



REGIONE PIEMONTE
COMUNE DI AVIGLIANA
PROVINCIA DI TORINO

PROGETTAZIONE PER LA RILOCALIZZAZIONE DI
UNA PISTA DI GUIDA SICURA SITA IN AREA
AUTOPORTO DI SUSÀ (TO)

Codice generale	Codice dell' opera	Lotto	Livello di progettazione	Area di progettazione	Numero elaborato	Tipo documento	Versione
Cconspa	001	0	D	G	008	rel. geo.	1-13

IL COMMITTENTE :



I PROGETTISTI (A.T.I.) :

Ing. Valter RIPAMONTI (Capogruppo)



Studio DUEPUNTDIECI Associati

duepuntodieci associati
dott. ing. Andrea Durando dott. ing. Enzo Lacroce

Studio ESSEBI Ingegneria



Ing. Enrico GUIOT

Ing. Stefano COALOVA

Stefano Coalova
Ingegnere Edile

Capogruppo di progettazione : Ing. Valter RIPAMONTI *UR*

Responsabile area di progettazione : Ing. Valter RIPAMONTI *UR*

Redattore : Geol. Luca FILIERI *LF*

Consulenza specialistica: Geol. Luca FILIERI *LF*

TIMBRI E FIRME:



PROGETTO DEFINITIVO
ai sensi del d.lgs 163/06 allegato XXI

OGGETTO

RELAZIONI TECNICHE E SPECIALISTICHE
RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

VERS.	MODIFICHE	DATA	SCALA
0	Prima consegna	04 Novembre 2013	-
1	Seconda consegna	22 Novembre 2013	CUP C11J05000030001
2			
3			
4			

REGIONE PIEMONTE

PROVINCIA DI TORINO

Comune di Avigliana



RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA
PROGETTO DEFINITIVO
N.T.C. 2008

Oggetto Rilocalizzazione del centro regionale di guida sicura

Committente CONSEPI S.P.A.

Il tecnico Dott. Geol. Luca Filieri



Novembre 2013

STUDIOAPOGEO

Ambiente e Territorio

10024 Moncalieri (TO) Via Pastrengo, 102/6 - Tel.& Fax. 011/6056000 - 348/7792996
info@studioapogeo.it – www.studioapogeo.it

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA DEFINITIVA

Indice

1	Premessa	3
2	Inquadramento dell'area d'indagine	4
3	Modello geologico del sito in esame	12
4	Caratterizzazione geotecnica del terreno	23
5	Zonazione sismica	24
6	Capacità portante	25
7	Stabilità nei confronti della liquefazione	27
8	Prescrizioni in ordine alla corretta esecuzione dei lavori	27
9	Conclusioni	28

Allegati

1. PREMESSA

La presente relazione geologica integrata nel medesimo elaborato dalla relazione geotecnica, viene redatta su incarico del Committente, e fa riferimento al progetto di "Rilocalizzazione del centro regionale di guida sicura" nel Comune di Avigliana.

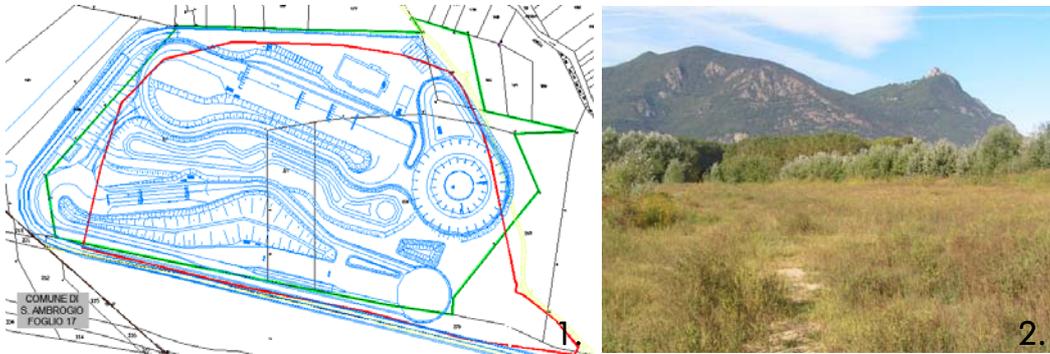


Foto 1-2. Estratto catastale dell'area in studio con sovrapposizione di quanto in progetto (1)
Panoramica dell'area di indagine (2)

La presente relazione adempie agli obblighi di legge (N.T.C. 2008) relativamente alla parte geologica e a quella geotecnica e viene realizzata ad integrazione degli elaborati progettuali, costituendone parte integrante, secondo quanto previsto dai vigenti strumenti urbanistici.

In particolare, scopo del presente lavoro è valutare:

1. le caratteristiche geologiche, geomorfologiche e idrogeologiche del sito in cui è inserito l'intervento in progetto;
2. la capacità portante ultima e la tensione ammissibile del terreno di fondazione in ordine al tipo di fondazione più idoneo da adottare.

Per poter procedere alla caratterizzazione dettagliata del sottosuolo dei terreni che ospiteranno le opere in progetto sono stati effettuati sondaggi geognostici a carotaggio continuo, saggi meccanici e indagini geofisiche (MASW - tomografia sismica a rifrazione); le stratigrafie e la documentazione fotografica sono riportate in allegato e sono da considerarsi parte integrante della presente relazione.

Nello specifico, il lavoro è stato articolato nelle seguenti fasi:

- sopralluogo preliminare e ricerca bibliografica;
- individuazione delle caratteristiche stratigrafiche ed idrogeologiche generali;
- esecuzione indagini dirette (sondaggi geognostici e saggi) e geofisiche;
- realizzazione del modello geologico del sito attraverso le indagini effettuate e i dati ricavati da aree limitrofe;
- verifica della capacità portante del terreno in ordine alla tipologia fondazionale da adottare;
- prescrizioni in ordine alla corretta esecuzione dei lavori.

1a. Normativa di riferimento

La presente relazione adempie agli obblighi di legge, in particolare l'elaborato è stato redatto nel rispetto nelle seguenti norme:

- ▶ legislazione tecnica:
D.M 14.01.2008;
- ▶ legislazione sismica:
D.G.R. 2-19274 8 marzo 1988;
Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20/02/2003; D.G.R. 61-11017 del 17/11/03;
Circolare del Presidente della Giunta Regionale 27 aprile 2004, n. 1/DOP; Deliberazione della Giunta Regionale 19 gennaio 2010, n. 11-13058; Aggiornamento e adeguamento dell'elenco delle zone sismiche (O.P.C.M. n. 3274/2003 e O.P.C.M. 3519/2006);
Deliberazione della Giunta Regionale 1 marzo 2010, n. 28-13422 - Differimento del termine di entrata in vigore della nuova classificazione sismica del territorio piemontese approvata con D.G.R. n. 11-13058 del 19/01/2010 e ulteriori disposizioni;
Deliberazione della Giunta Regionale 18 febbraio 2011 n. 8-1517 che stabilisce l'entrata in vigore definitiva della nuova classificazione sismica del territorio Piemontese (30 settembre 2011).

2. INQUADRAMENTO DELL'AREA D'INDAGINE

4

2a. Inquadramento geografico

Il sito oggetto di indagine è localizzato a nord del concentrico di Avigliana, ad una quota media di circa 345 m s.l.m. ed è chiaramente identificabile sulla C.T.R. 1:10.000 sezione 155090 (cfr. elaborati progettuali con indicazione delle quote di progetto e del p.c.).

Le coordinate (rif. UTM-ED50) dell'area oggetto dell'intervento, in posizione circa mediana, sono:

E: 373309

N: 4995135

Per l'inquadramento topografico di dettaglio si rimanda alle tavole riportate in allegato; per gli specifici elaborati progettuali si rimanda alle tavole redatte dallo Studio Tecnico dell'Ing. Valter Ripamonti di Pinerolo.

2b. Inquadramento geologico e geomorfologico

L'area indagata è individuabile sulla C.G.I. 1:100.000 Foglio °55, Susa, di cui viene riportato un estratto nella figura 2.1.

Dall'esame della C.G.I. il sito di indagine è afferibile ai depositi alluvionali recenti (a²).

Per ottenere uno sguardo d'insieme della geologia della zona, è opportuno fornire un inquadramento più generale.

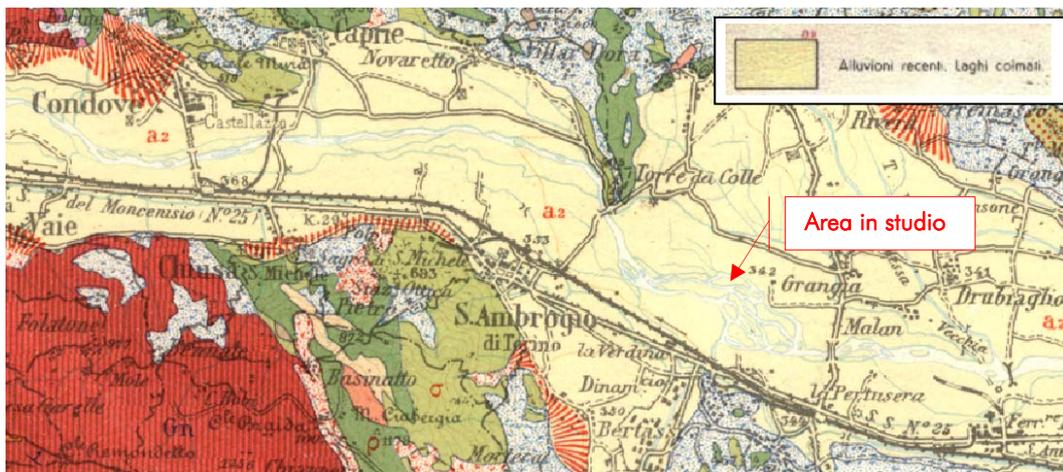


Figura 2.1 Estratto della C.G.I. foglio Susa con indicazione dell'area oggetto di studio

L'area in studio si colloca in bassa Val di Susa in corrispondenza dell'Anfiteatro morenico di Rivoli-Avigliana che rappresenta una delle più rilevanti tracce del glacialismo alpino italiano. Si trova allo sbocco in pianura della Valle di Susa, dove si è sviluppato in seguito a differenti fasi di avanzamento e arretramento nel corso delle glaciazioni pleistoceniche, a partire da circa 750 mila anni fa.

Dal punto di vista geomorfologico, l'Anfiteatro Morenico è costituito da un insieme di modesti rilievi collinari per lo più rettilinei (dorsali) o debolmente arcuati (cerchie), paralleli tra loro e disposti a formare una sorta di anfiteatro.

Dal punto di vista geologico, l'Anfiteatro è formato da un complesso affiorante di depositi glaciali e fluvio-glaciali con estensione in pianta di circa 52 kmq.

5

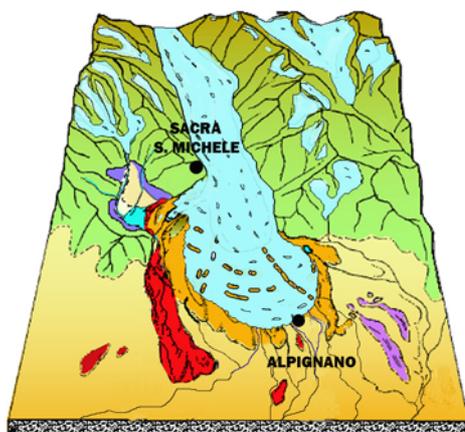


Figura 2.2 Ricostruzione dell'area di massima espansione del ghiacciaio della Val Susa nel Pleistocene e di una successiva fase di ritiro (P. Baggio et al., 2003)

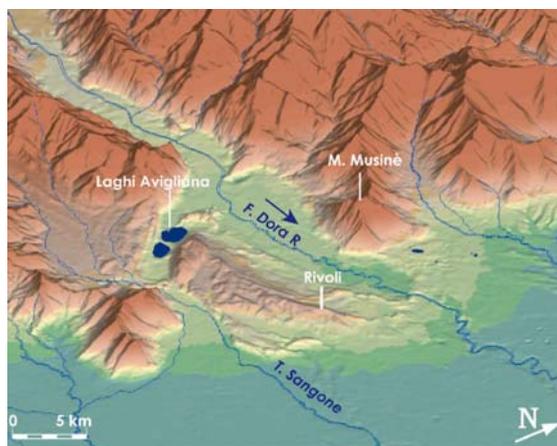


Figura 2.3 Modello 3D dell'anfiteatro morenico di Rivoli-Avigliana (M. Giardino et al., 2010)

Pertanto la storia geologica dell'area in studio è estremamente legata all'evoluzione orogenetica alpina e alle condizioni climatiche recenti ed attuali che hanno colpito il settore prealpino. Infatti, l'asse della bassa Valle di Susa attraversa tre fra le principali unità strutturali del settore nord occidentale dell'arco alpino. Da E verso W, si ritrovano in successione il Massiccio Ultrabasico di Lanzo, la Formazione dei calcescisti con pietre verdi ed il Massiccio Dora Maira.

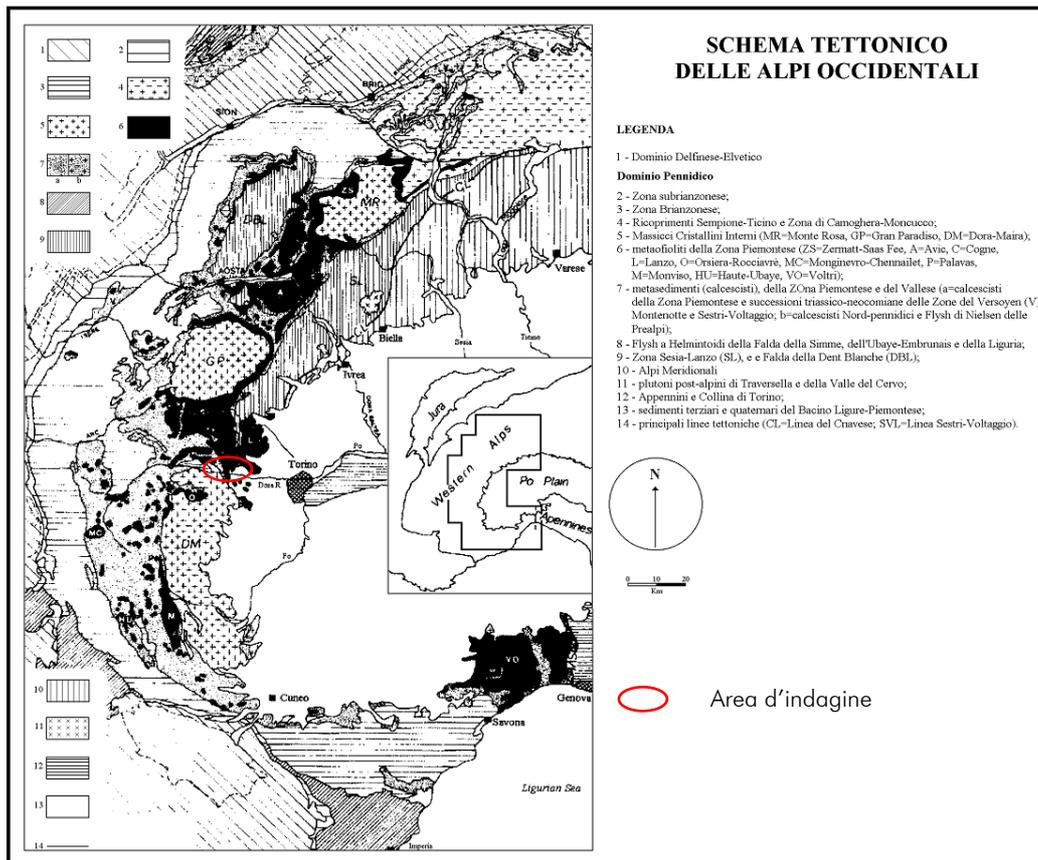


Figura 2.4 Schema tettonico delle Alpi Occidentali (da Chiesa et al, 1975; Ogniben et al, 1975; Compagnoni & Sandrone, 1979)

Il Massiccio di Lanzo, affiora sul versante orografico sinistro da Caselette sino ad Almese ed è costituito per lo più da rocce peridotitiche, originate dalla risalita di materiale crostale all'inizio dell'orogenesi alpina; tali peridotiti hanno subito, nelle porzioni più superficiali, un processo di serpentinizzazione che ha dato origine a strutture schematizzabili con un nucleo lherzolitico circondato da lherzoliti più o meno serpentinizzate e, verso l'esterno, da serpentiniti vere e proprie.

La *Formazione dei calcescisti con pietre verdi* è suddivisa in due unità: una interna di dominio oceanico ed una esterna di ambiente continentale.

Rocce di entrambe le unità affiorano sui due versanti della valle tra Avigliana e Condove, con ofioliti dell'unità interna (prasiniti, gabbri, serpentiniti, ecc.) assolutamente prevalenti nella zona montuosa del Comune di Sant'Ambrogio

Il Massiccio *Dora Maira* rappresenta il substrato cristallino formatosi prima del sollevamento alpino e affiora sia settore centrale della valle sia ad Ovest di Valgioie. E' rappresentato prevalentemente da gneiss e micascisti localmente associati a quarziti, marmi e anfiboliti.

Tra Sant'Ambrogio e Chiusa San Michele il Massiccio viene tettonicamente in contatto con le ofioliti della formazione dei calcescisti lungo una linea che attraversa la valle e continua sul versante opposto al di sopra di Condove.

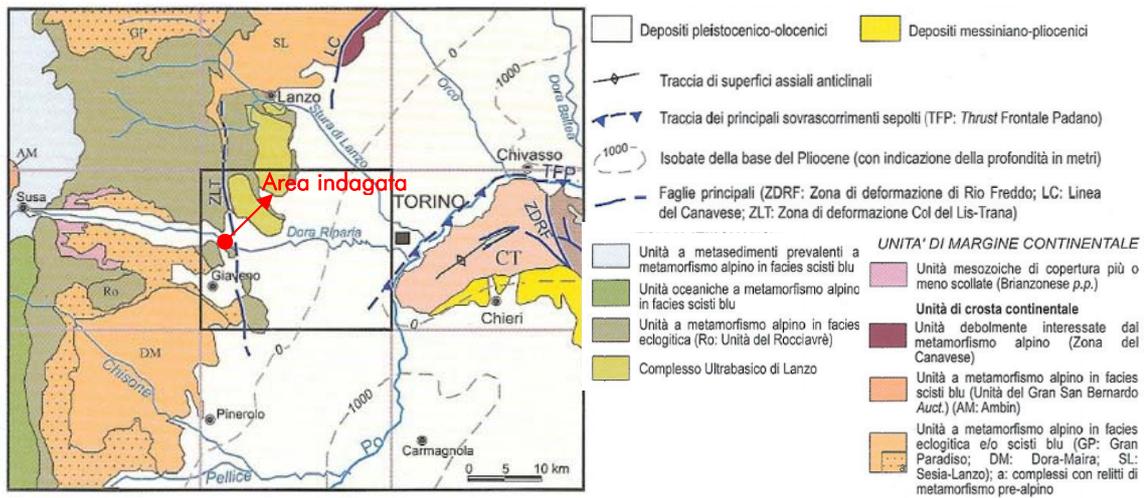


Figura 2.5 Inquadramento tettono-metamorfico Foglio 155 "Torino Ovest", Progetto CARG)

Per un maggior dettaglio dell'inquadramento geologico in questione è possibile riferirsi al recente Foglio 155 -Torino Ovest- alla scala 1:50.000 della Carta Geologica d'Italia (Progetto CARG, Agenzia Nazionale Protezione Ambientale) che suddivide i depositi pliocenici, pleistocenici e quaternari secondo il concetto della allostratigrafia suddividendo in sintemi e relativi subsintemi. In questa carta, della quale si riporta uno stralcio nella figura seguente, l'area in studio è ascritta al "Sintema di Palazzolo" e nello specifico al "Subsintema di Ghiaia Grande" – CSN_{3b} – rappresentato da ghiaie sabbiose a supporto di clasti e sabbie ghiaiose a supporto di matrice con intercalazioni sabbiose, passanti verso l'alto a sabbie siltose inalterate e debolmente alterate di spessore metrico, costituenti i principali fondavalle, i terrazzi sospesi fino a 10 m sugli alvei attuali e i conoidi fluvio-torrentizi attuali; depositi siltosi e sabbioso-siltosi privi di stratificazione e non alterati, di spessore metrico, contenenti alla base lenti ghiaiose di ridotta estensione, costituenti i fondovalle dei corsi d'acqua tributari (depositi fluvio-torrentizi).

7



Figura 2.6 Estratto del Foglio 155 - Torino Ovest, prog. CARG - con indicazione dell'area oggetto di studio

Dal punto di vista geomorfologico, l'area risulta sub-pianeggiante, stabile e non soggetta a fenomeni gravitativi per un intorno significativo. In allegato si riporta la carta geologica-geomorfologica alla scala 1:10.000, redatta dallo Studio Tecnico dell'Ing. Valter Ripamonti, a supporto dello SIA.

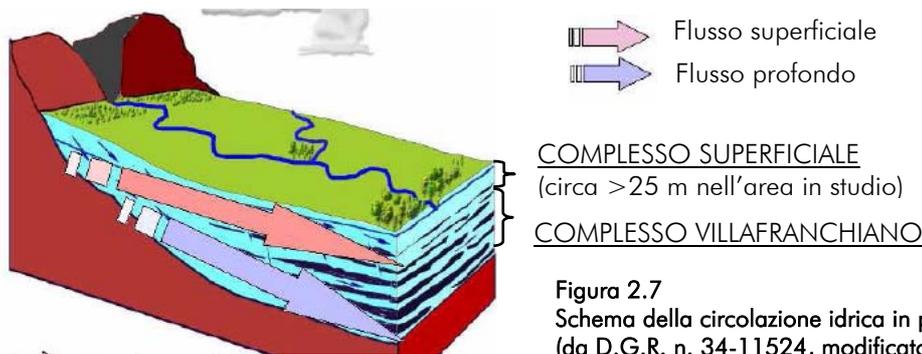
E' necessario sottolineare che, nello specifico, l'area in studio risulta nella sua totalità un rilevato di origine antropica con un'altezza maggiore ai 2 m (cfr. fig. 3.13); in particolare le indagini effettuate evidenziano per il rilevato in esame un'altezza media indicativa pari a circa 3,0 m.

2c. Inquadramento idrogeologico

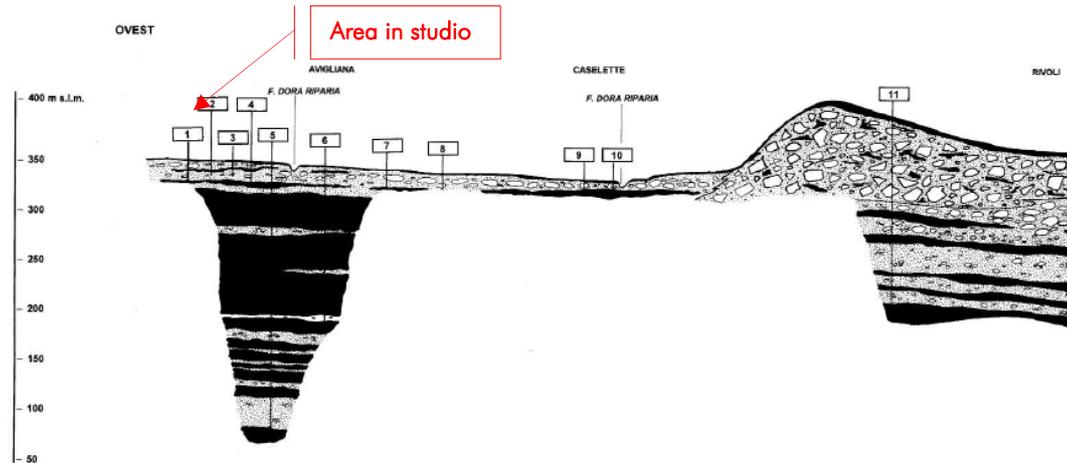
L'assetto litostratigrafico ed idrogeologico di questo settore di territorio è fortemente legato alle condizioni geologico-strutturali dell'area, nello specifico si possono distinguere due complessi:

- **Complesso Superficiale** - (riferibile al Pleistocene medio-Olocene) è costituito da uno strato superficiale di depositi fluvioglaciali e/o alluvionali. È caratterizzato da alternanze di sedimenti di natura ghiaioso-sabbiosa con orizzonti più fini di sabbie e limi debolmente argillosi. La possibile presenza a differenti profondità di orizzonti argilloso-limosi può determinare un effetto di confinamento della falda locale.
- **Complesso Villafranchiano** - costituito in prevalenza da depositi fini impermeabili (argille e limi di ambiente palustro-lacustre) all'interno dei quali sono compresi livelli più grossolani e permeabili (sabbie e ghiaie di origine fluviale). Il Complesso è caratterizzato dalla presenza di discreti acquiferi ospitati nei livelli ghiaioso-sabbiosi che danno origine ad un sistema multifalde in pressione. Questo sistema acquifero presenta un buon grado di protezione da potenziali fenomeni inquinanti in virtù del fatto che è confinato all'interno di depositi fini impermeabili.

Dall'inquadramento geologico si desume che al di sotto dello strato superficiale di terreno vegetale si trova uno strato costituito da materiale ghiaioso-sabbioso che presenta un'elevata vulnerabilità nei confronti di eventuali inquinanti provenienti dalla superficie (*Complesso Superficiale*). Al di sotto è presente la risorsa idrica profonda, costituita da un sistema di falde sovrapposte in pressione contenute nei livelli a tessitura più grossolana (sabbie e ghiaie) presenti all'interno del *Complesso Villafranchiano* precedentemente descritti.



Per un maggior approfondimento dell'idrogeologia dell'area è stata presa 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 ed elaborata dal Dipartimento di Scienze della Terra dell'Università degli Studi di Torino per conto della Provincia di Torino, Area Ambiente, Parchi, Risorse Idriche e Tutela della Fauna. L'area indagata risulta collocata nei depositi fluviali prevalentemente ghiaiosi poco o per nulla alterati (Pleistocene sup. - Olocene).



In allegato si riporta la carta idrogeologica alla scala 1:10000, redatta dallo Studio Tecnico dell'Ing. Valter Ripamonti, a supporto dello SIA, dalla quale si evince che l'area ricade nel complesso caratterizzato da *elevata permeabilità* a conferma del fatto che il sito in studio è ubicato al di sopra del Complesso Superficiale noto a scala regionale.

Lo spessore dell'acquifero superficiale può essere stimato riferendosi alla recente cartografia della base dell'acquifero superficiale redatta dalla Regione Piemonte e approvata con D.D. 900 del 03/12/2012. In questa carta (fig. 2.9) si evince che l'area in studio ricade nella sotto area **MC2** rappresentata da depositi alluvionali di fondovalle dove la profondità dell'acquifero profondo si colloca a 50 metri dal piano campagna - nel caso in cui non sia noto il livello piezometrico - o a 50 m dal saturo.

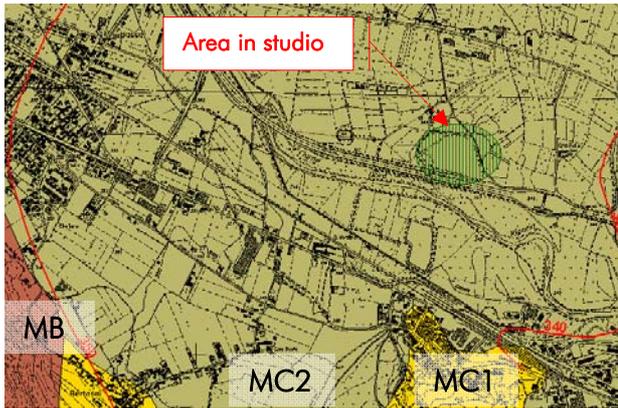


Figura 2.9 Estratto di C.T.R. con indicazione delle linee isopiezometriche (rosso) e delle sottoaree idrogeologiche (blu – D.D. 900 del 03/12/2012)

Sulla base di quanto riportato nella “Carta della soggiacenza della falda idrica a superficie libera relativa al territorio di pianura della Regione Piemonte alla scala 1:250.000” (Fig. 2.10), la soggiacenza è ridotta - da 0 m a 5 m da p.c. - in prossimità degli alvei dei corsi d’acqua ed ha valori compresi tra 5 e 10 m nella zona di raccordo tra la pianura fondamentale e i sistemi di terrazzo. In corrispondenza dei terrazzi la soggiacenza media aumenta (maggiore ai 10 m da p.c.) ed in particolare in corrispondenza dell’area oggetto di intervento viene stimato un valore da 5 a 10 m.



Fig. 2.10 Stralcio della “Carta della soggiacenza della falda idrica a superficie libera relativa al territorio di pianura della Regione Piemonte alla scala 1:250.000”

Pur in mancanza di misure dirette del livello di falda, dagli studi consultati e dalle risultanze delle prove geognostiche effettuate (i sondaggi effettuati non hanno riscontrato la presenza di falda sino alla profondità di circa 8 m dal piano di calpestio) si può affermare che in condizioni normali la quota della falda superficiale si colloca a profondità non significative per quanto in progetto (profondità massima di scavo pari a circa 1,5m da p.c. dove sono previsti i manufatti).

Tenuto conto della profondità massima degli scavi è possibile affermare che non vi saranno fenomeni di interferenza tra l’opera in progetto ed il livello piezometrico dell’acquifero libero superficiale (le indagini sismiche illustrate al capitolo 3 hanno permesso di identificare la zona satura a partire da circa 9-10 m dal p.c.)

Inoltre, nel rispetto della L.R. 45/89 "Nuove norme per gli interventi da eseguire in terreni sottoposti a vincolo per scopi idrogeologici" si specifica che l'intervento in progetto necessita dell'autorizzazione ai sensi della sopra citata normativa.

La Legge Regionale 45/89 disciplina gli interventi da eseguire nelle zone soggette a vincolo idrogeologico ai sensi del R.D.L. 30 dicembre 1923, n. 3267 ed il successivo regolamento di applicazione approvato con R.D.L. 16 maggio 1926, n. 1126, che comportano modificazione e/o trasformazione d'uso del suolo.

Il R.D.L. 30 dicembre 1923, n.3267 ed il successivo regolamento di applicazione sottopongono a tutela le aree che per effetto di interventi quali, ad esempio "disboscamenti o movimenti di terreno" possono, subire denudazioni, perdere la stabilità o turbare il regime delle acque" (art. 1, R.D.L. 3267/1923).

In generale il vincolo, *non preclude la possibilità di intervenire sul territorio, ma subordina l'intervento all'ottenimento di una specifica autorizzazione.*

In proposito, ai sensi dell'art. 63 della L.R. 44/00, modificato con la L.R. 30/2009, sarà necessario presentare domanda di autorizzazione alla Regione Piemonte per la realizzazione di quanto in progetto in quanto l'intervento comporta *modificazione o trasformazione d'uso del suolo su aree superiori a trentamila metri quadrati o per volumi di scavo superiori a quindicimila metri cubi.* Nello specifico i volumi di scavo previsti per quanto in progetto sono di circa **114300 mc totali.**

Sulla base della ricostruzione effettuata si sottolinea che la falda idrica superficiale si colloca a profondità tali (> 8 m dal p.c.) da non interferire con quanto in progetto. Si ritiene di poter affermare che, a seguito degli interventi in progetto, il regime delle acque non subirà alcuna variazione a scala locale: l'attuale regime di scorrimento e d'infiltrazione delle acque meteoriche rimarrà pressoché invariato.

Per ultimo, l'area ricade in fascia B del PAI - Fascia di esondazione (cfr. fig. 2.11 e tavole in allegato) costituita dalla porzione di territorio interessata da inondazione al verificarsi della piena di riferimento come definita nell'Allegato 3 al Titolo II. Il limite di tale fascia si estende fino al punto in cui le quote naturali del terreno sono superiori ai livelli idrici corrispondenti alla piena di riferimento, ovvero sino alle opere idrauliche esistenti o programmate di controllo delle inondazioni (argini o altre opere di contenimento).



Fig. 2.11 Stralcio della Foglio 155
Sez. III Giaveno del PAI

3. MODELLO GEOLOGICO DEL SITO IN ESAME

La natura del terreno sul quale insisterà la nuova pista di guida sicura (terreno di copertura rimaneggiato di natura antropica posto al di sopra dei depositi alluvionali recenti) non permette la realizzazione di prove in sito tali da fornire in modo oggettivo parametri di resistenza significativi in quanto la struttura caotica del detrito costituito per lo più da uno scheletro a pezzatura medio elevata non permette la realizzazione delle prove usualmente applicate per la definizione della densità in posto dei materiali incoerenti.

Pertanto tenuto anche in considerazione dei modesti carichi in progetto, per una caratterizzazione geomeccanica dei terreni che ospiteranno le opere, si è ritenuto necessario procedere come segue:

1. esame delle indagini ricavate dalla banca dati geotecnica di Arpa Piemonte;
2. sopralluogo ed osservazione diretta dei terreni nelle vicinanze dell'area in studio nell'ambito di lavori seguiti dallo scrivente;
3. esecuzione di indagini dirette (sondaggi e saggi geognostici) e sismiche;
4. consultazione delle carte tematiche a corredo del P.R.G.C..

1. La banca dati geotecnica di Arpa Piemonte ha permesso di ricavare i dati stratigrafici, riportati di seguito, ottenuti a seguito di alcune perforazioni realizzate nell'intorno dell'area di indagine e ricadenti nello stesso complesso geologico che sarà interessato dai lavori in progetto (Fig. 3.1). I dati ricavati confermano il quadro geologico dell'area. Infatti, al punto di vista geotecnico si ha la prevalenza di **depositi alluvionali sabbioso-ghiaiosi intervallati da livelli limosi** man mano che la perforazione si approfondisce.

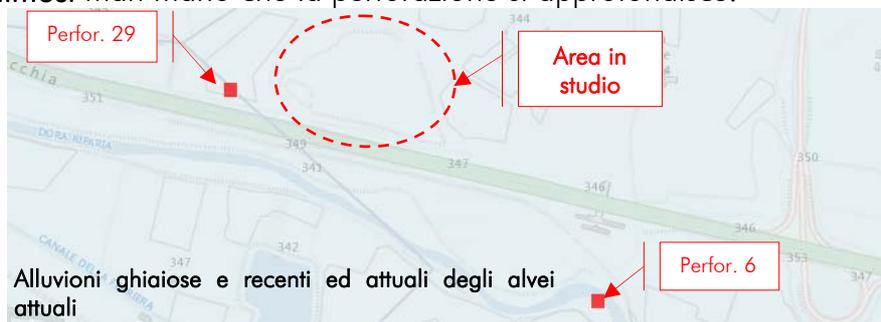


Figura 3.1 Ubicazione sondaggi geognostici e relativi dati (Arpa Piemonte)

Codice perforazione	Profondità (m)	Descrizione
29	1.70	sabbie medio fini debolmente limose poco addensate inglobante elementi ghiaiosi
29	13.50	ghiaie poligeniche in scarsa matrice sabbiosa grossolana con presenza di alcuni ciottoli
29	16.50	sabbie medio grosse inglobanti elementi ghiaiosi
29	25.80	sabbie debolmente limose
29	28.70	limi argillosi poco consistenti inglobanti elementi ghiaiosi
29	35.50	ghiaie e ciottoli

Codice perforazione	Profondità (m)	Descrizione
6	1.00	terreno vegetale limoso mediamente consistente
6	3.20	ghiaie grosse fini con presenza di clasti
6	4.50	ghiaietto e ghiaie in matrice sabbioso limosa
6	6.50	ghiaie fini grosse
6	7.50	limi sabbiosi mediamente consistenti con resti vegetali carboniosi
6	8.00	sabbie medie mediamente addensate
6	10.00	limi sabbiosi da debolmente a mediamente consistenti
6	10.50	limi sabbiosi con ghiaie fini molto consistenti
6	20.50	sabbie da grossolane a fini a volte limose mediamente addensate
6	20.70	limi argillosi mediamente compatti
6	23.00	sabbie eterometriche mediamente addensate da fini a grossolane con ghiaietto
6	30.00	limo debolmente sabbioso debolmente consistente plastico con livelli di limo argilloso e sabbie fini

2. I dati ricavati dalle indagini dirette effettuate dallo scrivente nell'intorno del sito in esame ricadenti nel medesimo contesto geologico confermano il quadro geologico sopra riportato. Le indagini in esame si riferiscono alla caratterizzazione ambientale di differenti siti propedeutica alla realizzazione di opere acquedottistiche. Per la caratterizzazione ambientale sono stati effettuati differenti sondaggi (fig. 3.3) e sono stati prelevati campioni di terreno per effettuarne le analisi di laboratorio permettendo così di osservare direttamente il terreno. Anche in questo caso la stratigrafia dei terreni ha evidenziato una predominanza di terreni sabbioso-ghiaiosi con livelli limosi.

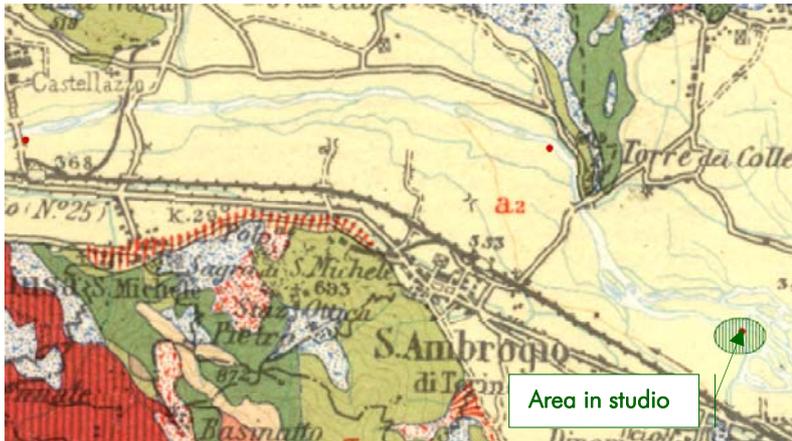


Fig. 3.3
Indagini effettuate in aree limitrofe (punti in rosso) a quella in studio

3. Nei giorni 25 e 28 ottobre 2013 è stata eseguita una campagna di indagini geognostiche diretta finalizzata alla determinazione dell'assetto litostratigrafico locale ed al prelievo di alcuni campioni di terreno da sottoporre ad analisi di laboratorio per la caratterizzazione ambientale del sito.

13

L'indagine è consistita in:

- ▶ n°02 sondaggi a carotaggio continuo, denominati S1 e S2, eseguiti con una sonda perforatrice idraulica CMV MK 600. La perforazione è stata condotta a rotazione utilizzando carotieri semplici di diametro \varnothing 101 e 131 mm, con corone a prismetti in widia, effettuando un avanzamento "a secco", in modo da garantire una percentuale di materiale estratto uguale al corrispondente volume di materiale in posto. Tale sistema di avanzamento ha permesso di recuperare sia le frazioni fini, che quelle grossolane, con una buona percentuale di recupero. Le pareti del foro sono state sostenute con tubi di rivestimento provvisori (diametro \varnothing 127 mm), onde evitare fenomeni di franamento.
- ▶ n°06 saggi meccanici, denominati da Sa1 a Sa6, eseguiti con escavatore meccanico.

Prova	Coordinate geografiche (sist. Rif. UTM-ED50)	Profondità d'indagine (m dal p.c.)	Profondità falda (m dal p.c.)	Stratigrafia semplificata
S1	373256E 4995142N	8,30	n.p.	0,00 - 3,60 riporto 3,60 - 5,70 sabbie limose 5,70 - 8,30 ghiaie con ciottoli
S2	373312E 4995199N	8,00	n.p.	0,00 - 3,45 riporto 3,45 - 6,60 sabbie limose 6,60 - 8,00 ghiaie con ciottoli

Tabella 3.1 Caratteristiche dei sondaggi effettuati

Prova	Coordinate geografiche (sist. Rif. UTM-ED50)	Profondità d'indagine (m dal p.c.)	Profondità falda (m dal p.c.)	Stratigrafia (m dal piano di calpestio)
S _{a1}	373371E 4995047N	3,00	n.p.	0,00 - 2,00 ghiaie eterometriche in matrice sabbioso limosa 2,00 - 3,00 ghiaie eterometriche in matrice sabbioso limosa con ciottoli poligenici
S _{a2}	373387E 4995111N	3,00	n.p.	0,00 - 3,00 ghiaie eterometriche in matrice sabbioso limosa con ciottoli poligenici
S _{a3}	373349E 4995161N	3,00	n.p.	0,00 - 3,00 ciottoli a spigolo vivo in matrice sabbioso limosa di color nocciola
S _{a4}	373197E 4995206N	2,50	n.p.	0,00 - 2,50 ciottoli a spigolo vivo in matrice sabbioso limosa di color nocciola
S _{a5}	373166E 4995142N	3,00	n.p.	0,00 - 3,00 ghiaie eterometriche in matrice sabbioso limosa con ciottoli poligenici
S _{a6}	373255E 4995073N	3,00	n.p.	0,00 - 3,00 ghiaie eterometriche in matrice sabbioso limosa con ciottoli poligenici

Tabella 3.2 Caratteristiche dei saggi effettuati

La distribuzione delle indagini effettuate è visibile nelle figure che seguono.

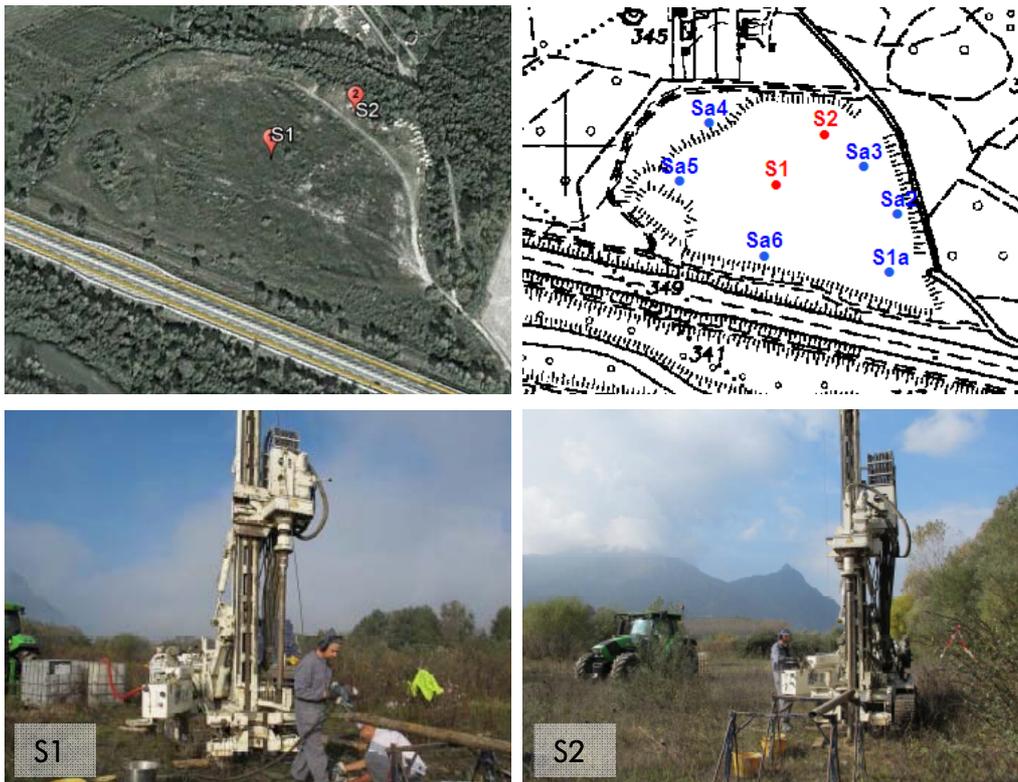




Figura 3.4 Immagine satellitare ed estratto di C.T.R. con indicazione dei sondaggi/saggi effettuati e relativa documentazione fotografica

Dai risultati ottenuti (ved. allegati), si evince che la copertura di riporto presenta uno spessore compreso tra i 2 m e i 3,5 m circa ed è rappresentata da materiale eterogeneo quali ciottoli, ghiaie sabbiose, frantumato di roccia aventi buone caratteristiche geotecniche e successivamente per circa 3 m sono presenti sabbie limose di colore grigio con consistenza da scarsa e mediocre poste al di sopra delle ghiaie medie-grossolane addensate in matrice sabbiosa. In allegato si riportano le stratigrafie dei terreni attraversati dai sondaggi (S1-S2) mentre di seguito si riporta la relativa documentazione fotografica.



Sabbie limose
e limi sabbiosi:
DEPOSITI
ALLUVIONALI

Figura 3.5 Cassette catalogatrici S1



Figura 3.6 Cassette catalogatrici S2

I saggi effettuati confermano il quadro geologico e la potenza del terreno di riporto presente in sito (cfr. tabella 3.1 che sintetizza la stratigrafia per ciascun saggio).

4. In data 22 ottobre 2013 è stata eseguita un'indagine geofisica con lo scopo di:

- I. valutare l'effetto della risposta sismica locale tramite il calcolo del parametro V_{s30} , ai sensi del D.M. 14/01/2008;
- II. ricostruire la topografia del substrato roccioso individuando possibili variazioni laterali.

Sono state quindi condotte le seguenti indagini:

- I. una prova per onde superficiali (SWM);
- II. una tomografia sismica per onde di compressione P, coincidente con il profilo SWM.

Le tabelle 3.3 e 3.4 riportano sinteticamente i parametri di acquisizione delle indagini eseguite.

Identificativo linea	P
Lunghezza stendimento (m)	73.5
Direzione stendimento	O - E
Canali (numero)	48
Spaziatura geofoni (m)	1.5
Tempo di campionamento (μ s)	125
Finestra di acquisizione (s)	0.5
Sorgenti (numero)	9

Tabella 3.3 Schema riassuntivo dell'indagine tomografica

Identificativo linea	SW
Lunghezza stendimento (m)	70.5
Direzione stendimento	O - E
Canali (numero)	48
Spaziatura geofoni (m)	1.5
Tempo di campionamento (μ s)	500
Finestra di acquisizione (s)	2

Tabella 3.4 Schema riassuntivo dell'indagine SWM



Figura 3.7 Ubicazione indagine sismica e particolare dello stendimento

La strumentazione utilizzata per l'acquisizione dei dati è la seguente:

- sismografo Geometrics GEODE costituito da due moduli a 24 canali controllati tramite laptop, per un totale di 48 canali disponibili; l'intervallo di campionamento è selezionabile tra 20 μ s e 16 ms; la durata dell'acquisizione è funzione della frequenza di campionamento con il limite di 64000 campioni per canale; la dinamica del convertitore analogico/digitale è di 24 bit;
- geofoni verticali SENSOR SM-6/U-B con frequenza propria di 4.5 Hz;
- sorgente impulsiva: mazza da 5 kg su piastra metallica di ripartizione, dotata di trigger elettrico per contatto.

I dati sono stati elaborati e interpretati con software non commerciale GIADA sviluppato in esclusiva da Gamut srl e RAYFRACT 3.06 – Intelligent Resources Inc..

TOMOGRAFIA SISMICA

La prima fase prevede il picking dei tempi di primo arrivo su ogni sismogramma acquisito; definita la topografia della superficie, la seconda fase dell'elaborazione prevede l'inversione di tutti i tempi di primo arrivo. Si producono le sezioni di velocità di propagazione delle onde P (cfr. fig. 3.9) e le relative mappe di copertura dei raggi sismici (cfr. fig. 3.10).

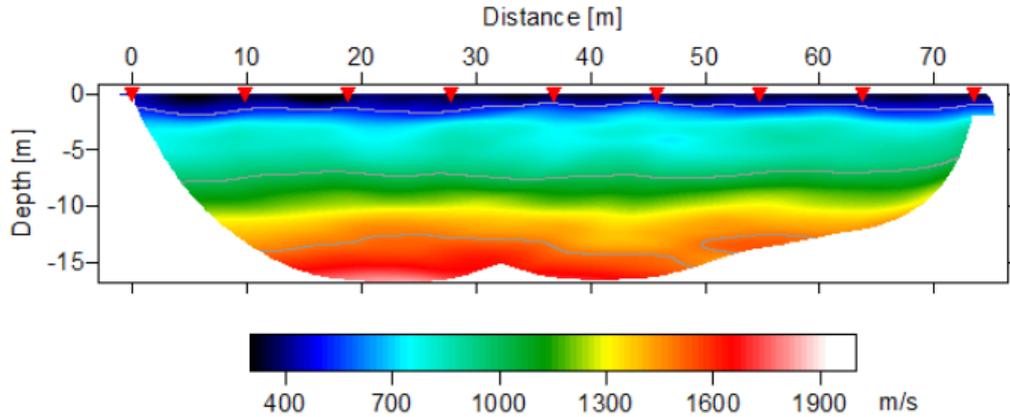


Fig. 3.8 Sezione tomografica di velocità delle onde P nel sottosuolo

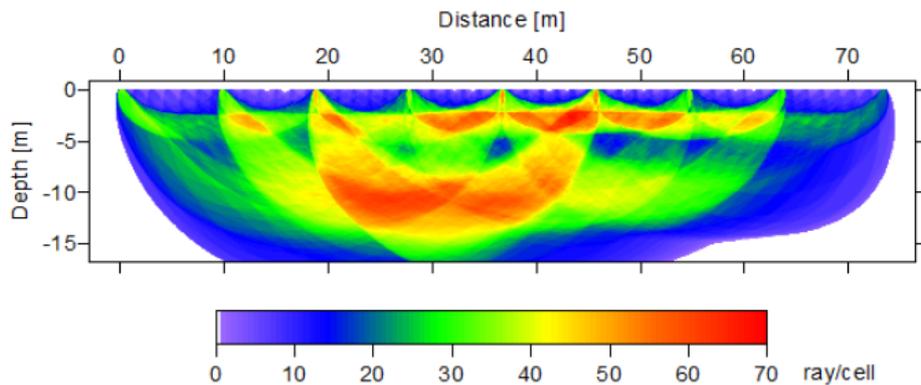


Fig. 3.9 Copertura dei raggi sismici della sezione tomografica di figura 3.8

L'analisi delle tomografie sismiche a rifrazione in onde P e delle relative mappe di copertura dei raggi sismici (Figg. 3.8 e 3.9) permette le seguenti considerazioni:

1. si notano due rifrattori
2. lo strato superficiale (materiale eterogeneo di riporto) è caratterizzato da bassi valori di velocità delle onde P (350-500 m/s) e spessore di circa 2.5-3 m (in accordo con le indagini geognostiche dirette svolte);
3. il secondo strato (primo rifratore) è formato dal terreno naturale composto da limi e sabbie ed è caratterizzato da valori di velocità di 700-900 m/s. Lo strato è caratterizzato da un notevole contenuto di acqua interstiziale;
4. il secondo rifratore identifica la zona satura, alla profondità di circa 9-10 m da piano campagna.

DEFINIZIONE DEL CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO

Il D.M. 14/01/2008 disciplina la progettazione e la costruzione di nuovi edifici soggetti ad azioni sismiche, oltre alla valutazione della sicurezza e degli interventi di adeguamento su edifici esistenti soggetti al medesimo tipo di azioni.

La definizione dell'azione sismica a cui gli edifici sono soggetti è legata alla determinazione di alcuni fattori importanti per l'edificio stesso, tra i quali la classificazione del suolo di fondazione su cui l'edificio verrà costruito.

V_{s30} è la velocità media di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio e viene calcolata con la seguente espressione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

h_i = spessore (in m);

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

N = numero di strati.

PROFILO DI VELOCITA' E VALUTAZIONE DEL PARAMETRO V_{s30}

Il dataset acquisito è composto da 20 sismogrammi, di cui 10 relativi all'energizzazione sul lato est dello stendimento e 10 sul lato ovest. Ciascuna registrazione contiene 48 tracce con spaziatura di 1,5 m.

Definito un intervallo di variabilità dei parametri di modello (spessore degli strati, velocità delle onde di taglio, densità, coefficiente di Poisson) compatibile con la geologia del sito, si producono alcune migliaia di modelli di V_s compatibili con l'intervallo di variabilità dei parametri.

Il problema diretto viene risolto per tutti i modelli estratti. Tramite un test statistico, si individuano i soli modelli in cui si minimizza la differenza fra il set di dati sperimentali e il set di dati calcolati. Per ognuno di questi modelli si calcola il valore di V_{s30} dal piano di imposta delle fondazioni, secondo la formulazione proposta nel D.M. 14/01/2008; dalla distribuzione di tutti i valori di V_{s30} stimati è possibile ricavare valore medio (333 m/s) e la relativa deviazione standard (5 m/s).

Le informazioni geologiche note a priori e quelle desunte dall'indagine tomografica permettono di selezionare i modelli che descrivono il dato in modo statisticamente equivalente. In questo modo si seleziona il profilo che meglio si adatta a queste informazioni (fig. 3.10). La profondità di indagine è qualitativa ed è riferita alla quota media del piano campagna.

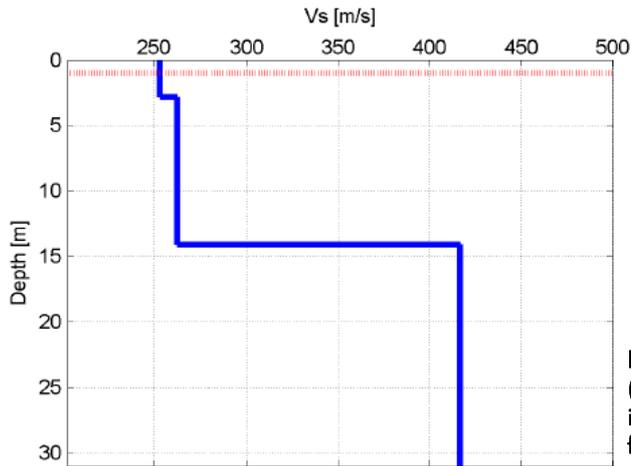


Fig. 3.10 Profilo stratigrafico di Vs (profondità da piano campagna) con indicazione del piano di imposta delle fondazioni

Strato (numero)	Velocità (m/s)	Spessore (m)	Profondità da p.c. (m)
1	253	2.8	0 - 2.8
2	263	11.3	2.8 - 14.1
3	417		da 14.1

Tabella 3.5 Profilo Vs - Parametri del modello di figura 3.11

L'analisi del profilo stratigrafico, riportato in fig. 3.10, evidenzia un assetto sismo stratigrafico caratterizzato dalla presenza dei seguenti livelli:

- I. un livello superficiale, fino a circa 2,8 m di profondità, riconducibile a materiale di riporto ($V_s \approx$ tra 250 m/s);
- II. un sismostrato sottostante costituito da terreno naturale poco compatto caratterizzato da valori di velocità delle onde S di circa 260 m/s fino alla profondità di circa 14 m;
- III. un livello profondo (oltre i 14 m), caratterizzato da materiali probabilmente uguali ai precedenti ma con grado di compattazione maggiore $V_s \approx$ 420 m/s.

21

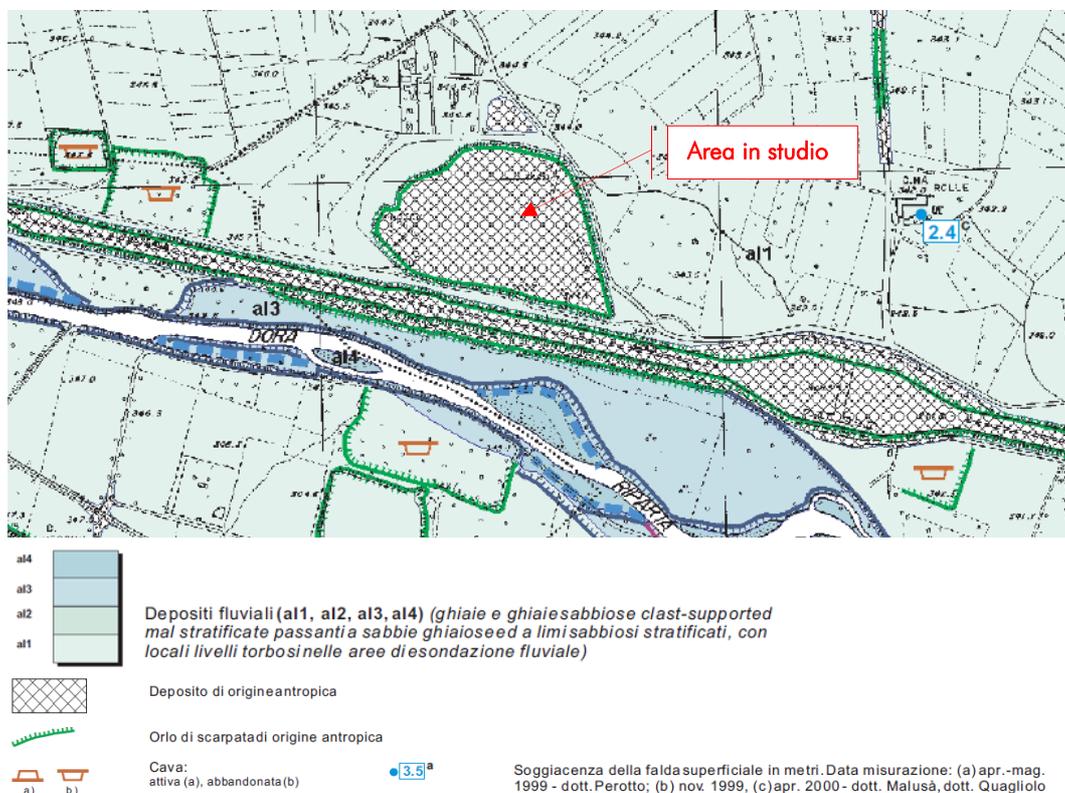
Il valore di V_{s30} calcolato alla quota del piano di imposta delle fondazioni (-1 m da piano campagna) è 331 m/s.

Pertanto è possibile definire il contesto geotecnico esaminato come suolo di classe sismica "C".

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, 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 con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SP,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SP,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SP,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Estratto tab. 3.2.II NTC 2008

4. Gli elaborati geologici a corredo del P.R.G.C. confermano il quadro geologico sinora delineato. In fig. 3.11 si riporta uno stralcio dell’elaborato 4.3.2 “Carta geologica e geomorfologica” in cui si evince che l’area in studio si colloca in corrispondenza dei depositi fluviali del bacino della Dora Riparia (al1).



22

Fig. 3.11 Estratto tav. 4.3.2 a corredo del P.R.G.C.

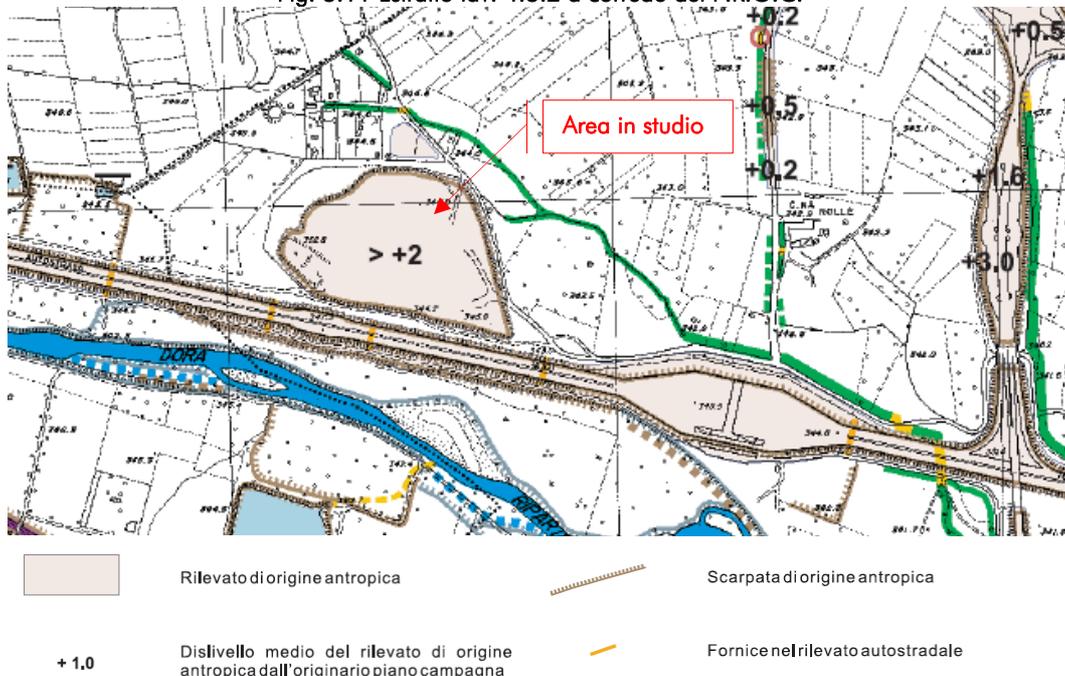


Fig. 3.12 Estratto tav. 4.3.4 “Carta del reticolo idrografico e delle opere di difesa censite” a corredo del P.R.G.C.

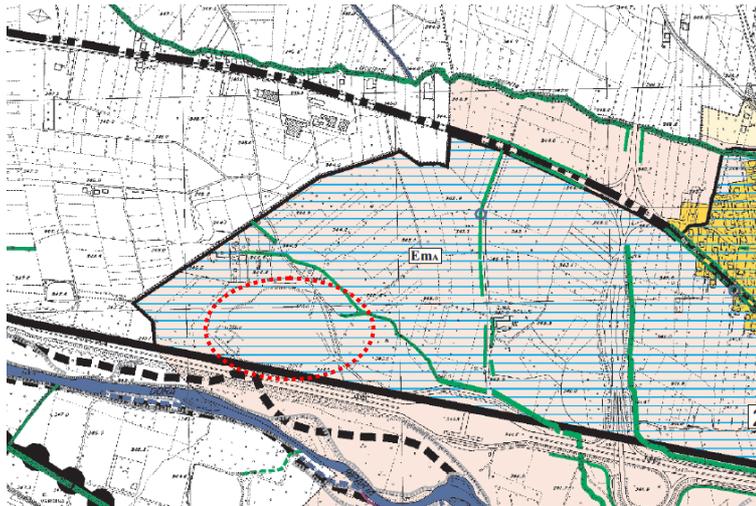
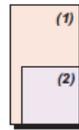


Figura 3.13
Estratto tav. 4.4.1 “Carta di sintesi della pericolosità geomorfologica e dell’idoneità all’utilizzazione urbanistica”, P.R.G. Avigliana

PIANO STRALCIO DELLE FASCE FLUVIALI (P.S.FF.)

-  Limite (*) tra la fascia A e la fascia B
-  Limite (*) tra la fascia B e la fascia C
-  Limite (*) esterno della fascia C
-  Limite (*) di progetto tra la fascia B e la fascia C

(*) Il limite è individuato dal bordo interno del graficismo



Classe III: pericolosità geologica da elevata a molto elevata.

Aree inondabili o allagabili o interessate dalla dinamica del reticolato idrografico, con problematiche di risalita della falda in concomitanza degli eventi alluvionali; aree sui versanti collinari dissestate o potenzialmente instabili; aree di conoide attivo (1).

Porzioni di territorio collinare all’interno delle quali non si esclude la presenza di piccole aree caratterizzate da pericolosità geologica moderata (2).



Aree esterne alle Fasce A e B interessate da processi di intensità media/moderata legati alla dinamica fluviale e torrenzialità durante gli eventi alluvionali del 1957, 1994 e 2000 (codice Em, ai sensi del D.G.R. 15 luglio 2002 n. 45-6656)

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO

In base a quanto ricavato dalle indagini effettuate nell’area oggetto di studio, dalle conoscenze pregresse dello scrivente e dalla bibliografia, la stratigrafia dei terreni attraversati può essere considerata abbastanza omogenea, anche in accordo alla geologia dell’area indagata che risulta essere piuttosto uniforme nell’intorno significativo.

Le informazioni ottenute dalle diverse indagini evidenziano una situazione pressoché simile tra loro: è presente uno spessore di circa 2,5-3,5 m di terreno prevalentemente ghiaioso in matrice sabbioso limosa (riporto), successivamente si riscontrano i depositi alluvionali prevalentemente **sabbioso limosi con caratteristiche geomeccaniche scadenti**, posti al di sopra di ghiaie poligeniche con ciottoli in matrice sabbiosa debolmente limosa.

E’ necessario sottolineare che gli interventi strutturali andranno ad interessare esclusivamente terreno di riporto caratterizzato da struttura caotica e pezzatura grossolana; pertanto per la definizione dei parametri geotecnici necessari alla progettazione si dovrà necessariamente far riferimento a dati bibliografici e/o alle risultanze di precedenti esperienze su terreni analoghi.

Da un punto di vista geotecnico, in base a quanto ricavato dalle indagini dirette, la stratigrafia dei terreni attraversati può essere riassunta come segue:

	Profondità	Stratigrafia	Parametri geotecnici stimati
Livello 1	0,00 - 2,50/3,50m	terreni eterogenei costituenti il riporto antropico: ciottoli, ghiaie sabbiose, sabbie limose	$c = 0 \text{ kg/cm}^2$ $\varphi = 33^\circ$ $\gamma = 1,95 \text{ t/m}^3$
Livello 2	2,50/3,50m - 5,70 m	depositi sabbioso limosi	$c = 0 \text{ kg/cm}^2$ $\varphi = 25$ $\gamma = 1,80 \text{ t/m}^3$
Livello 3	5,70 m - 8,00 m	ghiaie poligeniche con ciottoli in matrice sabbiosa debolmente limosa	$c = 0 \text{ kg/cm}^2$ $\varphi = 32^\circ$ $\gamma = 1,90 \text{ t/m}^3$

5. ZONAZIONE SISMICA

Secondo la normativa sismica vigente, rappresentata per il Piemonte dalla D.G.R. 12/12/2011, n.4-3084 modificata secondo la D.G.R. 3/02/2012, n. 7-3340, il **Comune di Avigliana** ricade in **zona sismica 3**.

Le nuove 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 il foglio di calcolo "Spettri di risposta" ver. 1.0.3 elaborato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici; i risultati ottenuti, sulla base dei quali è possibile ricavare lo spettro di risposta per le azioni sismiche per la struttura in esame, sono riportati nella tabella che segue.

24

"Stato Limite"	T_r [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
Operatività	30	0.033	2.477	0.200
Danno	50	0.042	2.511	0.220
Salvaguardia Vita	475	0.107	2.494	0.260
Prevenzione Collasso	975	0.137	2.504	0.270

I valori di accelerazione sismica orizzontale (K_h) e verticale (K_v) da utilizzare nei calcoli sono stati determinati considerando una categoria di sottosuolo di tipo "C" (dato ricavato dalle indagini geofisiche) ed una categoria topografica "T1".

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 $i > 30^\circ$

Estratto tab. 3.2.IV NTC 2008

Le verifiche hanno consentito di determinare i seguenti parametri:

$$K_h = 0,03852$$

$$K_v = 0,01926$$

6. CAPACITÀ PORTANTE

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

In questa sede è stata sottoposta a verifica la seguente tipologia di struttura fondazionale:

- ▶ platea di 34,50 m x 16,20 m di spessore 0,50m.

Il carico massimo trasmesso al terreno è stato calcolato in 1 kg/cm².

Le dimensioni sopra riportate sono state assunte allo scopo di fornire dei valori di riferimento di capacità portante del terreno di fondazione.

La situazione verificata rappresenta la più sfavorevole sia in termini di tensioni sia in termini di geometrie.

25

La profondità di posa è stata considerata a 1,00m dal piano di calpestio.

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

Le verifiche di capacità portante sono state effettuate applicando le N.T.C. 2008 per le fondazioni superficiali, utilizzando i coefficienti previsti per l'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2) - cautelativa in questo caso rispetto alla Combinazione 1 dell'Approccio 1.

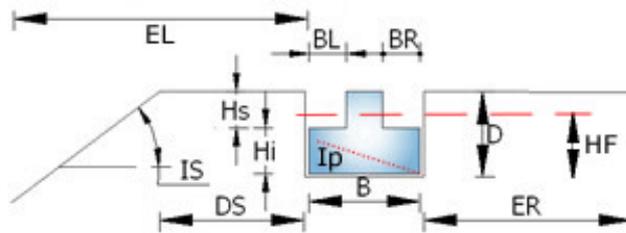
Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico delle fondazioni (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni. L'analisi può essere condotta con la Combinazione (A2+M2+R2), nella quale i coefficienti parziali sui parametri delle azioni permanenti sono unitari (A2), i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M2) non sono unitari e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti gR del gruppo R2. 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 (per fondazioni superficiali pari a 3)

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



Sulla base dei calcoli effettuati e riportati nella tabella che segue si può affermare che viene rispettata la condizione:

$$Ed \leq Rd$$

in quanto le azioni previste risultano inferiori alla pressione limite (corretta con i coefficienti parziali R2).

In particolare:

$$100 \text{ kN/m}^2 < 1015,87/1,8 \text{ (R2) kN/m}^2$$

$$320 \text{ kN/m}^2 < 564,37 \text{ kN/m}^2$$

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	11,31
Fattore [Nc]	21,55
Fattore [Ng]	7,39
Fattore forma [Sc]	1,25
Fattore profondità [Dc]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,22
Fattore profondità [Dq]	1,02

Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,81
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]	0,9
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	1015,87 kN/m ²
Resistenza di progetto	564,37 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed ≤ Rd]	Verificata

Pertanto la struttura fondazionale è ritenuta idonea per sopportare il carico previsto dalla sopraelevazione in oggetto.

7. STABILITA' NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

La verifica a 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, può essere omessa quando si manifesti almeno una delle circostanze elencate al cap. 7.11.3.4.2 delle N.T.C. 2008; in particolare per il caso in esame la verifica è omessa in quanto la distribuzione granulometrica si colloca al di fuori del fuso granulometrico suscettibile di liquefazione. Tale affermazione deriva da quanto è stato possibile osservare nel corso delle indagini dirette ma dovrà essere oggetto di approfondimento (analisi di laboratorio) per le successive fasi di progettazione.

27

8. PRESCRIZIONI IN ORDINE ALLA CORRETTA ESECUZIONE DEI LAVORI

Nonostante l'intervento in esame si possa considerare privo di particolari problematiche in ordine alla stabilità è comunque buona norma durante i lavori seguire le seguenti prescrizioni/accorgimenti tecnici al fine di limitare al massimo eventuali fenomeni di instabilità locale:

- gli scavi dovranno essere mantenuti aperti il più breve tempo possibile, eseguiti in periodo secco ed asciutto ed eventualmente protetti rispetto all'azione dilavante delle acque meteoriche (in caso di previsioni di forti piogge o di procedure di allarme ai fini di protezione civile non si dovranno eseguire scavi e realizzare anche provvisoriamente tutte le cautele per evitare qualunque fenomeno di dilavamento);

- i materiali provenienti dagli scavi dovranno essere provvisoriamente stoccati in idonea area stabile (non si dovrà accatastare il materiale di scavo sul bordo o nelle immediate circostanze dei cigli delle scarpate);
- i lavori dovranno essere eseguiti secondo quanto previsto dal progetto e, comunque, in scrupolosa osservanza di quanto prescritto dalle N.T.C. 2008;
- 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.

Le soluzioni sopra proposte risultano, pur nella loro "semplicità", atte a garantire un sufficiente margine di sicurezza allo scavo nel contesto idro-geomorfologico considerato.

9. CONCLUSIONI

In base a quanto emerso dalle elaborazioni descritte nel presente studio si afferma che:

- da un punto di vista geotecnico il terreno in cui verrà imbasata la fondazione può essere classificato come una ghiaia con sabbia e ciottoli debolmente limosa. I parametri geotecnici utilizzati nei calcoli sono cautelativi;
- l'area è caratterizzata da una morfologia pianeggiante e si presenta globalmente stabile;
- dal punto di vista idrogeologico sulla base della ricostruzione effettuata si può affermare che, in considerazione del fatto che l'opera in progetto s'instaura in un rilevato di origine antropica mediamente posto ad una quota di +3 m dal p.c. naturale, la falda idrica superficiale si colloca ad una profondità non significativa per le opere in progetto;
- l'intervento in progetto prevede volumi di scavo e di riporto tali da non produrre situazioni di rischio geomorfologico e comunque di non alterarne la situazione preesistente;
- la verifica geotecnica eseguita ha confermato la fattibilità dell'intervento;
- la verifica ha consentito di valutare i carichi totali che potranno essere applicati alle fondazioni;
- 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).

In sintesi:

prof. max scavi	altezza media rilevato	prof. falda	vincoli	stratigrafia locale	Vs30	classe sismica	categ. Topogr.
1,5	3	>9	<ul style="list-style-type: none">fascia B PAIVinc. Idrog.	<ul style="list-style-type: none">0,00 - 3,60 riporto3,60 - 5,70 sabbie limose5,70 - 8,30 ghiaie con ciottoli	331 m/s	C	T1

Tenuto conto della tipologia di opere in progetto, dell'entità dei volumi interessati e fatta salva la necessaria perizia nella conduzione dei lavori, si ritiene che l'intervento sia compatibile con la situazione geotecnica, geologica e geomorfologica dell'area.

Dott. Geol. Luca FILIERI



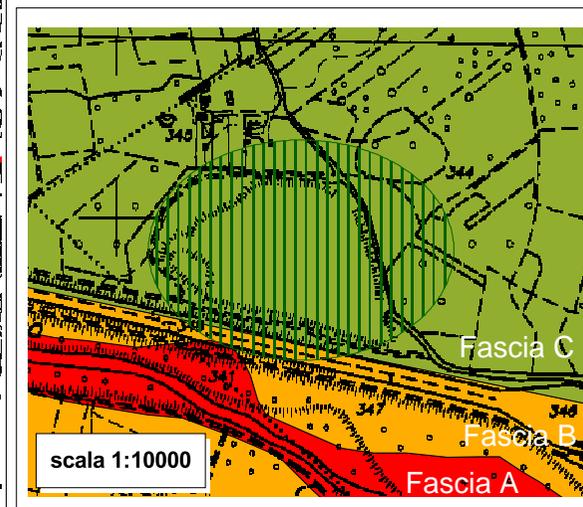
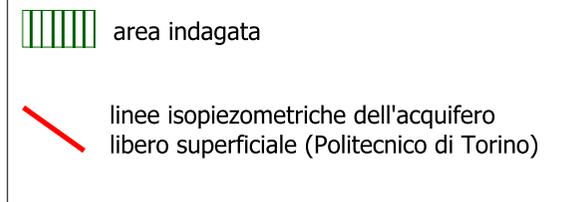
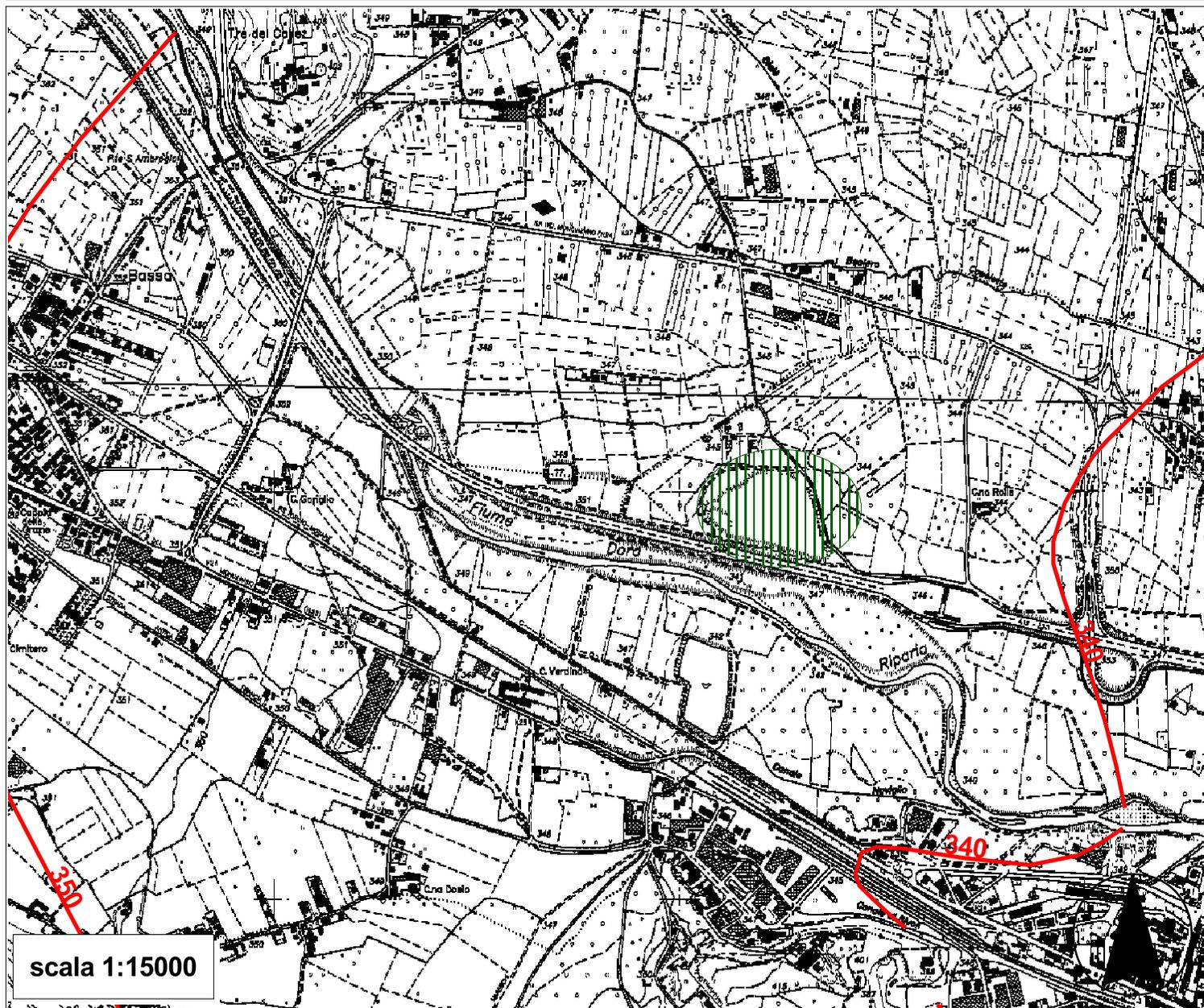
ALLEGATI

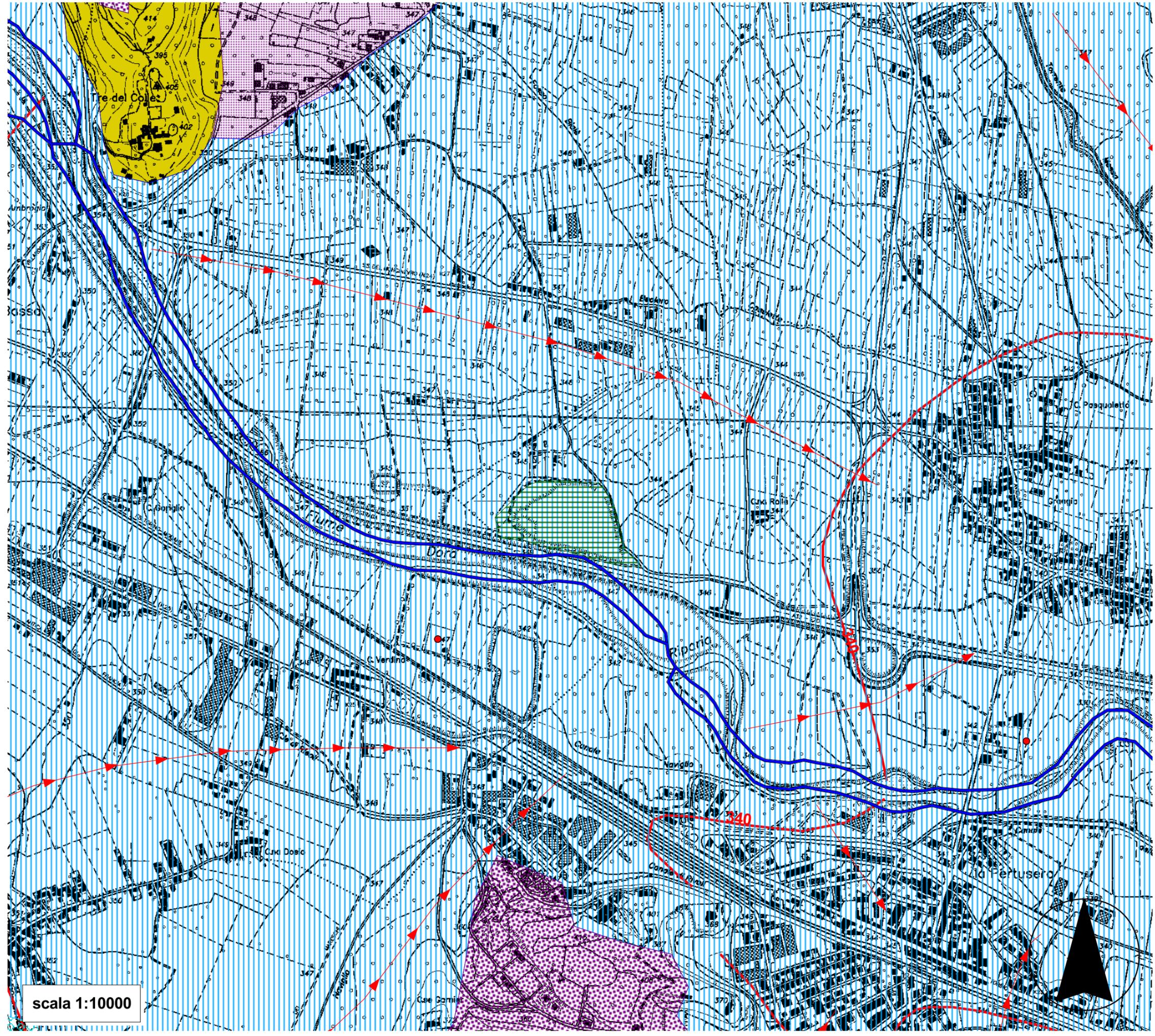
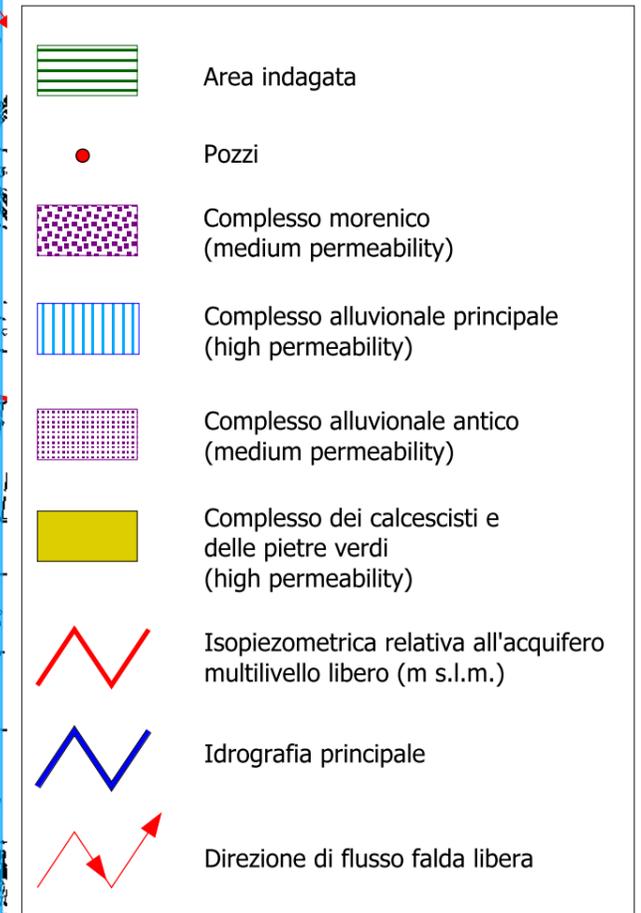
REGIONE PIEMONTE PROVINCIA DI TORINO COMUNE DI AVIGLIANA

Tavole di inquadramento

Rilocalizzazione del centro regionale di guida sicura

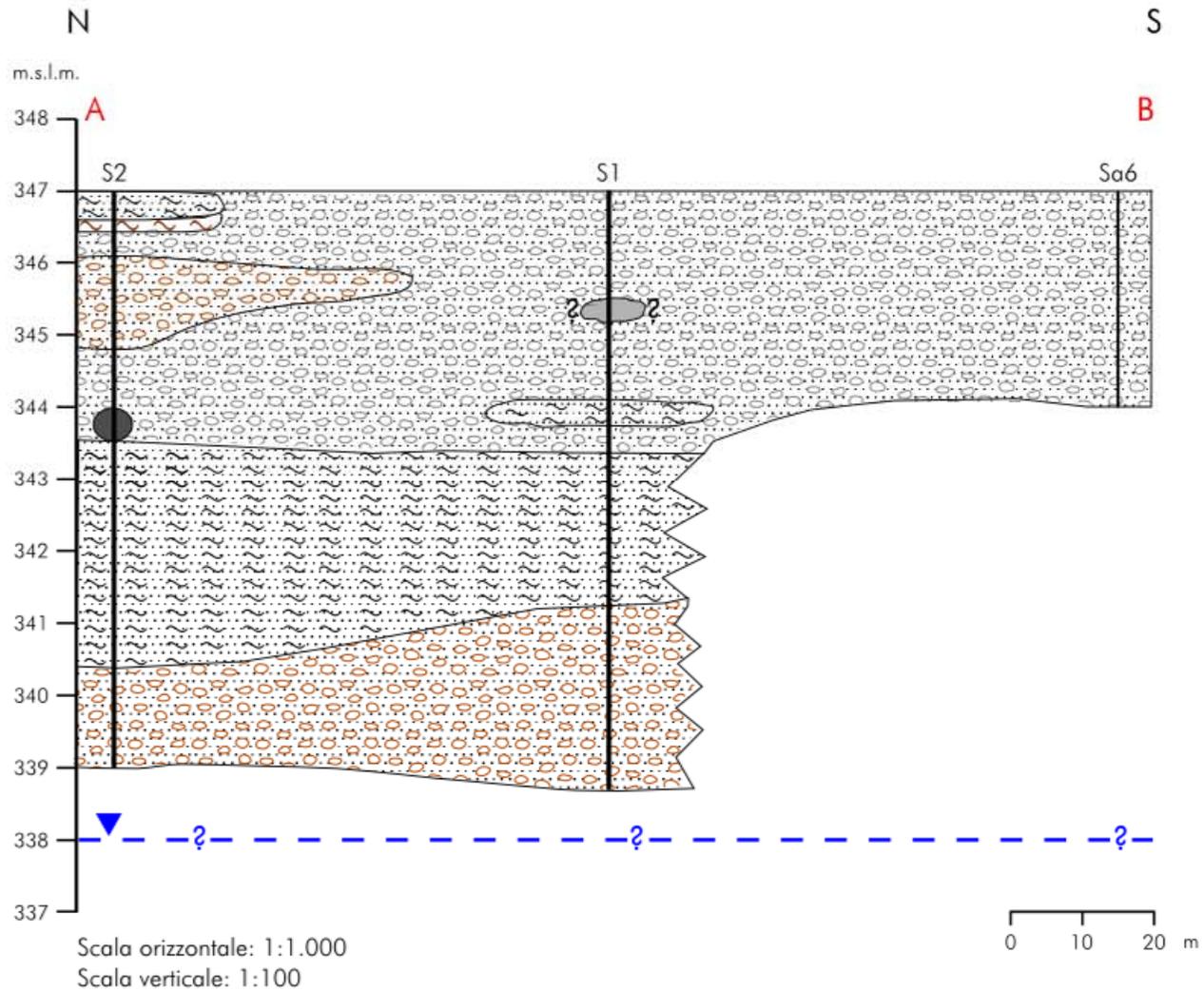
Estratto da C.T.R. sez. 155090 - scala 1:15.000





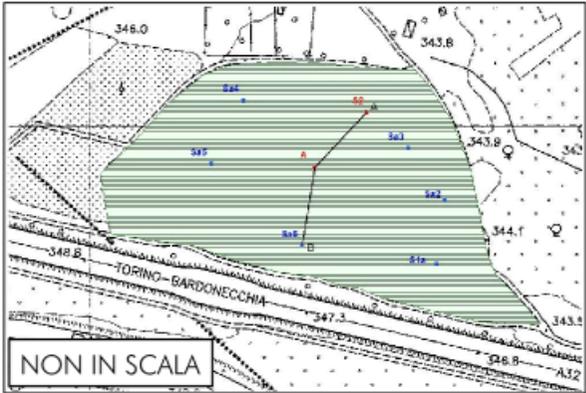
scala 1:10000

PROFILO GEOTECNICO DESUNTO DALLE INDAGINI



LEGENDA

-  Sabbie limose
-  Limi sabbiosi
-  Ghiaie con ciottoli in matrice sabbiosa, debolmente limosa
-  Ghiaie eterometriche in matrice sabbioso-limosa con ciottoli
-  Trovante di gneiss
-  Calcestruzzo
-  Falda

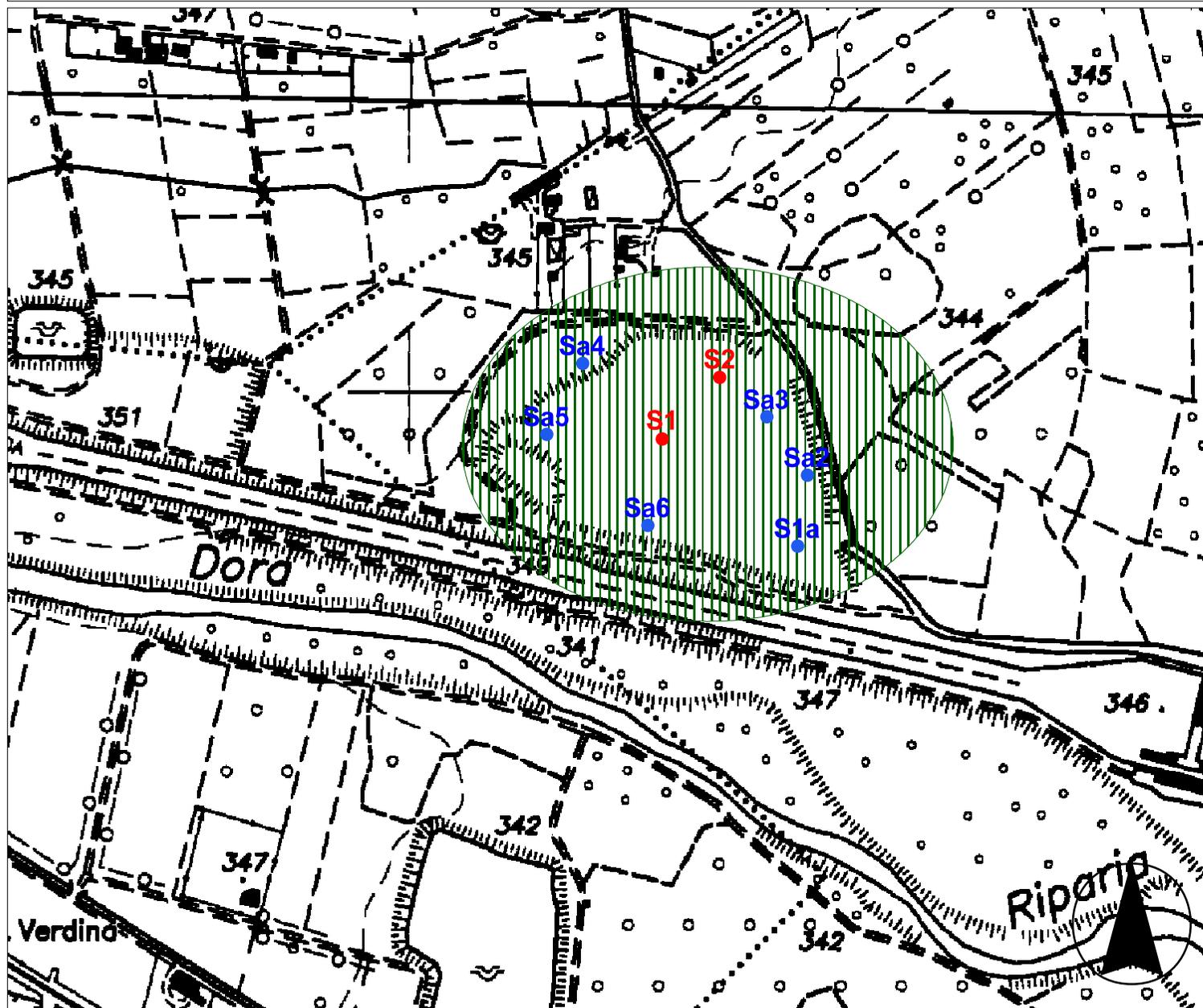


REGIONE PIEMONTE PROVINCIA DI TORINO COMUNE DI AVIGLIANA

Tavole di inquadramento

Rilocalizzazione del centro regionale di guida sicura

Estratto da C.T.R. sez. 155090 - scala 1:5.000



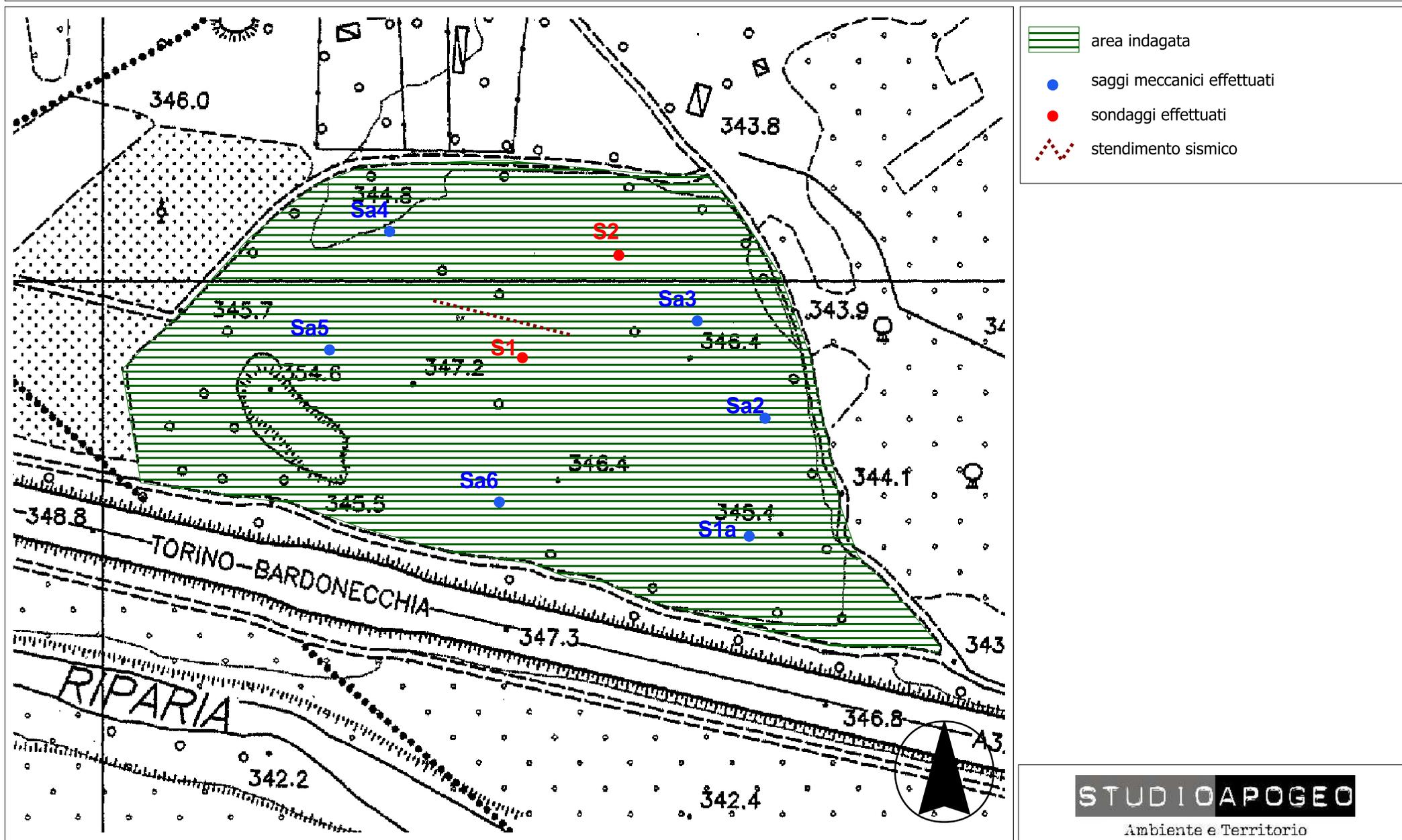
-  area indagata
-  saggi meccanici effettuati
-  sondaggi effettuati

STUDIO APOGEO

Ambiente e Territorio

Tavole di inquadramento

Rilocalizzazione del centro regionale di guida sicura
Estratto da C.T.P. sez. El 155091-04 - scala 1:2.500



CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Norme tecniche per le Costruzioni 2008

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008.

Eurocodice 7

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8

Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

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:

$$\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

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

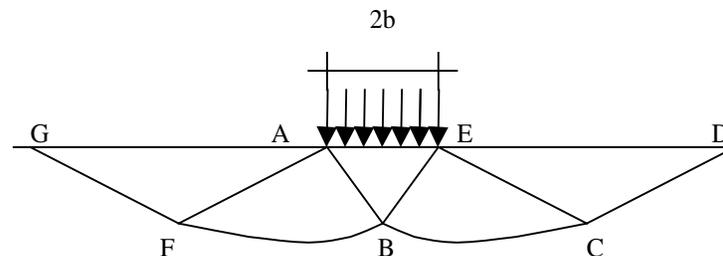
- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau=c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato 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.



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 $q = B \times c$, dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito φ del terreno.

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

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

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.

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse 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: $\gamma \neq 0, \varphi = 0, c = 0$ e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \times \gamma l + B \times c$$

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:

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

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:

$$tg \varphi_{rid} = 2/3 \times tg \varphi \text{ e } c_{rid} = 2/3 \times c$$

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

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

dove:

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

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

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

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

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 BF (v. meccanismo Prandtl), mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati.

I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

$$\text{Carico verticale} \quad q_{ult} = c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma$$

$$\text{Carico inclinato} \quad q_{ult} = c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma$$

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

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

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

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 10$$

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

fattore di profondità:

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

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

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi = 0$$

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 :

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$

θ = Inclinazione della risultante sulla verticale.

Formula di Hansen (1970)

E' 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 $D/B < 1$

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

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

Per valori $D/B > 1$:

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

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

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:

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

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

$$s_c = 1 \quad \text{per fondazioni nastriformi}$$

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

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

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi) k$$

$$d_\gamma = 1 \quad \text{per qualsiasi } \varphi$$

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} > 1$$

Fattori di inclinazione del carico

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

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

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

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

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

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)

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

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

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

$$b_\gamma = \exp(-2.7\eta \tan \varphi)$$

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:

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

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

$$V_d \leq R_d$$

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 si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

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

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$ 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

$$s_c = 1 + 0,2 (B'/L') \quad \text{per fondazioni rettangolari}$$

$$s_c = 1,2 \quad \text{Per fondazioni quadrate o circolari.}$$

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H/A'c_u} \right)$$

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

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

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

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

$$N_\gamma = 1,5 (N_q - 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + (B'/L') \sin \phi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

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

$$s_\gamma = 1 - 0,3 (B'/L') \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

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

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

$$i_q = i_{\square} = 1 - H / (V + A' c' \cot \square')$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

Metodo di Richards et. Al.

Richards, Helm e Budhu (1993) hanno sviluppato una procedura che consente, in condizioni sismiche, di valutare sia il carico limite sia i cedimenti indotti, e quindi di procedere alle verifiche di entrambi gli stati limite (ultimo e di danno). La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, mentre la stima dei cedimenti viene

ottenuta mediante un approccio alla Newmark (cfr. Appendice H di “Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica” – Associazione Geotecnica Italiana). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite:

$$q_L = N_q \cdot q + N_c \cdot c + 0.5N_\gamma \cdot \gamma \cdot B$$

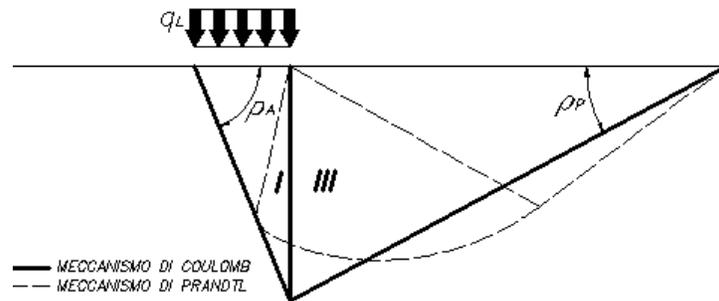
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\phi)$$

$$N_q = \frac{K_{pE}}{K_{AE}}$$

$$N_\gamma = \left(\frac{K_{pE}}{K_{AE}} - 1 \right) \cdot \tan(\rho_{AE})$$

Esaminando con un approccio da equilibrio limite, un meccanismo alla Coulomb e portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. In campo statico, il classico meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl) ridotta alla sola linea AC, che viene riguardata come una parete ideale in equilibrio sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III:



Schema di calcolo del carico limite (q_L)

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 ϕ del terreno e dell'angolo di attrito δ terreno – parete ideale:

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

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

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

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

E' comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo $\phi=0.5\delta$, conduce a valore dei coefficienti di carico limite molto prossimi a quelli basati su un analisi alla 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:

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

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

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

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

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 che segue sono mostrati i fattori di capacità portante calcolati per i seguenti valori dei parametri:

$$- \phi = 30^\circ \quad \delta = 15^\circ$$

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

kh/(1-kv)	Nq	N γ	Nc
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

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

FATTORI CORRETTIVI SISMICI: PAOLUCCI E PECKER

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del q_{lim} vengono introdotti i fattori correttivi z:

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

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

$$z_\gamma = z_q$$

Dove k_h è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC 2008** calcolano i coefficienti k_h e k_v in dipendenza di vari fattori:

$$k_h = \beta \times (a_{max}/g)$$

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h$$

β = coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{max} = S_S S_T a_g$$

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica): $0.90 \leq S_S \leq 1.80$; è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

S_T (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di S_T varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1 (S_T = 1.0) \quad T2 (S_T = 1.20) \quad T3 (S_T = 1.20) \quad T4 (S_T = 1.40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Per l'applicazione dell'**Eurocodice 8** (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$K_h = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g)$$

a_{gR} : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

γ_I : fattore di importanza,

S: soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$$

è la "design ground acceleration on type A ground".

Il coefficiente sismico verticale K_v è definito in funzione di K_h , e vale:

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$

DATI GENERALI

Azione sismica	NTC 2008
Lat./ Long. [WGS84]	45,0541/7,6761
Larghezza fondazione	16,2 m
Lunghezza fondazione	34,5 m
Profondità piano di posa	1,0 m
Altezza di incastro	1,0 m
Profondità falda	9,0

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,107
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	2,76
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0,038
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0,019

STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

DH [m]	Gam [kN/m ³]	Gams [kN/m ³]	Fi [°]	Fi Corr. [°]	c [kN/m ²]	c Corr. [kN/m ²]	cu [kN/m ²]	Ey [kN/m ²]	Ed [kN/m ²]	Ni	Cv [cmq/s]	Cs
3,0	19,5	20,0	33,0	33	0,0	0,0	0,0	49033,25	0,0	0,45	0,0	0,0
2,7	18,0	19,0	25,0	25	0,0	0,0	0,0	5000,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2,3	19,0	19,5	32,0	32	0,0	0,0	0,0	30000,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R1	100,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	A2+M2+R2	100,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	Sisma	100,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
4	S.L.E.	100,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
5	S.L.D.	100,00	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. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	1	1
2	No	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
3	Si	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
4	No	1	1	1	1	1	1	1
5	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma

Autore: HANSEN (1970)

Carico limite [Qult]	1015,87 kN/m ²
Resistenza di progetto [Rd]	564,37 kN/m ²
Tensione [Ed]	100,0 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	10,16
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 40634,96 kN/m³

A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	11,31
Fattore [Nc]	21,55
Fattore [Ng]	7,39
Fattore forma [Sc]	1,25
Fattore profondità [Dc]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,22
Fattore profondità [Dq]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,81
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	1097,23 kN/m ²
Resistenza di progetto	609,57 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	13,53
Fattore [Nc]	26,2
Fattore [Ng]	10,6
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	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	1714,72 kN/m ²
Resistenza di progetto	952,62 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	11,31
Fattore [Nc]	21,55
Fattore [Ng]	7,43
Fattore forma [Sc]	1,24
Fattore profondità [Dc]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0

Fattore forma [Sq]	1,12
Fattore profondità [Dq]	1,01
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,12
Fattore profondità [Dg]	1,01
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	1397,29 kN/m ²
Resistenza di progetto	776,27 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	11,31
Fattore [Nc]	21,55
Fattore [Ng]	11,77
Fattore forma [Sc]	1,25
Fattore profondità [Dc]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,22
Fattore profondità [Dq]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,81
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	1583,96 kN/m ²
Resistenza di progetto	879,98 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	11,31
Fattore [Nc]	21,55
Fattore [Ng]	7,39
Fattore forma [Sc]	1,22
Fattore profondità [Dc]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,2

Fattore profondità [Dq]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,86
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	1139,82 kN/m ²
Resistenza di progetto	633,24 kN/m ²
=====	
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	11,31
Fattore [Nc]	21,55
Fattore [Ng]	7,39
Fattore forma [Sc]	1,25
Fattore profondità [Dc]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,22
Fattore profondità [Dq]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,81
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]	0,9
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	1015,87 kN/m ²
Resistenza di progetto	564,37 kN/m ²
=====	
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	13,53
--------------	-------

Fattore [Nc]	26,2
Fattore [Ng]	10,6
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,9
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	1571,13 kN/m ²
Resistenza di progetto	872,85 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	11,31
Fattore [Nc]	21,55
Fattore [Ng]	7,43
Fattore forma [Sc]	1,24
Fattore profondità [Dc]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,12
Fattore profondità [Dq]	1,01
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,12
Fattore profondità [Dg]	1,01
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,9
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	1283,65 kN/m ²
Resistenza di progetto	713,14 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	11,31
Fattore [Nc]	21,55
Fattore [Ng]	11,77
Fattore forma [Sc]	1,25
Fattore profondità [Dc]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,22
Fattore profondità [Dq]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,81
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]	0,9
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	1454,43 kN/m ²
Resistenza di progetto	808,02 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	11,31
Fattore [Nc]	21,55
Fattore [Ng]	7,39
Fattore forma [Sc]	1,22
Fattore profondità [Dc]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,2
Fattore profondità [Dq]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,86
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]	0,9
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	1053,76 kN/m ²
Resistenza di progetto	585,42 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata