



Finanziato  
dall'Unione europea  
NextGenerationEU



MIT  
MINISTERO  
DELLE INFRASTRUTTURE  
E DEI TRASPORTI



Italiadomani  
PIANO NAZIONALE  
DI RIPRESA E RESILIENZA



RegioneLombardia

Direzione Generale Infrastrutture e Opere Pubbliche



FERROVIENORD  
FNM GROUP



un progetto di  
FNM FERROVIENORD TRENORD

CODICE  
COMMESSA

LIVELLO  
PROGETTAZIONE

D.P.R.  
207/10

PROGRESSIVO  
ELABORATO

CATEGORIA  
OPERA

NUMERO  
OPERA

REVISIONE

SCALA

B 3 5

D

b

0 0 5

I G

0 2

R 0

---

# IMPIANTO DI PRODUZIONE, STOCCAGGIO E DISTRIBUZIONE DI IDROGENO DI EDOLO Progetto Definitivo

## Relazione Tecnica Specialistica Geotecnica

Revisioni		Data	Descrizione	Redatto	Controllato
	3		-		
	2		-		
	1		-		
	0	Lug. 2024	PRIMA EMISSIONE		

FERROVIENORD

APPALTATORE



Progettista



BTP INFRASTRUTTURE S.p.A.

Via di Torre Rossa 66 - 00165 ROMA  
☎ (+39) 06 8710088 ✉ info@btpinfra.it  
Web: www.btpinfrastrutture.com

REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	DATA
L. BLESIO	P. TURBOLENTE	N. SBARIGIA	09/07/2024

CODICE ARCHIVIO COLLABORATORE

AGG.

# “RELAZIONE GEOTECNICA”

## Sommario

<b>1. PREMESSA</b>	<b>3</b>
<b>2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b>	<b>4</b>
<b>3. SINTESI INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO</b>	<b>5</b>
<b>4. INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOFISICHE</b>	<b>9</b>
<b>5. CARATTERIZZAZIONE SISMICA</b>	<b>10</b>
5.1. Generalità	10
5.2. Vita Nominale	10
5.3. Classe D'Uso	10
5.4. Periodo Di Riferimento	11
5.5. Valutazione dei Parametri di Pericolosità Sismica	12
5.5.1. Caratteristiche sismiche del sito	13
5.5.2. Condizioni Topografiche	13
5.5.3. Categorie di Sottosuolo	14
5.5.4. Amplificazione Stratigrafia e Topografica	15
5.6. Parametri sismici di calcolo	15
5.7. Effetti sismici locali	16
<b>6. CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA</b>	<b>17</b>
6.1. Terreni A Grana Grossa (Sabbie E Ghiaie)	17
6.1.1. Classificazione	17
6.1.2. Stato di addensamento (Dr)	17
6.1.3. Caratteristiche di resistenza ( $\varphi'$ )	18
6.1.4. Caratteristiche di deformabilità	19
6.1.5. Caratteristiche di permeabilità	20

---

<b>7. Caratterizzazione geotecnica dei depositi incoerenti</b>	<b>22</b>
<b>7.1. Descrizione del deposito alluvionale (ALL)</b>	<b>22</b>
<b>7.1. Caratterizzazione meccanica del materiale: prove in sito</b>	<b>31</b>
<b>7.2. Caratterizzazione meccanica del materiale: prove in laboratorio</b>	<b>34</b>
<b>7.3. Deformabilità del deposito alluvionale</b>	<b>35</b>
<b>7.4. SINTESI DEI PARAMETRI CARATTERISTICI DI PROGETTO per il terreno di fondazione (ALL)</b>	<b>37</b>
<b>8. ANALISI DI PERICOLOSITA' RISPETTO AL FENOMENO DELLA LIQUEFAZIONE</b>	<b>38</b>

La presente relazione riporta la caratterizzazione geotecnica dei terreni interessanti dalla costruzione del nuovo **IMPIANTO DI PRODUZIONE, STOCCAGGIO E DISTRIBUZIONE DI IDROGENO DI EDOLO (BS)**, a servizio della rete ferroviaria gestita dalla committente FERROVIENORD.

[illegible]

In particolare, nel documento sono affrontati i seguenti aspetti:

- breve inquadramento geologico, morfologico e idrogeologico;
- descrizione delle indagini geotecniche eseguite in sito e di laboratorio;
- rilievo del livello di falda;
- descrizione dei criteri in base ai quali sono stati interpretati i risultati delle indagini geotecniche effettuate;
- interpretazione dei risultati delle indagini geotecniche e definizione dei parametri geotecnici, in termini di proprietà fisiche e meccaniche (resistenza al taglio e deformabilità), per le unità geotecniche intercettate lungo la viabilità;

- caratterizzazione geotecnica in corrispondenza delle opere d'arte principali: stratigrafia, definizione dei parametri geotecnici di progetto, individuazione livello di falda, categoria sismica di sottosuolo.

## **2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- 1) D.M. 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42) - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»;
- 2) Circolare 21 Gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. n. 35 del 11 febbraio 2019) - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- 3) Eurocodice EN 1997-1: Progettazione Geotecnica – Parte 1: Regole generali;
- 4) Eurocodice EN 1998-5: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazione, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;



### 3. SINTESI INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO

L'area d'indagine ricade interamente nel Foglio 57 (Malonno) della carta Geologica d'Italia in scala 1:50.000 dell'ISPRA.

Dall'indagine rivolta all'identificazione dei terreni affioranti, in prossimità della zona in esame, risulta che questi sono prevalentemente di origine sedimentaria - continentale e rappresentano, nella maggior parte dei casi, i termini superiori della sequenza stratigrafica loro caratteristica.

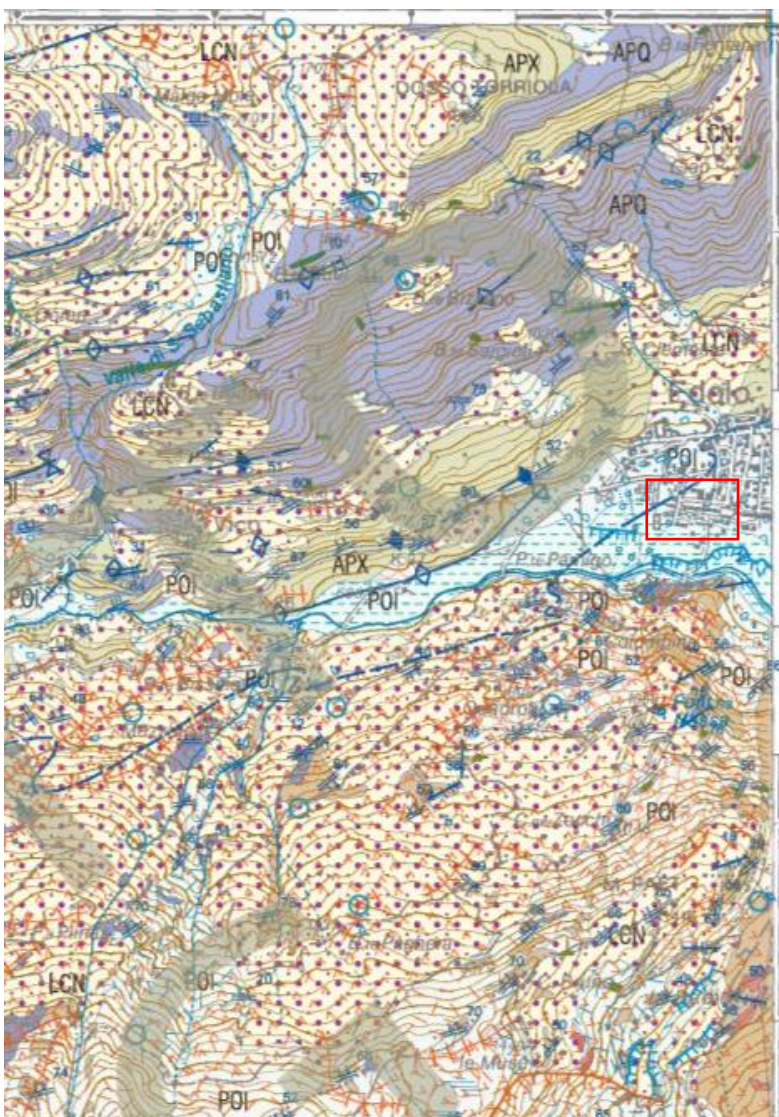
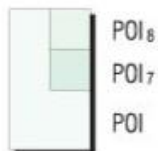


Figura 2 - Stralcio del Foglio Geologico 57 (Malonno) della cartografia Geologica d'Italia 1:50000 dell'ISPRA.

**DEPOSITI CONTINENTALI NEOGENICO-QUATERNARI**  
**UNITA' NON DISTINTE IN BASE AL BACINO DI APPARTENENZA**

**SINTEMA DEL PO**



POI<sub>8</sub>

POI<sub>7</sub>

POI

Diamicton e ghiaie massive con clasti eterometrici spigolosi (depositi di versante). Ghiaie e sabbie stratificate o in corpi lenticolari, limi massivi (depositi alluvionali). Limi laminati, sabbie fini, torbe (depositi lacustri e di torbiera). Diamicton massivi a supporto di matrice con clasti da sub angolosi ad arrotondati (till d'ablazione e di alloggiamento). Superficie limite superiore caratterizzata da alterazione assente e morfologie ben conservate o ancora in evoluzione.

Subsintema della Piccola Età Glaciale (POI<sub>7</sub>)

Superficie limite caratterizzata da orizzonte B poco sviluppato, morfologie ben conservate, esteso inerbimento sino a limitata vegetazione arborea. **PICCOLA ETÀ GLACIALE (PEG), 1500-1860 AD.**

Subsintema del Po recente (POI<sub>8</sub>)

Superficie limite caratterizzata da orizzonte B assente, morfologie in evoluzione, inerbimento da scarso a nullo, con sviluppo di vegetazione pioniera. **PEG – ATTUALE**

**PLEISTOCENE SUPERIORE - OLOCENE**

Nella zona di interesse in particolare i depositi superficiali si possono distinguere genericamente in :

**- depositi glaciali:** costituiti perlopiù da materiali fluvioglaciali e morenici rimaneggiati. I primi si distinguono per la presenza di una pseudo-stratificazione e per la posizione morfologica (in corrispondenza dei tratti di versante a debole pendenza quali i terrazzamenti morfologici). Litologicamente sono costituiti da ghiaie e sabbie limose con ciottoli e clasti. I materiali morenici rimaneggiati sono caratterizzati dalla presenza di accumuli caotici di clasti, blocchi in matrice, quantitativamente variabile sabbioso – limosa. Si tratta di materiali rimaneggiati dall'azione gravitativa, in quanto frammisti a materiali detritici ed eluviali. Alcuni spaccati sono visibili in corrispondenza di nicchie di distacco di frane inattive (dove possono anche manifestarsi fenomeni di emergenza idrica con relativa saturazione dei depositi caratterizzati da presenza di matrice fine scarsamente permeabile). Nel tratto di valle che collega l'Aprica all'abitato di Edolo, i depositi glaciali risultano, seppur di spessore esiguo in quanto il substrato roccioso è perlopiù subaffiorante, piuttosto diffusi a testimonianza dell'antica lingua glaciale che scendeva dal passo dell'Aprica e si collegava al ghiacciaio camuno. La presenza di depositi glaciali nel senso "letterale del termine" è osservabile in corrispondenza della conca dei laghi Benedetto-Venerocolo e Avio: in tal caso la deposizione più recente consente di osservare forme caratteristiche quali cordoni morenici, rock glaciers e aree di accumulo di detrito glaciale attuali, in corrispondenza dei circhi glaciali che delimitano il confine comunale. Depositi glaciali sono diffusi anche lungo il settore di versante posto in destra idrografica al corso del Torrente Ogliolo e che fa capo alla cima del Piz Tri. Si tratta in questo caso di depositi detritico glaciali rimaneggiati che si

sviluppano in area a media pendenza sottostanti versanti più ripidi caratterizzati dalla presenza di depositi detritici.

- **depositi eluvio colluviali e colluvio glaciali**: sono originati dal disfacimento del substrato roccioso in posto, frammisti a materiali che hanno subito un'azione di trasporto per gravità e per l'azione delle acque superficiali, lungo i versanti e che sono pertanto costituiti da materiali più grossolani. I depositi sono costituiti da sabbie limose inglobanti ciottoli, ghiaia e pietrisco in quantità variabile. Lo spessore è in genere esiguo, raramente raggiunge il metro di potenza, si ritrovano alle quote medie e basse spesso interdigitati a depositi colluvio glaciali (messi in posto per asportazione degli orizzonti superficiali alterati dei depositi glaciali, ad opera del dilavamento delle acque superficiali in deflusso lungo i versanti), questi ultimi caratterizzati da percentuali significative di argilla. I depositi colluviali in senso generico si formano in corrispondenza delle superfici topografiche subpianeggianti (terrazzi morfologici).

In profondità invece si ritrovano:

- **depositi alluvionali**: sono stati distinti in “depositi alluvionali recenti”, spesso colonizzati dalla vegetazione e “depositi alluvionali attuali”, che occupano la sede attuale del corso d'acqua. Si trovano dove la pendenza dell'alveo, sia in relazione al Fiume Oglio sia al Torrente Ogliolo, sia riguardo i torrenti minori va diminuendo, ciò implica la diminuzione della velocità di trasporto dei materiali da parte delle acque di scorrimento superficiali e la conseguente prevalente azione di deposizione. I depositi alluvionali attuali sono costituiti in prevalenza da materiali grossolani, blocchi, ghiaie e ciottoli di varia pezzatura in scarsa o nulla matrice sabbiosa e localmente limosa. Per quanto riguarda i depositi alluvionali recenti, nel caso del Fiume Oglio, questi sono costituiti da ghiaie e sabbie limose, mentre lungo la piana del torrente Ogliolo si trovano depositi superficiali caratterizzati da una minor granulometria (a causa del fenomeno precedentemente citato della formazione di un lago di sbarramento temporaneo) prevalentemente limoso sabbiosa. Infine si segnala la presenza di limi argilloso sabbiosi, di potenza metrica, localizzati presso il bacino di accumulo ENEL. Tali livelli sono stati individuati durante l'esecuzione di alcuni sondaggi geognostici realizzati a supporto del progetto di realizzazione dell'invaso. In corrispondenza di tali aree, la carta di sintesi delle problematiche (tavole 05A e 05B) riporta la dicitura: “aree caratterizzate da depositi superficiali che, per genesi e modalità di deposizione, possiedono medio basse caratteristiche tecniche, poco addensati, scarsamente



permeabili e le zone caratterizzate da terreni eterogenei variabili localmente con possibile presenza di lenti e livelli di sabbie fini, limi e argille”.

## **4. INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOFISICHE**

Nell'ambito del progetto è stata effettuata una campagna di indagini geognostiche finalizzata alla determinazione delle caratteristiche meccaniche e alla definizione stratigrafica in chiave geolitologica.

La campagna di indagine geognostica è stata così articolata:

- n. 3 sondaggi geognostici verticali a carotaggio continuo finalizzati alla definizione della sequenza stratigrafica di cui n.2 spinti fino alla profondità di 15 mt (CR-S1 e CR-S3) mentre n. 1 spinto a 30 mt (CR-S2).
- n. 30 prove penetrometriche SPT di cui n. 8 in CR – S1 e CR – S3 mentre n. 14 in CR – S2;
- n. 2 prelievi di campioni indisturbati, n. 12 prelievi di campioni rimaneggiati

per i cui dettagli si rimanda all'elaborato "Documentazione indagini geognostiche".

Sono state realizzate inoltre:

- n. 1 prova sismica MASW
- n. 1 indagine sismica passiva HVSR

per i cui dettagli si rimanda all'elaborato "Documentazione indagini geofisiche".

## **5. CARATTERIZZAZIONE SISMICA**

### **5.1. GENERALITÀ**

Con riferimento alla normativa vigente (NTC-2018), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ , come definite nel § 3.2.1 del D.M. 2018, nel periodo di riferimento  $V_R$ , come definito nel § 2.4.3 del D.M. 2018. Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_o$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_c^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Gli spettri di risposta di progetto sono stati definiti per tutti gli stati limite considerati, e, note la latitudine e la longitudine del sito, si sono ricavati i valori dei parametri necessari alla definizione dell'azione sismica e quindi del relativo spettro di risposta. Più avanti sono indicati i valori di  $a_g$ ,  $F_o$  e  $T_c^*$  necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

### **5.2. VITA NOMINALE**

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Tenendo conto di quanto in progetto si è considerata una Vita Nominale pari a:

$$V_N = 50 \text{ anni}$$

### **5.3. CLASSE D'USO**

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali.  
Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere

infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

TIPO DI COSTRUZIONE	Classe d'uso	Coefficiente d'uso [ $C_U$ ]
GRANDI STAZIONI	C IV	2,0
OPERE D'ARTE DEL SISTEMA DI GRANDE VIABILITÀ FERROVIARIA	C III	1,5
ALTRE OPERE D'ARTE	C II	1,0

Tabella 1 - Tabella Classe d'uso Coeff. d'uso in funzione del tipo di costruzione

Con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso in presenza di azioni sismiche, le opere sono suddivise dalle NTC2018 in classi d'uso, la cui appartenenza è stabilita in base all'importanza dell'opera rispetto alle esigenze di operatività a valle di un evento sismico. Tenendo conto delle indicazioni precedenti, le strutture in progetto appartengono alla **Classe d'Uso III**:

Alla classe d'uso II corrisponde un coefficiente d'uso pari a:

$$C_U = 1.5$$

#### 5.4. PERIODO DI RIFERIMENTO

Il periodo di riferimento  $V_R$  si ottiene moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ . Nel caso in esame:

$$V_R = V_N \times C_U = 75 \times 1 = \mathbf{75 \text{ anni}}$$

L'azione sismica di progetto va quindi determinata in funzione degli Stati Limite di verifica e delle corrispondenti probabilità  $P_{VR}$  di realizzarsi nel periodo di riferimento  $V_R$ .

## 5.5. VALUTAZIONE DEI PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA

Gli Stati Limite di riferimento per verifiche in presenza di sisma, così come definiti nelle NTC2018 al par. 3.2.1 sono:

- **Stati Limite Ultimi (SLU):**
  - Stato Limite di Salvaguardia della Vita umana, SLV, definito come lo stato limite in corrispondenza del quale la struttura subisce una significativa perdita della rigidità nei confronti dei carichi orizzontali ma non nei confronti dei carichi verticali. Permane un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.
  - Stato Limite di Prevenzione del Collasso, SLC, stato limite nel quale la struttura subisce gravi danni strutturali, mantenendo comunque un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza a collasso per carichi orizzontali.
- **Stati limite di Esercizio (SLE):**
  - Stato Limite di immediata Operatività SLO per le strutture ed apparecchiature che debbono restare operative a seguito dell'evento sismico.
  - Stato Limite di Danno SLD definito come lo stato limite da rispettare per garantire la sostanziale integrità dell'opera ed il suo immediato utilizzo.

Il tempo di ritorno  $T_R$  dell'azione sismica di verifica è legato al periodo di riferimento  $V_R$  ed alla probabilità di superamento  $P_{VR}$  dalla relazione:

$$T_R = - V_R / \ln(1-P_{VR})$$

Nel caso in esame, i valori di periodo di ritorno dell'azione sismica e le probabilità di superamento per i diversi Stati Limite sono mostrati nella tabella che segue.

Stato limite di riferimento		Probabilità di superamento $P_{VR}$	Periodo di ritorno dell'azione sismica $T_R$ per $V_R=75$
Stati limite di esercizio (SLE)	Stato limite di immediata operatività (SLO)	81%	45
	Stato limite di danno (SLD)	63%	75
Stati limite ultimi (SLU)	Salvaguardia della vita umana (SLV)	10%	712
	Stato limite di prevenzione del collasso (SLC)	5%	1462

Tabella 2 - Periodi di ritorno per l'azione sismica di progetto per i diversi stati limite ( $V_R = 75$  anni).



Con riferimento al D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018, sono stati determinati i parametri sismici di progetto mediante GeoSTRU.

### 5.5.1. Caratteristiche sismiche del sito

Per i valori di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$ , necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si fa riferimento agli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008 (come previsto dalle NTC 2018 cfr. par. 3.2).

Sulla base della localizzazione geografica del sito di progetto vengono definiti, quindi, i parametri di riferimento del moto sismico in superficie, successivamente correlati con gli stati limite e la vita nominale dell'opera, al fine di definire gli obiettivi da raggiungere in termini di sicurezza e prestazioni delle opere o di parti di esse.

#### Dati inquadramento:

Comune	Provincia	Regione	Zona sismica
Edolo	Brescia	Lombardia	3

Coordinate sito (Datum geodetico **ED50**):

**Latitudine:** 46,1774238

**Longitudine:** 10,3259946

Sono risultati i seguenti parametri, riportati al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento:

Stato Limite	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	45	0,029	2,603	0,196
SLD	75	0,035	2,639	0,216
SLV	712	0,067	2,770	0,301
SLC	1462	0,081	2,825	0,318

Tabella 3 - Parametri di riferimento del moto sismico in superficie per i differenti stati limite definiti dalla normativa e  $V_r = 75$  anni.

Le NTC2018 definiscono il fattore  $S$  di amplificazione di sito come funzione sia della categoria di sottosuolo ( $S_s$ ), che dell'andamento della superficie topografica (attraverso il coefficiente  $S_T$ ):

$$S = S_s \cdot S_T$$

### 5.5.2. Condizioni Topografiche

Per quanto concerne le caratteristiche della superficie topografica, essendo tutte le aree in oggetto localizzate in ambito di pianura e non essendovi particolari emergenze topografiche che possano dar luogo ad effetti di amplificazione sismica locale, le morfologie possono essere ricondotte ad una delle configurazioni superficiali semplici previste nel D.M. 17/01/2018 in Tabella 3.2.III.

**Tab. 3.2.III – Categorie topografiche**

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

In particolare, il sito in oggetto può essere classificato di categoria **T1**, “Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ ”, caratterizzata da un coefficiente di amplificazione topografica  $S_T = 1$ .

### 5.5.3. Categorie di Sottosuolo

La normativa, al capitolo 3.2.2, cita:

*“Ai fini della definizione dell’azione sismica di progetto, l’effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella **Tab. 3.2.II**, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio,  $V_s$ .”*

$V_{s,eq}$  è la velocità media di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio e viene calcolata con la seguente espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{h}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_i}}$$

$h_i$  = spessore (in m);

$V_i$  = velocità delle onde di taglio dello strato “i-esimo”, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori;

N = numero di strati.

Le prove geofisiche MASW eseguite nell’area di intervento hanno permesso di classificare secondo il DM. 2018 e successive modifiche i terreni interessati dalle indagini. Per quanto riguarda la zona indagata i terreni appartengono, per la maggior parte dei casi alla categoria di suolo **C**.

**Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l’utilizzo dell’approccio semplificato.**

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
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.
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.
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.
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.
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.

#### 5.5.4. Amplificazione Stratigrafia e Topografica

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC2018 per la definizione dello spettro elastico in accelerazione è necessario valutare il valore del coefficiente  $S = SS \cdot ST$  e di  $CC$  in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche; si fa riferimento nella valutazione dei coefficienti che sono riportati di seguito:

Categoria sottosuolo	$S_s$
A	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$

Tabella 4 - Tabella delle espressioni per SS

#### 5.6. PARAMETRI SISMICI DI CALCOLO

Di seguito si riportano i parametri sismici di calcolo validi per le opere in progetto per lo stato limite di salvaguardia della vita SLV.

Stato Limite	Periodi principali			Oordinate principali				
	$T_B$ [s]	$T_C$ [s]	$T_D$ [s]	$a_g \cdot S$ [g]	$S_e(T_C)$ [g]	$S_e(T_D)$ [g]	$S_d(T_C)$ [g]	$S_d(T_D)$ [g]
SLO	0,117	0,352	1,718	0,044	0,115	0,024	-	-
SLD	0,125	0,376	1,741	0,053	0,139	0,030	-	-
SLV	0,157	0,470	1,869	0,101	0,279	0,070	0,186	0,047
SLC	0,162	0,487	1,923	0,121	0,342	0,087	0,228	0,058

## 5.7. EFFETTI SISMICI LOCALI

Come indicato nel R.R. della Lombardia d.g.r. 22/12/2005 s.m.i. e pubblicata sul BURL n.50 del 15/12/2012, sono stati valutati gli effetti di amplificazione locale di sito.

Dalla valutazione semiquantitativa del fattore di amplificazione è risultato un periodo proprio del sito  $T$  pari a 0.335 s ed un relativo valore di  $F_a$  pari a 1.4; il valore di  $F_a$  è inferiore a 1.8 (al limite di soglia del Comune di Edolo) dunque la normativa è da considerarsi pertanto sufficiente a tenere in considerazione anche i possibili effetti di amplificazione litologica del sito. Pertanto è possibile lo spettro previsto dalla normativa nazionale, e la categoria del sottosuolo C.

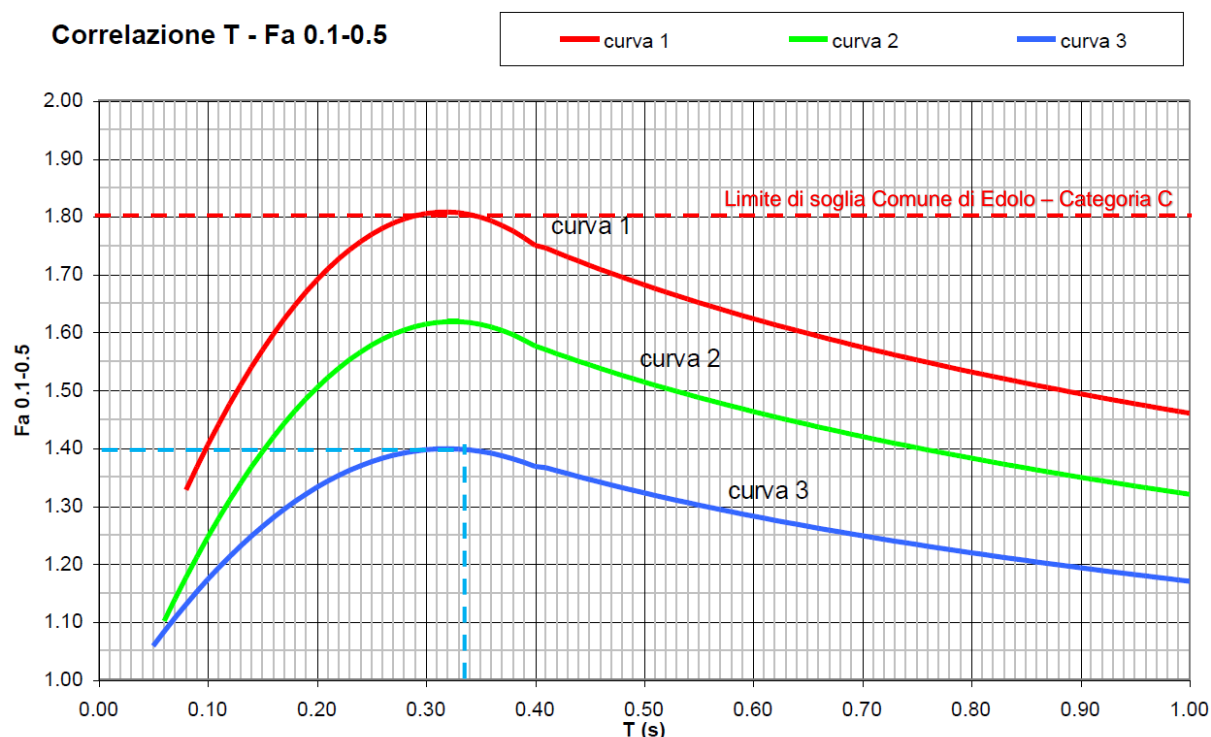


Figura 3 : Estratto Giunta regionale Serie Ordinaria - Giovedì 19 gennaio 2012 – Scheda litologia ghiaiosa – Curva 3

## 6. CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Si riportano, nei paragrafi che seguono, le modalità seguite per l'interpretazione dei risultati delle indagini svolte.

### 6.1. TERRENI A GRANA GROSSA (SABBIE E GHIAIE)

La caratterizzazione dei terreni a grana grossa avverrà essenzialmente ai risultati delle prove in sito, in particolare in base ai risultati delle prove penetrometriche dinamiche (SPT).

Le prove SPT che hanno restituito  $\frac{N1}{N3} > \frac{N2}{N3}$  non possono essere considerate affidabili (Schmertmann 1979) e pertanto non verranno prese in considerazione.

#### 6.1.1. Classificazione

La classificazione di questi terreni avverrà essenzialmente sui risultati delle seguenti prove di laboratorio:

- Analisi granulometriche
- Pesi specifico dei grani

Non avendo ancora a disposizione i risultati delle prove di laboratorio in relazione alla nuova campagna di indagine condotta per il presente progetto, si rimanda ai risultati provenienti dalle caratterizzazioni precedenti effettuate nello stesso sito nell'ambito della progettazione definitiva ed esecutiva relativa al *"Itinerario Napoli-Bari – Raddoppio tratta Apice – Orsara – I Lotto Funzionale Apice-Hirpinia"*. I risultati sono riportati all'inizio del capitolo 10.

#### 6.1.2. Stato di addensamento ( $D_r$ )

a) Gibbs e Holtz (1957)

$$D_r = 1.5 \cdot \left( \frac{N_{60}}{F} \right)^{0.222} - 0.6$$

$$F = 0.65 \cdot \left( \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^2 + 16.8 \cdot \left( \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right) + 14$$



b) Meyerhof (1957)

$$D_R = 0.21 \cdot \left( \frac{N_{60}}{\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} + 0.7} \right)^{0.5}$$

c) Yoshida e Kokuso (1988)

$$D_R = 0.22 \cdot N_{60}^{0.57} \cdot \left( 100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{-0.14} \quad \text{sabbia fine}$$

$$D_R = 0.18 \cdot N_{60}^{0.57} \cdot \left( 100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{-0.14} \quad \text{sabbia 75\% ghiaia 25\%}$$

$$D_R = 0.25 \cdot N_{60}^{0.44} \cdot \left( 100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{-0.13} \quad \text{sabbia 50\% ghiaia 50\%}$$

$$D_R = 0.25 \cdot N_{60}^{0.46} \cdot \left( 100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{-0.12} \quad \text{tutti i terreni granulari}$$

d) Skempton (1989)

$$D_R = 100 \cdot \left( \frac{N_{1(60)}}{60} \right)^{0.5}$$

### 6.1.3. Caratteristiche di resistenza ( $\phi'$ )

Per la stima dell'angolo di resistenza al taglio dalle prove SPT sono state utilizzate correlazioni che passano per la stima della  $D_R$ , stimata come descritto nel paragrafo precedente, e correlazioni che forniscono direttamente l'angolo di attrito in funzione del numero di colpi. Alla coesione efficace viene attribuito un valore nullo.

a) Schmertmann (1977)

$$\phi = 38.5 + 0.08 \cdot D_R \quad \text{sabbia e ghiaia poco limosa e ghiaietto uniforme}$$

$$\phi = 34.5 + 0.10 \cdot D_R \quad \text{sabbia grossa-media uniformemente ben gradata}$$

$$\phi = 31.5 + 0.115 \cdot D_R \quad \text{sabbia medio-fine uniformemente ben gradata}$$

$$\phi = 28.0 + 0.14 \cdot D_R \quad \text{sabbia fine uniforme}$$

essendo:  $D_r$  = densità relativa

b) Schmertmann (1975)

$$\varphi = \arctan \left( \frac{N_{60}}{12.2 + 20.3 \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}} \right)^{0.34},$$

c) Hatanaka & Uchida (1996)

$$\varphi = 20 + (15.4 \cdot N_{1(60)})^{0.5}$$

#### 6.1.4. Caratteristiche di deformabilità

Le caratteristiche di deformabilità dei depositi incoerenti sono state stimate per mezzo delle prove geofisiche MASW. Certamente anche dalle prove SPT è possibile definire le caratteristiche di deformabilità di un terreno. Avendo però a disposizione i risultati delle indagini sismiche, si è voluto procedere con la definizione del modulo elastico di progetto dei terreni attraverso la valutazione delle Vs direttamente, ovvero passando dalla definizione di modulo in condizioni dinamiche (praticamente a distorsioni nulle) piuttosto che attraverso delle correlazioni indirette basati sul numero di colpi delle SPT (valide in condizioni di rottura).

Dalle prove MASW si può ricavare il modulo elastico dinamico di taglio  $G_0$  a livelli bassissimi di deformazione ( $\gamma < 10^{-7}$ ). In realtà l'esperienza mostra che nelle opere in sotterraneo si raggiungono valori della deformazione di taglio dell'ordine di  $10^{-3}$  e questo comporta una notevole riduzione dei valori dei moduli ottenuti dalle prove.

Dalle misure della velocità delle onde di taglio  $V_s$ , dunque, è stato valutato il valore iniziale del modulo di rigidezza a taglio  $G_0$  secondo la ben nota relazione della teoria dell'elasticità:

$$G_0 = \rho \cdot v_s^2$$

nella quale  $\rho$  è la densità del mezzo.

A partire da  $G_0$ , si ricava il modulo elastico dinamico  $E_0$  attraverso la seguente relazione:

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu)$$

è stato stimato il modulo di Young a piccole deformazioni  $E_0$ , assumendo un rapporto di Poisson  $\nu = 0.45$ .

Per tenere conto del decadimento della rigidità dei terreni con il livello deformativo, i valori da adottare nei calcoli strutturali delle opere in oggetto sono poi stati stimati applicando un fattore riduttivo ai moduli a piccole deformazioni. Nello specifico:

- I moduli di deformabilità "operativi" ( $E'$ ) da adottare per il calcolo delle deformazioni/cedimenti delle opere di sostegno, saranno assunti pari a 1/5 di quello a piccole deformazioni da prove geofisiche ( $E_0$ ).
- Nel caso di valutazione di cedimenti di rilevati e fondazioni, i moduli elastici "operativi" saranno assunti pari a 1/10 di quello a piccole deformazioni da prove geofisiche ( $E_{op}' = E_0/10$ ).

#### **6.1.5. Caratteristiche di permeabilità**

La permeabilità è stata stimata per mezzo di prove di permeabilità in foro a carico variabile tipo Lefranc.

Nel corso della prova si è misurato l'abbassamento del livello idrico nel foro in funzione del tempo, dopo aver precedentemente riempito il foro fino a boccaforo.

Per le metodologie esecutive e di calcolo si è fatto riferimento alle Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geognostiche (AGI 1977).

In particolare, il calcolo del coefficiente di permeabilità è stato eseguito con la seguente relazione:

$$k = \frac{A}{Cl * (t_2 - t_1)} * \ln \frac{h_1}{h_2}$$

dove  $k$  = coefficiente di permeabilità (cm/sec)

$A$  = area di base del foro (cm<sup>2</sup>)

$h_1, h_2$  = altezza del livello d'acqua nel foro rispetto al livello falda o al fondo del foro ai tempi  $t_1$  e  $t_2$  (cm)

$t_1, t_2$  = tempi ai quali si misura  $h_1$  e  $h_2$  (sec)

$Cl$  = coefficiente di forma dipendente dal diametro  $D$  del foro di sondaggio e dalla lunghezza  $L$  del tratto di prova:

$Cl = L$  per  $L \gg D$

$Cl = 2 \cdot 3.14 \cdot D + L$  per  $L \leq D$

Di seguito si riportano i risultati delle due prove eseguite:

foro di sondaggio	Profondità da p.c. (m)	k (m/s)
S3 – PROVA 1	-5.00	3.60 E-05
S3 – PROVA 2	-9.60	4.25 E-05

## 7. Caratterizzazione geotecnica dei depositi incoerenti

### 7.1. DESCRIZIONE DEL DEPOSITO ALLUVIONALE (ALL)

Il materiale interessato dalle opere di fondazione delle strutture è costituito dai “depositi alluvionali recenti”, spesso colonizzati dalla vegetazione e “depositi alluvionali attuali”, che occupano la sede attuale del corso d’acqua. I depositi alluvionali attuali sono costituiti in prevalenza da materiali grossolani, blocchi, ghiaie e ciottoli di varia, pezzatura in scarsa o nulla matrice sabbiosa e localmente limosa.

Ciò è confermato dai riscontri dei sondaggi geognostici disponibili, fino almeno a 30 metri di profondità da piano campagna.

Di seguito si riportano quindi i risultati delle stratigrafie e delle prove di laboratorio (solo fisiche) eseguite sui campioni prelevati.

SONDAGGIO	z (m)		DESCRIZIONE
	da	a	
S1	0.00	0.10	soletta
S1	0.10	0.50	sabbia ghiaiosa
S1	0.50	3.70	sabbia limosa rara ghiaia fine
S1	3.70	4.00	trovante
S1	4.00	4.60	sabbia ghiaiosa
S1	4.60	4.80	trovante
S1	4.80	5.00	sabbia
S1	5.00	7.40	ghiaia sabbiosa debplmente limosa
S1	7.40	7.80	sabbia deb limosa con ghiaia
S1	7.80	8.00	trovante
S1	8.00	9.70	sabbia deb limosa con ghiaia e trovanti
S1	9.70	10.00	ghiaia sabbiosa
S1	10.00	13.00	sabbia grossolana deb limosa con ghiaia
S1	13.00	13.40	sabbia limosa con ghiaia
S1	13.40	13.50	trovante
S1	13.50	13.80	sabbia limosa con ghiaia
S1	13.80	14.10	ghiaia
S1	14.10	14.30	trovante
S1	14.30	14.80	ghiaia sabbiosa deb limosa
S1	14.80	15.00	trovante

Falda misurata al termine del sondaggio a -9.00 m da b.p.



SONDAGGIO CR - S1      CASSETTA N. 2      DATA 23/11/2023



SONDAGGIO CR - S1      CASSETTA N. 3      DATA 23/11/2023



SONDAGGIO	z (m)		DESCRIZIONE
	da	a	
S2	0.00	0.10	Riporto
S2	0.10	0.50	sabbia ghiaiosa
S2	0.50	1.30	trovante
S2	1.30	1.50	sabbia limosa
S2	1.50	2.40	sabbia limosa compatta
S2	2.40	3.20	limo argilloso debolmente sabbioso
S2	3.20	3.70	sabbia limosa
S2	3.70	4.00	trovante
S2	4.00	4.50	sabbia ghiaiosa
S2	4.50	5.30	limo sabbioso
S2	5.30	8.70	ghiaia sabbiosa deb limosa
S2	8.70	9.00	sabbia

S2	9.00	10.00	ghiaia sabbiosa deb limosa
S2	10.00	11.70	sabbia ghiaiosa
S2	11.70	12.00	ghiaia sabbiosa
S2	12.00	13.00	ghiaia sabbiosa deb limosa con trovanti
S2	13.00	15.60	ghiaia sabbiosa deb limosa
S2	15.60	17.20	sabbia deb limosa
S2	17.20	18.50	sabbia deb limosa compatta
S2	18.50	18.80	limo sabbioso compatto
S2	18.80	19.30	sabbia deb limosa
S2	19.30	19.60	sabbia deb limosa compatta
S2	19.60	21.60	ghiaia sabbiosa deb limosa
S2	21.60	22.00	sabbia limosa con ghiaia
S2	22.00	23.00	sabbia limosa
S2	23.00	25.40	ghiaia sabbiosa deb limosa
S2	25.40	25.70	sabbia limosa addensata
S2	25.70	26.00	sabbia fine
S2	26.00	26.90	sabbia
S2	26.90	29.00	sabbia fine localmente limosa addensata
S2	29.00	29.40	limo sabbioso compatto
S2	29.40	30.00	sabbia fine addensata

Falda misurata al termine del sondaggio a -8.50 m da b.p.

SONDAGGIO CR - S2      CASSETTA N. 1      DATA 20/11/2023





SONDAGGIO CR - S2      CASSETTA N. 2      DATA 20/11/2023



SONDAGGIO CR - S2      CASSETTA N. 3      DATA 21/11/2023



SONDAGGIO CR - S2      CASSETTA N. 5      DATA 21/11/2023



SONDAGGIO	z (m)		DESCRIZIONE
	da	a	
S3	0.00	0.20	soletta
S3	0.20	1.10	sabbia deb limosa con ghiaia e trovanti
S3	1.10	2.00	sabbia limosa rara ghiaia
S3	2.00	3.00	limo sabbioso compatto
S3	3.00	3.40	limo sabbioso con argilla
S3	3.40	4.00	sabbia deb limosa con ghiaia
S3	4.00	4.40	sabbia grossolana deb limosa e ghiaia
S3	4.40	6.00	ghiaia sabbiosa
S3	6.00	6.60	trovante
S3	6.60	6.70	ghiaia sabbiosa
S3	6.70	7.30	sabbia fine con rara ghiaia
S3	7.30	7.90	sabbia grossolana deb limosa e ghiaia
S3	7.90	13.60	ghiaia e sabbia deb limosa
S3	13.60	15.00	ghiaia e sabbia deb limosa

Falda misurata al termine del sondaggio a -9.10 m da b.p.

SONDAGGIO CR - S3	CASSETTA N. 1	DATA 23/11/2023
-------------------	---------------	-----------------





SONDAGGIO CR - S3

CASSETTA N. 2

DATA 24/11/2023



SONDAGGIO CR - S3

CASSETTA N. 3

DATA 24/11/2023



Come dimostrano le granulometrie sui prelievi eseguiti, tali depositi si riconducono mediamente ad un deposito di natura alluvionale sabbio-limoso con ghiaia

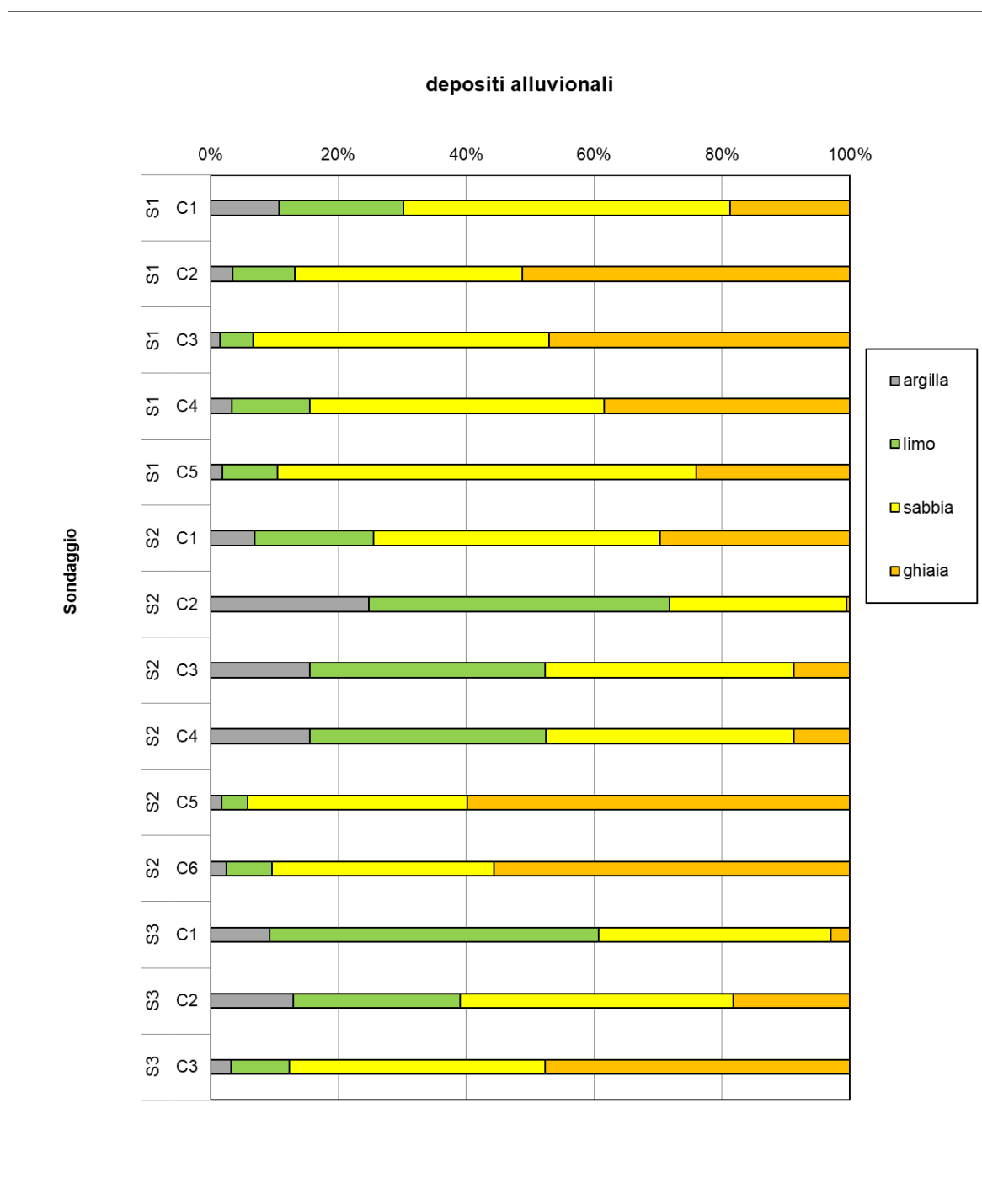


Figura 4 – granulometrie dei campioni recuperati vs sondaggi

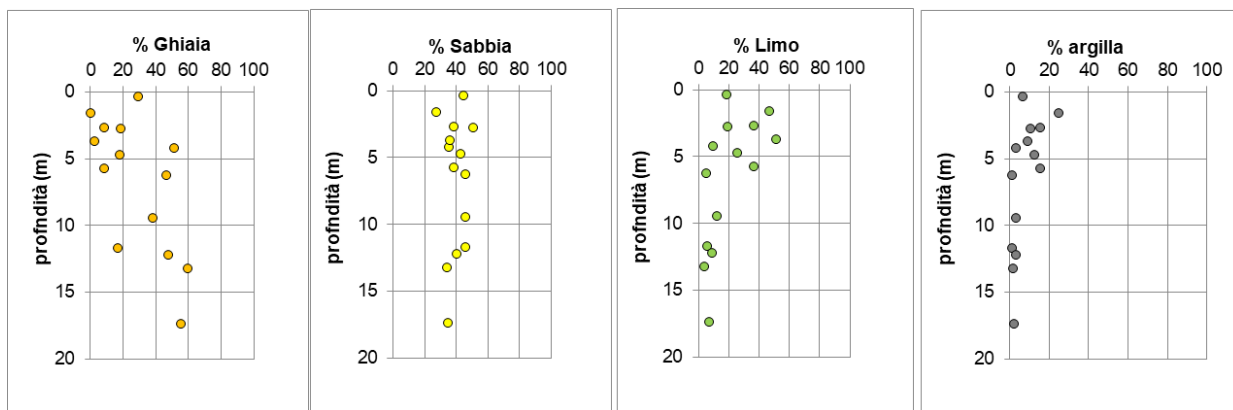


Figura 5 – granulometrie dei campioni recuperati vs profondità

Come evidenziato dalle granulometrie tali depositi sono molto eterogenei e con comportamento marcatamente incoerente, seppur le percentuali di limo-argilla non sono del tutto trascurabili, in particolare nei primi 5 metri da piano campagna. Eventuali lenti di materiale limoso più fine si rinvencono tuttavia anche lungo la verticale dei sondaggi ma con spessori modesti e influenti per la caratterizzazione.

Sono stati poi definiti il peso dei granuli, il contenuto d'acqua ed i limiti di Atterberg, sui campioni prelevati. Questi ultimi si ritengono poco rappresentativi del deposito ma comunque vengono riportati considerando le porzioni con granulometria fine presenti e che dimostrano la bassa plasticità del terreno con valori compresi tra 7 e 11%.

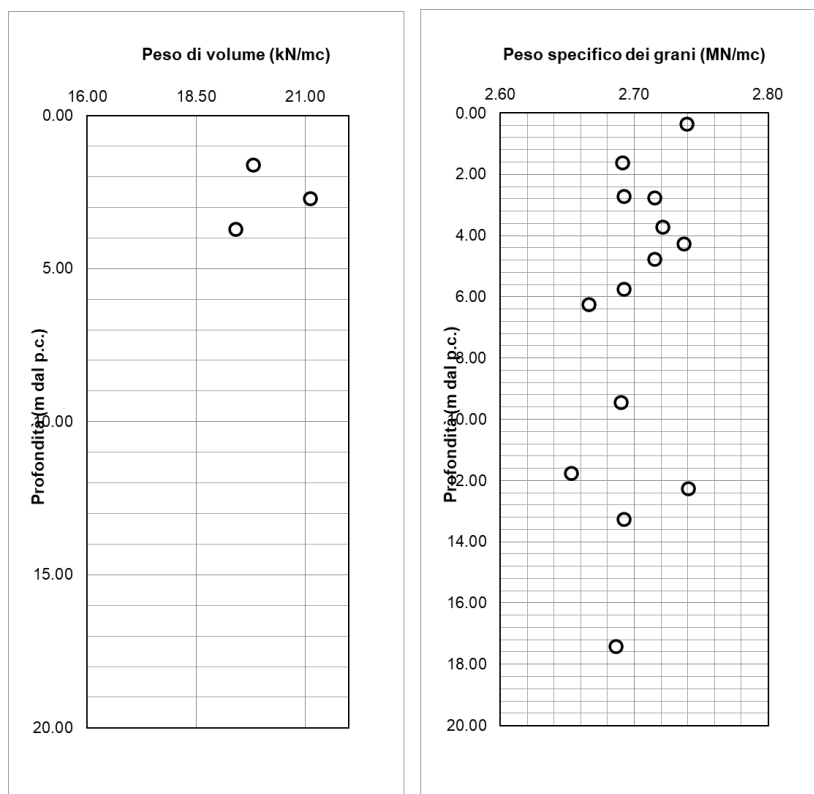


Figura 6 – pesi vs profondità



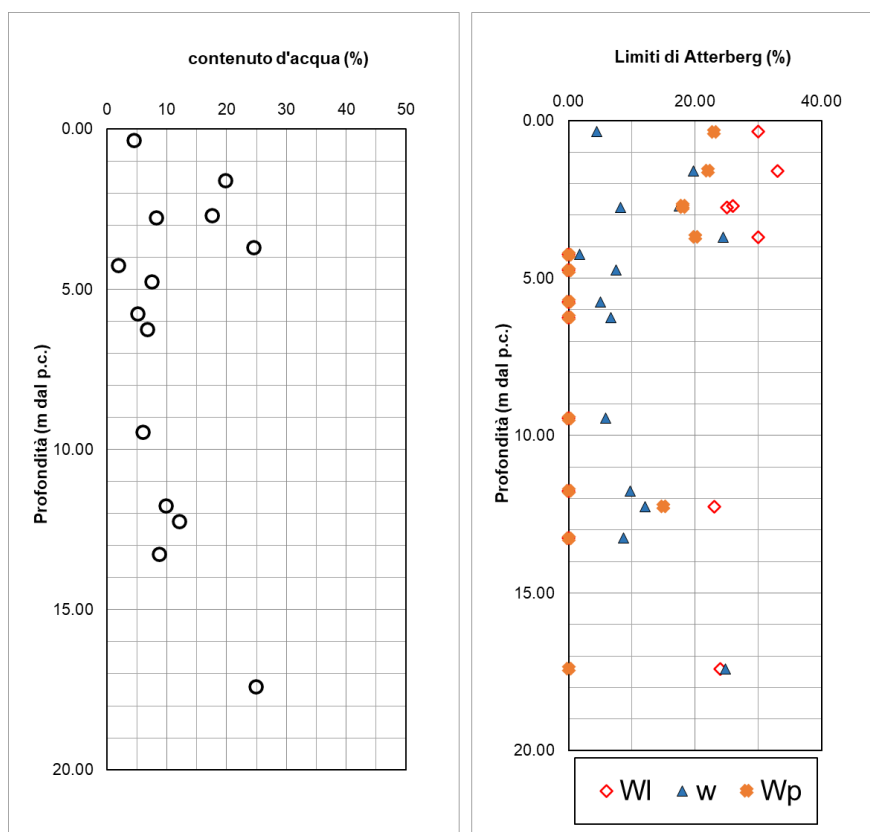


Figura 7 – contenuto d'acqua e limiti misurati nei campioni vs profondità

Per la caratterizzazione si è considerato cautelativamente un valore di 18 kN/mc rappresentativo del peso dell'unità di volume ( $\gamma$ ) di questi depositi principalmente incoerenti. I valori misurati infatti nelle prove fisiche di laboratorio si riferiscono alle lenti o porzioni limitate di terreno tipo limo-argilloso (spessore massimo locale inferiore a 1.5m).

Da come si evince infine dal contenuto d'acqua misurato nei campioni prelevati nonché i valori limite di liquidità e di plasticità, i primi 2-3 in corrispondenza del sondaggio 2, in particolare, riscontrano la presenza di una lente locale di materiale limo-argilloso mediamente consistente.

## 7.1. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEL MATERIALE: PROVE IN SITO

Per la caratterizzazione meccanica, ovvero la definizione dei parametri di resistenza del deposito si è fatto riferimento esclusivamente alle prove penetrometriche dinamiche in foro SPT, come indicato nei criteri di calcolo sopra riportati.

Per il calcolo delle tensioni verticali efficaci si è considerato cautelativamente un valore del livello di falda a 8 metri da piano campagna, come riportato nel corso delle recenti indagini. Tale valore dovrà essere opportunamente confermato da ulteriori misure da eseguirsi per la prossima fase progettuale.

Di seguito si riportano in forma grafica i risultati delle elaborazioni numeriche:

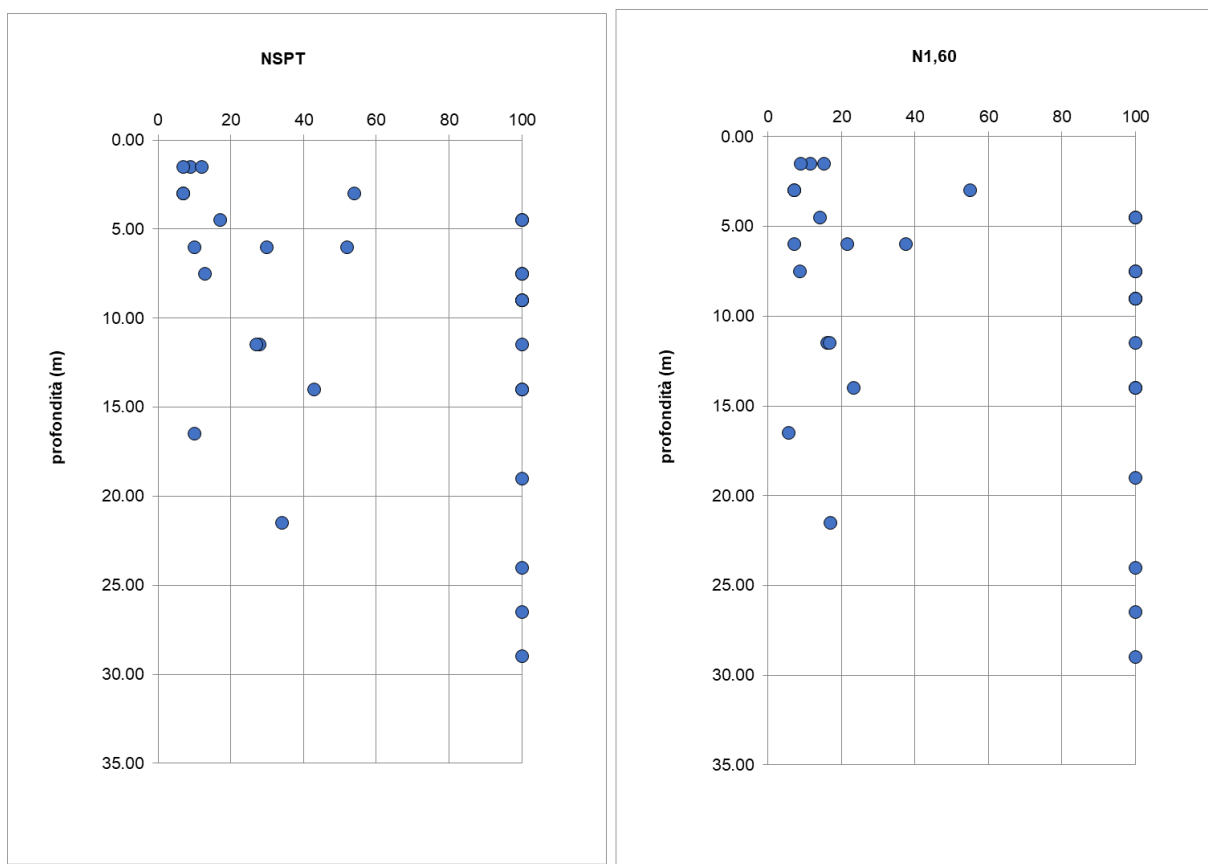


Figura 8 – andamento dei valori di Nspt vs profondità

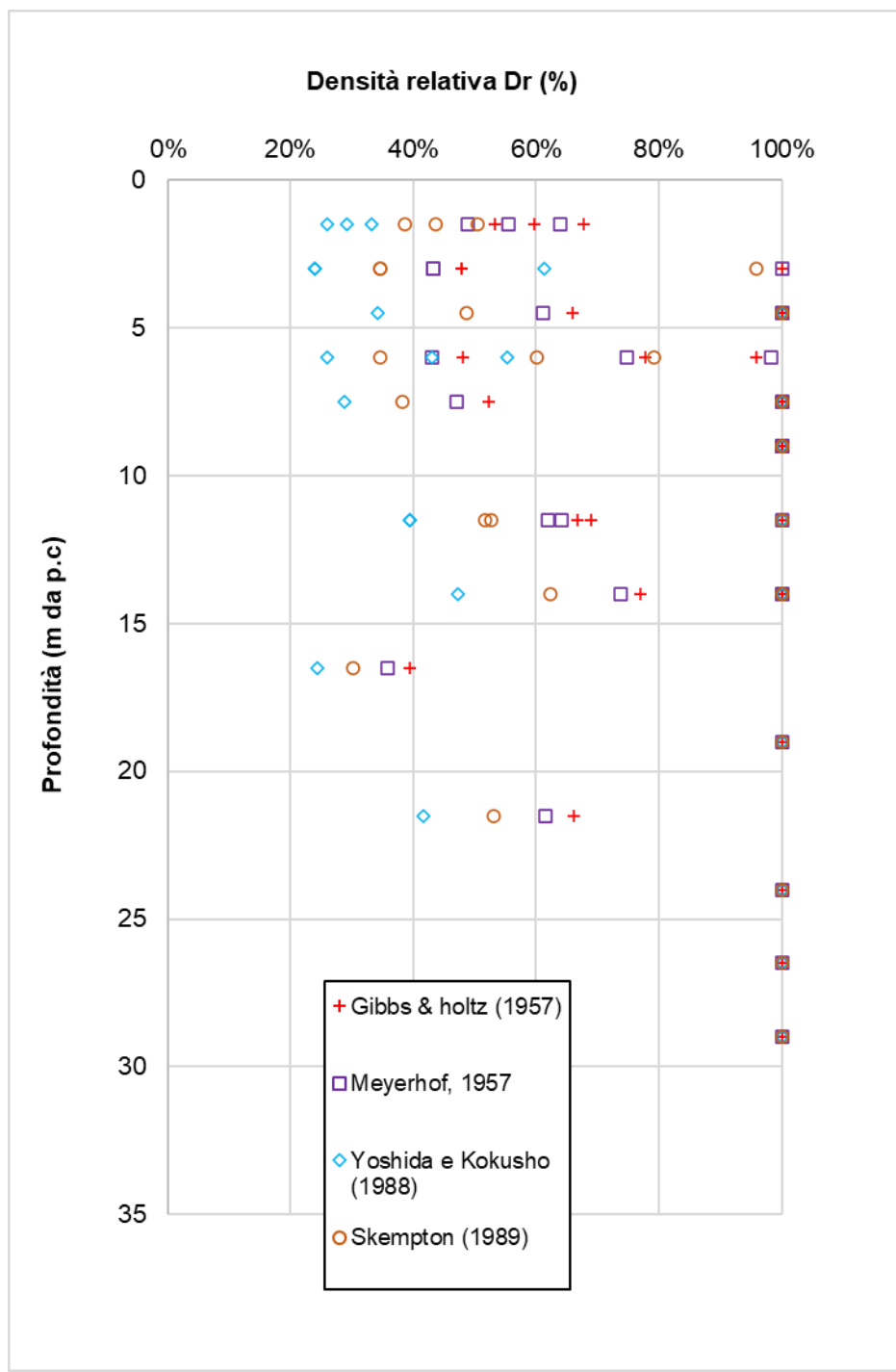


Figura 9 – andamento dei valori della densità relativa vs profondità

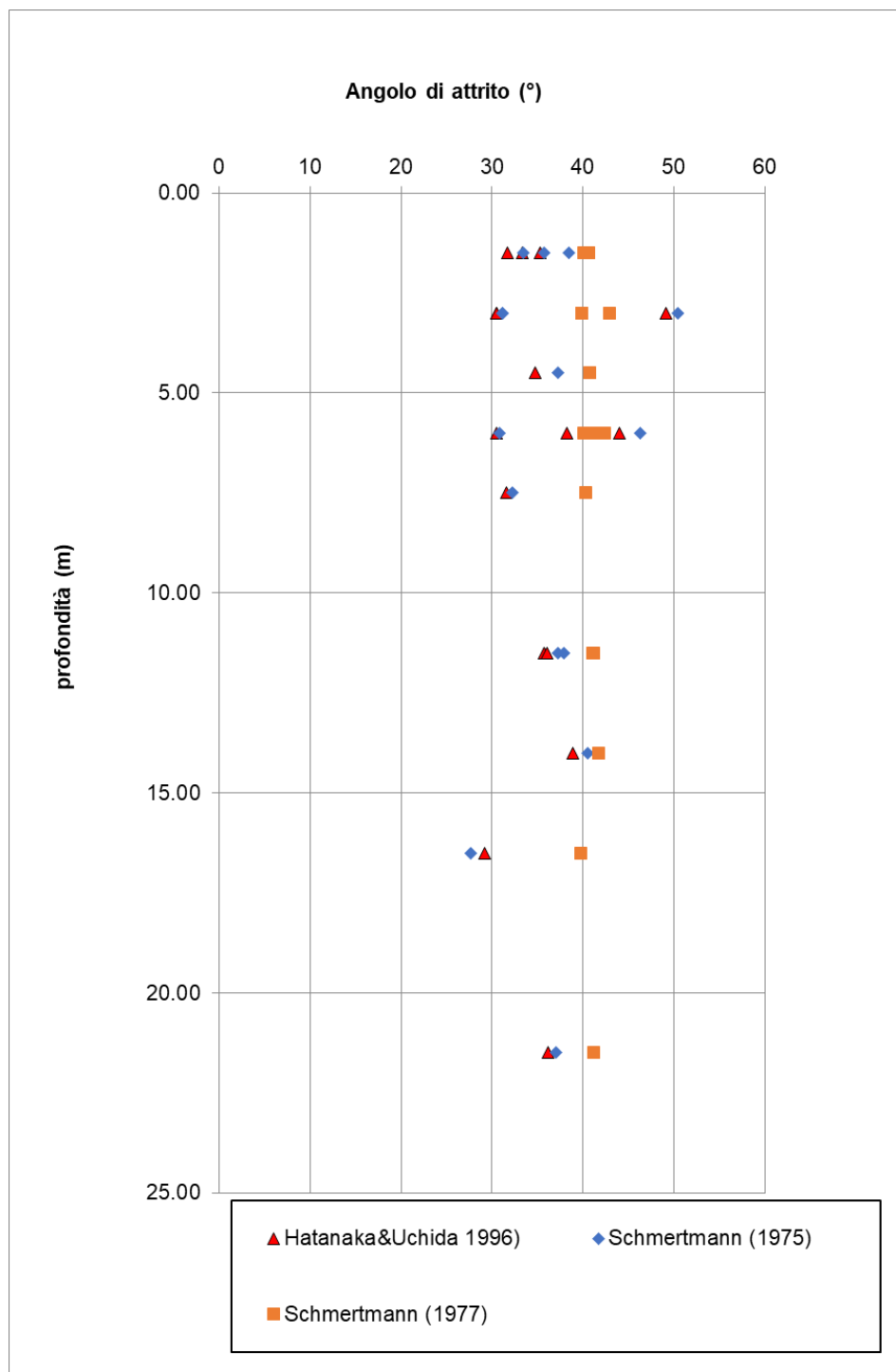


Figura 10 – andamento dei valori di angolo d'attrito vs profondità

Il grafico sopra riportato, al netto dei valori di  $N_{spt}$  a rifiuto ( $N_{spt}=100$  ad esempio per la presenza di trovanti), mostrano un range compreso tra  $30^\circ$  e  $40^\circ$ .

## 7.2. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEL MATERIALE: PROVE IN LABORATORIO

Sono state eseguite un totale di n°5 prove meccaniche in laboratorio per la determinazione dei parametri di resistenza e in particolare:

campione	tipo	Profondità media (m da p.c.)	Taglio diretto	Prova TX-UU
S3-C1	IND.	3.70	X	X
S2-C2	RIM.	1.60	X	X
S2-C3	IND.	2.70	X	X

Di seguito si riportano i risultati di dette prove:

campione	tipo	Profondità media (m da p.c.)	Coesione drenata $c'$ (kPa)	Angolo d'attrito di picco $\phi$ (°)	Coesione non drenata $c_u$ (kPa)
S3-C1	IND.	3.70	1.4	38.9	49.5
S2-C2	RIM.	1.60	6.5	24.4	136.1
S2-C3	IND.	2.70	2.0	30.7	119.0

Come si evince dai prelievi e dalle foto già riportate dei campionamenti, il materiale dei campioni C2 e C3 del sondaggio S2 è tipicamente un limo argilloso sabbioso e difatti misura la più alta resistenza in condizioni non drenate, pur presentando un angolo d'attrito mediamente di 27°.

Il campione C1 del sondaggio S3 invece è tipicamente una sabbia mediamente addensata debolmente limosa.

Tuttavia, date le caratteristiche globali dei materiali carotati, il deposito alluvionale può considerarsi principalmente a carattere incoerente, pur presentando delle lenti e/o livelli di modesto spessore a carattere tendenzialmente limo-argilloso (esempio per circa 1.5 metri superficialmente al sondaggio S2).

### 7.3. DEFORMABILITÀ DEL DEPOSITO ALLUVIONALE

Il valore di deformabilità del deposito è stato misurato mediante una prova geofisica tipo MASW, di cui si riporta il profilo delle onde Vs:

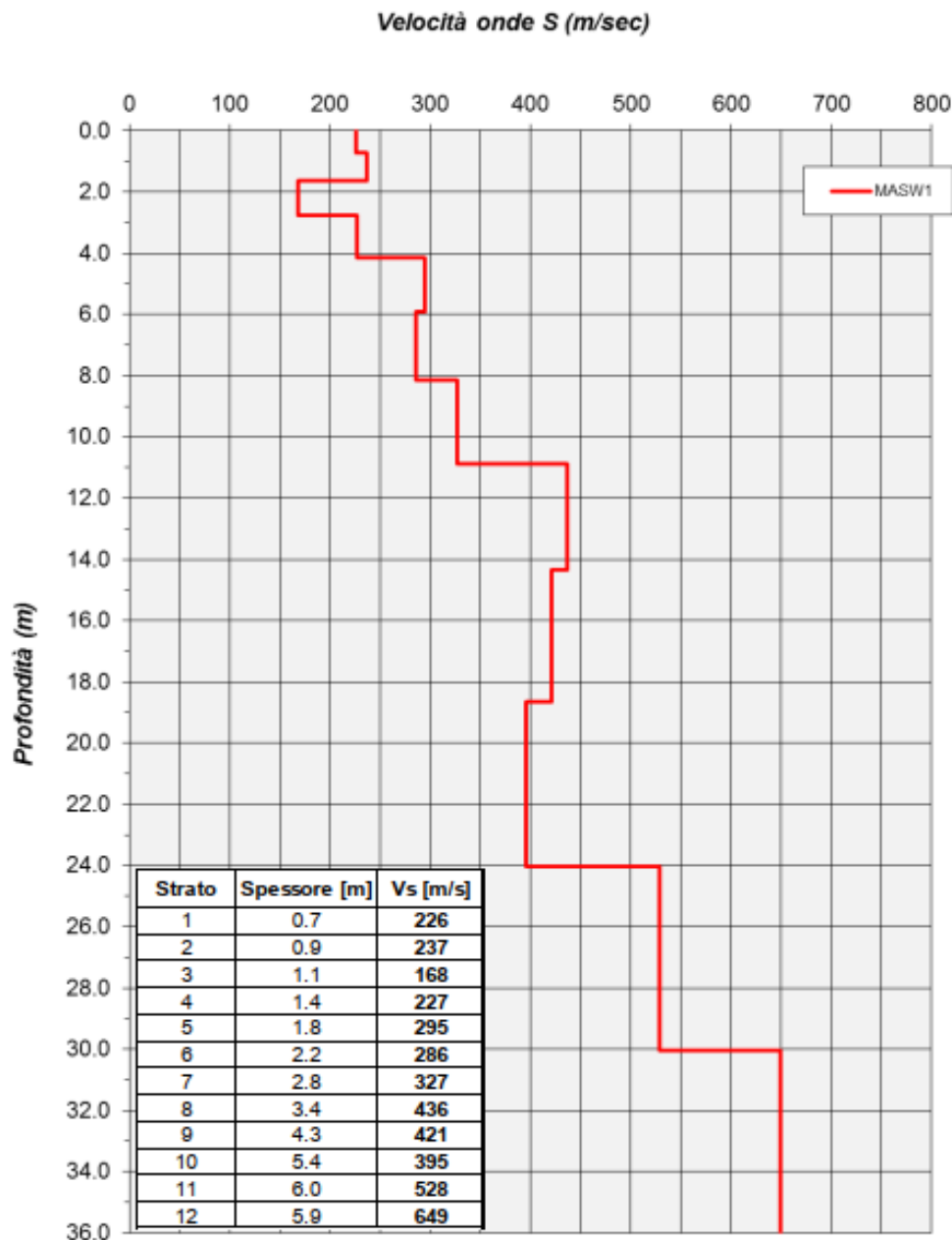


Figura 11 – andamento dei valori di Vs vs profondità

Dall'andamento si evince una lieve inversione di velocità dei primi metri dovuta probabilmente alla presenza delle fondazioni del vecchio fabbricato da demolire.

Dal valore di velocità delle onde S, si risale al valore del modulo elastico dinamico del terreno e dividendo per 10 ricaviamo l'andamento del valore del modulo elastico di Young di progetto.

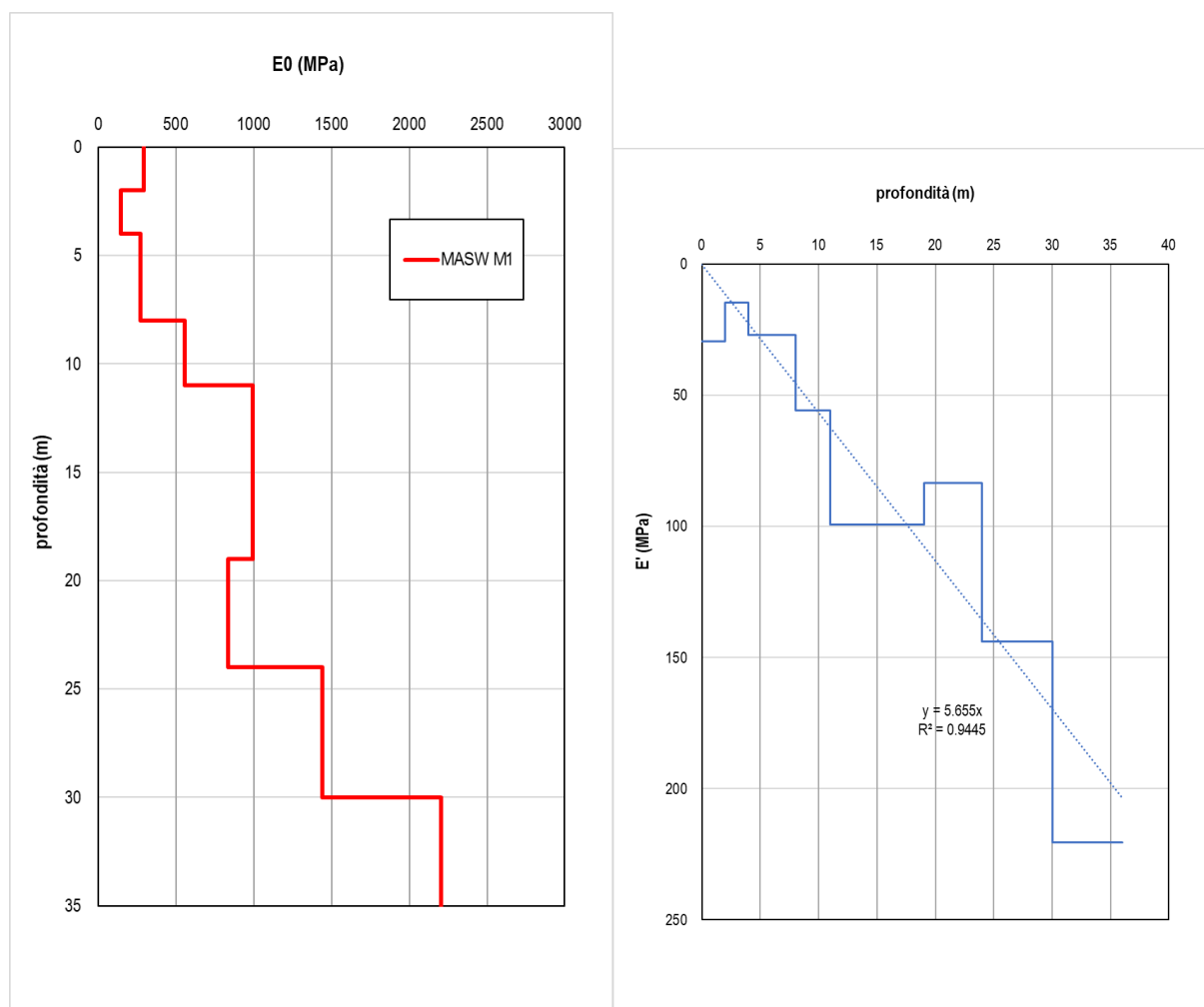


Figura 12 – andamento dei valori dei moduli elastici dinamici e statici vs profondità



#### 7.4. SINTESI DEI PARAMETRI CARATTERISTICI DI PROGETTO PER IL TERRENO DI FONDAZIONE (ALL)

Per il deposito alluvionale si definiscono generalmente i seguenti parametri caratteristici geotecnici di progetto, validi per l'intero orizzonte o unità stratigrafica:

##### unità ALL

peso per unità di volume	$\gamma = 18 - 19 \text{ kN/mc}$
coesione	$c' = 0 - 5 \text{ kPa}$
angolo d'attrito	$\varphi = 27^\circ - 33^\circ$
modulo elastico	$E' = 10000 - 30000 \text{ kPa}$
	per una variabilità lungo z di: $E' \text{ (MPa)} = 5.65 z \text{ (m)}$

Falda di progetto : -8.00 m da p.c.

## **8. ANALISI DI PERICOLOSITA' RISPETTO AL FENOMENO DELLA LIQUEFAZIONE**

Allo scopo di accertare la stabilità nei confronti della liquefazione, per il sito in esame sono state eseguite delle verifiche che hanno consentito di determinare il potenziale di liquefazione, parametro indicativo dell'estensione che il fenomeno può avere nei terreni. La liquefazione è infatti un fenomeno per cui durante un sisma la rigidezza e la resistenza del terreno possono ridursi significativamente. Ad essa sono associati la perdita di resistenza al taglio o l'accumulo di deformazioni plastiche che avvengono in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, a causa delle azioni cicliche e dinamiche che si verificano in condizioni non drenate. Tali fenomeni sono legati allo sviluppo di sovrappressioni interstiziali che, se positive, causano una diminuzione della tensione media efficace nel terreno e una riduzione della resistenza al taglio. Questa riduzione può essere una condizione temporanea o può indurre una condizione di collasso definitiva.

Le NTC2018 al paragrafo 7.11.3.4.2 stabiliscono che la verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti una delle seguenti circostanze:

1. Accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di campo libero minori di 0.1 g;
2. Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)_{60} > 30$  oppure  $q_{c1N} > 180$  dove  $(N1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa, e  $q_{c1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa;
4. Distribuzione granulometrica esterna alle zone comprese tra le curve rappresentate nelle figure seguenti (coefficiente di uniformità  $U_c < 3.5$  e coefficiente di uniformità  $U_c > 3.5$ ).

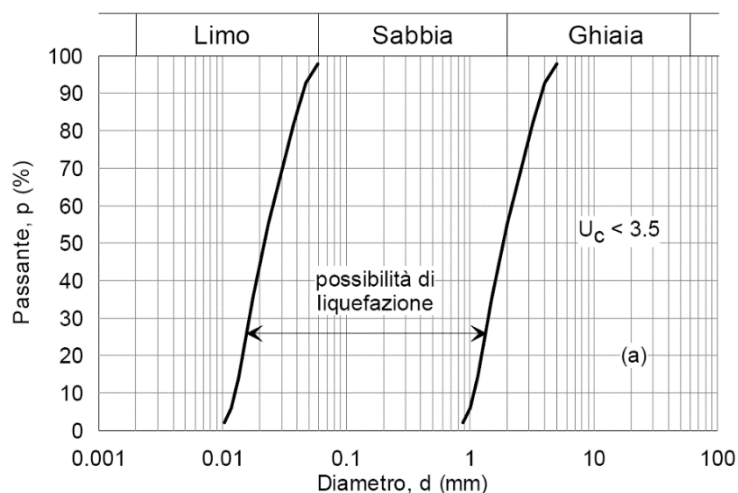


Figura 13 - Ambito di potenziale liquefacibilità dei terreni ( $U_c < 3.5$ ).

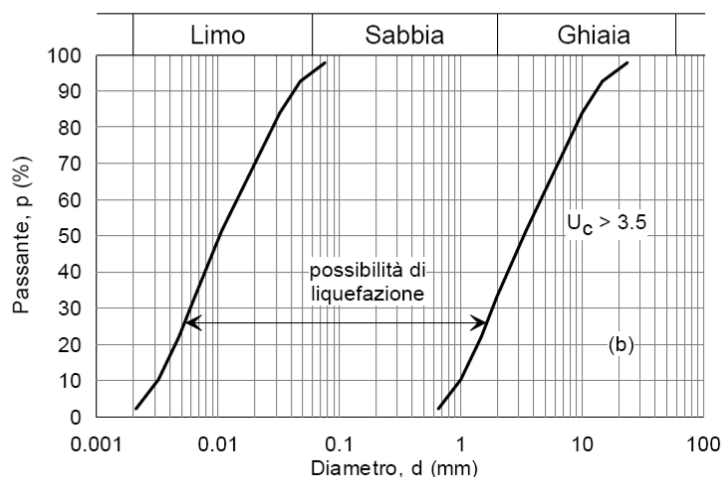


Figura 14 - Ambito di potenziale liquefacibilità dei terreni ( $U_c > 3.5$ ).

Nessuno dei criteri sopra elencati permette di omettere la verifica a liquefazione del deposito alluvionale, per cui si procede al calcolo della resistenza ciclica in funzione dei valori SPT riscontrati nei sondaggi eseguiti.

La valutazione del pericolo di liquefazione è stata condotta in accordo al “metodo semplificato” originariamente proposto da Seed e Idriss (1971,1982) e da Seed et al. (1985), confrontando lo sforzo di taglio ciclico normalizzato rispetto alla pressione verticale in sito (CSR) e la resistenza normalizzata del terreno al taglio ciclico (CRR) così definiti:

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}}$$

Rapporto di tensione ciclica

$$CRR = \frac{\tau_l}{\sigma'_{v0}}$$

Rapporto di resistenza ciclica

Lo sforzo di taglio indotto ad ogni profondità in un sito a superficie piana durante l'evento sismico è dovuto essenzialmente alla propagazione delle onde di taglio polarizzate orizzontalmente. In accordo al metodo utilizzato, la tensione di taglio ciclico indotta dallo scuotimento sismico (sforzo di taglio ciclico normalizzato CSR) viene approssimata da un valore dell'accelerazione pari al 65% della accelerazione di picco  $a_{max}$  come segue:

$$CSR = \frac{\tau_c}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \frac{\tau_{max}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d$$

dove:

$a_{max}$  accelerazione di picco al sito

$g$  accelerazione di gravità

$\tau_c$  valore rappresentativo dello sforzo di taglio ciclico

$\sigma_{v0}$  tensione verticale alla profondità in esame, in termini di tensioni totali

$\sigma'_{v0}$  tensione verticale alla profondità in esame, in termini di tensioni efficaci

$r_d$  coefficiente di riduzione dello sforzo di taglio ciclico in funzione della profondità da piano campagna, calcolato come segue in accordo a Blake (Blake, 1996, riportato da Youd et al., 2001):

$$r_d = \frac{1 - 0.4113 \cdot z^{0.5} + 0.04052 \cdot z + 0.001753 \cdot z^{1.5}}{1 - 0.4177 \cdot z^{0.5} + 0.05729 \cdot z - 0.006205 \cdot z^{1.5} + 0.00121 \cdot z^2}$$

CSR può essere messo in relazione al numero di cicli significativi dell'azione sismica, funzione della magnitudo  $M$ . Per  $M \neq 7.5$  è necessario introdurre un fattore di scala della magnitudo MSF così definito:

$$MSF = \frac{CSR_M}{(CSR)_{M=7.5}} = \left( \frac{N_{M=7.5}}{N_M} \right)^b$$

dove  $CSR_M$  e  $N_M$  rappresentano i valori di CSR e numero di cicli equivalenti per il valore di magnitudo di progetto, mentre  $(CSR)_{M=7.5}$  e  $N_{M=7.5}$  sono riferiti all'evento con  $M=7.5$ . Nelle verifiche a liquefazione, è stato posto  $MSF=1.16$  in accordo alla correlazione proposta da Seed & Idriss (1982).

Magnitude, <i>M</i> (1)	Seed and Idriss (1982) (2)	Idriss <sup>a</sup> (3)	Ambraseys (1988) (4)	Arango (1996)		Andrus and Stokoe (1997) (7)	Youd and Noble (1997b)		
				Distance based (5)	Energy based (6)		$P_L < 20\%$ (8)	$P_L < 32\%$ (9)	$P_L < 50\%$ (10)
5.5	1.43	2.20	2.86	3.00	2.20	2.8	2.86	3.42	4.44
6.0	1.32	1.76	2.20	2.00	1.65	2.1	1.93	2.35	2.92
6.5	1.19	1.44	1.69	1.60	1.40	1.6	1.34	1.66	1.99
7.0	1.08	1.19	1.30	1.25	1.10	1.25	1.00	1.20	1.39
7.5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	—	—	1.00
8.0	0.94	0.84	0.67	0.75	0.85	0.8?	—	—	0.73?
8.5	0.89	0.72	0.44	—	—	0.65?	—	—	0.56?

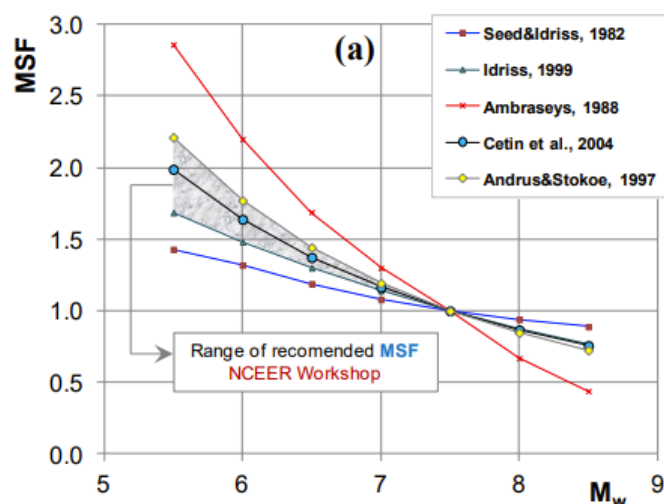


Figura 15 : Valori del fattore di scala dovuto alla Magnitudo definito da vari autori (Youd e Noble 1997)

Il rapporto di resistenza ciclica CRR può essere valutato mediante relazioni empiriche che correlino la sollecitazione sismica ai risultati delle prove SPT, come meglio descritto nel seguito.

### CRR da correlazione su prove SPT

Il procedimento qui utilizzato si basa sulla relazione riportata nella figura che segue, originariamente proposta da Seed e Idriss (1971,1982) e da Seed et al. (1985), e successivamente confermata da Youd et al. (2001). La resistenza penetrometrica SPT è espressa come numero corretto di colpi  $N_{1(60)}$ , ossia normalizzato ad una pressione verticale efficace di 100 kPa e corretto per un valore standard di energia trasmessa (60% del valore nominale), come segue:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} C_N C_E C_B C_R C_S$$

In questa espressione:

$C_N$  = coefficiente correttivo che tiene conto dell'influenza della pressione verticale efficace. In letteratura sono presenti diversi metodi per la valutazione del coefficiente correttivo  $C_N$ . Qui è stata applicata la relazione proposta da Liao e Whitman (1986):

$$C_N = \left( \frac{P_a}{\sigma'_{vo}} \right)^{0.5} \leq 1.7$$

in cui  $P_a$  è la pressione atmosferica, pari a 100 kPa, e  $\sigma'_{vo}$  è la tensione verticale in sito, in termini di sforzi efficaci.

$C_E$  = coefficiente correttivo che va a considerare il rendimento energetico dell'attrezzatura e riconduce le misure ad un rendimento energetico del 60 % e può essere valutato nel modo seguente:

$$C_E = \frac{ER_m}{60}$$

in cui  $ER_m$  è il fattore di rendimento (espresso in %) del trasferimento dell'energia del meglio all'attrezzo campionario, relativo alla macchina utilizzata per fare la prova; considerando che la configurazione di prova normalmente adoperata in Italia ha un rendimento energetico del 60 %, tale coefficiente è stato posto pari ad 1.

I coefficienti  $C_B$  (fattore correttivo per le dimensioni del foro di sondaggio),  $C_R$  (fattore correttivo per la lunghezza delle aste della macchina esecutrice) e  $C_S$  (fattore correttivo per il tipo di attrezzo campionario) sono stati assunti pari ad 1 dato che le prove sono state eseguite sulla base delle raccomandazioni fornite dall'AGI (1977).

Sull'asse delle ordinate è riportato il valore di CSR calcolato ed i corrispondenti valori di  $N_{1(60)}$  da siti in cui sono stati osservati o meno gli effetti della liquefazione per eventi simili avvenuti in passato, con magnitudo 7.5. Le corrispondenti curve CRR sono state determinate all'interno del grafico in modo da separare chiaramente i dati corrispondenti all'avvenuta liquefazione da quelli per i quali non è stato osservato il fenomeno in esame.

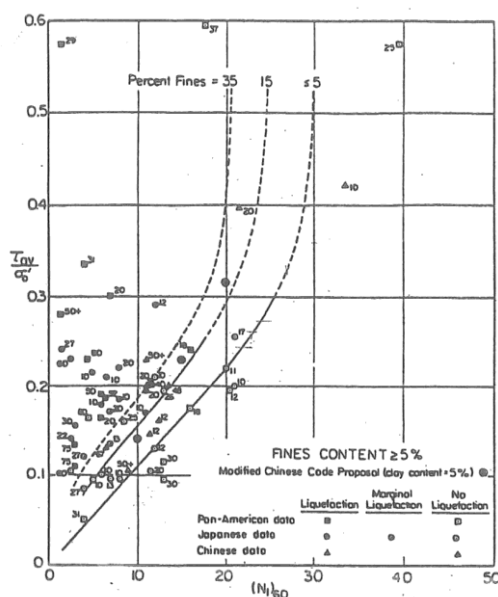


Figura 16 Relazione tra sforzo di taglio ciclico a liquefazione e  $N_{1(60)}$ , sisma di riferimento Magnitudo = 7.5 (Seed et al., 1985).

Le curve sono valide per eventi simili di magnitudo pari a 7.5, per cui è necessario introdurre un fattore di scala (MSF) per adattare le curve di CRR alla magnitudo di riferimento per il caso in esame, come indicato in precedenza.

Le curve di resistenza ciclica sono state inoltre riferite a terreni aventi diverso contenuto di fine, a partire dalla curva di riferimento corrispondente alla sabbia pulita ( $FC < 5\%$ ).

La curva di riferimento per sabbie pulite è descritta dalla seguente equazione (Rauch, 1998, come riportato da Youd et al., 2001):

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10 \cdot (N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$

L'equazione è valida per  $N_{1(60)} < 30$ . Nel caso in cui sia  $N_{1(60)} \geq 30$ , le sabbie pulite sono classificate come non liquefacibili, a causa della loro elevata densità.

L'equazione che segue (Idriss e Seed, come riportato da Youd et al. 2001) viene utilizzata per la correzione di valori di  $N_{1(60)}$  ai valori corrispondenti per sabbia pulita  $N_{1(60)cs}$ :

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60}$$

Nella quale:

$$\alpha = 0 \text{ per } FC < 5\%$$

$$\alpha = \exp [1.76 - (190/FC^2)] \text{ per } 5\% < FC < 35\%$$

$$\alpha = 5 \text{ per } FC \geq 35\%$$

$$\beta = 1 \text{ per } FC < 5\%$$

$$\beta = [0.99 + (FC^{1.5}/1000)] \text{ per } 5\% < FC < 35\%$$

$$\beta = 1.2 \text{ per } FC \geq 35\%$$

La resistenza alla liquefazione aumenta meno che proporzionalmente al crescere della tensione di confinamento. Una rappresentazione di tale relazione è stata proposta da Hynes e Olsen (1999) e riportata da Youd et al. (2001), elaborata sulla base dei risultati di prove cicliche in laboratorio. In particolare, gli autori raccomandano di utilizzare il seguente coefficiente di correzione:

$$k_\sigma = \left( \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{(f-1)} \leq 1$$



dove:

$\sigma'_{v0}$  = tensione verticale efficace

$p_a$  = pressione atmosferica di riferimento

$f$  = fattore che dipende dalla densità relative del materiale in sito.

In accordo a Youd et al. (2001) il fattore “f” si può stimare come segue, sia per sabbie pulite o limose e per ghiaie:

$40\% < D_R < 60\%$      $f = 0.7 \div 0.8$

$60\% < D_R < 80\%$      $f = 0.6 \div 0.7$

In conclusione, in accordo a Youd et al. (2001) il fattore di sicurezza FL rispetto al fenomeno della liquefazione vale:

$$FL = (CRR_{7.5}/CSR) MSF k_s$$

Si riportano di seguito i risultati dedotti dalle prove SPT eseguite nei tre fori di sondaggio disponibili, avendo opportunamente scartato i valori a rifiuto riscontrati, dai quali non risultano criticità nei confronti della liquefazione:

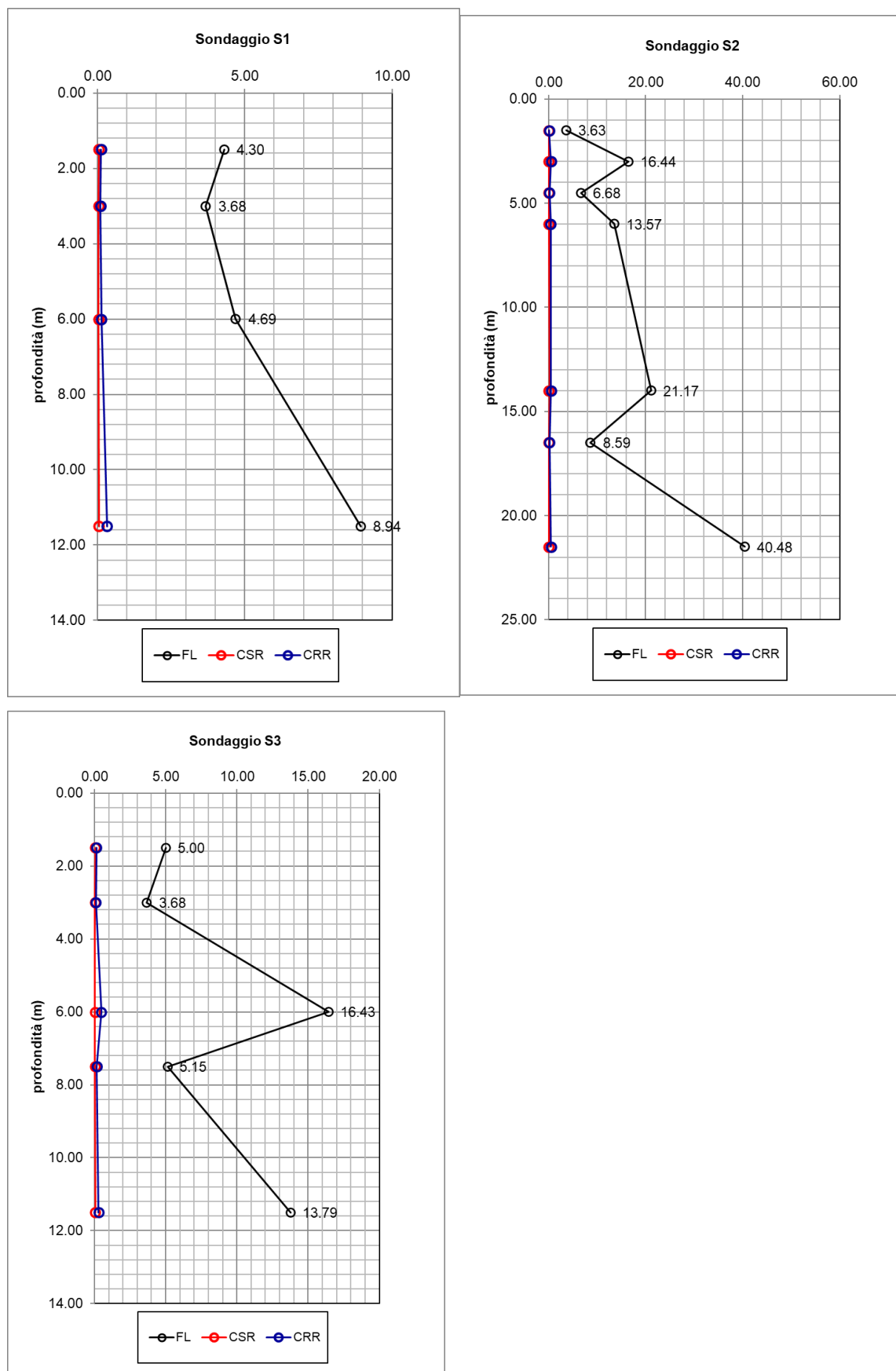


Figura 17 - Valori del fattore di sicurezza a liquefazione, dello sforzo di taglio ciclico normalizzato e della resistenza normalizzata al taglio ciclico relativo ai sondaggi S1, 2 e 3