
OGGETTO:

PIANO DI LOTTIZZAZIONE TRE FILAGNI LOTTI B e C

Articolo 28, Legge 17 agosto 1942, n. 1150 e s.m.i.

Articoli 12 e 14, Legge Regionale 11 marzo 2005, n. 12 e s.m.i.

COMMITTENTE:

TEDRA COSTRUZIONI SRL

Via Ugo Dozzio n. 11 - 27011 Belgioioso (PV)

P.IVA 02013760182

PROGETTISTA:

Dott. Ing. ANDREA PALTANI

via Chiesa n. 58 27010 Maghero (PV)

Ordine degli Ingegneri di Pavia Sezione A n. 3001

Codice fiscale PLT NDR 84C28 G388Y

P. Iva 02.40.09.90.186

ECOGIS

studio geologico associato

Gianluca Nascimbene
Giuseppe Zuffada

Sede legale e Uffici:

Via A. Moro, 5
27028 S. Martino Siccomario (PV)
Tel. 0382/1750334 - Fax 0382/1752557
Email: ecogis@ecogis.it
P.Iva/C.F. 02300900186



REGIONE: Lombardia

PROVINCIA: Pavia

COMUNE: Copiano

PROGETTO DI EDIFICAZIONE DI VILLETTE UNIFAMILIARI E BIFAMILIARI



A CURA DI:

Dott. Geol.

GIANLUCA NASCIMBENE

*Iscritto all'Ordine dei
Geologi della Lombardia*

N° 1076



RELAZIONE GEOLOGICA

DATA:
Luglio 2021

COMMITTENTE:

SOMMARIO

1. PREMESSA	2
2. INQUADRAMENTO DEL SITO	3
2.1 <i>INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO.....</i>	<i>4</i>
2.2 <i>INQUADRAMENTO IDROGRAFICO E IDROGEOLOGICO.....</i>	<i>6</i>
2.3 <i>FATTIBILITÀ, VINCOLI E PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE</i>	<i>9</i>
3. SISMICITÀ DELL'AREA	13
3.1 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	13
3.2 <i>MISURA DELLA VS30 TRAMITE LA TECNICA "MASW" – INDAGINE PREGRESSA</i>	<i>15</i>
3.3 <i>PARAMETRI SISMICI</i>	<i>17</i>
3.4 <i>VALUTAZIONE DELLA SUSCETTIBILITÀ SISMICA DELL'AREA (VERIFICA DI II LIVELLO).....</i>	<i>20</i>
3.5 <i>FENOMENO DELLA LIQUEFAZIONE</i>	<i>24</i>
4. CARATTERIZZAZIONE LITOSTRATIGRAFICA	28
4.1 <i>PIANO DELLE INDAGINI</i>	<i>28</i>
4.2 <i>MODELLO GEOLOGICO – GEOTECNICO.....</i>	<i>30</i>
5 SCAVI.....	34
6 TERRE E ROCCE DA SCAVO	35
7 INTERAZIONE STRUTTURA TERRENO	37
7.1. RESISTENZA DI PROGETTO	39
7.2. VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI (STATI LIMITE DI ESERCIZIO SLE DELLE NTC).....	41
8. CONCLUSIONI	43

1. PREMESSA

La presente relazione, redatta ai sensi delle NTC 2018, viene eseguita a supporto del progetto di realizzazione di villette unifamiliari e bifamiliari in via G. Puccini in Comune di Copiano (PV).

Le indagini sono state finalizzate a:

- illustrare i principali lineamenti geomorfologici della zona, gli eventuali processi morfologici ed i dissesti in atto e/o potenziali;
- definire le locali condizioni litologiche, la presenza di acque sotterranee e valutare le proprietà fisico - meccaniche dei terreni indagati, definendo il carico unitario ammissibile finalizzato ad un corretto dimensionamento delle opere di fondazione;
- suggerire eventuali opere di salvaguardia al fine di assicurare la stabilità del complesso costruzione – terreno, tali da evitare gli impatti esercitati dalla edificazione in progetto.

Lo studio ha comportato un rilievo geomorfologico della zona interessata dal progetto e di un suo significativo intorno, e per la caratterizzazione geologica, geotecnica sono state eseguite n.1 prova penetrometrica statica (CPT1) e n. 4 prove penetrometriche dinamiche (SCPT1-SCPT2-SCPT3-SCPT4) mentre per la caratterizzazione sismica dell'area (Vseq) ci si è avvalsi della consultazione di uno stendimento sismico pregresso (indagine sismica MASW) eseguita in occasione di una precedente indagine presso l'abitato di Copiano.

NORMATIVA NAZIONALE DI RIFERIMENTO

- ✓ **D.M.LL.PP. 11/03/88** Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- ✓ **D.M. 9 Gennaio 1996** Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi
- ✓ **D.M.16 Gennaio 1996** Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- ✓ **Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 marzo 2003**
Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" (G.U. n. 105 del 8.05.2003)
- ✓ **Ordinanza n. 3316 del 2 ottobre 2003** Modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003
- ✓ **OPCM 3 maggio 2005** Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zone sismiche" (Ordinanza n. 3431)-(G.U.n.107del10 maggio2005-Suppl.Ord.n. 85)
- ✓ **D.M. 17 gennaio 2018** "Norme tecniche per le costruzioni 2008
- ✓ **Eurocodice 7** Progettazione geotecnica
- ✓ **Eurocodice 8** Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici

- ✓ **D.g.r. 30 marzo 2016 - n. X/5001** Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia (artt. 3, comma 1, e 13, comma 1, della l.r. 33/2015)

2. INQUADRAMENTO DEL SITO

Da un punto di vista cartografico l'area è compresa nel foglio B7d4 della C.T.R a scala 1:10.000 e nel Foglio n° 59 "Pavia" della Carta Geologica d'Italia in scala 1 : 100.000. La futura area di lottizzazione è situata all'interno nel settore meridionale dell'abitato di Copiano, in via Puccini, ad una quota topografia di circa 75 m s.l.m.

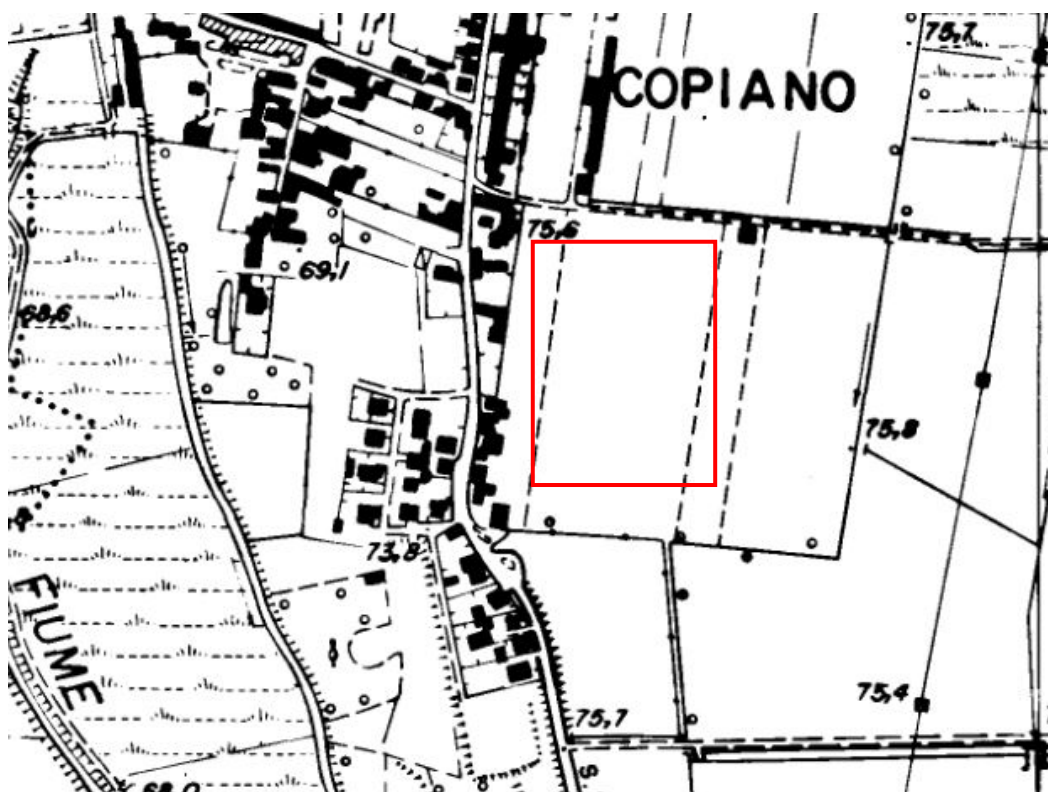


Figura 1 - Stralcio CTR scala 1:10000 sezione B7d4



Figura 2 – Immagine satellitare (fonte: Google Earth)

2.1 Inquadramento geologico e geomorfologico e idrogeologico

Dal punto di vista geologico i terreni costituenti l'area appartengono alle alluvioni della superficie principale della pianura (Livello Fondamentale della pianura) attribuite al Fluvioglaciale wurmiano (Pleistocene sup.), costituite da sabbie prevalenti, localmente inglobanti lenti di ghiaia e ghiaietto; tali sedimenti talora sono ricoperti da limi successivi difficilmente distinguibili.

Questi depositi si raccordano alle Alluvioni dei terrazzi compresi fra la superficie principale della Pianura a volte senza evidenti salti morfologici oppure con significative scarpate.

La genesi dei depositi del fluviale recente è da attribuire alle alterne fasi, erosive e deposizionali, del glacialismo quaternario.

I numerosi corsi d'acqua naturali utilizzati per scopi irrigui, oltre ad aver costituito la pianura con i materiali da loro trasportati, la hanno successivamente modellata secondo una serie di terrazzamenti, lanche e stagni che costituiscono attualmente la caratteristica morfologica principale.

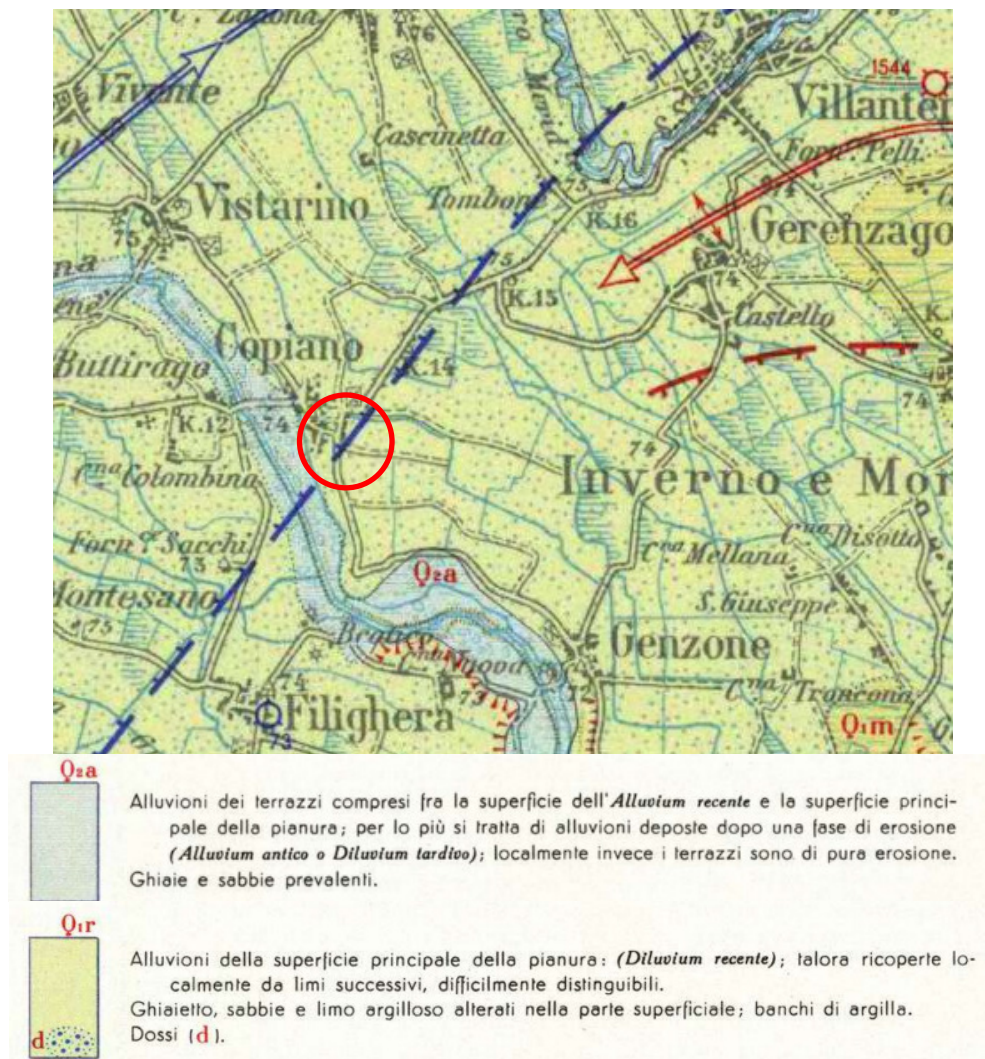


Figura 3 – Estratto dalla Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000 – Foglio 59 Pavia

A completare l'assetto geologico attorno all'area di studio si segnalano depositi quaternari ascrivibili alle alluvioni recenti del Fiume Olona, che scorre nella sua omonima valle ribassato di circa 10-12 m ad Ovest dell'area di studio, costituite da sabbie e ghiaie prevalenti.

2.2 Inquadramento idrografico e idrogeologico

Dal punto di vista idrogeologico si riconosce nella Pianura pavese, ove i depositi continentali hanno raggiunto un notevole sviluppo, un materasso alluvionale costituito da un unico acquifero compartimentato, di tipo multifalda, a falda superiore libera.

Nella fattispecie il corpo idrico insito nel materasso alluvionale, ad elevata permeabilità, risulta normalmente contraddistinto da un regime paleosamente freatico, fatte eccezioni dovute a fenomeni di semiconfinamento legati alla presenza di un tetto argilloso.

Circa l'alimentazione delle falde che permeano il sottosuolo di questa porzione di pianura si ritiene che l'apporto più consistente derivi da zone dell'alto milanese.

L'area in esame ricade in una zona costituita da depositi costituiti da ghiaie, sabbie e limi (appartenenti alla formazione pleistocenica del Fluvioglaciale fluviale wurm) che presentano una permeabilità primaria elevata (per porosità) e sono sede di una falda acquifera superficiale libera con un senso di deflusso, della falda più superficiale, verso sud sud-est a causa dell'effetto drenante operato dal Fiume Po.

La quota della superficie piezometrica delle falde freatiche e l'artesianità delle falde profonde variano oltre che per ragioni meteoriche anche per cause antropiche: gli emungimenti le deprimono, mentre l'irrigazione innalza la piezometria.

Il sottosuolo della pianura pavese è costituito da sedimenti appartenenti al sistema deposizionale plio-pleistocenico padano; l'intera successione continentale raggiunge spessori variabili in funzione della presenza di morfostrutture sepolte, modellate nel basamento marino e localizzate in corrispondenza dei fronti di sovrascorrimento appenninici.

Dall'analisi dello schema riportato in figura 4 è possibile riconoscere a partire dalle unità litologica più vecchia la seguente successione:

- ✓ basamento sedimentario marino (Pliocene-Pleistocene inf.) costituito da marne argillose siltose ed argille siltose;
- ✓ sequenza di depositi continentali (Pleistocene medio-sup.-Olocene) così distinti:
 - depositi di origine palustre-lacustre (corrispondenti al Villafranchiano) costituiti dall'alternanza di orizzonti limoso argillosi con ricorrenti livelli sabbiosi;
 - depositi di origine fluviale (Pleistocene medio-sup.) per lo più costituiti da ghiaie e sabbie, a cui si intercalano orizzonti limosi e argillosi (materasso alluvionale)

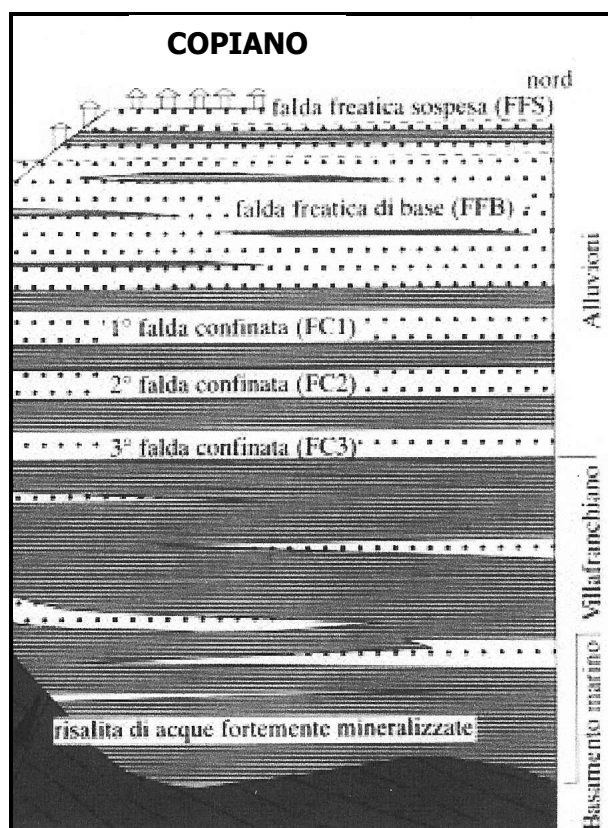


Figura 4 - Schema delle unità idrogeologiche presenti nel sottosuolo pavese (tratto da Atti Ticinesi di Scienze della Terra – Vol. XL - Università idrogeologico delle falde – 1988).

Da un punto di vista idrodinamico si possono così contraddistinguere:

- il basamento marino caratterizzato da un comportamento per lo più impermeabile,
- il Villafranchiano risulta invece contraddistinto da un regime artesiano condizionato dalle morfostutture sepolte.
- le alluvioni superficiali sono caratterizzate da una falda libera, con un livello piezometrico che si attesta a pochi metri di profondità dalla superficie topografica, e da diversi acquiferi via via più profondi a falda confinata. Il primo acquifero è caratterizzato dalla netta prevalenza di litotipi sabbiosi a cui si intercalano lenti argillose-limose di spessore ed estensione areale limitati.

Nella pianura pavese, all'interno del materasso alluvionale si possono distinguere una falda libera superficiale (falda freatica sospesa FFS, falda freatica di base FFB), la cui soggiacenza è prossima alla superficie topografica ed, in profondità, un sistema sovrapposto di falde confinate (FC1 – FC2 – FC3).

Nell'ambito del **primo acquifero** (a pelo libero – **FFS**) sono spesso rilevabili falde sospese assai prossime al piano campagna che traggono la propria alimentazione dall'infiltrazione delle acque di precipitazione e, in particolar modo, dalle pratiche irrigue.

La **falda freatica** di base (**FFB**) sottostante costituisce un serbatoio a livello regionale ma presenta un grado elevato di vulnerabilità per l'assenza di copertura a bassa conducibilità idraulica, quindi facilmente accessibile alle sostanze inquinanti.

In figura 5 sono riportate le curve di livello e la direzione di flusso della falda acquifera. L'andamento della superficie piezometrica risulta orientato in direzione Nord-Sud con un gradiente conforme all'andamento regionale e senza apparente presenza di assi di drenaggio sotterraneo.

Dall'analisi della carta idrogeologica la falda freatica superficiale nell'area oggetto di studio si attesta a profondità variabili, nell'arco dell'anno, tra 8,00 e 9,00 m da piano campagna.

Durante l'indagine è stato individuato un livello acquifero alla prof. di circa 2,50 ÷ 3,00 m dal p.c.

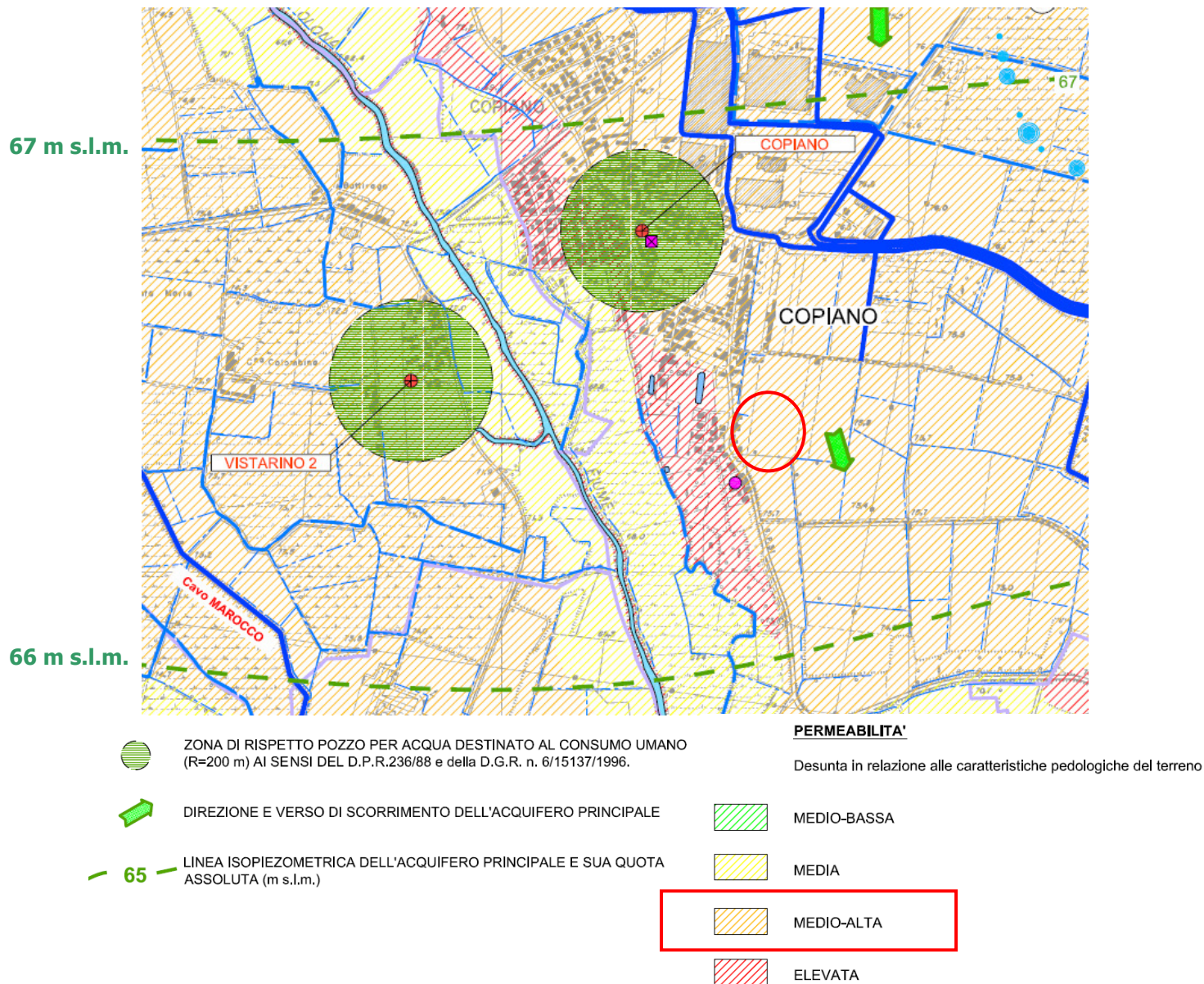


Figura 5 - Stralcio di carta idrogeologica allegata al PGT - Comune di Copiano

2.3 Fattibilità, vincoli e pericolosità sismica locale

Dall'analisi dello studio geologico allegato al PGT del comune di Copiano, risulta come l'area in esame ricade in **classe 2 di fattibilità geologica - fattibilità con modeste limitazioni – sottoclasse 2a** (Fig. 6).

La classe comprende le zone nelle quali sono state riscontrate modeste limitazioni all'utilizzo a scopi edificatori e/o alla modifica della destinazione d'uso, che possono essere superate mediante approfondimenti di indagine ed accorgimenti tecnico-costruttivi e senza l'esecuzione di opere di difesa.

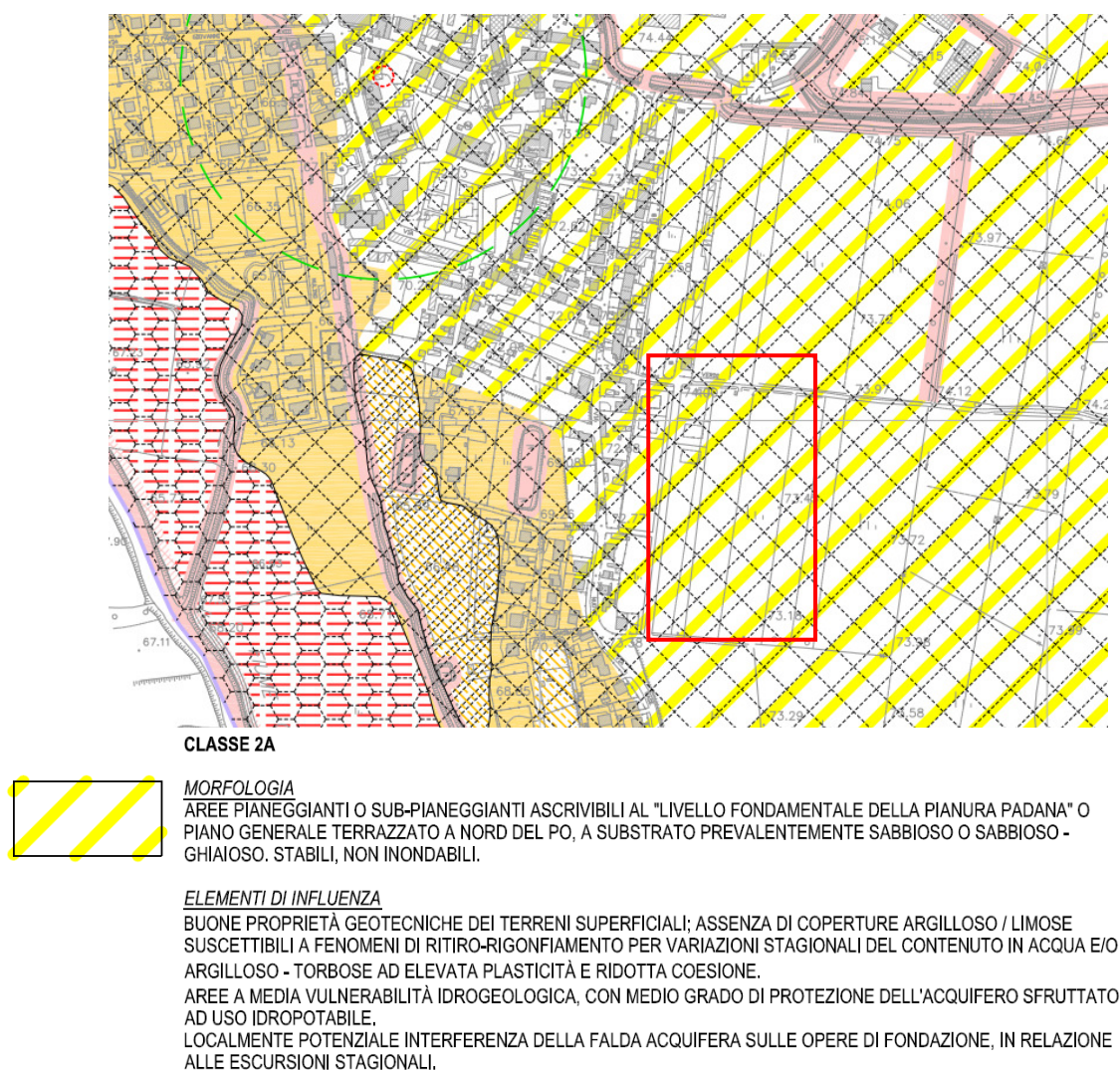


Figura 6 - Stralcio di carta della fattibilità geologica allegata al PGT – Comune di Copiano

Si riportano di seguito le prescrizioni delle NTA del PGT di Copiano nel caso di edificazione di nuovi fabbricati ricadenti in tale classe

Morfologia

Aree pianeggianti o sub-pianeggianti ascrivibili al "livello fondamentale della Pianura Padana" o Piano Generale Terrazzato a Nord del Po, a substrato prevalentemente sabbioso o sabbioso - ghiaioso. Stabili, non inondabili.

Elementi di influenza

Buone proprietà geotecniche dei terreni superficiali; assenza di coperture argilloso / limose suscettibili a fenomeni di ritiro-rigonfiamento per variazioni stagionali del contenuto in acqua e/o argilloso - torbose ad elevata plasticità e ridotta coesione.

Aree a media vulnerabilità idrogeologica, con medio grado di protezione dell'acquifero sfruttato ad uso idropotabile.

Localmente potenziale interferenza della falda acquifera sulle opere di fondazione, in relazione alle escursioni stagionali.

Prescrizioni generali

Le indagini di dettaglio in sito per la caratterizzazione litostratigrafia, idrogeologica e geotecnica dei terreni di fondazione dell'area di progetto dovranno obbligatoriamente consistere in almeno una delle seguenti tipologie investigative:

a) trincee geognostiche esplorative a sezione ristretta

b) prove penetrometriche statiche (C.P.T.)

I dati relativi alle indagini di cui ai punti a) b) (es: stratigrafie delle trincee geognostiche, diagrammi penetrometrici) andranno allegati alla relazione geologico - geotecnica di progetto ed adeguatamente commentati. Ulteriori indagini in sito e/o analisi di laboratorio, sono lasciate alla discrezionalità del professionista geologo / geotecnico.

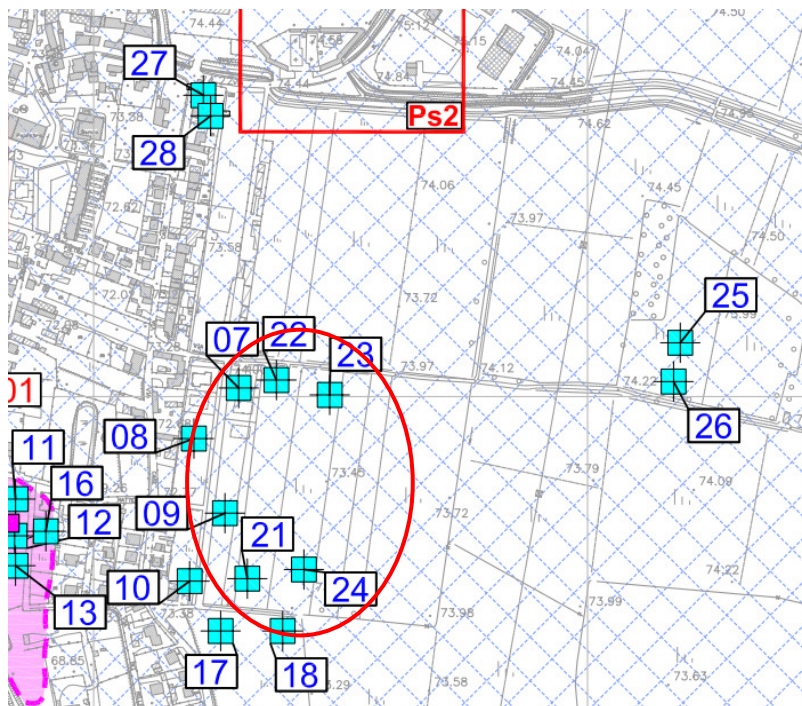
Prescrizioni aggiuntive

Valutazione della soggiacenza della falda in caso di strutture sotterranee che possano interessare la falda stessa. In relazione all'importanza e alla tipologia delle opere, dovrà essere valutato il grado di protezione naturale della falda emunta ad uso idropotabile e la vulnerabilità idrogeologica dell'acquifero (verticale, orizzontale, complessiva), in relazione a possibili infiltrazioni di sostanze inquinanti dalla superficie. La disamina e le valutazioni dei dati forniti dovranno essere debitamente supportate dal punto di vista tecnico, con piena assunzione di responsabilità da parte del professionista incaricato.

The map displays a residential area with a red rectangle highlighting a specific plot. The plot is bounded by a red line and contains several elevation points: 74.40, 73.45, 73.18, and 73.29. The surrounding area includes various other elevation points, property boundaries, and a network of roads and paths. A red circle is also visible in the upper left quadrant.

11

Consultando la carta della pericolosità sismica locale allegata al PGT comunale, l'area in esame risulta compresa nello scenario Z4a: "zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi".



Z4(A) - Zona con prevalenza di depositi alluvionali granulari (depositi terrazzati superiori del Fiume Olona; Piano Generale Terrazzato a Nord del fiume Po)

LOCALIZZAZIONE PUNTI DI INDAGINE



PROVE PENETROMETRICHE STATICHE
"cone penetration test" (C.P.T. 01_32)



TRINCEE GEOGNOSTICHE ESPLORATIVE (T 01_03)

Le informazioni inerenti alla caratterizzazione stratigrafico - geotecnica e idrogeologica del comune di Copiano, desunte dalle stratigrafie delle indagini geognostiche eseguite, sono state rielaborate al fine di renderle uniformi e quindi facilmente confrontabili.
Esse costituiscono parte integrante della "Relazione sulle indagini geognostiche eseguite in corrispondenza del territorio comunale - Stratigrafie pozzi per acqua", allegata al presente lavoro.

Figura 8 - Stralcio di carta di pericolosità sismica locale – Comune di Copiano

Ricadendo il Comune di Copiano in classe sismica III, in relazione allo Scenario di Pericolosità Sismica Locale (Z4a - Effetti: AMPLIFICAZIONI LITOLOGICHE E GEOMETRICHE) in fase progettuale si dovrà applicare il 2° LIVELLO di approfondimento, non solo per Opere strategiche e rilevanti (d.d.u.o. n. 19904/2003) al fine di caratterizzare (mediante indagini dirette sui terreni oppure mediante sismica in foro o superficiale) gli effetti di amplificazione sismica locale, ma per ogni tipologia di edificio (ai sensi della DGR 8/7374/ 2008 e DGR IX/2616 del 30 Novembre 2011).

3. SISMICITÀ DELL'AREA

3.1 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

A seguito della D.G.R 11 Luglio 2014 – n. X/2129 – “Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia”, il Comune di Copiano è passato dalla “classe sismica 4” alla “classe sismica 3”.

In ogni caso la normativa sismica ed i parametri relativi a ciascun territorio risultano in veloce e continua revisione, soprattutto nell’ambito della convenzione tra INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) e DPC (Dipartimento Protezione Civile) che prevede l’assistenza per il completamento e la gestione della “mappa di pericolosità sismica” prevista dall’OPCM 3274.

Già l’Ordinanza PCM 3519 del 27/04/06 fornisce una revisione dei valori di a_g sul territorio nazionale ed inserisce il territorio di **COPIANO** nella sottozona caratterizzata da valori di a_g compresi tra 0.050 e 0.075 (accelerazione massima al suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni).

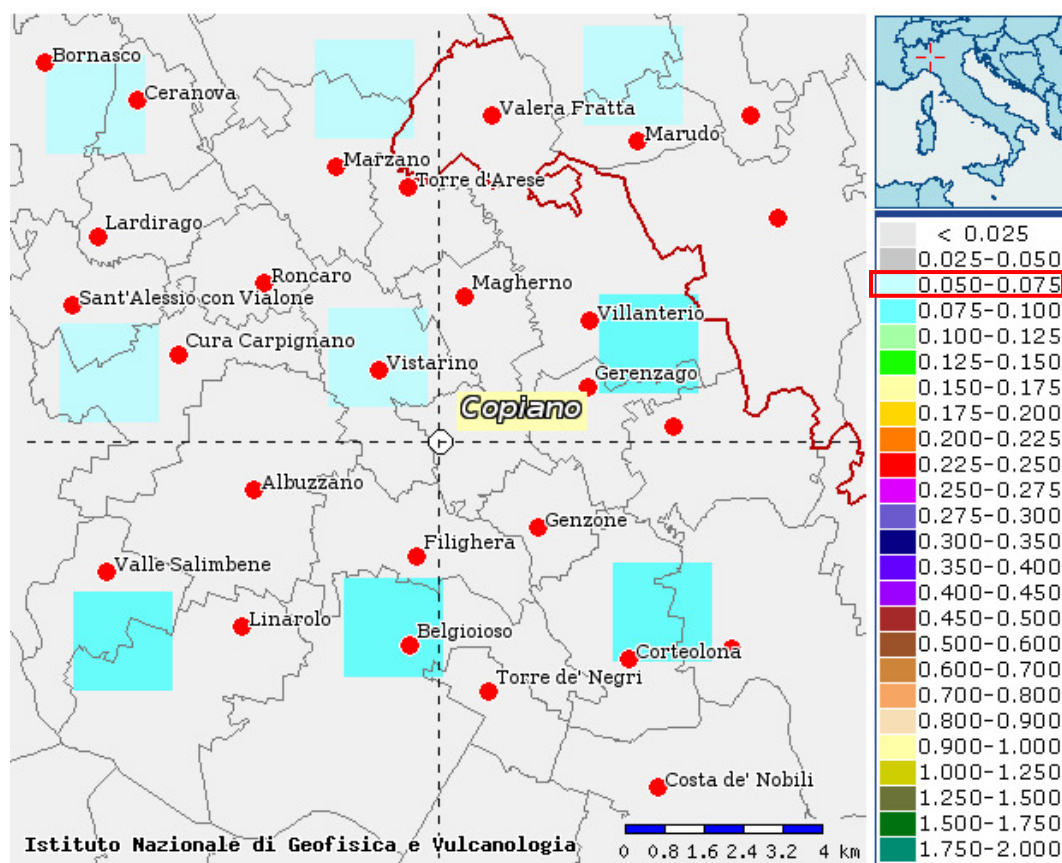


Fig. 9 – Valori di pericolosità sismica del territorio nazionale

Più recentemente nell’ambito della revisione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008) sono state adottate le stime di pericolosità sismica del progetto S1, concludendo il percorso iniziato nel 2003.

Tali stime superano il concetto di classificazione a scala comunale e sulla base di 4 zone sismiche. Tuttavia le 4 zone sismiche mantengono una funzione prevalentemente amministrativa. La Regione Lombardia ha stabilito nella D.G.R. n°8/7374 del 28/05/2008 (punto 1.4.3) che "la suddivisione del territorio in zone sismiche (ai sensi dell'OPCM 3274/03) individua unicamente l'ambito di applicazione dei vari livelli di approfondimento in fase pianificatoria" e specifica altresì che "ai sensi del D.M. 14/01/2008, la determinazione delle azioni sismiche in fase di progettazione non è più valutata riferendosi ad una zona sismica territorialmente definita, bensì sito per sito, secondo i valori riportati nell'All. B al citato D.M.". I dati riportati nell'All.B del D.M. 14/01/2008 coincidono per lo più con quelli riportati nell'Ord. 3519/2006, e sono in ogni caso determinabili mediante le coordinate geografiche e l'utilizzo di programmi applicativi.

Per quanto riguarda le categorie di sottosuolo, secondo le NTC 2018, vengono eliminate le categorie S1 ed S2, mentre con l'utilizzo della VSeq, le categorie di sottosuolo B, C e D vengono ampliate inglobando alcune configurazioni che rientravano in S2, quando il bedrock sismico si posizionava tra i 3 ed i 25 metri dal piano di riferimento. Inoltre la Categoria di sottosuolo D (che nelle NTC08 erano definite con $V_{s,30} < 180$ m/sec) viene classificata con valori di $V_{s,eq}$ compresi tra 100 e 180 m/sec. Inoltre, come è possibile osservare dalla seguente tabella, non si ricava più la categoria di sottosuolo usando o NSPT30 o CU30.

Categorie	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio ($V_{S,eq}$) 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 fine molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente ($V_{S,eq}$) compresi tra 360 m/s e 800 m/s
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine 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 ($V_{S,eq}$) compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine 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 ($V_{S,eq}$) 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.
----------	---

Tabella 1 - Categorie di sottosuolo

Nelle definizioni precedenti V_{seq} è la velocità media di propagazione delle onde di taglio $V_{s,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

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

h_i = spessore dello strato i -esimo;

$V_{s,i}$ = velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;

N = numero di strati;

H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/sec. Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m (come nel caso in esame), la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

In base a quanto prescritto nelle NTC 2018, la velocità delle onde di taglio, V_{seq} , va "determinata mediante apposite misure dirette, derivanti da indagini geofisiche di tipo sismico".

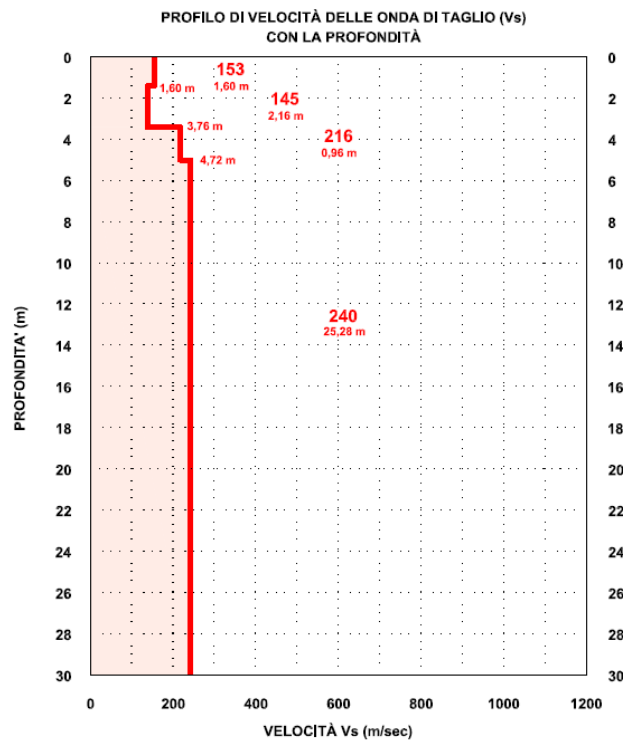
Per la definizione dell'azione sismica locale, si è provveduto alla consultazione dei dati ottenuti da un'indagine sismica MASW pregressa eseguita su terreni analoghi di quelli presenti nell'area oggetto di studio, eseguita in occasione della stesura del PGT Comunale.

3.2 Misura della V_{s30} tramite la tecnica "MASW" – indagine pregressa

Per la definizione della corretta categoria di sottosuolo sono state utilizzate due MASW realizzate nell'abitato di Copiano. L'elaborazione delle suddette Masw ha portato alla definizione di un sottosuolo di categoria C:

""Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori del V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s."

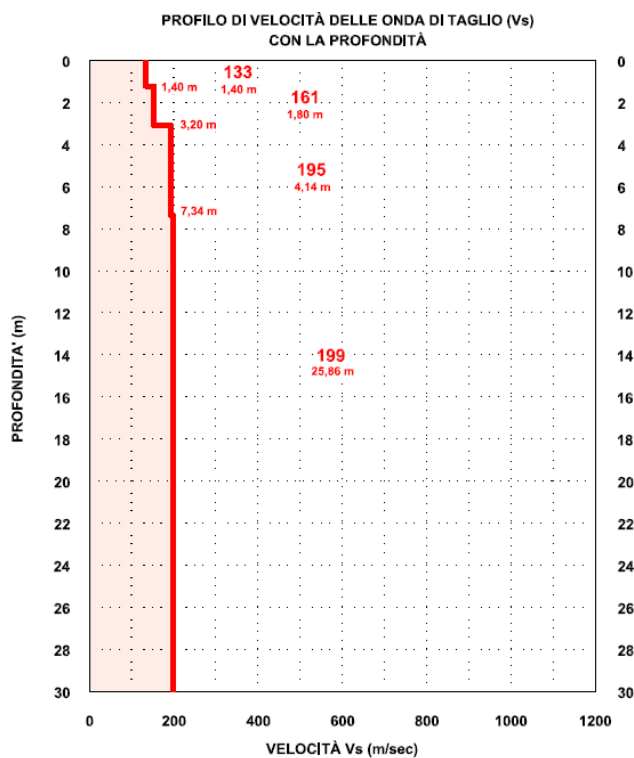
le cui risultanze vengono riportate di seguito:



Vs 30 = 222 metri/sec

Azione sismica: CATEGORIA DI SOTTOSUOLO "C"

Fig. 10 –MASW eseguita presso il Municipio – tratta dal PGT di Copiano



Vs 30 = 191 metri/sec

Azione sismica: CATEGORIA DI SOTTOSUOLO "C"

Fig. 11 –MASW eseguita presso il Cimitero– tratta dal PGT di Copiano

3.3 Parametri sismici

Da un punto di vista topografico, l'area ricade nella classe T1 (Tab. 3.2.III - NTC 2018).

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 $i > 30^\circ$

Tabella 2: Tab 3.2.III NTC 2018 - caratteristiche della superficie topografica

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. Nel nostro caso la vita nominale V_N è posta pari a 50 anni (costruzioni con livelli di prestazioni ordinari).

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tabella 3: Tab. 2.4.I NTC 2018 - Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

Alla luce di quanto esposto in precedenza, gli elementi fondamentali dell'area di interesse ed i parametri sismici del sito in esame, trattandosi di un edificio civile (Classe d'Uso II - punto 2.4.2. NTC 2018), sono:

SITO IN ESAME	VALORE
latitudine:	45,193835
longitudine:	9,328017
Vita nominale:	50
Classe d'uso dell'edificio:	II
PARAMETRI SISMICI	VALORE
Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1
Coefficiente c_u :	1,0

Tabella 4: dati del sito di riferimento

Le azioni sismiche di ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale (V_N) per il coefficiente d'uso (C_u):

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 5: Tab. 2.4.II NTC 2018 – Valori del coefficiente d'uso C_U

Tipo di costruzione	Classe d'uso	Coefficiente d'uso (C_U)	V_N	V_R
2	II	1.0	50 anni	50 anni

Tabella 6 – Determinazione del periodo di riferimento

A partire dai parametri di input sopra riportati, in funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} e del periodo di ritorno T_R , sono calcolati, per i diversi stati limite richiesti dalla norma, i valori a_g , F_0 , T_c^* e gli ulteriori parametri necessari per la caratterizzazione sismica locale:

				Valori interpolati			Valori ricavati da a_g , F_0 , e T_c^*						
		P_{VR}	T_R	a_g	F_0	T_c^*	S_s	C_c	S_t	T_b	T_c	T_d	F_v
		[adm]	[anni]	[g]	[adm]	[s]	[adm]	[adm]	[adm]	[s]	[s]	[s]	[adm]
SLE	SLO	81%	30	0,025	2,51	0,19	1,50	1,82	1,00	0.11	0.34	1.70	0.53
	SLD	63%	50	0,032	2,54	0,21	1,50	1,75	1,00	0.12	0.37	1.72	0.60
SLU	SLV	10%	475	0,078	2,50	0,28	1,50	1,60	1,00	0.15	0.44	1.93	0.95
	SLC	5%	975	0,104	2,47	0,28	1,50	1,59	1,00	0.15	0.45	2.04	1.10

Tabella 7 – Parametri e coefficienti sismici del sito

Si riportano di seguito i principali parametri e riferimenti che entrano in gioco:

P_{VR} = probabilità di superamento nel periodo di riferimento in riferimento ai vari stati limite;

T_R = periodo di ritorno;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa al sito (valore nominale);

F_0 = 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.

S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica

C_c = coefficiente di categoria di sottosuolo

S_t = coefficiente di amplificazione topografica

T_b = tratto ad accelerazione costante

T_c = periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro

T_d = periodo inizio tratto a spostamento costante

F_v = fattore di amplificazione spettrale

SLE = stati limite di esercizio:

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

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

SLU= stati limite ultimi:

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

I tre valori ottenuti di a_g , F_0 e T_c^* definiscono le varie forme spettrali. Per calcolare il valore di A_{max} (accelerazione massima) occorre moltiplicare il valore di a_g per i coefficienti di amplificazione sismica (S) secondo la seguente relazione:

$$A_{max} = a_g \text{ (m/s}^2\text{)} * S$$

Poiché l'accelerazione massima deve essere fornita in m/s^2 , dai valori nominali di a_g trovati in precedenza si determina il valore di accelerazione massima attesa al sito moltiplicando prima i valori di a_g per $9,81 \text{ m/s}^2$ e successivamente, per ottenere il valore finale di A_{max} relativo ad ogni stato limite, occorre moltiplicare a_g (m/s^2) per i coefficienti di amplificazione sismica S , con $S = S_s \times S_t$ (in questo caso $S = 1,5$ poiché $S_s=1,50$ e $S_t=1,00$).

		a_g (accelerazione orizzontale massima)	$a_g \times g$ (m/s^2)	S (coefficiente di amplificazione sismica)	$(a_g * S)g$	$a_g * g * S = A_{max}$ (accelerazione massima)
		[g]	m/s^2			m/s^2
SLE	SLO	0,025	0,24	1,5	0.036 g	0,36
	SLD	0,032	0,31	1,5	0.046 g	0,46
SLU	SLV	0,078	0,76	1,5	0.117 g	1,15
	SLC	0,104	1,02	1,5	0.155 g	1,53

Tabella 8 – Determinazione dell'accelerazione massima per i diversi stati limite

I coefficienti K_h (coefficiente sismico orizzontale riferito al sito) e K_v (coefficiente sismico verticale riferito al sito) hanno i seguenti valori:

		K_h	K_v
SLE	SLO	0,007	0,004
	SLD	0,009	0,005
SLU	SLV	0,023	0,012
	SLC	0,038	0,019

Tabella 9–Valori del coefficiente sismico orizzontale (K_h) e verticale (K_v), riferiti al sito

3.4 Valutazione della suscettibilità sismica dell'area (Verifica di II livello)

Effetti litologici

Al fine di determinare i valori di F_a dal punto di vista degli effetti litologici, sono stati utilizzati i risultati emersi dall'esecuzione dello stendimento geofisico con metodo MASW.

Mediante tale elaborazione e con l'utilizzo di apposite schede messe a disposizione dalla Regione Lombardia, contenute nella D.G.R. 8/7374 del 28/05/2008, si è calcolato il valore di F_a (fattore di amplificazione) da confrontare con i limiti di riferimento indicati dalla Regione Lombardia.

Per ottenere il suddetto F_a è necessario ricavare il valore di V_{s30} (onde sismiche di taglio o trasversali) utilizzando le velocità V_s degli strati intercettati mediante la formula precedentemente riportata. In questo modo si risale al tipo di suolo, che come precedentemente indicato si tratta di **tipo C**.

Sulla base di parametri geotecnici e litologici, si individua la litologia prevalente del sito e da questo dato si sceglie la relativa scheda di riferimento riportata nella D.G.R. 8/7374 del 28 Maggio 2008 e successivamente nella D.G.R. IX/2616 del 30 Novembre 2011. Nello specifico la normativa regionale riporta 6 tipi di schede litologiche:

- scheda per le litologie prevalentemente ghiaiose;
- scheda per le litologie prevalentemente limoso-argillose (tipo 1 e tipo 2);
- scheda per le litologie prevalentemente limoso-sabbiose (tipo 1 e tipo 2);
- scheda per le litologie sabbiose (da utilizzarsi in zone di pianura).

Si riportano, in un apposito diagramma all'interno di queste schede, i valori delle V_s relative ad ogni strato. Tale confronto permette di verificare se si rientra o meno nel campo di validità della scheda di riferimento.

I dati ottenuti in campagna e riportati in Tabella 5 vengono inseriti all'interno della scheda relativa al grafico per la litologia "sabbiosa".

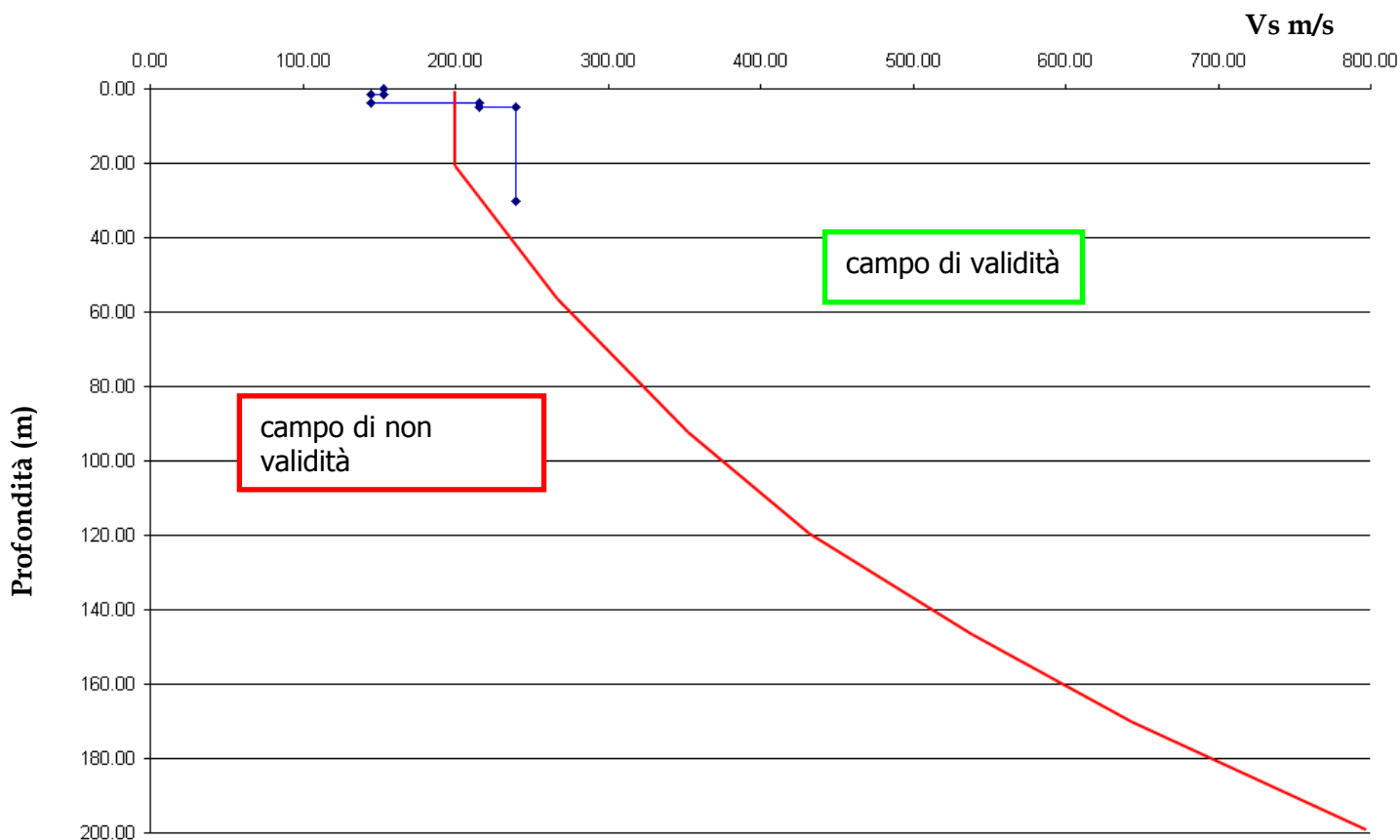


Fig 12 - Grafico relativo al campo di validità della scheda litologica sabbiosa

Ottenuti la velocità del primo strato ed il relativo spessore si riportano questi valori all'interno dell'abaco al fine di ricavare il colore della curva da utilizzare (Fig. 13) per ottenere il valore di Fa.

Facendo pertanto la media pesata, limitatamente al "primo strato" (riconducibile ai primi 10 m) si ha una velocità delle onde assimilabile a 200 m/s.

		Profondità primo strato (m)																					
		1-3	4	5-12	13	14	15	16	17	18	20	25	30	40	50	60	70	90	110	130	140	160	180
Velocità primo strato (m/s)	200		2	1-2	2	3	3	3	3	3	3												
	250		2	1-2	2	2	2	2	2	2	3	3	NA	NA	NA								
	300		2	1-2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	NA	NA	NA	NA						
	350		2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3	3	NA	NA	NA					
	400		3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	NA	NA	NA	NA				
	450		3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	NA	NA	NA	NA			
	500		3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	NA	NA	NA	NA		
	600		3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	NA	NA	NA	NA	NA	
700		3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	NA	NA	NA	NA	NA	NA	

Fig.13 - Abaco che permette di individuare, in base al colore, la curva di riferimento per l'individuazione di Fa, grazie all'intersezione della profondità raggiunta dal primo strato e la sua velocità

Intersecando il valore di velocità riscontrata con la profondità sopra indicata, si ricade nel campo 2, che corrisponde alla curva verde di figura 13.

Con i valori sopra ottenuti si calcola il periodo "T" relativo al sito.

Per la determinazione del periodo si utilizza la seguente equazione:

$$T = \frac{4 \times \sum_{i=1}^n h_i}{\left(\frac{\sum_{i=1}^n V_{s_i} \times h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} \right)}$$

h_i = Spessore in metri dello strato i-esimo

V_{s_i} = Velocità dell'onda di taglio i-esima

Valore del periodo T calcolato
0,83 s

Tabella 10 - recante il valore del periodo T calcolato

Conoscendo la velocità del primo strato, la curva di riferimento ed il valore del periodo T calcolato, si può risalire al valore di F_a utilizzando gli abachi di riferimento di Fig. 14 e Fig. 15 per la litologia sabbiosa e riferiti rispettivamente ad edifici bassi ed ad edifici alti.

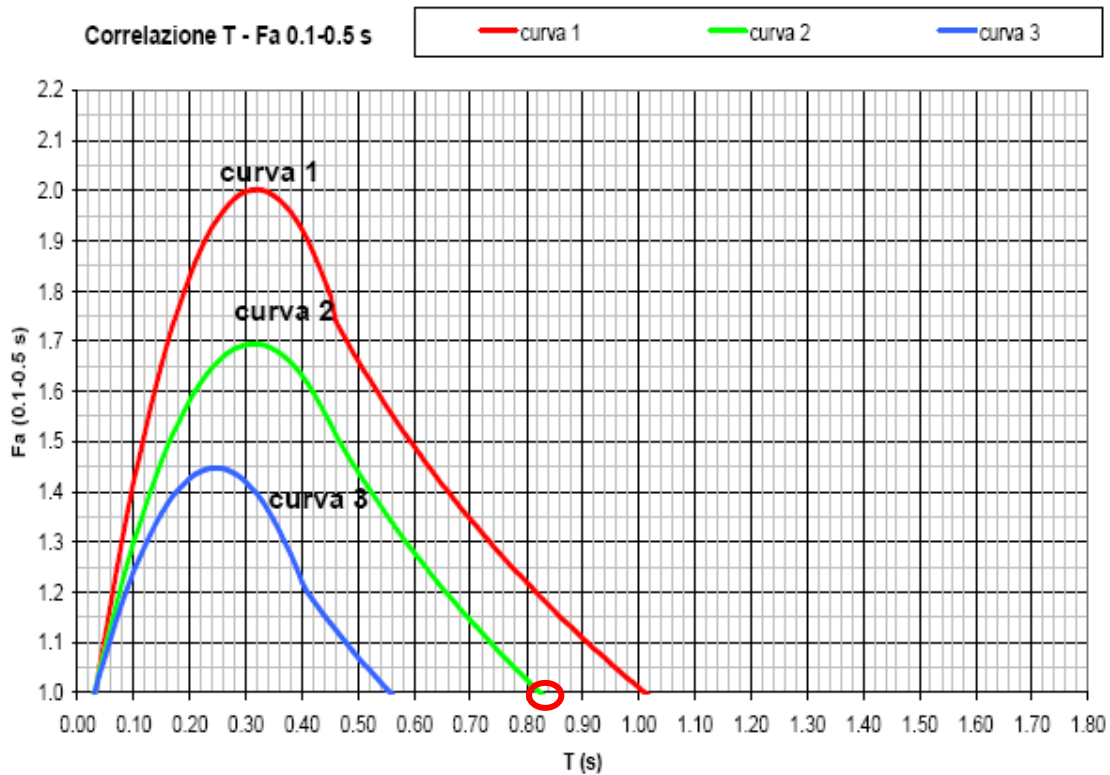


Fig. 14– Abaco di riferimento per la litologia sabbiosa per determinare Fa sulla base di T e della curva di riferimento (riferito ad edifici bassi)

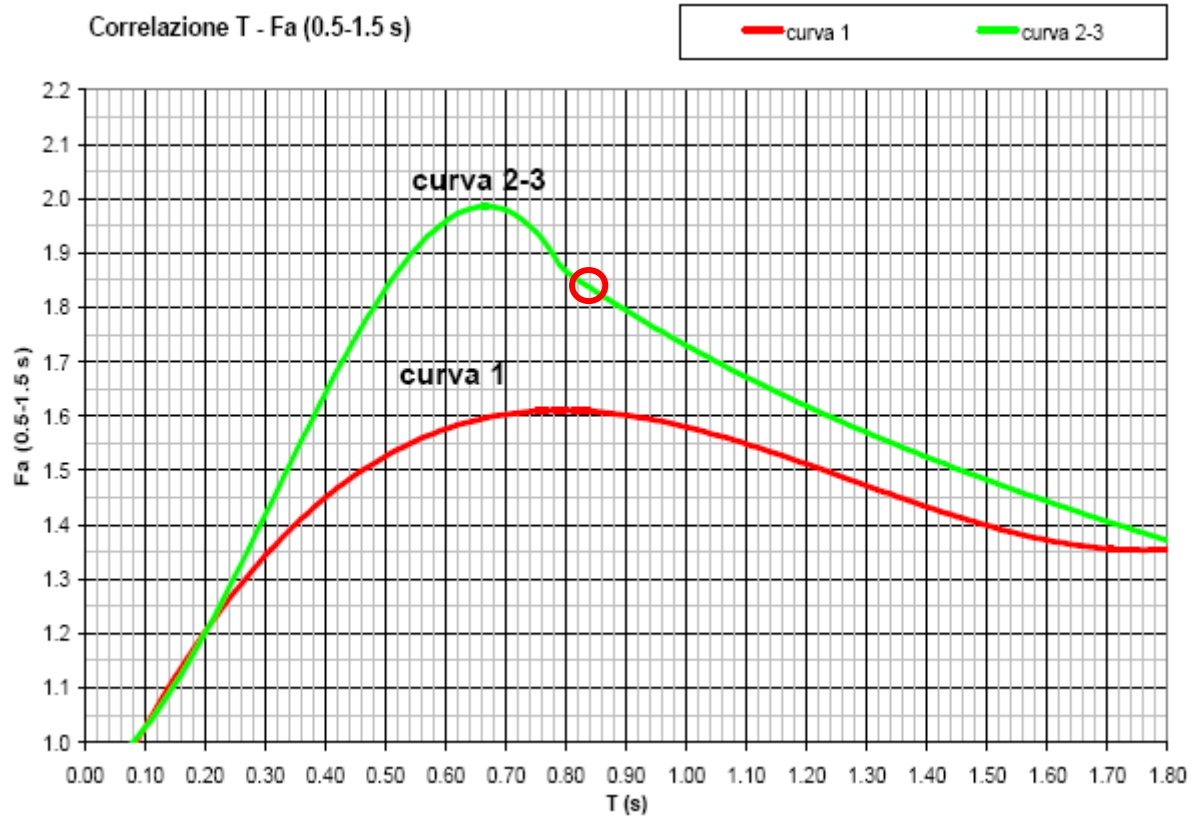


Fig. 15 – Abaco di riferimento per la litologia sabbiosa per determinare Fa sulla base di T e della curva di riferimento (riferito ad edifici alti)

Dagli abachi emerge come il valore attribuito al periodo ($T=0,83$), identifichi sulla curva verde un valore di **Fa = 1,00 per edifici bassi (Fa di riferimento per i terreni di tipo C = 1,90) e Fa = 1,85 per edifici alti (Fa di riferimento per i terreni di tipo C = 2,40).**

Nel nostro caso il valore di Fa calcolato risulta essere inferiore al valore di Fa di riferimento per la categoria del suolo C, sia per edifici alti che per edifici bassi, pertanto i valori calcolati di Fa sono accettabili e conformi alla categoria di suolo individuata.

Le tabelle sottostanti riportano i valori di Fa relativi, nel primo caso ad edifici bassi (max 4 piani), nel secondo caso ad edifici alti e flessibili (5 o più piani) per ogni tipo di suolo individuato dalla Regione Lombardia per il comune di Copiano.

VALORI DI SOGLIA PER PERIODO COMPRESO TRA 0.1-0.5 s					
COMUNE	Attuale classificazione sismica del sito	Valori di soglia			
COPIANO	3	Suolo tipo B 1.4	Suolo tipo C 1.9	Suolo tipo D 2.2	Suolo tipo E 2.0

Tabella 11 - Valori di soglia di Fa relativi ad edifici bassi

VALORI DI SOGLIA PER PERIODO COMPRESO TRA 0.1-0.5 s					
COMUNE	Attuale classificazione sismica del sito	Valori di soglia			
COPIANO	3	Suolo tipo B 1.7	Suolo tipo C 2.4	Suolo tipo D 4.3	Suolo tipo E 3.1

Tabella 12 - Valori di soglia di Fa relativi ad edifici alti

3.5 Fenomeno della liquefazione

Un sito, presso il quale si intende ubicare o insiste un manufatto, deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

Se il terreno risulta suscettibile alla liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità del pendii o del manufatto, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

In assenza di interventi di miglioramento del terreno, è necessario ricorrere all'impiego di fondazioni profonde che richiedono comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.

Il D.M. 17/01/18 e riporta le linee guida per valutare la suscettibilità alla liquefazione, in particolare la verifica è da omettere quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- 1) accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1g$;
- 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 efficace verticale di 100 kPa;
- 4) distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nelle figure sottostanti, nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

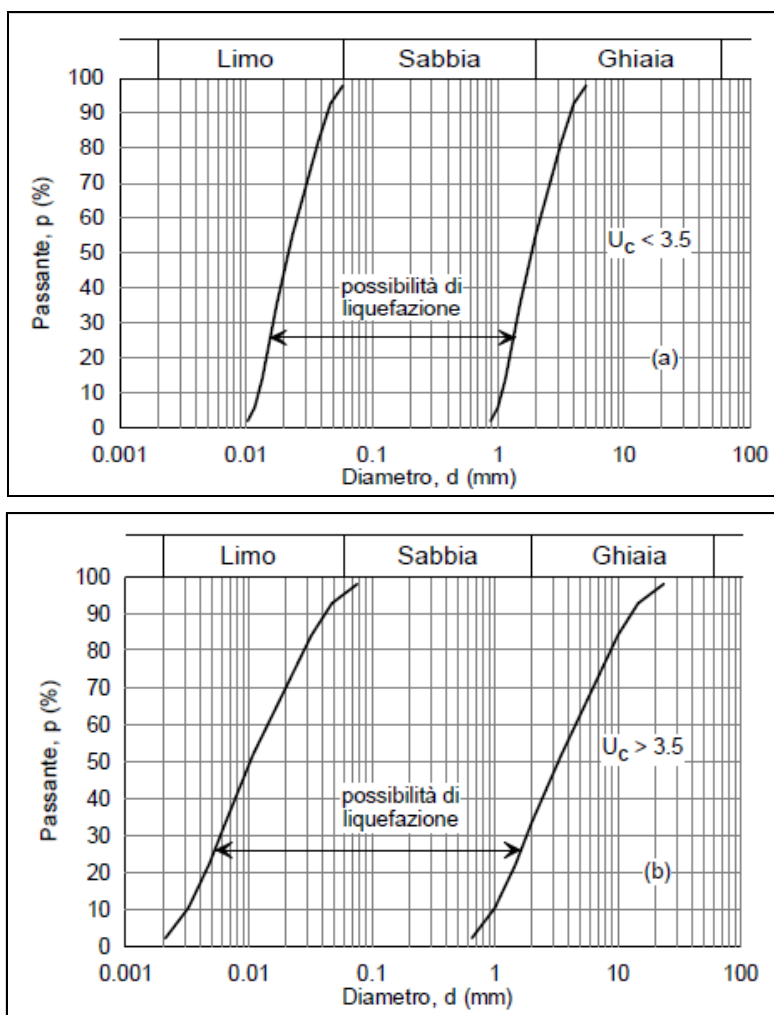


Fig. 16 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

Quando la condizione 1 non risulti soddisfatta, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 2, 3 e 4, con riferimento al D.M. 17/01/08 (punto 7.11.3.4.2).

Analisi del rischio alla liquefazione

Il calcolo è stato eseguito sulla base dei risultati ottenuti dalle prove MASW presentate nel PGT del Comune di Copiano, che hanno fornito i valori delle onde sismiche Vs al sito in esame. E' stato utilizzato il metodo di Andrus e Stokoe (1998).

Per la stima della magnitudo si è utilizzato il metodo delle zone sismogenetiche con le modalità suggerite in "Indirizzi e criteri per la zonazione microsismica" della Protezione Civile.

Il sito è inserito nella zona ZS9-911 (Tortona-Bobbio), caratterizzata da $M = Mw_{Max2} = 6.14$ e si trova in prossimità della zona ZS9-915 (Garfagnana-Mugello) con $M = Mw_{Max2} = 6.60$; poiché la distanza minima tra il sito e quest'ultima zona risulta di circa 65 km (cfr. le figure 17 e 18), per il calcolo si è assunta una magnitudo M pari a 6.60.

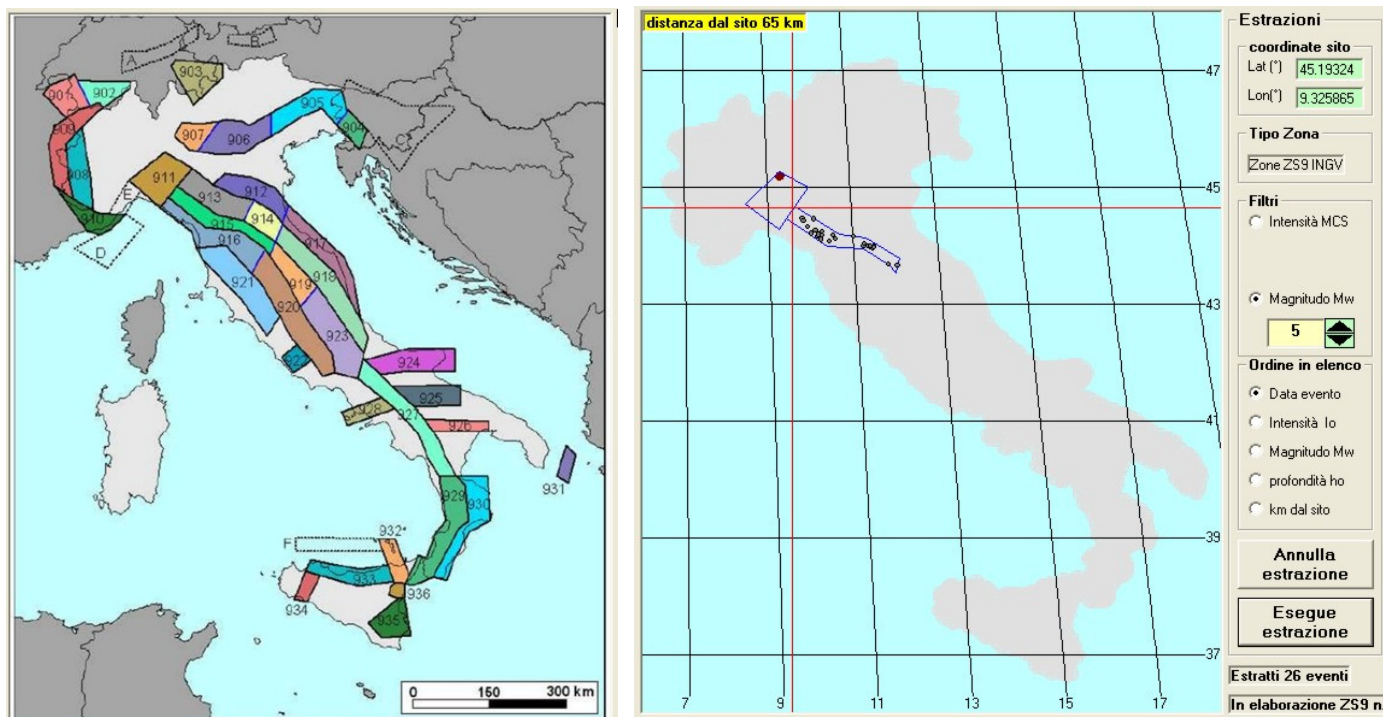
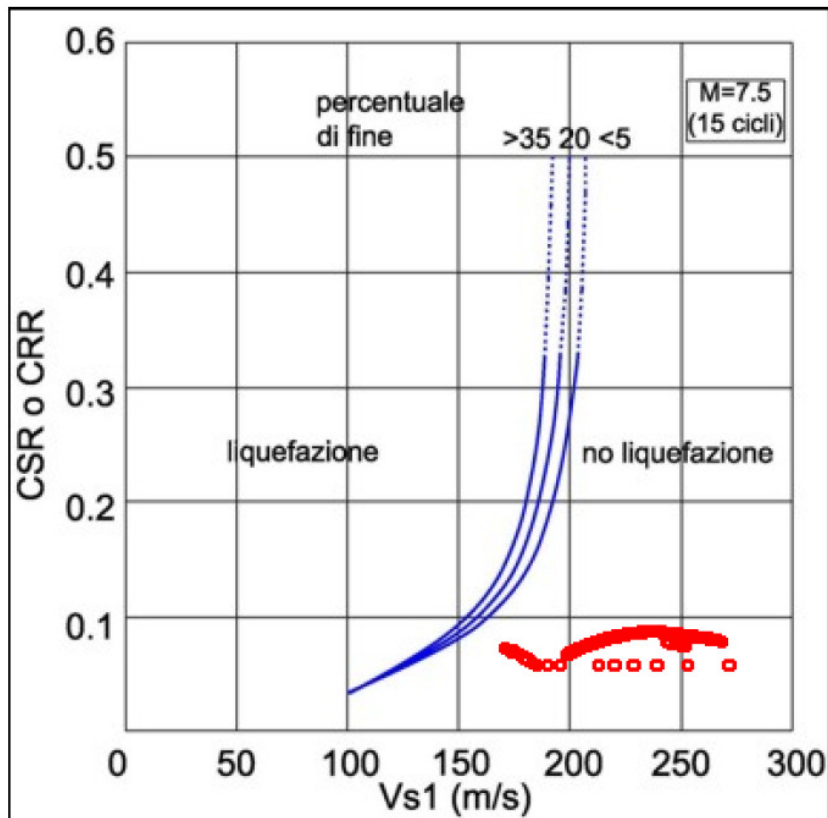


Fig. 17-18 – Zone sismogenetiche d'Italia ed distanza minima dalla zona ZS9

Per quanto attiene l'accelerazione attesa, secondo la normativa NTC, per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per una struttura di progetto di Tipo II con vita nominale di 50 anni' sul sito in esame (categoria di suolo C, categoria topografica T1, coefficiente cu 1.0) l'accelerazione massima al suolo in free-field (PGA) raggiunge il valore 0.117 g .

I risultati, indicano che, per quanto attiene la suscettibilità alla liquefazione il terreno in esame è da classificare "NON LIQUEFACIBILE" con rischio di liquefazione "da Nullo a Molto Basso".



Relazione tra CSR 6.60 e Vs1 (semplificato da Youd et al., 2001)

Fig. 19 – Risultati dell'elaborazione a liquefazione

4. CARATTERIZZAZIONE LITOSTRATIGRAFICA

4.1 Piano delle indagini

Per la caratterizzazione stratigrafica e geotecnica puntuale sono state realizzate n° 4 prove penetrometriche dinamiche (SCPT1-SCPT2-SCPT3-SCPT4) e n° 1 prova penetrometrica statica (CPT1) raggiungendo la profondità massima di 5,6 m.

La *prova penetrometrica dinamica* (SCPT) consiste nell'infiggere verticalmente nel terreno la punta conica metallica posta alla estremità dell'asta di acciaio; l'infissione avviene per battitura, facendo cadere da un'altezza costante un maglio di peso standard.

Si conta il numero di colpi necessari per la penetrazione di ciascun tratto di lunghezza stabilita (30 cm); la resistenza del terreno è funzione inversa della penetrazione per ciascun colpo e diretta del numero di colpi per una data penetrazione.

Il numero di colpi della prova SCPT (N_{30}) è correlato con l'equivalente numero di colpi della prova SPT (N_{SPT} ; Standard Penetration Test) secondo la seguente relazione:

$$N_{30} / N_{SPT} \approx 0,5 \div 0,6 \text{ (Cestari 1990)}$$

La *prova penetrometrica statica* (C.P.T. = Cone Penetration Test) consiste nello spingere nel terreno, ad una velocità costante di 2 cm/sec, una punta conica (punta meccanica Begemann) collegata ad una serie di aste graduate e misurarne la resistenza alla penetrazione.

Vengono così rilevati ad intervalli costanti (20 cm):

- la R_p o resistenza all'avanzamento della sola punta ($q_c = R_p$);
- la R_l o resistenza per attrito locale sul manicotto;

lette direttamente sul display della cella di carico montata sul gruppo di spinta dell'attrezzatura e misurate in kg/cm².

Da queste letture è possibile risalire all'attrito laterale o locale f_s . Esso è definito come attrito unitario locale e si ottiene sottraendo al valore di R_l (resistenza laterale letta sul display) il valore di R_p , diviso per la superficie laterale del manicotto (S_l):

$$f_s = (R_l - R_p) / S_l$$

I dati di campagna e le elaborazioni delle prove penetrometriche sono riportati nell'Allegato 1.

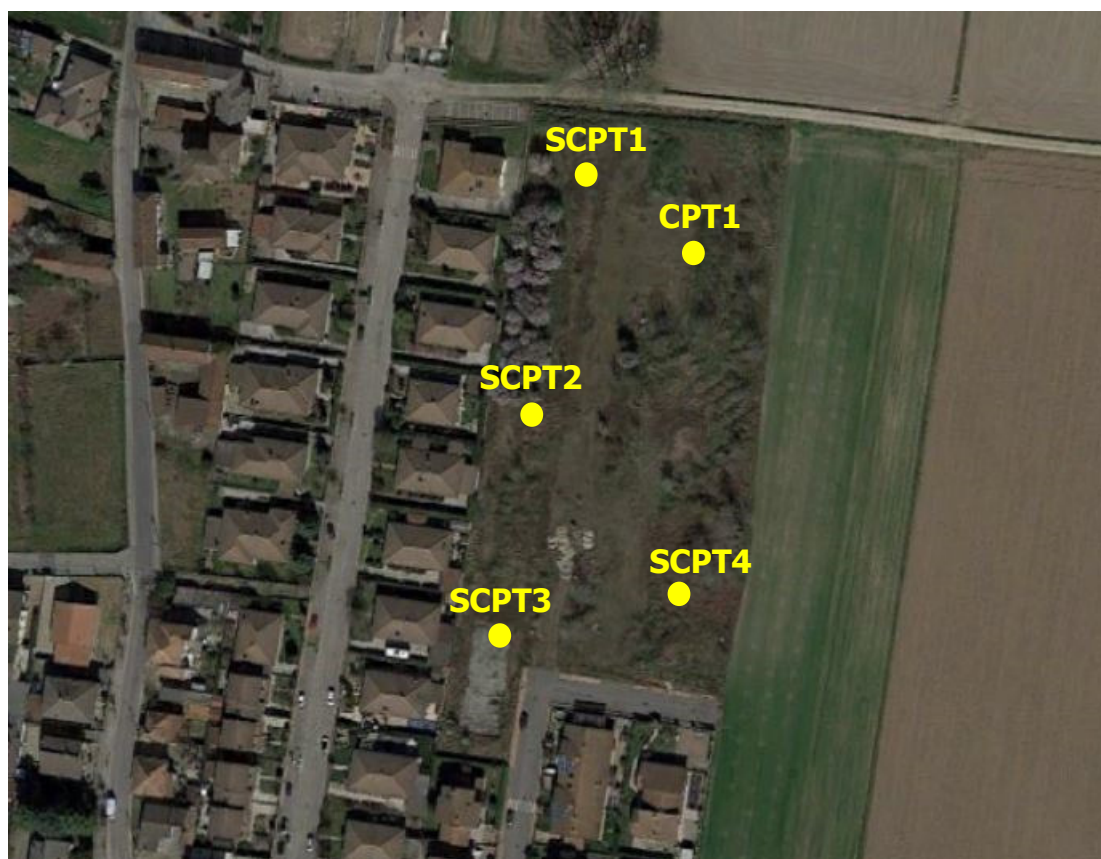


Figura 20 – Ubicazione prove penetrometriche eseguite



Figura 21 – Esecuzione della prova Scpt 4



Figura 22 – Esecuzione della prova Scpt 2

4.2 Modello geologico – geotecnico

I dati desunti dalla campagna d'indagine hanno evidenziato la presenza, di una successione stratigrafica composta da **n° 3** di orizzonti litologici principali distinti per natura litologica, granulometria e grado di consistenza.

Modello litostratigrafico e geomeccanico del sito

Al di sotto della coltre superficiale (**Orizzonte A**) costituita da terreno di riporto e/o vegetale che caratterizza tutta l'area indagata fino alla prof. di circa $0,80 \div 1,2$ m dal piano di esecuzione delle prove, le indagini hanno permesso di identificare un primo **Orizzonte B**, intercettato fino alla prof. di $2,40 \div 2,60$ m costituito da limo sabbioso sabbia limosa ($Q_c = 38 \div 56$ kg/cmq $N_{scpt}/30 = 4-8$).

Sottostante l'orizzonte B fino alla massima profondità prof. di circa 6,00 m si trova un **orizzonte C** costituito da limo sabbioso localmente argilloso ($Q_c = 20 \div 40$ kg/cmq $N_{scpt}/30 = 3-6$).

In particolare la percentuale di matrice coesiva aumenta spostandosi dal settore nord (prove Cpt1, Scpt1 e 2) al settore sud (Scpt 3-4).

Il modello geomeccanico rispecchia il suddetto modello litostratigrafico di riferimento per quanto riguarda lo spessore e le caratteristiche geomeccaniche degli orizzonti litotecnici individuati:

PROFONDITA' (m da p.c.)	MODELLO LITOSTRATIGRAFICO	MODELLO GEOMECCANICO	Qc medio (Kg/cmq)	Nscpt/30
0,00 ÷ 0,80/1,20	Terreno vegetale/riporto	orizzonte A	/	/
0,80/1,20 ÷ 2,40/2,60	Limo sabbioso sabbia limosa	orizzonte B	45	6
2,40/2,60 ÷ 6,00	Limo sabbioso loc. argilloso	orizzonte C	33	4

Nella seguente tabella, viene riportato il profilo geotecnico dei vari livelli riconosciuti, suddivisi sulla base delle seguenti caratteristiche: litologia prevalente, stato di addensamento dei materiali, proprietà fisico-meccaniche.

All'interno del range di riferimento è possibile identificare il valore medio, considerato come valore medio spaziale ovvero: la media dei valori relativi ad un determinato volume di terreno (esempio: volume di terreno interessato dal cuneo di rottura o da una superficie di scivolamento).

PARAMETRI GEOTECNICI TERRENI DI FONDAZIONE			
Orizzonte A – - TERRENO DI RIPORTO/VEGETALE			
Orizzonte B – SABBIA LIMOSA/LIMO SABBIOSO			
<i>CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Classificazione			Incoerente
Spessore		m	2.00-2.60
Densità relativa	Dr	%	40÷60
Addensamento			Med. addensatao
<i>PESI</i>			
Peso di volume	γ	t/m ³	1,80÷1,85
Peso di volume immerso	γ_{wet}	t/m ³	
PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO			
Angolo di attrito efficace	ϕ	°	26÷30
Coesione efficace	C'	Kg/cm ²	-
Coesione non drenata	Cu	Kg/cm ²	/
PARAMETRI ELASTICI			
Modulo elastico	E	Kg/cm ²	120-150
coefficiente di Poisson	μ	-	0,30
Orizzonte C – LIMO SABBIOSO LOCALMENTE ARGILLOSO			
<i>CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Classificazione			coesivo
Spessore		m	/
Densità relativa	Dr	%	-
Addensamento			-
<i>PESI</i>			
Peso di volume	γ	t/m ³	1,70÷1,75
Peso di volume immerso	γ_{wet}	t/m ³	
PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO			
Angolo di attrito efficace	ϕ	°	
Coesione efficace	C'	Kg/cm ²	-
Coesione non drenata	Cu	Kg/cm ²	40-60
PARAMETRI ELASTICI			
Modulo edometrico	M	Kg/cm ²	60-80
coefficiente di Poisson	μ	-	0,35

I parametri geotecnici degli orizzonti in esame sono stati ricavati utilizzando le correlazioni riportate in letteratura ed in particolare da: *Atti del corso di aggiornamento "Esplorazione geologico-tecnica" organizzato dalla Scuola d'Ingegneria del Canton Ticino e da "Fondazioni" di Joseph e.Bowles.*

Peso dell'unità di volume γ : è stato assunto sulla base dei valori tipici indicati in letteratura come γ_{wet} (peso dell'unità di volume umido) e γ' (peso dell'unità di volume immerso).

Densità relativa D_r : è un parametro che indica il grado di addensamento di un deposito incoerente e quindi la sua compressibilità. E' stata calcolata con la correlazione di Skempton il quale propone la seguente correlazione: $D_r = ((N1)_{60})/60)^{0,5}$

Dove $((N1)_{60})$ si riferisce al sistema di battitura pari a 60% tenendo conto della tensione verticale efficace in Kpa.

Angolo di attrito ϕ' : l'angolo di attrito esprime la resistenza al taglio dei terreni considerando nulla la coesione; il valore è stato ottenuto con la correlazione di Schmertmann (1977) in base alla densità relativa ed alla pressione efficace.

Modulo di deformazione drenato E' : indica la compressibilità del terreno; considerando i depositi incoerenti normalconsolidati si è assunto come valore di progetto quello ottenuto con la correlazione di D'Appolonia et alii 1970.

5 SCAVI

In considerazione del fatto che il progetto possa prevedere sbancamenti di terreno si rende necessaria (oltretutto obbligatoria per Norma) la protezione degli sbancamenti aventi altezza del fronte di scavo superiore a 1,50 m; tale accorgimento impedirà che possano verificarsi cedimenti nei terreni sul fronte di scavo e permetterà di poter lavorare all'interno dello scavo in assoluta sicurezza, come previsto dal *Decreto Legislativo 9 aprile 2008, n. 81 Attuazione dell'Art. 1 della legge 3 agosto 2007, n. 123 in materia di tutela della salute e della sicurezza nei luoghi di lavoro e del Decreto Ministeriale 14 gennaio 08 "Norme tecniche sulle costruzioni"*.

Si riportano di seguito gli articoli più significativi.

- *D.Lgs 81/2008, art. 118: Nei lavori di splanteamento o sbancamento eseguiti senza l'impiego di escavatori meccanici, le pareti delle fronti di attacco devono avere una inclinazione o un tracciato tali, in relazione alla natura del terreno, da impedire franamenti. Quando la parete del fronte di attacco supera l'altezza di m 1,50, e' vietato il sistema di scavo manuale per scalzamento alla base e conseguente franamento della parete. Quando per la particolare natura del terreno o per causa di piogge, di infiltrazione, di gelo o disgelo, o per altri motivi, siano da temere frane o scoscendimenti, deve essere provveduto all'armatura o al consolidamento del terreno.*
- *D.Lgs 81/2008, art. 118: Nello scavo di pozzi e di trincee profondi più di m 1,50, quando la consistenza del terreno non dia sufficiente garanzia di stabilità, anche in relazione alla pendenza delle pareti, si deve provvedere, man mano che procede lo scavo, alla applicazione delle necessarie armature di sostegno.*
- *D.Lgs 81/2008, art. 120: E' vietato costituire depositi di materiali presso il ciglio degli scavi. Qualora tali depositi siano necessari per le condizioni del lavoro, si deve provvedere alle necessarie puntellature.*

DM 14 01 08 "Norme tecniche sulle costruzioni", 6.8.6. (fronti di scavo): Per scavi trincea a fronte verticale di altezza superiore ai 2 m, nei quali sia prevista la permanenza di operai, e per scavi che ricadano in prossimità di manufatti esistenti, deve essere prevista una armatura di sostegno delle pareti di scavo.

Al fine di evitare il franamento e/o spostamento dei terreni di scarpata si consiglia di ricorrere ad una delle seguenti soluzioni da dimensionare in fase progettuale :

- scavo tradizionale con angolo di sbancamento adeguato tale da garantire le condizioni di massima sicurezza (le scarpate non dovranno avere pendenze superiori a 45°). Questa soluzione potrà essere completata dalla formazione di gradoni utili alla diminuzione della pendenza e dell'altezza di fronti di scavo verticali molto estesi.

Al termine delle operazioni di scavo si dovranno adottare adeguate protezioni necessarie per prevenire eventuali fenomeni di dilavamento da parte delle acque piovane.

- utilizzo di opportune strutture di sostegno (paratie, berlinese di micropali, ecc)

6 TERRE E ROCCE DA SCAVO

Il 22 agosto 2017 è entrato in vigore il DPR 13 giugno 2017, n. 120, ovvero il nuovo regolamento sulla "Disciplina semplificata delle terre e rocce da scavo", il quale abroga sia il DM n. 161/2012, che l'art. 184-bis, comma 2bis del TUA, nonché gli artt. 41, c.2 e 41-bis del DL n. 69/2013.

La nuova disciplina riguarda la gestione delle terre e rocce da scavo sia come sottoprodotti sia come rifiuti con un ampliamento dei limiti quantitativi per il deposito temporaneo. Fino al 18 Febbraio 2018 è previsto un regime transitorio che prevede l'applicazione della previgente disciplina sia per i piani già approvati che per quelli in corso di procedura.

Il D.P.R. n. 120/2017 secondo quanto sancito nell'art. 1 disciplina:

- La gestione delle terre e rocce da scavo escluse dalla normativa sui rifiuti, limitatamente ad alcuni cantieri.
- La gestione delle terre e rocce da scavo riutilizzate come sottoprodotti in relazione a qualunque cantiere.
- La gestione delle terre e rocce da scavo per il deposito temporaneo delle stesse come rifiuti.

Assunto che per terre e rocce da scavo si intende il suolo escavato derivante da attività finalizzate alla realizzazione di un'opera, e che la qualifica di sottoprodotti non viene meno se le terre sono frammiste a materiali il cui utilizzo è fisiologico in talune attività di scavo, vale a dire il calcestruzzo, la bentonite, il PVC, la vetroresina, le miscele cementizie e gli additivi per scavo meccanizzato.

L'art. 2 continua con altre definizioni fondamentali quali quella di sito: un'area o porzione di territorio geograficamente definita e perimetrata; di sito di produzione: il sito in cui le terre sono generate; e quella di opera: il risultato di un insieme di lavori che di per sé esplica una funzione economica o tecnica.

Restano espressamente estranei alla normativa i rifiuti da demolizione e il refluimento in mare di cui all'art. 109, D.Lgs 152/2006 (art. 3).

All'art. 4 sono definiti i criteri per qualificare le terre e rocce da scavo come sottoprodotti. Il comma 3 dedicato ai materiali di riporto stabilisce che la presenza di quest'ultimi, non farà perdere la qualifica di sottoprodotti alle terre in cui la quantità massima di materiali di origine antropica corrisponda al 20% in peso. Le terre e rocce da scavo dovranno inoltre rispettare le concentrazioni soglia di contaminazione (CSC) e superare il test di cessione da condurre con il metodo di cui al D.M. 5/02/1998 da confrontare con le CSC per le acque sotterranee.

L'articolo 5 è dedicato al deposito intermedio. Esso potrà avvenire nel sito di produzione, in quello di destinazione o in altro sito a condizione che siano rispettati 5 requisiti:

- 1 Compatibilità di destinazione urbanistica tra sito di produzione e sito di deposito.
- 2 Preventiva indicazione di luogo e durata.
- 3 Durata non superiore al termine di validità del piano o della dichiarazione di utilizzo.
- 4 Separazione fisica e autonoma gestione rispetto ad altre terre, siano esse sottoprodotti considerati in altri piani o dichiarazioni, siano esse rifiuti.
- 5 Conformità al piano o alla dichiarazione e presenza di apposita segnaletica con tutte le informazioni del caso.

È possibile variare il sito di deposito intermedio purché vi sia un tempestivo aggiornamento del piano o della dichiarazione. In caso di sfioramento dei tempi, le terre temporaneamente depositate diverranno rifiuti.

Gli articoli da 8 a 19 normano le terre e rocce da scavo prodotti in cantieri oltre i 6.000 m³ per opere sottoposte a VIA/AIA. In tali cantieri è necessario redigere il piano di utilizzo che deve essere conforme alle disposizioni previste nell'allegato 5 del decreto.

Gli art. 20-22 riguardano i cantieri fino ai 6.000 m³ e in quelli oltre i 6.000 m³ non sottoposti a VIA/AIA, dove la dichiarazione sostitutiva di atto di notorietà assolve la funzione del piano di utilizzo. Essa va inviata almeno 15 giorni prima l'inizio dello scavo, utilizzando il modulo presente all'allegato 6 del decreto, al comune del luogo di produzione e all'ARPA, indicando quantità, siti di deposito intermedio e di destinazione, estremi delle autorizzazioni e tempi per l'utilizzo.

L'art. 23 riguarda la disciplina del deposito temporaneo di terre e rocce da scavo qualificate come rifiuti.

L'art. 24 riguarda invece la possibilità di riutilizzare nel sito di produzione di terre e rocce da scavo escluse disciplina dei rifiuti.

Per potersi considerare escluse dall'ambito di applicazione della normativa sui rifiuti le terre e rocce da scavo devono essere prive di contaminazione (art. 185 comma 1 lett. C del D.Lgs. 152/06).

Gli art. 25 e 26 riguardano rispettivamente le modalità e le cautele da attuare per condurre l'attività di scavo nei siti di bonifica già caratterizzati e il riutilizzo delle terre provenienti da un sito in bonifica all'interno dello stesso sito.

Gli ultimi cinque articoli (27-31) si riferiscono alle disposizioni intertemporali, transitorie e finali. In particolare il regime transitorio considera diverse situazioni:

- I piani e i progetti già approvati prima dell'entrata in vigore del D.P.R. 120/2017 restano disciplinati dalla normativa previgente che dovrà essere applicata anche alle modifiche e agli aggiornamenti che possono intervenire dopo il 22 Agosto 2017.

- I progetti con procedura in corso alla data di entrata in vigore del D.P.R. 120/2017 restano disciplinati dalla normativa previgente, tuttavia, entro 180 giorni dall'entrata in vigore del D.P.R., è fatta salva la volontà di passare al nuovo regime presentando il piano di utilizzo di cui all'articolo 9 o la dichiarazione di cui all'articolo 21.

- In caso di riutilizzo nello stesso sito previsto in procedure di VIA già avviate nelle quali non sia intervenuto il provvedimento finale si applica, su richiesta del proponente, l'art. 24.

- In caso di riutilizzo nei siti di bonifica restano valide le autorizzazioni rilasciate in approvazione dei progetti di bonifica.

L'articolo 28 rimarca la necessità che gli enti di controllo competenti effettuino controlli, ispezioni e prelievi per verificare il rispetto di quanto previsto nei piani di utilizzo e di quanto espresso nelle dichiarazioni di utilizzo e di avvenuto utilizzo. Il D.P.R. si chiude con l'art. 31 che sancisce le norme espressamente abrogate:

- D.M. n. 161/2012;
- L'art. 184/bis, comma 2bis, D.Lgs. 152/06;
- Gli artt. 41, comma 2 e 41bis, D.L. 69/13 convertito, con modificazioni, dalla legge n. 98/2013.

7 INTERAZIONE STRUTTURA TERRENO

In accordo con il Capitolo 6 delle NTC 2018, per le fondazioni superficiali va utilizzato unicamente l'Approccio 2 (A1+M1+R3) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I (Figure 29-30-31).

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche delle fondazioni superficiali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione:

$$E_d < R_d \quad [6.2.1],$$

dove:

E_d = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

R_d = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali
- collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione
- stabilità globale

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto nel § 6.8, secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Nel secondo approccio progettuale (A1+M1+R3), quello indicato dalle NTC 2018 per le verifiche delle fondazioni superficiali, è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

La verifica della suddetta condizione ($E_d < R_d$) deve essere effettuata quindi impiegando la combinazione dei coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le **azioni (A1)**, per i **parametri geotecnici (M1)** e per le **resistenze (R3)**.

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Fig. 23 -Tab. 2.6.I NTC 2018– Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Fig. 24 -Tab. 6.2.II NTC 2018– Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Fig. 25 -Tab. 6.4.I NTC 2018– Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

7.1. Resistenza di progetto

A titolo indicativo si è proceduto al calcolo della capacità portante del terreno allo stato limite ultimo (nel caso in esame, sono stati utilizzati entrambi gli approcci progettuali) mediante la formula di Meyerhof per fondazione con piano di posa orizzontale e carico verticale centrato.

La capacità portante limite ultima q_{lim} di una fondazione superficiale rappresenta la pressione che determina la rottura del terreno per fenomeni di taglio.

$$q_{lim} = \gamma_r * D * N_q * s_q * d_q * i_q + 0,5 * B' * g * N_g * s_g * d_g * i_g + c' * N_c * s_c * d_c * i_c$$

CALCOLO DELLA RESISTENZA DI PROGETTO PER FONDAZIONE RETTANGOLARE

- **Tipo di fondazione:** Platea
- **Larghezza fondazione:** 10,00 m
- **Altezza della fondazione:** 0,30 m
- **Prof. di posa :** in corrispondenza dell'orizzonte naturale B -1,00* m dal p.c.

*Prof. da verificare in fase di scavo in relazione al reale spessore della coltre superficiale(terreno vegetale/riporto)

- **Orizzonte litologico del piano di posa :** orizzonte B – Limo sabbioso

I calcoli forniscono i valori del secondo membro della relazione generale

$$E_d \leq R_d$$

dove

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

La verifica potrà essere eseguita mediante la definizione dei valori del primo termine.

Per il calcolo della R_d alla rottura per Carico limite è stata utilizzata la relazione trinomia di Meyerhof:

$$Q_{ult} = \gamma_r * D * N_q * s_q * d_q * i_q + 0,5 * B' * g * N_g * s_g * d_g * i_g + c' * N_c * s_c * d_c * i_c$$

in cui N_c , N_q e N_γ sono fattori di capacità portante adimensionali, s , d , i , b e g sono coefficienti che dipendono dal tipo di fondazione, dalla profondità del piano di posa, dall'inclinazione del carico, del piano di fondazione e del terreno, γ esprime il peso di volume del terreno interessato, c indica la coesione mentre B rappresenta la larghezza della fondazione e D indica l'immorsamento nel terreno della fondazione.

IPOTESI 1 - FONDAZIONE RETTANGOLARE IMPOSTATA SU ORIZZONTE B					
Calcolo delle resistenze di progetto allo SLU con il metodo di Meyerhof					
					APPR.2
					A1+M1+R3
Parametri geotecnici del terreno		ORIZZONTE B		PLATEA	
VALORI DI PROGETTO					
Peso specifico terreno di fondazione		(γ)	t/m ³		0,80
Angolo di attrito interno		(φ)	°		26,00
Coesione		c' = (Cu)	t/m ²		0,00
Kp =	tg^2 (45°+f/2)	Kp	\		2,56
Peso specifico terreno di riporto		(gr)	t/m ³		1,00
Caratteristiche geometriche della fondazione					
Larghezza fondazione		B	m		8,00
Lunghezza fondazione		L	m		15,00
Eccentricità larghezza		ex	m		0,00
Immorsamento		D	m		0,30
Inclinazione carico		i	°		0,00
Larghezza ridotta		B'	m		8,00
Coefficienti di fondazione					
Nq =	e ^(p⁰/q⁰) * tg^2 (45°+f/2)				11,9
Ng =	(Nq - 1) tg (1,4 f)				8,0
Nc =	(Nq - 1) ctg (f)				22,3
Fattori di forma					
sq =	1+ 0,2 * Kp (B/L)				1,27
sa = sa =	1+ 0,1 * Kp (B/L)				1,14
Fattori di profondità					
dq =	1 + 0,2 Kp^1/2 * D/B				1,01
dq = dq =	1+ 0,1 Kp^1/2 * D/B				1,01
Fattori di inclinazione del carico					
iq = iq =	(1 - i°/90)²				1
in =	(1 - i°/f)²				1
CALCOLO CARICO LIMITE					
qult=		gr * D * Nq * sq * dq * iq			4,1
+		0,5 * B' * g * Ng * sg * dg * ig			29,3
+		c' * Nc * sc * dc * ic			0,0
Carico limite ultimo		qlim	t/m²		33,3
DM 17/01/18					
					A1+M1+R3
Resistenza di progetto		Rd	t/m²		14,5
Resistenza di progetto		Rd	KN/m²		142

7.2. Valutazione dei cedimenti (Stati Limite di Esercizio SLE delle NTC)

Le opere e i sistemi geotecnici devono essere verificati nei confronti degli stati limite d'esercizio, a tale scopo il progettista deve individuare gli spostamenti compatibili e le prestazioni attese per la struttura in progetto, il grado di approfondimento dell'analisi di interazione terreno – struttura è in funzione dell'importanza dell'opera.

Per ciascun stato limite di esercizio considerato deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d.$$

Dove:

E_d = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione (cedimento)

C_d = è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. Esso deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

Sarà opportuno verificare in fase progettuale il cedimento (E_d) riferito al carico di esercizio della struttura.

Occorre inoltre ricordare che le cause di eventuali cedimenti differenziali sono riconducibili a diversi fattori:

- differente distribuzione dei carichi unitari da zona a zona ;
- locale infiltrazione di acqua superficiale (pluviali o scarichi idrici non efficienti, eventi meteorici intensi) che provoca l'alterazione dello stato di compattezza del terreno di fondazione;
- disomogeneità nello spessore degli strati individuati.

Una fondazione superficiale trasmette al terreno il carico proveniente dalla struttura in elevazione. La distribuzione delle pressioni di contatto dipende dall'entità e distribuzione del carico all'estradosso della fondazione, dalla rigidezza della struttura di fondazione e dalla rigidezza del terreno di fondazione. Di seguito si riporta uno schema qualitativo che rappresenta gli effetti della rigidezza della struttura di fondazione e della rigidezza del terreno di appoggio sulla distribuzione della pressione di contatto per fondazioni soggette ad un carico uniforme.

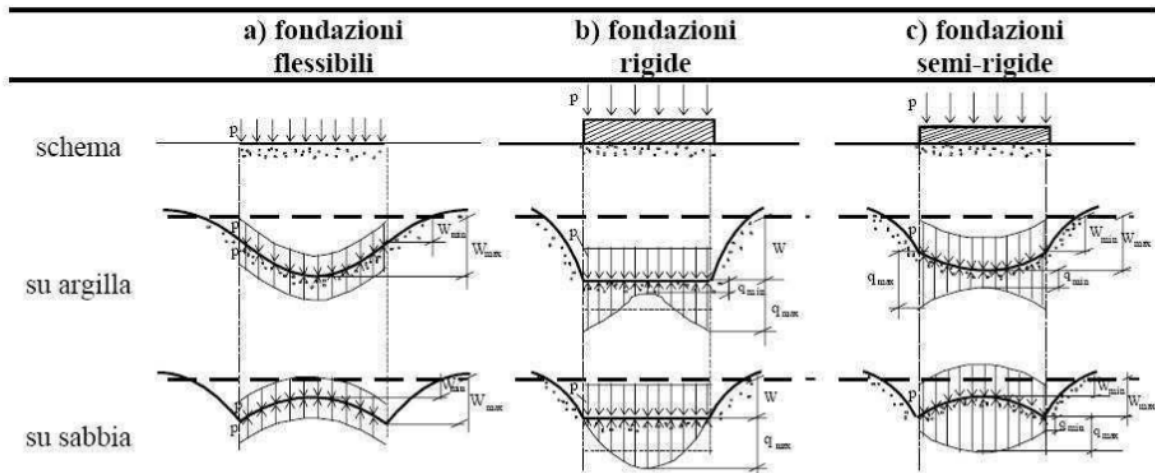


Figura 26 - Deformazione fondazione

8. CONCLUSIONI

La presente relazione, redatta ai sensi delle NTC 2018, viene eseguita a supporto del progetto di edificazione di villette unifamiliari e bifamiliari in via G. Puccini in Comune di Copiano (PV).

In particolare, i risultati delle analisi eseguite, consentono di indicare i seguenti dati geologici e geotecnici di sintesi:

- ◆ Dall'analisi dello studio geologico, allegato al PGT del Comune di Copiano, risulta che l'area in esame ricade in **classe 2 di fattibilità geologica - fattibilità con modeste limitazioni**
- ◆ Il territorio comunale di Copiano a seguito della D.G.R 11 Luglio 2014 – n. X/2129 – "Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia" è attualmente inserito in Zona 3;
- ◆ Ai fini della eventuale valutazione della risposta sismica locale per le verifiche sotto azione sismica con il metodo agli stati limite, si espone quanto segue:
 - dallo studio geologico e sismico comunale emerge come il sottosuolo è da assumere in categoria **C** (Tab. 3.2.II delle NTC);
 - la determinazione del valore del Fattore di Amplificazione "Fa" appare inferiore e congruo al valore di soglia emanato dalla Regione Lombardia per il Comune di Copiano;
 - la verifica alla liquefazione, utilizzando le risultanze delle indagini sismiche allegate al PGT comunale, ha permesso di escludere il rischio a liquefazione;
- ◆ L'elaborazione dei dati, ha permesso di evidenziare una successione stratigrafica composta da **3 orizzonti** principali distinti per natura litologica, granulometria e grado di addensamento; in particolare, il modello litostratigrafico - geomeccanico ottenuto dall'analisi dei risultati delle prove penetrometriche è così definito:

PROFONDITA' (m da p.c.)	MODELLO LITOSTRATIGRAFICO	MODELLO GEOMECCANICO	Qc medio (Kg/cmq)	Nscpt/30
0,00 ÷ 0,80/1,20	Terreno vegetale/riporto	orizzonte A	/	/
0,80/1,20 ÷ 2,40/2,60	Limo sabbioso sabbia limosa	orizzonte B	45	6
2,40/2,60 ÷ 6,00	Limo sabbioso loc. argilloso	orizzonte C	33	4

Durante l'indagine eseguita in prossimità dell'area era stato individuato un livello acquifero alla prof. di circa 2,50 ÷ 3,00 m dal p.c.

L'apertura degli scavi di sbancamento consentirà la verifica in continuo delle caratteristiche geotecniche del terreno sul piano di posa delle fondazioni adeguando, se del caso, i criteri tecnici sopra esposti, si raccomanda al D.L. di verificare l'omogeneità litologica e geotecnica dei terreni su tutta l'area interessata dalla fondazione prevedendo l'asportazione di eventuali strati sciolti e la loro successiva sostituzione con cls magro e/o inerte compattato.

Per l'adempimento di quanto prescritto dalle **Nuove Norme Tecniche per le costruzioni D.M. 14/01/2008**, il presente studio dovrà essere integrato con una relazione geotecnica che motivi la scelta del sistema di fondazione adottato, ne verifichi gli aspetti di collasso per capacità portante agli **SLU** e le condizioni di equilibrio agli **SLE**.

Il quadro geologico-geomorfologico-idrogeologico definito dall'indagine non evidenzia particolari controindicazioni per l'attuazione dell'intervento in progetto; ma occorrerà prestare particolare attenzione alle seguenti criticità:

⇒ alla scelta delle più idonee tipologie fondazionali

La presenza di terreni limo sabbiosi con locali livelli argillosi induce a considerare l'ipotesi progettuale di una fondazione superficiale a platea al fine di limitare i cedimenti generati dal carico di esercizio, attraverso pressioni di contatto terreno/struttura più basse rispetto le tipologie di fondazione superficiali classiche (nastriforme e/o plinto);

⇒ alla regimazione generale delle acque

Le cause dei cedimenti differenziali sono riconducibili a diversi fattori:

- differente distribuzione dei carichi unitari da zona a zona ;
- locale infiltrazione di acqua superficiale (pluviali o scarichi idrici non efficienti, eventi meteorici intensi) che provoca l'alterazione dello stato di compattezza del terreno di fondazione;
- disuniformità nel tipo di fondazione.

Al fine di non alterare l'attuale equilibrio dell'area investigata nonché la stabilità dell'area circostante, si raccomanda di:

- ✓ impostare il piano di posa delle fondazioni al di sotto terreno vegetale/riporto caratterizzato da scadenti proprietà geomeccaniche e soggetto direttamente alle variazioni stagionali del contenuto d'acqua;
- ✓ adottare una scrupolosa raccolta e regimazione delle acque di scolo superficiali, eliminando l'infiltrazione idrica entro il terreno d'imposta delle fondazioni;
- ✓ prevedere la realizzazione di un idoneo sistema di impermeabilizzazione di eventuali strutture interrato e/o seminterrate poiché potrebbero essere interessate da oscillazioni stagionali della falda freatica superficiale e dai conseguenti fenomeni di risalita capillare.
- ✓ in considerazione del fatto che il progetto preveda sbancamenti di terreno, si rende necessaria (oltreché obbligatoria per Norma) la protezione degli sbancamenti con fronte di scavo avente altezza superiore a 1,5 m, utilizzando opportune strutture di sostegno (scavo a campione, scavo tradizionale con pendenza adeguata) ai sensi del *Decreto Legislativo 9 aprile 2008, num. 81 Attuazione dell'Art. 1 della legge 3 agosto 2007, n. 123 in materia di tutela della salute e della sicurezza nei luoghi di lavoro e del Decreto Ministeriale 14 gennaio 08 "Norme tecniche sulle costruzioni"* .

Luglio 2021

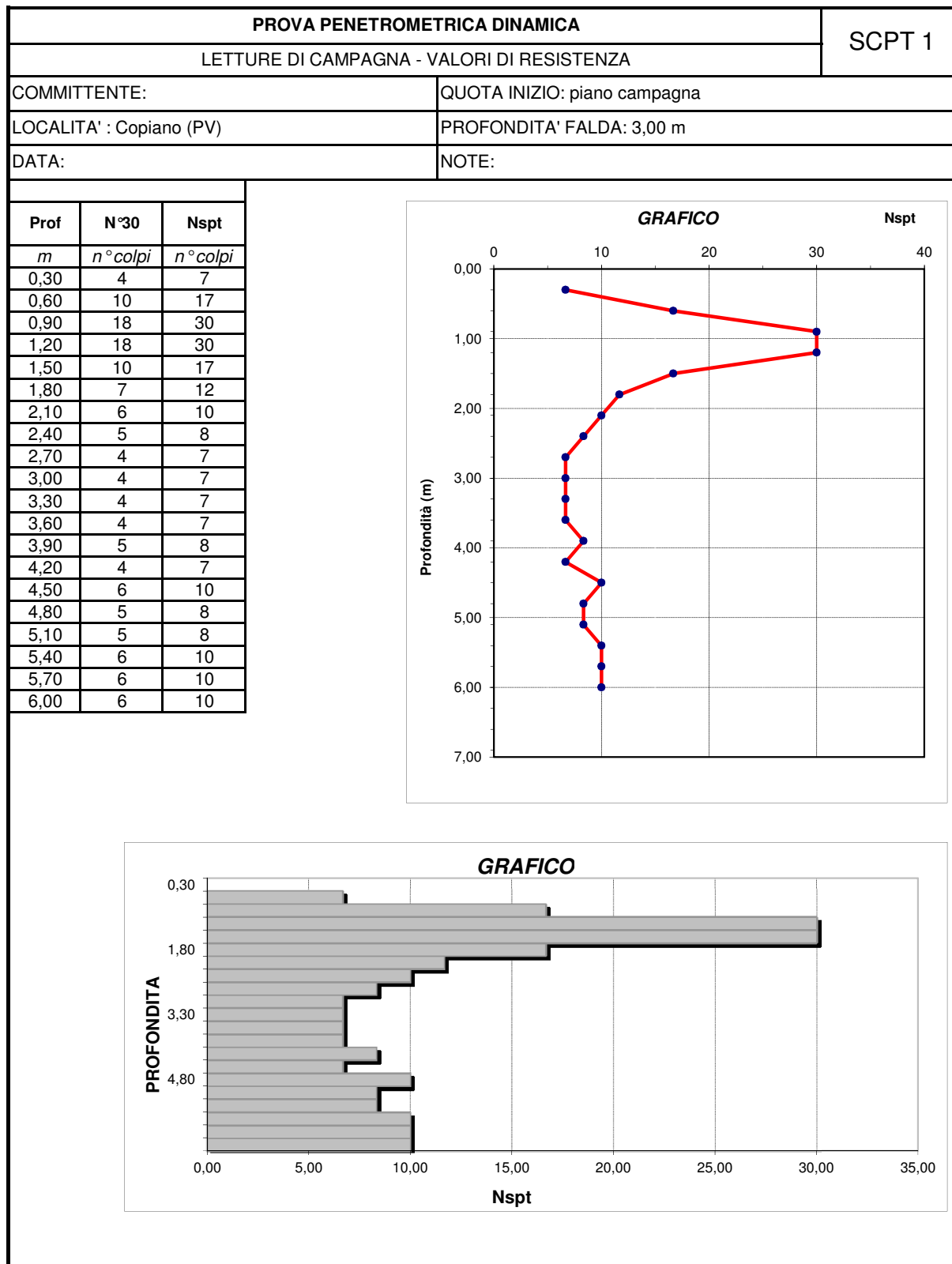
dott. geol. Gianluca Nascimbene

*Iscritto all'Ordine dei
Geologi della Lombardia*



PROVA PENETROMETRICA STATICA					CPT 1
DIAGRAMMA DI RESISTENZA					
- committente:			- data:		
- lavoro:			- quota inizio: -0,50 da p.c.		
- località: Copiano (PV)			- prof. falda: 2,50 m		
Valori di resistenza					
Prof	LP	LL	RP=qc	RL=fs	Rf=fs/qc
m	Kg/cm2	Kg/cm2	Kg/cm2	Kg/cm2	%
0,20					
0,40	41	50	41	0,6	1,46
0,60	35	54	35	1,3	3,62
0,80	56	81	56	1,7	2,98
1,00	56	77	56	1,4	2,50
1,20	54	71	54	1,1	2,10
1,40	46	65	46	1,3	2,75
1,60	38	46	38	0,5	1,40
1,80	31	48	31	1,1	3,66
2,00	47	56	47	0,6	1,28
2,20	33	41	33	0,5	1,62
2,40	40	51	40	0,7	1,83
2,60	51	58	51	0,5	0,92
2,80	31	42	31	0,7	2,37
3,00	35	46	35	0,7	2,10
3,20	33	43	33	0,7	2,02
3,40	24	35	24	0,7	3,06
3,60	27	36	27	0,6	2,22
3,80	64	72	64	0,5	0,83
4,00	30	40	30	0,7	2,22
4,20	42	55	42	0,9	2,06
4,40	33	48	33	1,0	3,03
4,60	28	49	28	1,4	5,00
4,80	43	51	43	0,5	1,24
5,00	28	35	28	0,5	1,67
5,20	20	31	20	0,7	3,67
5,40	40	53	40	0,9	2,17
5,60	30	42	30	0,8	2,67

Penetrometro statico/dinamico PAGANI modello "Emilia TG 63-200" da 20 t - Velocità Avanzamento punta di 2 cm/s
Punta meccanica tipo Begemann Ø=35.7 mm (area punta 10 cm²-apertura 60°) - Manicotto laterale (superficie 150 cm²)



- PENETROMETRO PAGANI STATICO/DINAMICO modello "Emilia TG 63-200" da 20 t
- Sistema di battitura: maglio kg 73, volata 75 cm.

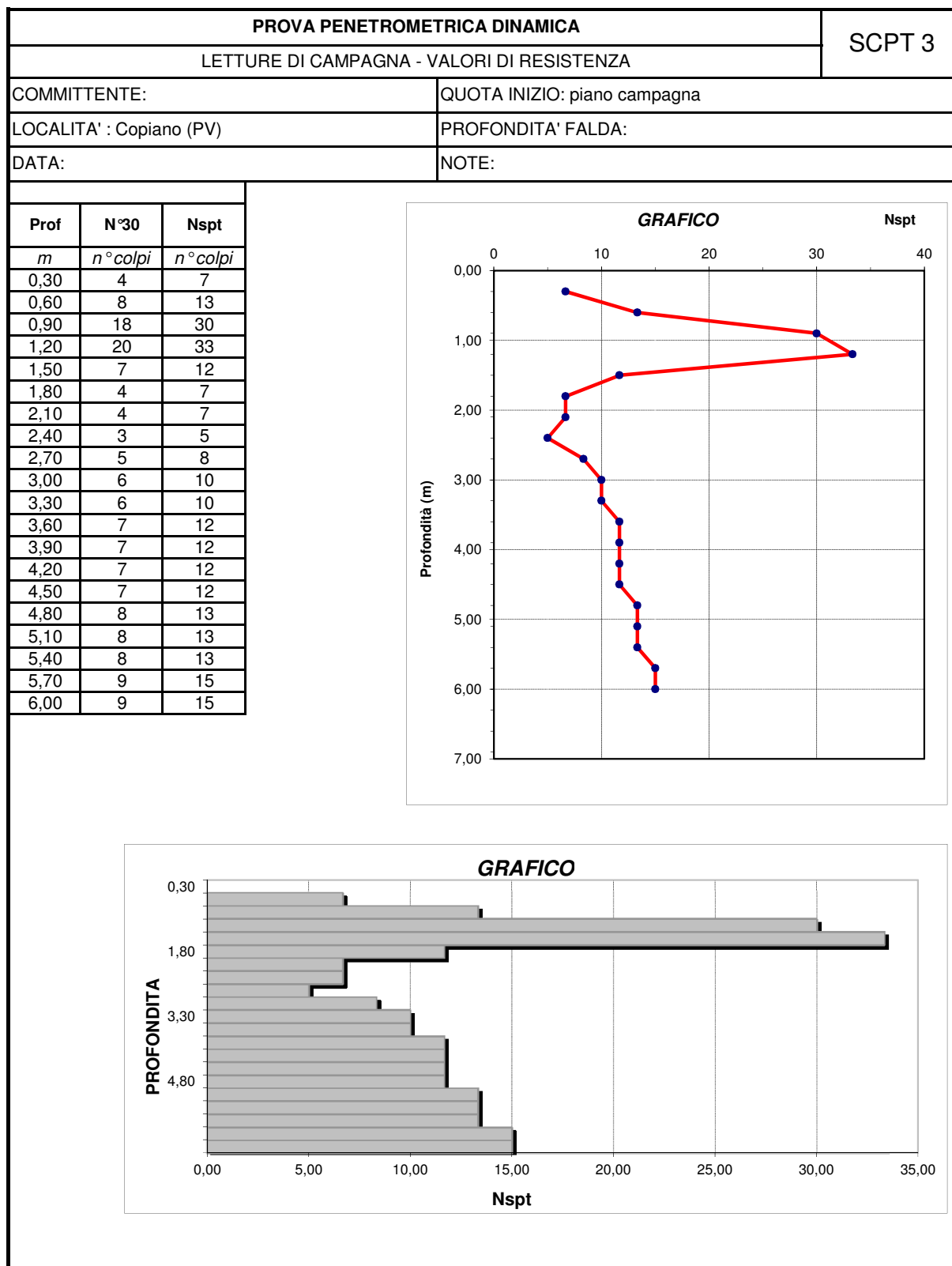
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA		SCPT 2
LETTURE DI CAMPAGNA - VALORI DI RESISTENZA		
COMMITTENTE:		QUOTA INIZIO: piano campagna
LOCALITA' : Copiano (PV)		PROFONDITA' FALDA:
DATA:		NOTE:

Prof	N°30	Nspt
<i>m</i>	<i>n° colpi</i>	<i>n° colpi</i>
0,30	8	13
0,60	10	17
0,90	7	12
1,20	5	8
1,50	8	13
1,80	7	12
2,10	4	7
2,40	5	8
2,70	4	7
3,00	4	7
3,30	4	7
3,60	4	7
3,90	5	8
4,20	3	5
4,50	4	7
4,80	5	8
5,10	6	10

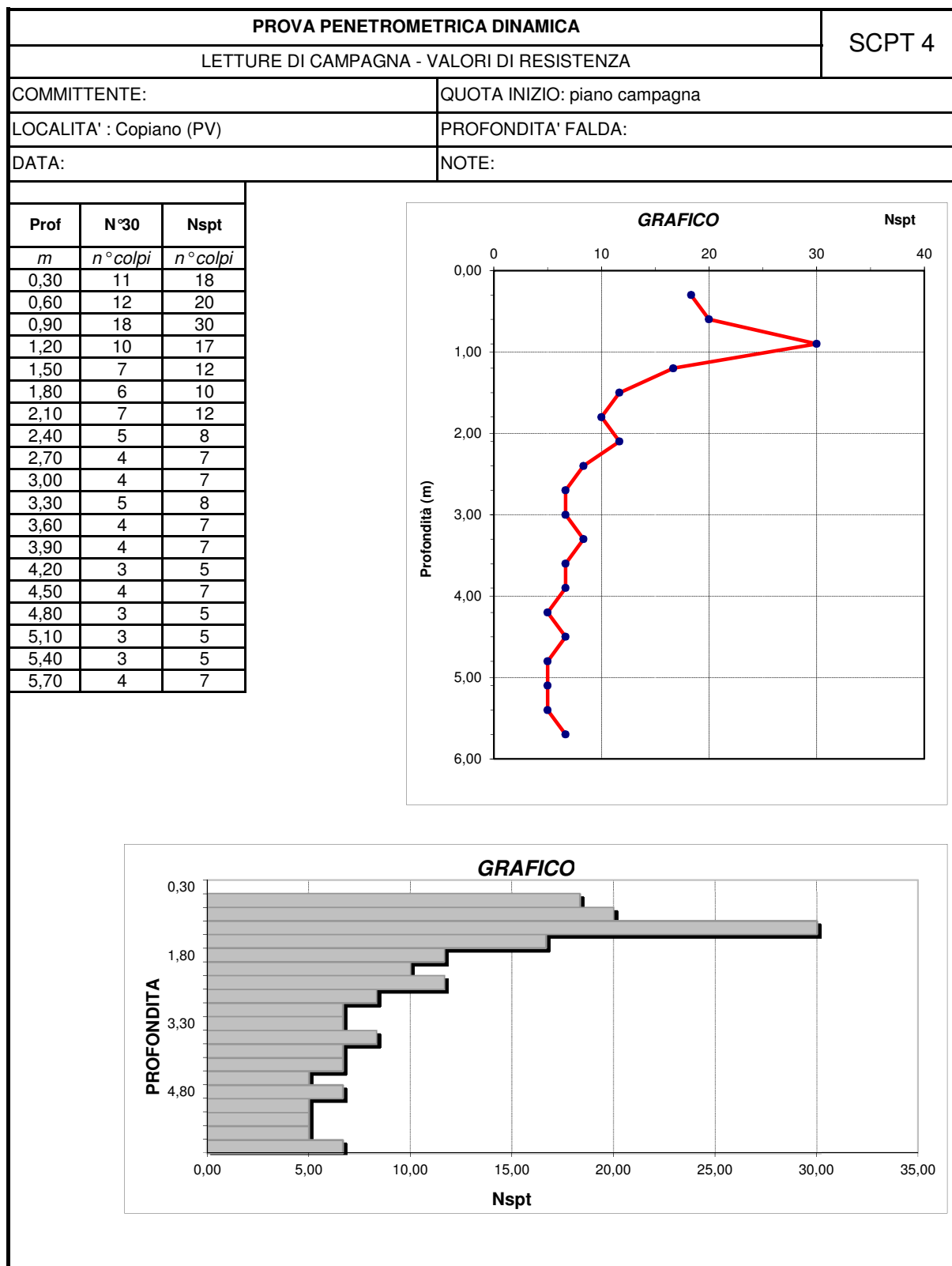
GRAFICO

GRAFICO

- PENETROMETRO PAGANI STATICO/DINAMICO modello "Emilia TG 63-200" da 20 t
- Sistema di battitura: maglio kg 73, volata 75 cm.



- PENETROMETRO PAGANI STATICO/DINAMICO modello "Emilia TG 63-200" da 20 t
- Sistema di battitura: maglio kg 73, volata 75 cm.



- PENETROMETRO PAGANI STATICO/DINAMICO modello "Emilia TG 63-200" da 20 t
- Sistema di battitura: maglio kg 73, volata 75 cm.