

PROPONENTE: AUDERO MASSIMO

REGIONE CAPPELLA STELLA 17, MACELLO (TO)

**OGGETTO: ISTANZA DI VALUTAZIONE DI IMPATTO AMBIENTALE E
ISTANZA DI MODIFICA SOSTANZIALE DI AUTORIZZAZIONE
INTEGRATA AMBIENTALE PER AMPLIAMENTO DI ALLEVAMENTO
AVICOLO ESISTENTE**

ALLEGATO 2

RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA A CURA DEL
DOTT. GEOL. LUCA FILIERI

REGIONE PIEMONTE
CITTÀ METROPOLITANA DI TORINO

Comune di Macello



RELAZIONE GEOLOGICA
N.T.C. 2018

OGGETTO

Realizzazione di due capannoni per allevamento avicolo

Richiedente

Audero Massimo

Tecnico

Dott. Geol. Luca Filieri
Iscr. Ordine dei Geologi del Piemonte n. 566



- dicembre 2022 -

STUDIOAPOGEO

Ambiente e Territorio

INDICE

1 Premessa	3
2 Inquadramento geologico, idrogeologico e geomorfologico	4
3 Vincoli di P.R.G.C.	11
4 Modello geologico del sito in esame	14
5 Caratterizzazione geotecnica	21
6 Zonazione sismica	23
7 Capacità portante dei terreni	25
8 Stabilità nei confronti della liquefazione	28
9 Prescrizioni in ordine alla corretta esecuzione dei lavori	29
10 Conclusioni	31

ALLEGATI

- ❖ Tavole di inquadramento
- ❖ Rapporto tecnico indagini sismiche
- ❖ Tabulati calcolo capacità portante

1 Premessa

La presente relazione geologica fa riferimento al progetto di realizzazione di due capannoni per allevamento avicolo nel Comune di Macello (TO).

Il documento adempie agli obblighi di legge (N.T.C. 2018) relativamente alla parte geologica e viene realizzato ad integrazione degli elaborati progettuali secondo quanto previsto dai vigenti strumenti urbanistici del Comune di Macello.

In particolare lo scopo del presente lavoro è quello di determinare le caratteristiche geologiche, geomorfologiche, idrogeologiche e sismiche del sito in cui sono inseriti gli interventi in progetto.

Il sito in esame è localizzato presso la Regione Cappella Stella, a est del concentrico di Macello, ad una quota di circa 276 m s.l.m. ed è identificabile sugli estratti di C.T.R. 1:10.000 e BDTRE sezione n° 173100 riportati in allegato.

Le coordinate (rif. WGS84/UTM zone 32N) dell'area oggetto di studio, in posizione circa mediana, sono:

377416 E

4968115 N



Figura 1.1 - Immagine satellitare con indicazione dell'area in studio

Per i dettagli progettuali e l'inquadramento topografico e catastale si rimanda agli specifici elaborati tecnici.

2 Inquadramento geologico, idrogeologico e geomorfologico

2.1 Inquadramento geologico

L'area in studio è individuabile sulla C.G.I. 1:100.000 Foglio n°67 "Pinerolo", di cui viene riportato un estratto in Fig. 2.1.

Dall'esame della cartografia si evince che il sito in studio è caratterizzato da depositi alluvionali recenti (a^2) che sfumano a nord verso i depositi alluvionali terrazzati (a^1).



Figura 2.1 - Estratto della C.G.I. Foglio "Pinerolo" con indicazione dell'area in studio (freccia rossa)

Il sito in esame, dal punto di vista geologico regionale, è ubicato in corrispondenza di un settore pianeggiante costituito da depositi fluviali e fluvio-glaciali del periodo quaternario, che si raccorda con i rilievi alpini che sorgono immediatamente a ridosso di Pinerolo, caratterizzati dall'affioramento di litotipi riferibili al "Massiccio Cristallino del Dora-Maira", il più meridionale fra i massicci cristallini interni di pertinenza pennidica. Questi litotipi sono generalmente interpretati come il prodotto della trasformazione metamorfica legata al ciclo orogenetico alpino di originarie sequenze detritiche di età carbonifera.

Il Complesso Dora-Maira affiora nel settore interno della catena alpina nel tratto compreso tra la Val Maira e la Val Susa e rappresenta una porzione di crosta continentale di pertinenza paleoeuropea appartenente alle unità Pennidiche Superiori. Da un punto di vista litologico il complesso è composto da un basamento polimetamorfico di probabile età precarbonifera e da unità metamorfiche di copertura tra le quali, nel settore settentrionale del massiccio, si rinvenivano unità carbonatiche. I litotipi che costituiscono tale complesso sono principalmente micascisti e gneiss localmente associati a quarziti, marmi e anfiboliti.

I depositi che compongono il settore pianeggiante, che si raccorda con i rilievi alpini e si estende verso est, sono descritti nel Foglio n. 67 "Pinerolo" della C.G.I. alla scala 1:100.000 (Fig. 2.1), e nella carta geologica semplificata redatta da COLLO (1995, *L'evoluzione tettonica recente del Pinerolese (Alpi Occidentali, prov. di Torino) nell'ambito dei rapporti tra le Alpi e la Collina di Torino*. In: Polino R. e Sacchi R., Atti del Convegno "Rapporti Alpi-Appennino e guida alle escursioni". Peveragno (CN), 31 maggio – 1 giugno 1994. Acc. Naz. Sci., Roma, 14, 463-483 - Fig. 2.2).

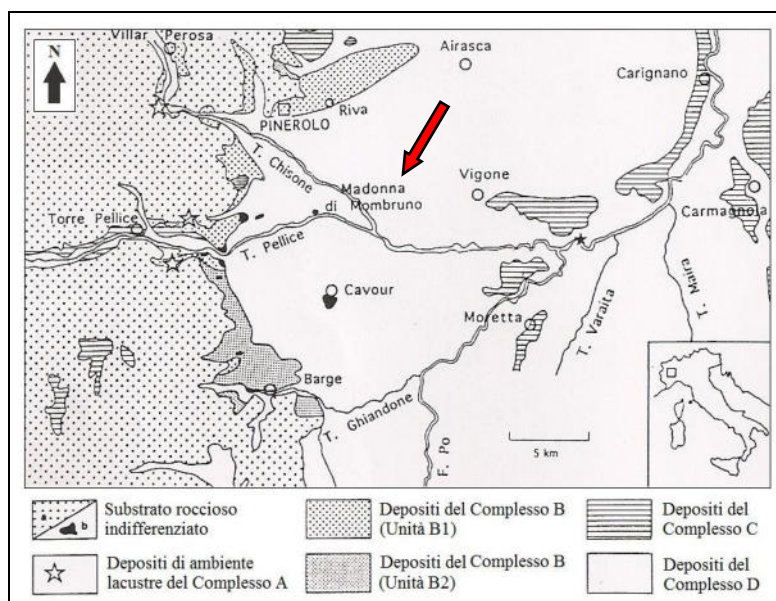


Figura 2.2 – Carta geologica semplificata (da Collo, 1995, modificata) con indicazione dell'area in studio (freccia rossa). a) substrato roccioso preterziario indifferenziato; b) principali affioramenti nell'area di pianura.

Lungo la fascia pedemontana, e soprattutto allo sbocco in pianura delle Valli Chisone e Pellice, la C.G.I. indica la presenza di diluvium antico ferrettizzato, talora con facies glaciale, fortemente terrazzato; tali depositi corrispondono ai termini del Complesso B individuato da COLLO (1995). Egli riconosce all'interno di questo Complesso due unità:

- ❖ l'Unità B1, che affiora lungo il margine rilievi-pianura e in corrispondenza del "Rilievo di Riva", situato a ENE di Pinerolo. Essa è rappresentata da depositi ghiaioso-ciottolosi di ambiente torrentizio fortemente alterati, riferibili alla parte bassa del Pleistocene medio;
- ❖ l'Unità B2, distribuita nella fascia pedemontana e costituita da depositi ghiaioso-ciottolosi di ambiente torrentizio alterati e da depositi di ambiente fluviale riferibili alla parte medio-alta del Pleistocene medio.

Al tetto di questi depositi, sul versante sinistro della bassa Valle Pellice, sono presenti depositi morenici antichi (Foglio 67 "Pinerolo"), appartenenti, secondo COLLO (1995), al Complesso C, datati Pleistocene superiore. A tale Complesso, oltre ai depositi glaciali, sono attribuibili i depositi fluviali rissiani terrazzati, affioranti in corrispondenza degli abitati di Scalenghe e Vigone e a WNW di Villafranca Piemonte. Tali depositi sono costituiti da ghiaie, sabbie e sabbie argillose con disposizione lenticolare, con paleosuolo giallo-rossiccio, localmente ricoperti da un potente strato di loess giallastro.

I depositi che costituiscono la restante parte di pianura appartengono al Complesso D e sono rappresentati da ghiaie, sabbie e limi di esondazione fluviale di età olocenica, il cui spessore non supera i 10-20 m. A tali depositi sono attribuibili: le alluvioni terrazzate, diffuse a S del T. Pellice, nell'area compresa fra il T. Chisone e il T. Pellice e a N del T. Lemina; le alluvioni argilloso-sabbiose e ghiaiose, debolmente sospese sulle alluvioni recenti; le alluvioni recenti e medio-recenti, costituite da sabbie e sabbie argillose con locali intercalazioni di ghiaie.

2.2 Inquadramento idrogeologico

Nell'area in studio, in funzione delle caratteristiche litologiche, strutturali e di permeabilità relativa, possono essere distinti due diversi Complessi idrogeologici di seguito descritti:

- *Complesso Superficiale* - comprende i depositi fluviali olocenici e i depositi fluviali e fluvioglaciali del Pleistocene medio-superiore. Essi sono formati fondamentalmente da ghiaie e sabbie con subordinate intercalazioni limoso-argillose; si tratta perciò di materiali molto permeabili. I termini più antichi, topograficamente più elevati, presentano in superficie un paleosuolo argilloso che, se conservato, garantisce una protezione naturale alle sottostanti falde idriche perché riduce la possibilità di infiltrazione. I depositi più recenti, di età olocenica, sono distribuiti lungo i principali corsi d'acqua e costituiscono fasce di larghezza variabile.

La permeabilità relativa del Complesso è piuttosto elevata, anche se si possono incontrare orizzonti con abbondante matrice fine con permeabilità inferiore. Questo insieme di depositi di origine fluviale-fluvioglaciale di età Pleistocene medio-Olocene rappresenta l'*Acquifero Superficiale*, contenente una falda idrica a superficie libera caratterizzata da una direzione di deflusso subparallela all'andamento del reticolo idrografico superficiale;

- *Complesso Villafranchiano* - si tratta di depositi fluvio-lacustri con età compresa tra il Pliocene superiore e il Pleistocene inferiore, costituiti da alternanze di sedimenti di ambiente fluviale (ghiaie e sabbie) e di ambiente lacustro-palustre (limi e argille con frequenti intercalazioni di livelli ricchi di sostanza organica).

All'interno del *Complesso Villafranchiano*, in corrispondenza dei livelli permeabili ghiaioso-sabbiosi di origine fluviale, sono contenute varie falde idriche in pressione, confinate dai livelli limoso-argillosi di origine palustre-lacustre, che fungono da setti impermeabili. Questo sistema multifalde in pressione rappresenta il sistema idrico più sfruttato della Pianura Torinese, anche a motivo delle sue caratteristiche di elevata protezione naturale. Le falde in pressione dell'Acquifero Villafranchiano sono separate tra loro e, soprattutto, lo sono rispetto alla falda superficiale.

Il sito oggetto di studio è quindi caratterizzato dalla sovrapposizione di distinti complessi omogenei dal punto di vista idrogeologico il cui livello di separazione è collocato in corrispondenza del primo orizzonte limoso-argilloso impermeabile.

Per un maggior approfondimento dell'idrogeologia dell'area sono state prese in considerazione la vecchia "Carta della base dell'acquifero superficiale del settore di pianura della Provincia di Torino" approvata con D.G.P. n. 60-262846/2000 e la "Carta dei Complessi Idrogeologici della Regione Piemonte – Provincia di Torino" ("Idrogeologia della pianura piemontese", REGIONE PIEMONTE, 2005).

Dalla consultazione della "Carta della base dell'acquifero superficiale del settore di pianura della Provincia di Torino" si evince che l'area indagata risulta collocata all'interno dei depositi fluviali prevalentemente ghiaiosi poco o per nulla alterati (Pleistocene sup. - Olocene). Tali depositi sono prevalentemente ghiaiosi, possiedono elevata permeabilità e contengono una ricca falda idrica a superficie libera, in rapporto diretto di interdipendenza idraulica con i corsi d'acqua.

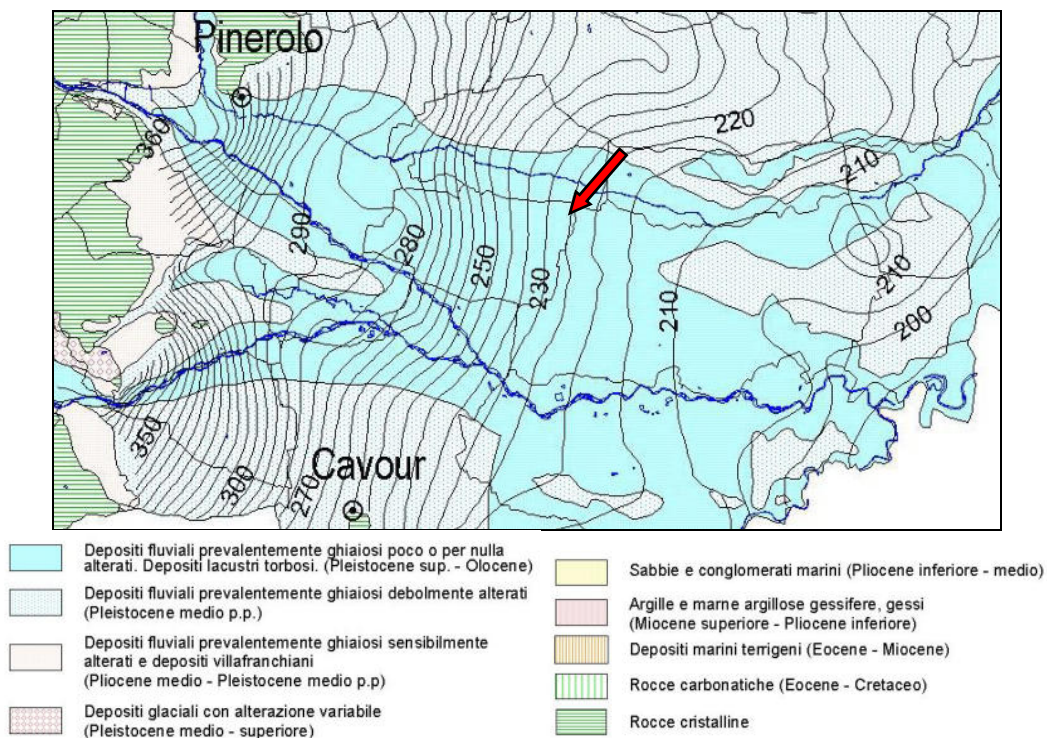


Figura 2.3 - Estratto della vecchia "Carta della base dell'acquifero superficiale del settore di pianura della Provincia di Torino" (Prov. di Torino e Università degli Studi di Torino, 2002) con indicazione dell'area in studio (freccia rossa)

La "Carta dei Complessi Idrogeologici della Regione Piemonte – Provincia di Torino" ("Idrogeologia della pianura piemontese", REGIONE PIEMONTE, 2005), di cui se ne riporta un estratto in Fig. 2.4, evidenzia come l'area in studio ricada all'interno del Complesso dei Depositi Alluvionali Olocenici appartenente alla Serie dei Depositi Continentali (Olocene – Pleistocene inf.), costituito da depositi ghiaiosi e ghiaioso-sabbiosi, talora debolmente terrazzati, con lenti sabbioso-argillose, fiancheggianti i principali corsi d'acqua; tali depositi sono permeabili per porosità e ospitano una ricca falda idrica a superficie libera in diretto collegamento con la rete idrografica.

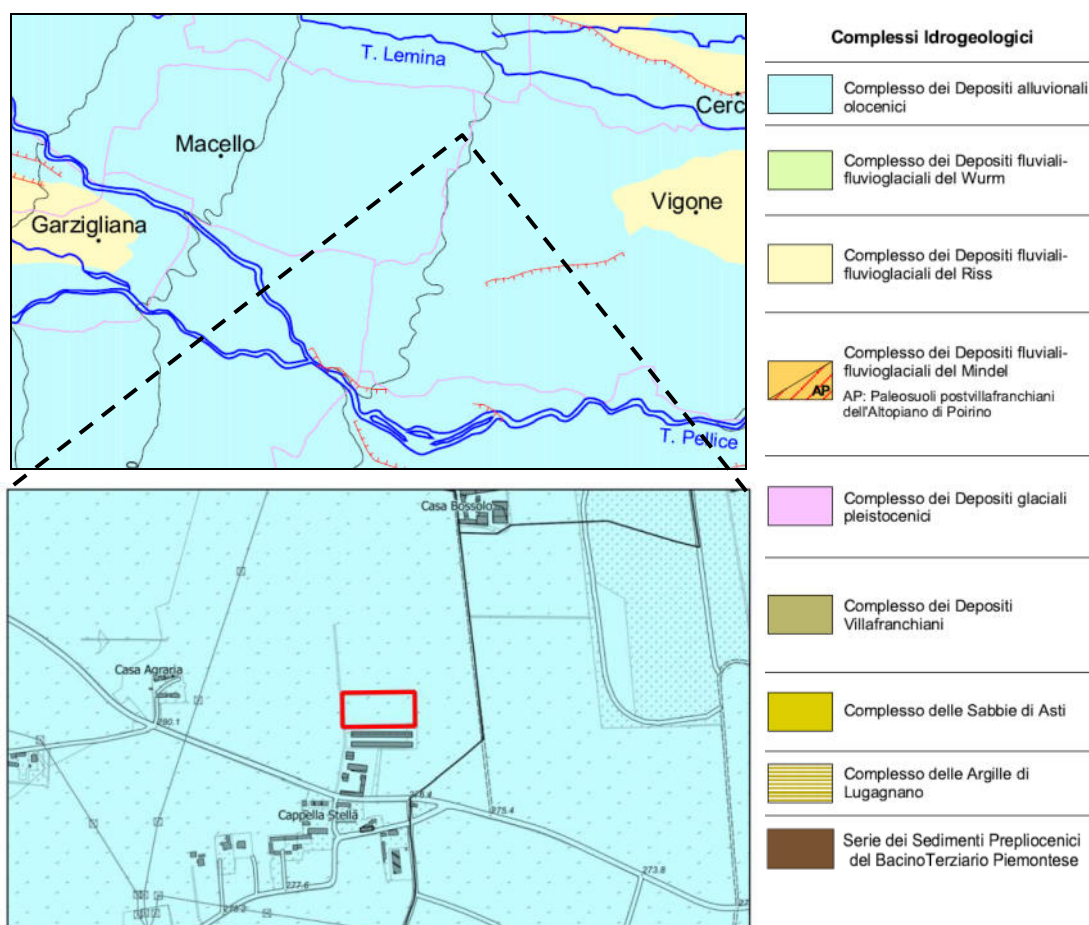


Figura 2.4 - Estratto della "Carta dei Complessi Idrogeologici della Regione Piemonte – Provincia di Torino" ("Idrogeologia della pianura piemontese", REGIONE PIEMONTE, 2005) e dettaglio su base cartografica BDTR con indicazione dell'area in studio (poligono rosso)

Per quanto concerne l'assetto idrogeologico puntuale del sito in esame, in base alle indicazioni bibliografiche, la falda libera si colloca ad una profondità di circa 10-12 m da p.c., con oscillazioni di carattere stagionale.

Tale dato trova conferma nella "Carta della soggiacenza della falda idrica a superficie libera relativa al territorio di pianura della Regione Piemonte – Provincia di Torino" ("Idrogeologia della pianura piemontese", REGIONE PIEMONTE, 2005), in quanto l'area oggetto di studio si colloca all'interno di un settore contraddistinto da valori di soggiacenza compresi tra 10 e 20 m da p.c. (Fig. 2.5).

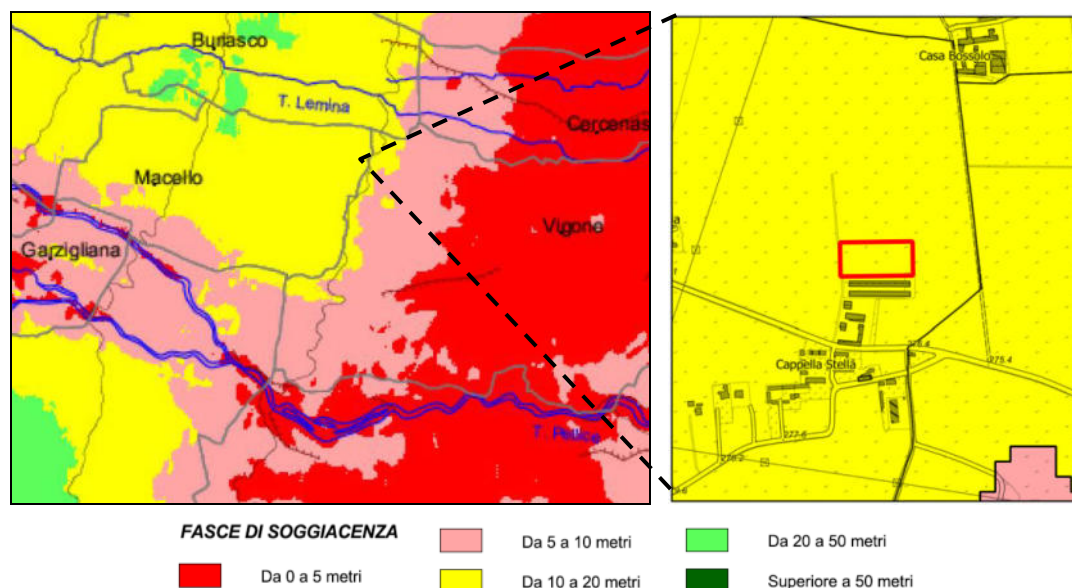


Figura 2.5 - Estratto della "Carta della soggiacenza della falda idrica a superficie libera relativa al territorio di pianura della Regione Piemonte – Provincia di Torino" (*"Idrogeologia della pianura piemontese"*, REGIONE PIEMONTE, 2005) e dettaglio su base cartografica BDTRE con indicazione dell'area in studio (poligono rosso)

2.3 Inquadramento geomorfologico

L'area in esame, dal punto di vista geomorfologico, è ubicata nella pianura pedemontana localizzata al bordo dei rilievi che sorgono immediatamente a ridosso di Pinerolo.

L'area di pianura corrisponde a una superficie pianeggiante debolmente inclinata verso est, nel senso di deflusso dei corsi d'acqua, costituita da depositi fluviali e fluvio-glaciali; la genesi di tale forma è riconducibile al susseguirsi di ripetuti fenomeni di sedimentazione che hanno contraddistinto fondamentalmente l'attività del T. Pellice, del T. Chisone e del T. Lemina.

La pianura alluvionale si raccorda con i fondovalle delle Valli Chisone e Pellice attraverso due superfici aventi un'inclinazione intermedia (nell'ordine del 10-20‰) e andamento in pianta a forma di ventaglio; tali superfici rappresentano i conoidi alluvionali del T. Pellice e del T. Chisone (Fig. 2.6).

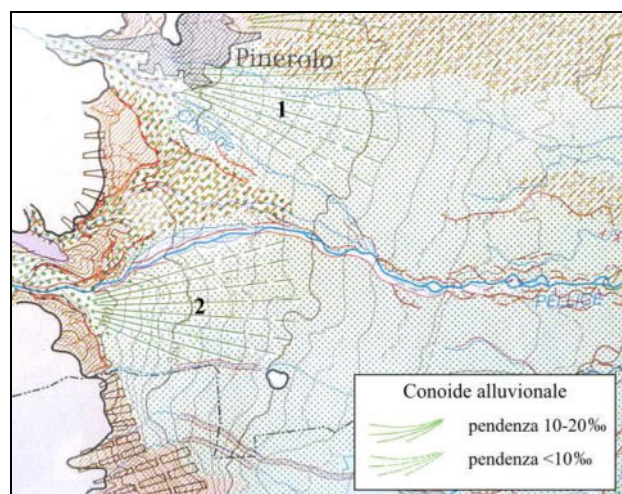


Figura 2.6
Stralcio della Carta Geomorfologica della Pianura Padana alla scala 1:250.000 (M.U.R.S.T., 1997, modificato).
1) Conoide alluvionale del T. Chisone;
2) Conoide alluvionale del T. Pellice.

Tali forme di accumulo fluviale sono caratterizzate da un profilo longitudinale con una pendenza costante e relativamente modesta, a seconda dell'inclinazione del corso d'acqua che le genera, e da un profilo trasversale debolmente convesso, indicativo di un più cospicuo apporto sedimentario nell'area centrale. I due conoidi alluvionali, essendo la prosecuzione dei fondovalle, sono costituiti da sedimenti grossolani (ghiaie e sabbie).

I corsi d'acqua che hanno maggiormente condizionato l'evoluzione geomorfologica del settore di pianura in esame sono il T. Chisone e il T. Lemina. Il T. Chisone ha un andamento sub-rettilineo fino alla sua confluenza nel T. Pellice; l'alveo è di tipo monocursale, con tendenza alla pluricursalità nel tratto prossimo alla confluenza.

Il T. Lemina ha un alveo monocursale e possiede un andamento rettilineo, dovuto soprattutto alla presenza di argini artificiali che ne condizionano l'andamento.

Nel dettaglio l'area in studio si colloca in destra idrografica del Torrente Lemina che scorre a nord del sito in esame, a circa 1,0 km di distanza, con direzione di flusso W-E.

Dalla consultazione dell'Allegato 1 "Carta geomorfologica e dei dissesti" del P.R.G.C. di Macello (Fig. 2.7) si osserva che l'area indagata ricade esternamente rispetto ai dissesti cartografati e non si evidenziano altri fenomeni di instabilità nell'intorno significativo.

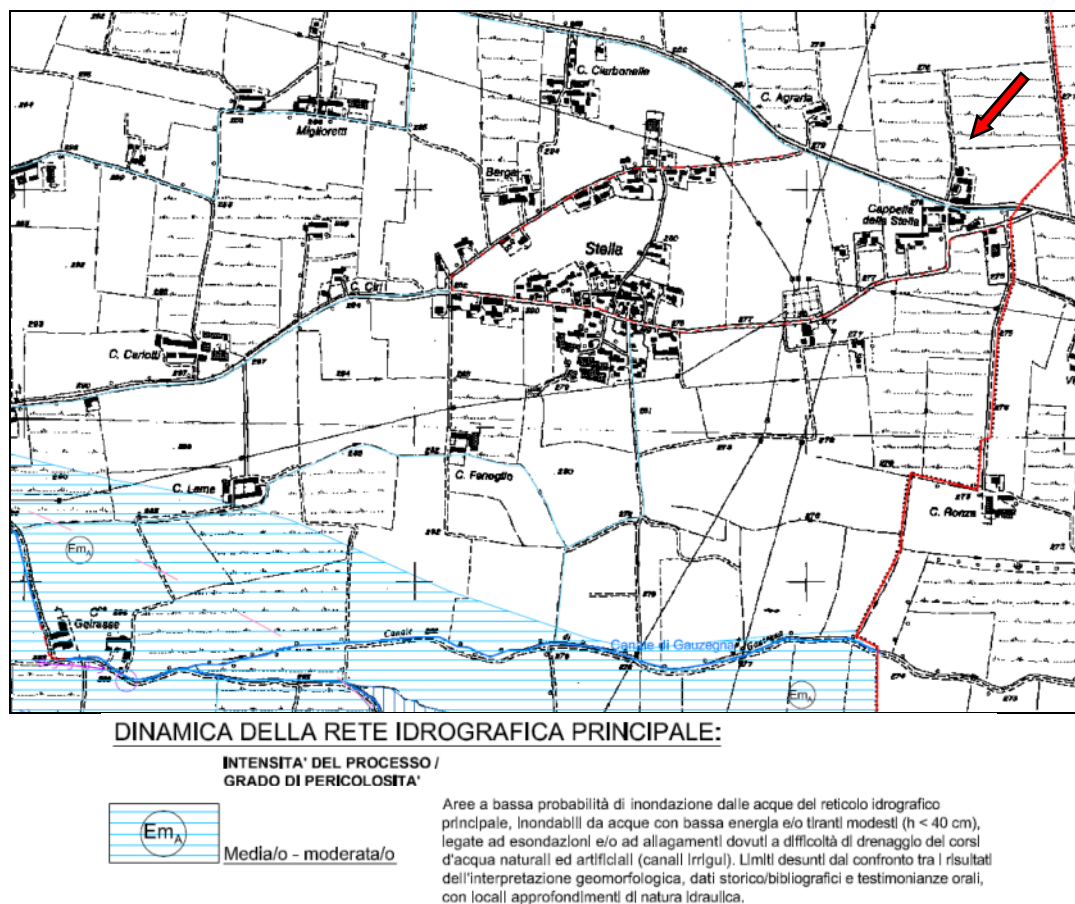


Figura 2.7 - Estratto dell'Allegato 1 "Carta geomorfologica e dei dissesti" del P.R.G.C. di Macello con indicazione dell'area in studio (freccia rossa)

3 Vincoli di P.R.G.C.

Dall'esame degli elaborati tecnici del vigente Piano Regolatore Generale Comunale, ed in particolare in riferimento agli aspetti geologico-geomorfologici in essi contemplati, si evince che l'area oggetto della presente relazione ricade nelle seguenti categorie:

❖ Pericolosità geomorfologica: *Classe II*

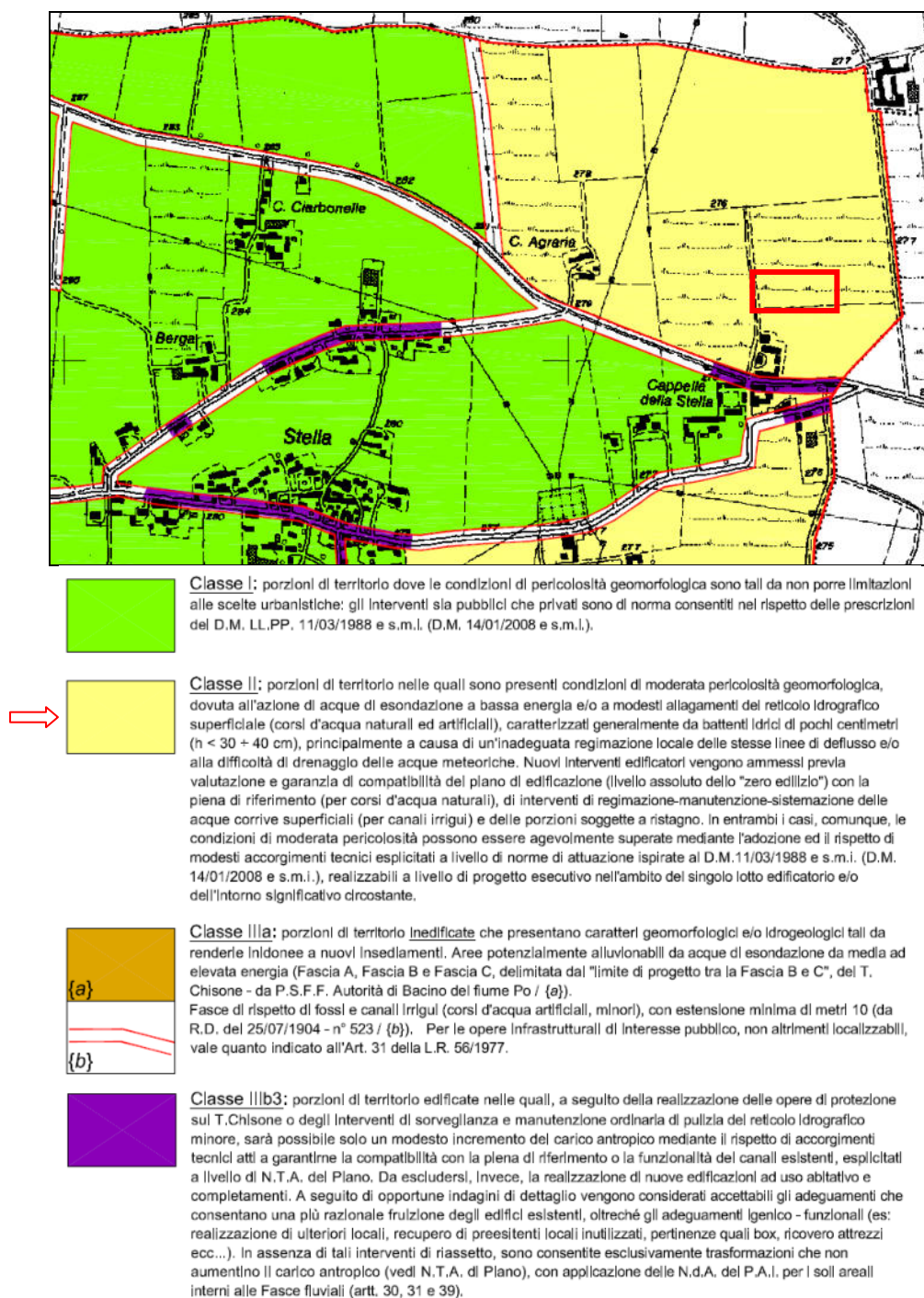


Figura 3.1 - Estratto dell'Allegato 6 "Carta di sintesi dell'idoneità all'utilizzazione urbanistica" del P.R.G.C. di Macello con indicazione dell'area in studio (poligono rosso)

La Classe II è così descritta nelle Norme Tecniche di Attuazione del P.R.G.C. di Macello:

**ARTICOLO 36 - CLASSI DI IDONEITÀ ALL'UTILIZZAZIONE URBANISTICA
(CIRC. P.G.R. N. 7/LAP/96)**

(...)

4.2 CLASSE II - Porzioni di territorio nelle quali le condizioni di moderata pericolosità geomorfologica possono essere superate con l'adozione ed il rispetto di accorgimenti tecnici adottabili nell'ambito del singolo lotto edificatorio o dell'intorno significativo circostante. Tali interventi non devono incidere negativamente sulle aree limitrofe, né condizionarne la propensione all'edificabilità.

Interventi ammessi:

- a) Ogni tipologia di intervento a carattere edilizio di cui all'articolo 9 delle presenti norme.
- b) Le condizioni di moderata pericolosità geomorfologica rendono tali zone idonee a nuovi insediamenti previa valutazione di compatibilità della quota del piano di edificazione con quella della piena di riferimento (per corsi d'acqua naturali), di interventi di regimazione-manutenzione-sistemazione delle acque corrive superficiali (per canali irrigui) e delle porzioni soggette a ristagno. Le condizioni di moderata pericolosità possono essere superate con l'adozione di accorgimenti tecnici da adottare nell'ambito del singolo lotto edificatorio o dell'intorno significativo circostante.
- c) In fase di progettazione devono essere previste, oltre alle indagini e verifiche previste dal D.M. 14/01/2008 s.m.i., anche approfondimenti specifici volti a definire lo spessore della coltre di alterazione, le condizioni di stabilità in oggetto, le caratteristiche geotecniche ed idrogeologiche (verifica della soggiacenza della falda freatica e della capacità drenante, al fine di valutare la necessità di adeguamento delle quote di imposta degli edifici e la compatibilità di eventuali locali interrati), nell'ambito del singolo lotto edificatorio o dell'intorno significativo circostante.
- d) I progetti di nuove costruzioni o gli ampliamenti e ristrutturazioni di costruzioni esistenti andranno corredati da piani quotati adeguatamente estesi intorno all'area e accompagnati da verifiche di compatibilità idrogeologica degli interventi previsti (movimenti terra, livellamenti, modificazioni delle linee di drenaggio, opere di protezione dalle acque di deflusso superficiale devono essere adeguatamente motivati e verificati).
- e) il primo piano fuori terra degli edifici ad uso residenziale, produttivo od agricolo, deve essere predisposto secondo i seguenti criteri.
 - d1) la quota di calpestio non dovrà essere inferiore a quella esistente (per ampliamenti e ristrutturazioni di costruzioni esistenti) e non inferiore alla maggiore tra le quote dei piani fuori terra degli edifici esistenti nelle immediate vicinanze o, in assenza di questi, alla quota del piano marciapiede o della strada comunale o provinciale di accesso e comunque mai inferiore alle quote di massima piena contenute nello studio idraulico allegato al Piano Regolatore ove i dati sono disponibili;
 - d2) per le nuove costruzioni è prescritto che la quota di calpestio sia sopraelevata mediante l'innalzamento del piano di campagna attualmente esistente di almeno cm. 50 oltre le quote di massima piena contenute nello studio idraulico allegato al Piano Regolatore ove disponibile, in modo che i piani terreno delle nuove edificazioni siano predisposti su rilevato, per eliminare i problemi legati all'interferenza con le potenziali acque di esondazione, allagamento e/o fenomeni di drenaggio insufficiente.
 - d3) le rampe di accesso ai locali interrati e seminterrati, ove ammessi, dovranno avere soglie poste ad una quota maggiore di almeno 50 cm rispetto al piano strada vicinale, comunale, provinciale, di accesso;
 - d4) siano previste, per i nuovi interventi edificatori, opere di impermeabilizzazione-soprattutto nell'ambito di quegli interventi di interesse pubblico non altrimenti localizzabili;

Nei settori areali potenzialmente interessati dalla dinamica del Torrente Chisone valutati in Classe II (con intensità del processo / grado di pericolosità media/o - moderata/o - EmA), indicati anche all'interno dell'Allegato geologico n° 5 - Carta dell'ultimo evento alluvionale (13-16 ottobre 2000) relativo all'Aprile 2002, non è ammessa la realizzazione di piani interrati.

12

Il presente elaborato è volto a soddisfare le suddette prescrizioni.

L'area in studio si colloca inoltre:

- all'esterno delle zone soggette a vincolo per scopi idrogeologici;
- all'esterno delle fasce fluviali del P.A.I. (Fig. 3.2);
- all'esterno delle aree alluvionabili, così come individuate nelle Mappe di pericolosità e di rischio del Piano di Gestione Rischio Alluvioni (PGRA) aggiornate al 2020 (cfr. Fig. 3.3).

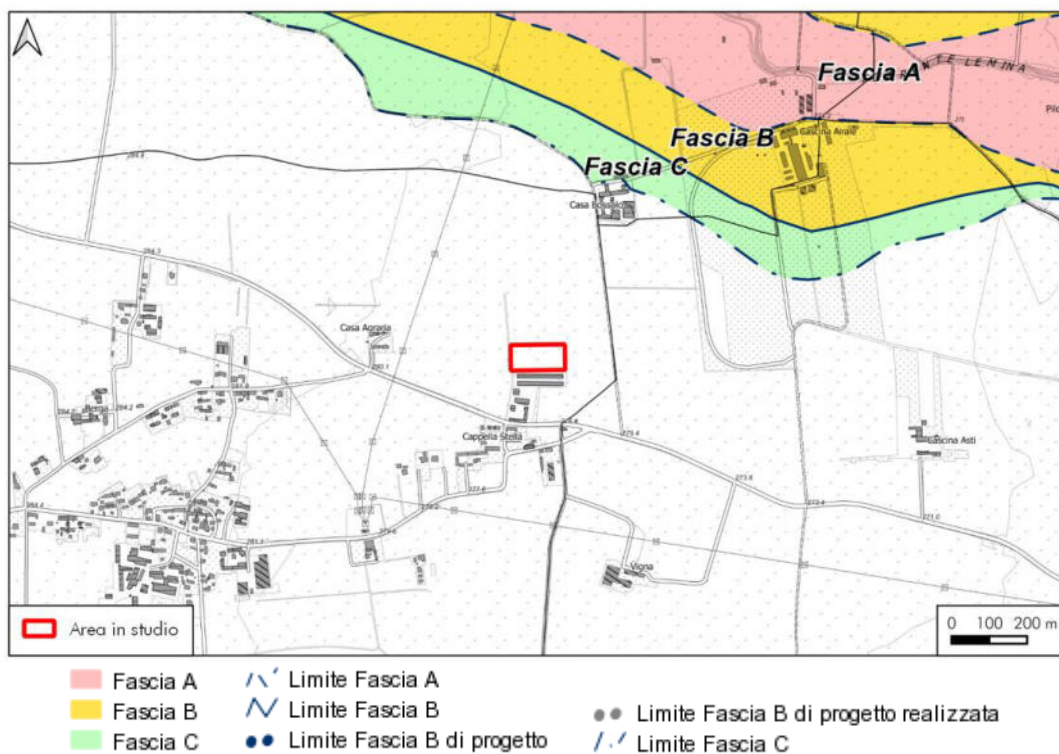


Figura 3.2 - Estratto di BDTRE con indicazione delle fasce fluviali del P.A.I. e dell'area in studio

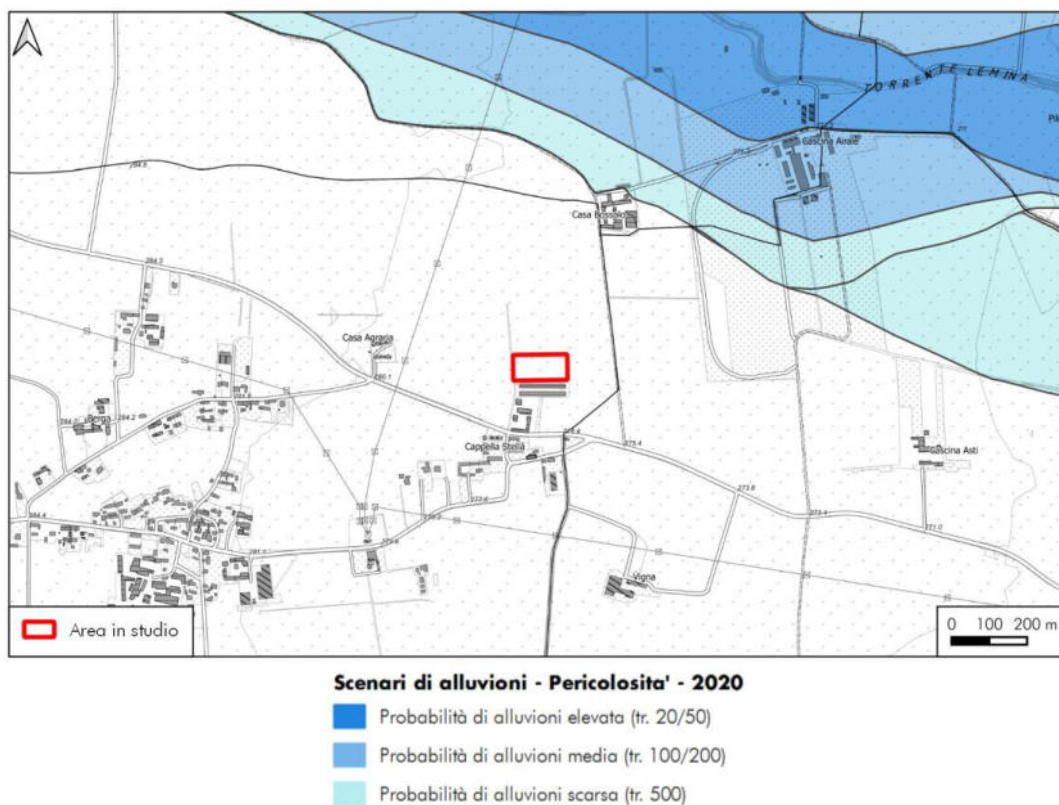


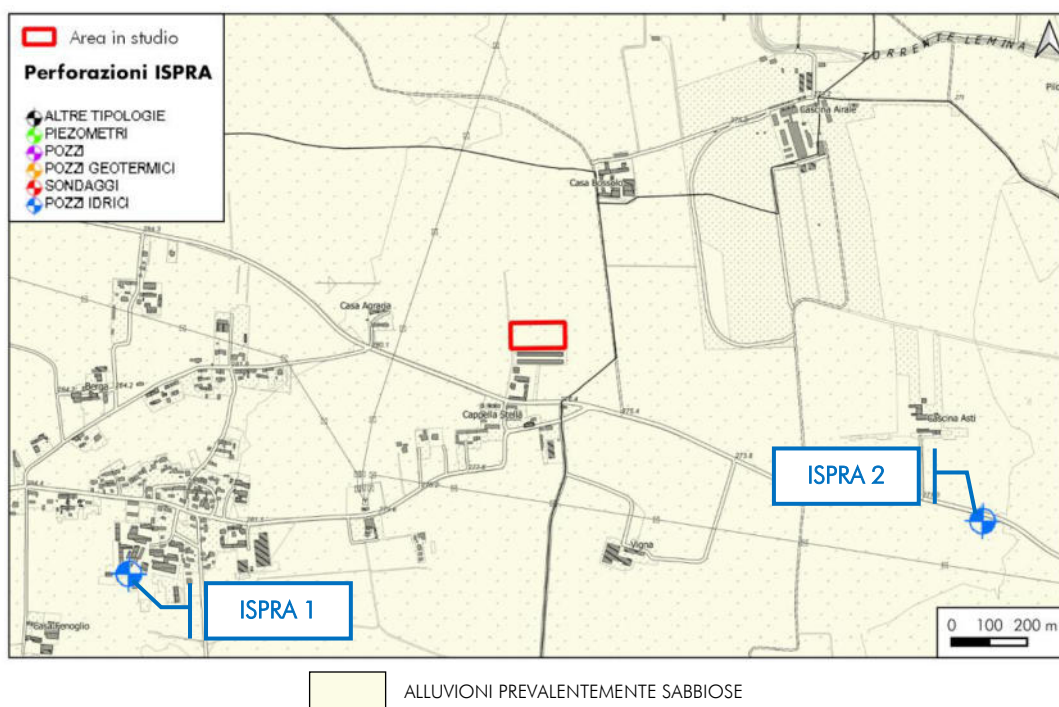
Figura 3.3 - Estratto delle Mappe di pericolosità e di rischio del Piano di gestione rischio alluvione (PGRA) aggiornate al 2020 su base cartografica BDTRE con indicazione dell'area in studio

4 Modello geologico del sito in esame

In considerazione della tipologia di intervento, per poter procedere alla caratterizzazione del sottosuolo dell'area d'indagine si è ritenuto necessario procedere come segue:

1. esame dell'Archivio Nazionale delle Indagini nel Sottosuolo (Legge 464/84) consultabile dal Portale del Servizio Geologico d'Italia di ISPRA;
2. consultazione degli elaborati geologici del P.R.G.C. vigente;
3. esecuzione di un'indagine MASW.

1. La consultazione dell'Archivio Nazionale delle Indagini nel Sottosuolo (Legge 464/84) di ISPRA ha permesso di ricavare i dati stratigrafici relativi a perforazioni realizzate nelle vicinanze dell'area in studio e ricadenti nello stesso contesto geologico del sito in esame (Fig. 4.1).



ISPRA 1

STRATIGRAFIA

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Spessore (m)	Età geologica	Descrizione litologica
1	0,00	1,00	1,00		TERRENO VEGETALE
2	1,00	16,00	15,00		MISTO PIETRE E SABBIA
3	16,00	17,00	1,00		MACIGNO
4	17,00	44,00	27,00		MISTO SABBIA E GHIAIA
5	44,00	47,00	3,00		ARGILLA
6	47,00	60,00	13,00		MISTO GHIAIA E PIETRE

ISPRA 2

STRATIGRAFIA

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Spessore (m)	Età geologica	Descrizione litologica
1	0,00	1,00	1,00		TERRENO VEGETALE
2	1,00	12,00	11,00		DEPOSITI GHIAIOSO-CIOTTOLOSI
3	12,00	20,00	8,00		DEPOSITI SABBIOSI CON GHIAIA
4	20,00	30,00	10,00		DEPOSITI CIOTTOLOSO-GHIAIOSI

Figura 4.1 - Estratto della Carta Litologico Giacimentologica di Arpa Piemonte su base BDTR con ubicazione delle perforazioni realizzate nelle vicinanze dell'area in studio e relativi dati (Archivio Nazionale delle Indagini nel Sottosuolo-Legge 464/84-di ISPRA)

Le stratigrafie relative alle perforazioni evidenziano, al di sotto di un primo orizzonte superficiale costituito da terreno vegetale, la presenza di depositi ghiaioso- ciottoloso-sabbiosi prevalenti fino a profondità non più significative per quanto in progetto.

2. Dalla consultazione dell'Allegato 4 "Carta della caratterizzazione litotecnica dei terreni" del P.R.G.C. di Macello si evince che il sito oggetto di studio è caratterizzato da depositi alluvionali costituiti da alternanze di livelli ghiaiosi con ciottoli e blocchi e livelli limoso-sabbiosi; in superficie è presente un suolo bruno dello spessore variabile da 1 a 1,5 m. Tali depositi possiedono generalmente buone caratteristiche geotecniche.

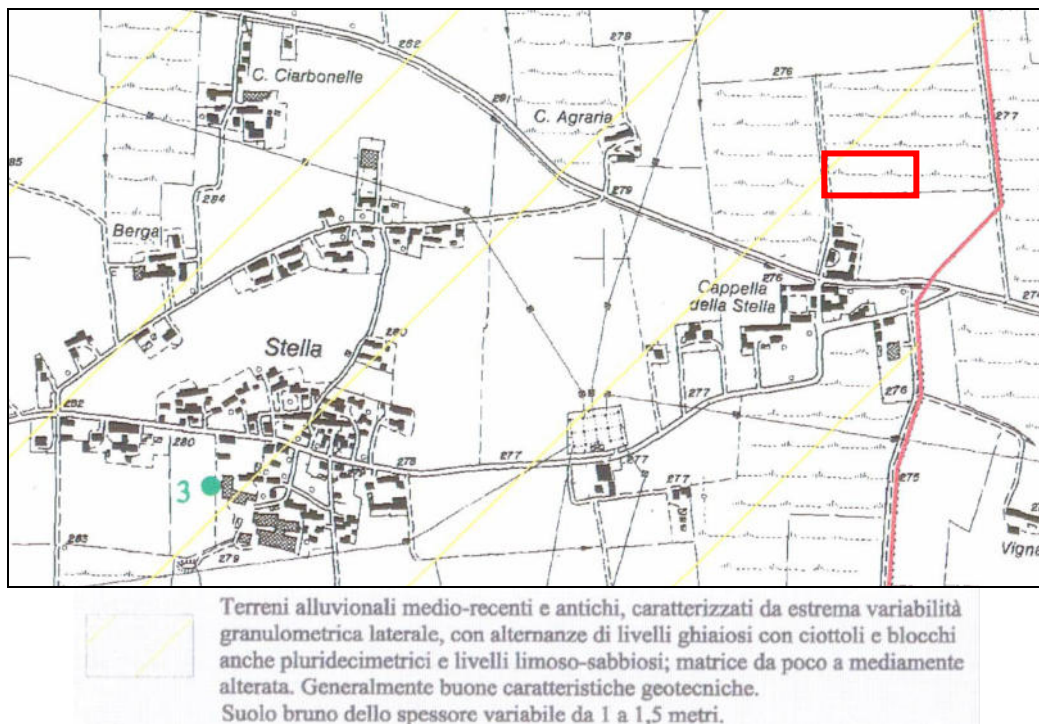


Figura 4.2 - Estratto dell'Allegato 4 "Carta della caratterizzazione litotecnica dei terreni" del P.R.G.C. di Macello con indicazione dell'area in studio (poligono rosso)

3. Per definire la classe sismica del sottosuolo ai sensi del D.M. 17/01/2018 è stata eseguita in data 06/12/2022 un'indagine sismica per onde di superficie (MASW).

L'ubicazione ed i risultati dell'indagine geofisica sono riportati nelle figure che seguono e nel rapporto tecnico in allegato.



Figura 4.3 – Immagine satellitare con ubicazione dello stendimento geofisico

Per l'esecuzione dell'indagine MASW è stato realizzato uno stendimento sismico costituito da n.24 geofoni verticali (frequenza di 4.5 Hz) con spaziatura di 2,0 m. Sono stati individuati n.6 punti di energizzazione esterni allo stendimento posti a distanza fissa (2 m, 5 m e 10 m) dal primo e dall'ultimo geofono e per ogni punto di energizzazione sono stati generati n.3 impulsi sismici.

16

Per l'energizzazione "attiva" e la generazione delle onde sismiche è stata utilizzata una mazza di battuta del peso di 6 kg ad impatto verticale su piattello in alluminio avente dimensioni 20 cm×20 cm×5 cm.

Il sistema di trigger è costituito da uno starter piezoelettrico (hammer switch) con cavo fissato al manico della mazza, che permette di definire l'istante 0 (time break) grazie al quale ha inizio la registrazione del segnale sismico generato dalla percussione tra la mazza e il piattello.

L'acquisizione attiva dei dati sismici è stata effettuata con il sismografo a 24 canali GEA24 della PASI S.r.l., dotato di convertitore analogico/digitale integrato con un computer portatile su cui è installato un apposito programma che gestisce la visualizzazione, l'analisi e la memorizzazione delle forme d'onda registrate.

La frequenza di campionamento del segnale è stata di 1 ms.

Il tempo di acquisizione del segnale successivamente allo scatto del trigger è stato di 2000 ms. Tutti i file sono stati salvati nel formato .dat

I dati dell'indagine MASW sono stati elaborati con il software ZondST2D della Zond-geo.



Foto 1 – Vista dell'area in studio e dello stendimento sismico



Foto 2 – Stendimento sismico (vista da G1)

Risultati

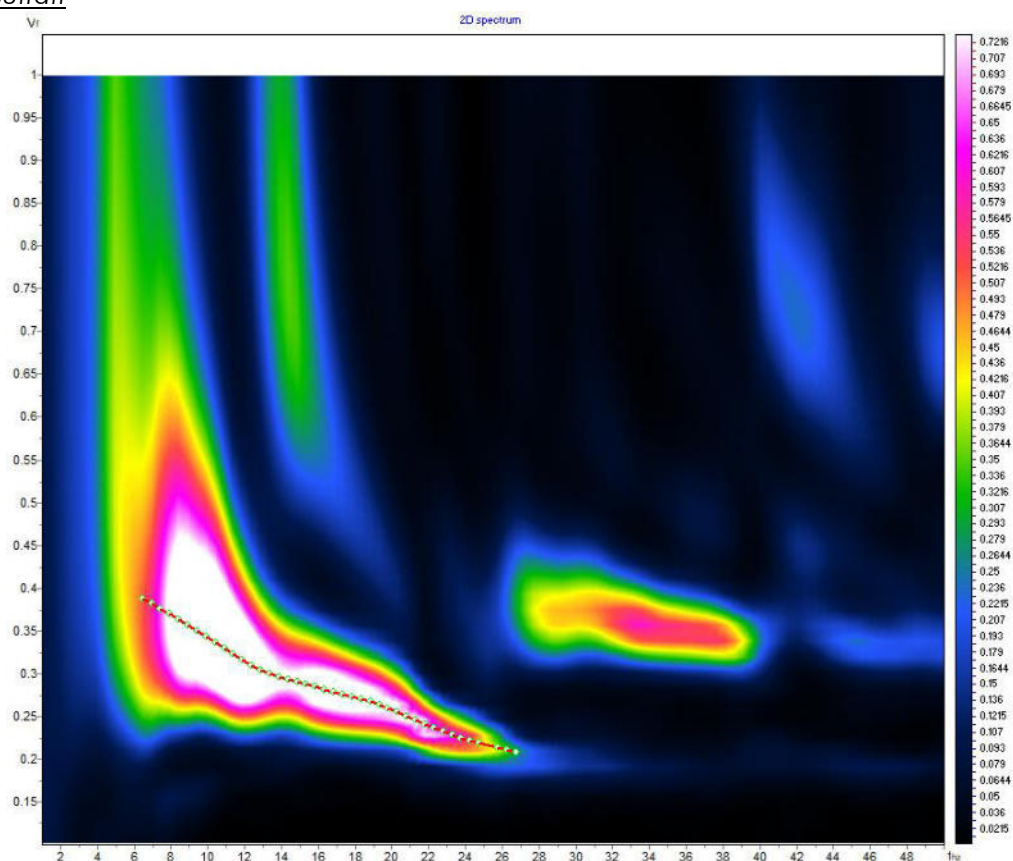


Figura 4.4 – Spettro velocità di fase-frequenza e curva di dispersione delle onde di Rayleigh

18

Il modello di velocità delle onde di taglio ottenuto mediante l'indagine MASW è il seguente:

Modello di velocità delle onde di taglio				
Strato	Profondità (m)		Spessore (m)	Vs (m/s)
	da	a		
1	0,0	0,5	0,5	184
2	0,5	1,2	0,7	191
3	1,2	2,2	1,0	202
4	2,2	3,6	1,4	236
5	3,6	5,5	1,8	306
6	5,5	8,5	3,0	383
7	8,5	12,7	4,3	429
8	12,7	18,5	5,8	465
9	18,5	26,8	8,2	493
10	26,8	30,0	3,2	506

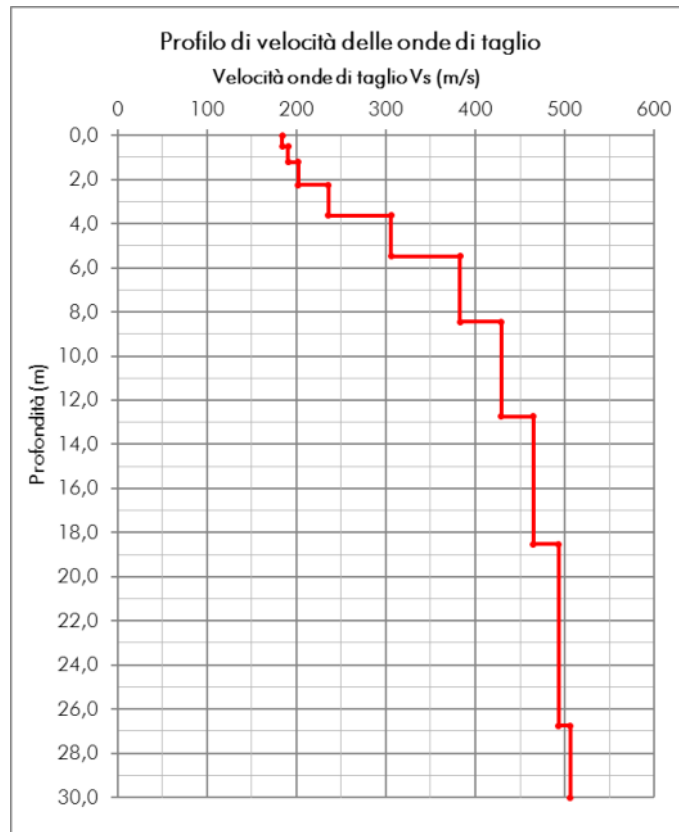


Figura 4.5 – Profilo di velocità delle onde di taglio ottenuto con l'indagine MASW

Classificazione sismica del sottosuolo

Il D.M. 17/01/2018 individua come parametro di riferimento per la classificazione sismica dei suoli la velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio $V_{s,eq}$ (in m/s) e viene calcolata mediante l'espressione:

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

dove h_i e V_i indicano rispettivamente lo spessore (in m) e la velocità (in m/s) delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $\gamma < 10^{-6}$) dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti tra il piano campagna ed il substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

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

Nel dettaglio, per il sito in esame, è stato possibile determinare la $V_{s,eq}$ sulla base dei risultati dell'indagine MASW effettuata.


Tabella 4.1 – Elaborazione dati e risultati indagine MASW

Strato	Profondità (m)		Spessore (m)	Vs (m/s)	$h_i/V_{s,i}$
	da	a			
1	0,0	0,5	0,5	184	0,00272
2	0,5	1,2	0,7	191	0,00373
3	1,2	2,2	1,0	202	0,00507
4	2,2	3,6	1,4	236	0,00592
5	3,6	5,5	1,8	306	0,00600
6	5,5	8,5	3,0	383	0,00779
7	8,5	12,7	4,3	429	0,01001
8	12,7	18,5	5,8	465	0,01243
9	18,5	26,8	8,2	493	0,01670
10	26,8	30,0	3,2	506	0,00642

$\sum h_i/V_{s,i}$	Substrato sismico
0,07676	-
$V_{s,eq}$ (m/s)	Categoria sottosuolo
391	B

Il valore di $V_{s,eq}$ calcolato al piano campagna è pari a **391 m/s**, pertanto è possibile definire per il sito in esame una categoria di sottosuolo “B” ai sensi delle NTC 2018.

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.

Tab. 3.2.II NTC 2018

5 Caratterizzazione geotecnica

La caratterizzazione geotecnica dei terreni in studio è stata effettuata a partire dai dati del profilo di velocità delle onde di taglio ottenuto con l'indagine MASW.

I valori devono essere interpretati come indicativi e possono variare rispetto ad altre metodologie in quanto ottenuti tramite correlazioni empiriche.

Il profilo verticale di velocità delle onde di taglio ottenuto con la MASW assomiglia, per certi versi, al grafico di una prova penetrometrica. Tale similitudine deriva da una nota correlazione utilizzata generalmente per valutare le velocità delle onde di taglio a partire da dati penetrometrici.

Nel caso in esame, per derivare il valore di N_{SPT} si è utilizzata la formula di Ohta and Goto (1978):

$$V_s = 85,35 \cdot (N_{SPT})^{0,348}$$

Noto il valore di N_{SPT} è possibile ricavare direttamente il valore di angolo di attrito.

Per derivare l'angolo di attrito sono stati utilizzati i seguenti metodi di correlazione:

- ❖ Shioi-Fukuni (1982) - ROAD BRIDGE SPECIFICATION
- ❖ Shioi-Fukuni (1982) - JAPANESE NATIONAL RAILWAY
- ❖ De Mello

21

I valori ottenuti e la loro variazione lungo il profilo MASW di riferimento, pari a 30 m di profondità, sono riportati in Tabella 5.1.

Tabella 5.1 - Valori di N_{SPT} e angolo d'attrito ϕ' sulla base del profilo MASW

Strato	Profondità (m da p.c.)		Velocità V_s (m/s)	N_{SPT}	ϕ' Road Bridge Specification	ϕ' Japanese National Railway	ϕ' De Mello
1	0,0	0,5	184	9	26,62	29,7	27,33
2	0,5	1,2	191	10	27,25	30	27,73
3	1,2	2,2	202	12	28,42	30,6	28,42
4	2,2	3,6	236	19	31,88	32,7	30,16
5	3,6	5,5	306	39	39,19	38,7	32,89
6	5,5	8,5	383	75	48,54	49,5	35,37
7	8,5	12,7	429	Rifiuto	-	-	-
8	12,7	18,5	465	Rifiuto	-	-	-
9	18,5	26,8	493	Rifiuto	-	-	-
10	26,8	30,0	506	Rifiuto	-	-	-

I valori geotecnici così calcolati sono da ritenersi indicativi dell'intorno analizzato. Si sottolinea che, trattandosi di valori dinamici in contesti con eterogeneità verticali e laterali, come quello oggetto della presente relazione, possono discostarsi dai valori ottenuti con prove dirette o di laboratorio.

5.1 Sintesi del modello geologico e geotecnico del sito

Le informazioni ottenute dalle indagini eseguite, correlate con i dati ricavati durante il sopralluogo effettuato e le informazioni bibliografiche, evidenziano la presenza di un primo livello costituito da terreni con grado di addensamento medio-basso fino a circa 2,2 m di profondità da p.c. (terreno vegetale e depositi fini), cui seguono depositi con grado di addensamento medio-alto, crescente con la profondità, verosimilmente rappresentato da depositi ghiaioso-sabbioso-ciottolosi.

Il modello geologico-geotecnico in corrispondenza dell'area oggetto di studio può essere schematizzato come segue:

	<i>Profondità (m da p.c.)</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Parametri geotecnici</i>
LIVELLO 1	0,00 – 2,20	Terreni con grado di addensamento medio-basso (Terreno vegetale e depositi fini)	$\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$ $\phi = 27^\circ$ $c = 0,00 \text{ kPa}$
LIVELLO 2	da 2,20 fino a profondità non più significative per quanto in progetto	Depositi con grado di addensamento medio-alto, crescente con la profondità, verosimilmente rappresentato da depositi ghiaioso-sabbioso-ciottolosi	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ $\phi = 32^\circ$ $c = 0,00 \text{ kPa}$

22

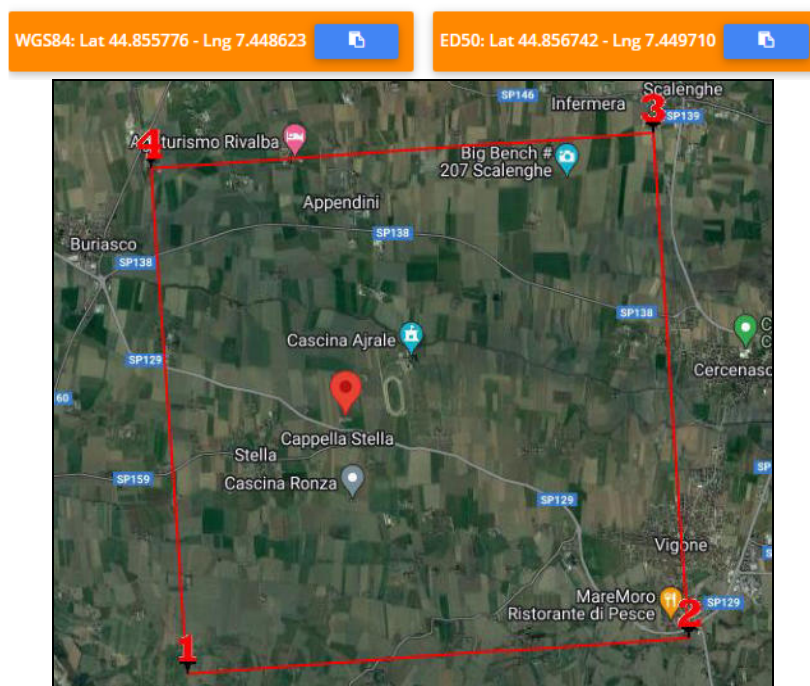
La falda superficiale, in base alle indicazioni bibliografiche, si colloca nell'area in studio ad una profondità di circa 10-12 m dal p.c. con oscillazioni di carattere stagionale.

Si sottolinea che i parametri geotecnici sono stati stimati prendendo in considerazione valori cautelativi per ogni strato a seguito di quanto individuato grazie alle indagini effettuate, alla raccolta di dati di letteratura e alle informazioni pregresse derivanti dall'esperienza progettuale ed esecutiva in terreni simili.

6 Zonazione sismica

Il Comune di Macello ricade in Zona 3S secondo la classificazione sismica del territorio piemontese prevista dalla D.G.R. n.6-887 del 30/12/2019.

Le Norme Tecniche per le Costruzioni prevedono, in aggiunta alla suddetta classificazione, la determinazione dell'accelerazione orizzontale in modo più dettagliato in funzione delle coordinate geografiche e delle caratteristiche geomorfologiche del sito, a partire dai valori forniti dalla Norma stessa riferiti ad un reticolo di riferimento i cui nodi non distano più di 10 Km. La valutazione dei parametri che definiscono le accelerazioni sismiche relativamente alle aree di intervento secondo la più recente normativa in vigore, ottenuti per interpolazione a partire dai valori di riferimento, è stata pertanto effettuata utilizzando l'applicativo *Geostru PS 2018*; i risultati ottenuti, sulla base dei quali è possibile ricavare lo spettro di risposta per le azioni sismiche per l'opera in esame, sono riportati nelle figure che seguono.



23

I valori di accelerazione sismica orizzontale (K_h) e verticale (K_v) sono stati determinati considerando:

- ▶ categoria di sottosuolo di tipo "B" (da indagine MASW eseguita)
- ▶ categoria topografica "T1"
- ▶ classe d'uso II
- ▶ c_v pari a 1,0
- ▶ $V_N \geq 50$

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

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

Tab. 3.2.III NTC 2018

Stati limite

Classe Edificio

II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali...

Vita Nominale 50

Interpolazione Media ponderata

CU = 1

Stato Limite	Tr [anni]	a _g [g]	F ₀	T _c * [s]
Operatività (SLO)	30	0.034	2.475	0.200
Danno (SLD)	50	0.044	2.495	0.216
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.111	2.492	0.264
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.142	2.505	0.272
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Coefficienti sismici

Tipo Stabilità dei pendii e fondazioni

☐ Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m) 1 us (m) 0,1

Cat. Sottosuolo B

Cat. Topografica T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20
CC Coeff. funz categoria	1,52	1,49	1,44	1,43
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

☐ Acc.ne massima attesa al sito [m/s²] 0,6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.008	0.010	0.032	0.041
kv	0.004	0.005	0.016	0.020
Amax [m/s²]	0.402	0.513	1.308	1.669
Beta	0.200	0.200	0.240	0.240

Le verifiche hanno consentito di determinare i seguenti parametri, relativi allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV):

$$K_h = 0,032 \quad K_v = 0,016$$

$$a_{\max} = 1,308 \text{ m/s}^2$$

7 Capacità portante dei terreni

Nota una data tipologia e geometria della struttura di fondazione, è possibile calcolare la capacità portante ultima e la tensione ammissibile del terreno.

In questa sede è stata sottoposta a verifica, al fine di fornire valori di riferimento di capacità portante dei terreni, la seguente tipologia di struttura fondazionale:

- ❖ plinto di dimensioni $2,0\text{m} \times 2,0\text{m}$ e altezza $0,50\text{m}$, con sottofondazione avente spessore pari a $0,10\text{m}$.

La profondità di imposta della fondazione è stata considerata pari a $1,0\text{m}$, con altezza d'incastro posta cautelativamente pari a $0,5\text{m}$ per considerare solo in parte il contributo positivo dato dal contenimento laterale del terreno.

La profondità della falda è stata considerata pari a $10,00\text{m}$ da piano campagna.

Nel seguito si riporta la rappresentazione schematica della stratigrafia e della fondazione sottoposta a verifica (Fig. 7.1).

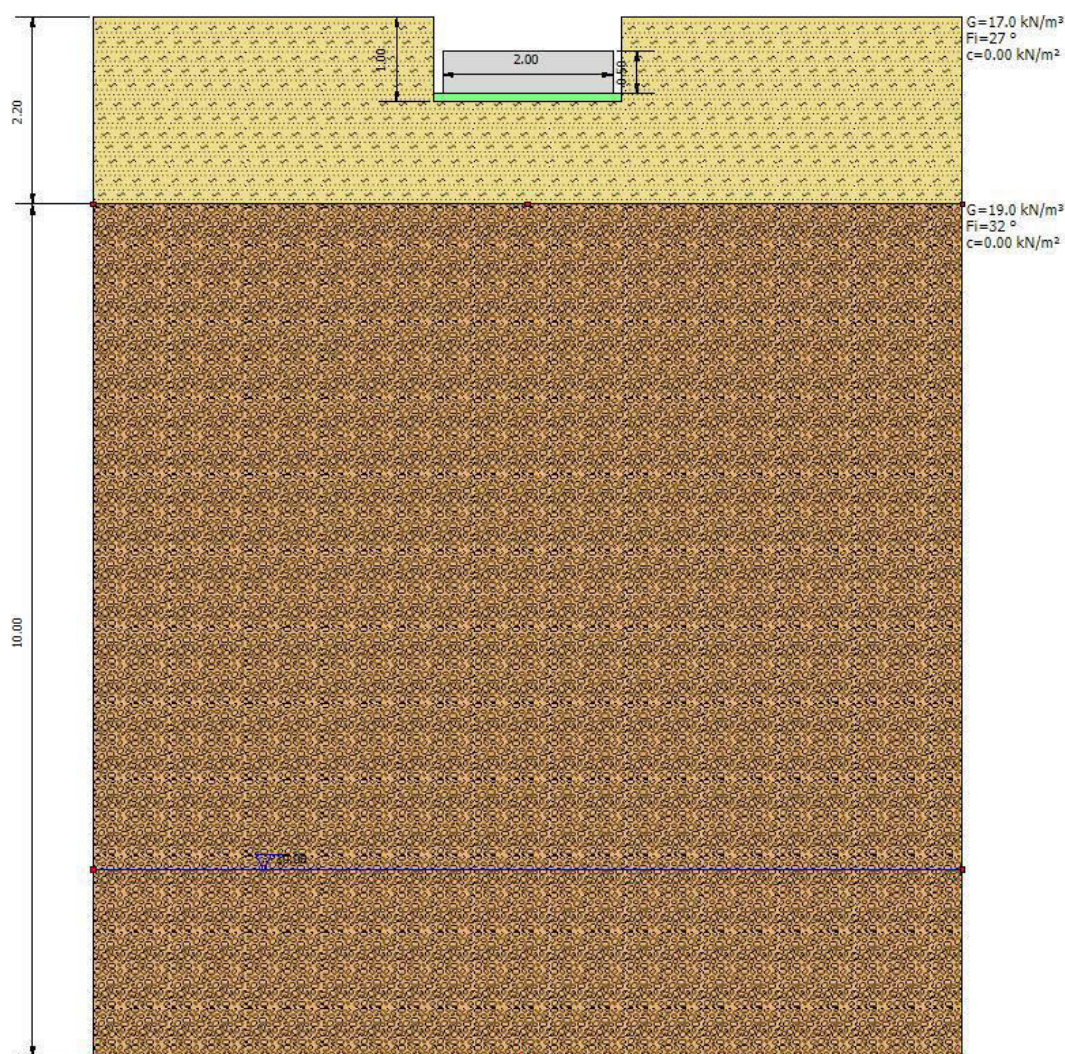


Figura 7.1 – Schematizzazione della stratigrafia e della fondazione sottoposta a verifica (Geostru Loadcap)

Le verifiche di capacità portante sono state effettuate applicando le N.T.C. 2018 per le fondazioni superficiali utilizzando i coefficienti previsti per l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico delle fondazioni (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni.

L'analisi è condotta con l'Approccio 2 (A1+M1+R3), nel quale i coefficienti parziali sui parametri delle azioni permanenti sono unitari (A1), i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo R3.

Tali coefficienti si applicano alla resistenza globale del terreno, che è costituita, a seconda dello stato limite considerato, dalla forza normale alla fondazione che produce il collasso per carico limite o dalla forza parallela al piano di scorrimento della fondazione che ne produce il collasso per scorrimento. Essi vengono quindi utilizzati solo nell'analisi degli stati limite GEO.

Si parla di capacità portante o pressione ammissibile del sistema terreno-fondazione superficiale $[t/m^2]$ o $[kg/cm^2]$.

$$q_{amm} = [c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma] / F$$

c	coesione efficace del terreno su cui si imbase la fondazione $[t/m^2]$ o $[kg/cm^2]$
γ	peso di volume del terreno su cui si imbase la fondazione $[t/m^3]$ o $[kg/cm^3]$
N_c, N_q, N_γ	fattori di capacità portante. Funzione dell'angolo di attrito efficace φ del terreno su cui si imbase la fondazione [adim.] (da tabelle o calcoli empirici)
B, L	lato minore e maggiore della fondazione [m]
D	profondità del piano di imposta della fondazione [m]
s_c, s_q, s_γ	fattori di forma. Funzione delle dimensioni della fondazione [adim.]
d_c, d_q, d_γ	fattori di profondità. Funzione delle dimensioni della fondazione e della profondità del piano di imposta [adim.]
F	fattore di sicurezza

Il metodo di calcolo utilizzato è quello proposto da HANSEN (1970) per fondazioni superficiali su terreni granulari in condizioni drenate (verifiche a lungo termine) con carico verticale centrato.

In allegato viene riportata la relazione di calcolo completa per la verifica della capacità portante del terreno nel sito in studio.

In sintesi:

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

=====	
Fattore [Nq]	13.2
Fattore [Nc]	23.94
Fattore [Ng]	9.32
Fattore forma [Sc]	1.55
Fattore profondità [Dc]	1.18
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.51
Fattore profondità [Dq]	1.14
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.6
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.92
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.89
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0.96
=====	
Carico limite	270,16 kN/m ²
Resistenza di progetto (Rd)	117,46 kN/m² (= 1,20 kg/cm²)
=====	

27

Al fine di fornire valori di riferimento di capacità portante dei terreni in esame si è proceduto ai calcoli utilizzando i coefficienti previsti per l'**Approccio 2 (A1+M1+R3)**. Si evidenzia che le azioni Ed dovranno essere inferiori alla resistenza di progetto dei terreni (Rd) (capacità portante del terreno ridotta con il coefficiente parziale R3).

Pertanto dovrà essere rispettata la condizione: $Ed \leq Rd$

8 Stabilità nei confronti della liquefazione

Il sito in esame deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate (cap. 7.11.3.4.1 delle N.T.C. 2018).

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle circostanze elencate al cap. 7.11.3.4.2 delle N.T.C. 2018:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1g$;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

28

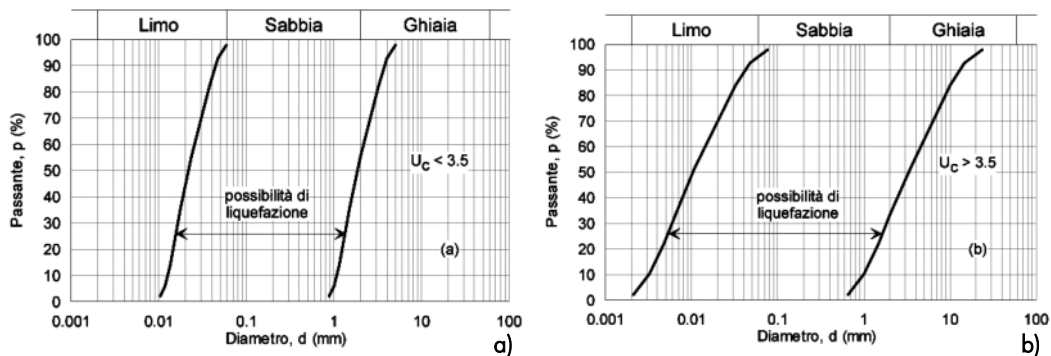


Figura 7.11.1 NTC 2018 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

In particolare per il caso in esame si ritiene che la verifica a liquefazione possa essere omessa in considerazione della composizione granulometrica dei terreni saturi (depositi ghiaioso-sabbioso-ciottolosi).

9 Prescrizioni in ordine alla corretta esecuzione dei lavori

Tenendo conto della tipologia di lavori in progetto e dell'entità dei volumi interessati sarà necessario durante i lavori considerare le seguenti prescrizioni/accorgimenti tecnici al fine di limitare al massimo eventuali fenomeni di instabilità locale:

- ▶ gli scavi dovranno esser mantenuti aperti il più breve tempo possibile, eseguiti in periodo secco ed asciutto e protetti rispetto all'azione dilavante delle acque meteoriche; inoltre le pareti di scavo non dovranno presentare una pendenza eccessiva al fine di evitare fenomeni di instabilità che potrebbero complicare le fasi di esecuzione dei lavori;
- ▶ i materiali provenienti dagli scavi dovranno essere provvisoriamente stoccati in area stabile;
- ▶ nelle fasi di lavorazione dovrà essere garantita la stabilità complessiva dell'area e dovrà essere assicurato il mantenimento delle attuali condizioni di equilibrio delle strutture esistenti nell'intorno;
- ▶ dovranno essere previste idonee opere di impermeabilizzazione e drenaggio a protezione dei manufatti in progetto al fine di impedire fenomeni di interferenza con acque di infiltrazione e/o ruscellamento superficiale; inoltre sarà necessario prevedere l'immediato allontanamento delle acque al verificarsi di interferenze tra gli scavi ed eventuali venute d'acqua anche di infiltrazione e/o ruscellamento;
- ▶ in considerazione delle caratteristiche geomeccaniche dei terreni superficiali, sarà da valutare in fase esecutiva la necessità di realizzare uno strato di allettamento in materiale granulare per migliorare le caratteristiche di portanza dei terreni;
- ▶ come indicato nelle *NTC 2018 (6.4.2. Fondazioni superficiali)* "il piano di fondazione deve essere situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua";
- ▶ i lavori dovranno essere eseguiti secondo quanto previsto dal progetto e, comunque, in scrupolosa osservanza di quanto prescritto dalle N.T.C. 2018;
- ▶ in corso d'opera verrà in ogni caso verificata la corrispondenza delle ipotesi fatte con la situazione reale e verranno accertate le condizioni di stabilità dell'intervento nel suo complesso: qualora non si verificassero queste condizioni occorrerà prevedere opportuni accorgimenti supplementari al fine di garantire la stabilità complessiva.

Per quanto riguarda gli scavi si pone in evidenza che è comunque sempre necessario il rispetto delle seguenti norme sulla sicurezza:

- *D.Lgs 81/2008, art. 118: nei lavori di splanteamento o sbancamento se previsto l'accesso di lavoratori, le pareti delle fronti di attacco devono avere una inclinazione o un tracciato tali, in relazione alla natura del terreno, da impedire franamenti. Quando la parete del fronte di attacco supera l'altezza di m 1,50, è vietato il sistema di scavo manuale per scalzamento alla base e conseguente franamento della parete.*

Quando per la particolare natura del terreno o per causa di piogge, di infiltrazione, di gelo o disgelo, o per altri motivi, siano da temere frane o scoscendimenti, si deve provvedere all'armatura o al consolidamento del terreno (...);

- *D.Lgs 81/2008, art. 119: Nello scavo di pozzi e di trincee profondi più di m 1,50, quando la consistenza del terreno non dia sufficiente garanzia di stabilità, anche in relazione alla pendenza delle pareti, si deve provvedere, man mano che procede lo scavo, alla applicazione delle necessarie armature di sostegno (...). Nello scavo dei cunicoli, a meno che si tratti di roccia che non presenti pericolo di distacchi, devono predisporre idonee armature per evitare franamenti della volta e delle pareti. Dette armature devono essere applicate man mano che procede il lavoro di avanzamento; la loro rimozione può essere effettuata in relazione al progredire del rivestimento in muratura. Idonee armature e precauzioni devono essere adottate nelle sottomurazioni e quando in vicinanza dei relativi scavi vi siano fabbriche o manufatti le cui fondazioni possano essere scoperte o indebolite dagli scavi;*
- *D.Lgs 81/2008, art. 120: È vietato costituire depositi di materiali presso il ciglio degli scavi. Qualora tali depositi siano necessari per le condizioni del lavoro, si deve provvedere alle necessarie puntellature;*
- *NTC 2018 (6.8.6. Fronti di scavo): Per scavi in trincea a fronte verticale di altezza superiore ai 2 m, nei quali sia prevista la permanenza di personale, e per scavi che ricadano in prossimità di manufatti esistenti, deve essere prevista una struttura di sostegno delle pareti di scavo.*

30

Si ritiene che, se svolta con la dovuta perizia, la movimentazione dei terreni non dovrebbe presentare particolari rischi di carattere geomorfologico e geologico-tecnico.

Vista l'entità dei lavori in programma, non si ritiene dunque che la realizzazione delle opere in progetto introduca ulteriori fattori di rischio geologico ed è pertanto compatibile con l'assetto geologico-tecnico ed idrogeologico della zona.

10 Conclusioni

In base a quanto ricavato dallo studio effettuato si può affermare che:

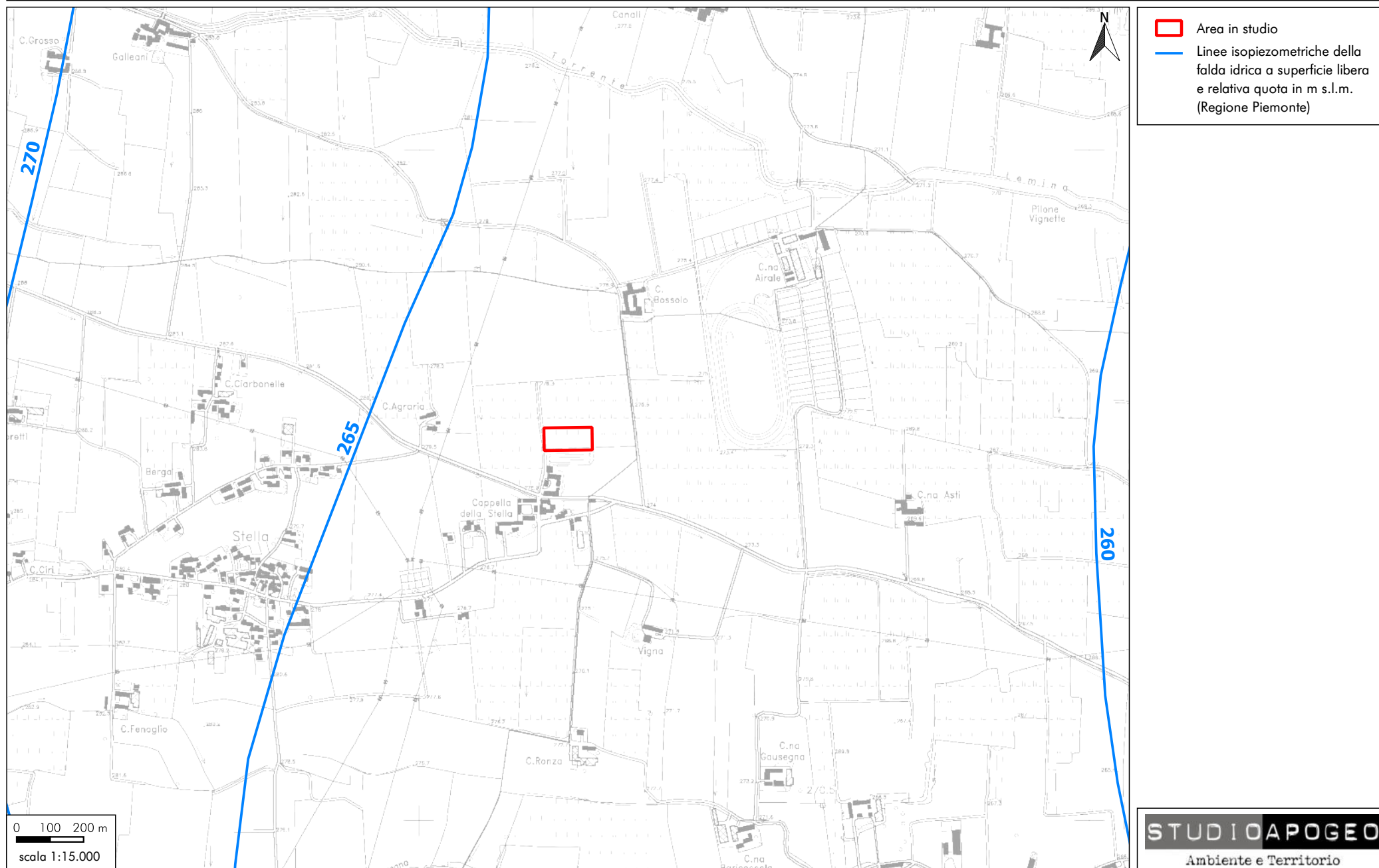
- ❖ l'area si colloca corrispondenza di un settore pianeggiante e si presenta, dal punto di vista geomorfologico, globalmente stabile;
- ❖ nell'intorno dell'area indagata non si segnalano fenomeni di dissesto gravitativo;
- ❖ da un punto di vista idrogeologico è possibile affermare che la falda idrica superficiale, in base alle indicazioni bibliografiche, si colloca a circa 10-12 m di profondità dal p.c., con oscillazioni di carattere stagionale;
- ❖ da un punto di vista geologico, l'area oggetto di studio è caratterizzata da un primo livello costituito da terreni con grado di addensamento medio-basso fino a circa 2,2 m di profondità da p.c. (terreno vegetale e depositi fini), cui seguono depositi con grado di addensamento medio-alto, crescente con la profondità, verosimilmente rappresentato da depositi ghiaioso-sabbioso-ciottolosi fino a profondità non più significative per quanto in progetto;
- ❖ i parametri geotecnici sono stati stimati prendendo in considerazione valori cautelativi per ogni strato a seguito di quanto individuato grazie alle indagini effettuate, alla raccolta di dati di letteratura e alle informazioni pregresse derivanti dall'esperienza progettuale ed esecutiva in terreni simili;
- ❖ per definire la classe sismica di sito ai sensi del D.M. 17/01/2018 è stata eseguita un'indagine sismica per onde di superficie (MASW). Il valore di $V_{s,eq}$ calcolato è pari a 391 m/s, corrispondente ad una categoria di sottosuolo "B" ai sensi delle NTC 2018;
- ❖ gli interventi in progetto non comporteranno un danneggiamento del regime delle acque né superficiali né sotterranee e sono tali da non produrre situazioni di rischio geomorfologico;
- ❖ qualora nel corso dell'esecuzione degli scavi si dovessero riscontrare porzioni di terreno geotecnicamente più scadenti, occorrerà procedere a opere di miglioramento dei parametri attraverso opportuni accorgimenti tecnici (iniezioni di miscele cementizie o asportazione e sostituzione con altro materiale idoneo).

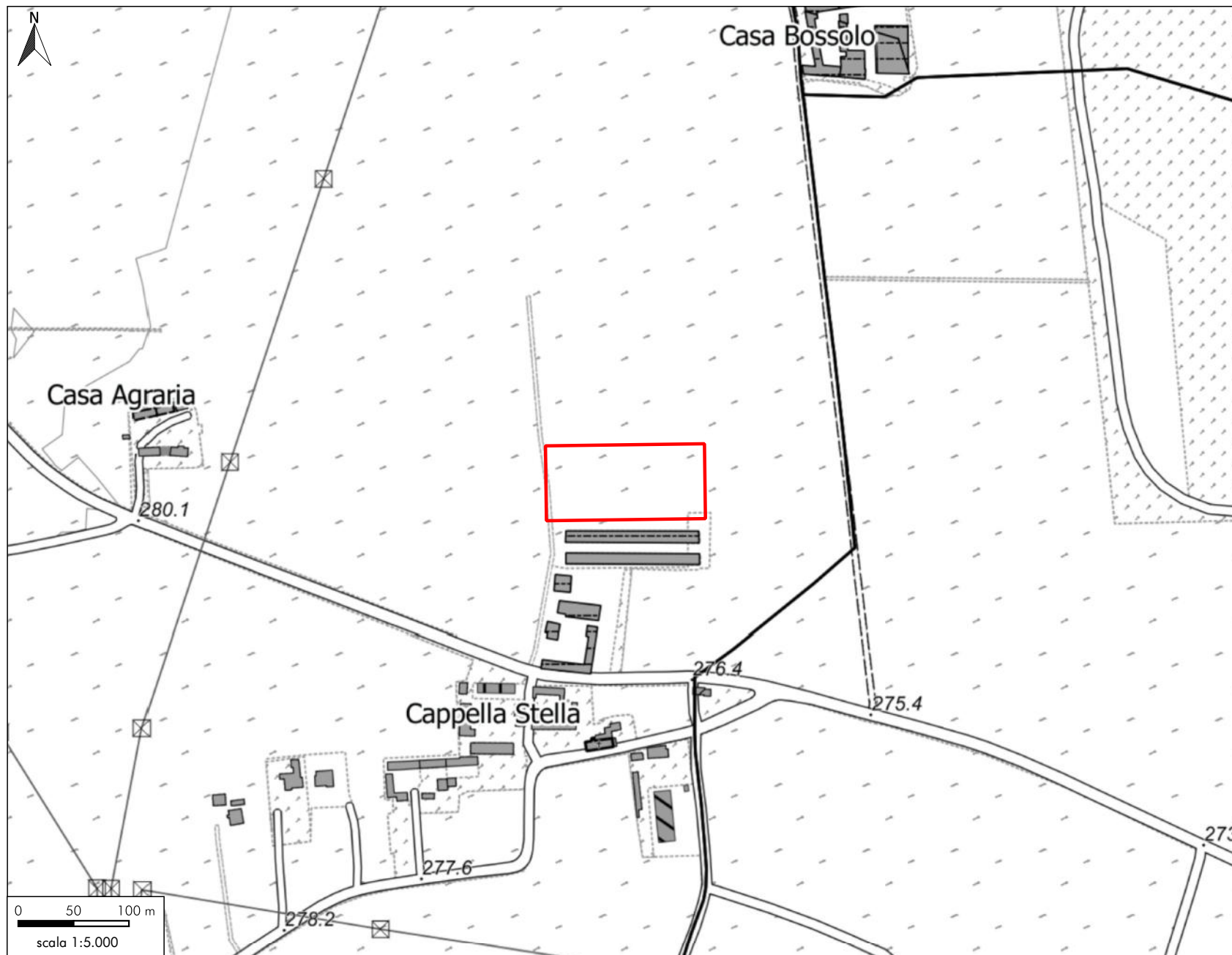
Tenuto conto della tipologia di interventi, delle prescrizioni indicate nel presente elaborato e nel P.R.G.C., dell'entità dei volumi interessati e fatta salva la necessaria perizia nella conduzione dei lavori, si ritiene che quanto in progetto sia compatibile con la situazione geologica, idrogeologica e geomorfologica dell'area.



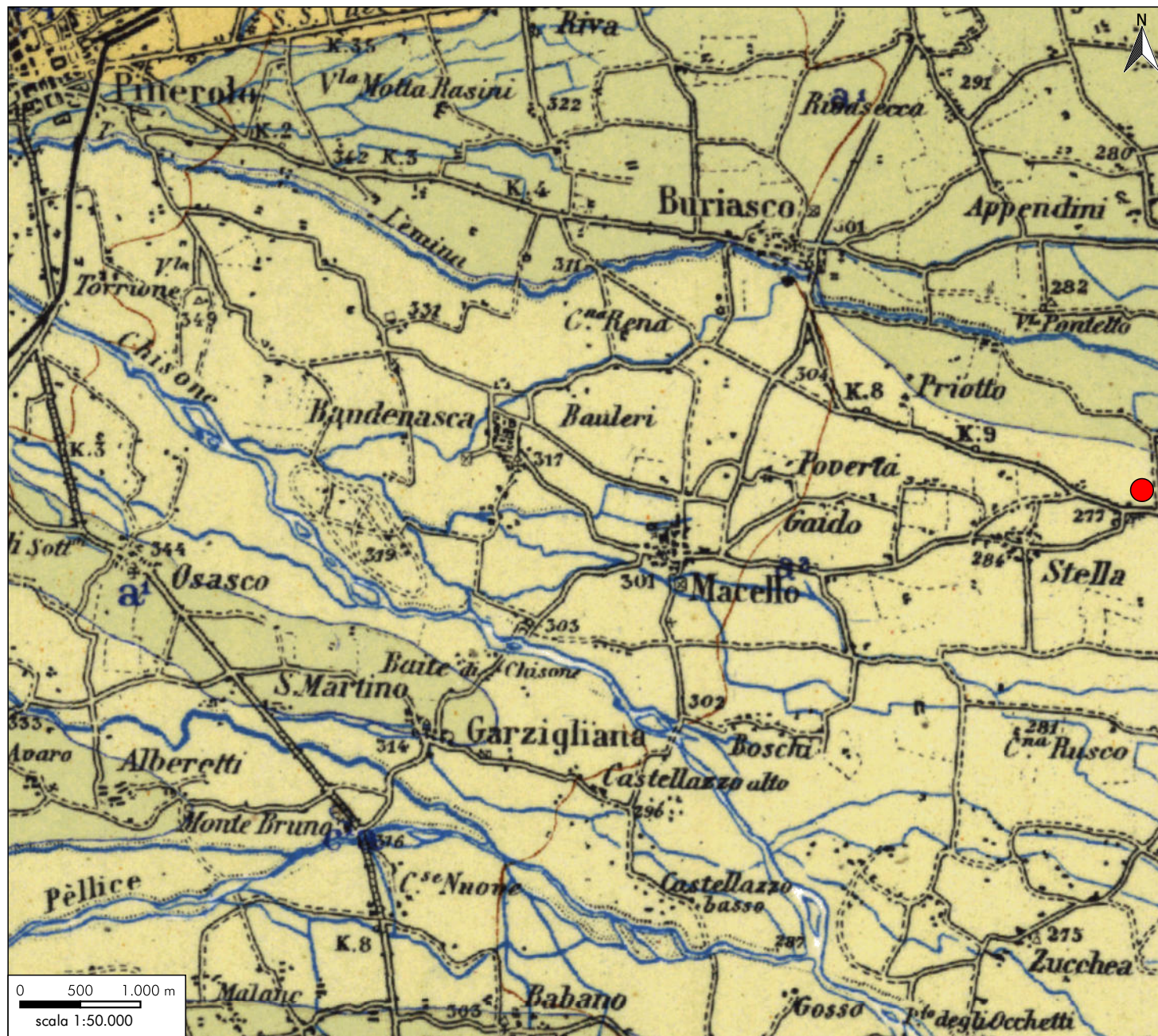
ALLEGATI

Tavole di inquadramento

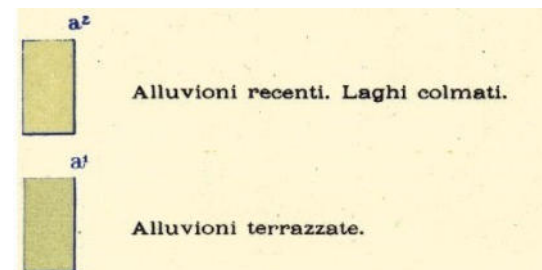




Area in studio



● Area in studio



Rapporto tecnico indagine MASW

REGIONE PIEMONTE
CITTÀ METROPOLITANA DI TORINO

Comune di Macello



RAPPORTO TECNICO

OGGETTO

INDAGINE SISMICA CON METODOLOGIA MASW

Richiedente

Audero Massimo

Tecnico

Dott. Geol. Luca Filieri
Iscr. Ordine dei Geologi del Piemonte n. 566



Luca Filieri

- dicembre 2022 -

STUDIOAPOGEO

Ambiente e Territorio

INDICE

1	<i>Premessa</i>	3
2	<i>Ubicazione dell'indagine</i>	3
3	<i>Strumentazione utilizzata</i>	4
4	<i>Acquisizione dati</i>	5
5	<i>Elaborazione dati e risultati</i>	6
5.1	<i>Classificazione sismica del sottosuolo</i>	7

ALLEGATI

- ❖ *Documentazione fotografica*
- ❖ *Tavola 1 – Ubicazione indagine MASW*
- ❖ *Tavola 2 – Risultati indagine MASW*

1 Premessa

In data 06/12/2022 è stata eseguita un'indagine sismica per onde di superficie MASW (*Multichannel Analysis of Surface Waves*) nell'ambito del progetto di realizzazione di due capannoni per allevamento avicolo nel Comune di Macello (TO).

Lo scopo dell'indagine sismica di tipo MASW realizzata è stato quello di determinare la classe sismica del sottosuolo ai sensi del D.M. 17/01/2018, attraverso la definizione del parametro $V_{s,eq}$ (velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio), così come stabilito dalla normativa vigente.

I risultati dell'indagine sono illustrati e commentati nelle pagine seguenti e nelle tavole riportate in allegato.

2 Ubicazione dell'indagine

Nella tabella seguente sono sintetizzati i dati relativi all'ubicazione dell'indagine sismica MASW:

Ubicazione		Regione Cappella Stella – Macello (TO)	
Coordinate Geografiche (WGS84/UTM zone 32N)	Punto misura $V_{s,eq}$	377409 E	4968093 N
	Geofono G1	377386 E	4968093 N
	Geofono G24	377432 E	4968093 N
Quota p.c.		276 m s.l.m.	

3



Figura 2.1 – Immagine satellitare con ubicazione dello stendimento geofisico

3 Strumentazione utilizzata

La strumentazione utilizzata per l'esecuzione dell'indagine sismica MASW è costituita da:

- sismografo a 24 canali GEA24 della PASI S.r.l., con scheda di acquisizione 24 bit e interfaccia USB per PC esterno;
- n. 24 geofoni verticali a frequenza centrata di 4.5 Hz, in guscio standard, con puntale in acciaio da 75 mm e cavo di lunghezza pari a 1 m con connettore split spring (clip singola) all'estremità;
- n. 2 cavi sismici a 12 canali, dotati di 12 takeout singoli, spaziatura 5 m, con connettori standard tipo Cannon NK2721C a ciascuna estremità;
- piattello di battuta;
- mazza di battuta del peso di 6 kg;
- sistema trigger tramite starter piezoelettrico (hammer switch) con cavo fissato al manico della mazza, che permette di definire l'istante 0 (time break) grazie al quale ha inizio la registrazione del segnale sismico generato dalla percussione tra la mazza e il piattello;
- prolunga trigger per lo starter piezoelettrico;
- PC portatile;
- GPS portatile Garmin Etrex 10.



Figura 3.1 – Strumentazione utilizzata per l'esecuzione dell'indagine sismica MASW

4 Acquisizione dati

Per l'esecuzione dell'indagine MASW è stato realizzato uno stendimento sismico costituito da n.24 geofoni verticali (frequenza di 4.5 Hz) con spaziatura pari a 2,0 m.

L'ubicazione e la lunghezza dello stendimento sono state stabilite in funzione degli spazi disponibili.

Sono stati individuati n.6 punti di energizzazione esterni allo stendimento posti a distanza fissa (2 m, 5 m e 10 m) dal primo e dall'ultimo geofono e per ogni punto di energizzazione sono stati generati n.3 impulsi sismici.

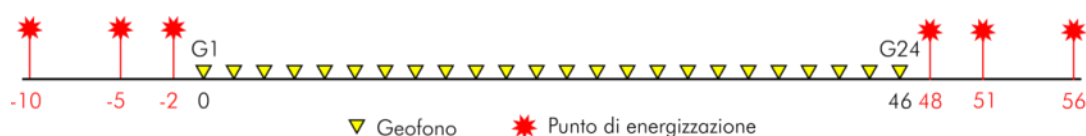


Figura 4.1 – Schema di acquisizione adottato per l'indagine sismica MASW

Per l'energizzazione "attiva" e la generazione delle onde sismiche è stata utilizzata una mazza di battuta del peso di 6 kg ad impatto verticale su piattello in alluminio avente dimensioni 20 cm×20 cm×5 cm.

Il sistema di trigger è costituito da uno starter piezoelettrico (hammer switch) con cavo fissato al manico della mazza, che permette di definire l'istante 0 (time break) grazie al quale ha inizio la registrazione del segnale sismico generato dalla percussione tra la mazza e il piattello.

L'acquisizione attiva dei dati sismici è stata effettuata con il sismografo a 24 canali GEA24 della PASI S.r.l., dotato di convertitore analogico/digitale integrato con un computer portatile su cui è installato un apposito programma che gestisce la visualizzazione, l'analisi e la memorizzazione delle forme d'onda registrate.

La frequenza di campionamento del segnale è stata di 1 ms.

Il tempo di acquisizione del segnale successivamente allo scatto del trigger è stato di 2000 ms.

Tutti i file sono stati salvati nel formato .dat

Lunghezza stendimento	46 m
N° geofoni	24
Spaziatura geofoni	2,0 m
Energizzazione	Mazza da 6 kg
N° punti di energizzazione	6
Distanze punti di energizzazione	2 m, 5 m e 10 m da geofono G1
	2 m, 5 m e 10 m da geofono G24
Frequenza campionamento segnale	1 ms
Tempo acquisizione segnale	2000 ms

5 Elaborazione dati e risultati

I dati dell'indagine MASW sono stati elaborati con il software *ZondST2D* della *Zond-geo*, al fine di definire la curva di dispersione caratteristica del sito in esame (velocità di fase delle onde di Rayleigh in funzione della frequenza - Fig. 5.1), necessaria per ricostruire, attraverso un processo di inversione, il profilo di velocità delle onde di taglio V_s (Fig. 5.2).

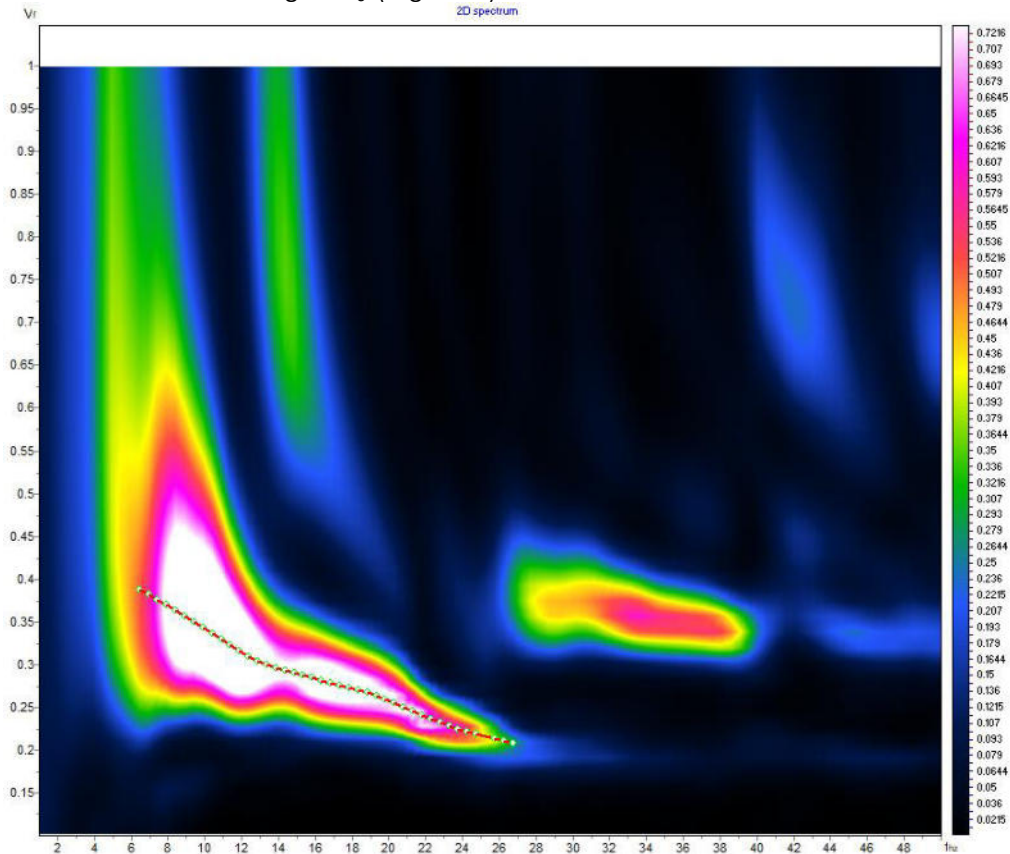


Figura 5.1 – Spettro velocità di fase-frequenza e curva di dispersione delle onde di Rayleigh

Il modello di velocità delle onde di taglio ottenuto mediante l'indagine MASW è il seguente:

Modello di velocità delle onde di taglio				
Strato	Profondità (m)		Spessore (m)	V_s (m/s)
	da	a		
1	0,0	0,5	0,5	184
2	0,5	1,2	0,7	191
3	1,2	2,2	1,0	202
4	2,2	3,6	1,4	236
5	3,6	5,5	1,8	306
6	5,5	8,5	3,0	383
7	8,5	12,7	4,3	429
8	12,7	18,5	5,8	465
9	18,5	26,8	8,2	493
10	26,8	30,0	3,2	506

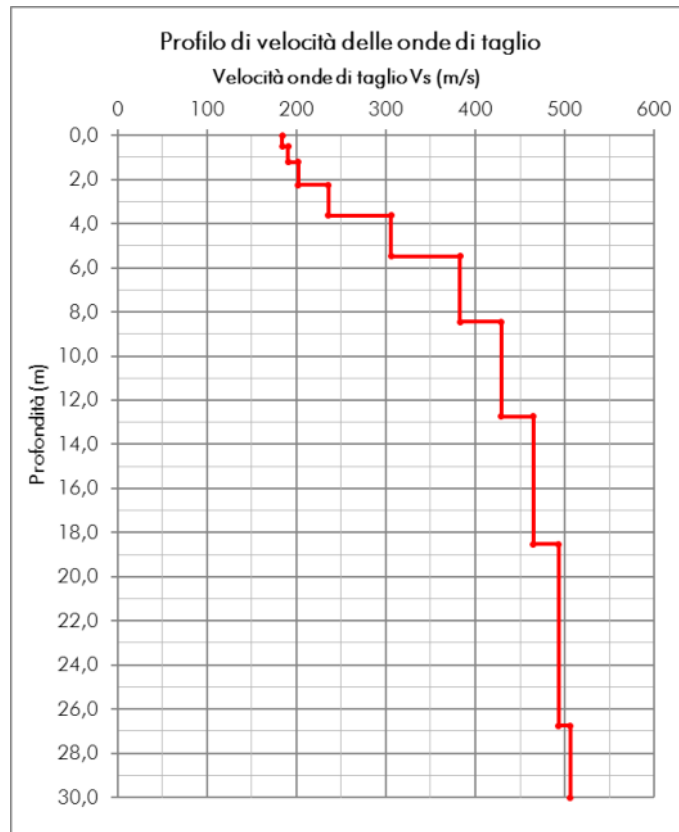


Figura 5.2 – Profilo di velocità delle onde di taglio ottenuto con l'indagine MASW

5.1 Classificazione sismica del sottosuolo

Il D.M. 17/01/2018 individua come parametro di riferimento per la classificazione sismica dei suoli la velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio $V_{s,eq}$ (in m/s) e viene calcolata mediante l'espressione:

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

dove h_i e V_i indicano rispettivamente lo spessore (in m) e la velocità (in m/s) delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $\gamma < 10^{-6}$) dello strato i-esimo, per un totale di N strati presenti tra il piano campagna ed il substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

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

Nel dettaglio per il sito in esame, è stato possibile determinare la $V_{s,eq}$ sulla base dei risultati dell'indagine MASW effettuata.

Tabella 5.1 – Elaborazione dati e risultati indagine MASW

Strato	Profondità (m)		Spessore (m)	Vs (m/s)	$h_i/V_{s,i}$
	da	a			
1	0,0	0,5	0,5	184	0,00272
2	0,5	1,2	0,7	191	0,00373
3	1,2	2,2	1,0	202	0,00507
4	2,2	3,6	1,4	236	0,00592
5	3,6	5,5	1,8	306	0,00600
6	5,5	8,5	3,0	383	0,00779
7	8,5	12,7	4,3	429	0,01001
8	12,7	18,5	5,8	465	0,01243
9	18,5	26,8	8,2	493	0,01670
10	26,8	30,0	3,2	506	0,00642

$\sum h_i/V_{s,i}$	Substrato sismico
0,07676	-
$V_{s,eq}$ (m/s)	Categoria sottosuolo
391	B

Il valore di $V_{s,eq}$ calcolato al piano campagna è pari a **391 m/s**, pertanto è possibile definire per il sito in esame una categoria di sottosuolo “B” ai sensi delle NTC 2018.

8

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.

Tab. 3.2.II NTC 2018



ALLEGATI

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Foto 1-2 – Vista dell'area oggetto di studio e dello stendimento sismico MASW



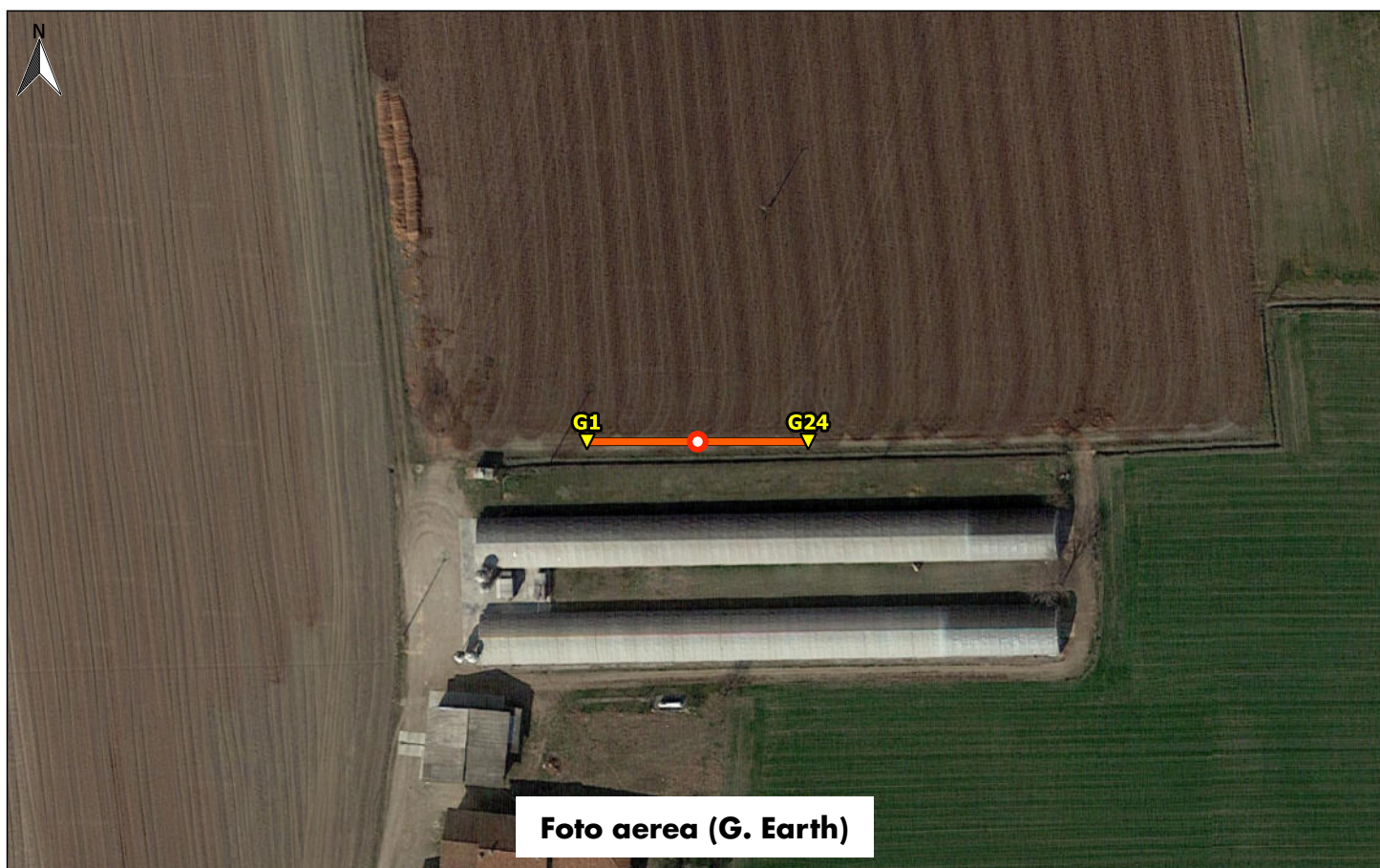
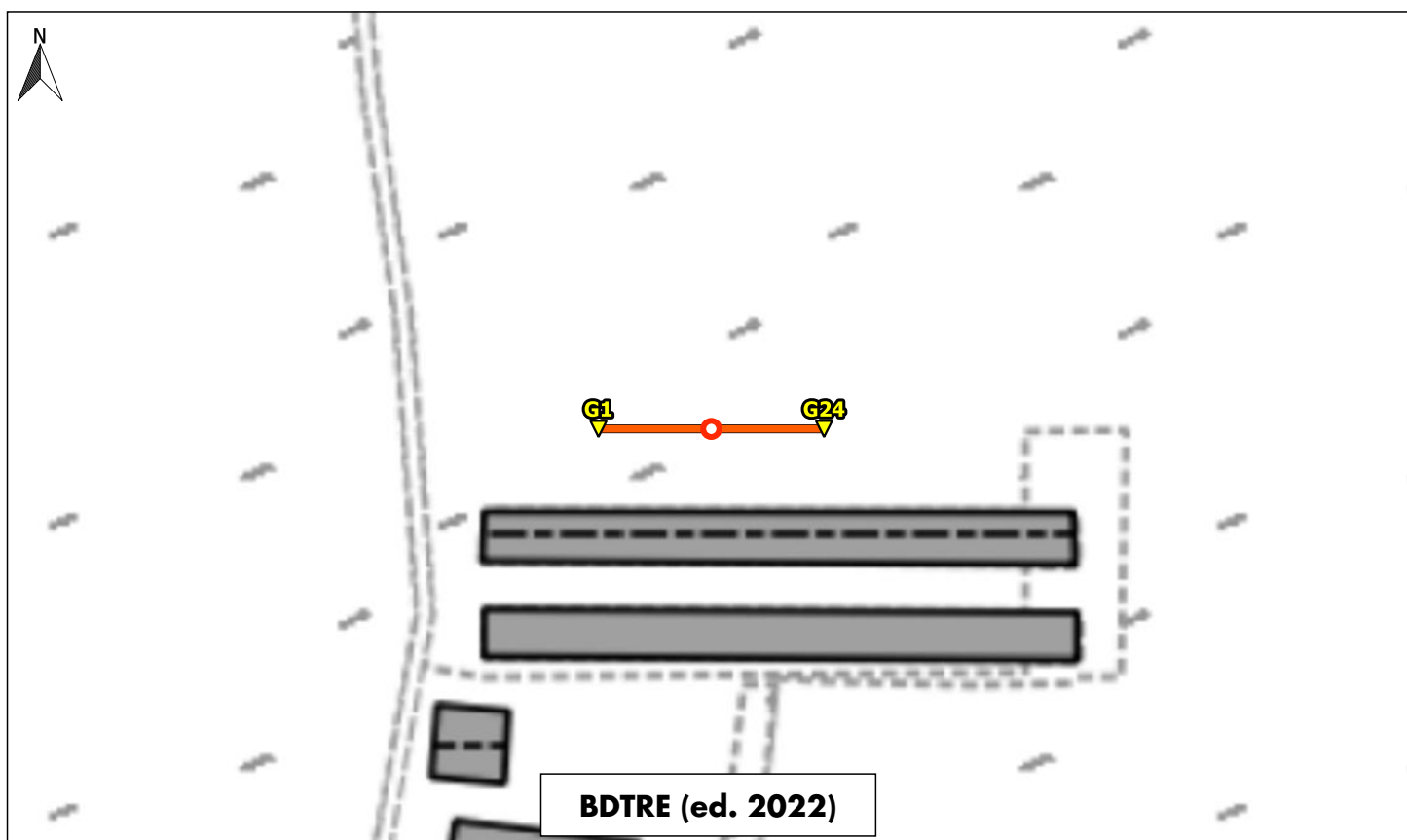
Foto 3 – Strumentazione utilizzata per l'esecuzione dell'indagine MASW



Foto 4 – Stendimento sismico MASW (vista da G1)



Foto 5 – Stendimento sismico MASW (vista da G24)



0 10 20 30 m
scala 1:1.500

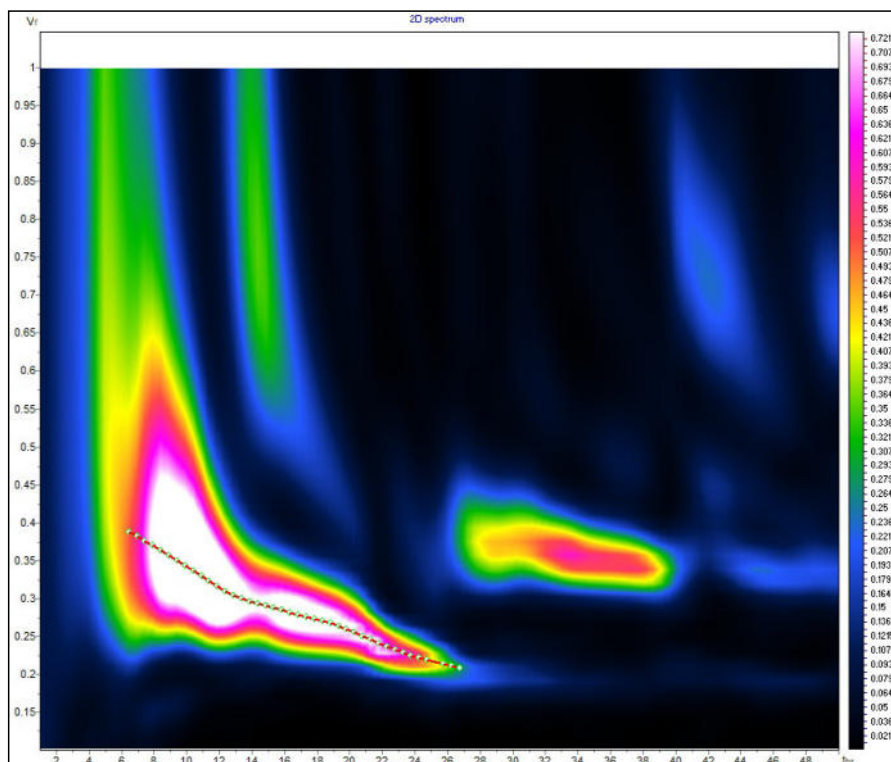
— Stendimento sismico

● Punto misura Vs equivalente
Coord. (WGS84/UTM zone 32N):
377409 E - 4968093 N

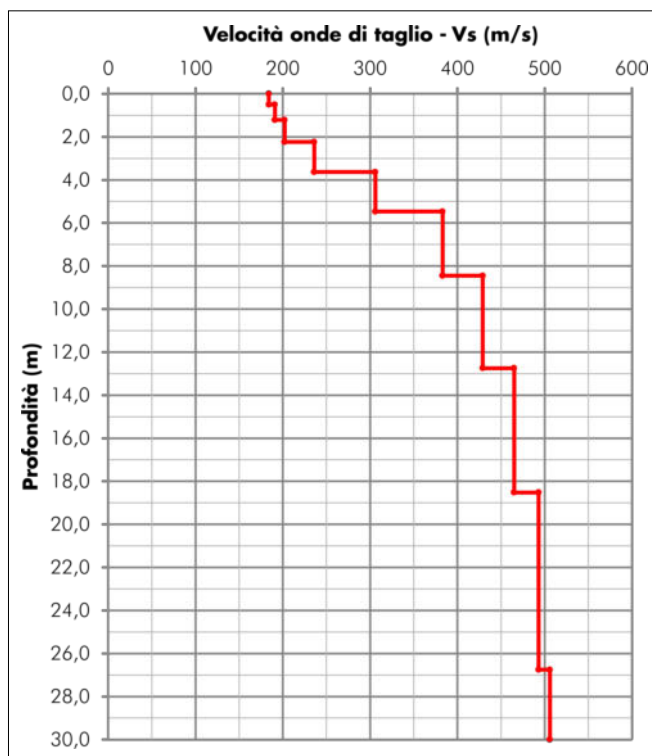
▼ Geofono

STUDIOAPOGEO
Ambiente e Territorio

CURVA DI DISPERSIONE DELLE ONDE DI RAYLEIGH



PROFILO DI VELOCITA' DELLE ONDE DI TAGLIO



Modello di velocità delle onde di taglio

Strato	Profondità (m)		Spessore (m)	Vs (m/s)
	da	a		
1	0,0	0,5	0,5	184
2	0,5	1,2	0,7	191
3	1,2	2,2	1,0	202
4	2,2	3,6	1,4	236
5	3,6	5,5	1,8	306
6	5,5	8,5	3,0	383
7	8,5	12,7	4,3	429
8	12,7	18,5	5,8	465
9	18,5	26,8	8,2	493
10	26,8	30,0	3,2	506

Vs,eq (m/s)

391

Categoria sottosuolo

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.

Tabulati calcolo capacità portante

CALCOLO PORTANZA DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Norme tecniche per le Costruzioni 2018

Aggiornamento alle Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018.

Gli **stati limite ultimi** per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni (**GEO**) riguardano:

- collasso per **carico limite** nei terreni di fondazione;
- **scorrimento** sul piano di posa.

In tali verifiche, tutte le azioni su un elemento di fondazione possono essere ricondotte a una forza risultante applicata al piano di posa.

Per le verifiche agli stati limite ultimi di tipo geotecnico (**GEO**) per carico limite e per scorrimento si deve fare riferimento all'**approccio 2**.

L'analisi deve essere condotta con la Combinazione (**A1+M1+R3**), nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (**M1**) sono unitari, i coefficienti parziali sulle azioni (**A1**) sono indicati dalla tabella 6.2.I e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo **R3** riportati in tab. 6.4.I.

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F ($\sigma\gamma_E$)	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_{Qi}	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_{G1}

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	$\gamma_R = 1.1$

Stati Limite di Esercizio (SLE)

La capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (SLE) deve essere verificata confrontando il valore limite di progetto associato a ciascun aspetto di funzionalità esaminato (Cd), con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni (Ed), attraverso la seguente espressione formale:

$$Ed < Cd$$

Dove:

- Ed, valore di progetto dell'azione o degli effetti dell'azione;
- Cd, valore limite dell'effetto delle azioni (spostamenti e deformazioni che possano compromettere la funzionalità di una struttura).

I valori degli spostamenti e delle distorsioni andranno calcolati considerando le combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3:

- Combinazione frequente;
- Combinazione quasi permanente s.l.t.

Le verifiche relative alle deformazioni (cedimenti) e agli spostamenti si effettuano adoperando i valori caratteristici dei parametri (f_k).

Nelle analisi, devono essere impiegati i valori caratteristici delle proprietà meccaniche e pertanto i relativi coefficienti parziali di sicurezza devono sempre essere assunti unitari ($f_k = f_d$): si adottano i valori caratteristici dei moduli di deformazione dei terreni (E'_k , E_{edk}).

Sotto l'effetto **dell'azione sismica** di progetto le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio già definiti in precedenza (§ 3.2.1 NTC), con i requisiti di sicurezza indicati nel § 7.1.

Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo **pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici** e impiegando **le resistenze di progetto**, con i coefficienti parziali γ_R indicati nel presente Capitolo 7 oppure con i γ_R indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato

Stato Limite Ultimo (SLV) per carico limite (§ 7.11.5.3.1)

Le azioni derivano dall'analisi della struttura in elevazione come specificato al § 7.2.5. Le resistenze sono i corrispondenti valori limite che producono il collasso del complesso fondazione-terreno; esse sono valutabili mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica, tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione e dell'eccentricità delle azioni in fondazione. Il corrispondente valore di progetto si ottiene applicando il coefficiente γ_R di Tabella 7.11.II. Se, nel calcolo del carico limite, si considera esplicitamente l'effetto delle azioni inerziali sul volume di terreno significativo (e.g. Richards et al., Paolucci e Pecker), il coefficiente γ_R può essere ridotto a 1.8.

Stato Limite Ultimo (SLV) per scorrimento sul piano di posa (§ 7.11.5.3.1)

Per azione si intende il valore della forza agente parallelamente al piano di scorrimento, per resistenza si intende la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione.

Specificamente, si può tener conto della resistenza lungo le superfici laterali nel caso di contatto diretto fondazione-terreno in scavi a sezione obbligata o di contatto diretto fondazione-calcestruzzo o fondazione-acciaio in scavi sostenuti da paratie o palancole.

In tali casi, il progettista deve indicare l'aliquota della resistenza lungo le superfici laterali che intende portare in conto, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e ai criteri costruttivi dell'opera.

Ai fini della verifica allo scorrimento, si può considerare la resistenza passiva solo nel caso di effettiva permanenza di tale contributo, portando in conto un'aliquota non superiore al 50%.

Stato limite di esercizio (SLE)

A meno dell'impiego di specifiche analisi dinamiche, in grado di fornire la risposta deformativa del sistema fondazione-terreno, la verifica nei confronti dello stato limite di danno può essere ritenuta soddisfatta impiegando le azioni corrispondenti allo SLD e determinando il carico limite di progetto con il coefficiente γ_R riportato nella 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
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

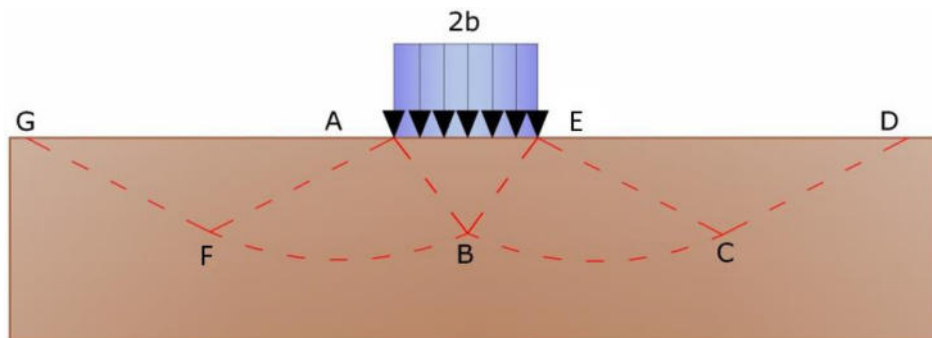
- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie $GFBCD$.

Nel triangolo AEB la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45^\circ + \varphi/2$ rispetto all'orizzontale.

Nelle zone ABF e EBC la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti A ed E e l'altra da archi di due famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti A ed E . Nei triangoli AFG e ECD la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm (45^\circ + \varphi/2)$ rispetto alla verticale.



Meccanismo di rottura di Prandtl

Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione $q = B \cdot c$, dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito φ del terreno.

$$B = \cot g \varphi \left[e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 (45^\circ + \varphi/2) - 1 \right]$$

Per $\varphi=0$ il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi $q=5.14 \cdot c$.

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ($c=0$, $\gamma \neq 0$) risulta $q=0$, secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Questa teoria, anche se non applicabile praticamente, ha dato inizio a tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti **Caquot** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità h , con $h \leq 2b$; il terreno compreso tra la superficie e la profondità h ha le seguenti caratteristiche: $\gamma \neq 0$, $\varphi=0$, $c=0$, rappresenta un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \cdot \gamma_1 + B \cdot c$$

che è sicuramente un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

Metodo di Terzaghi (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto **Terzaghi** assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione ψ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di ψ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi $\gamma_2=0$ per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \cdot \gamma_1 \cdot h + B \cdot c + C \cdot \gamma \cdot b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito φ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo φ prima definito; b è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, **Terzaghi** passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da **Terzaghi** sull'effettivo comportamento del terreno.

Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, **Terzaghi** invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, Terzaghi consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$\tan \varphi_{rid} = \frac{2}{3} \tan \varphi \quad e \quad c_{rid} = \frac{2}{3} c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di Terzaghi può essere scritta:

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cdot \cos^2(45 + \varphi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \varphi/2) \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

Formula di Meyerhof (1963)

Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di *Terzaghi*; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente s_q che moltiplica il fattore N_q , fattori di profondità d_i e di pendenza i_i per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BD (v. meccanismo Prandtl), considerando valori approssimati del taglio che si sviluppa nel terreno al di sopra del piano di posa. I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

Carico verticale

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$$

Carico inclinato

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

$$N_q = e^{(0.75\pi - \varphi/2)} \cdot \tan^2(45 + \varphi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4 \cdot \varphi)$$

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot k_p \cdot \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot k_p \cdot \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi = 0$$

fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{k_p} \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{k_p} \cdot \frac{D}{B} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi > 10$$

inclinazione:

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \varphi = 0$$

dove:

- $k_p = \tan^2(45 + \varphi/2)$
- θ = Inclinazione della risultante sulla verticale.

Formula di Hansen (1970)

È una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*; le estensioni consistono nell'introduzione di b_i che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore g_i per terreno in pendenza.

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di $D/B < 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(1 - \sin \varphi)^2 \cdot \frac{D}{B}$$

Per valori $D/B > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(1 - \sin \varphi)^2 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

Nel caso $\varphi=0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\varphi=0$.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 \text{ per fondazioni nastrofornite}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattori di inclinazione del carico:

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_q = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta / 450) \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata):

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q \exp(-2\eta \cdot \tan \varphi)$$

Formula di Vesic (1975)

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con N_q ed N_c come per la formula di Meyerhof ed N_γ come sotto riportato:

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$$

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa sostenere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo):

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d , nei terreni a grana fine, si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$\frac{R}{A'} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c + q$$

Dove:

- $A' = B' \cdot L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico;
- c_u = coesione non drenata;
- q = pressione litostatica totale sul piano di posa
- s_c = fattore di forma;
- $s_c = 1 + 0.2 \cdot \left(\frac{B'}{L'}\right)$, per fondazioni rettangolari
- $s_c = 1.2$, per fondazioni quadrate o circolari
- i_c = Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H .

$$i_c = 0.5 + 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A'_f \cdot c_a}}$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue:

$$\frac{R}{A'} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi'} \cdot \tan^2 (45 + \varphi' / 2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \tan \varphi'$$

Fattori di forma:

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \sin \varphi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \sin \varphi' \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \frac{B'}{L'} \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0.7 \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H:

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right)^{m+1}$$

$$i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

Dove:

$$m = m_B = \frac{\left[2 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]} \quad \text{con } H // B'$$

$$m = m_L = \frac{\left[2 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]} \quad \text{con } H // L'$$

$$m = m_\theta = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta$$

Schema di calcolo del carico limite (qL).

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli ρ_A e ρ_P che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva K_A e K_P in funzione dell'angolo di attrito interno φ del terreno e dell'angolo di attrito δ terreno – parete ideale:

$$\rho_A = \varphi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan \varphi \cdot (\tan \varphi \cdot \cot \varphi) \cdot (1 + \tan \delta \cdot \cot \varphi)} - \tan \varphi}{1 + \tan \delta \cdot (\tan \varphi + \cot \varphi)} \right\}$$

$$\rho_P = -\varphi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan \varphi \cdot (\tan \varphi \cdot \cot \varphi) \cdot (1 + \tan \delta \cdot \cot \varphi)} + \tan \varphi}{1 + \tan \delta \cdot (\tan \varphi + \cot \varphi)} \right\}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

È comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo $\phi=0.5\delta$, conduce a valori dei coefficienti di carico limite prossimi a quelli basati su un'analisi di tipo Prandtl. Richards et al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni $k_h g$ e $k_v g$, agenti rispettivamente in direzione orizzontale e verticale, sono a loro volta pari a $k_h \gamma$ e $k_v \gamma$. Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di ρ_A e ρ_P , nonché di K_A e K_P , rispettivamente indicate come ρ_{AE} e ρ_{PE} e come K_{AE} e K_{PE} per denotare le condizioni sismiche:

$$\rho_{AE} = (\varphi - \theta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \theta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \theta) \cdot \cot(\varphi - \theta)]} - \tan(\varphi - \theta)}{1 + \tan(\delta + \theta) \cdot (\tan(\varphi - \theta) + \cot(\varphi - \theta))} \right\}$$

$$\rho_{PE} = -(\varphi - \theta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \theta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \theta) \cdot \cot(\varphi - \theta)]} - \tan(\varphi - \theta)}{1 + \tan(\delta + \theta) \cdot (\tan(\varphi - \theta) + \cot(\varphi - \theta))} \right\}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \cos(\delta + \theta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right\}^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \cos(\delta + \theta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right\}^2}$$

I valori di N_q e N_γ sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli ρ_{AE} e ρ_{PE} e dei coefficienti K_{AE} e K_{PE} relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo θ definito come:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

Nella tabella sottostante sono mostrati i fattori di capacità portante calcolati per i seguenti valori dei parametri:

$$\varphi = 30^\circ \quad \delta = 15^\circ$$

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

Tabella dei fattori di capacità portante per $\varphi=30^\circ$

$k_h/(1-k_v)$	N_q	N_γ	N_c
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLE FONDAZIONE (SLU)

La verifica a carico limite delle fondazioni secondo l'approccio SLU si esegue con la seguente disequaglianza:

$$E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_{RV}}$$

Dove:

- E_d = pressioni agenti alla base della fondazione;
- R_d = capacità portante di calcolo;
- γ_{RV} = coefficiente riduttivo della capacità portante verticale

Le pressioni agenti alla base della fondazione si calcolano con dalla seguente espressione:

$$E_d = \frac{N_d}{A_{ef}}$$

Dove:

- N_d = azione normale di progetto;
- $A_{ef} = B_R \cdot L'$ = area ridotta;

Fondazioni quadrate o rettangolari

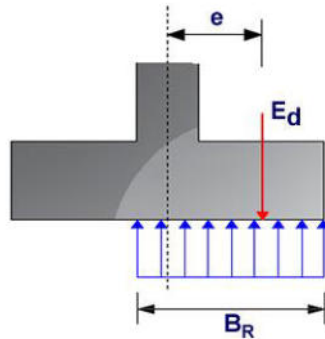
L'area ridotta risulta essere:

$$A_{ef} = B' \cdot L'$$

$$L' = L - 2e_x; B' = B - e_y; e_x = \frac{M_x}{N}; e_y = \frac{M_y}{N}$$

Per le verifiche a carico limite allo SLU è lecito considerare la "plasticizzazione" del terreno, in tal caso si può assumere una distribuzione uniforme delle pressioni agenti sul piano di posa.

Come evidenziato nella seguente immagine, la distribuzione delle pressioni si considera estesa sulla base "ridotta" $B_R = B - 2e$.



Dove:

- $e = N_d / M_d$ - eccentricità dei carichi

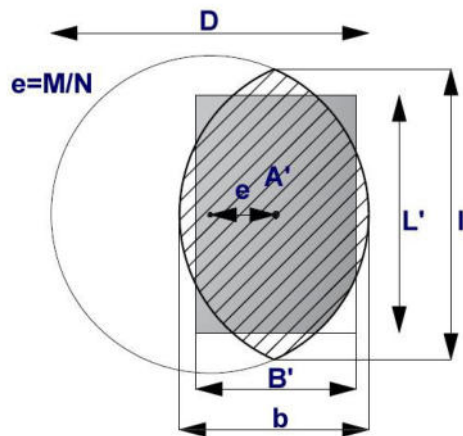
Fondazioni circolari

Una fondazione circolare sottoposta ad un carico verticale applicato con un'eccentricità $e = M_d / N_d$ può essere considerata equivalente ad una fondazione fittizia con un carico applicato centralmente (Figura seguente), come suggerito da Meyerhof (1953) e Vesic (1973). In questo caso, l'area della fondazione fittizia, A' , può essere calcolata con questa espressione:

$$A' = \frac{D^2}{2} \left(\arccos \frac{2e}{D} - \frac{2e}{D} \sqrt{1 - \left(\frac{2e}{D} \right)^2} \right)$$

Il rapporto delle lunghezze dei lati della fondazione rettangolare equivalente può essere approssimato al rapporto tra le lunghezze b ed l , si ricava da:

$$\frac{B}{L'} = \frac{b}{l} = \sqrt{\frac{D - 2e}{D + 2e}}$$



Metodo di calcolo delle dimensioni equivalenti di una fondazione circolare soggetta a carico non baricentrico.

FATTORI CORRETTIVI SISMICI (PAOLUCCI E PECKER)

Quando si determina q_{lim} , per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del vengono introdotti i fattori correttivi z:

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\text{tg}\varphi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

Dove k_h è il coefficiente sismico orizzontale.

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	2.0 m
Lunghezza fondazione	2.0 m
Profondità piano di posa	1.0 m
Altezza di incastro	0.5 m
Profondità falda	10.0
Sottofondazione...Sporgenza, Altezza	0.1/0.1 m

SISMA

Accelerazione massima (amax/g)	0.133
Effetto sismico secondo	Paolucci, Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale	0.032

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	50.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.333	2.475	0.2
S.L.D.	50.0	0.431	2.495	0.216
S.L.V.	475.0	1.089	2.492	0.264
S.L.C.	975.0	1.393	2.505	0.272

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera:	Stabilità dei pendii e Fondazioni
--------	-----------------------------------

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.3996	0.2	0.0082	0.0041
S.L.D.	0.5172	0.2	0.0105	0.0053
S.L.V.	1.3068	0.24	0.032	0.016
S.L.C.	1.6716	0.24	0.0409	0.0205

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m³]	Peso unità di volume saturo [kN/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m²]	Coesione non drenata [kN/m²]	Modulo Elastico [kN/m²]	Modulo Edometrico [kN/m²]	Poisson	Coeff. consolidaz. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidaz. secondaria	Descrizione
2.2	17.0	18.0	27.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	LIVELLO 1
10.0	19.0	20.0	32.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	LIVELLO 2

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto [kN/m²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid.Ca pacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...SISMA

Autore: HANSEN (1970)

Carico limite [Qult] 270.16 kN/m²
 Resistenza di progetto[Rd] 117.46 kN/m²
 Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] --

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 10806.52 kN/m³

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	17.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	18.0 kN/m ³
Angolo di attrito	27.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	13.2
Fattore [Nc]	23.94
Fattore [Ng]	9.32
Fattore forma [Sc]	1.55
Fattore profondità [Dc]	1.18
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.51
Fattore profondità [Dq]	1.14
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.6
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	297.36 kN/m ²
Resistenza di progetto	129.29 kN/m ²

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	17.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	18.0 kN/m ³
Angolo di attrito	27.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	15.9
Fattore [Nc]	29.24
Fattore [Ng]	13.16
Fattore forma [Sc]	1.3
Fattore forma [Sg]	0.8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	331.98 kN/m ²
Resistenza di progetto	144.34 kN/m ²

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	17.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	18.0 kN/m ³
Angolo di attrito	27.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	13.2
Fattore [Nc]	23.94
Fattore [Ng]	9.46
Fattore forma [Sc]	1.53
Fattore profondità [Dc]	1.15
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.27
Fattore profondità [Dq]	1.07
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.27
Fattore profondità [Dg]	1.07
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	393.3 kN/m ²
Resistenza di progetto	171.0 kN/m ²

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	17.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	18.0 kN/m ³
Angolo di attrito	27.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	13.2
Fattore [Nc]	23.94
Fattore [Ng]	14.47
Fattore forma [Sc]	1.55
Fattore profondità [Dc]	1.15
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.51
Fattore profondità [Dq]	1.14
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.6
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	355.09 kN/m ²
Resistenza di progetto	154.39 kN/m ²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	17.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	18.0 kN/m ³
Angolo di attrito	27.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	13.2
Fattore [Nc]	23.94
Fattore [Ng]	12.43
Fattore forma [Sc]	1.49
Fattore profondità [Dc]	1.15
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.45
Fattore profondità [Dq]	1.14
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.7
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	348.38 kN/m ²
Resistenza di progetto	151.47 kN/m ²

SISMA

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	17.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	18.0 kN/m ³
Angolo di attrito	27.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	13.2
Fattore [Nc]	23.94
Fattore [Ng]	9.32
Fattore forma [Sc]	1.55
Fattore profondità [Dc]	1.18
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.51
Fattore profondità [Dq]	1.14
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.6
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.92
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.89
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0.96

Carico limite	270.16 kN/m ²
Resistenza di progetto	117.46 kN/m ²

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	17.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	18.0 kN/m ³
Angolo di attrito	27.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	15.9
Fattore [Nc]	29.24
Fattore [Ng]	13.16
Fattore forma [Sc]	1.3
Fattore forma [Sg]	0.8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.92
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.89
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0.96

Carico limite	299.5 kN/m ²
Resistenza di progetto	130.22 kN/m ²

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	17.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	18.0 kN/m ³
Angolo di attrito	27.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	13.2
Fattore [Nc]	23.94
Fattore [Ng]	9.46
Fattore forma [Sc]	1.53
Fattore profondità [Dc]	1.15
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.27
Fattore profondità [Dq]	1.07
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.27
Fattore profondità [Dg]	1.07
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.92
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.89
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0.96

Carico limite	354.63 kN/m ²
Resistenza di progetto	154.19 kN/m ²

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	17.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	18.0 kN/m ³
Angolo di attrito	27.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	13.2
Fattore [Nc]	23.94
Fattore [Ng]	14.47
Fattore forma [Sc]	1.55
Fattore profondità [Dc]	1.15
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.51
Fattore profondità [Dq]	1.14
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.6
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.92
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.89
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0.96

Carico limite	321.63 kN/m ²
Resistenza di progetto	139.84 kN/m ²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	17.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	18.0 kN/m ³
Angolo di attrito	27.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	13.2
Fattore [Nc]	23.94
Fattore [Ng]	12.43
Fattore forma [Sc]	1.49
Fattore profondità [Dc]	1.15
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.45
Fattore profondità [Dq]	1.14
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.7
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.92
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.89
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0.96

Carico limite	315.46 kN/m ²
Resistenza di progetto	137.16 kN/m ²
