno 2019 lo *Studio GEOTERRE* ha eseguito uno studio geologico e geotecnico particolareggiato a supporto della seguente progettazione esecutiva:

◊ *REALIZZAZIONE DI UN'OPERA DI SOSTEGNO A GRAVITA' INERENTE IL PROGETTO DI SISTEMAZIONE DELLA SCARPATA PRESENTE NELLA PORZIONE RETROSTANTE LA TRIBUNA DELLO STADIO COMUNALE DI MACERATA FELTRIA.*

La finalità della perizia è stata fondamentalmente quella di definire il grado di fattibilità di quanto in progetto, ovviamente in relazione alle caratteristiche litostratigrafiche, geomorfologiche, idrogeologiche, idrologiche e sismiche del sito, e di determinare i parametri caratteristici di resistenza al taglio e compressibilità dei terreni interessati dalle verifiche agli Stati Limite di tipo geotecnico.

◊ **Committente** è il *Comune di Macerata Feltria (PU)*

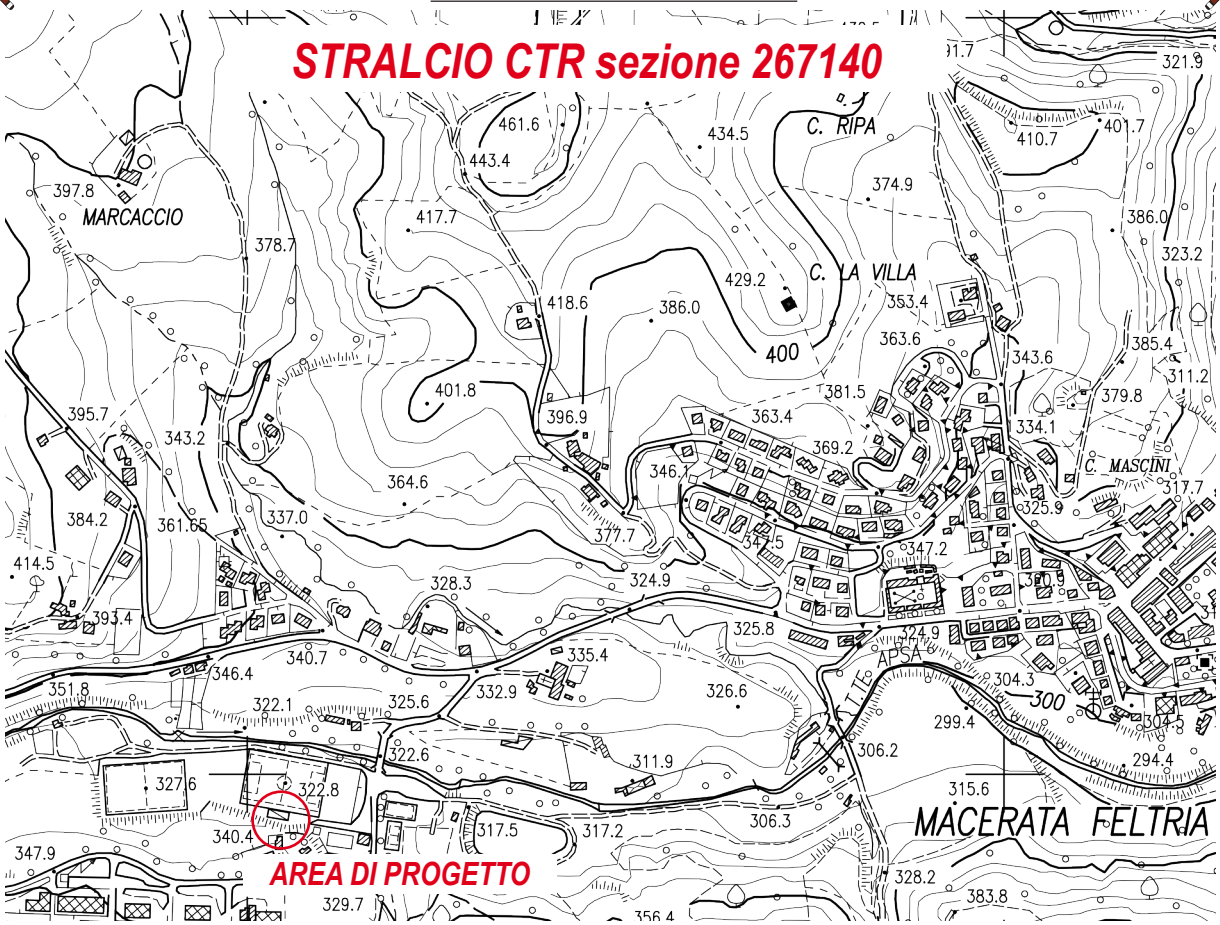
◊ **Progettista** è i il *dott. arch. Rossano RASTELLI.*

Le planimetrie e le sezioni dello stato dei luoghi, allegate alla presente, sono state redatte e messe a disposizione dal Progettista; pertanto lo scrivente declina ogni eventuale responsabilità per quanto riguarda la precisione e la conformità delle stesse.
La gestione del cantiere sarà totalmente a carico del Direttore dei Lavori e della Committenza, i quali dovranno conseguentemente dare garanzie sulla corretta esecuzione del progetto e sulla rigorosa osservanza delle indicazioni contenute nella presente relazione.
Le verifiche agli Stati Limite dell'opera di sostegno saranno eseguite dallo Strutturista.

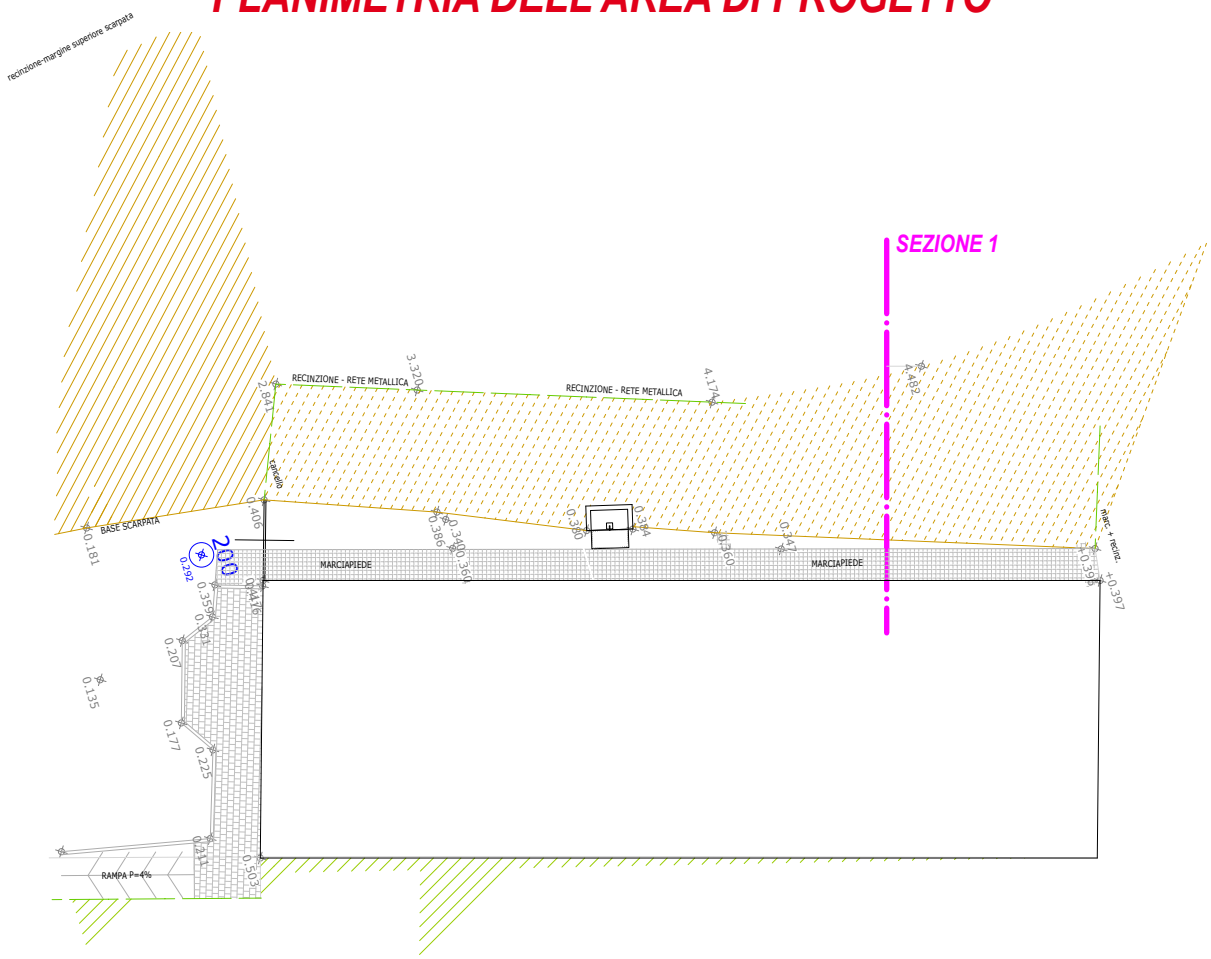
1. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E UBICAZIONE DELL'AREA DI PROGETTO

L'area di progetto è ubicata ad ovest del capoluogo di *Macerata Feltria (PU)*, quindi nella Regione Marche, presso lo stadio comunale.
Nella nuova carta topografica d'Italia alla scala 1:25000, l'area è ben individuabile all'interno del Foglio 267, mentre nella Cartografia Tecnica Regionale alla scala di 1:10000 nell'elemento n°267140.
Le coordinate geografiche dell'area di progetto sono le seguenti:

	E (Longitudine)	N (Latitudine)
Geografiche WGS84 GD	12.427298°	43.800414°
Geografiche UTM32-ED50	12.428255°	43.801361°



PLANIMETRIA DELL'AREA DI PROGETTO



3. QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO

Lo studio geologico-tecnico e le relative indagini sono state effettuate in conformità alle seguenti disposizioni legislative:

- ***Decreto Ministeriale 17.01.2018*** – Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni
- ***Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici*** - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14 Gennaio 2008. Circolare 02 Febbraio 2009
- ***Eurocodice 8 (1998):*** Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)
- ***Eurocodice 7.1 (1997)*** - Progett. geotecnica – Parte I: Regole Generali. - UNI
- ***Eurocodice 7.2 (2002)*** - Progett. geotecnica – Parte II: Progettazione assistita con prove di laboratorio. - UNI
- ***Eurocodice 7.3 (2002)*** - Progett. geotecnica – Parte II: Progettazione assistita con prove in sito. - UNI
- ***ASTM D5777-95 -*** Standard Guide for Using the Seismic Refraction Method for Subsurface Investigation
- ***A.G.I. (1977) -*** Raccomandazioni sulla Programmazione ed Esecuzione delle Indagini Geotecniche
- ***A.G.I. (1985)*** - Aspetti Geotecnici della Progettazione in Zona Sismica
- ***Dipartimento della Protezione Civile e Conferenza delle Regioni*** – Indirizzi e Criteri Generali per la Microzonazione Sismica
- ***Regolamenti in materia di Vincolo Idrogeologico*** (R.D. 3267/1923; R.D. 1126/1926; DGLS 3/4/2006 n.152)
- ***Ordinanze:*** Autorità di Bacino nazionale, Regionale o Interregionale
- ***PTCP*** - Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale
- ***PS e RU*** - Piano Strutturale e Regolamento Urbanistico comunale

3. ESTENSIONE E DEFINIZIONE DELL'INDAGINE

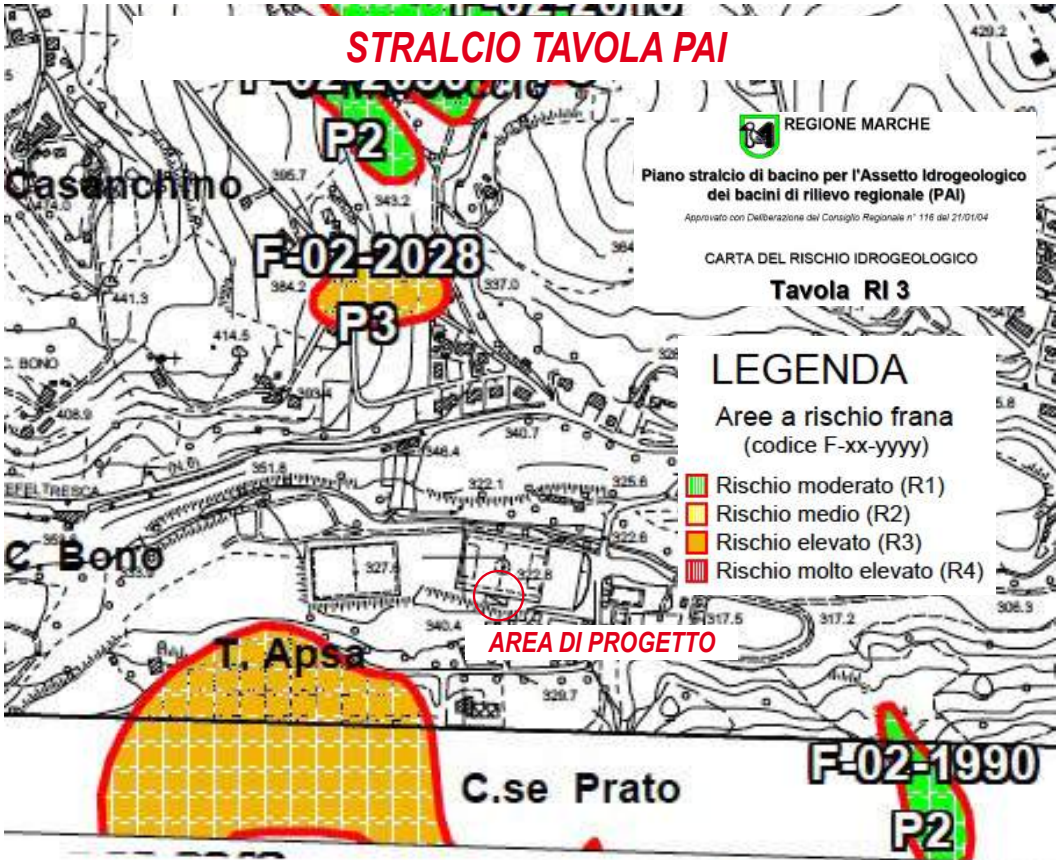
Il progetto prevede la costruzione di un'opera di sostegno a gravità del tipo a gabbioni.
Lo studio dell'area d'intervento è stato quindi portato a termine attraverso accurati rilevamenti geologici e geomorfologici di campagna integrati da una serie di dati acquisiti mediante indagini geologiche (indagini geofisiche e penetrometrie) in grado di consentire una affidabile definizione dei modelli geologico, geotecnico e sismostratigrafico.

4. QUADRO CONOSCITIVO DI RIFERIMENTO

4.1. Analisi Cartografia del Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico

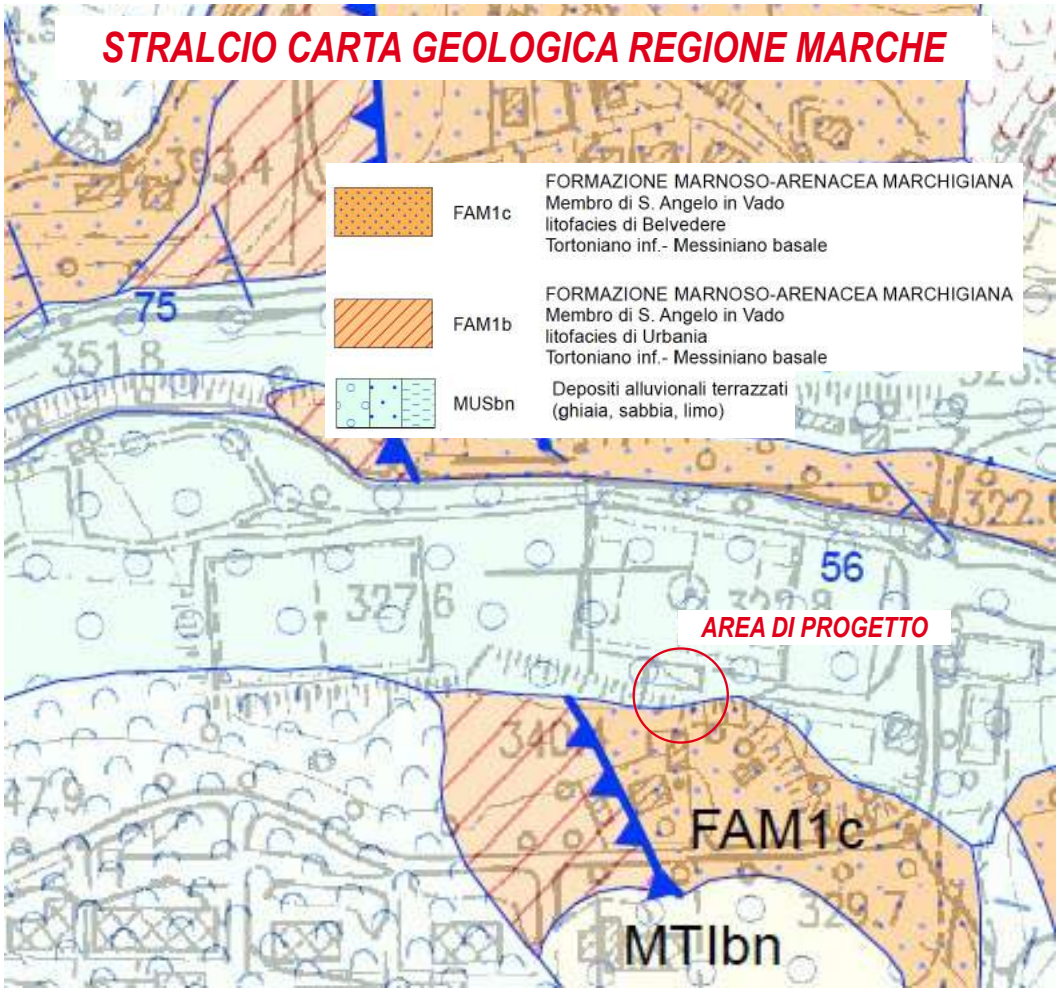
Dal consulto della cartografia del P.A.I., tavola RI3 del Comune di Macerata Feltria, NON risultano elementi di criticità geomorfologica.

L'intervento in progetto risulta pertanto conforme alla norma.



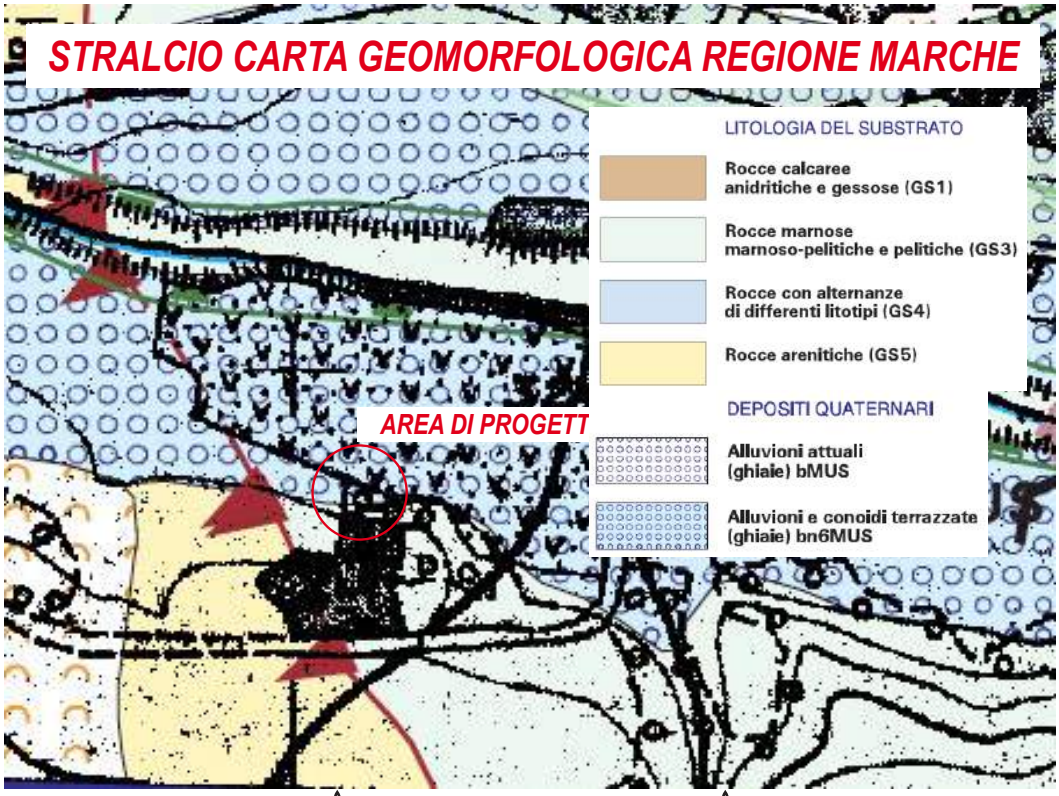
4.2. Analisi della Cartografia Geologica Regionale

La Carta Geologica Regionale indica, nell'area d'intervento, la presenza del Membro di S. Angelo in Vado della Formazione Marnoso Arenacea Marchigiana (FAM1c).
Alla base del versante risultano inoltre essere presenti i depositi alluvionali terrazzati (MUSbn).



4.3. Analisi della Cartografia Geomorfologica Regionale

La Carta Geomorfologica Regionale indica, nell'area d'intervento, la presenza di Rocce marnoso-pelitiche (GS3 e alluvioni e conoidi terrazzate (bn6MUS).



5. VINCOLI

Per lo screening definitivo dei vincoli sovraordinati si rimanda all'analisi che sarà effettuata del Progettista.

Dal portale cartografico del Comune di Macerata Feltria, del quale si riporta lo stralcio seguente, l'area di progetto non sembra essere assoggettata a vincoli.

RELAZIONE GEOLOGICA

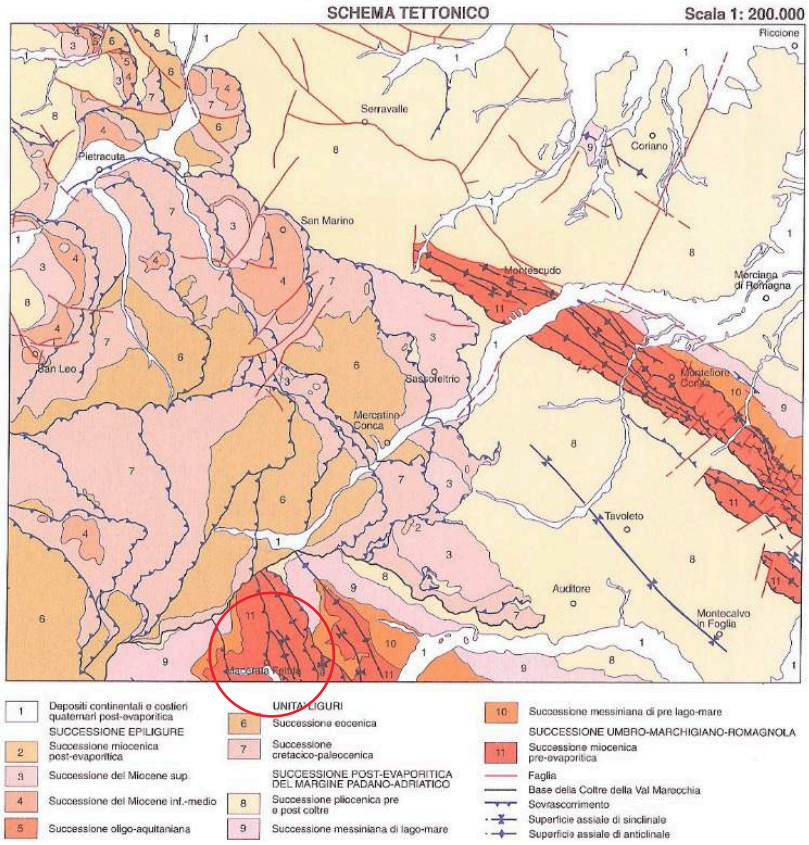
6. INQUADRAMENTO GEOLOGICO A SCALA REGIONALE

Gran parte dell'Appennino Settentrionale, quindi anche il territorio amministrativo del comune di Macerata Feltria, è un segmento orogenico appartenente al complesso sistema degli orogeni mesozoici–terziari dell'area perimediterranea, che rappresentano il ramo occidentale del più ampio sistema alpino-himalaiano.

Esso è formato da una pila di unità tettoniche (Vd. figura a lato) embricate con senso di trasporto da Ovest verso Est.

Le unità tettoniche sopraindicate, sono composte da terreni riferibili a due principali domini: quello del bacino oceanico ligure-piemontese (ubicato a Ovest) e quello del margine continentale tosco-umbro-marchigiano (ubicato a Est).

Come noto i sedimenti deposti nel Bacino Ligure Piemontese sono successivamente sovrascorsi su quelli dell'unità tosco-umbro-marchigiana.



In una fase successiva, quando a seguito dell'embriciatura delle unità si formarono numerosi bacini di sedimentazione secondari (bacini di piggy-back) ebbe inizio, in discordanza, la deposizione dei sedimenti del Dominio Epiligure.

Più tardi, mentre il fronte compressivo verge sempre più verso il margine adriatico, quindi a cominciare dall'area tirrenica e spostandosi progressivamente nel tempo verso E, si realizzano una serie di ulteriori bacini ad andamento NW-SE e NS.

Si tratta di bacini sedimentari strettamente connessi con le fasi tettoniche prevalentemente distensive.

E' in questo periodo, in particolare nel Quaternario, che volgono al termine i complessi processi tettonico-strutturali che hanno determinato l'assetto geologico dell'area studiata.

La geologia della zona in oggetto è quindi caratterizzata dalla presenza di estesi lembi di unità Liguri ed Epiliguri sovrastanti tettonicamente le unità Toscane e Umbro-Marchigiano-Romagnole.

Sopra queste unità tettoniche, in particolare nelle zone caratterizzate da bassi strutturali, vi è stata una frequente deposizione di sedimenti fluvio-lacustri e alluvio-colluviali quaternari (fig.2).

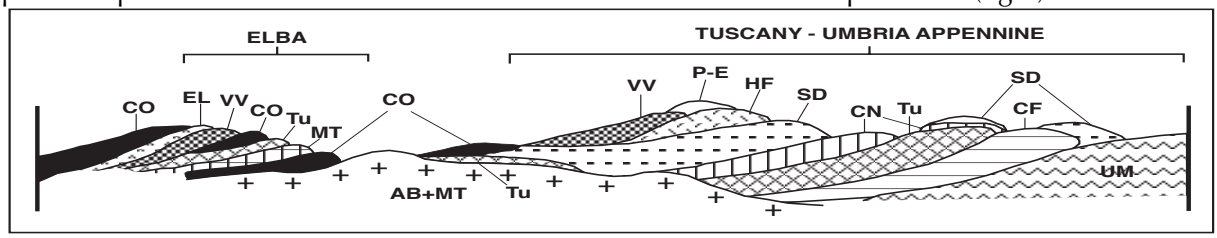


Fig. 2 - TRANSETTO STRUTTURALE E-W DELL'APPENNINO SETTENTRIONALE.

P-E – Epiliguri Paleocenico-Eoceniche; **CO** – Calcascisti con ofioliti; **EL** – Gruppo dei Flysch Cretacei e Paleocenico-Eocenici dell'Elba; **VV** – Unità Ofiolitica Vara; **HF** – Unità dei Flysch ad Elmintoidi Cretacei (Unità Monteverdi Marittimo); **SD**– Unità dei Flysch ad Elmintoidi Eocenici (Unità Morello); **CN** – Unità Canetolo; **TU** – Falda Toscana; **CF** – Unità Cervarola Falterona; **UM** – Gruppo delle Unità Umbro –Marchigiane; **MT** – Unità Metamorfica Toscana; **AB** – Basamento cristallino varisico.

7. INQUADRAMENTO GEOLOGICO DELL'INTORNO SIGNIFICATIVO

A seguito del rilevamento geologico di dettaglio (svolto facendo riferimento alla legenda della cartografia Geologica della Regione Marche) e delle verifiche attinenti al quadro conoscitivo di riferimento, si è appurato che in questa ristretta porzione dell'Alta Valle del Foglia, vale a dire l'area oggetto del presente studio, sono presenti, in via esclusiva, i Flysch dell'unità Tettonica Marchigiana.

Si è rilevato che il substrato marino Pre-Quaternario è frequentemente ricoperto dai sedimenti sciolti riconducibili ai Depositi Olocenici di Versante.
Sono inoltre presenti corpi di frana di varia genesi, attività ed estensione.
In sintesi, schematizzando quanto sopraindicato, vengono di seguito elencati sia i terreni riferibili alle coperture sia le formazioni del substrato roccioso marino presenti nell'hinterland dell'area d'intervento, come riportato nella seguente *Carta Geologica di Progetto*:

UNITÀ DELLE TERRE DI COPERTURA

- ***CORPI DI FRANA (Sistema del Musone)***

- Depositi di frana con indizi di evoluzione (MUSa1)
Frane di diverse tipologie con evidenze di movimenti in atto o recenti. Depositi eterogenei più o meno caotici la cui composizione varia con il substrato interessato. Le dimensioni variano dai blocchi a clasti di piccole dimensioni, con matrice variabile

- ***DEPOSITI PLIO-QUATERNARI (Sistema del Musone)***

- Depositi eluvio-colluviali (MUSb2)
Depositi eterometrici, spesso siltoso-sabbiosi, generalmente privi di strutture sedimentarie e non cementati.

UNITÀ DEL SUBSTRATO GEOLOGICO MARINO

- ***DOMINIO UMBRO-MARCHIGIANO***

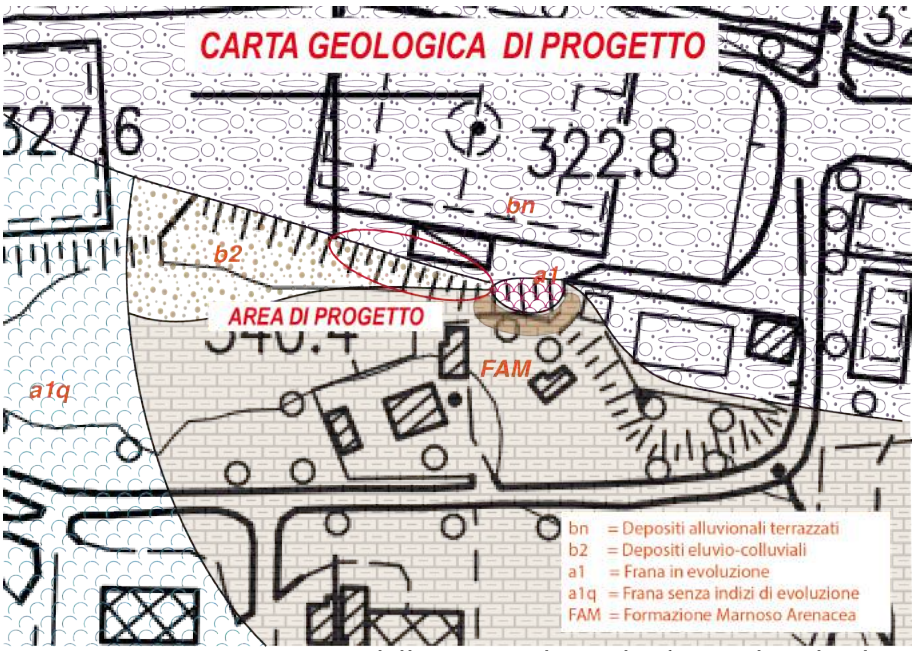
- Formazione della Marnoso Arenacea (FAM)

Membro di S.Angelo in Vado FAM1
Alternanze di arenarie massive in banchi e in strati medio-spessi e peliti costituite da siltiti torbiditiche ed emipelagiti argilloso-marnose. Le arenarie non hanno strutture sedimentarie o, al limite, sono leggermente gradate. Solo le porzioni sommitali di alcuni strati sono caratterizzate da intensa laminazione piano-parallela e incrociata.

Litofacies di Belvedere FAM1c
Peliti prevalenti rappresentate da argille e da siltiti torbiditiche sottilmente stratificate. Le arenarie sono estremamente subordinate e in strati sottili , a geometria sia tabulare sia lenticolare. Questa litofacies include olistoliti e olistostromi di probabile provenienza ligure e generalmente caratterizza la porzione sommitale del membro, indicando il passaggio al Gruppo Gessoso-solfifera. Spessore variabile da 0 a 100 metri.

8. CARATTERISTICHE GEOLOGICHE DELL'AREA DI PROGETTO

Alla luce delle considerazioni sopraindicate, cercando di mettere dettagliatamente in evidenza la geologia stratigrafica e strutturale che caratterizza l'intorno significativo dell'area d'intervento, si evidenzia quanto segue:



◊ Come si evince dalla carta geologica di Progetto, l'area oggetto del presente studio è ubicata all'interno di una vasta zona caratterizzata dalla presenza delle formazioni geologiche attribuibili al Dominio Umbro-Marchigiano, nel dettaglio appartenenti all'Unità Tettonica di S. Angelo in Vado;

◊ Il *Substrato Geologico* dell'area di progetto è effettivamente formato dalla *Formazione Marnoso Arenacea* (FAM), in quest'area rappresentata dalla sopraindicata litofacies di Belvedere (FAM1c).

◊ Nell'area di progetto il substrato geologico è affiorante a monte della scarpata presente a SE della tribuna coperta dello stadio, quindi esternamente all'intorno geologico significativo dell'opera di sostegno; in questo settore è inoltre presente, per l'appunto in posizione sottostante la roccia affiorante, un piccolo corpo di frana valutabile attivo/quiescente.

◊ Nell'intorno geotecnico significativo della scarpata oggetto dell'intervento di sostegno sono presenti, come evidenziato dalle indagini geologiche, variabili quantità di terreni di copertura colluviale (b2) e sedimenti alluvionali terrazzati (bn). *Nel modello geologico-tecnico si considerano, adottando una procedura cautelativa, due livelli distinti, il primo a comportamento coesivo (livello C1) e il secondo puramente granulare (livello C2)*.

9. ANALISI GEOMORFOLOGICA

L'area di progetto insiste lungo il piede di un ampio versante presente in destra idrografica del Torrente Apsa, in area notevolmente interessata dalle trasformazioni antropiche.

9.1. Forme e Processi Geomorfologici dell'Area d'Intervento

L'area si mostra da moderatamente a molto acclive a tergo dell'opera di sostegno, pianeggiante in posizione antistante.

Dal rilievo plano-altimetrico redatto dal Progettista sono stati stilati i profili morfologici di progetto che consentono di formulare le seguenti valutazioni di sintesi:

◊ *Inclinazione massima scarpata I=45°; Pendenza: P<100%;*

◊ *Altitudine dell'area di progetto = 323 m s.l.m.*

A parte la piccola frana sopraindicata, peraltro ricadente esternamente all'area di progetto, non sono attualmente presenti forme riconducibili a processi geomorfologici in atto e/o ricorrenti a ciclo breve.

In conclusione non si rilevano particolari criticità geo-morfologiche in grado di pregiudicare e/o condizionare la fattibilità di quanto in progetto.

10. ANALISI IDROGEOLOGICA DELL'AREA D'INTERVENTO

Le formazioni affioranti nell'area esaminata sono raggruppabili in vari complessi idrogeologici, a cui si possono associare diverse classi di permeabilità.

Per quanto riguarda i rilievi collinari presenti nell'hinterland di Macerata Feltria, dove il substrato è composto dal Flysch della Formazione Marnoso Arenacea, troviamo alcune sorgenti ma per lo più di bassa portata (inferiore a 10 l/s) e, di solito, con notevoli variazioni stagionali.

Molte di queste sorgenti hanno in realtà il loro serbatoio nelle coperture di versante (detriti di pareti di faglia, corpi di frana, ecc.) o sono legate ad una permeabilità di tipo secondario.

Nel caso in esame, verificata la presenza di una sottile copertura colluviale sovrastante un'alternanza ritmica di stratificazioni arenacee, siltiti e marne, lo schema di circolazione idrica sotterranea è principalmente subordinato alla presenza di fratture, diaclasi e/o leptoclasi, in grado di conferire una buona permeabilità secondaria al substrato geologico originariamente poco permeabile.

Nel contesto geologico generale e sulla base delle osservazioni sopra esposte è quindi ragionevole ipotizzare la presenza di "acquiferi profondi per fratturazione" certamente caratterizzati da anisotropia ed eterogeneità e da circolazioni idriche articolate e complesse.

È inoltre possibile che sia presente una circolazione idrica per porosità internamente al deposito alluvionale.

10.1 Rilevamento della Falda

Durante l'esecuzione della DPSH n.1 non è stata rilevata circolazione idrica ipodermica.

L'inserimento del freatimetro nel foro penetrometrico, operazione eseguita a 15 minuti dal termine della prova, NON ha evidenziato la presenza di acqua nel sottosuolo.

Data	Ora	Livello dal p.c.
26 aprile 2018	10.30	assente

11. ANALISI IDROLOGICO-IDRAULICA DELL'AREA D'INTERVENTO

Considerando che nelle adiacenze dell'area d'intervento non sono presenti fossi, fossati e impluvi e che la stesa è collocata in posizione di alto morfologico, non si evidenziano problematiche inerenti il "rischio idraulico" e l'esondabilità del sito.

11.1. Processi dovuti alle acque correnti superficiali

Allo stato attuale non sono stati rilevati processi legati all'azione del dilavamento idrico superficiale; risultano pertanto assenti significativi fenomeni erosivi e/o di sedimentazione in grado di interagire con l'intorno significativo dell'area di progetto.

12. TIPOLOGIA DELLE INDAGINI SVOLTE E MODALITA' DI ESECUZIONE

Per la definizione dei modelli geologico, geotecnico e sismostratigrafico è stata eseguita una mirata campagna geognostica (Vd. tavola delle indagini allegata).

◊ N.1 Prova Penetrometrica Dinamica di tipo Superpesante (DPSH);

◊ N.1 Prospezione Sismica con onde di superficie (MASW n.1)

◊ N.2 Prospezioni Sismiche a Rifrazione con onde di compressione (SR n.1 e SR n.2)

12.1 Prove Penetrometriche Dinamiche tipo DPSH

Nell'unico punto raggiungibile con il penetrometro, pertanto alla base della scarpata, è stata eseguita *n°1 Prova Penetrometrica Dinamica Superpesante (secondo la classificazione ISSMFE)*, con la consapevolezza che la parametrizzazione desunta dalle prove penetrometriche dinamiche può essere effettuata, con buona attendibilità, solo per quanto riguarda i valori dell'angolo di resistenza al taglio e di densità relativa dei terreni francamente granulari, situazioni per le quali sono numerose le correlazioni con la prova SPT.

Si precisa che:

1- *l'impossibilità di ancorare il penetrometro non ha permesso l'esecuzione di prove statiche;*

2- *l'inaccessibilità del luogo non ha permesso l'esecuzione di prove a monte della scarpata.*

Nella definizione del modello geotecnico si valuterà attentamente che il profilo di resistenza fornito dalla penetrometria dinamica tende talora ad esaltare la resistenza dei livelli più consistenti e ad abbassare, fino all'annullamento, quella dei livelli più sciolti o molli, in altre parole la prova dinamica tende a sottostimare la resistenza al taglio ed ha sovrastimare la compressibilità dei terreni poco consistenti.

Per la prova si è utilizzato un ***Penetrometro Pagani TG 63-200 (DPSH tipo Emilia)***.

CARATTERISTICHE TECNICHE	
Peso massa battente	***M = 63,50 Kg***
Altezza caduta libera	***H = 0,75 cm***
Peso sistema battuta	***Ms = 30,00 Kg***
Diametro punta conica	***D = 50,50 mm***
Area base punta conica	***A = 20,00 cm2***
Angolo di apertura punta	***α = 90°***
Lunghezza delle aste	***La = 1,00 m***
Peso aste per metro	***Ma = 8,00 Kg***
Prof. Giunzione 1a asta	***P1 = 0,80 m***
Avanzamento punta	***δ = 0,20 m***
Numero colpi punta	***N = N(20) avanzamento di 20 cm***
Energia specifica x colpo	***Q = (MH)/A δ) = 11,91 Kg/cm2***
Coefficiente teorico di energia	***β t = Q/Qspt ≈ 1,50***
VALUTAZIONE RESISTENZA DINAMICA ALLA PUNTA Rpd *(FORMULA OLANDESE)* **Rpd = M^2 H / [A e (M+P)] = M^2 H N / [A δ (M+P)]**	

Le letture sono state eseguite ogni 20 cm d'infissione e sono state in seguito elaborate e diagrammate in modo da ottenere un profilo penetrometrico continuo.

La prova è stata interrotta in corrispondenza di un livello che ha determinato il rifiuto alla penetrazione (in allegato sono riportati tutti i grafici con le relative stratigrafie).

I dati penetrometrici DPSH sono stati in seguito diagrammati (Vd. grafici allegati) e discretizzati in livelli con valori di N20 uniformi e per ciascuno di tali livelli sono stati definiti sia i valori medi di N20 sia i valori di N30 (SPT) equivalenti.

12.2 Indagini Geofisiche

Allo scopo di verificare la presenza ed eventualmente lo spessore dei terreni sciolti nell'area a tergo dell'opera di contenimento in progetto fossero presenti terreni sciolti di copertura ed eventualmente lo spessore sono state complessivamente eseguite le seguenti indagini:

◊ **n° 1 *Multichannel Analysis of Surface Waves (metodo MASW con onde di Rayleigh);***

◊ **n° 2 *Prospezioni Sismiche con tecnica a Rifrazione in Onde P***

Le prospezioni sismiche hanno inoltre fornito dati utili per la caratterizzazione geomeccanica del sedimento e per la ricostruzione litostratigrafica e sismostratigrafica bidimensionale.

12.2.1 Strumentazione utilizzata

Le *Prospezioni Sismiche in Array* sono state eseguite con un ***Sismografo DoReMi*** *della Sara electronic instruments*, provvisto delle seguenti caratteristiche tecniche:

Architettura:
- Classe strumentale: sismografo multicanale per geofisica
- Topologia: rete differenziale RS485 half-duplex multipoint
- Lunghezza massima della rete: 1200 metri senza ripetitori (virtualmente illimitata con ripetitori)
- Numero massimo di canali per tratta: 255

Dinamica del sistema
- Risoluzione con guadagno 10x: 7.600 μ V
- Risoluzione con guadagno 1000x: 0.076 μ V
- Dinamica di base: 96dB (16 bit)
- Dinamica massima del preamplificatore: 80dB

Campionamento
- Memoria: 64 kByte (>30000 campioni)
- Frequenze in Hz: 200, 300, 400, 500, 800, 1000, 2000, 3000, 4000, 8000,10000,20000
- pari ad intervalli in ms di: 5, 3.33, 2.5, 2, 1,25, 1, 0.5, 0.33, 0.25, 0.125, 0.1, 0.05

Convertitore A/D
- Tipologia: SAR
- Risoluzione: 16 bit
- Dinamica: 96 dB

Preamplificatore
- Tipologia: ultra-low noise con ingresso differenziale
- Filtri: 3Hz p. alto 1 polo, 200Hz p. basso 4 poli
- Guadagni: da 10x a 8000x
- Reiezione di modo comune: >80dB
- Impedenza d'ingresso: >100k Ω

12.2.2. Prospezioni Sismiche con Onde Superficiali -Tecnica MASW (con "Onde di Rayleigh")

L'utilizzo dei metodi di prospezione sismica che sfruttano le onde superficiali è cresciuto notevolmente negli ultimi anni, data la necessità di identificare le caratteristiche dei terreni in condizioni dinamiche insieme al profilo verticale della velocità delle onde di taglio VS facendo ricorso a tecniche poco costose e non invasive.
Anche le recenti NTC, riprendendo l'Eurocodice 8, prescrivono la classificazione sismica del sottosuolo in base al parametro VS30 per la progettazione in zona sismica.
Nel presente lavoro è stato eseguito il metodo di prospezione sismica MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves), una metodologia che consente di ottenere un modello verticale delle VS, a partire dalle modalità di propagazione delle onde di superficie, in particolare le onde di Rayleigh.
I metodi di prospezione sismica che utilizzano le onde di superficie sono distinti fra loro in base al tipo di sorgente con la quale viene prodotta la perturbazione sismica da osservare.
A tale proposito si parla di:

◊ *metodi attivi (MASW)*, nei quali il terreno è energizzato con una sorgente artificiale appositamente creata per registrarne la perturbazione.

◊ *metodi passivi (MAM o ESAC e ReMi)* i quali, al contrario, non usano alcuna sorgente di energizzazione ma registrano un segnale di maggiore durata, in sostanza i microtremori generati dall'ambiente e in superficie.

L'indagine MASW viene presentata nel 1999 in seguito agli studi effettuati dal Kansas Geological Survey *(Park et al., 1999)*, il ReMi e conseguentemente anche il MAM è un metodo di prospezione sismica sviluppato presso l'Università di Reno in Nevada *(Louie, 2001)*, ed è classificato come metodo passivo in quanto utilizza il rumore ambientale.
La fase di acquisizione deve essere effettuata con una serie di accorgimenti e precauzioni tali da consentire una registrazione di dati contenenti la miglior informazione possibile riguardo alla propagazione delle onde di Rayleigh con buon rapporto segnale rumore.
Per quanto riguarda la scelta dei parametri di acquisizione è importante ricordare che gli stessi andranno a influenzare in modo significativo il risultato finale.

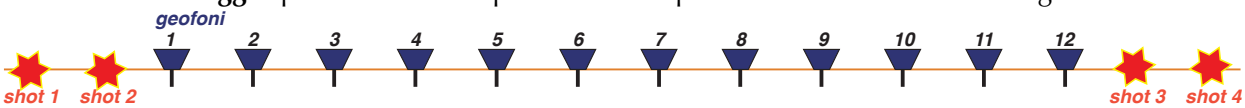
Al riguardo si può assumere, a grandi linee, che la massima profondità di indagine MASW per la quale calcolare il valore VS può essere paragonata alla metà della lunghezza d'onda lmax misurata dai ricevitori *(Park et al., 1999),* la quale è generalmente considerata circa pari alla lunghezza L dello stendimento.
È noto, infatti, che la propagazione delle onde, nel caso di mezzi stratificati e trasversalmente isotropi, avviene in maniera diversa rispetto al caso di mezzi omogenei; non esiste più un'unica velocità ma ogni frequenza è caratterizzata da una diversa velocità di propagazione a sua volta legata alle varie lunghezze d'onda.
Queste interessano il terreno a diverse profondità e sono influenzate dalle caratteristiche elastiche, appunto variabili con la profondità.
Questo comportamento viene definito *dispersione in frequenza* ed è fondamentale nello sviluppo dei metodi sismici che utilizzano le onde di superficie.
Ovviamente le lunghezze d'onda più grandi corrispondono alle frequenze più basse e vanno a interessare il terreno più in profondità; al contrario le lunghezze d'onda più piccole, poiché sono associate alle frequenze più alte, rimangono nelle immediate vicinanze della superficie.
I metodi di prospezione sismica che utilizzano le onde di superficie si basano su modelli fisico-matematici nei quali il sottosuolo viene schematizzato come una serie di strati sovrapposti con caratteristiche elastiche lineari.
In definitiva, a partire le proprietà dispersive delle onde di Rayleigh e quindi dalla curva di dispersione rilevata, si arriva al modello di stratificazione del terreno con i relativi parametri meccanici e sismici.
La procedura utilizzata può essere suddivisa in tre fasi:

- *Acquisizione:* registrazione e osservazione dei dati sismici "grezzi" contenenti le onde di Rayleigh per un intervallo sufficientemente ampio di frequenze;
- *Processing:* trattamento dei dati attraverso filtraggio e altre tecniche finalizzate all'estrazione delle caratteristiche di dispersione, in particolare espresse come velocità di fase in funzione della frequenza;
- *Inversione:* uso di un modello del terreno che permette di ricavare un profilo monodimensionale della velocità delle onde S e altri parametri in funzione della profondità.

Inversione: uso di un modello del terreno che permette di ricavare un profilo monodimensionale Tutto ciò è quindi possibile sfruttando le relazioni che legano le proprietà meccaniche alla dispersione frequenziale.
In conclusione le tecniche di processing utilizzate in questo studio prevedono il calcolo dello spettro e la successiva fase di selezione dei punti sullo spettro stesso (picking) che vanno a formare la curva di dispersione sperimentale.
Nella successiva fase di inversione si è proceduto alla stima dei parametri del modello rappresentativo che hanno condotto alla definizione del profilo verticale delle onde di taglio.

♦ *SISTEMA E PARAMETRI DI ACQUISIZIONE*

Le condizioni del sito hanno suggerito di posizionare due array sismico per indagine MASW costituito da **n.12 canali** con **distanza intergeofonica = 2.0 m** sviluppato con profilo pressoché orizzontale di **lunghezza = 22 m**.
Sono stati utilizzati **geofoni verticali** di tipo elettromagnetico a bobina mobile della ditta americana "*Geospace*", ad alto guadagno e con frequenza propria di 4.50 Hz.
Il segnale è stato generato energizzando sul piano verticale tramite **massa battente** (mazza da 8 kg); l'energia prodotta si è rilevata sufficiente allo scopo, vista anche la contenuta ampiezza del rumore sismico e la lunghezza ridotta dello stendimento.
Sono stati realizzati **n.2 shot** sia a **2.0 m** sia a **4.0 m** dal primo ricevitore per ogni lato dello stendimento (tiri reciproci).
La procedura dei tiri reciproci consente di verificare l'eventuale presenza di eventuali discontinuità laterali in ordine a una delle principali condizioni di base necessarie per validare il metodo masw, ovvero la presenza di livelli piano-paralleli.
Come sistema di **trigger** per fornire il tempo zero all'acquisitore è stato utilizzato un geofono start.



I parametri di campionamento adottati sono i seguenti: periodo = 333 m/s (frequenza=3000 Hz); tempo di registrazione 1.0 s, 1.5 s e 2.0 s.

♦ *INTERPRETAZIONE*

L'elaborazione dei segnali sismici è stata eseguita utilizzando sia il software ***"SeisImager/2DTM/SW"*** *(Surface Wave Analisi WizardTM)* della OYO/Geometrics.

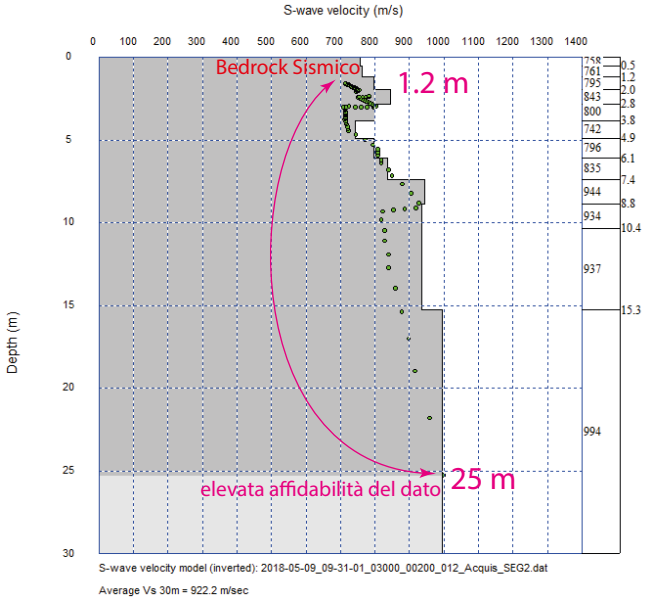
▪ *Analisi svolta con SeisImager/SW*

Come si evince dal grafico del profilo Vs/z, e in particolare dalla diversa tonalità di grigio, l'elaborazione MASW ha permesso di ottenere un dato di Vs molto attendibile fino ad una profondità di circa 25.0 m dal p.c..

Infatti, analizzando lo spettro di velocità, si deduce che l'indagine masw consente di elaborare un dato molto convergente fino a una frequenza minima di 10-12 Hz, oltre la quale la curva di dispersione diventa aleatoria e non consente di eseguire un picking sufficientemente corretto.

L'inversione numerica è stata eseguita, in questo caso, discretizzando il modello iniziale in un elevato numero di strati.

Questa procedura consente di evidenziare gli incrementi graduali di velocità, quindi i gradienti costanti i quali, in presenza di un numero di strati ridotto, sarebbero inevitabilmente soggetti a una regressione lineare eseguita dal software e restituiti con picchi certamente più marcati che potrebbero essere erroneamente interpretati come contrasti di impedenza sismica.



profilo Vs/z definito al p.c.

Le onde sismiche superficiali riconoscono la presenza di roccia litoide praticamente al livello del piano di campagna; le elevate velocità delle onde seconde (>800 m/s) consentono addirittura di riconoscere il *Bedrock sismico di riferimento*.

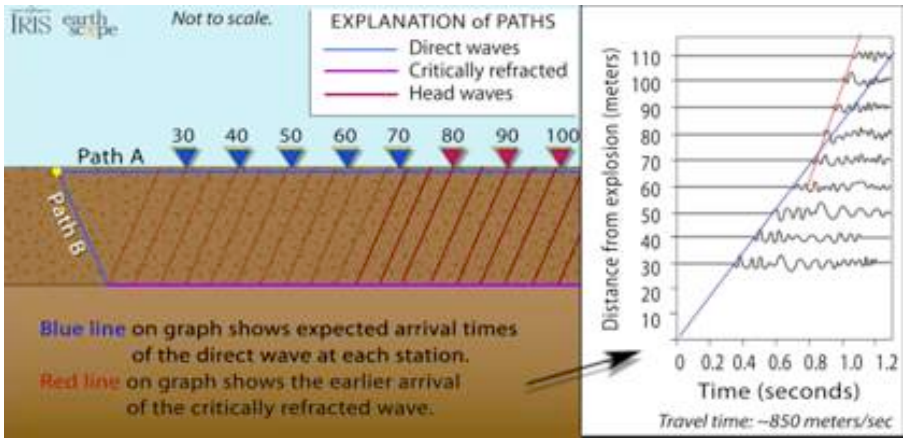
12.3.3. Indagine Sismica con Tecnica a Rifrazione in onde P

La metodologia della sismica a rifrazione consiste nel produrre delle onde sismiche nel terreno tramite un energizzazione (shot), che può essere generata tramite un grave che percuote il terreno (martello o peso), oppure tramite lo scoppio di una piccola carica esplosiva.

Tale metodologia studia il comportamento dell'onda rifratta la quale, viaggiando nell'interfaccia fra due mezzi a differente velocità, manda in superficie una serie di segnali (vibrazioni) che vengono registrati dagli accelerometri (geofoni).

Il compito del sismografo è quindi quello di misurare il tempo impiegato dalla perturbazione sismica indotta nel terreno a percorrere la distanza tra la sorgente e ciascun geofono, il quale è opportunamente spaziato lungo un profilo a formare la stesa sismica.

La velocità di propagazione dell'onda sismica dipende dalle caratteristiche elastiche del sottosuolo e dalla sua conformazione; la relazione tra velocità dell'onda e distanza sorgente-geofono (dromocrona) consente (applicando una serie di formule matematiche) di risalire agli spessori degli strati esistenti nel sottosuolo.

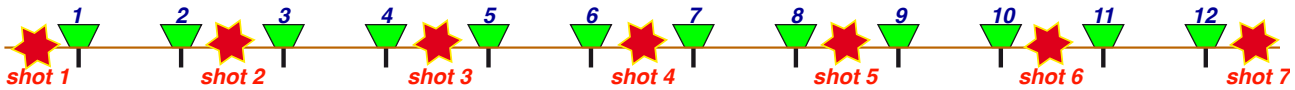


Le metodologie di interpretazioni dei dati vanno dalle più semplici, "metodo delle intercette" a quelle più elaborate, "*metodo del reciproco*" *(Hokins 1957)* e del "*reciproco generalizzato*" (G.R.M., Palmer 1980-1986), fino alle più moderne "tecniche tomografiche" che consentono di ottenere una dettagliata mappatura delle discontinuità.

Le basi su cui si fonda ogni tecnica sono differenti, così come è crescente la complessità dell'elaborazione, tant'è che i G.R.M. e soprattutto le tecniche tomografiche sarebbero improponibili senza l'ausilio di computer.
Il limite principale della sismica a rifrazione sta nel fatto che tale tecnica presuppone un incremento costante della velocità andando in profondità.
Se, ad esempio, abbiamo un modello in cui al disotto di uno strato continuo di argilla dura abbiamo della sabbia molle, e al disotto di questa roccia, il passaggio fra argilla e sabbia non produce rifrazione, ed il modello che andrò a ricostruirmi sarà un modello di terreno errato.
Per questo le indagini sismiche andranno sempre accoppiate, soprattutto in situazioni dove inversioni di velocità sono frequenti (ad esempio i depositi quaternari) ad indagini geotecniche dirette.
Tali inconvenienti sono stati parzialmente risolti dalle tecniche tomografiche, dove tramite il ray tracing è possibile stabilire il percorso del raggio sismico e individuare zone (sempre che siano limitate a una parte interna allo stendimento) dove è avvenuta un'inversione di velocità, caratterizzate da un'assenza di copertura dei medesimi.

♦ *SISTEMA E PARAMETRI DI ACQUISIZIONE*

L'impossibilità di eseguire prove in sito di tipo diretto in grado di investigare i terreni presenti a tergo dell'opera di contenimento, in altre parole sulla sommità della scarpata, ha suggerito di operare con la tecnica della sismica a rifrazione.
Al fine di ridurre al minimo le incertezze insite nella interpretazione litostratigrafica dei modelli sismostratigrafici, sono state eseguite due prospezioni, una sulla sommità della scarpata e una alla base, dove la presenza di roccia affiorante ha permesso di tarare opportunamente il modello finale.
Per tale ragione sono stati predisposti n°2 Array per sismica a rifrazione in onde P di **lunghezza** rispettivamente pari a **33.00 m** (Array SR1) e **22.00 m**, (Array SR2), assumendo pertanto una **distanza intergeofonica** di **3.00 m** e **2.00 m**.
L'acquisizione è stata svolta a **12 canali** utilizzando geofoni verticali per sismica a rifrazione della ditta americana *"Geospace"*, di tipo elettromagnetico, con bobina mobile, ad alto guadagno e con frequenza propria di 14.0 Hz.
Per generare le onde P si è energizzato sul piano verticale tramite massa battente (mazza da 8.0 kg) su una piastra in metallo collocata in asse allo stendimento.
In tutte le acquisizioni, l'energia prodotta si è rilevata sufficiente allo scopo, vista anche la lunghezza ridotta dello stendimento, l'elevata dinamica, il potente sistema di amplificazione dell'acquisitore e il buon rapporto segnale-rumore.
Come sistema di **trigger** per fornire il tempo zero all'acquisitore è stato utilizzato un *interruttore piezoelettrico*.
Per le prospezioni sismiche in oggetto, al fine di ottenere una dettagliata elaborazione, sono stati realizzati **n. 7 shots**, secondo il seguente schema generico:

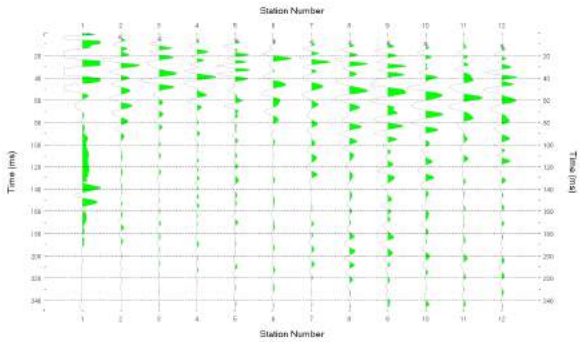


♦ *INTERPRETAZIONE*

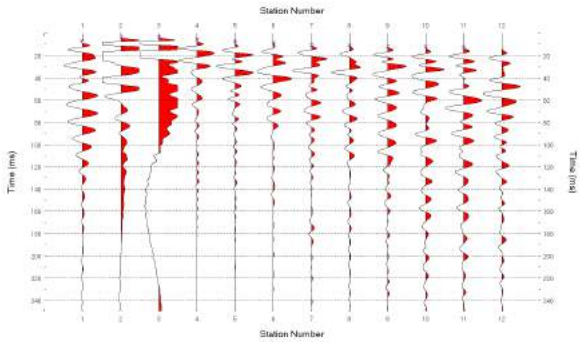
La caratterizzazione geometrica della stratigrafia in termini di spessori è risultata congruente con le informazioni geologiche dell'area desunte dal rilievo geologico e l'attribuzione litostratigrafica è risultata coerente con i valori di velocità sismiche rilevati.
Sono state ottenute delle registrazioni di buona qualità, tale da consentire la sicura individuazione dei primi arrivi sulle tracce dei sismogrammi.
Di seguito si riportano i diagrammi tempi di arrivo-distanze e le sezioni sismostratigrafiche derivanti dall'interpretazione effettuata al calcolatore.
Il dato sismico è stato, infatti, elaborato utilizzando il software **Rayfract versione 3.20** che consente di utilizzare sia il *metodo Tomografico*, sia quello del *Wavefront* *(Hagedoorn, 1959 e Bruckl, 1987)* sia quello del *Plus-Minus* o del "*delay-time*" *(Hagedoorn, 1959)*.
Nel presente studio si è scelto di utilizzare il metodo Tomografico.
Il **metodo Tomografico**, frazionando il sottosuolo investigato dall'array sismico in minime celle analitiche, permette un'elaborazione più dettagliata rispetto ai metodi tradizionali per rifrattori, e consente di distinguere, con rappresentazioni a "contour line" di isovelocità, intorni minimi con caratteristiche differenziate per variazioni di consistenza, grado di alterazione, granulometria e addensamento.

La prospezione sismica con tecnica tomografica, grazie al suo dettaglio, può "esaltare" eventuali effetti di anisotropia laterale anche all'interno di un livello litostratigrafico, permettendo di individuare lenti e/o livelli alterati che comportano significative variazioni dei valori di velocità di propagazione delle onde elastiche ma che non risultano individuabili direttamente.
L'elaborazione tomografica, rispetto alle altre tecniche, consente quindi di distinguere maggiormente le variazioni di consistenza e fratturazione del sottosuolo e permette inoltre di sopperire alla mancanza di rifrattori in grado di determinare brusche variazioni dei parametri elastici.
Con il software RAYFRACT, una volta eseguito il picking dei primi arrivi, si genera un modello iniziale con la tecnica Deltat-V per proseguire con l'inversione iterativa del modello che, eseguita con la tecnica WET *(Wavepath Eikonal Traveltime tomography processing)*, analizza la propagazione dei vari fronti d'onda generati nei punti di tiro fino a ogni geofono che attraversano molteplici volte i vari elementi infinitesimi (dell'ordine di grandezza di pochi decimetri).
Il modello sismostratigrafico, ottenuto come insieme di elementi caratterizzati da una specifica velocità, viene quindi rappresentato mediante il contour a linee di isovelocità.
La colorazione dei vari elementi secondo una scala cromatica riferita a una predefinita sequenza di velocità facilita l'immediata visione dei risultati.

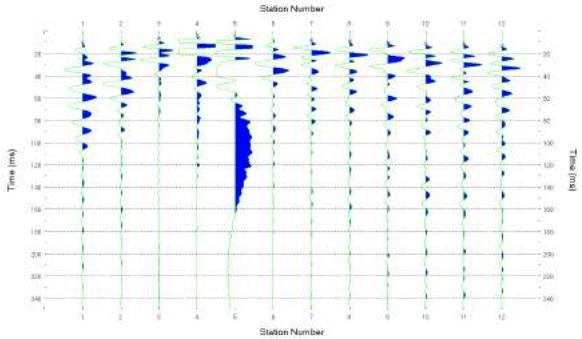
Array SR 1 onde P: report di elaborazione



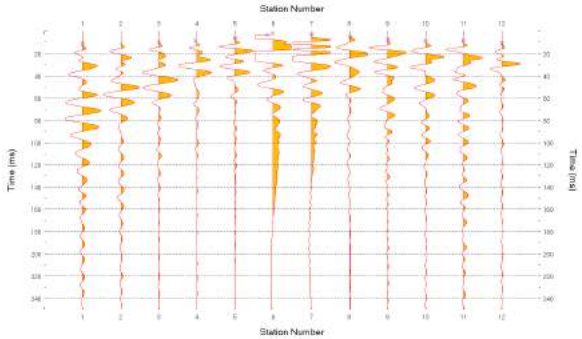
Sismogramma Shot 1



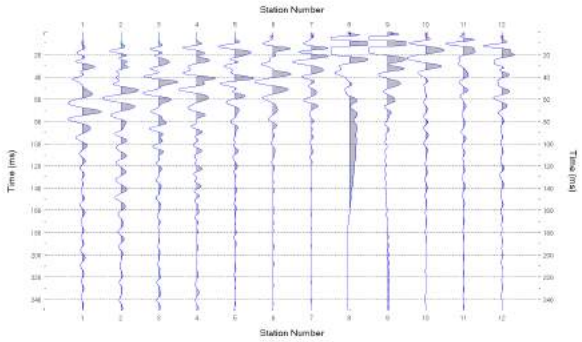
Sismogramma Shot 2



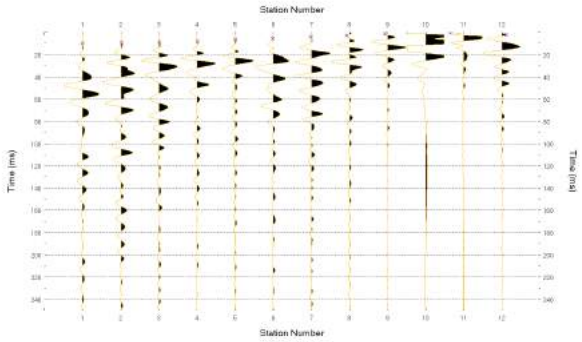
Sismogramma Shot 3



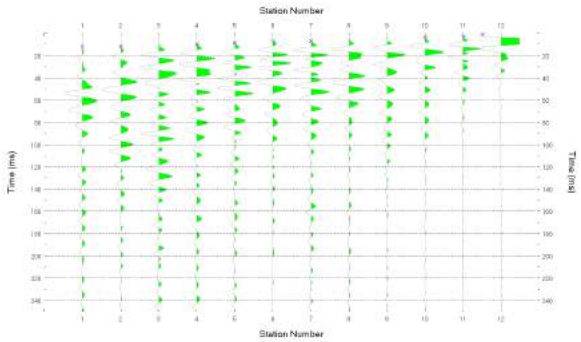
Sismogramma Shot 4



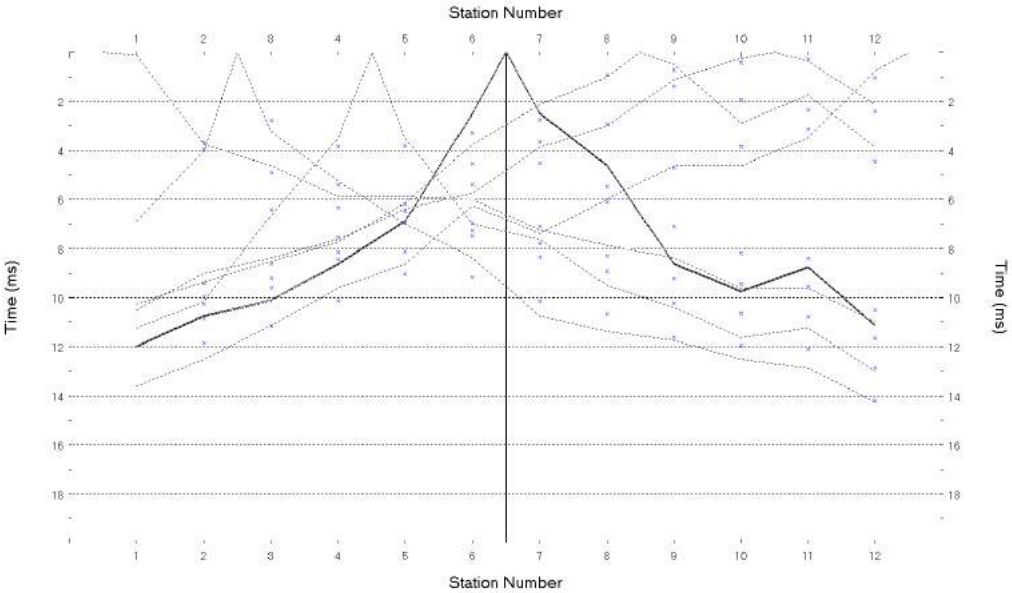
Sismogramma Shot 5



Sismogramma Shot 6

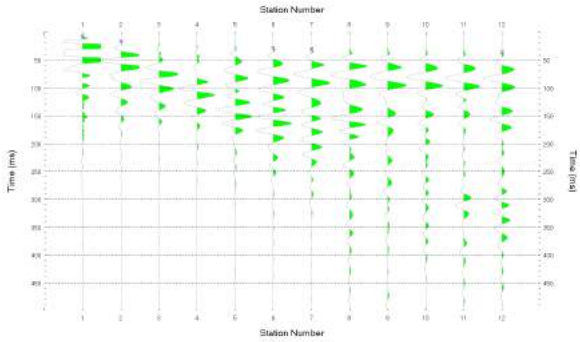


Sismogramma Shot 7

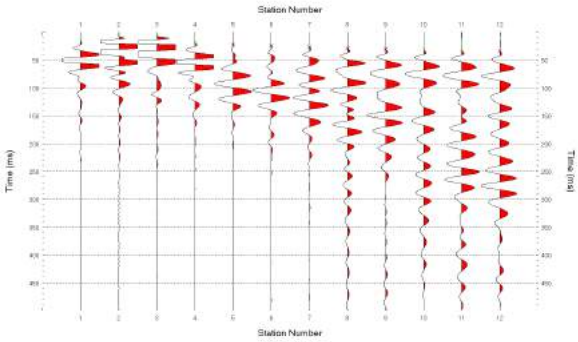


curve di travel time Array SR1
Fit tra le dromocrone sintetiche e calcolate

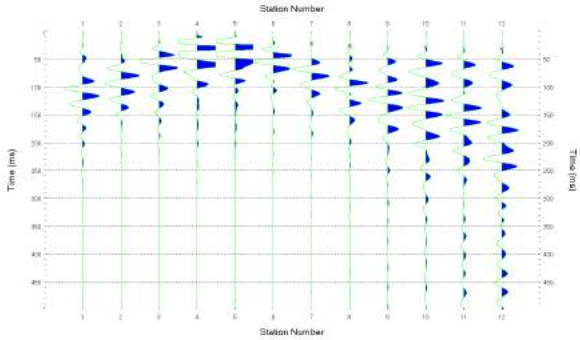
Array SR 2 onde P: report di elaborazione



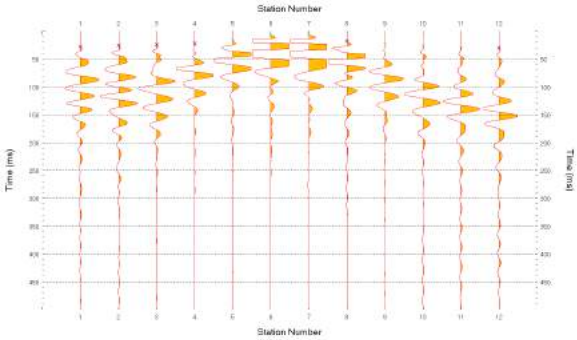
Sismogramma Shot 1



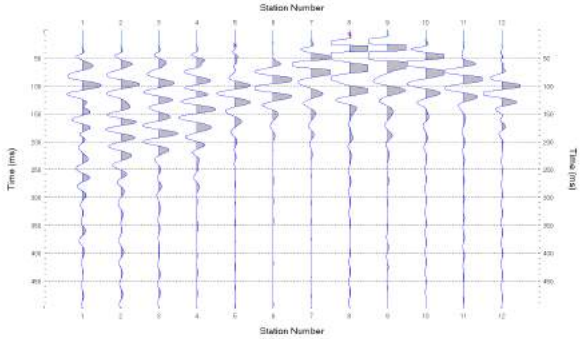
Sismogramma Shot 2



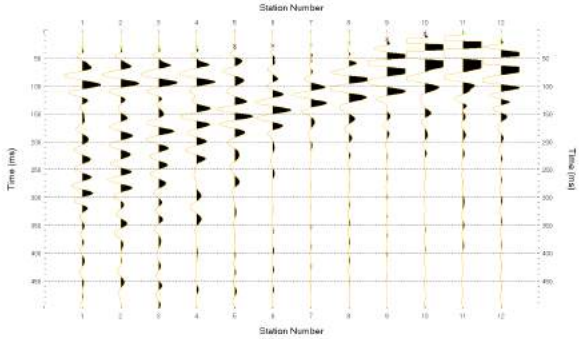
Sismogramma Shot 3



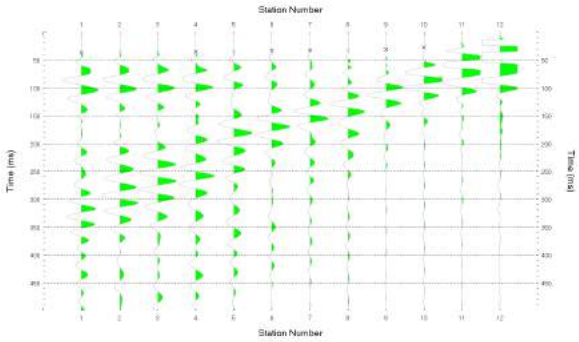
Sismogramma Shot 4



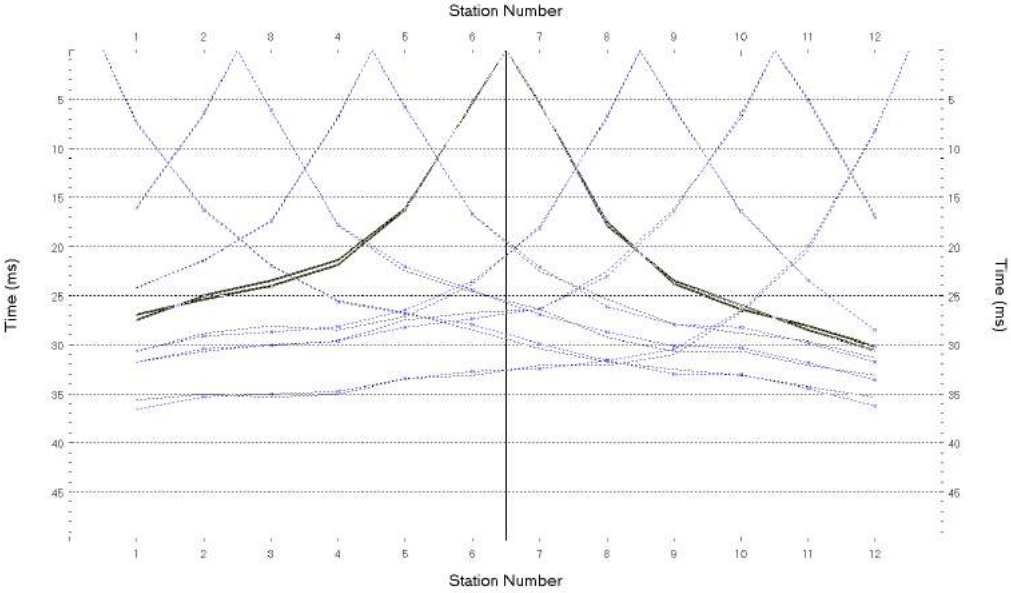
Sismogramma Shot 5



Sismogramma Shot 6

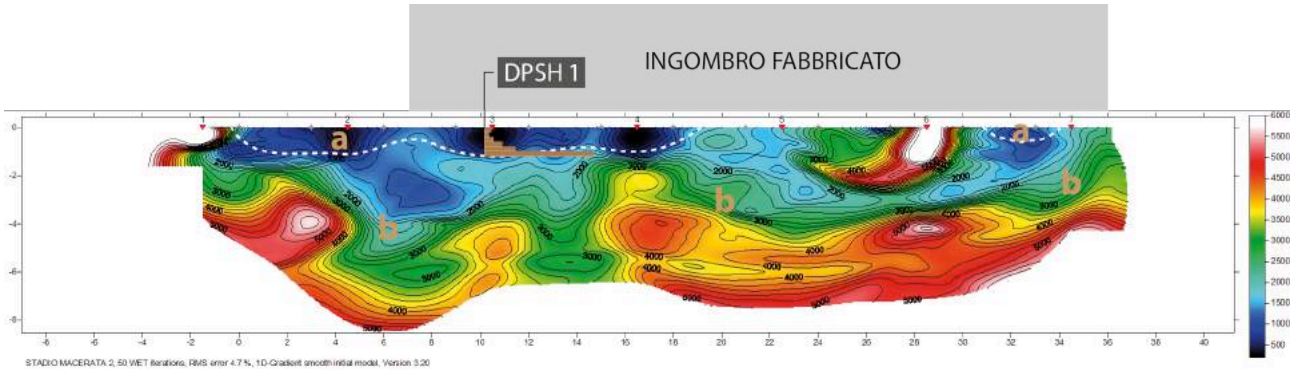


Sismogramma Shot 7

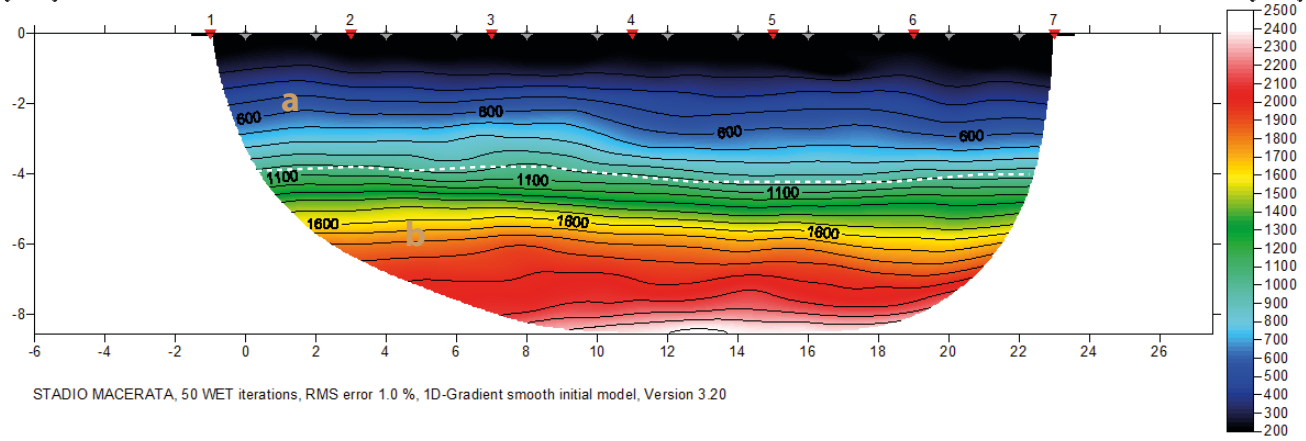


curve di travel time Array SR2
Fit tra le dromocrone sintetiche e calcolate

Sezioni Tomografiche (modelli di velocità multistrato)



Sezione Tomografica Array1



Sezione Tomografica Array2

Malgrado la ridotta lunghezza degli array sismici sono stati generati dei profili sismostratigrafici sufficientemente profondi, perfettamente in grado di evidenziare il tetto del substrato geologico marino e conseguentemente di definire delle sezioni bidimensionali sufficientemente dettagliate nelle due direzioni dell'area di progetto.

La sismica a rifrazione, debitamente calibrata con i dati derivanti dalle altre indagini geologiche, consente infatti di discretizzare due sismostrati, rispettivamente associabili ai seguenti litostrati:

UNITÀ DEI DEPOSITI DI COPERTURA

- litostrato a = terre sciolte colluviali/alluvionali (b2/bn);

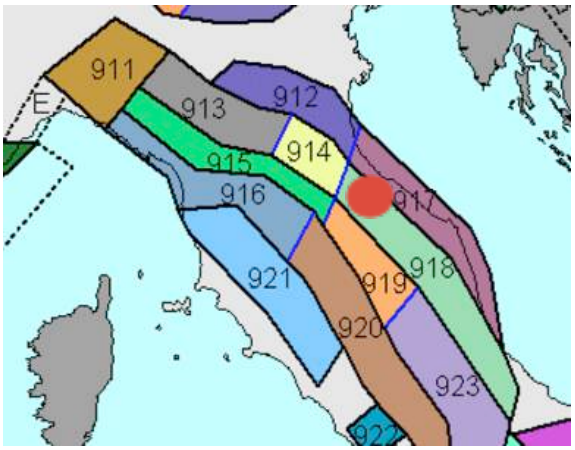
UNITÀ DEL SUBSTRATO GEOLOGICO MARINO

- litostrato b = roccia flyschoide in facies pelitico-arenacea (FAM);

13. MACROZONAZIONE SISMICA

13.1. Zonazione Sismogenetica e Disaggregazione del valore di $a_g(g)$

La sismicità dell'area in studio è strettamente connessa con l'attività sismica dell'Appennino centro-settentrionale ed è quindi legata ai movimenti tettonici che hanno portato alla sua formazione e che, sebbene con minori entità energetiche, non sono mai terminati.



Nella figura a lato è riprodotta la carta di ***"Zonazione sismogenetica ZS9"*** la quale, come noto, individua 42 "zone-sorgente" identificate con un numero da 901 a 936.

La sismicità di tale area è legata alla subduzione sotto la catena appenninica del margine interno della piastra padano-adriatico-ionica.

I meccanismi di rottura attesi sono misti con prevalenza di dip-slip e sono imputabili a faglie e sistemi di faglie legate all'estensione appenninica.

Come evidenziato nella figura a lato, l'area di progetto ricade internamente alla zona di sorgente 918 la quale, unitamente alle zone 913 e 914, risulta dalla scomposizione della fascia che da Parma si estende fino all'Abruzzo.

Nella porzione nord-occidentale della fascia, quella che comprende anche la zona 918, si verificano terremoti prevalentemente compressivi; si possono altresì avere meccanismi trascorrenti nelle zone di svincolo che dissecano la continuità longitudinale delle strutture.

L'intera fascia è caratterizzata da terremoti storici che raramente hanno raggiunto valori molto elevati di magnitudo.

Le profondità ipocentrali sono inoltre mediamente maggiori in questa fascia di quanto non siano nella fascia più esterna.

La separazione e la specifica individuazione della limitrofa zona 914 (Forlivese) è, in ultima analisi, motivata dalle peculiari caratteristiche di rilascio della sismicità (nella fattispecie la frequenza degli eventi).

Di seguito viene riportata, a titolo esplicativo, parte di tabella 1 della "App. 2 al rapporto conclusivo - ZONAZIONE SISMICA" redatta da C.Meletti e G. Valensise (2004) in cui vengono sintetizzati, per la zona d'interesse e per quelle limitrofe, alcune delle caratteristiche sismologiche principali.

Zona	Numero di eventi Md >2	Numero di eventi Md >2.5	Numero di eventi Md >3	Magnitudo massima Md	Classe di profondità (Km)	Profondità efficace (Km)
914	878	542	131	4.5	12-20	13
918	455	179	26	4.2	12-20	13
919	3001	1545	421	5.0	8-12	8

13.2 Sismicità di Riferimento su Suolo Standard (rigido)

L'attuale zonazione sismica del territorio nazionale, emanata con O.P.C.M. 3519 del 28 aprile 2006, classifica i comuni secondo quattro zone, definite attraverso i valori dell'accelerazione orizzontale di picco attesa, ag.

Comune di Macerata Feltria (Marche)	
Zona sismica	***2***
ag (su suolo A orizzontale)	***0.25 g***

14. DEFINIZIONE PERIODI DI RITORNO DELL'AZIONE SISMICA

Il *PERIODO di RITORNO* (TR) dell'azione sismica, da valutare per il sito in oggetto, **dovrà** essere definito sulla base dei dati scelti dal Progettista e dall'Ingegnere strutturista, quali:

◊ la Vita Nominale della Struttura (VN);

◊ la Classe d'Uso (CU).

14.1 Definizione della Pericolosità Sismica di Base

La "Pericolosità Sismica di Base" è definita al sito specifico attraverso i seguenti parametri di scuotimento:

◊ *accelerazione orizzontale di picco attesa, "ag"*, in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (suolo di categoria A) con superficie topografica orizzontale;

◊ *spettro di risposta elastico isoprobabile in accelerazione* (componente orizzontale) in condizioni di campo libero su sito rigido (suolo A) con superficie topografica orizzontale, definito dai parametri "F0" e "Tc*", rispettivamente valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di risposta in accelerazione e periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di risposta in accelerazione.

I parametri **ag**, **Fo** e **Tc*,** sono definiti in termini probabilistici con riferimento a prefissate *probabilità di eccedenza* (PVR) nella *vita di riferimento* (VR) del manufatto su tutto il territorio nazionale attraverso un reticolo di riferimento dello studio INGV con maglia avente passo <10 Km per periodi di ritorno ricadenti in un *intervallo di riferimento* compreso *tra 30 e 2475 anni*.

PROCEDURA DI CALCOLO PER IL SITO IN ESAME CON STRATEGIA PER COSTRUZIONI ORDINARIE:

◊ Vita nominale della costruzione *VN=50*

◊ Coefficiente d'uso della costruzione *Cu=1.0*

Attenzione!! - nel caso si dovesse propendere per una strategia diversa, la Pericolosità Sismica di Base dovrà essere ridefinita sulla base dei nuovi valori di VN e Cu della struttura.

TABELLA DEI CAMPI DI VARIABILITA' DEI PARAMETRI

Stato Limite	*Tr [anni]*	*ag [g]*	*Fo*	*Tc* [s]*
Operatività (SLO)	30	0.057	2.471	0.269
Danno (SLD)	50	0.072	2.446	0.282
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.175	2.436	0.325
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.226	2.471	0.331
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

15. AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA E TOPOGRAFICA (EFFETTI LOCALI)

Ai fini della definizione dell'Azione Sismica di progetto è stato inizialmente valutato l'effetto della risposta simica locale dello specifico sito di costruzione mediante l'Approccio Semplificato, come esplicitamente richiesto della committenza,.

15.1. Amplificazione Stratigrafica

15.1.1 Determinazione delle Categoria di Sottosuolo per l'Utilizzo dell'Approccio Semplificato

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, VS,eq (in m/s), definita dall'espressione:

$$Vs,eq = \frac{H}{\sum_{i=1}^{N} \frac{hi}{Vs,i}}$$

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato 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.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio VS,eq è definita dal parametro VS30, ottenuto ponendo H=30 m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

La normativa individua le seguenti Categorie di Sottosuolo:

Categoria	Caratteristiche della Superficie Topografica	Espressione di Ss
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.	1
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.	$1 \le 1.4 - 0.4 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \le 1.2$
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.	$1 \le 1.7 - 0.6 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \le 1.5$
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.	$0.9 \le 2.4 - 1.5 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \le 1.8$
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.	$1 \le 2 - 1.1 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \le 1.6$
(Tabella 3.2.II)		(Tabella 3.2.IV)

Per la definizione della categoria di sottosuolo sono stati utilizzati i dati acquisiti mediante la campagna di indagini geofisiche (§12.2) che hanno permesso di ricostruire una dettagliata sezione sismostratigrafica che evidenzia la presenza del bedrock sismico di riferimento, quindi di un sismostrato con Vsh>800 m/sec in posizione superficiale.

Dal profilo sismostratigrafico dell'indagine MASW n.1 si ricava il seguente dato:

- ***VS30 (dalla base dell'opera) > 900.0 m/sec***

In considerazione che il muro di sostegno non accederà i 3.0 m di altezza, lo spessore dei terreni sciolti sovrastanti in substrato sismico, riferiti alla testa dell'opera, saranno inferiori a quelli ammessi dalla normativa per i suoli A.

Si può pertanto definire la seguente categoria di sottosuolo:

Categoria di Sottosuolo	A

15.2. Amplificazione Topografica

15.2.1 Determinazione della Categoria Topografica per l'Utilizzo dell'Approccio Semplificato

Per configurazioni topografiche superficiali semplici, prevalentemente bidimensionali (creste e dorsali allungate), se di altezza >30 m, può essere adottata la seguente classificazione:

Categoria	*Ubicazione dell'Opera o dell'Intervento*	Valori max di S_T
T1	In corrispondenza di superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i≤15°	1,0
T2	In corrispondenza della sommità di pendii con inclinazione media i>15°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con larghezza molto minore che alla base e inclinazione media i ≤ 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con larghezza molto minore che alla base e inclinazione media i > 30°	1,4
Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica ST - Tabella 3.2.V		

Nel caso in esame:

Categoria
T1

16. DEFINIZIONE DEI PARAMETRI GEOMECCANICI

La definizione delle proprietà meccaniche necessarie alle verifiche della sicurezza e delle prestazioni è stata eseguita nel modo seguente:

- ***STRATI DELLA COPERTURA:***

Terre Sciolte colluviali e alluvionali
- Tensioni Totali: elaborazione della prova DPSH
- Tensioni Efficaci: n.d.

- ***SUBSTRATO GEOLOGICO:***

Roccia Intatta del substrato marino
- Tensioni Totali / Tensioni Efficaci: caratterizzazione con il metodo di Hoek Et. Al. (2002)

16.1 Parametrizzazione Geomeccanica degli Strati di Copertura

16.1.1 Premessa

I termini terra e roccia implicano generalmente una distinzione tra due categorie di materiali.
Con il termine terra si indica un materiale formato da aggregati di granuli non legati tra loro o che possono essere separati per mezzo di modeste sollecitazioni (agitazione meccanica o agitazione in acqua) o per mezzo di un più o meno prolungato contatto con acqua.
Con il termine roccia viene generalmente indicato un materiale naturale che è dotato di elevata coesione anche dopo prolungato contatto con acqua.
Esistono ovviamente materiali, quali argille marnose, marnosiltiti, argilliti, tufi, ecc. che hanno caratteri intermedi e che dunque sono difficilmente collocabili in questa semplice classificazione.

16.1.2 Terre Sciolte colluviali e alluvionali

Tensioni Totali (verifiche a breve termine)

- ***Elaborazione Prova DPSH***

I dati della prova penetrometrica DPSH, ed in particolare i valori di N20, sono stati rapportati al valore N30 della prova standard (SPT) mediante la seguente relazione: NSPT= β t NDPSH, con β t = Q/Qspt ≈ 1,50, per poi essere elaborati con il *software GeoTec modulo A versione 4.0.2* della *Interstudio* che utilizza le seguenti correlazioni accettate ed utilizzate in ambito internazionale (Eurocodici):

Peso Specifico "Naturale" ed "Efficace":
il peso specifico indicativo per gli strati è definito partendo dal valore di RP medio ed applicando relazioni ottenute sperimentalmente su innumerevoli litotipi dell'Italia centro-settentrionale e recentemente pubblicate dall'Università di Padova. Noto il peso specifico del terreno naturale per il terreno sotto falda è applicata la seguente relazione cautelativa:

$$\gamma_t' = \gamma_t - 1$$

in quanto per la maggior parte delle problematiche geotecniche correlate al parametro si opta, normalmente,

per tale tipo di relazione che considera il peso specifico di saturazione.

Pressione Litostatica Efficace:

il calcolo della Pressione Litostatica Efficace è effettuato applicando la seguente relazione:

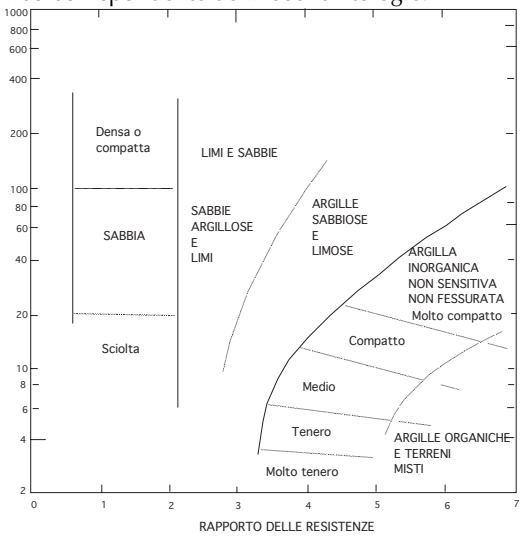
$$\sigma'_V = \sum \gamma'_{it} \cdot h'_{im} + \sum \gamma_{it} \cdot h_{im}$$

e quindi si riferisce alla pressione relativa al punto medio dello strato.

Classificazione litologica Secondo Schmertmann:

si basa sull'impiego di due parametri significativi ricavabili dal penetrometro RP e RP/RL

Il grafico corrispondente definisce le litologie.



Classificazione litologica Secondo Begemann:

si basa com'è noto sul solo rapporto RP/RL definendo le seguenti categorie litologiche:

RP/RL≤15	Torbe ed Argille organiche
15<RP/RL≤30	Limi ed Argille
30<RP/RL≤60	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose
60>RP/RL	Sabbie e Sabbie con Ghiaie

Resistenza al Taglio non Drenata:

per collegare il valore di RP con quello della Cu si possono impiegare diverse relazioni che però in definitiva forniscono tutte valori dello stesso ordine di grandezza:

Relazione di De Beer (argille e limi)

$$c_u = Rp/20$$

Relazione di Begeman (terreni argillosi)

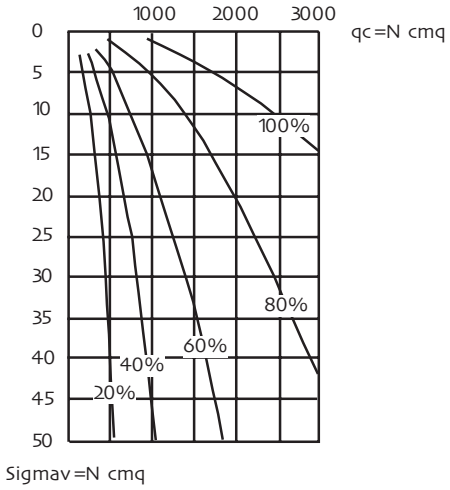
$$c_u = \left(Rp - \sigma'_{V0}/13.4\right)$$

Relazione di Terzaghi (terreni coerenti)

$$c_u = \left(\alpha \cdot Rp\right)/Nc$$

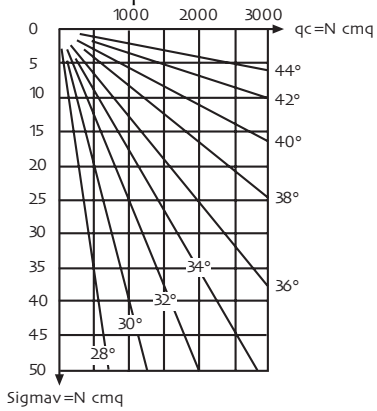
Densità Relativa:

la determinazione della Densità Relativa dei terreni incoerenti è stata ottenuta elaborando il grafico proposto da Jamiolkowski:



Angolo di Resistenza al Taglio:

Per la determinazione dell'angolo di resistenza al taglio dei terreni incoerenti si è utilizzata una metodologia proposta da Durgunoglu e Mitchell che nella versione originale è stata presentata dagli autori tramite il seguente diagramma dal quale si ricava un'equazione:



$$\phi = \int \left(Rp; \sigma'_{V0}\right)$$

Coefficiente di Compressibilità di Volume:

Per la determinazione di MV è stata impiegata la relazione derivata dalle correlazioni di Buisman e riprese da Sanglerat ed altri che collega il parametro al valore qc della resistenza alla punta del penetrometro statico:

$$m_V = 1/\alpha \cdot Rp$$

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE DI TIPO SUPER PESANTE (DPSH)

Interpretazione Litostratigrafica e Parametrizzazione Geomeccanica

metodo di Schmertmann - valori relativi alle singole letture di N20

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA (DPSH) n°1 -- PAGANI TG 603/200 kN (super havi)
Località: Stadio Comunale Macerata Feltria -- Data: Maggio 2018
Coordinate Geografiche (WGS84): 43,800414° - 12,427298°

Prof ml	Strati	Tipologia	Gamma kg/m3	Gamma' kg/m3	Sigma'V kg/cm2	CU kg/cmq	FI °	DR %	Mv cm2/Kg
0.20		Limo arailloso	1737	1737	0.035	0.450	0	0	0.016221
0.40		Arailla limosa	1677	1677	0.068	0.300	0	0	0.022222
0.60		Limo arailloso	1780	1780	0.104	0.600	0	0	0.014368
0.80		Sabbia e limo arailloso	1500	1500	0.134	0.000	39	56	0.020833
1.00		Sabbia e limo argilloso	1500	1500	0.164	0.000	41	71	0.011905
1.20		Sabbia e limo	1500	1500	0.194	0.000	45	100	0.004444

metodo di Schmertmann - valori medi per ogni livello discretizzato

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA (DPSH) n°1 -- PAGANI TG 603/200 kN (super havi)
Località: Stadio Comunale Macerata Feltria -- Data: Maggio 2018
Coordinate Geografiche (WGS84): 43,800414° - 12,427298°

Prof ml	Strati	Tipologia	Gamma kg/m3	Gamma' kg/m3	Sigma'V kg/cm2	CU kg/cmq	FI °	DR %	Mv cm2/Kg
0.60		Limo argilloso	1737	1737	0.104	0.450	0	0	0.016221
1.00		Sabbia e limo argilloso	1500	1500	0.164	0.000	40	63	0.015152
1.20		Sabbia e limo	1500	1500	0.194	0.000	45	100	0.004444

16.2 Parametrizzazione Geomeccanica Substrato Geologico Marino

16.2.1 Ammasso Roccioso Alterato e Fratturato

Tensioni Totali (verifiche a breve termine) e Tensioni Efficaci (lungo termine)

♦ ***Premessa***

Contrariamente a quello che avviene nella "Meccanica delle Terre", nella valutazione della resistenza al taglio della roccia ed in particolare quando la finalità riguarda la progettazione di opere di ingegneria civile, difficilmente si possono avere dati sufficientemente dettagliati e certi che consentano di definire un modello geomeccanico sufficientemente affidabile dell'ammasso roccioso interessato dalla progettazione e dalle verifiche geotecniche.
L'approccio progettuale viene quindi necessariamente improntato su metodologie basate sui modelli sostanzialmente empirici sia per quanto riguarda i "Criteri di Classificazione" sia per i "Criteri di Resistenza".
Al fine valutare quantitativamente la qualità dell'A.R. e, secondariamente, di valutarne anche i parametri di resistenza possono essere utilizzati i seguenti **sistemi di classificazione**:

- ***"RQD" Rock Quality Designation*** *(Deere, 1996; Coon & Merrit, 1070)***.**
- ***"RMR" Rock Mass Rating*** *(Bieniawski, 1073-1993)**;***
- ***"SMR" Slope Mass Rating*** *(Romana, 1985)**;***
- ***"GSI" Geological Strength Index*** *(Hoek, 1995)**;***

Nel caso specifico, sulla base delle proprietà e della tipologia dei dati raccolti, si è deciso di implementare un unico modello, in grado comunque di restituire un risultato il quanto più possibile affidabile.
Per quanto concerne la resistenza dell'A.R. si è tenuto conto che il fenomeno della rottura di un elemento di roccia "intatta" è complicato e non del tutto chiaro, sia considerando ogni singolo inizio di microfratturazione e successiva propagazione, sia considerando la rottura d'insieme dovuta a molte microfratture che, propagandosi, si influenzano vicendevolmente nella cosiddetta "coalescenza".
Tale complicato fenomeno poco si presta alla formalizzazione di un criterio univoco e semplice di cui, tuttavia, si necessita da un punto di vista pratico e operativo.
Un'analisi meccanica ha come risultato atteso la conoscenza delle deformazioni dovute a variazioni tensionali ed il limite tensionale sostenibile dal materiale, cioè il suo limite di resistenza, valutabile una volta noto e prefissato un ***criterio di resistenza***.
La letteratura specialistica riporta numerosi diversi criteri per la roccia intatta; per come sono formulati nessuno di questi fa esplicito riferimento alla *"struttura"* e quindi al fatto che la roccia è, in realtà, un costituente dell'ammasso, a cui, ingegneristicamente parlando, si deve far riferimento.
È quindi necessario definire anche il contributo delle discontinuità, ovvero modificare i parametri espressi dai criteri nella seguente forma:

$$\textbf{resistenza} = f\,(\sigma_1, \sigma_3, \sigma_3)$$

A tale proposito si precisa che in questo studio è stato utilizzato il Criterio di Hoek Et. Al. (2002).
Tutte le analisi di seguito esposte, sia quelle riferibili alla classificazione sia quelle inerenti la resistenza dell'A.R., sono ovviamente e strettamente connesse con il risultati derivanti sia dalle varie indagini condotte in sito sia dal rilievo geomeccanico e strutturale di una porzione esposta dell'ammasso roccioso poco distante dall'area di progetto.

♦ Classificazione dell'Ammasso Roccioso

▪ Determinazione della Resistenza a Compressione Uniassiale della roccia intatta

Tale valore della resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta ***"Su"***, valutato come caratteristico e rappresentativo dell'A.R., è stato ricavato analizzando una serie di dati provenienti da:

◊ *prove di laboratorio geotecnico (Compressioni Monoassiali e Point Load) eseguite su campioni della Formazione Marnoso Arenacea;*

◊ *prove sclerometriche eseguite su affioramenti della Formazione Marnoso Arenacea;*

◊ *prove manuali eseguite su affioramenti della Formazione Marnoso Arenacea;*

◊ *Analisi di dati bibliografici per litologie marnosiltitiche.*

Prove manuali:

Formazione di Sillano			
Suffisso	Resistenza a comp. della roccia	Descrizione Prove Manuali	Peso RMR totale
U.L.T. B5.r5.d3.	10 – 25 MPa	ROCCIA DEBOLE Un colpo deciso con la punta del martello lascia un'impronta profonda; la roccia può essere scalfita con il coltello con difficoltà.	2

Sono quindi stati assunti i seguenti valori caratteristici:

Su *(resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta)*	
stima cautelativa del valore medio (95° percentile) (MPa)	stima cautelativa del basso valore locale del terreno (5° percentile) (MPa)
30.0	***26.0***

▪ Elaborazione del metodo di Hoek Et. Al. (2002)

Per la definizione delle proprietà meccaniche di resistenza al taglio dell'A.R., necessarie alle verifiche della sicurezza e delle prestazioni, è stato implementato il metodo di Hoek Et Al. (2002), pertanto in relazione alla resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta Su.
Infatti, a differenza di quanto avviene nelle terre sciolte dove la resistenza al taglio è determinata dal criterio di rottura di Mohr-Coulomb ($t=c + \sigma \tan\phi$), negli ammassi rocciosi tale criterio non risulta generalmente adeguato, in quanto la correlazione fra resistenza al taglio del materiale e la pressione di confinamento è generalmente di tipo non lineare.
Tuttavia moti dei metodi numerici utilizzati per le verifiche delle prestazioni e della sicurezza, quali per esempio le verifiche di stabilità del versante, richiedono normalmente che la resistenza del materiale, sia esso terra o roccia, sia definibile in funzione della coesione efficace c' e dell'angolo di resistenza al taglio efficace ϕ'.
Come noto Hoek e Brown, hanno sviluppato un metodo empirico che consente di determinare la resistenza al taglio di un ammasso roccioso, in questo caso rappresentata da un inviluppo di rottura non lineare, espresso dall'equazione:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left[m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right]^a$$

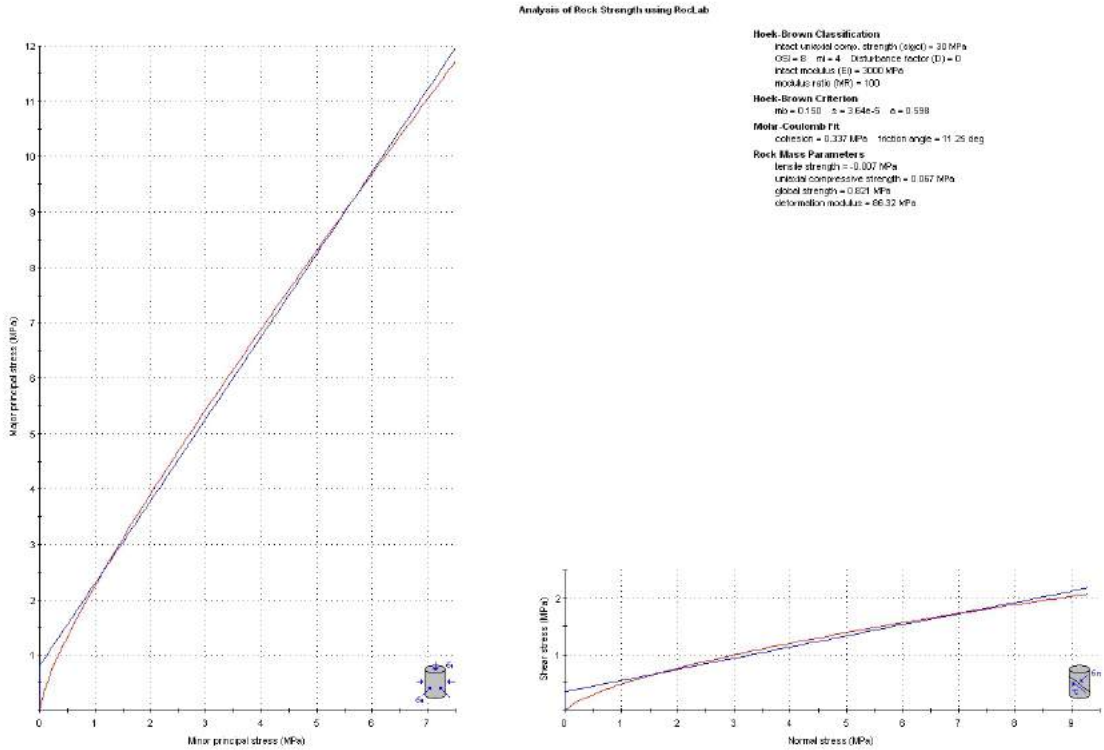
Dove:
σ_1 e σ_3 sono gli sforzi efficaci principali rispettivamente massimo e minimo a rottura
m_b è il valore della costante m del criterio di Hoek-Brown per ammassi rocciosi
s ed **a** sono due costanti che dipendono dalle caratteristiche dell'ammasso roccioso
σ_c è la resistenza uniassiale della roccia intatta

La determinazione dei parametri a, s e m_b è stata eseguita in funzione della qualità dell'ammasso roccioso, espressa numericamente dagli indici *GSI (Geological Strength Index), mi* e dal fattore di disturbo D.

Sono stati quindi assunti:

- *Su = 30 MPa*
- *GSI = 8;*
- *mi = 4 (marnosiltiti);*
- *D = 0 (non si applica il fattore di disturbo).*
- *Campo di Applicazione: Generico;*
- *Altezza pendio = n.d.*
- *Peso di volume = n.d.*

La definizione dei valori di **c'** e ϕ' relativi ai terreni presenti nell'area d'intervento è stata pertanto effettuata sulla base del criterio di rottura di Hoek e Brown, elaborato nel campo di applicazione della stabilità dei pendii e dei fronti di scavo utilizzando il software ***"RocLab 2.0"***.



Hoek Brown Classification		
sigci	30	MPa
GSI	8	
mi	4	
D	0	
Ei	3000	
MR	100	
Hoek Brown Criterion		
mb	0,149655	
s	3,64E-05	
a	0,597562	
Failure Envelope Range		
Application	General	
sig3max	7,5	MPa
Unit Weight		MN/m3
Slope Height		m

Mohr-Coulomb Fit		
c	**0,336794**	MPa
phi	**11,2538**	degrees
Rock Mass Parameters		
sigt	-0,0072874	MPa
sigc	0,0667222	MPa
sigcm	**0,820824**	MPa
Erm	**86,3188**	MPa

17. STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

La liquefazione di un deposito è il risultato dell'effetto combinato di due principali categorie di fattori:

◊ *Le condizioni del terreno (fattore predisponente);*

◊ *La sismicità (fattore scatenante).*

Il fenomeno della liquefazione riguarda i terreni, ovvero i suoli costituiti da materiale non coerente, cioè francamente granulare.
Sull'area di progetto sono presenti terreni fini coesivi e granulari grossolani, conseguentemente sussistono le seguenti condizioni:

LA VERIFICA A LIQUEFAZIONE PUÒ ESSERE OMESSA

18. CONDIZIONI DI STABILITÀ DEL PENDIO

Alla grande scala l'area di progetto è sottesa ad un pendio con acclività talora accentuata ma con presenza di roccia superficiale.
La propensione al dissesto è conseguentemente ridotta.
Il muro di sostegno graverà su un'area pianeggiante, quindi non critica per quanto riguarda la stabilità globale dell'opera.

18.1. Verifiche di Sicurezza

Per le ragioni sopraindicate non sono state effettuate verifiche analitiche di stabilità globale; le ulteriori verifiche agli stati limite dell'opera (schiacciamento, scorrimento e ribaltamento) saranno eseguite dallo Strutturista.

18.2. Definizione degli Interventi di Stabilizzazione

L'area d'intervento si trova in condizioni di stabilità; non sono pertanto necessari interventi finalizzati al miglioramento delle caratteristiche di resistenza al taglio dei terreni e/o opere dirette a contrastare particolari deficit di stabilità.

19. MODELLO GEOLOGICO DI SINTESI PER LA PROGETTAZIONE

Riassumendo e sintetizzando quanto illustrato nei paragrafi precedenti, si fornisce il seguente schema di modello geologico per la progettazione:

GEOLOGIA		
COPERTURA	LIVELLO C1 Depositi Colluviali coesivi	Descrizione: Limi argillosi con inclusi *CONSISTENTI*
COPERTURA	LIVELLO C2 Depositi Alluvionali granulari	Descrizione: Sabbie limose con ghiaia *ADDENSATI*
SUBSTRATO GEOLOGICO	LIVELLO S Substrato Marino (FAM)	Descrizione: Marne e Marnosiltiti con livelli arenacei
QUOTA FALDA	Liquefazione o Densificazione in Caso di Sisma	
ASSENTE	LIQUEFAZIONE: NO	ADDENSAMENTO: NO
STABILITA ' GLOBALE		
COPERTURA: STABILE	SUBSTRATO GEOLOGICO: STABILE	
PARAMETRI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE		
EFFETTI DI SITO VALUTATI CON L'APPROCCIO SEMPLIFICATO		
Categoria Sottosuolo: A	Categoria Topografica: T1	

20. CARATTERISTICHE DELL'INTERVENTO E RIFERIMENTI AL MODELLO GEOLOGICO

L'intervento prevede la realizzazione di un'opera di contenimento a gravità, molto probabilmente una gabbionata.
Per quanto riguarda la fattibilità dell'intervento, accertato che lo stesso è risultato pienamente compatibile con il modello geologico definito per l'area da edificare, non si riscontrano incompatibilità fra le esigenze architettoniche e strutturali ed il grado di pericolosità del sito.
Alla luce dei principali elementi architettonici, ben evidenziati negli elaborati progettuali redatti dal Progettista, sono previste operazioni di scavo e riporto.
Per tutto quanto concerne le volumetrie degli scavi e la conseguente gestione delle terre e rocce da scavo, da attuare in conformità alla vigente normativa, si demanda allo studio di progettazione.

21. MODELLAZIONE GEOTECNICA

22.1. Stratigrafia e Definizione dei Parametri Geotecnici

La stratigrafia e la caratterizzazione geotecnica dei terreni costituenti il volume geotecnico significativo è stata mutuata dalle indagini effettuate per la definizione del Modello Geologico (vedi relazione geologica).

21.1.1. Schema Stratigrafico di Sintesi

UNITÀ DELLA COPERTURA	
LIVELLO C1 (coesivo)	**Limi Argillosi con inclusi CONSISTENTI** *SPESSORE MAX stimato = 5.00 m*
LIVELLO C2 (granulare)	**Sabbie Limose con ghiaia ADDENSATE** *SPESSORE MAX stimato = 0.50 m*

UNITÀ DEL SUBSTRATO GEOLOGICO MARINO	
LIVELLO S	**Ammasso Roccioso Alterato e Fratturato**

21.2 Parametri di Resistenza e Compressibilità - Valori caratteristici (Vk)

Le indagini geotecniche e geofisiche, unitamente al rilievo geologico di dettaglio ed al quadro conoscitivo di riferimento dell'area d'intervento, hanno consentito la ricostruzione piuttosto precisa della stratigrafia profonda e dei relativi parametri geomeccanici.
Nella progettazione geotecnica la scelta dei valori caratteristici dei parametri deriva da una stima cautelativa, effettuata dal Progettista, del valore del parametro appropriato per lo stato limite considerato.
Nel caso in esame si rendono indispensabili i valori dei parametri di resistenza al taglio da utilizzare per le verifiche agli Stati Limite delle fondazioni.
I valori caratteristici del terreno sono stati pertanto ricavati:

- ***UNITÀ DELLA COPERTURA***

LIVELLI C1 e C2: *utilizzando i parametri del paragrafo 16.1;*

- ***SUBSTRATO GEOLOGICO:***

LIVELLO S: *utilizzando i parametri del paragrafo 16.2*

In conformità con le indicazioni contenute nell'Eurocodice 7, i valori caratteristici sono stati determinati statisticamente implementando la seguente espressione (Frank et al., 2004):

$$X_k = X_m (1 - K_n V_x)$$

X_k=valore caratteristico; X_m = valore medio della resistenza;
K_n = coeff. statistico; V_x = coeff. di variazione del parametro X.

◊ *Per le verifiche CHE COINVOLGONO ELEVATI VOLUMI DI TERRENO si considera la stima cautelativa del valore medio (95° percentile).*

◊ *Per le verifiche CHE COINVOLGONO PICCOLI VOLUMI DI TERRENO, si considera la stima cautelativa del basso valore locale del terreno (5° percentile).*

Si precisa che la determinazione dei parametri caratteristici di resistenza al taglio e compressibilità desunta dall'elaborazione della penetrometria è stata definita analizzando un numero limitato di valori; per tale ragione, in particolare per la parametrizzazione del Livello C1, si è scelta una procedura cautelativa che ha condotto ad assumere valori della resistenza al taglio non drenata (Cu) piuttosto bassi:

Valore dell'angolo di Resistenza al Taglio non Drenato (ϕ u)

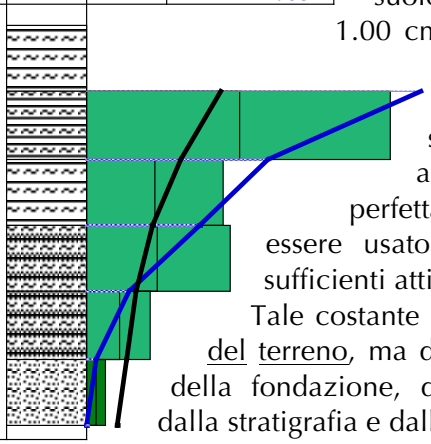
- *I valori dell'angolo di resistenza al taglio dei terreni francamente granulari, definiti sulla base delle prove penetrometriche, sono da considerarsi non drenati e di picco (ϕ_P).*
- *In alcune condizioni è opportuno prendere in considerazione l'angolo di resistenza al taglio a volume costante (ϕ_{CS}), ovvero rappresentativo delle condizioni di stato critico.*
- *Al riguardo si ricorda che la "mainstream" dei professionisti di geotecnica, compresi Frank et al. nel loro commento all'EC7, specificano esplicitamente che bisogna adottare ϕ_P nelle verifiche a rottura di fondazioni superficiali riservando ϕ_{CS} alla verifica dello slittamento (terreno rimaneggiato sotto la fondazione).*
- *In questo caso sono state pertanto eseguite le opportune riduzioni.*

21.3. Costante di Sottofondo (Kw di Winkler)

Una procedura che si occupa di cedimenti in un semispazio elastico tratta pure implicitamente del classico problema del suolo alla Winkler e più precisamente ne permette la determinazione del suo parametro caratteristico.

Il *coefficiente di reazione del terreno*, detto anche *costante di sottofondo* o *coefficiente di Winkler*, è normalmente indicato come K1 e rappresenta una pressione esercitata sul suolo elastico alla Winkler, su un'area di 1.00 cm^2, che provoca l'abbassamento di 1.0 cm.

Cedim. (cm) Parz.	Tot.	Press. kg/cmq	Prof. m	Strat. 1	Punto 1	X 0.85 Y 2.05
0.000	100.008	121.220	0.20			
45.651	54.357	84.212	0.40			
20.506	33.850	58.513	0.60			
21.455	12.396	44.470	0.80			
9.546	2.849	35.719	1.00			
2.849	0.000	28.390	1.20			



Per suolo alla Winkler si intende un suolo puramente ideale, paragonabile ad un letto di molle, un terreno perfettamente elastico, che ha la comodità di essere usato con facilità nei calcoli e presenta sufficienti attinenze alla maggioranza dei casi reali.

Tale costante NON è affatto una proprietà intrinseca del terreno, ma dipende dalla forma e dalle dimensioni della fondazione, dalla distribuzione dei carichi agenti, dalla stratigrafia e dalla composizione fisica del suolo.

In questo caso, non conoscendo la geometria delle fondazioni che lo strutturista intenderà adottare, la costante elastica è stata definita fattorizzando il carico che determina il cedimento di 1.0 m con il valore del cedimento stesso su una fondazione quadrata con area di 1.0 m^2.

Questa procedura è stata "*cautelativamente*" implementata per una fondazione posizionata alla profondità di 0.20 m, quindi interagente con il *Livello C1*.

Il metodo del cedimento che è stato impiegato per la determinazione di K1 ha limiti derivanti dalle incertezze sia sui parametri geotecnici sia sulle ipotesi di base impiegate per il semispazio elastico; resta comunque il fatto che in questo modo si implementa la definizione della costante di sottofondo, si contempla l'intera stratigrafia del sito di costruzione e quindi, nei confronti di altri metodi ed in particolare delle "note tabelle", si opera in condizioni senz'altro più corrette.

Valore Riferito a Fondazioni interagenti con il LIVELLO C1			
Profondità di posa [cm]	Pressione [N/cm^2]	Cedimento [cm]	***K1 [N/cm3]***
20.0	1188.80	100.0	***11.90***

21.4 Modello Geotecnico di Sintesi per la Progettazione

		PARAMETRI GEOMECCANICI CARATTERISTICI PER VERIFICHE DI OPERE CHE COINVOLGONO GRANDI VOLUMI DI TERRENO (95° percentile)	PARAMETRI GEOMECCANICI CARATTERISTICI PER VERIFICHE DI OPERE CHE COINVOLGONO PICCOLI VOLUMI DI TERRENO (5° percentile)	PARAMETRI DELL'ANALISI STATISTICA
COPERTURA	LIVELLO C1	Proprietà Indice γ,k = 17.00 kN/m³ γ_{sat},k = 17.60 kN/m³ Resistenza al Taglio Tensioni Efficaci: N.D. Tensioni Totali **Cu,k = 40.0 kPa** Compressibilità Valori per strato supposto isotropo e omogeneo quindi da utilizzare con estrema cautela **E,k = 327.0 N/cm2** Moduli di Reazione Kh,k = N.D.	Resistenza al Taglio Tensioni Efficaci: N.D. Tensioni Totali **Cu,k = 28.6 kPa** ϕ_{uP},k = n.d.; ϕ_{uCS},k = n.d.	N° dati = 3 Dev. Stand.=14.71 ***Valori Medi*** Tensioni Totali **Cu = 44.13 kPa**
	LIVELLO C2	Proprietà Indice **γ,k = 16.00 kN/mc** **γ_{sat},k = 16.80 kN/mc** Resistenza al Taglio Tensioni Efficaci: N.D. Tensioni Totali **ϕ_{uP},k = 38,75°** **ϕ_{uCS},k = 37°** Compressibilità **E,k = 941.0 N/cm2** Moduli di Reazione Kh,k = N.D.	Resistenza al Taglio Tensioni Efficaci: N.D. Tensioni Totali **ϕ_{uP},k = 34.50°** **ϕ_{uCS},k = 32°**	N° dati = 3 Dev. Stand.=3.06 ***Valori Medi*** Tensioni Totali **ϕ_{uP},k = 41.67°**
SUBSTRATO GEOLOGICO	LIVELLO S	*Ammasso Roccioso* γ,k = 24.00 kN/m³ γ_{sat},k = 24.50 kN/m³ σ_{cm} = 0.82 Mpa C'$_R$,k = 350.0 kPa ϕ'_R,k = 11.0° E_R,k = 85.0 MPa	*Ammasso Roccioso* N.D.	

γ=peso di volume; γ_{sat}=peso di volume saturo; Cu=resistenza al taglio non drenata; C'$_P$=resistenza al taglio efficace di picco; C'$_{CS}$=resistenza al taglio efficace stato critico ϕ'_P=angolo di resistenza al taglio di picco; ϕ'_{CS}=angolo di resistenza al taglio allo stato critico; σ_{cm}=resistenza a compressione uniassiale equivalente alla scala dell'ammasso; mv=coefficiente di compressibilità; E=modulo di deformazione; Kh=modulo di reazione orizzontale; Kw=costante di sottofondo; ϕ'_R=angolo di resistenza al taglio efficace della roccia; C'$_R$=resistenza al taglio efficace della roccia; E_R=modulo di deformazione della roccia.

21. FONDAZIONI

21.1. Fondazioni Superficiali

Si precisa che, per quanto la scelta della tipologia di fondazione spetti all'Ingegnere strutturista, in considerazione della natura e delle caratteristiche geomeccaniche dei terreni si manifesta, a parere dello scrivente, la possibilità di utilizzare *tipologie fondali superficiali o dirette*.

21.1.1 Soluzione Fondale e Quota d'Imposta

Nel contesto generale il piano di posa dovrà avere profondità tale da superare lo strato superficiale di terreno sciolto ed eventuali stratificazioni di riporti e comunque di terreni con caratteristiche scadenti, superare lo strato di terreno soggetto all'azione del gelo o a variazioni stagionali del contenuto d'acqua, mettersi al sicuro dall'azione delle acque superficiali.

◊ *PROFONDITÀ MINIME DEL PIANO DI POSA:*

◊ da valutare sulla base delle necessità strutturali ed architettoniche ma in ottemperanza alle NTC-2018 e agli Eurocodici 7/8. Si dovrà in ogni caso verificare che le eventuali fondazioni siano interagenti con terreni addensati/consistenti e in posto.

◊ La soluzione ottimale sarebbe quella di riuscire ad approfondire la fondazione almeno fino al raggiungimento della quota di 0.60 m, dove le indagini evidenziano, nelle condizioni più critiche, il tetto dello strato alluvionale (granulare) addensato del Livello C2. È addirittura probabile che a tale quota, in alcuni settori, ci possa già essere la presenza della roccia del Livello S, come sembra dalla sezione tomografica dell'Array sismico n.1.

N.B.:
Il piano di posa, fissato in sede di progetto, dovrà essere attentamente verificato durante la costruzione ed eventualmente adattato alle diverse situazioni che venissero messe alla luce dagli scavi.

21.1.2 Norme di Esecuzione

◊ Procedere ad un controllo accurato del piano di posa delle fondazioni, bonificando con calcestruzzo magro le eventuali sacche di terreno molle;

◊ Eseguire il getto di calcestruzzo magro di protezione del fondo scavo prontamente dopo lo scavo stesso; nel caso in cui non sia possibile gettare immediatamente (ad esempio per pioggia) sarà necessario togliere lo strato rammollito prima del getto di pulizia;

◊ Controllare che il terreno risulti omogeneo (medesima consistenza, medesima colorazione); si dovrà verificare l'uniformità' del piano di posa al fine di escludere la presenza localizzata di eventuali disomogeneità ed attestare le fondazioni sul terreno sicuramente in posto ed indisturbato;

21.1.3 Verifiche agli Stati Limite GEO e STR

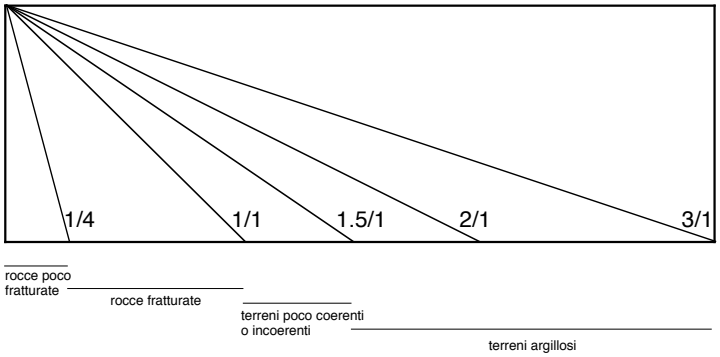
Si ribadisce che la scelta della tipologia di fondazione, il relativo dimensionamento e le verifiche agli stati limite saranno totalmente a carico e a insindacabile decisione dell'Ingegnere strutturista.

22. OPERAZIONI DI SCAVO E DI RIPORTO

Per la realizzazione degli interventi in oggetto saranno indispensabili operazioni di scavo e riporto.
La natura e le caratteristiche geomeccaniche dei litotipi presenti consentono, per l'abbattimento del terreno, l'esclusivo utilizzo di escavatori meccanici.
Il terreno di risulta potrà essere totalmente conguagliato in loco e quindi utilizzato per la sistemazione finale dell'area di progetto, ovviamente sempre in ottemperanza alla vigente normativa che richiede l'analisi ambientale dei terreni movimentati.

22.1 Stabilità dei Fronti di Scavo e Spinta delle Terre

Nell'area retrostante l'opera di sostegno sarà eseguito uno sbancamento della scarpata esistente con la contestuale formazione/arretramento di fronti di scavo i quali, per quanto di altezza limitata, vista la presenza di terreni sciolti e rocce fratturate, se non adeguatamente configurati, potrebbero manifestare delle criticità.
Per la messa in sicurezza degli stessi dovranno pertanto essere adottate tutte le cautele necessarie ad evitare fenomeni di franamento e/o di erosione, si dovrà lavorare in stagione a minimo rischio di piogge, dovranno essere realizzate, se necessario, fossette di guardia per deviare le acque provenienti da monte ed opere di trattenimento del terreno, ove lo stesso dimostri di non avere sufficiente stabilità.
Relativamente al profilo da conferire, la scelta della pendenza di sicurezza da assegnare ai fronti di scavo (argomento ampiamente trattato nei testi di meccanica delle terre) dipende dalla resistenza al taglio del terreno, dall'altezza delle scarpate e dalle condizioni di circolazione delle acque sotterranee.



INCLINAZIONI DI SICUREZZA IN ALCUNI TIPI DI ROCCIA E TERRENO

Considerando le caratteristiche fisico-meccaniche dei litotipi presenti, la pendenza attuale della scarpata e la condizione si stabilità della stessa, nonché il rapporto pendenza naturale-concentrazione

delle frane, cioè dalla conoscenza dell'arco dei valori delle pendenze naturali cui corrisponde il maggior numero di frane per i litotipi in parola, il rapporto di 1.5/1 deve in questo caso considerarsi cautelativo.
L'inclinazione massima di 35° sull'orizzontale va considerata come indicazione prescrittiva, ovviamente per i settori dove sarà riscontrata la presenza di terreni sciolti.
In presenza di roccia, quindi di condizioni geo-morfologiche alle quali si può associare un rischio minore, l'inclinazione massima potrà anche essere pari a 45° (rapporto 1/1).

22.2. Definizione degli Interventi di Stabilizzazione

I fronti di scavo/scarpate allo stato di cantiere, sulla base dei modelli geologico e geotecnico sopraindicati, risulteranno sufficientemente stabili con le inclinazioni massime sopraindicate; in questa fase progettuale non sembra possano essere necessari interventi finalizzati al miglioramento delle caratteristiche di resistenza al taglio dei terreni e/o opere dirette a contrastare eventuali deficit di stabilità.
I relativi controlli, nei riguardi della validità e dell'attendibilità delle basi teoriche sulle quali è stata testata la stabilità dei fronti di scavo, dovranno essere fatti in corso d'opera, ovvero durante le operazioni di scavo.
In tale circostanza dovranno essere dettagliatamente analizzate le condizioni litologiche e strutturali del terreno, al fine di determinare se l'orientamento delle eventuali discontinuità presenti, possano determinare l'insorgere di movimenti gravitativi.
In tal caso dovranno essere adottate tutte le precauzioni necessarie ed in grado di garantire la sicurezza del cantiere e delle strutture limitrofe.
Si ricorda inoltre che:

◊ in conformità alle disposizioni contenute nelle NTC, sui fronti di scavo a parete verticale di altezza superiore a 2.0 m nei quali sia prevista la permanenza di operai e/o che ricadano in prossimità di manufatti esistenti, deve essere prevista una idonea armatura di sostegno delle pareti di scavo.

Qualora vengano rilevate delle condizioni di possibile instabilità, si dovranno immediatamente adottare tutte le misure necessarie alla messa in sicurezza dei fronti (opere di contenimento, teli protettivi, ecc).

♦ ***Raccomandazioni***

◊ Valutare la necessità di realizzare opere provvisionali a sostegno dei fronti di scavo;

◊ Realizzare un fosso per la raccolta e lo smaltimento delle acque di infiltrazione alla base dello scavo;

◊ Nel caso che la scarpata di scavo, durante la sua profilatura, debba rimanere per tempi relativamente lunghi sotto le azioni atmosferiche, occorre proteggere transitoriamente la superficie di scavo sia dalle infiltrazioni delle acque meteoriche sia da eventuali sottospinte idrauliche dal fondo, mediante l'impermeabilizzazione superficiale, da effettuarsi con l'impiego di teli in Nylon o guaina impermeabilizzante e da stendere su tutta la scarpata;

◊ Regimare le acque superficiali in sommità della scarpata eseguendo un fosso di raccolta posto parallelamente al ciglio della scarpata, al fine di impedire la percolazione dell'acqua sulla scarpata stessa;

◊ Limitare la circolazione dei mezzi pesanti ed evitare di accatastare materiali da costruzione o cose in sommità della scarpata in una fascia inferiore a 4.00 ml a partire dal ciglio della scarpata stessa;

◊ Osservare e controllare periodicamente (almeno una volta al giorno) il profilo di scavo e segnalare tempestivamente alla D.L. l'eventuale formazione di crepe per trazione sul ciglio della scarpata o evidenze morfologiche anomale.

22.3. Sistemazione delle Terre di Risulta

I riporti dovranno essere realizzati, qualora previsti all'interno dell'area di cantiere, senza determinare apprezzabili modificazioni di assetto e pendenza dei terreni, provvedendo al compattamento ed inerbimento del terreno stesso ed evitando che abbiano a verificarsi fenomeni erosivi o di ristagno delle acque.
Per garantire una buona resistenza a lungo termine sarà fondamentale creare una fondazione proporzionata all'entità dei riempimenti/terrapieni.

La terra utilizzata dovrà essere addensata con idoneo mezzo compattatore, per singoli strati di 20 cm, fino al raggiungimento di un grado di costipazione almeno pari al 95% dello STANDARD PROCTOR (prova AASHO modificata).
Al fine di garantire una corretta compattazione del terreno dovranno essere rimossi, per quanto possibile, gli elementi lapidei di maggiori dimensioni.
I materiali utilizzati dovranno essere omogenei e pienamente conformi con le vigenti normative, con particolare riguardo sia a quelle igienico-sanitarie sia a quelle relative ai rifiuti di vario genere.

23. REGIMAZIONE E SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE

Alla fine dei lavori si dovrà porre particolare attenzione affinché le acque meteoriche non siano in grado di generare fenomeni erosivi internamente all'area di progetto e nel congruo intorno.
Si dovranno quindi realizzare opportuni fossetti di intercettazione e scolo delle acque, almeno fino a quando l'area non ritorni ad essere sufficientemente vegetata.
Si dovrà inoltre evitare che l'intervento possa comportare la formazione di zone di ristagno e/o favorire l'infiltrazione delle acque piovane.
Tutto il sistema di drenaggio delle acque superficiali dovrà essere correttamente convogliato verso l'impluvio più idoneo e conveniente.

CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Alla luce delle indagini svolte e dei risultati ottenuti si ritiene che l'intervento in progetto:

◊ *REALIZZAZIONE DI UN'OPERA DI SOSTEGNO A GRAVITA' INERENTE IL PROGETTO DI SISTEMAZIONE DELLA SCARPATA PRESENTE NELLA PORZIONE RETROSTANTE LA TRIBUNA DELLO STADIO COMUNALE*

da realizzarsi nel *Comune di Macerata Feltria, località Stadio comunale,* è compatibile con la situazione geologica, geomorfologica e idrogeologica dell'area a condizione che siano rigorosamente osservate le indicazioni esposte nei paragrafi precedenti.

Il presente studio ha evidenziato la presenza di *un deposito colluviale-alluvionale di spessore limitato sovrastante rocce litoidi*, terreni che sono stati discretizzati in tre livelli geotecnici significativi, caratterizzati da variabili ma mediamente elevati valori di consistenza/densità relativa, quindi da edificare ma adottando adeguate soluzioni progettuali.

Sull'area di progetto *NON è presente FALDA* freatica internamente al volume geotecnico indagato.

Sulla base dell'analisi probabilistica e dell'approccio normativo semplificato, l'area di progetto risulta classificata nella *categoria di sottosuolo A e nella categoria topografica T1.*

Si ribadisce che il controllo e la gestione del cantiere dovrà essere effettuata dal Direttore dei Lavori e dal Committente, ai quali si rimanda incondizionatamente per quanto riguarda la corretta esecuzione del progetto e la rigorosa osservanza delle indicazioni contenute nella presente relazione.

Lo Strutturista effettuerà le verifiche agli Stati Limite GEO e STR dell'opera.

La presente relazione è composta da n. 32 pagine più allegati.

N.B.: Tutti i diritti di riproduzione e di memorizzazione elettronica sono riservati. Nessuna parte di questa relazione può essere riprodotta in alcuna forma, comprese le copie fotostatiche, né memorizzata tramite alcun mezzo, senza il permesso scritto dell'Autore.

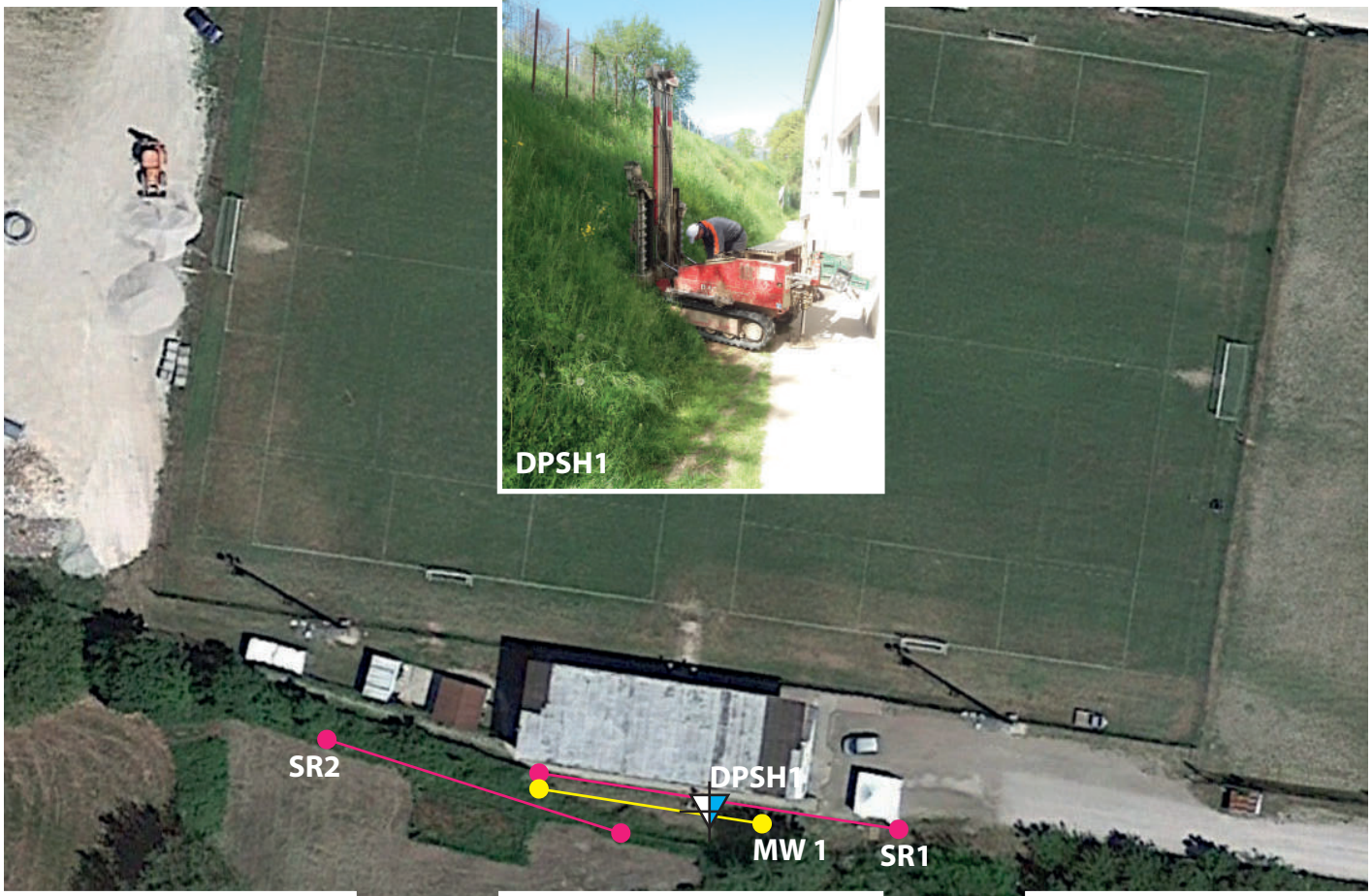
04 aprile 2019

IL GEOLOGO
Dott. Gianni AMANTINI
Iscritto al n.754
dell'Ordine della Regione Toscana

ORDINE DEI GEOLOGI DELLA TOSCANA
DOTT. GEOL. GIANNI AMANTINI N° 754

CARTA DELLE INDAGINI
(base foto aerea)

cartografia non georeferenziata e fuori scala



Legenda

Indagini Geologiche in Sito

- Sondaggio con con carotaggio continuo
- Sondaggio con piezometro
- Sondaggio con inclinometro
- Trincea o Pozzetto Esplorativo
- Prova Penetrometrica statica con punta meccanica (CPT)
- Prova Penetrometrica statica con punta elettrica (CPTE)
- Prova Penetrometrica dinamica superpesante (DPSH)
- Prova Penetrometrica dinamica media (DPM)

Indagini Geofisiche

- SR - Profilo sismico a rifrazione
- MW - Profilo sismico con onde di Rayleight (MASW)
- Array sismico ESAC (antenna sismica)
- DH - Prova sismica in foro tipo Down Hole
- Stazione microtremore a stazione singola (HVSR)

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE DI TIPO SUPER PESANTE (DPSH)
valori di N20 - diagramma di resistenza

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA (DPSH) n°1 -- PAGANI TG 603/200 kN (super havi)
Località: Stadio Comunale Macerata Feltria -- Data: Maggio 2018
Coordinate Geografiche (WGS84): 43,800414° - 12,427298°

Prof ml	Numero colpi	Coefficiente Din->Stat
0.20	3	3.00
0.40	2	3.00
0.60	4	3.00
0.80	8	3.00
1.00	14	3.00
1.20	50	3.00

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE DI TIPO SUPER PESANTE (DPSH)
Interpretazione Litostratigrafica e Parametrizzazione Geomeccanica

metodo di Schmertmann - valori relativi alle singole letture di N20

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA (DPSH) n°1 -- PAGANI TG 603/200 kN (super havi)
Località: Stadio Comunale Macerata Feltria -- Data: Maggio 2018
Coordinate Geografiche (WGS84): 43,800414° - 12,427298°

Prof ml	Strati	Tipologia	Gamma kg/m3	Gamma' kg/m3	Sigma'V kg/cm2	CU kg/cmq	FI °	DR %	Mv cm2/Kg
0.20		Limo arailloso	1737	1737	0.035	0.450	0	0	0.016221
0.40		Arailla limosa	1677	1677	0.068	0.300	0	0	0.022222
0.60		Limo arailloso	1780	1780	0.104	0.600	0	0	0.014368
0.80		Sabbia e limo arailloso	1500	1500	0.134	0.000	39	56	0.020833
1.00		Sabbia e limo argilloso	1500	1500	0.164	0.000	41	71	0.011905
1.20		Sabbia e limo	1500	1500	0.194	0.000	45	100	0.004444

metodo di Schmertmann - valori medi per ogni livello discretizzato

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA (DPSH) n°1 -- PAGANI TG 603/200 kN (super havi)
Località: Stadio Comunale Macerata Feltria -- Data: Maggio 2018
Coordinate Geografiche (WGS84): 43,800414° - 12,427298°

Prof ml	Strati	Tipologia	Gamma kg/m3	Gamma' kg/m3	Sigma'V kg/cm2	CU kg/cmq	FI °	DR %	Mv cm2/Kg
0.60		Limo argilloso	1737	1737	0.104	0.450	0	0	0.016221
1.00		Sabbia e limo argilloso	1500	1500	0.164	0.000	40	63	0.015152
1.20		Sabbia e limo	1500	1500	0.194	0.000	45	100	0.004444

Multichannel Analysis of Surface Waves

(metodo MASW con onde di Rayleight)

IDENTIFICATIVO: MW 1

STRUMENTAZIONE UTILIZZATA

Sismografo DoReMi della Sara electronic instuments

Elaborazione eseguita con software "SeisImager/SW"

COORDINATE GEOGRAFICHE WGS84 DELL' ARRAY

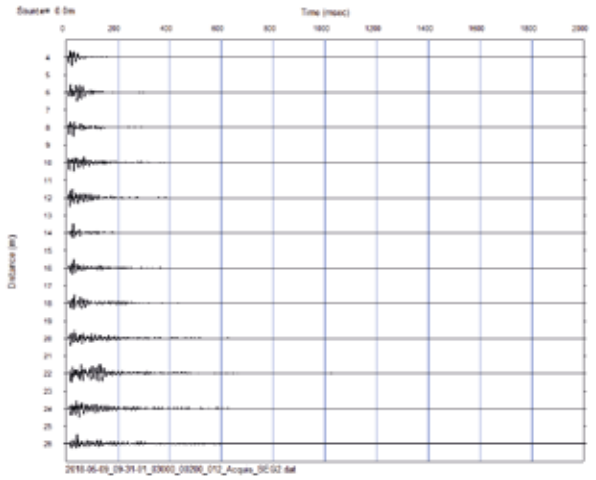
Latitudine: 43.800414° ⇔ Longitudine: 12.427298°

REGIONE: Marche

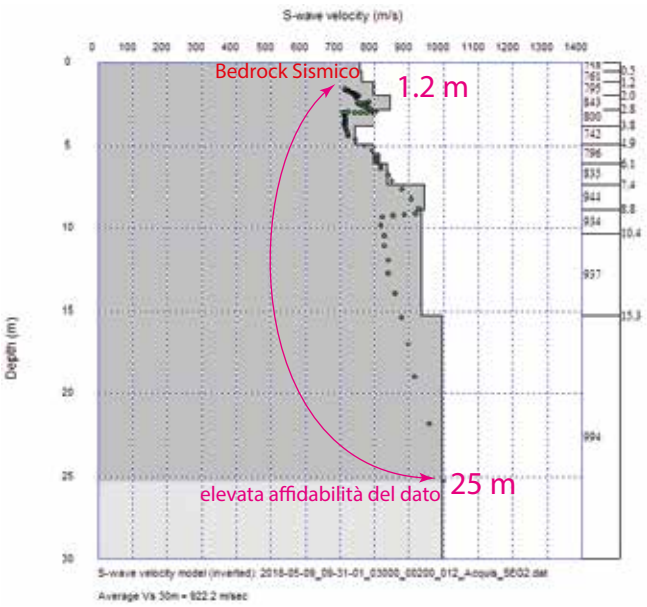
COMUNE: Macerata Feltria LOCALITÀ: Stadio Comunale

COMMITTENTE: Arch. Rastelli

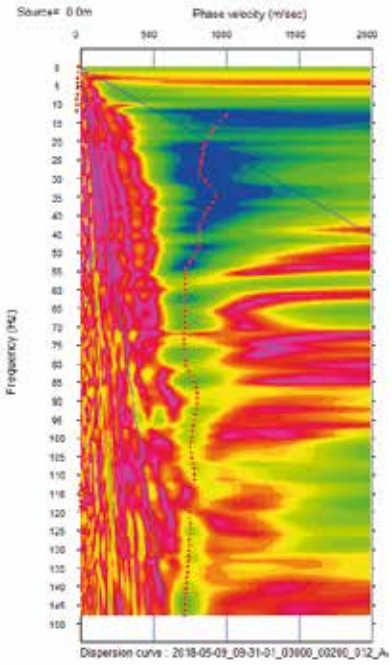
DATA DI ESECUZIONE: maggio 2018



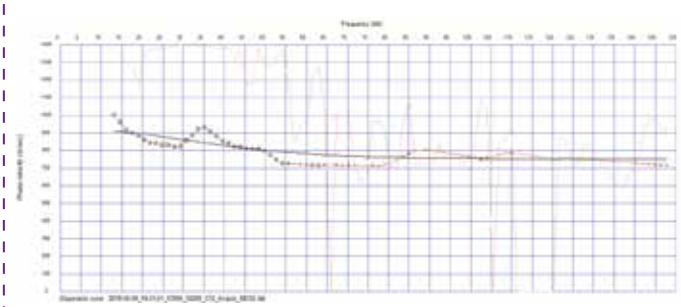
segnale registrato



profilo Vs/z definito al p.c.



spettro di velocità con piking



curva di dispersione

Dott. Geol. Gianni AMANTINI

GEOTERRE Studio

Tel: 3358049377 mail: geoterre.1@libero.it PEC: geoterre.studio@epap.sicurezzapostale.it

Via Guido Monaco n.6 - 52032 Badia Tedalda (AR) -- Viale Osimo n.363 - 52037 Sansepolcro (AR) -- Via Cà Rosello n.32 - 47863 Novafeltria (RN)

Sismica a Rifrazione con onde P

(Elaborazione Tomografica)

IDENTIFICATIVO: SR 1

STRUMENTAZIONE UTILIZZATA

Sismografo DoReMi della Sara electronic instuments

Elaborazione eseguita con software "Rayfract"

COORDINATE GEOGRAFICHE WGS84 DELL' ARRAY

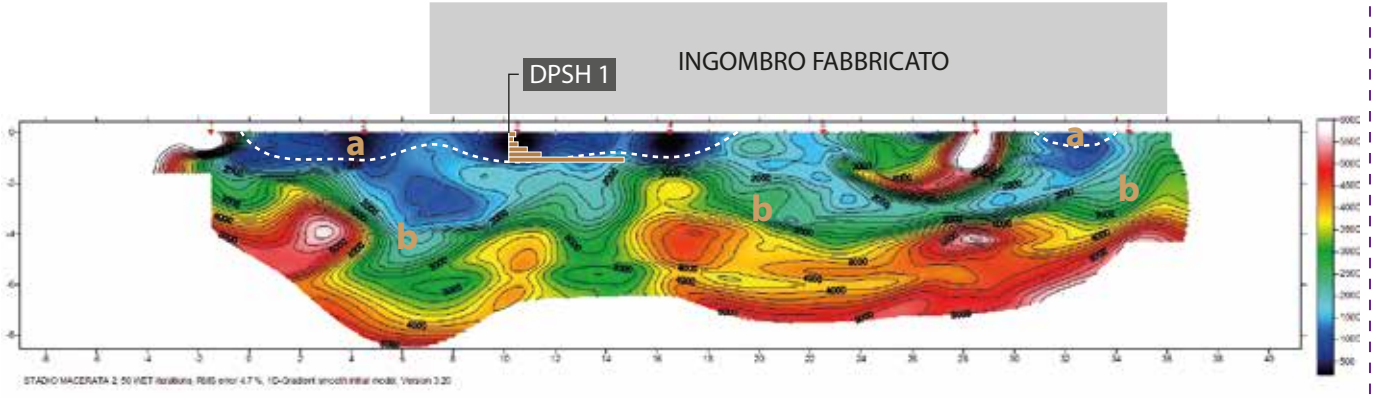
Latitudine: 43.800414° ⇔ Longitudine: 12.427298°

REGIONE: Marche

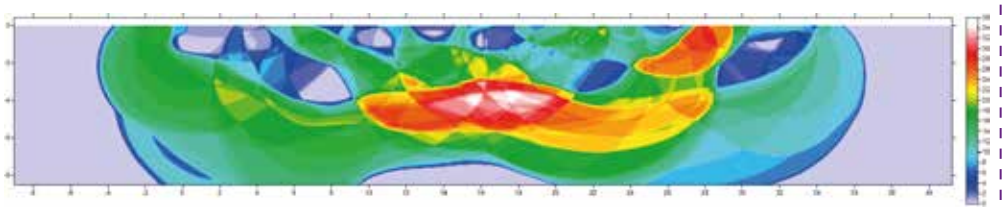
COMUNE: Macerata Feltria LOCALITÀ: Stadio Comunale

COMMITTENTE: Arch. Rastelli

DATA DI ESECUZIONE: maggio 2018

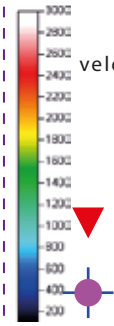


sezione tomografica



raggi sismici

LEGENDA



velocità delle onde (m/sec)

posizionamento degli shot

posizionamento dei geofoni

INTERPRETAZIONE LITOSTRATIGRAFICA

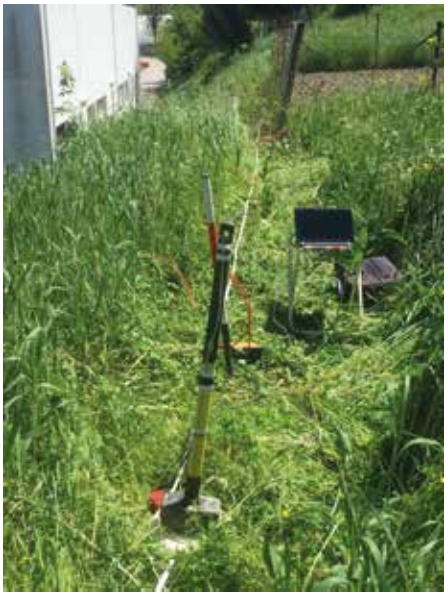
- a = terre sciolte;
- b = roccia litoide del Substrato Geologico marino;

Dott. Geol. Gianni AMANTINI

GEOTERRE Studio

Tel: 3358049377 mail: geoterre.1@libero.it PEC: geoterre.studio@epap.sicurezzapostale.it

Via Guido Monaco n.6 - 52032 Badia Tedalda (AR) -- Viale Osimo n.363 - 52037 Sansepolcro (AR) -- Via Cà Rosello n.32 - 47863 Novafeltria (RN)



Sismica a Rifrazione con onde P

(Elaborazione Tomografica)

IDENTIFICATIVO: SR 2

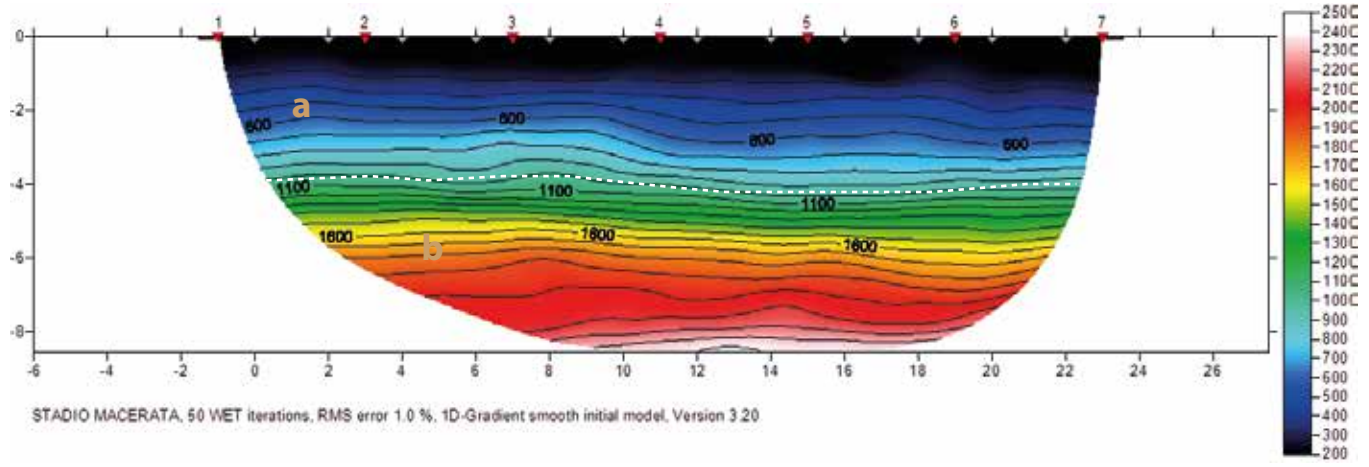
STRUMENTAZIONE UTILIZZATA

Sismografo DoReMi della Sara electronic instuments
Elaborazione eseguita con software "Rayfract"

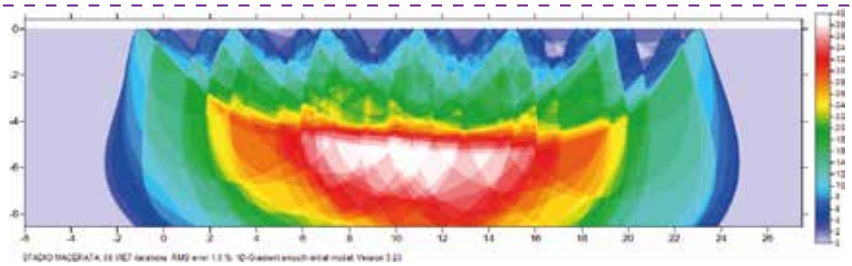
COORDINATE GEOGRAFICHE WGS84 DELL' ARRAY

Latitudine: 43.800414° ⇔ Longitudine: 12.427298°

REGIONE: Marche
COMUNE: Macerata Feltria LOCALITÀ: Stadio Comunale
COMMITTENTE: Arch. Rastelli
DATA DI ESECUZIONE: maggio 2018

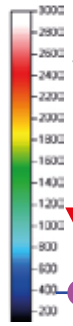


sezione tomografica



raggi sismici

LEGENDA



velocità delle onde (m/sec)

posizionamento degli shot

posizionamento dei geofoni

INTERPRETAZIONE LITOSTRATIGRAFICA

- a = terre sciolte;

- b = roccia litoide del Substrato Geologico marino;

Dott. Geol. Gianni AMANTINI

GEOTERRE Studio

Tel: 3358049377 mail: geoterre.1@libero.it PEC: geoterre.studio@epap.sicurezzapostale.it

Via Guido Monaco n.6 - 52032 Badia Tedalda (AR) -- Viale Osimo n.363 - 52037 Sansepolcro (AR) -- Via Cà Rosello n.32 - 47863 Novafeltria (RN)

SEZIONE GEOLOGICA
scala 1:100

LEGENDA

DEPOSITI ANTROPICI

- Terreno di Riporto (hr)

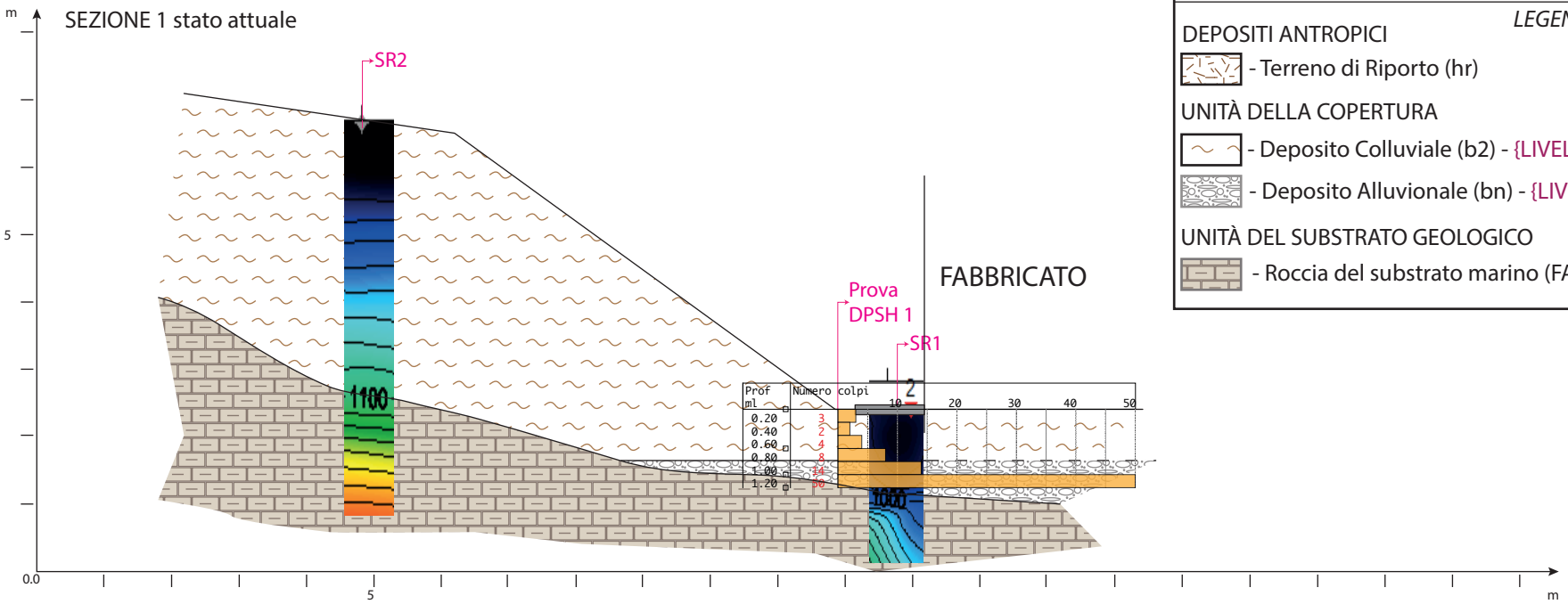
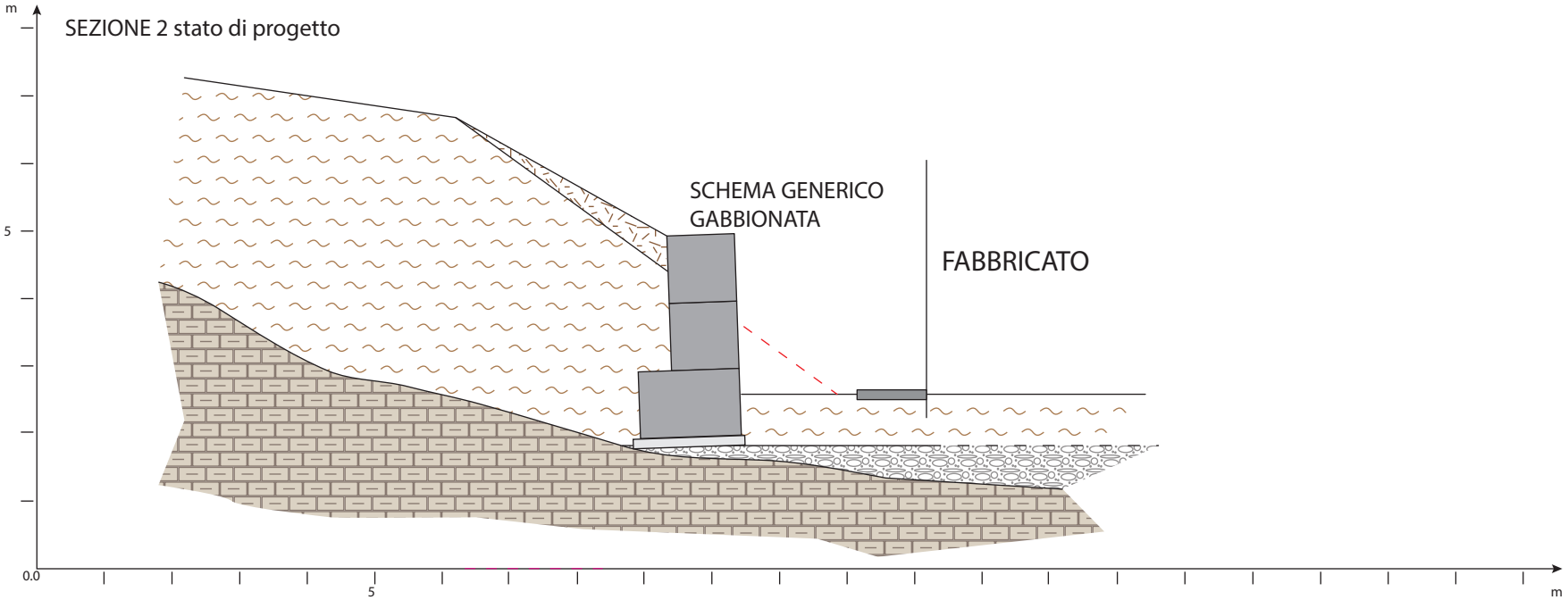
UNITÀ DELLA COPERTURA

- Deposito Colluviale (b2) - {LIVELLO GEOTECNICO C1}
- Deposito Alluvionale (bn) - {LIVELLO GEOTECNICO C2}

UNITÀ DEL SUBSTRATO GEOLOGICO

- Roccia del substrato marino (FAM) - {LIVELLO GEOTECNICO S}

SEZIONE 1 stato attuale



SEZIONE 2 stato di progetto