

TITOLO PRATICA

PIANO DI RECUPERO

Villa Misericordia

UBICAZIONE

COMUNE DI CASTELLEONE
Provincia di Cremona
Via Villa Misericordia
Viale Santuario

TITOLO TAVOLA

RELAZIONE
GEOLOGICA - GEOTECNICA

COMMITTENTI

SIG. GENNARI PIETRO BATTISTA nato a Castelleone (CR) il 28/09/1970 c.f. GNNPRB70P28C153X
Castelleone (CR) via Arata 1/A (BORRA MAURO nato a Castelleone (CR) il 06/09/1964 in qualita' di tutore)

SIG. VOLTOLINI SILVIA nata a Brescia (BS) il 30/03/1945 c.f. VLTSLV45C70B157Y
Cremona (CR) via Fulcheria n.5

SIG. GENNARI FRANCESCA nata a Cremona il 21/11/1977 c.f. GNNFNC77S61D150W
Milano (MI) via Noe Enrico n. 6

SIG. GENNARI SANDRO nato a Castelleone il 30/06/1947 c.f. GNNSDR47H30C153L
Cremona (CR) via Fulcheria n.5

SIG. BOSSI ELENA nata a Crema il 01/08/1965 c.f. BSSLNE65M41D142V
Crema (CR) via Borletto n.4

SIG. BOSSI ELISABETTA nata a Crema il 06/02/1969 c.f. BSSLBT69B46D142L
Crema (CR) via Borletto n.4

SIG. BOSSI FRANCESCA CECILIA nata a Crema il 27/04/1967 c.f. BSSFNC67D67D142R
Crema (CR) via Bramante n.132

PROGETTISTA

Geom. Giovanni Capoani
N° 1388 Collegio dei Geometri di Cremona
Via Manenti 8 - CASTELLEONE (CR)
C.F. CPNGNN66A17D150Y-P.I. 00977760198
Tel. 0374/58851 - 338/3208201
giovannicapoani@gmail.com
giovanni.capoani@geopec.it

ALL. N.

5

DATA

GIUGNO 2022

Dott. Ing. Paolo Gazzoli
N° 1743 Ordine Ingegneri di Cremona
Via Quadelle n.2/a - CASTELLEONE (CR)
C.F. GZZPLA87A08D142K-P.I. 01662250198
Tel. 0374/351152- 328/2565487
ing.gazzoli@gmail.com
paolo.gazzoli@ingpec.eu

TIMBRI E PROTOCOLLI COMUNALI

COMUNE DI CASTELLEONE

Provincia di Cremona

**Intervento di ristrutturazione con ampliamento e
nuove costruzioni di edifici residenziali
in viale Santuario – via Villa Misericordia
(foglio 12 - mp. 2, 154, 165, 1301, 1302)**

Relazione Geologica e di caratterizzazione Geotecnica

R1 R2 R3

(ai sensi del D.M. II. e TT. 17/01/2018 N.T.C.
e delle DGR Lombardia n. 2616/2011 e n. 5001/2016)



committenti

Sigg.

Gennari, Bossi, Voltolini

23 aprile 2021



INDICE

1	PREMESSA E QUADRO DI RIFERIMENTO NORMATIVO	3
2	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E ANALISI DEL PROGETTO	7
3	DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOLOGICO DEL SITO: LA RELAZIONE GEOLOGICA	8
4	ATTIVITA' CONOSCITIVE DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE, GEOTECNICHE E GEOFISICHE DEL SITO DI INTERESSE	16
5	RICOSTRUZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO: DEFINIZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI "fk" DEI PARAMETRI DEL TERRENO DI FONDAZIONE	22
6	DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO, TOPOGRAFICA E DEI PARAMETRI SISMICI DI SITO E DI PROGETTO IN RELAZIONE ALLA PERICOLOSITA' SISMICA DELL'AREA	23
7	VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI TERRENI ATTRAVERSO IL METODO DELLE "TENSIONI AMMISSIBILI" E STIMA DEI CEDIMENTI - D.M. LL.PP. 11/03/1988	30
8	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI "SLU" AL COLLASSO PER CARICO LIMITE DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 17/01/2018) - <u>CONDIZIONI STATICHE</u>	32
9	VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO "SLE" (D.M. 17/01/2018) - <u>CONDIZIONI STATICHE</u>	36
10	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI "SLU" E DI ESERCIZIO "SLE" DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 17/01/2018) - CONDIZIONI DINAMICHE	37
11	CONCLUSIONI	40

ELENCO ALLEGATI

1. Inquadramento geografico (scala 1:10.000, stralcio C.T.R.)
2. Inquadramento geologico (scala 1:100.000)
3. Ubicazione indagini geognostiche e caratteristiche tecniche dell'attrezzatura utilizzata per le prove penetrometriche
4. Diagrammi prove penetrometriche dinamiche
5. Approfondimento Sismico di II° Livello
6. Parametri sismici di sito e di progetto

Immagine di copertina: esecuzione delle indagini geognostiche nel sito di Castelleone (CR) - viale Santuario - il giorno 17/02/2021; prova penetrometrica n. 1



1 PREMESSA E QUADRO DI RIFERIMENTO NORMATIVO

Su incarico del progettista geom. Giovanni Capoani di Castelleone (CR), in nome e per conto dei sigg. Gennari Sandro, Gennari Francesca, Gennari Pietro Battista, Bossi Elena, Bossi Francesca Cecilia, Bossi Elisabetta Maria e Voltolini Silvia, proprietari dell'area e degli immobili interessati, viene redatta la presente Relazione Geologica e Geotecnica, che espone le modalità e le risultanze dell'indagine geognostica eseguita in comune di Castelleone (CR) nel sito di via Villa Misericordia e viale Santuario, a supporto di un articolato progetto che prevede la ristrutturazione con ampliamento di edifici esistenti e la nuova costruzione di unità residenziali.

Scopo dell'indagine è stato la caratterizzazione geologica del sito e geotecnica dei terreni presenti nell'area, come prescritto dal Testo Unico di recente aggiornato "*Norme Tecniche per le Costruzioni*" (**D.M. 17/01/2018**) e come già prima previsto dal **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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione*", emanato in attuazione della Legge 02/02/1974 n. 64, art. 1, che impone per tutte le opere presenti sul territorio nazionale la realizzazione di apposite indagini di approfondimento geologico e geotecnico a supporto della progettazione, oltre che in osservanza della **D.G.R. Lombardia n. 2616/2011** e delle Norme Geologiche di Piano del vigente P.G.T. comunale di Castelleone.

Dal punto di vista normativo si è fatto riferimento a:

- ✓ **Legge 2 febbraio 1974, n. 64:** Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- ✓ **Ministero dei Lavori Pubblici, Decreto Ministeriale 11 marzo 1988:** 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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione e relativa **Circolare n. 30483 del 28 settembre 1988**
- ✓ **Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008:** Testo Unitario – Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni
- ✓ **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici:** Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009
- ✓ **Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018:** Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (Supplemento Ordinario alla G.U. n. 42 del 20/02/2018 – Serie Generale, n. 8)
- ✓ **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici:** Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018. Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 (Supplemento Ordinario alla G.U. n. 5 del 11/02/2019 – Serie Generale, n. 35)



- ✓ **Legge 24 giugno 2009, n. 77:** Interventi urgenti in favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici nella regione Abruzzo nel mese di aprile 2009 e ulteriori interventi urgenti di protezione civile
- ✓ **Regione Lombardia, Delibera di Giunta Regionale 30 novembre 2011 n. IX/2616:** Aggiornamento dei criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT
- ✓ **Regione Lombardia, Delibera di Giunta Regionale 11 luglio 2014 n. X/2129:** Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (L.R. 1/2000, art. 3, comma 108, lett. d)
- ✓ **Regione Lombardia, Legge Regionale 12 ottobre 2015 n. 33:** Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche; come modificata dall'art. 16 della L.R. 29 dicembre 2015 n. 42
- ✓ **Regione Lombardia, Delibera di Giunta Regionale 30 marzo 2016 n. X/5001:** approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica (L.R. 33/2015, art. 23 comma 1 e art. 13 comma 1)

Come si evince dall'elenco riportato, le normative citate comprendono il D.M. 17-01-2018 "*Norme Tecniche per le Costruzioni*", in attuazione dal 22 marzo 2018, che prevede che le verifiche strutturali vengano sempre effettuate con il metodo agli stati limite, in condizioni statiche ed in condizioni dinamiche.

Ai sensi dell'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 zona sismica*" (G.U. n. 105 del 8.5.2003), *allegato 1*, il territorio comunale di Castelleone era classificato in zona 4, definita come un'area con accelerazione orizzontale a_g/g , con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni, inferiore a 0.05.

Con DGR 2129-2014 la Regione Lombardia ha tuttavia provveduto a riclassificare, dal punto di vista sismico, il territorio di propria competenza, e ha inserito il comune di **Castelleone in Zona Sismica 3**, definita come un'area con accelerazione orizzontale a_g/g , con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni, compresa tra 0,05 e 0,15: si tratta pertanto di una classificazione maggiormente cautelativa.

Tale ri-classificazione sismica è stata confermata da Regione Lombardia con **D.G.R. 30 marzo 2016 n. X/5001** "*Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica (L.R. 33/2015, art. 23 comma 1 e art. 13 comma 1)*", entrata definitivamente in vigore il 10 aprile 2016. Pertanto, il presente elaborato tecnico tiene conto, a norma di legge, della nuova classificazione sismica di Castelleone, ovvero della Zona Sismica 3.

Per quanto riguarda la categoria di tipo di costruzione, si può fare utilmente riferimento alla tabella che segue, cui si riferisce il testo del D.M. 14/01/2008 e modificata dalla tabella 2.4.1 delle NTC2018, dalla quale si evince come l'opera in futura edificazione sul lotto in esame appartenga alla seconda categoria.



Classificazione di costruzioni e opere secondo il D.M. 17/01/2018 NTC

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

Infine, per quanto attiene la classe d'uso, la tipologia di costruzione in progetto rientra nella classe II, nella quale sono comprese "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. Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento), gli uffici, i negozi".

Non risulta pertanto possibile applicare la verifica alle Tensioni Ammissibili, secondo il D.M. LL. PP. 11.03.1988, non più ammessa. Nonostante ciò, al fine di consentire un confronto che si ritiene utile e costruttivo tra i diversi metodi e risultati cui gli stessi pervengono, e sui quali è naturalmente consolidata una diversa esperienza da parte degli operatori, l'elaborazione dei dati viene fornita secondo il metodo sopra indicato di vecchio utilizzo sul quale è consolidata una grande e storica esperienza diretta da parte degli operatori, oltre che anche secondo il metodo agli stati limite, sia secondo le N.T.C. 2008 che la versione aggiornata del 2018 e corrispondente Circolare Applicativa del 2019 n. 7.

1.1 Verifica della fattibilità geologica dell'intervento (D.G.R. 2616/2011)

Il Comune di Castelleone con l'approvazione dello *Studio Geologico del Territorio Comunale* realizzato ai sensi dell'art. 57 della L.R. 12/2005 nell'ambito del *Piano di Governo del Territorio*, prevede recenti e precise disposizioni e obblighi di carattere locale in merito alla preventiva caratterizzazione geotecnica dei terreni da compiere per ogni singolo intervento edificatorio, peraltro da tempo ugualmente prevista e resa obbligatoria in sede di progettazione preliminare dalle regolamentazioni nazionali e comunitarie già vigenti e citate, e la cui inosservanza è punita a norma dell'art. 20 della Legge 2/2/1974 n. 64. In conseguenza di ciò il presente elaborato oltre ad evadere le prescrizioni derivanti dalle normative in vigore di carattere sovracomunale, soddisfa anche i requisiti base previsti dalle norme di fattibilità geologica contenute nello strumento urbanistico comunale vigente, con particolare riferimento alle *Norme Geologiche di Piano*.








In dettaglio l'area investigata è inserita in **Classe di Fattibilità 2** (figura 1, colore giallo), definita con modeste limitazioni per la medio-bassa vulnerabilità idrogeologica e per la presenza della falda in alcune aree tra 1,50 e 2,50 m da p.c., oltre che nello scenario di pericolosità sismica locale Z4a. Le caratteristiche del sito sono indicate nella descrizione in legenda. Il sito è comunque a ridosso del passaggio alla Classe 3b e sono pertanto molto probabili caratteristiche comuni e di transizione tra le due diverse classi.

L'opera risulta comunque assentibile e realizzabile nel rispetto, oltre che della normativa tecnica e sismica nazionale e regionale prima citata, anche delle Norme Geologiche di Piano Comunali.



Figura 1: stralcio della Carta di Fattibilità Geologica ai sensi della L. Reg. 12/2005 – Comune di Castelleone – dott. G. Bassi 2008 – non in scala (in viola l'area di interesse appartenente alla Classe 2, e all'ambito ad amplificazione sismica locale Z4a indicato dal sovrasimbolo a linee inclinate nere- legenda nella pagina a seguire)



Classe 2 - Fattibilità con modeste limitazioni:	
2 	Dossi, terrazzi principali e terrazzi fluviali caratterizzati da superfici pianeggianti o debolmente ondulate con vulnerabilità idrogeologica medio/bassa. Terreni prevalentemente sabbiosi con intercalazioni di limo e/o ghiaia. Drenaggio buono. Falda con soggiacenza >2.50 m, localmente da 1.50 m a 2.50 m.
Classe 3 - Fattibilità con consistenti limitazioni:	
3a 	Piane alluvionali inondabili, caratterizzate da superfici pianeggianti, comprese tra i terrazzi antichi e le fasce maggiormente inondabili limitrofe ai corsi d'acqua. Vulnerabilità idrogeologica alta. Drenaggio buono. Terreni prevalentemente sabbiosi con presenza di ghiaia. Falda con soggiacenza variabile da 1.00 m a 1.50 m, localmente da 1.50 m a 2.50 m.
3b 	Piane alluvionali inondabili, solchi vallivi e superfici pianeggianti limitrofe, caratterizzate da terreni sabbioso-limosi e limosi con caratteristiche geotecniche scadenti e falda superficiale. Drenaggio lento. Vulnerabilità idrogeologica elevata. Falda con soggiacenza compresa tra 0.75 m e 1.00 m.
3e 	Fascia di rispetto del lago di cava (10m)
3f 	Fascia di rispetto del corso d'acqua (10m)
3g 	Fascia di rispetto del corso d'acqua in area urbana, vigente (10m) e proposta (4m).
Classi di pericolosità sismica locale:	
 Z2	terreni di fondazione particolarmente scadenti (poco addensati, granulari, fini, con falda superficiale). Effetti: cedimento e/o liquefazione. Classe di pericolosità sismica locale H2 - Livello di approfondimento 3°.
 Z3a	zone di ciglio con H>10m. Orlo di terrazzo fluviale o di natura antropica. Effetti: amplificazioni topografiche. Classe di pericolosità sismica locale H2 - Livello di approfondimento 3°.
 Z4a	fondovalle con depositi alluvionali granulari e/o coesivi. Effetti: amplificazioni litologiche e geometriche. Classe di pericolosità sismica locale H2 - Livello di approfondimento 3°.

Stralcio della legenda della Carta di Fattibilità Geologica ai sensi della L. Reg. 12/2005 - Comune di Castelleone - dott. G. Bassi 2008 - riferimento alla figura nella pagina che precede

2 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E ANALISI DEL PROGETTO

L'area su cui si sviluppa il progetto previsto si trova in Comune di Castelleone (CR), in località Santuario della Misericordia (figura 2), nella zona nord del paese, alla quota indicativa di 62,9 m s.l.m., ed è inquadrata nel foglio C7c1 della Carta Tecnica (scala 1:10.000) della Regione Lombardia (allegato 1).

In particolare, il lotto di terreno investigato, completamente pianeggiante anche se inserito in un contesto locale debolmente depresso (circa 1 m rispetto al piano campagna circostante verso sud e sud-ovest), è individuato dalle particelle 2, 154, 165, 1301 e 1302 del foglio 12, e si colloca a cavallo tra il viale Santuario e via Villa Misericordia.



Figura 2: *visione aerea dell'area in esame (in rosa l'ubicazione dell'area di indagine)*

Il progetto in analisi è variamente articolato ed è diviso sostanzialmente in due ambiti, e consiste nella ristrutturazione con ampliamento di un edificio esistente affacciato su via Villa Misericordia e nella nuova costruzione di edifici residenziali con autorimesse nella porzione di terreno libero verso viale Santuario. Alla data di stesura del presente elaborato tecnico non è ancora stata definita la progettazione strutturale di dettaglio delle nuove strutture in elevazione e nemmeno dell'eventuale consolidamento delle opere esistenti, pertanto nella sezione geotecnica che segue nel testo verranno prese in esame fondazioni della tipologia comunicata quale ipotesi di indirizzo dal progettista, ovvero elementi lineari continui nastriformi di larghezza minima 80 cm. Non è prevista la realizzazione di vani interrati e pertanto il piano di posa, considerando lo spessore della sottofondazione in magrone di cemento e la fondazione vera e propria, dovrebbe collocarsi a circa 60-70 cm dal piano campagna attuale.

3 DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOLOGICO DEL SITO: LA RELAZIONE GEOLOGICA

3.1 Suolo e sottosuolo: geologia e geomorfologia dell'area

Le conoscenze geologiche e geomorfologiche note a riguardo di un intorno significativo della zona circostante Castelleone hanno evidenziato che l'elemento morfologico principale è costituito dalla pianura terrazzata, la cui formazione è dovuta ai fenomeni di erosione ed alluvionamento legati all'attività dei corsi d'acqua. Il particolare assetto geomorfologico dell'area, riscontrabile con frequenza nella Pianura Padana, evidenzia una duplice incisione del mantello alluvionale, oltre che più ordini di superfici terrazzate, e vede quale protagonista il Fiume Serio.



A sud di Crema, in destra idrografica, sorgono gli abitati di Ripalta Nuova e Ripalta Guerina, mentre in sponda sinistra Ripalta Arpina; più a sud il fiume taglia Montodine e confluisce nell'Adda a monte della località Boccaserio. L'antico percorso del fiume, invece, subito a sud di Crema mostra una deviazione verso est nella zona compresa tra Ripalta Arpina (che si trovava in destra idrografica) e Castelleone, posizionato sulla sponda opposta; da qui il Serio proseguiva poi verso San Bassano e Cappella Cantone, fino a completare il suo corso nell'Adda a Pizzighettone.

A testimonianza di questo passaggio rimane attualmente una fascia di terreni (paleoalveo) a un livello topografico di alcuni metri più basso della pianura circostante, delimitata da due scarpate prospicienti con andamento ampio e falcato e percorsa da un piccolo corso d'acqua, un tempo meandreggiante e ora incanalato e rettificato con opere di bonifica idraulica e regimazione, denominato appunto "Serio Morto". Sono ancora frequenti e perfettamente conservate numerose tracce dei vecchi meandri del Serio Morto oggi per l'appunto abbandonati, marcati attualmente dai confini delle parcelle agricole o da incisioni del terreno occupate da fossi di colo.

Questa lunga depressione, di larghezza compresa in media tra 1,5 e 2 km, è quindi quanto rimane oggi della valle, relitta, un tempo percorsa dal Fiume Serio prima che venisse deviato nella valle attuale: costituisce l'intera zona depressa che viene anche denominata, nella toponomastica locale, "Lago Gerundo". L'antica valle è ancora molto ben definita nelle sue strutture, tanto che le scarpate morfologiche di raccordo con la pianura vera e propria sono ancora molto ben visibili a Castelleone (via Fiammeni, via Mura Manfredi, via Lazzaretto, via Castel Manzano), così come a Corte Madama, San Latino, Ripalta Arpina, San Bassano. Particolarmente marcata è la scarpata che delimita la destra dell'alveo, mentre incerta e più discontinua è quella alla sinistra (oscilla tra massime altezze di quasi 10 m nella zona dell'Oratorio e del vecchio Ospedale, fino a poco più di 1 metro nella regione in esame circostante il Santuario della Misericordia, non lontano dal quale sorge l'area in esame).

Come detto la parte centrale di questa paleovalle è oggi occupata dal Serio Morto, corso d'acqua con funzioni di colo e bonifica idraulica della depressione valliva, il cui ramo principale scorre a poche centinaia di metri dall'area investigata (allegato 2). All'interno della valle relitta del Serio il permanere di acque stagnanti in tratti d'alveo abbandonati o in aree soggette a esondazioni ha favorito l'abbondante deposizione di materiali limoso-argillosi con subordinate intercalazioni di sabbie e ghiaie; localmente è segnalato lo sviluppo di torbe.

Il dislivello topografico tra la zona ribassata (ove oggi sorgono ad es. il quartiere Borgo Serio e la zona industriale) e il centro storico di Castelleone, che sorge invece in corrispondenza del Livello Fondamentale della Pianura, è di circa 6-10 m massimo, manifestato talvolta da un più o meno brusco salto di quota corrispondente alla superficie variamente inclinata della scarpata morfologica, anche se in diversi punti l'erosione naturale ma ancor più le attività agricole o l'urbanizzazione del territorio hanno modellato le



superfici, riducendone le pendenze per incrementare le aree coltivabili o favorire l'insediamento umano. La composizione litologica del primo sottosuolo delle aree appartenenti all'Unità postglaciale del Serio Morto, per quanto concerne i primi 10-15 m di spessore a partire dalla superficie topografica, è data dalla presenza di livelli di limi e argille, più frequenti in prossimità del piano campagna (e rinvenuti anche nel sito in esame), intercalati a strati sabbioso-ghiaiosi che aumentano di spessore e consistenza con la profondità. Inoltre, questi depositi sono poco addensati e da mediamente a poco permeabili.

Si tratta di depositi recenti riconducibili all'Olocene, indicati nella Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000 con la sigla **a²**. La componente fine, perlomeno nei primi 6-8 m di profondità, è prevalente poiché nelle epoche passate l'abbandono progressivo di differenti tratti di fiume da parte della corrente principale ha generato ambienti deposizionali di tipo torboso e paludoso. L'area di indagine appartiene a questo primo contesto, caratterizzato per le già note scadenti caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione.

Diversamente i sedimenti presenti alle quote superiori che, come detto, appartengono al Livello Fondamentale della Pianura o Piano Generale Terrazzato, sono invece costituiti da una coltre molto potente di alluvioni prevalentemente sabbiose, dovute a un forte colmamento fluvio-glaciale e fluviale che ha interessato tutta la Pianura Padana. Sono depositi appartenenti al Pleistocene superiore (Wurm), indicati nella cartografia geologica ufficiale con la sigla **fgw** e posti a monte della scarpata.

Nella regione di interesse ai fini del presente elaborato l'assetto geologico e geomorfologico del territorio può apparire su vasta scala relativamente semplice, in quanto si sviluppa interamente sulla coltre alluvionale padana che assume notevoli spessori e assetto giaciturale piuttosto uniforme: in tale area infatti affiorano unicamente depositi sciolti di origine fluviale o fluvio-glaciale, articolati secondo l'aspetto tipico dei terrazzi fluviali.

Su tale ampio tavolato piuttosto omogeneo e monotono nelle sue peculiarità morfologiche, privo di zone rilevate o depresse degne di nota, marcato da una sostanziale regolarità planoaltimetrica, il primo sottosuolo presenta una composizione prevalentemente sabbiosa piuttosto uniforme, sebbene non siano rare lenti a granulometria più fine (limi) o di ghiaie anche grossolane. In linea generale la morfologia dell'ambito territoriale in esame è fondamentalmente caratterizzata dall'assenza di rilievi e depressioni di notevole rilevanza, dato che, come detto, la monotonia del citato Livello Fondamentale della Pianura viene interrotta da forme morfologiche secondarie (in genere di origine fluviale, quali la paleovalle descritta del Serio Morto ma anche quella del vicino Lisso) che costituiscono gli unici blandi movimenti del paesaggio.

Dette forme sono rappresentate, seppur con debole risalto, dalle emergenze geomorfologiche della valle di scorrimento del Lisso (la cui valle si innesta in quella del Serio Morto proprio nella zona in esame) e delle sue diramazioni, compresa la roggia Orfea che lambisce il sito in esame nord: l'evidente ed esteso dosso fluviale su cui sorge l'abitato di Izano, che costituisce un aperto elemento spartiacque per un buon



tratto di territorio latitante, materializza anche la sponda occidentale di una valletta di palese origine fluviale, che trova nell'opposto dosso di Fiesco -Pradazzo - Valseresino un altrettanto evidente, sebbene modesto, alto morfologico che ne testimonia, verosimilmente, la sponda orientale. Questa lieve prominente del terreno, di natura sabbiosa, si protende poi verso sud con andamento meridiano in una lunga lingua di "terre alte" che finisce per innestarsi nell'articolato sistema dei terrazzi morfologici di Castelleone (località Vaprio, villa Emilia, Valseresino e Pradazzo), collocati sulla "spalla" morfologica occidentale di tale dosso.

Analogo assetto, in minor misura, si riscontra nel sito in esame poche decine di metri a nord, dove non solo si "esce" dalla paleovalle per passare al Livello Fondamentale della Pianura, ma si individua anche una lieve prominente del terreno rialzata anche rispetto al Livello stesso, ascrivibile a un antichissimo dosso fluviale, ormai quasi spianato dall'erosione ma ancora abbastanza bene individuabile. Si precisa che il quadro geologico descritto, frutto di un accurato rilievo dell'area interessata e delle conoscenze proprie di chi scrive, appare in netto disaccordo con quanto indicato nella legenda della Carta di Fattibilità geologica comunale, probabilmente compilata sulla base di informazioni e dati di minore dettaglio.

La lunga descrizione che precede, meglio comprensibile con l'ausilio della figura n. 3 che segue, vuole anche soddisfare la curiosità di chi volesse meglio comprendere la geomorfologia, solo in apparenza semplice e uniforme, del territorio castelleonese: in particolare il sito in studio, che vede anche l'ulteriore "complicazione" locale dovuta alla presenza poche centinaia di metri a sud del Dosso artificiale innalzato con scopi militari in epoche geologicamente molto recenti e quindi privo di significato morfologico/evolutivo naturale ma con pesante influenza sul paesaggio, si colloca su una sorta di basso morfologico o plaga debolmente depressa e in prossimità delle scarpate perimetrali della vecchia valle fluviale, che vedono l'innestarsi e la coalescenza tra quelle naturali della Valle del Serio Morto, della valletta della Seriola a sud e del Lisso a ovest e quelle a vario scopo realizzate dall'uomo (trattini rossi della figura che segue).

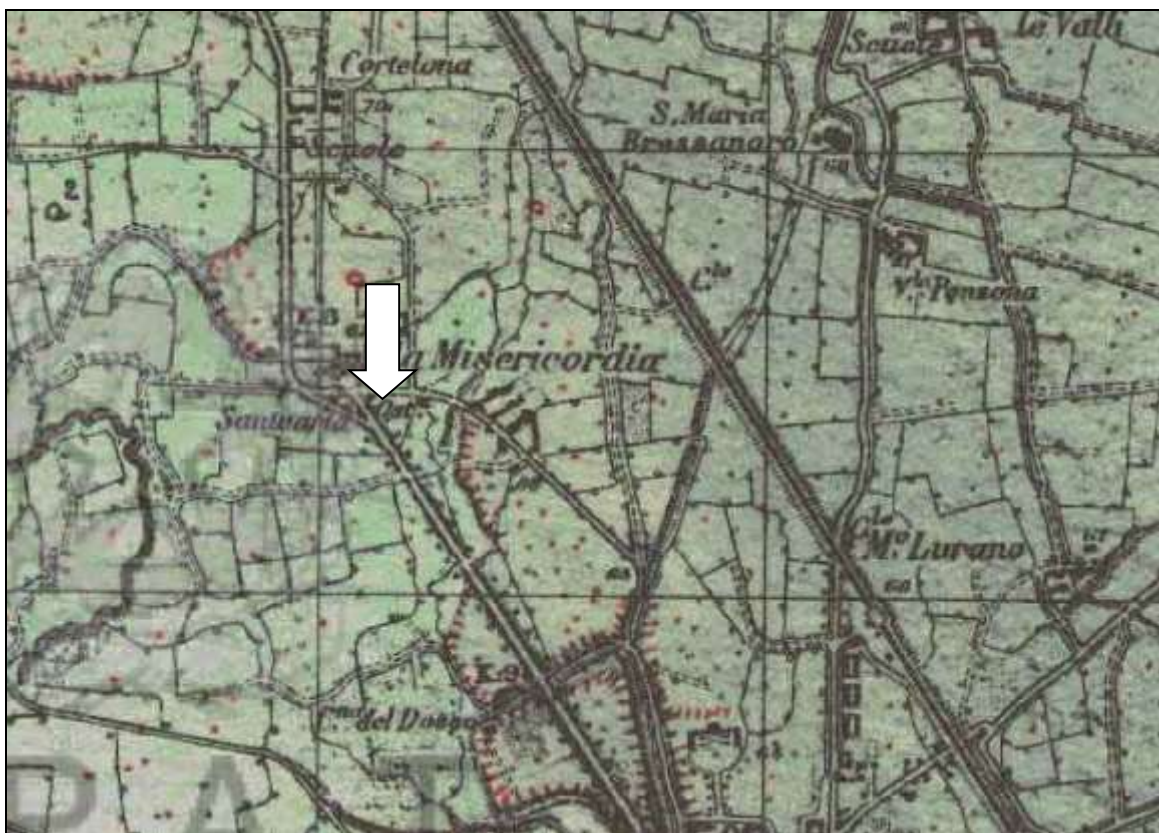


Figura 3: stralcio della mappetta di rilevamento 060-I-NO "Castelleone" della Carta Geologica d'Italia foglio 60, Piacenza. Il tratteggio rosso indica l'andamento delle scarpate morfologiche. Evidenziato il sito in esame dalla freccia bianca.

Lo Studio Geologico comunale (dott. Bassi, 2008), parte integrante del Piano di Governo del Territorio, contiene anche indicazioni orientative circa la composizione litologica del primo sottosuolo. La consultazione della tavola di caratterizzazione geologico-tecnica, un cui stralcio è riportato in figura 4, consente di acquisire informazioni più dettagliate sulle caratteristiche dei terreni presenti nell'area in esame ai fini del presente elaborato (come già per la fattibilità geologica, il sito in esame è posto al passaggio tra le aree grigie e quelle nocciola: sono alquanto probabili caratteristiche comuni ai due ambiti):

- **aree grigie:** dossi, terrazzi principali e terrazzi fluviali stabili, caratterizzati da superfici pianeggianti o debolmente ondulate, con vulnerabilità idrogeologica medio/bassa. Terreni prevalentemente sabbiosi con intercalazione di limo e/o ghiaia. Drenaggio buono, falda con soggiacenza maggiore di 2,50 m, localmente da 1,50 m a 2,50 m.
- **aree nocciola:** piane alluvionali inondabili, solchi di drenaggio secondario e paleovalle fossili, caratterizzati da terreni sabbioso limosi e limosi con caratteristiche geotecniche scadenti, e falda superficiale. Drenaggio da mediocre a lento [...].

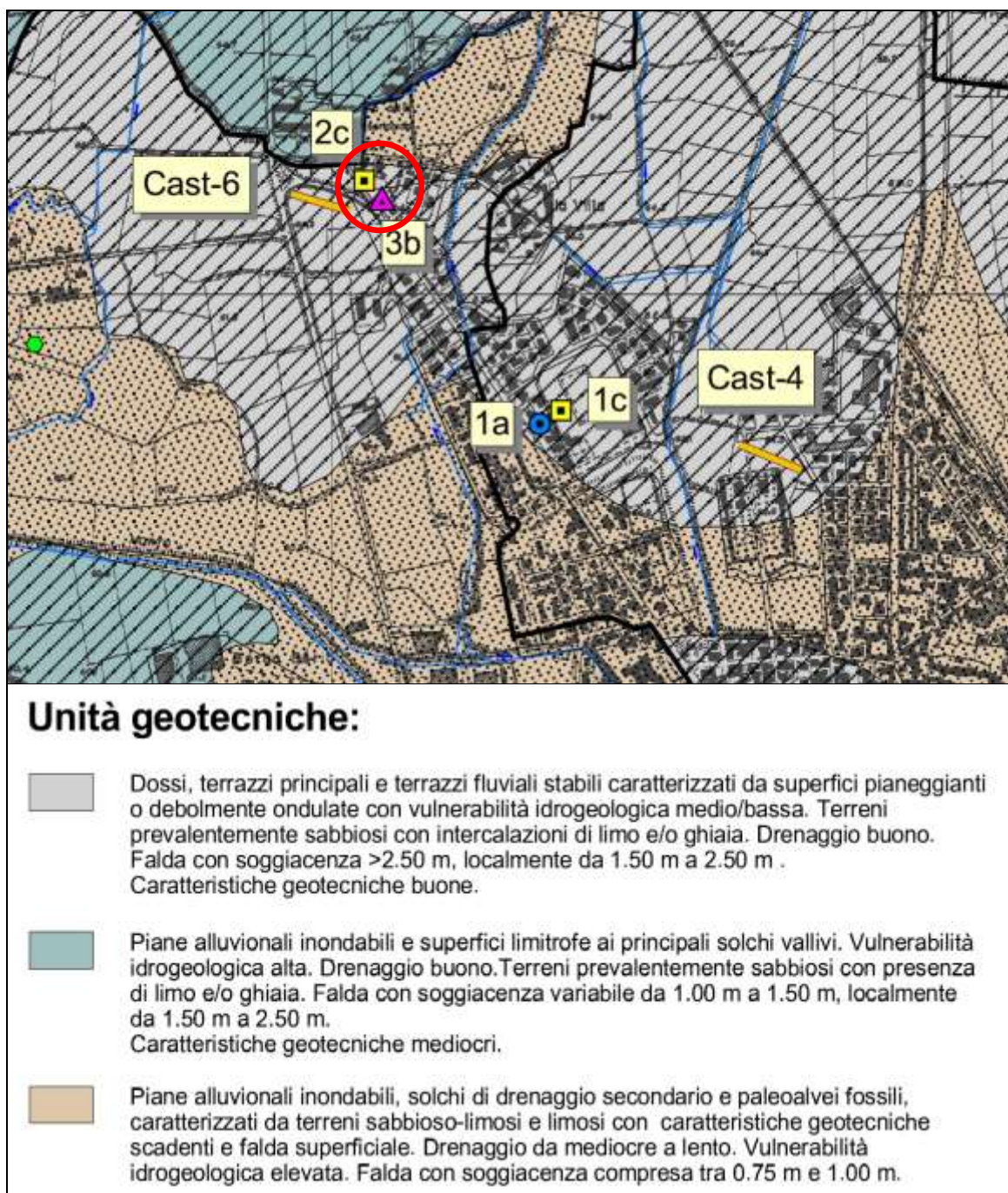


Figura 4: stralcio della Carta Geotecnica – Comune di Castelleone, 2008, L.R. 12/2005 – non in scala (in rosso l'area di interesse)

3.2 Elementi idrografici e idrologici: le acque superficiali

A sud di Castelleone e fino a Pizzighettone la paleovalle del Fiume Serio, o "Lago Gerundo", è percorsa in posizione assiale dal Serio Morto, corso d'acqua un tempo meandreggiante e con andamento sinuoso e oggi completamente imbrigliato e regimato in un alveo molto regolare e rettilineo. Questo tratto



di Serio Morto nasce tra i comuni di Camisano e Casale Cremasco poco a sud del limite provinciale con Bergamo, dove vengono raccolte acque di colo della porzione nord-occidentale del territorio cremasco, provenienti da altre rogge e canali minori, anch'esse denominate a vario titolo, e più o meno propriamente, Serio Morto. Da qui, attraversando i territori di Ricengo, Offanengo, Izano, Madignano e Ripalta Arpina giunge a Castelleone, per poi proseguire fino all'Adda solcando le campagne di San Bassano, Cappella Cantone e Pizzighettone. È certo che questo corso d'acqua segni il fondo del vecchio avvallamento del Fiume Serio: questo spiega l'origine del nome Serio Morto, che è stato oggetto di consistenti lavori di inalveamento, rettifica e sistemazione. Notevole opera di ingegneria idraulica è il canale scolmatore, parte in galleria, che da Castelleone recapita parte della portata in Adda a Gombito e che si diparte a meno di 1,5 km di distanza a sudovest dell'area in esame (a nord di Castelleone è presente anche l'antica derivazione chiamata Canale Rotondi, realizzata per alimentare l'omonimo opificio, oggi non più esistente, e che tutt'ora si attua in coincidenza delle paratoie poste in località "Catenoni", ancora in uso: il relativo canale, ancora attivo e con portata perenne, convoglia nuovamente le proprie acque nel cavo maestro del Serio Morto poco a valle della presa dello scolmatore).

Il Serio Morto e il sistema idraulico ad esso connesso scorrono a notevole distanza dall'area in esame, esente anche da un possibile coinvolgimento indiretto o potenziale da fenomeni esondativi.

Per il resto la zona, nello stretto areale di interesse, è interessata dal passaggio della Roggia Orfea, canale irriguo derivato dal Colatore Lisso. La Roggia Orfea risulta appartenere al Reticolo Idrico Minore di competenza comunale (figura 1) e sulle sue sponde sono istituite fasce di rispetto ai sensi del R.D. 523 e 368/1904 confluite nella classe di fattibilità 3f comunale, ma solo nel tratto fino all'intersezione con via Villa Misericordia. Le opere esistenti paiono già collocarsi al di fuori delle aree vincolate, mentre quelle in progetto dovranno parimenti rispettare tale vincolo.

Il progetto infine non è compreso nelle aree allagabili individuate dal Piano per l'Assetto Idrogeologico del Fiume Po (P.A.I., fasce fluviali) e nemmeno nelle zone di rischio e pericolo per alluvione perimetrate nel Piano Gestione Rischio Alluvioni (P.G.R.A. – aggiornamento 2020), pertanto l'intervento è pienamente ammissibile dal punto di vista idraulico.

3.3 Caratteristiche idrogeologiche e piezometria: le acque sotterranee

La circolazione idrica sotterranea nel settore del territorio castelleonese indagato risente della presenza dell'unità fisiografica denominata "Unità postglaciale del Serio Morto", dove purtroppo non è agevole ricostruire i meccanismi di circolazione sotterranea dell'acqua e nemmeno conoscere con precisione la locale geometria delle unità litologiche ospitanti le diverse falde acquifere. Questo a causa sia della disomogeneità dei depositi che della scarsità di stratigrafie di pozzi profondi ubicati internamente ai due terrazzi delimitanti la paleovalle del Serio Morto.



Quest'ambito dal punto di vista geologico rappresenta un deposito in cui la componente fine, perlomeno nei primi 4–6 m di profondità, è prevalente: infatti l'abbandono progressivo di differenti tratti dell'alveo da parte della corrente principale ha generato ambienti deposizionali di tipo torboso e paludoso. Per i motivi sopra esposti diviene difficoltoso definire e delimitare gli orizzonti acquiferi sottostanti questa litozona superficiale, caratterizzata peraltro dalla presenza della falda freatica. Nel Livello Fondamentale della Pianura invece prevale la componente sabbiosa, anche se non mancano intercalazioni, talvolta di notevole spessore ed estensione laterale, di materiale argilloso-limoso a bassa permeabilità.

Sulla base delle stratigrafie dei pozzi reperibili presso l'Azienda Servizi Municipalizzati di Castelleone e con il riscontro dello Studio Idrogeologico della Provincia di Cremona (Associazione Cremona Ambiente, 1992), è possibile delineare, con un'approssimazione accettabile e considerando i due diversi ambienti deposizionali a contatto (Livello Fondamentale della Pianura e paleovalle del Serio Morto), la successione delle diverse litozone:

- litozona superficiale, ospitante la falda acquifera freatica più superficiale, formata da sedimenti di medio-bassa permeabilità nei primi 4-6 m da p.c., per poi passare a intervalli a componente sabbiosa dominante, con alternanze di livelli a ghiaia fine. Lo spessore di tale litozona varia tra i 50-60 m, oltre i quali la disponibilità di acqua si riduce. Questa litozona presenta la principale anomalia che differenzia il sottosuolo delle due unità fisiografiche citate: nella fascia compresa tra le scarpate della paleovalle, la profondità di questa prima litozona pare raggiungere i 70-80 m di profondità.
- seconda litozona: la disponibilità d'acqua si riduce sensibilmente in quanto le litologie divengono prevalentemente limoso-argillose con sottili e sporadiche intercalazioni di sabbia e ghiaia fine non sufficienti a garantire una portata idrica significativa: è possibile lo sviluppo di acquiferi da liberi a semiconfinati. La profondità è compresa tra i 50 e gli 80 m da p.c. (limitatamente al Livello Fondamentale della Pianura).
- terza litozona: oltre i 70-80 m di profondità è possibile presumere, all'interno dei sedimenti limoso-sabbiosi o argillosi a bassa permeabilità, la presenza di intervalli di sabbia e ghiaia di varia estensione laterale e potenza, ospitanti acquiferi dotati di buone potenzialità, isolati e ben protetti da eventuali carichi inquinanti provenienti dalla superficie e potenzialmente sfruttabili per scopi idropotabili.

Più in dettaglio l'assetto idrogeologico dell'area interessata dall'intervento è caratterizzato dalla presenza di un acquifero freatico a bassa o bassissima soggiacenza; la Carta Idrogeologica allegata allo Studio Geologico di supporto al Piano di Governo del Territorio indica la profondità media del tetto della falda nel momento di maggior risalita a quote tra 1,00 e 1,50 m da p.c. in zone morfologicamente articolate dove sono possibili quote fino anche a > 2,50 m (anche se analizzando la quota piezometrica compresa tra 62 e 63 m s.l.m., a fronte di un piano campagna medio di 62,9 m, se ne ricava una **soggiacenza anche di un solo metro da p.c.**). Tuttavia, non è agevole fornire un dato attendibile di soggiacenza costante per tutto l'anno e uniforme in un'area dove la morfologia del paesaggio presenta un certo dislivello, finendo col causare differenze di profondità della falda anche consistenti tra un lotto e



quello confinante. Inoltre, la Carta di cui si è detto, redatta alla scala dell'intero territorio comunale, può contenere approssimazioni non accettabili a scala minore, dove una differenza di un solo metro fra il dato riportato e quello reale (oppure un'imprecisa rilevazione della quota del p.c.) può segnare la differenza fra uno scavo sotto falda, e per il quale si rendono necessarie operazioni di aggettamento, quanto meno temporanea, oppure no

Purtroppo l'assenza di punti di misura accessibili nell'area e nelle vicinanze, non consente di disporre di informazioni storiche di maggior dettaglio per poter meglio inquadrare l'area indagata: è lecito ritenere tuttavia che nell'area di intervento il livello piezometrico sia attestato a una profondità che oscilla tra 1,00 (massima risalita) e 2.50 m (massima discesa) da p.c., con le risalite verso l'alto più considerevoli registrate normalmente nei mesi tardoestivi (per effetto delle irrigazioni agricole e dell'attività della vicinissima Roggia Orfea) e tardo autunnali (per effetto delle piogge).

A conferma di quanto descritto, le indagini geognostiche condotte in data 17/02/2021 e costituite da n. 4 prove penetrometriche dinamiche e dall'installazione di un tubo piezometrico (nella prova P1), hanno evidenziato la **presenza di acqua di falda freatica alla profondità di 1,70 m da p.c.**

L'intermittente presenza di acqua nel primo sottosuolo, con oscillazioni stagionali nei livelli piezometrici, influenza negativamente le caratteristiche di resistenza meccanica dei terreni che saranno interessati dall'appoggio delle fondazioni e dalla trasmissione dei carichi indotti, ciò sia in presenza che in assenza di locali interrati o spazi sotterranei. La coltre sommitale di terreni coesivi fini e impermeabili o poco permeabili, può generare fenomeni locali di artesianità o semiartesianità della falda acquifera.

4 ATTIVITA' CONOSCITIVE DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE, GEOTECNICHE E GEOFISICHE DEL SITO DI INTERESSE

Alla ricerca bibliografica preliminare prima esposta, che ha visto la consultazione della cartografia tematica disponibile oltre che della documentazione storica castelleonese, e al rilievo idrogeologico e geomorfologico di dettaglio, esteso ad un intorno ritenuto significativo rispetto all'area di futuro intervento, sono state affiancate indagini dirette, finalizzate alla verifica delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione, realizzate ad hoc nel mese di febbraio 2021 dagli scriventi nel sito in esame, pur con le parziali limitazioni dovute alla presenza degli edifici esistenti e di aree pavimentate, che non hanno facilitato la collocazione omogenea delle verticali d'indagine, limitate alla porzione del terreno libero a sud verso viale Santuario. In ogni caso la prospezione condotta può essere ritenuta sufficiente per un'apprezzabile caratterizzazione del contesto in analisi.

La campagna di indagine geognostica, pianificata in accordo con il progettista, risulta essere articolata nell'esecuzione di n. 4 prove penetrometriche dinamiche e n. 2 registrazioni di sismica passiva a



stazione singola, per la corretta definizione della categoria del suolo di fondazione. L'ubicazione delle prove eseguite è riportata in allegato 3.

La natura dei terreni non ha consentito il prelievo di campioni di qualità tale da poter essere sottoposti a test di laboratorio per la determinazione di parametri geotecnici significativi per le finalità di cui al presente elaborato tecnico.

4.1 Prove penetrometriche dinamiche

Le prove penetrometriche dinamiche sono state realizzate con un penetrometro superpesante modello "Pagani TG 73-100" con maglio da 73 kg (allegato 4 e immagine di copertina), seguendo la metodologia AGI (*Associazione Geotecnica Italiana*) con rilevazione del numero di colpi per avanzamenti unitari delle aste di 30 cm; le caratteristiche tecniche del penetrometro utilizzato sono riportate in all. 3.

Questo tipo di indagine strumentale diretta, che rappresenta uno dei sistemi maggiormente diffusi e testati a livello internazionale, consente di rilevare la resistenza alla penetrazione nel terreno di una punta metallica, di dimensioni e peso standardizzate, energizzata dalla caduta di una massa, anch'essa di peso e altezza di caduta standard; tutta la strumentazione e le modalità operative rispettano standard definiti a livello internazionale dall'ASTM (*American Standard Testing Materials*) circa le indagini nel sottosuolo con scopi geotecnici.

In tale modo è possibile costruire un diagramma (allegato 4) nel quale lungo la verticale di indagine sono correlati il numero di colpi rilevati per avanzamenti unitari con la profondità raggiunta a ogni intervallo di misura (cioè in questo caso 30 cm), che costituisce l'elaborato base da cui estrapolare le proprietà fisiche del terreno attraversato e interpretarne, in maniera indiretta, la composizione granulometrica.

Le prove sono state condotte spingendo la profondità di investigazione sino a quote ritenute sufficienti a caratterizzare la porzione di terreno che risulta interessata dalla diffusione dei carichi indotti, per una quota massima raggiunta dalla prospezione pari a - 10,20 m da p.c., tale da contenere il cosiddetto "volume di terreno significativo" secondo le Raccomandazioni AGI del 1977, ovvero la porzione che, secondo la teoria di Boussinesq e in relazione al tipo di struttura in esame, vede il maggior incremento delle pressioni litostatiche indotte.

4.2 Indagine geofisica

Come anticipato, per la caratterizzazione sismostratigrafica del sottosuolo ci si è avvalsi dell'esito di una prospezione geofisica eseguita ad hoc.



In tale area sono state eseguite n. 2 misure di sismica passiva a stazione singola (ubicazione in allegato 3) mediante tromografo digitale Tromino®. L'indagine geofisica eseguita si avvale della metodologia basata sulla tecnica H/V, che consente una caratterizzazione sismica del sottosuolo mediante l'individuazione delle discontinuità sismiche e la stima della V_s ,eq, come esplicitamente richiesto dalle NTC 2018. Le interpretazioni sono state supportate dalla consultazione della bibliografia locale e delle indagini geognostiche eseguite nel sito in esame.

La sismica passiva è il ramo della sismologia che studia il rumore sismico ambientale, definito come l'insieme delle piccole vibrazioni sismiche presenti ovunque sulla superficie terrestre e generate da sorgenti naturali o antropiche. Le onde sismiche che ne derivano sono tipicamente a bassa energia, con ampiezze dell'ordine di 10-4/10-2 mm (Okada; 2003). Inoltre, in base al contenuto in frequenza, inferiore o superiore a 0,5 Hz, si parla rispettivamente di microsismica (primariamente di origine naturale) o microtremore (di origine generalmente antropica). Il rumore sismico ambientale è una sorgente di eccitazione per la risonanza del sottosuolo e degli edifici, da cui la possibilità di estrarre da esso, mediante opportune tecniche di analisi, informazioni sui sistemi risonanti studiati. Il metodo dei rapporti spettrali H/V è basato sul calcolo del rapporto degli spettri di Fourier del rumore nel piano orizzontale H e della componente verticale V (Nakamura; 1989). Il significato teorico del rapporto spettrale H/V è abbastanza immediato nel caso in cui si consideri un mezzo semplice formato da due soli strati: il bedrock ed uno strato superficiale più soffice. Si precisa che per bedrock si intende qualunque strato con velocità nettamente maggiore di quello sovrastante, in grado di determinare un picco di risonanza; tale strato non deve necessariamente essere una roccia ma, soprattutto in ambiti di pianura, può essere una sabbia o una ghiaia molto addensata o cementata.

Le frequenze di risonanza, in questo sistema, sono pertanto date da:

$$f_r = \frac{V_s}{4H}$$

dove V_s indica la velocità delle onde di taglio nel mezzo e H lo spessore dello strato che risuona alla frequenza f_r .

Tali frequenze, associabili ai picchi del rapporto H/V, possono essere quindi eccitate dal rumore di fondo e diventare visibili nello spettro del rumore sismico misurato in superficie.

Per quanto riguarda, infine, l'elaborazione delle misure, su ciascuna tomografia sono state eseguite le seguenti operazioni.

- **Analisi della traccia.** La pulizia della traccia è preliminare a qualsiasi tipo di modellazione. La rimozione dei disturbi è di fondamentale importanza anche per l'analisi delle curve H/V. Tali curve devono essere statisticamente significative, ossia essere caratterizzate da una deviazione in ampiezza e in



frequenza ridotta. Quando questa caratteristica non sia presente sin dall'inizio, essa va ricercata tramite una pulizia del tracciato.

- **Modellazione.** L'osservazione simultanea delle curve H/V e degli spettri delle singole componenti permette di distinguere i picchi di origine stratigrafica da quelli di natura antropica. Un picco di origine naturale individuato sulla curva H/V coincide, sugli spettri delle singole componenti, ad un minimo locale della componente spettrale verticale.

Di seguito si riporta l'esito della misura utilizzata per l'elaborazione, ovvero la n. 2. La misura n. 1 ha fornito uguale risultato ma con maggiori disturbi.

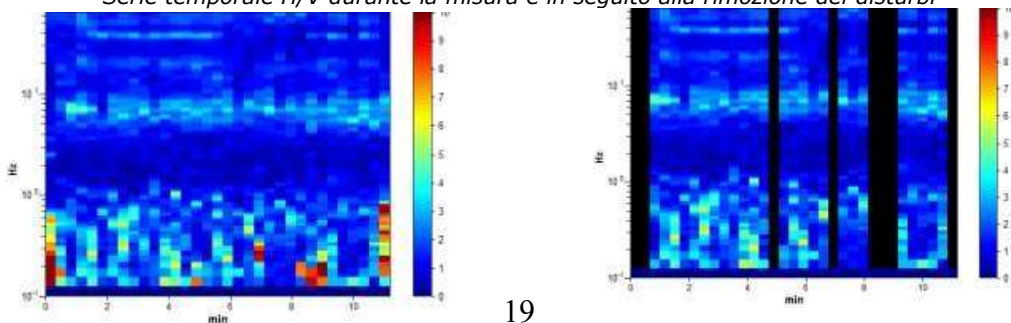
MISURA I

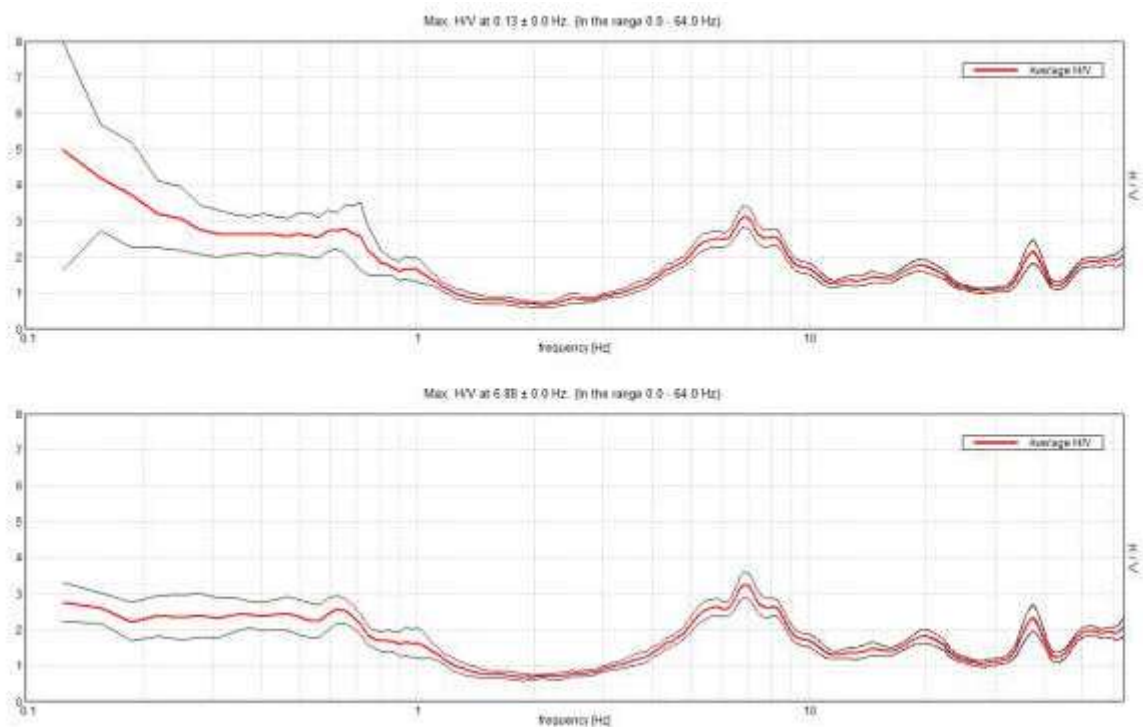
Frequenza di campionamento	128 Hz	Condizioni meteorologiche	Sereno
Data registrazione	17/02/2021	Lunghezza finestre	20 s
Terreno di misura	Suolo	Tipo di lisciamento	Triangular window
Accoppiamento suolo strumento	Piedini lunghi	Lisciamento	10 %
Orientamento dello strumento	casuale	Durata della registrazione	14' 00"
Vincolo stratigrafico	Prova penetrometrica dinamica n. 1		



Analisi della traccia

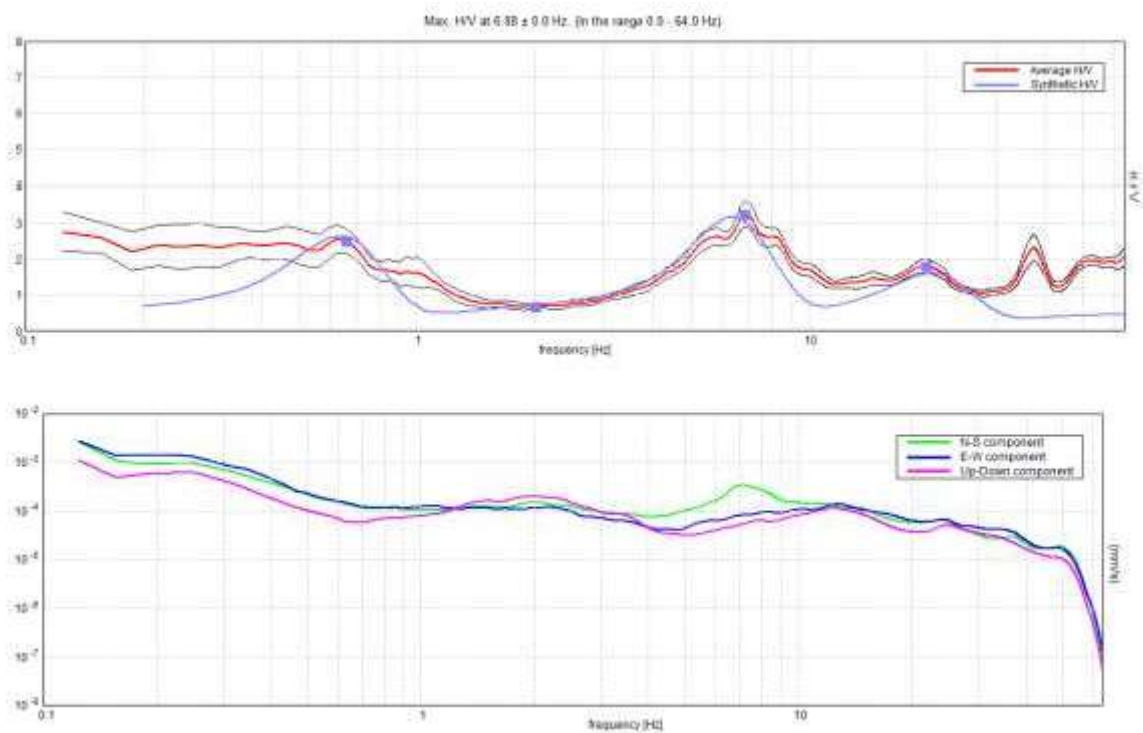
Serie temporale H/V durante la misura e in seguito alla rimozione dei disturbi





Curve H/V e deviazione standard prima e dopo la rimozione dei disturbi

Modellazione



Dall'alto in basso: curva H/V nella prima immagine; spettri delle singole componenti nella seconda immagine

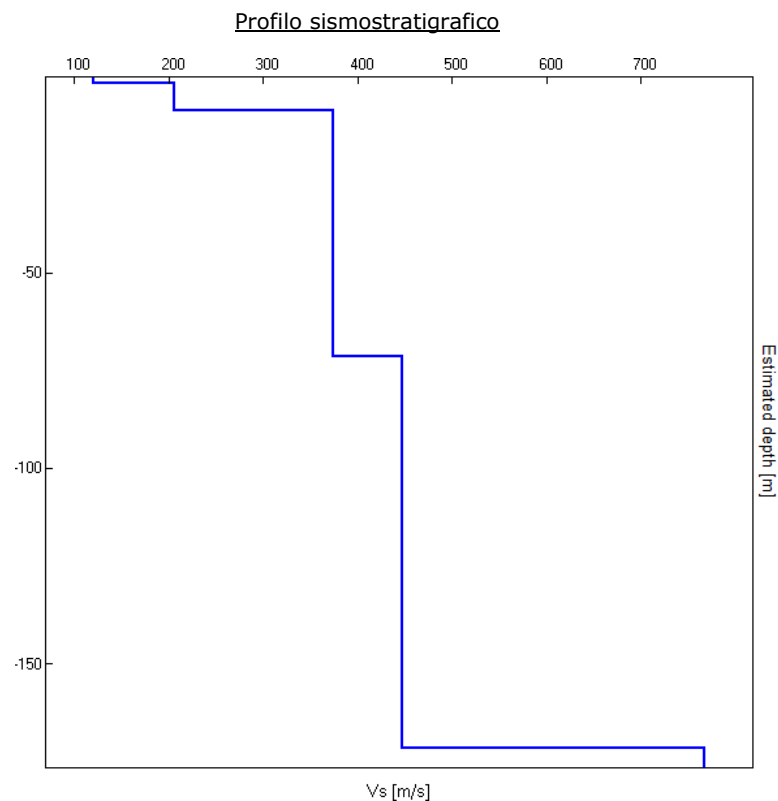


I risultati dell'elaborazione condotta hanno consentito di ricostruire il seguente profilo sismostratigrafico:

Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
1.50	1.50	120	0.42
8.50	7.00	206	0.42
71.50	63.00	374	0.42
171.50	100.00	447	0.42
inf.	inf.	768	0.42

L'applicazione della formula sotto riportata per la determinazione delle Vs, spinta fino alla profondità di 30 m (non essendosi rinvenuta la presenza del bedrock sismico entro tale profondità) ha portato alla determinazione di un valore di Vs,eq (coincidente con il valore di Vs,30) pari a 289 m/s, compatibile con un **sottosuolo di categoria C ai sensi delle NTC 2018**.

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{strato=1}^N \frac{h(strato)}{V_s(strato)}}$$





5 RICOSTRUZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO: DEFINIZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI "fk" DEI PARAMETRI DEL TERRENO DI FONDAZIONE

La prospezione ha evidenziato la presenza di un assetto stratigrafico abbastanza omogeneo e di relativamente semplice correlazione laterale tra una prova e l'altra, oltre che ben correlabile e riconducibile al modello geologico del sito già esposto. In estrema sintesi, anche dalla sola osservazione visiva dei profili penetrometrici in allegato 4, si riscontra un assetto stratigrafico locale, caratterizzato dalla presenza, al di sotto di una coltre superficiale di terreno vegetale organico con radici, di vario spessore ma in genere contenuto nei primi 30-40 cm, anche se con picchi di 90 cm, e a tratti rimaneggiato ed eterogeneo per la presenza di riporti (nel vialetto d'ingresso da nord), da rimuovere sempre per almeno 60 cm, di un primo livello sottile e sommitale, dalle caratteristiche geotecniche scarse e formato da argille e limi sabbiosi per spessori al massimo estesi sino a 2,40 m di profondità, perfettamente segnalati già nel modello geologico del sito, e che costituiranno il piano di posa delle fondazioni.

Segue unico e uniforme livello presente in maniera omogenea fino alla profondità massima di 10,20 m circa, di terreni dalle caratteristiche geotecniche discrete, a tratti buone, formato da alternanze e frammistioni di sabbia e ghiaia, solo a tratti debolmente limose o con limo in tracce, e particolarmente addensate o con ciottoli grossolani nella porzione di sottosuolo compresa tra 2 e 3 m di profondità.

Ai sensi del punto 6.2.2 "*Indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica*" del D.M. 17/01/2018, per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro per ogni stato limite considerato. I valori caratteristici delle proprietà fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere dedotti dall'interpretazione dei risultati di specifiche prove di laboratorio su campioni rappresentativi di terreno e di prove e misure in sito.

Ciò premesso, l'interpretazione dei risultati delle prove penetrometriche, ottenuta mediante la correlazione del n° di colpi misurato con opportuni grafici e tabelle ha consentito di attribuire i parametri fisici necessari per i successivi calcoli geotecnici, riassunti in tabella 1.

In particolare, con N_{30} è indicato il numero medio di colpi nell'intervallo considerato per avanzamenti unitari di 30 cm normalizzati alla prova penetrometrica standard internazionale SPT, ϕ è l'angolo di attrito, C_u la coesione, E_y è il modulo elastico, E_d il modulo edometrico mentre γ_n e γ_s sono rispettivamente il peso di volume naturale e saturo.

Viene fornito il modello geotecnico del sottosuolo (tabella 1).

N.B: il livello di falda è localizzato a - 1,70 m di profondità da p.c. (misura del mese di febbraio 2021)



Tab. 1: caratterizzazione fisica del litotipo presente nell'area investigata

Livello	da m	a m	Ricostruzione litologica	N ₃₀	φ (°)	Cu (kN/m ²)	Ey (kN/m ²)	Ed (kN/m ²)	γ _n (kN/m ³)	γ _s (kN/cm ³)
1	0,00	0,30 ÷ 0,90	Terreno vegetale organico con radici, a tratti rimaneggiato e con riporto	--	--	--	--	--	--	--
2	0,30 ÷ 0,90	1,50 ÷ 2,40	Argilla limosa e sabbiosa, di colore grigio chiaro o nocciola, satura, caratteristiche geotecniche scadenti	2,8	--	35	2737	2970	15,89	18,22
3	1,50 ÷ 2,40	10,2	Alternanze di sabbia prevalente con ghiaia fine, locali lenti limo-argillose sottili	13	31,6	--	13795	5337	17,95	19,00

6 DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO, TOPOGRAFICA E DEI PARAMETRI SISMICI DI SITO E DI PROGETTO IN RELAZIONE ALLA PERICOLOSITA' SISMICA DELL'AREA

L'indagine geognostica e geofisica condotta deve consentire anche l'attribuzione della categoria di sottosuolo ai sensi del D.M. 17/01/2018 – *Aggiornamento delle Norme Tecniche sulle Costruzioni*: quanto svolto ed esposto ha portato a definire quale categoria di suolo di fondazione la C.

Tuttavia, l'area di intervento ricade all'interno di un ambito dove viene riconosciuto dal Comune di Castelleone lo scenario di Pericolosità Sismica Locale (PSL) Z4a (fig. 1), dove la DGR 2616/2011 prevede la realizzazione di un Secondo Livello di approfondimento per i comuni classificati in Zona Sismica 3.

Lo Studio Geologico del comune di Castelleone contiene una sezione di indagini geofisiche e possiede anche tale studio di approfondimento di secondo livello, basato su prove e determinazioni strumentali di carattere geofisico/sismico estese sull'intero territorio (nel caso della prova Cast-6 del Rapporto Geofisico, anche vicina al sito in esame), e pertanto tale analisi viene ora svolta a scala locale nel sito in studio, integrando i dati resi disponibili dal Comune con altri di maggiore dettaglio sito-specifici, di più recente acquisizione e ottenuti con metodologie ritenute più appropriate.

All'interno dell'area in esame si rende quindi necessario predisporre l'approfondimento (app. 5) relativo agli aspetti sismici, come previsto dal Modulo 9 "Asseverazione del Geologo di congruità dei



contenuti della Relazione Geologica ai requisiti richiesti dal punto 6.2.1 delle N.T.C. DM 14/01/08 e/o dalla D.G.R. IX 2616/2011" allegato alla D.G.R. 5001/2016.

Tale approfondimento consiste nella definizione del fattore di amplificazione sismica (F_a) locale del sito in esame che viene posto in relazione con il corrispondente F_a soglia comunale predefinito da Regione Lombardia per due diverse categorie di edifici (quelli con periodo di oscillazione compreso tra 0.1 e 0.5 secondi, cioè edifici bassi, regolari e rigidi [come quello in progetto], e quelli con periodo compreso tra 0.5 e 1.5 secondi, cioè edifici alti e flessibili). Nel caso in cui l' F_a di sito risulti pari o inferiore a quello soglia comunale significa che la normativa nazionale è sufficiente a salvaguardare dagli effetti di amplificazione sismica locale, ovvero può essere utilizzata la categoria di suolo di fondazione determinata sperimentalmente.

Diversamente, nel caso in cui l' F_a di sito risulti superiore a quello soglia comunale significa che la normativa nazionale risulta insufficiente a salvaguardare dagli effetti di amplificazione sismica locale, e pertanto o si procede con approfondimenti sismici di III° livello oppure si utilizza la categoria di sottosuolo inferiore.

Nel caso in esame l' F_a locale per edifici bassi e rigidi (periodo tra 0.1 e 0.5 sec) è risultato sempre più basso, o identico, di quello soglia comunale (vedi apposita relazione dello studio di approfondimento sismico di II livello per i dettagli – Allegato 5).

La categoria di suolo di fondazione secondo le tabelle allegate all'O.P.C.M. 3274/03 e al D.M. 14/09/05 e successive revisioni (D.M. 14/01/08 e D.M. 17/01/2018), deve quindi essere "C", come ricavabile per quanto concerne le caratteristiche dalla tabella che segue ricavata dalle NTC2018.

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.



Per quanto riguarda la categoria topografica, il sito in esame appartiene ad un contesto totalmente pianeggiante (risulta influente la debole inclinazione verso sudovest dell'area circostante, ovvero verso la valle del sistema idraulico Lisso-Orfea, comunque abbondantemente inferiore a 15°).

Nei calcoli geotecnici si potrà pertanto far riferimento alla Categoria Topografica T1

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

Gli stati limite ultimi (SLU) dinamici sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)

Gli stati limite di esercizio (SLE) dinamici sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO)
- Stato Limite di Danno (SLD)

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento **PVR**, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella tabella seguente (tratta dalle NTC 2018).

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato		
Stati Limite	P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

I quattro stati limite sono ordinati per azione sismica crescente e per probabilità di superamento decrescente.

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, che è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo ("periodo di riferimento" V_R espresso in anni), in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato; la probabilità è denominata "Probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento" PVR.

La pericolosità sismica è definita in termini di:

- accelerazione orizzontale massima attesa "*ag*" in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (categoria A), con superficie topografica orizzontale (categoria T1);



- ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento VR.

Il periodo di riferimento VR si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale VN per il coefficiente d'uso CU:

$$VR = VN \times CU$$

Il valore del coefficiente d'uso CU è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella sottostante tabella tratta dalle NTC 2018.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U				
CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Per quanto attiene la classe d'uso, la tipologia di costruzione in progetto rientra nella **classe II**.

La vita nominale di un'opera strutturale **VN** 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. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella tabella sottostante (tratta dalle NTC 2018).

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni		
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

Nel caso specifico per le tipologie di costruzione in progetto si assume un valore di vita nominale pari ad almeno 50 anni.

Ne deriva che il periodo di riferimento **VR** è pari a 50 anni.

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

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



Una delle novità delle NTC è appunto la stima della pericolosità sismica basata su una griglia di 10751 punti, ove viene fornita la terna di valori a_g , F_0 e T^*C per nove distinti periodi di ritorno TR.

Il primo passo consiste nella determinazione di **a_g** (accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido), a partire dalle coordinate geografiche dell'opera da verificare, che vengono di seguito forniti.

Il dettaglio di tutti i parametri sismici riferiti al sito e al progetto in esame è riportato in allegato 6 e nel prospetto grafico che segue. In particolare, la definizione dei parametri sismici medesimi, funzione della classe d'uso e della vita nominale dell'opera in progetto, risulta differente a seconda dei diversi stati limite a cui è riferita.

Si ricorda che, ai sensi della vigente normativa, il rispetto dei vari stati limite dinamici viene considerato conseguito nei confronti di tutti gli stati limite ultimi SLU quando siano soddisfatte le verifiche al solo SLV, mentre nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio SLE quando siano rispettate le verifiche relative al solo SLD.

Pertanto, nel caso in esame, per le verifiche all'SLV si dovrà utilizzare un'accelerazione massima di 1.290 m/s^2 , a cui corrispondono valori di K_h e K_v rispettivamente pari a 0.026 e 0.013, mentre per le verifiche all'SLD si dovrà utilizzare un'accelerazione massima di 0.550 m/s^2 , a cui corrispondono valori di K_h e K_v rispettivamente pari a 0.011 e 0.006.

Viene inoltre svolta la verifica a liquefazione del suolo di fondazione, che viene di seguito esposta in apposito capitolo.

[illegible]



6.1 Analisi della suscettibilità alla liquefazione del terreno

La liquefazione è un fenomeno di riduzione della resistenza al taglio causata dall'incremento della pressione neutra in un terreno saturo non coesivo durante uno scuotimento sismico. La verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori a 0.1 g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m da p.c., per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica dinamica normalizzata maggiore di 30 colpi oppure resistenza penetrometrica statica normalizzata maggiore di 180;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1 (a) delle NTC 2018 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$, ed in figura 7.11.1 (b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$.

In assenza di dati in merito al quarto punto, ricavabili solo attraverso analisi granulometrica di campioni di terreno di fondazione, in base alle informazioni a disposizione, il sottosuolo e la sismicità dell'area d'intervento possiedono caratteristiche geotecniche e idrogeologiche che non consentono l'esclusione dalla possibilità di liquefazione dei terreni, secondo quanto riportato nei punti da 1 a 3 sopra citati.

Tra i metodi semplificati di calcolo, il più noto è quello di Seed e Idriss (1982), basato su una procedura semi-empirica che richiede la conoscenza di pochi parametri geotecnici, quali granulometria, numero dei colpi della prova standard SPT, densità relativa e peso di volume, posizione della falda. Il metodo prevede un confronto tra le caratteristiche meccaniche dei terreni (valutata prevalentemente sui risultati di prove di sito) con l'eventuale occorrenza nel medesimo sito del fenomeno della liquefazione, a seguito di una sollecitazione sismica.

L'applicazione del metodo descritto ha consentito di definire un valore di fattore di sicurezza nei confronti della suscettibilità a liquefazione per ciascuno strato riassunti nella tabella 1bis che segue, e in particolare > 1 , ma < 1.3 , per gli strati immersi in falda, ritenendoli di pari consistenza, se non maggiore, fino a 15 metri.

L'area in esame non risulta pertanto soggetta, o debolmente soggetta, al fenomeno della liquefazione in caso di sisma.



Tab. 1bis: verifica della suscettibilità a liquefazione del terreno

Liv.	da m	a m	Litologia	fattore di sicurezza	Condizione
1	0,00	0,30 ÷ 0,90	Terreno vegetale organico con radici, a tratti rimaneggiato e con riporto	--	Fuori falda: terreno NON liquefacibile
2	0,30 ÷ 0,90	1,50 ÷ 2,40	Argilla limosa e sabbiosa, di colore grigio chiaro o nocciola, satura, caratteristiche geotecniche scadenti	--	Terreno coesivo: NON liquefacibile
3	1,50 ÷ 2,40	10,2 (15)	Alternanze di sabbia prevalente con ghiaia fine, locali lenti limo-argillose sottili	1,15	Liquefazione incerta

7 VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI TERRENI ATTRAVERSO IL METODO DELLE "TENSIONI AMMISSIBILI" E STIMA DEI CEDIMENTI – D.M. LL.PP. 11/03/1988

N.B.: METODO NON PIU' AMMESSO

Sebbene la più recente normativa settoriale abbia completamente sostituito l'approccio nel calcolo geotecnico, da una modalità alle cosiddette Tensioni Ammissibili (D.M.LL.PP. 11/03/1988, non più applicabile ad alcun caso) a quella agli Stati Limite (D.M. II. e TT. 14/08/2008 "Norme Tecniche sulle Costruzioni", abrogato, sostituito e **ora AGGIORNATO DAL D.M. 17/01/2018**), si ritiene possa risultare utile per un confronto tra i risultati cui i diversi metodi perverranno, e sui quali è naturalmente maturata una diversa sensibilità ed esperienza da parte degli operatori, l'esecuzione delle elaborazioni con entrambi i metodi.

Ogni calcolo e verifica, sia di tipo geotecnico che strutturale, dovrà quindi essere basata **esclusivamente** sul metodo agli stati limite e non su quanto contenuto nel paragrafo che segue, che vuole avere esclusivamente carattere orientativo e di collegamento con il metodo maggiormente utilizzato in passato nel territorio in esame e sul quale è ormai consolidata una maggiore esperienza e sensibilità da parte degli operatori.

Ciò premesso, il terreno di fondazione deve essere in grado di sopportare il carico trasmesso dalla costruzione su di esso gravante, senza che si verifichi una rottura per taglio. Inoltre, i cedimenti provocati dal carico trasmesso devono essere tali da non compromettere l'integrità della struttura.

Il calcolo della resistenza limite al taglio, o capacità portante ultima, q_{ult} , è stato effettuato tenendo conto che le prescrizioni sulla capacità portante ammissibile (q_{amm}) per le fondazioni superficiali impongono un **fattore di sicurezza minimo** pari a **3** (D.M. LL. PP. 11/03/1988, art. C.4.2).



La capacità portante del terreno è stata ricavata inserendo il modello stratigrafico del terreno in un apposito codice di calcolo che utilizza la seguente espressione generale (1):

$$Q_{ult} = c' * N_c * D_c * S_c * I_c * G_c * B_c + \gamma' * N_q * D_q * S_q * I_q * G_q * B_q + 0.5 * \gamma' * B * N_{\gamma} * D_{\gamma} * S_{\gamma} * I_{\gamma} * G_{\gamma} * B_{\gamma} \quad (1)$$

dove:

Q_{ult} = Pressione ultima a rottura

B, D = Larghezza (lato minore o diametro per fondazioni circolari) e profondità di incastro

c', C_u = Coesione drenata, non drenata

γ, γ' = Densità totale, sommersa

N_c, N_q, N_{γ} = Fattori di Capacità Portante (funzione di ϕ)

$s_c, s_q, s_{\gamma}, s_c', s_q', s_{\gamma}'$ = Fattore di forma (drenato/non drenato)

$d_c, d_q, d_{\gamma}, d_c', d_q', d_{\gamma}'$ = Fattore di profondità (drenato/non drenato)

$i_c, i_q, i_{\gamma}, i_c', i_q', i_{\gamma}'$ = Fattore di inclinazione del carico (drenato/non drenato)

$g_c, g_q, g_{\gamma}, g_c', g_q', g_{\gamma}'$ = Fattore di inclinazione del terreno - fondazione su pendio (drenato/non drenato)

$b_c, b_q, b_{\gamma}, b_c', b_q', b_{\gamma}'$ = Fattore inclinazione del piano di fondazione - base inclinata (drenato/non drenato).

La scelta delle condizioni di calcolo a lungo e/o breve termine è condotta inserendo i parametri geotecnici dei terreni attraversati (ϕ, γ , etc ...), passaggio che può comportare l'annullamento di alcuni dei termini dell'equazione sopra esposta (come nel caso di terreni coesivi con $\phi = 0$, o di terreni granulari con $C_u=0$). Ogni relazione di portanza di cui sopra utilizza fattori di capacità portante e fattori di correzione (fattori di forma, di profondità ...) nella formulazione matematica sviluppata dal relativo autore. Nel caso specifico viene utilizzata l'elaborazione di Hansen, proposta in quanto risulta essere la più cautelativa.

Vengono ora prese in esame fondazioni della tipologia comunicata quale ipotesi di indirizzo dal progettista, ovvero elementi lineari continui nastriformi di larghezza minima 80 cm. Non è prevista la realizzazione di vani interrati e pertanto il piano di posa, considerando lo spessore della sottofondazione in magrone di cemento e la fondazione vera e propria, dovrebbe collocarsi a circa 60-70 cm dal piano campagna attuale. Si demanda al progettista e alla direzione lavori la scrupolosa verifica che il piano di posa delle fondazioni NON avvenga sull'eventuale strato residuale non rimosso di terreni di coltivo vegetali limoso-argillosi con presenza di sostanza organica e radici vegetali, ma solo a partire dai primi orizzonti di sedimenti alluvionali naturali sottostanti, a dominante argillo-sabbiosa in superficie. I valori riportati nelle tabelle che seguono, a partire dalla tabella 2, sono validi per qualsiasi piano di posa esteso entro i primi 2 m di sottosuolo, in ragione della stratigrafia del primo sottosuolo e del modello geotecnico del sito. Si sconsigliano piani di posa più profondi per la presenza della falda acquifera.

I risultati ottenuti sono riportati nella tabella che segue. Si sottolinea come il valore di Q_{amm} riportato è già depurato del fattore di sicurezza 3 previsto dal D.M. 11/03/1988.

Si precisa infine che **il valore di portanza delle fondazioni lineari nastriformi è valido per qualsiasi larghezza delle stesse (il terreno di appoggio è di natura coesiva)**, mentre fondazioni più strette o più larghe comporteranno rispettivamente cedimenti maggiori o minori di quelli stimati e da valutare caso per caso, in quanto a parità di carico per unità di superficie, ovvero a pari capacità portante,



aumentando la superficie della fondazione aumenta il carico totale o peso della struttura, e quindi aumenta il cedimento.

Tab. 2: determinazione della capacità portante ammissibile (Q_{amm})

tipo di fondazione e dimensioni (profondità di posa 50-60 cm da p.c.)	Q_{amm} (kN/m ²)	Stima dei cedimenti (mm) conseguenti all'applicazione di Q_{amm} *
Lineare nastriforme continua, larghezza 0,80 m	81	29
Lineare nastriforme continua, larghezza 1,00 m	81	35
Lineare nastriforme continua, larghezza 1,20 m	81	40

* cedimento calcolato sulla Q_{amm}

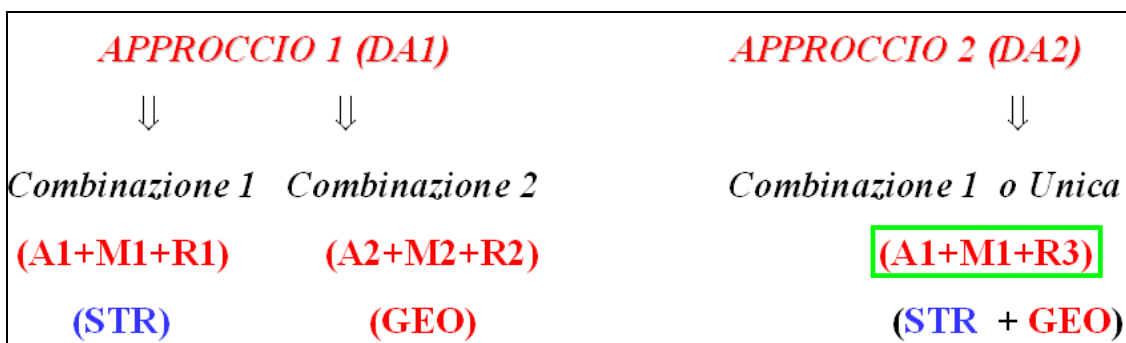
Per quanto riguarda i cedimenti attesi, va specificato che si tratterà di cedimenti di natura prevalentemente edometrica, ovvero legati alla lenta espulsione dell'acqua interstiziale dai pori del terreno fine coesivo, e tendono a manifestarsi con una non trascurabile componente secondaria lenta e molto dilazionata nel tempo (5-10 anni). Pertanto, non ritenendo conveniente procedere con piani di posa più profondi per la comparsa di terreni dalle migliori caratteristiche di resistenza solo oltre 2 m di profondità, si raccomanda di conferire al telaio fondazionale adeguata ed elevata rigidità e robustezza contro i cedimenti differenziali e con alta resistenza a torsione.

Carichi inferiori alle Q indicate innescheranno logicamente cedimenti proporzionalmente inferiori.

8 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI "SLU" AL COLLASSO PER CARICO LIMITE DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 17/01/2018) - CONDIZIONI STATICHE

N.B.: UNICO METODO UTILIZZABILE

Gli Stati Limite Ultimi "SLU" determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni riguardano il collasso per carico limite nei terreni di fondazione e per scorrimento sul piano di posa. L'azione di progetto è la componente della risultante delle forze in direzione normale al piano di posa. La resistenza di progetto è il valore della forza normale al piano di posa cui corrisponde il raggiungimento del carico limite nei terreni di fondazione. Per quanto riguarda l'analisi al carico limite, nelle verifiche SLU nei confronti degli Stati Limite Ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si adotta un solo (evidenziato in verde) approccio/combinazione tra i quattro diversi previsti dalle NTC:



Le diverse combinazioni sono formate da gruppi di coefficienti parziali γ :

A = Azioni γ_F

M = resistenza dei materiali (terreno) γ_M

R = resistenza globale del sistema γ_R

Quindi, nell'approccio 1 si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni A, per la resistenza dei materiali M ed eventualmente per la resistenza globale del sistema R. Per entrambe le combinazioni si impiegano i coefficienti parziali γ riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I contenute nelle NTC di cui al D.M. 17/01/2018, che seguono. Diversamente, nell'approccio 2 si impiega un'unica combinazione sia per il dimensionamento strutturale STR che per quello geotecnico GEO, impiegando i medesimi coefficienti ma con diversa associazione.

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 devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite, accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato (**evidenziato** quello oggetto del presente elaborato tecnico):

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
 - **collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;**
 - collasso per scorrimento sul piano di posa;
 - stabilità globale.
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

A meno della verifica di stabilità globale, le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I. Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto. La verifica di stabilità globale invece deve essere effettuata 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 con un γ_R di 1,1 quale valore di R3.

Il D.M. 17/01/2018 prevede le verifiche al carico limite con il solo Approccio 2, per il quale la combinazione dei parametri è A1 + M1 + R3, e la limitazione delle verifiche di stabilità globale alla combinazione A2 + M2 + R2 con $\gamma_R=1,1$.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G3}

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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_v	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

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

In sintesi, l'approccio in uso e previsto dalla normativa non prevede l'applicazione di un fattore di sicurezza unico (come previsto dal vecchio D.M. 11/03/1988 pari a 3 nel caso di fondazioni superficiali) applicato al valore di portanza ottenuto attraverso i tradizionali codici di calcolo, ma consiste nell'utilizzo di coefficienti di sicurezza parziali applicati ai vari fattori che determinano il risultato dell'equazione



$$R_d/\gamma R \geq E_d \quad (2)$$

che verifica la sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo SLU, ove R_d è la resistenza di progetto mentre E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni.

Nel caso in esame viene determinato esclusivamente il valore della resistenza di progetto del terreno R_d .

La determinazione dei valori di R_d è stata effettuata inserendo all'interno del codice di calcolo di cui all'equazione 1) i parametri geotecnici attribuiti al terreno di fondazione (livello 2, tabella 1) e considerando le medesime tipologie fondazionali e quota del piano di posa delle fondazioni già descritte nel capitolo che precede.

Tab. 3: determinazione dei valori di **R_d in condizioni statiche** per le differenti combinazioni e approcci previsti dalle NTC del D.M. 17/01/2018 e per le tipologie fondazionali considerate

tipo di fondazione e dimensioni (profondità di posa 50-60 cm da p.c.)	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR) kN/m ²
Lineare nastriforme di qualsiasi larghezza	244	244

I risultati riportati nella tabella 3 sono riferiti esclusivamente al valore di R_d (o capacità portante). In assenza dei valori di progetto dell'azione E_d , di competenza del Progettista Strutturista, si è ritenuto utile procedere al calcolo dei valori per i quali risulta verificata l'equazione:

$$R_d/\gamma R \geq E_d \Rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Nella tabella che segue sono riportati i suddetti valori di E_d (valori di progetto dell'azione uguali o inferiori a quelli sotto elencati soddisfano i requisiti previsti dalle NTC). Si specifica che il valore riportato dovrà essere confrontato con il valore di azione E_d già comprensivo dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni di cui alla tabella 6.2.I, colonne A1 e/o A2.

Tab. 4: determinazione dei valori $R_d/\gamma R$ corrispondenti agli **E_d massimi** (comprensivi dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni di cui alla tabella 6.2.I) **in condizioni statiche** per le differenti combinazioni e approcci previsti dalle NTC del D.M. 17/01/2018 e per le tipologie fondazionali considerate.

tipo di fondazione e dimensioni (profondità di posa 50-60 cm da p.c.)	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m ²
Lineare nastriforme di qualsiasi larghezza	106	244

* Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale STR il coefficiente γR non deve essere portato in conto, ossia $R_3=R_1=1$



9 VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO "SLE" (D.M. 17/01/2018) – CONDIZIONI STATICHE

Le opere e le varie tipologie strutturali devono garantire la sicurezza anche nei confronti degli stati limite di esercizio SLE, intesi come la capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio. Deve quindi essere verificata l'equazione:

$$Ed \leq Cd \quad (3)$$

dove:

Ed: valore di progetto degli effetti dell'azione (cedimento)

Cd: valore limite dell'effetto delle azioni (spostamenti e deformazioni che possono compromettere la funzionalità di una struttura)

Uno SLE ha carattere reversibile nel caso in cui si esamini una situazione in cui la deformazione o il danno cessino con l'estinguersi della causa che ha determinato il superamento dello stato limite. Se, pur non avendosi il collasso (determinato dal superamento dello Stato Limite Ultimo), l'opera subisce lesioni tali da renderla inutilizzabile, si è in presenza di danni irreversibili o di deformazioni permanenti inaccettabili.

Ad esempio, nel caso di una fondazione superficiale, ciò può verificarsi quando i cedimenti del terreno superano una soglia critica, provocando delle distorsioni angolari non accettabili negli elementi della sovrastruttura.

L'applicazione di un carico ad un terreno naturale comporta lo sviluppo di un cedimento, che consiste nello spostamento verticale del terreno di appoggio della fondazione, funzione principalmente delle proprietà degli strati compressibili e dell'intensità e distribuzione della pressione verticale su questi strati. L'esperienza ha dimostrato che la pressione verticale può essere calcolata con sufficiente cura, assumendo che il terreno sotto la costruzione sia perfettamente elastico ed omogeneo.

Basandosi su queste ipotesi e applicando il metodo di Boussinesq è possibile ricostruire la distribuzione degli sforzi applicati al terreno dalle fondazioni in progetto alle diverse profondità (figura 5), consentendo una stima dei cedimenti totali previsti ottenuta per sommatoria dei cedimenti valutati per porzioni omogenee di terreno di spessore sufficientemente piccolo.

Per il calcolo dei cedimenti viene applicata la seguente equazione:

$$w = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta H_i \cdot \Delta \sigma_{zi}}{E_i}$$

dove:

n: numero degli strati di terreno;

ΔH_i : altezza dello strato i-esimo

$\Delta \sigma_{zi}$: incremento medio della pressione verticale indotto dall'area di carico nello strato i-esimo

E_i : modulo elastico dello strato i-esimo



Il calcolo è esteso fino alla profondità Z per la quale è soddisfatta la seguente equazione:

$$\Delta\sigma_z < \alpha * \Delta\sigma'_{v0}$$

dove:

α = coefficiente variabile fra 0.10 e 0.20

$\Delta\sigma'_{v0}$ = pressione geostatica verticale efficace

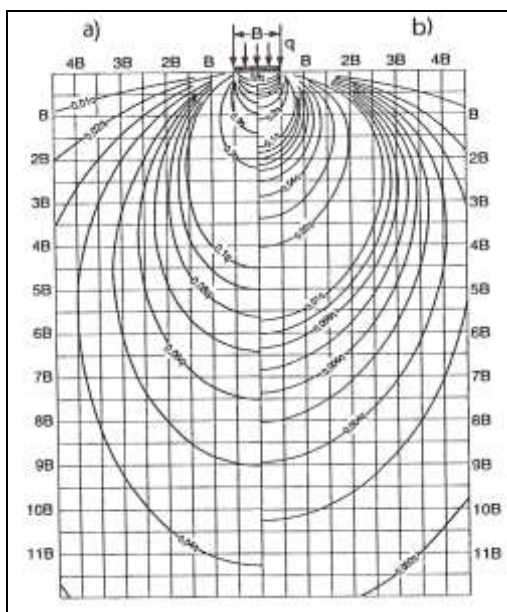


Figura 5: curve di uguale pressione verticale sotto una fondazione: a) nastriforme – b) quadrata

Ai sensi del D.M. 17/01/2018, nella verifica agli SLE, devono essere considerati i valori di azione esercitati dalla/e struttura/e in progetto (di competenza del Progettista Strutturista); in assenza di tale dato, non fornito dal committente né dal progettista, non è stato possibile impostare i calcoli relativi allo sviluppo del cedimento teorico al di sotto delle fondazioni secondo il metodo agli S.L.E.

Per ogni altra valutazione in proposito si rinvia pertanto alle considerazioni espresse nel capitolo relativo alla stima dei cedimenti secondo il metodo alle tensioni ammissibili.

10 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI "SLU" E DI ESERCIZIO "SLE" DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 17/01/2018) – CONDIZIONI DINAMICHE

Sulla scorta della sismicità propria dell'area, della pericolosità sismica locale e dei parametri sismici di sito e di progetto, descritti ed esposti nel capitolo n. 6, vengono quindi determinati i valori di resistenza dinamica allo SLU (SLV) per i terreni interessati dalla posa delle fondazioni. Ai sensi delle NTC 2018, - punto 7.11.5.3.1, la capacità del complesso fondazione-terreno deve essere verificata con riferimento allo



stato limite ultimo (SLV) nei confronti del raggiungimento della resistenza per carico limite e per scorrimento, nel rispetto della condizione $E_d \leq R_d$ e adottando i coefficienti parziali della Tabella 7.11.II.

Tab. 7.11.II - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche	
Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

In tutte le verifiche, la procedura adottata per il calcolo della resistenza deve essere congruente con quella adottata per il calcolo delle azioni. Più precisamente, la resistenza può essere valutata con approcci di tipo pseudo-statico se la determinazione delle azioni discende da un'analisi pseudo-statica o di dinamica modale.

Sulla scorta delle indicazioni contenute nella Circolare n. 7 del 21/01/2019 emanata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, viene fatto riferimento al paragrafo C7.11.5.3.1, che riporta per le fondazioni superficiali:

"L'analisi pseudo statica delle fondazioni si esegue utilizzando valori unitari per i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici [...]. L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nella parte di sottosuolo che interagisce con l'opera e in variazioni delle sollecitazioni normali, di taglio e nei momenti flettenti sulla fondazione [...] (effetto inerziale). Nelle verifiche a carico limite, le NTC consentono di trascurare le azioni inerziali agenti nel volume di terreno sottostante la fondazione. In tal caso l'effetto dell'azione sismica si traduce nella sola variazione delle azioni di progetto in fondazione rispetto a quelle valutate nelle combinazioni statiche. La verifica viene condotta con le usuali formule del carico limite tenendo conto dell'eccentricità e dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa. In tal caso di adotta un coefficiente γ_R a carico limite pari a 2,3. Nel caso in cui si considerino esplicitamente le azioni inerziali nel volume di terreno al di sotto della fondazione, le NTC consentono di utilizzare un coefficiente γ_R a carico limite più basso e pari a **1,8**. In tal caso, le accelerazioni nel volume di sottosuolo interessato dai cinematismi di rottura modificano i coefficienti di capacità portante in funzione del coefficiente sismico pseudo-statico k_h , che simula l'azione sismica in tale volume di terreno".

Sulla base di quanto premesso, l'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione, per l'azione delle forze di inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto inerziale). Nell'analisi pseudo - statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati K_{hi} e K_{hk} , il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e



verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito. L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico Khi e viene portato in conto impiegando le formule comunemente adottate per calcolare i coefficienti correttivi del carico limite in funzione dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa. L'effetto cinematico modifica il solo coefficiente $N\gamma$ in funzione del coefficiente sismico Khk ; il fattore $N\gamma$ viene quindi moltiplicato sia per il coefficiente correttivo dell'effetto inerziale, sia per il coefficiente correttivo per l'effetto cinematico."

Il metodo descritto consente quindi di giungere alla definizione di nuovi valori di R_d "dinamici", che tengano conto della sismicità dell'area considerata, della tipologia di opera in costruzione e delle caratteristiche litologiche e topografiche del sito investigato. Sulla base della progettazione delle opere in previsione, sono stati ipotizzati dagli scriventi i dati strutturali di interesse antisismico relativi a una struttura in calcestruzzo armato di altezza massima 6 m (ipotizzati dalla bozza del progetto architettonico delle nuove opere trasmesso, in assenza del progetto definitivo non trasmesso a chi scrive) e con un periodo T del modo fondamentale di vibrare pari a 0,288 secondi e fattore di struttura q pari a 1,5. L'aspetto, su richiesta del progettista strutturista, potrà essere approfondito e rivisto sulla scorta dei reali e definitivi parametri propri delle strutture, al momento non noti.

Per quanto riguarda la riduzione del valore di resistenza del terreno in condizioni dinamiche, la capacità portante di un terreno incoerente si riduce, mentre non esistono studi e dati relativi che mettano in evidenza una riduzione della capacità portante in terreni coesivi. Le verifiche sismiche effettuate con l'EC8 evidenziano per terre coesive riduzioni non significative.

I valori dedotti dall'elaborazione descritta sono riportati nella tabella n. 5 che segue.

Tab. 5: *determinazione dei valori di **Rd in condizioni dinamiche (all'SLV)** per le differenti combinazioni e approcci previsti dalle NTC del D.M. 17/01/2018 e per le tipologie fondazionali considerate*

tipo di fondazione e dimensioni (profondità di posa 50-60 cm da p.c.)	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR) kN/m ²
Lineare nastriforme di qualsiasi larghezza	244	244

I risultati riportati nella tabella 5 sono riferiti esclusivamente al valore di R_d (o capacità portante agli stati limite ultimi dinamici Q_{SLVdin}). In assenza dei valori di progetto dell'azione E_d , di competenza del Progettista Strutturista, si è ritenuto utile procedere al calcolo dei valori per i quali risulti verificata l'equazione:

$$R_d/\gamma_r \geq E_d \Rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$



Nella tabella che segue sono riportati i suddetti valori di R_d/γ_r .

Si specifica che il valore riportato dovrà essere confrontato con il valore di azione E_d già comprensivo dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni di cui alla tabella 6.2.I, colonne A1 e/o A2.

Tab. 6: *determinazione dei valori R_d/γ_r corrispondenti agli **Ed massimi accettabili** (comprensivi dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni di cui alla tabella 6.2.I) **in condizioni dinamiche (all'SLV)** per le differenti combinazioni e approcci previsti dalle NTC del D.M. 17/01/2018 e per le tipologie fondazionali considerate.*

tipo di fondazione e dimensioni (profondità di posa 50-60 cm da p.c.)	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m ²
Lineare nastriforme di qualsiasi larghezza	135	244

* Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale STR il coefficiente γ_r non deve essere portato in conto, ossia $R_3=R_1=1$

Come già descritto per il calcolo in condizioni statiche, anche in condizioni dinamiche, in assenza del dato di azione di progetto non comunicato a chi scrive, non è possibile procedere con il calcolo dello stato limite di esercizio (cedimento) in condizioni dinamiche calcolato all'SLD. Si rimanda pertanto a quanto già esposto relativamente alla stima dei cedimenti secondo il metodo alle "tensioni ammissibili" in condizioni statiche.

11 CONCLUSIONI

Riepilogando, agli scriventi è stata affidata la realizzazione di una indagine geologica e geognostica, come previsto dal D.M. II. e TT. del 17/01/18 *Aggiornamento delle "Norme Tecniche sulle Costruzioni"* e relativo Allegato e dalle D.G.R. Lombardia 2616/2011 e 5001/2016, a supporto della progettazione di un intervento edilizio in comune di Castelleone (CR), nel sito di via Villa Misericordia - viale Santuario (catastralmente individuato al foglio 12, particelle 2, 154, 165, 1301 e 1302). Il progetto prevede anche interventi di carattere strutturale e di interesse geotecnico sulle opere esistenti, oltre a nuove costruzioni residenziali.

Il lavoro è stato articolato in una fase d'indagine bibliografica preliminare, che ha consentito la ricostruzione dell'assetto geologico dell'ambito di intervento considerato nel suo insieme e l'acquisizione di precedenti investigazioni svolte in siti limitrofi, utili per un confronto sugli esiti.

Tale assetto è stato successivamente verificato mediante rilievi morfologici in sito e l'esecuzione di 4 prove penetrometriche dinamiche e 2 registrazioni di sismica passiva, che hanno consentito di ricostruire l'assetto stratigrafico locale e di acquisire i parametri geotecnici e sismici dei terreni di fondazione.



Le indagini condotte consentono di esprimere le seguenti considerazioni conclusive:

- la stratigrafia dell'area si riassume nella presenza di uno strato superficiale di origine sedimentaria naturale, posto al di sotto e in continuità con i terreni vegetali ancora presenti o con lo strato rimaneggiato o di riporto (40-60 cm circa) del vialetto di ingresso da nord, dalle caratteristiche di resistenza molto scadenti e formato da argilla sabbiosa e limosa grigia, plastica e satura, che formerà il piano di posa delle nuove opere di fondazione nel comparto di interesse;
- seguono oltre la profondità media di 2 metri orizzonti a caratteristiche di resistenza discrete a tratti buone e formato da alternanze e frammistioni di sabbie e ghiaie, a tratti debolmente limose o con limo in tracce; l'estensione di questo orizzonte appare indefinita fino almeno a 10,20 m di profondità;
- le prove penetrometriche realizzate ad hoc e l'analisi della bibliografia tematica locale hanno intercettato la falda freatica, che si attesta ad una profondità di - 1,70 m da p.c. (valore puntuale e temporalmente riferito al mese di febbraio 2021, non essendosi reso possibile il monitoraggio della falda per incompatibilità con i tempi indicati dalla Committenza per la realizzazione degli interventi in progetto);
- si raccomanda di procedere con la posa e la messa in opera delle fondazioni esclusivamente su terreno naturale sedimentario in posto e non sulla coltre di terreno vegetale residuale non asportata o rimaneggiato di riporto e sottofondo; ove risultasse presente una delle tipologie dei materiali descritti alla quota degli scavi e in corrispondenza del piano fondale dovrà essere completamente asportato; in questa seconda circostanza il piano di posa dovrà essere approfondito fino all'intercettazione dei terreni naturali sedimentari autoctoni alluvionali sottostanti. Si raccomanda alla D.L. la stretta vigilanza su questo particolare aspetto.
- In assenza dei dati di azione di progetto, non comunicati, non sono risultate possibili le verifiche riguardanti gli stati limite di esercizio; allo stesso modo sono demandate al progettista strutturista, nella propria relazione sulle fondazioni, le verifiche finali di soddisfacimento della relazione $R_d/\gamma R \geq E_d$ per quanto riguarda la resistenza al carico limite.
- il calcolo relativo alla capacità portante del terreno, per le verifiche di resistenza al carico limite, è stato eseguito sia col metodo delle Tensioni Ammissibili (di cui al D.M.LL.PP. 11/03/88, ora abrogato) che attraverso il metodo degli Stati Limite (NTC di cui al D.M. 17/01/2018). Attraverso il metodo alle Tensioni Ammissibili ha fornito i valori di capacità portante ammissibile e cedimento riportati nella tabella riepilogativa che segue:



tipo di fondazione e dimensioni (profondità di posa 50-60 cm da p.c.)	Qamm (kN/m ²)	Stima dei cedimenti (mm) conseguenti all'applicazione di Qamm *
Lineare nastriforme continua, larghezza 0,80 m	81	29
Lineare nastriforme continua, larghezza 1,00 m	81	35
Lineare nastriforme continua, larghezza 1,20 m	81	40

- la verifica agli Stati Limite Ultimi in **condizioni statiche** ha portato alla definizione dei valori di Ed massimi accettabili (Rd/γr) riportati nella tabella che segue. Si ricorda che tali valori di azione massima sono comprensivi dei coefficienti parziali A1 e A2 sulle azioni (tab. 6.2.I);

tipo di fondazione e dimensioni (profondità di posa 50-60 cm da p.c.)	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m ²
Lineare nastriforme di qualsiasi larghezza	106	244

* Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale STR il coefficiente γr non deve essere portato in conto, ossia R3=R1=1

- la verifica agli Stati Limite di Esercizio in **condizioni statiche**, in assenza dei valori di azione di progetto, in applicazione del dettame delle vigenti NTC, non è risultata possibile. Analogamente non è risultata possibile la verifica degli SLE in condizioni dinamiche all'SLD;
- in condizioni dinamiche la verifica agli stati limite ultimi è stata condotta considerando una **categoria di suolo C** ai sensi dell'Allegato 2 dell'OPCM 3274/03, **classe d'uso II e vita nominale ≥ 50 anni**. La combinazione di queste condizioni applicata al sito di interesse ha fornito i parametri sismici riportati nel capitolo 6. L'approccio all'elaborazione in condizioni sismiche previsto dalle NTC ha portato alla definizione dei valori di Rd/γr (corrispondenti agli Ed massimi applicabili, comprensivi dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni di cui alla tabella 6.2.I) **in condizioni dinamiche (all'SLV)** che seguono.

tipo di fondazione e dimensioni (profondità di posa 50-60 cm da p.c.)	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m ²
Lineare nastriforme di qualsiasi larghezza	135	244

* Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale STR il coefficiente γr non deve essere portato in conto, ossia R3=R1=1



Sulla base dell'indagine svolta (eseguita necessariamente per punti), premesso quanto sopra e fatte salve le indicazioni tecniche riportate e la scrupolosa osservazione dei valori di capacità portante calcolati, che non dovranno per nessun motivo essere superati, è possibile ritenere l'intervento in progetto compatibile con l'assetto geologico dell'ambito in cui esso ricade e con le caratteristiche geotecniche del sottosuolo, in relazione al quale dovrà essere attentamente concepito e realizzato.

Inoltre è possibile reputare quanto in progetto conciliabile con gli strumenti di pianificazione territoriale di natura geologica e idrogeologica di cui Castelleone è dotato; pertanto, oltre ad ottemperare agli obblighi di legge previsti a livello nazionale e comunitario, l'indagine svolta evade le prescrizioni vigenti a livello comunale in merito agli approfondimenti geologici necessari per la realizzazione di nuovi interventi edificatori all'interno della Classe di Fattibilità 2 e zona PSL Z4a. Il progetto dovrà rispettare le prescrizioni (e in particolare le distanze) vigenti a livello di vincolo idraulico lungo la Roggia Orfea e corrispondente Classe di Fattibilità 3f delle Norme Geologiche di Piano del PGT.

23 aprile 2021

dott. Giulio Mazzoleni, geologo

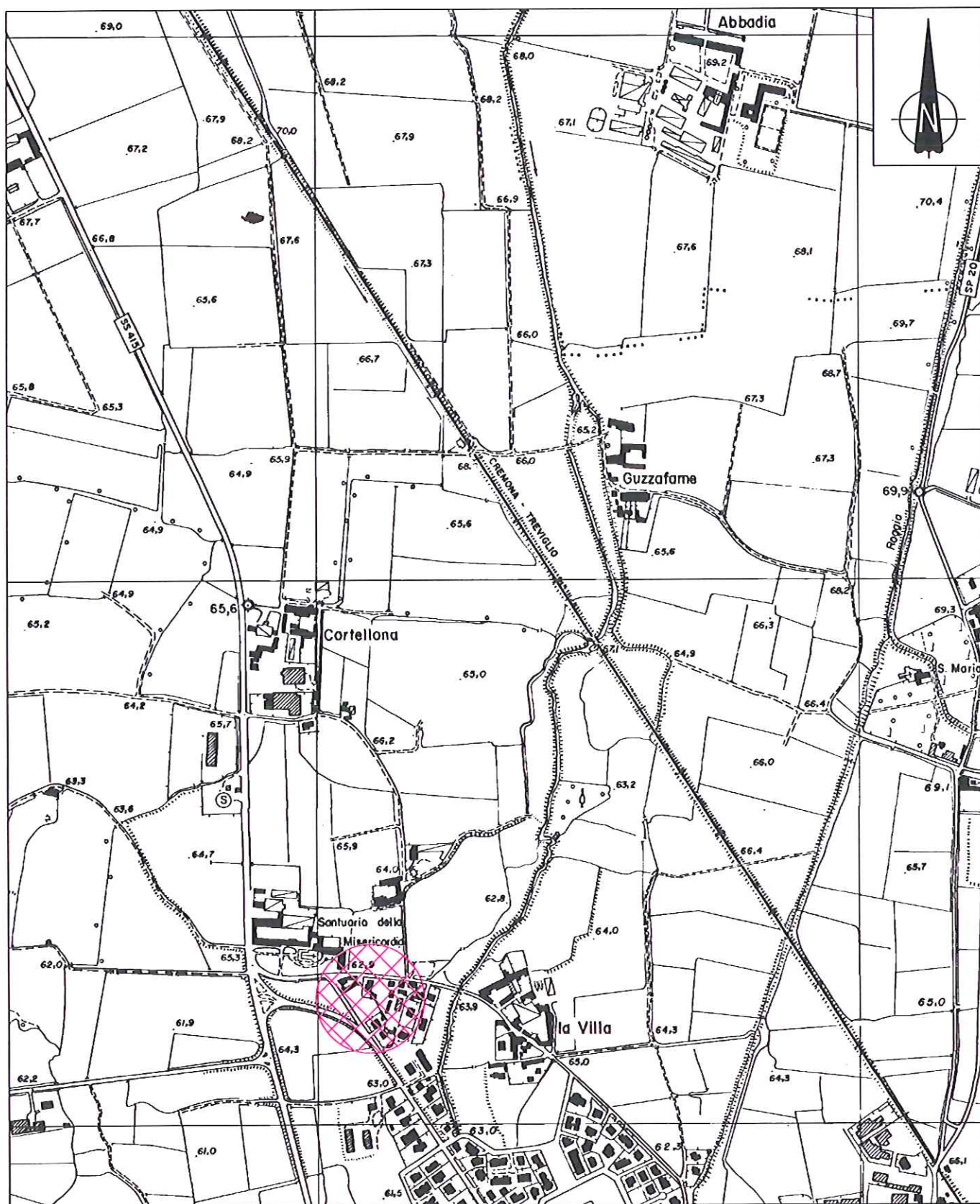
dott. Davide Incerti, geologo

La proprietà intellettuale e il diritto d'autore del presente elaborato appartengono in maniera esclusiva ai firmatari. Ogni riproduzione, anche parziale, deve essere autorizzata. Ogni utilizzo diverso da quello previsto come da incarico deve considerarsi illegittimo e comunque non autorizzato.

Allegato 1

INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

SCALA 1:10.000



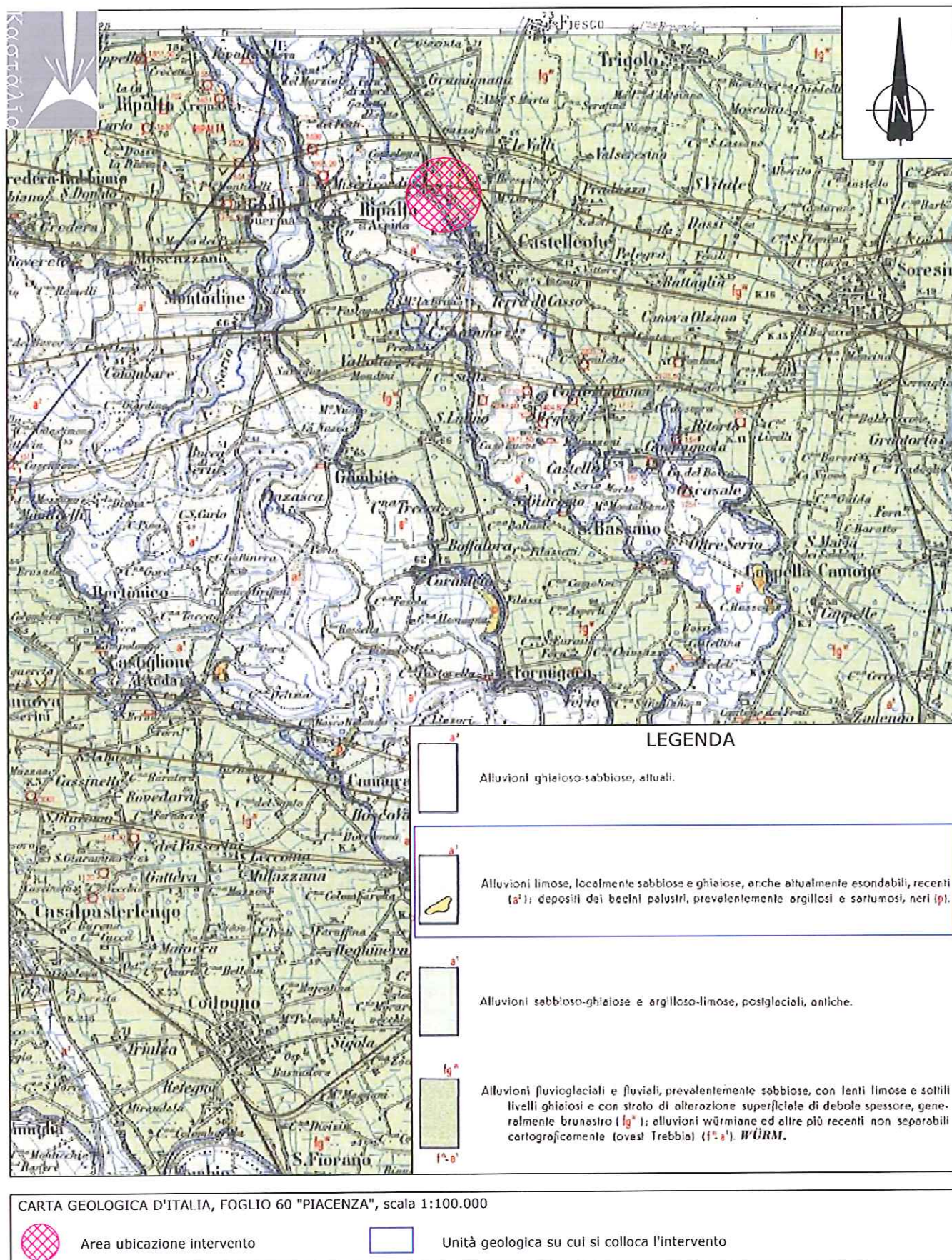
C.T.R. scala 1:10.000 - sezione C7c1, stralcio

Allegato 2

INQUADRAMENTO GEOLOGICO

SCALA 1:100.000

ALLEGATO 2



Allegato 3

UBICAZIONE INDAGINI
GEOGNOSTICHE

E

CARATTERISTICHE
TECNICHE
DELL'ATTREZZATURA
UTILIZZATA PER LE PROVE
PENETROMETRICHE



1

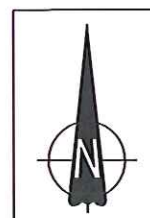


Ubicazione prova
 penetrometrica dinamica e
 relativa numerazione
 (esecuzione 17/02/2021)

1



Ubicazione registrazione di
 microtremore sismico e relativa
 numerazione
 (esecuzione 17/02/2021)



PENETROMETRO DINAMICO IN USO: TG 73-100 M-A.C

<u>Classificazione ISSMFE (1988) dei penetrometri dinamici</u>		
<i>TIPO</i>	<i>Sigla riferimento</i>	<i>Peso Massa Battente M (kg)</i>
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$
Pesante	DPH (Heavy)	$40 < M < 60$
Super pesante	DPSH (Super Heavy)	$M \geq 60$

CARATTERISTICHE TECNICHE: TG 73-100 M-A.C

PESO MASSA BATTENTE	M =	73.00 Kg	
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H =	0.75 m	
DIAMETRO PUNTA CONICA	D =	51.00 mm	
AREA BASE PUNTA CONICA	A =	20.43 cm ²	
ANGOLO APERTURA PUNTA	α =	60°	
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La =	0.90 cm	
PESO ASTE PER METRO	Ma =	6.31 Kg	
PROF. GIUNZIONE 1° ASTA	P1 =	0.30 m	
AVANZAMENTO PUNTA	δ =	0.30 m	
NUMERO DI COLPI PUNTA	N =	N(30) →	Relativo ad un avanzamento di 30 cm
RIVESTIMENTO/FANGHI	NO		
ENERGIA SPECIFICA X COLPO	Q =	$(Mh)/(A\delta) = 8.93 \text{ Kg/cm}^2$ (prova SPT: $Q_{spt} = 7.83 \text{ kg/cm}^2$)	
COEFF. TEORICO DI ENERGIA	β_t =	$Q/Q_{spt} = 1.141$ (teoricamente: $N_{spt} = \beta_t N$)	

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd [funzione del numero di colpi N]
(FORMULA OLANDESE):

$$R_{pd} = M^2 H / [A e (M+P)] = M^2 H N / [A \delta (M+P)]$$

Rpd	=	resistenza dinamica punta [area A]
e	=	infissione per colpo = δ / N
M	=	peso massa battente (altezza caduta H)
P	=	peso totale aste e sistema battuta

Allegato 4

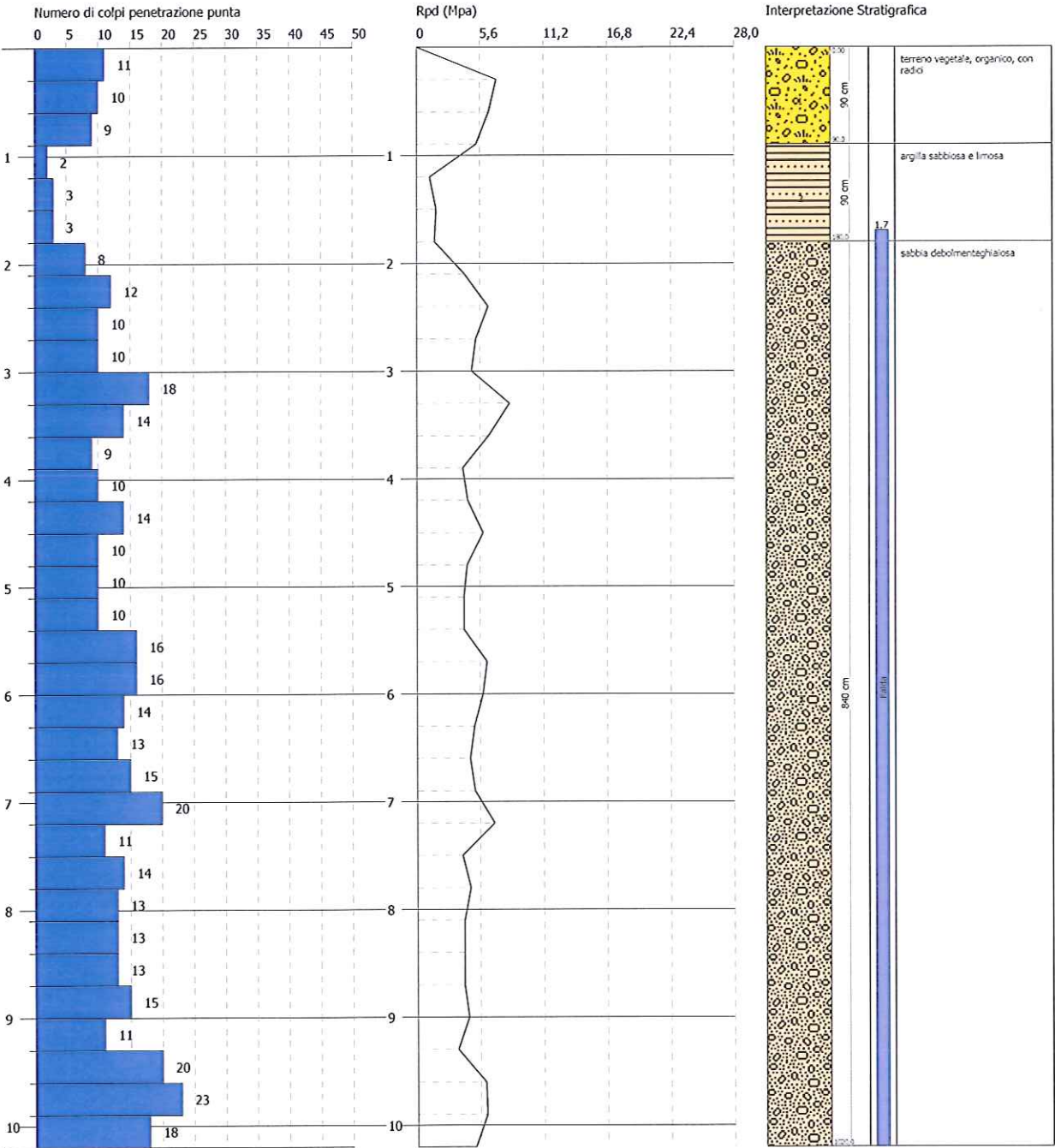
DIAGRAMMI PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.1
Strumento utilizzato... SCPT (Standard Cone Penetration Test)

Committente: Borra - Gennari
Cantiere: Viale Santuario - Via Villa Misericordia
Località: 26012 Castelleone (Cremona)

Data: 17/02/2021

Scala 1:60

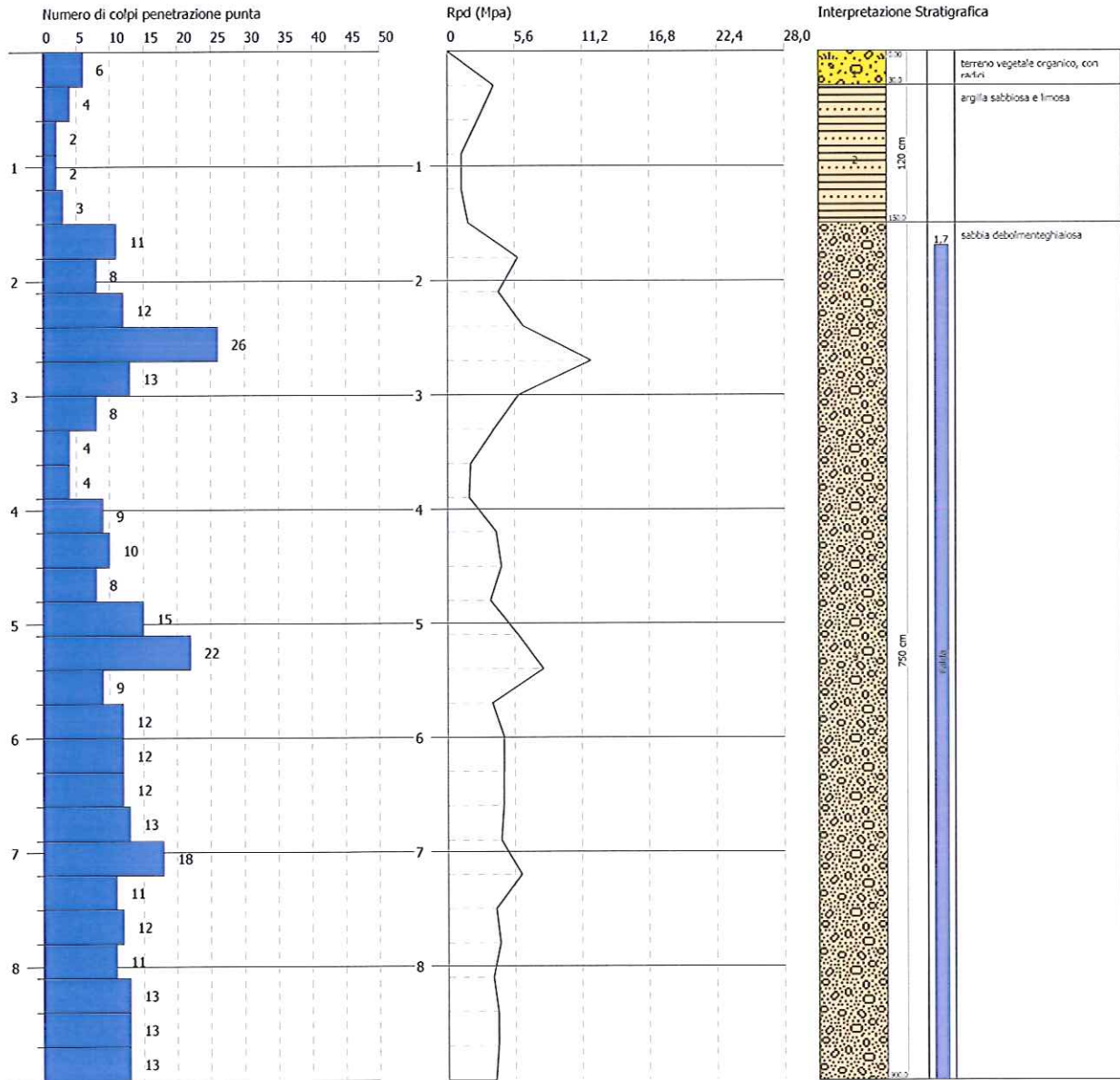


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.2
Strumento utilizzato... SCPT (Standard Cone Penetration Test)

Committente: Borra - Gennari
Cantiere: Viale Santuario - Via Villa Misericordia
Località: 26012 Castelleone (Cremona)

Data: 17/02/2021

Scala 1:60

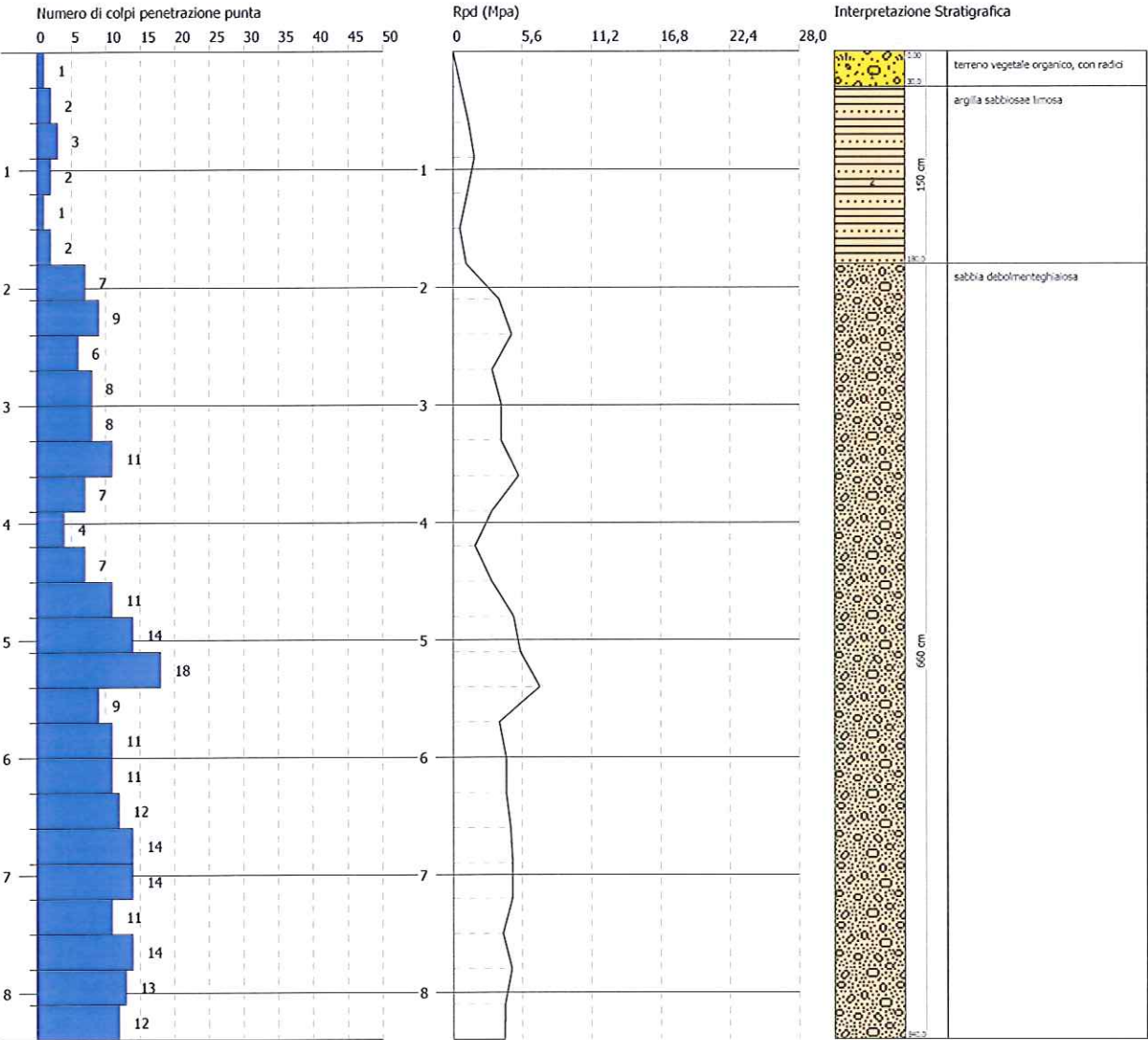


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.3
Strumento utilizzato... SCPT (Standard Cone Penetration Test)

Committente: Borra - Gennari
Cantiere: Viale Santuario - Via Villa Misericordia
Località: 26012 Castelleone (Cremona)

Data: 17/02/2021

Scala 1:60

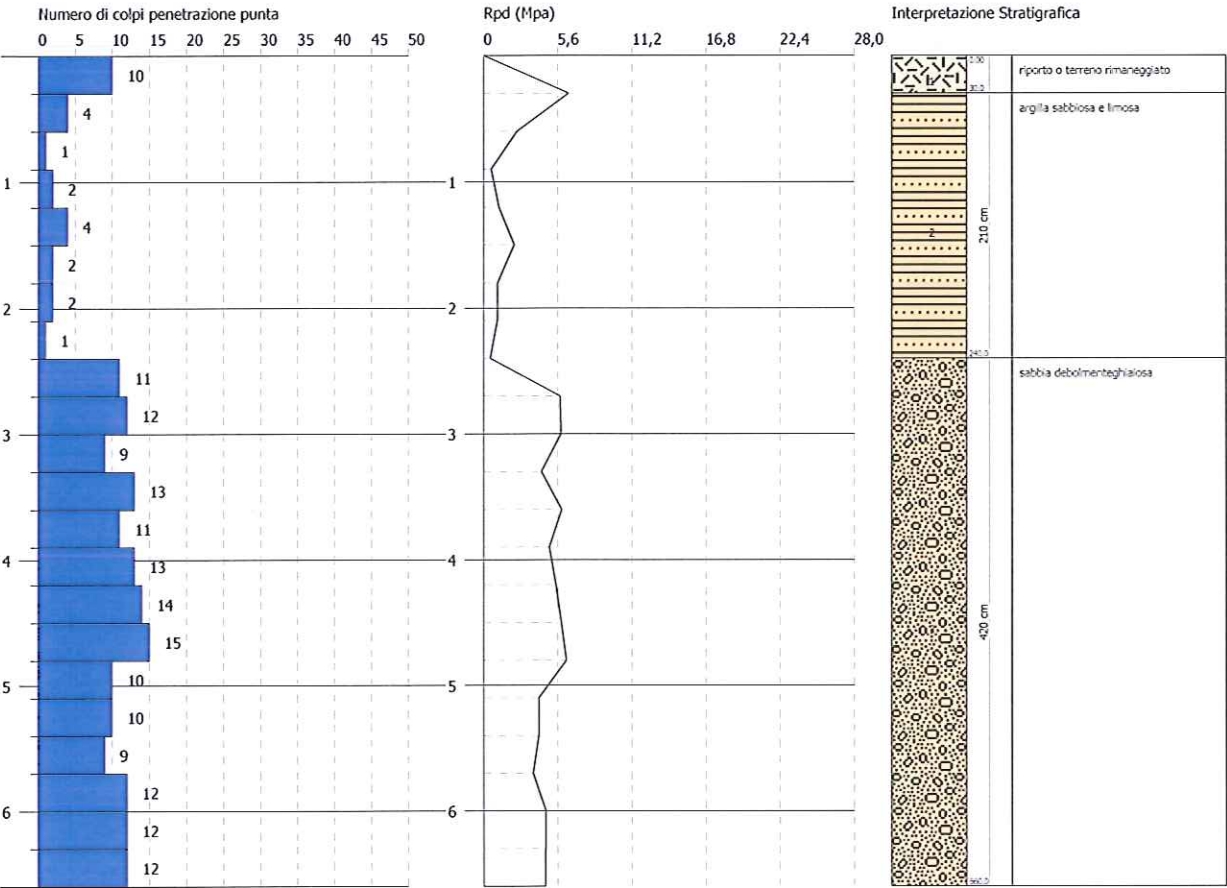


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.4
Strumento utilizzato... SCPT (Standard Cone Penetration Test)

Committente: Borra - Gennari
Cantiere: Viale Santuario - Via Villa Misericordia
Località: 26012 Castelleone (Cremona)

Data: 17/02/2021

Scala 1:60



Allegato 5

**APPROFONDIMENTO
SISMICO DI SECONDO
LIVELLO**

Approfondimento 5 relativo agli aspetti sismici (App5) - AMPLIFICAZIONE

Tenuto conto di tutti i dati illustrati in relazione e quindi del modello stratigrafico-geofisico-geotecnico evidenziato, possono essere applicate le procedure finali dell'Allegato 5 della D.G.R. 9/2616/2011 per la Stima degli Effetti Litologici e del relativo Fattore di amplificazione (Fa) di sito.

Sono stati esaminati gli scenari di Pericolosità Sismica Locale, funzione della litologia, individuati per l'area del territorio comunale oggetto di approfondimento di 2° livello, per la quale sono stati acquisiti i dati di sismica passiva.

Si è proceduto a definire in primo luogo la Categoria di Sottosuolo attribuibile al sito, tenendo conto della normativa vigente (ex D.M. 14/01/08, ora D.M. 17/01/2018) ed a partire dal piano di campagna.

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

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>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.</i>
B	<i>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.</i>
C	<i>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.</i>
D	<i>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.</i>
E	<i>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.</i>

Per l'ambito esaminato i terreni possono essere classificati come appartenenti alla **categoria C**.

Nel caso in esame il parametro Vs30 secondo le NTC2008, ovvero la velocità media di trasmissione delle onde sismiche di taglio di tipo S nei primi 30 m di sottosuolo, coincide con il parametro Vs,eq secondo le NTC2018, in quanto il substrato o bedrock sismico, ovvero lo strato oltre il quale la velocità di trasmissione delle onde sismiche di taglio di tipo S è maggiore di 800 m/sec, si colloca a oltre 30 m di profondità.



In accordo con la procedura, la successione stratigrafica di riferimento e lo spessore e la velocità di ciascuno strato, come definiti mediante la linea sismica, sono stati **riportati nelle "Schede di Stima degli Effetti Litologici" (figura nella pagina successiva).**

Il primo passo della procedura prevede la definizione della scheda di valutazione (All. 5 D.G.R. 9/2616/2011) più idonea alla stima degli effetti litologici.

Sulla base delle informazioni acquisite durante la fase di indagine geognostica condotta sull'area in esame, è stata utilizzata la scheda per la litologia **sabbiosa**, tenuto conto dei campi di validità riportati nei diagrammi Z-Vs (correlazione profondità- velocità onde sismiche), secondo quanto indicato in proposito dagli Enti Competenti.

Il passo successivo permette, per la scheda litologica scelta, la definizione della curva caratteristica da utilizzare per la stima del valore di Fa di sito. La profondità del primo strato o del primo strato equivalente (spessore > 4 m) e la relativa velocità Vs, definiscono la curva caratteristica da utilizzare ai fini dei calcoli. Qualora lo strato superficiale abbia una profondità inferiore a 4 m si deve utilizzare, per la scelta della curva, lo strato superficiale equivalente, a cui si assegna una velocità Vs calcolata come media pesata del valore di Vs degli strati superficiali la cui somma supera i 4 m di spessore. Nel caso specifico, ne è risultato uno strato superficiale equivalente di spessore pari a 8,5 m e con una velocità Vs di 191 m/sec.

E' stato quindi calcolato il valore del periodo del sito (T), riportato nella scheda in allegato (pari a 1,696 s), ottenuto considerando tutta la stratigrafia ed utilizzando la formula riportata nell'All.5 della DGR 2616/11.

Si è quindi proceduto alla stima del fattore di amplificazione di sito (Fa di sito). Nel calcolo di tale fattore è stata utilizzata la curva 1 riferita all'intervallo di periodo compreso fra 0.1 e 0.5 s (valido per edifici bassi, regolari e piuttosto rigidi, a cui può essere associato quello in progetto), in accordo alla metodologia prevista dalla normativa citata, considerando il tratto rettilineo della curva (valido per valori del periodo proprio del sito compresi superiori a 1 s (nel caso specifico il valore di T calcolato è risultato pari a 1,696 s).

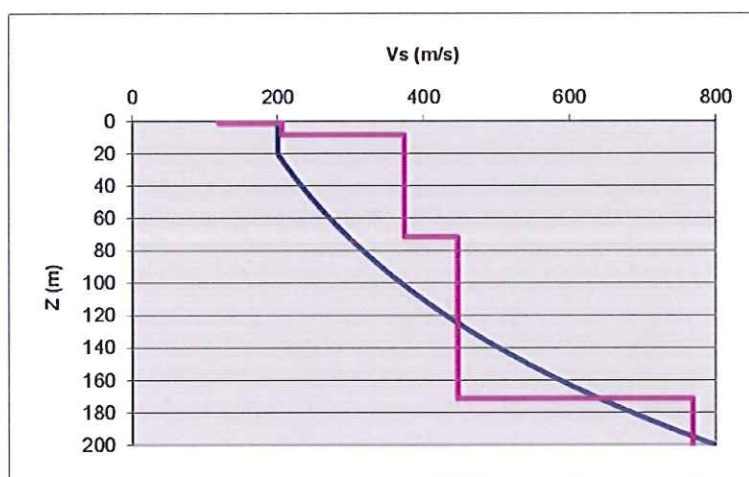
Ne è risultato un fattore di amplificazione Fa pari a 1,0.

STIMA DEGLI EFFETTI LITOLOGICI - ANALISI DI 2° LIVELLO

secondo le procedure dell'All.5 - d.g.r. 9-2616 del 30/11/2011

TERRENO SABBIOSO

Prof base	Nspt	Vs
0		
1,5		120
8,5		206
71,5		374
171,5		447
180		768
190		768
200		768
210		768
220		768
230		768



Primo strato	
Prof base:	8,5
Vs	191

Periodo del sito	
T (s)	1,696

Curva caratteristica	
n°	1

Profondità primo strato (m)	Profondità primo strato (m)																	
	1-3	4	6-12	13	14	16	18	20	25	30	40	50	60	70	90	110	130	150
230	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
250	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
300	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
350	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
400	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
450	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
500	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
600	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
700	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2

VERIFICA

Valori Fa di sito

0,1 s < T < 0,5 s	1,0
-------------------	-----

0,5 s < T < 1,5 s	1,1
-------------------	-----

COMUNE DI CASTELLEONE (CR)

Valori di Fa di soglia

Terreni di tipo:

B	C	D	E
1,4	1,8	2,2	1,9

1,7	2,4	4,1	3,0
-----	-----	-----	-----

Il Fattore di Amplificazione (Fa) calcolato (1,0) risulta inferiore a quello soglia (1,8) fornito da Regione Lombardia per i terreni di categoria C (come ricavato dall'indagine geofisica condotta) e per edifici con periodo di oscillazione compreso fra 0,1 e 0,5 s (edifici bassi, regolari e piuttosto rigidi), cui appartiene l'edificio in progetto



Considerazioni conclusive

Una volta calcolato il Fattore di Amplificazione F_a di sito, la valutazione del grado di protezione viene effettuata in termini di contenuti energetici confrontando tale valore con un parametro di analogo significato calcolato dal Politecnico di Milano per ciascun comune della Regione Lombardia, e per le diverse categorie di suolo (Norme Tecniche per le Costruzioni) soggette ad amplificazioni litologiche (B, C, D ed E).

Tale valore di riferimento rappresenta il valore soglia oltre il quale lo spettro proposto dalla normativa risulta insufficiente a tenere in considerazione la reale amplificazione presente nel sito.

Nel caso specifico, il valore fornito da Regione Lombardia per il Comune di Castelleone, riferito all'intervallo di periodo compreso fra 0,1 e 0,5 s, è pari a 1,8 per terreni di categoria C (la categoria di suolo di fondazione è stata stabilita sulla base dell'esito della prospezione geofisica condotta).

Ne risulta che il Fattore di Amplificazione F_a calcolato (1.0) è inferiore al valore soglia proposto da Regione Lombardia (1.8), e la normativa nazionale è sufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica.

Come conseguenza dell'analisi condotta, si ritiene possibile terminare l'approfondimento 5 relativo agli aspetti sismici utilizzando la categoria di Sottosuolo determinata attraverso il valore di $V_{s,eq}$ misurato.

Nei calcoli geotecnici si dovrà pertanto far riferimento alla categoria di Sottosuolo C

23 aprile 2021


dott. geol. Giulio Mazzoleni


dott. geol. Davide Incerti

Allegato 6

PARAMETRI SISMICI DI SITO E DI PROGETTO

Parametri sismici

Tipo di elaborazione: Stabilità dei pendii
Muro rigido: 0

Sito in esame.
latitudine: 45,306927
longitudine: 9,754152
Classe: 2
Vita nominale: 50

Siti di riferimento	ID	Lat	Lon	Distanza:
3140,765	Sito 1 ID: 12934	Lat: 45,3260	Lon: 9,7246	Distanza:
4006,849	Sito 2 ID: 12935	Lat: 45,3282	Lon: 9,7955	Distanza:
4716,627	Sito 3 ID: 13157	Lat: 45,2783	Lon: 9,7986	Distanza:
4006,595	Sito 4 ID: 13156	Lat: 45,2761	Lon: 9,7277	Distanza:

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C
Categoria topografica: T1
Periodo di riferimento: 50anni
Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):
Probabilità di superamento: 81 %
Tr: 30 [anni]
ag: 0,030 g
Fo: 2,501
Tc*: 0,202 [s]

Danno (SLD):
Probabilità di superamento: 63 %
Tr: 50 [anni]
ag: 0,037 g
Fo: 2,547
Tc*: 0,218 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):
Probabilità di superamento: 10 %
Tr: 475 [anni]
ag: 0,088 g
Fo: 2,539
Tc*: 0,288 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):
Probabilità di superamento: 5 %
Tr: 975 [anni]
ag: 0,112 g
Fo: 2,532
Tc*: 0,298 [s]

Coefficienti sismici Stabilità dei pendii

SLO:
Ss: 1,500
Cc: 1,780
St: 1,000
Kh: 0,009
Kv: 0,005
Amax: 0,447
Beta: 0,200

SLD:
Ss: 1,500
Cc: 1,740
St: 1,000
Kh: 0,011
Kv: 0,006

Amax: 0,550
Beta: 0,200

SLV:

Ss: 1,500
Cc: 1,580
St: 1,000
Kh: 0,026
Kv: 0,013
Amax: 1,290
Beta: 0,200

SLC:

Ss: 1,500
Cc: 1,570
St: 1,000
Kh: 0,040
Kv: 0,020
Amax: 1,652
Beta: 0,240

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50
Geostru

Coordinate WGS84

latitudine: 45.305994
longitudine: 9.753108