COMUNE di RIVALTA di Torino

Permesso di Costruire Convenzionato B 9.3

Progetto ESECUTIVO OO.PP.

(D) Relazione Geologica e Geotecnica BASE

Ubicazione dell'intervento: Via Tetti Pereno
Riferimenti C.T. / N.C.E.U. Foglio 38 mappali 207-216 - Foglio 40 mappali 75-78
Riferimenti P.R.G.C.: B9.3

COMUNE DI RIVALTA DI TORINO
– 1 APR. 2014
Prot. n° .....
RISPOSTA A .....
CAT. ..... CLASSE ..... FASC. .....

ALLEGATO ALLA DELIBERAZIONE DELLA G.C. n. 59 DEL 08 APR. 2014
Segretario

Proprietà: I S I S s.r.l.

ISIS s.r.l.
Via Manalto 10 - 10153 Torino
Partita IVA 10617170013

Progettista: Arch. Valerio LARDONE

Impresa: .

Data: 31/03/2014 14.35.41	OO.PP. - "D"		Aggiornamento: Marzo 2014

LARDONE
architettura topografia dal 1968
VIA G.MAMELI 23 - 10040 - RIVALTA DI TORINO
TEL.011.49 20 689 -
EMAIL:V.LARDONE@ARCHITETTITORINOPEC.IT
C.F. LRD VLR 72L19 L219X - P.IVA 08377150019

Regione Piemonte

Provincia di Torino

Comune di Rivalta

RELAZIONE GEOLOGICA, SISMICA E GEOTECNICA inerente la realizzazione di unità abitative in via Tetti Pereno del Comune di Rivalta (TO)

Committente:

Lanzaro Impianti e Costruzioni S.r.l.
via Montalto, 10
10153 - Torino (TO)
P.I. 10318590014

Il Tecnico:

Data:

Torino, 13 ottobre 2012

SOMMARIO

1 . PREMESSA 2

2 . UBICAZIONE DEL SITO 3

3 . RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA 2

3.1 Inquadramento geologico e geomorfologico 2

3.2 Assetto litostratigrafico locale 4

3.3 Inquadramento idrografico ed idrogeologico 6

3.4 Elementi di pericolosità idrogeologica e geomorfologica 10

3.5 Indagini geognostiche 12

3.6 Modello geologico del sito 15

3.7 Caratterizzazione geotecnica del terreno di fondazione 16

3.7.1 Scelta del piano di posa delle fondazioni 16

3.7.2 Valori nominali dei parametri geotecnici 16

3.7.3 Valori caratteristici dei parametri geotecnici 17

3.8 Modellazione sismica del sito 20

3.8.1 Riferimenti normativi 20

3.8.2 Zonazione sismica 20

3.8.3 Periodo di riferimento dell'azione sismica 21

3.8.4 Categoria sismica del sottosuolo (Vs30) 23

3.8.5 Categoria topografica 25

3.8.6 Stati Limite di riferimento 25

3.8.7 Stima della pericolosità sismica di base 27

3.9 Valutazione della resistenza del terreno (Rd) agli Stati Limite Ultimi 32

3.9.1 Caratteristiche delle fondazioni e parametri di progetto 32

3.9.2 Scelta dell'approccio progettuale e combinazione delle azioni 32

3.9.3 Verifica GEO in condizioni statiche (SLD) – Approccio 1 – Combinazione 2 36

3.9.4 Verifica GEO in condizioni statiche (SLD) – Approccio 2 – Combinazione Unica 37

3.9.5 Verifica GEO in condizioni sismiche (SLV) - Approccio 1 – Combinazione 2 38

3.9.6 Verifica GEO in condizioni sismiche (SLV) – Approccio 2 – Combinazione Unica 39

3.10 Valutazione dei cedimenti del terreno 40

3.11 Analisi dei risultati delle verifiche geotecniche 44

3.12 Raccomandazioni esecutive 45

4 . CONCLUSIONI 46

ALLEGATO - PROVA SISMICA MASW 47

Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
Via Gioberti, 61 10128 Torino – Tel. 0112762968 / Cell. 3299722204 – P.I. 10039762968
www.studiogeologiastrippoli.eu – stefano.strippoli@festwebnet.it

I . PREMESSA

Il presente elaborato è costituito da una *Relazione geologica, sismica e geotecnica* riguardante un sito in via Tetti Pereno del Comune di Rivalta in corrispondenza del quale è in progetto la realizzazione di 11 nuove unità abitative ad uso residenziale.

La relazione è stata redatte ai sensi della vigente normativa per la progettazione civile rappresentata dal D.M. 14/1/2008 "*Norme Tecniche per le Costruzioni*" (NTC 2008) e s.m.i ed alle relative istruzioni applicative emanate dal Consiglio Superiore dei LL. PP. nella Circolare n. 617 del 2/2/2009 (G.U. n. 47 del 26/2/2009).

Nella stesura del presente studio si è fatto riferimento ai risultati di indagini geognostiche realizzate in corrispondenza del sito in esame e a dati geognostici pregressi e bibliografici riguardanti l'area in questione.

La modellazione sismica del sito è stata eseguita facendo riferimento alle metodologie di caratterizzazione sito-specifiche previste dalle NTC2008; per la determinazione della categoria sismica del sottosuolo del sito è stata realizzata una prova sismica MASW di cui in allegato viene riportata la relazione illustrativa ([1]).

Lo sviluppo dell'indagine geognostica e l'elaborazione dello studio sono stati svolti con la collaborazione della Dott.ssa Laura Sportaluolo.

([1]) Cfr.: "*Allegato – Prova sismica MASW per la determinazione della velocità equivalente delle onde di taglio Vs30*" realizzata nel mese di ottobre 2012.

Via Gioberti, 61 10128 Torino – Tel. 0112762968 / Cell. 3299722204 – P.I. 10039762968
www.studiogeologiastrippoli.eu - stefano.strippoli@fastweb.net.it

2 .UBICAZIONE DEL SITO

Il sito in esame si estende nella porzione meridionale del territorio del Comune di Rivalta di Torino un'area prevalentemente pianeggiante attualmente adibita a prato, localizzata circa 4 km a sud del concentrico, in prossimità della frazione Tetti Francesi, in via Tetti Pereno, 9.

Il sito si colloca all'interno della Sezione n. 173.030 della Carta Tecnica Regionale (CTR) della Regione Piemonte, di cui nella pagina seguente si riporta un estratto.

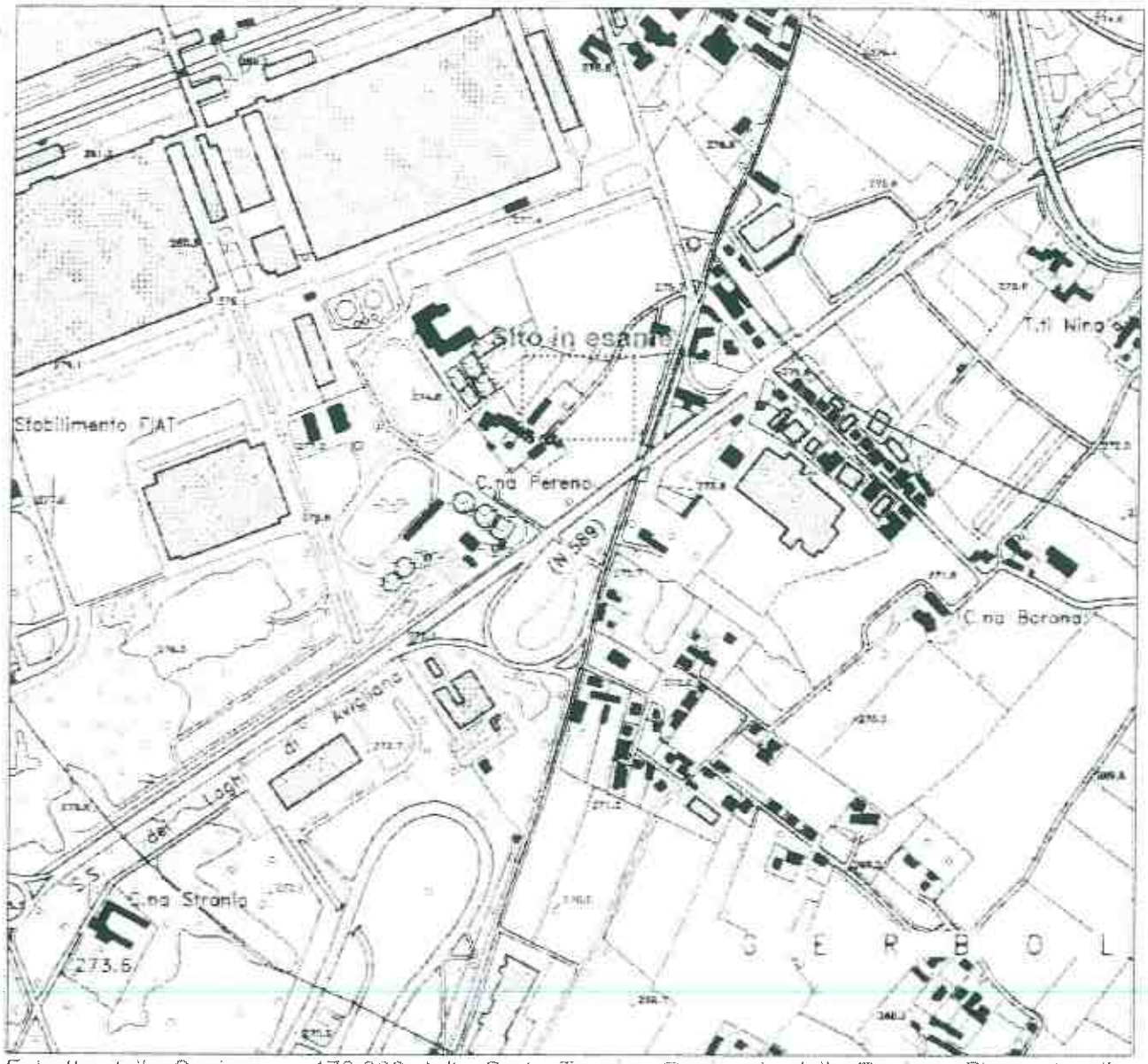
Secondo quanto riportato sulla suddetta sezione della CTR Regione Piemonte il terreno in esame si estende ad una quota assoluta approssimativa di circa 276 m s.l.m..

Nelle pagine seguenti si riporta una visuale aerea del sito risalente al 9 luglio 2007 ottenuta mediante l'utilizzo del software © Google Earth.

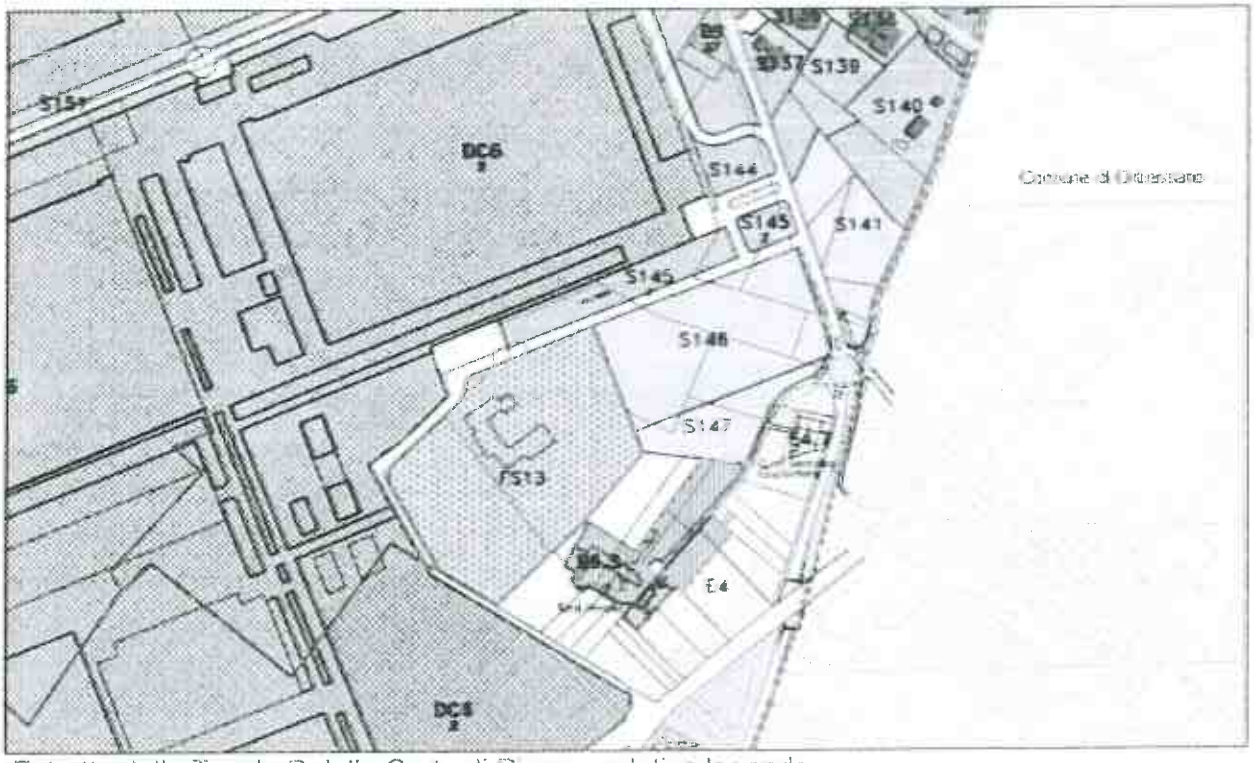
Nella Tavola B della Carta di Piano il sito in esame viene identificato come "Porzione di territorio parzialmente o totalmente edificata" assoggettabile ad una zona di transizione come indicato nel Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale (PTCP2).

Le coordinate geografiche baricentriche del sito in esame nei sistemi di riferimento WGS84 (Zona 32 T) sono le seguenti:

Latitudine	**N 44.992132°**
Longitudine	**E 7.512696°**



Estratto della Sezione n. 173.030 della Carta Tecnica Regionale della Regione Piemonte alla scala 1:10.000 con evidenziata l'ubicazione del sito in esame.



Estratto dalla Tavola B della Carta di Piano e relativa legenda.

Legenda

B — PARTI DEL TERRITORIO TOTALMENTE O PARZIALMENTE EDIFICATE

Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
Via Gioberti, 61 10128 Torino – Tel. 0112762968 / Cell. 3299722204 – P.I. 10039762968
www.studiogeologiastrippoli.eu - stefano.strippoli@fastweb.net.it

3 . RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

3.1 Inquadramento geologico e geomorfologico

La spiccata vocazione agricola dell'area in cui si colloca il sito in esame ha ad oggi parzialmente obliterato l'originaria morfologia del paesaggio locale che comunque può essere identificata con una superficie regolare, sub-pianeggiante, con debole inclinazione verso sud-est.

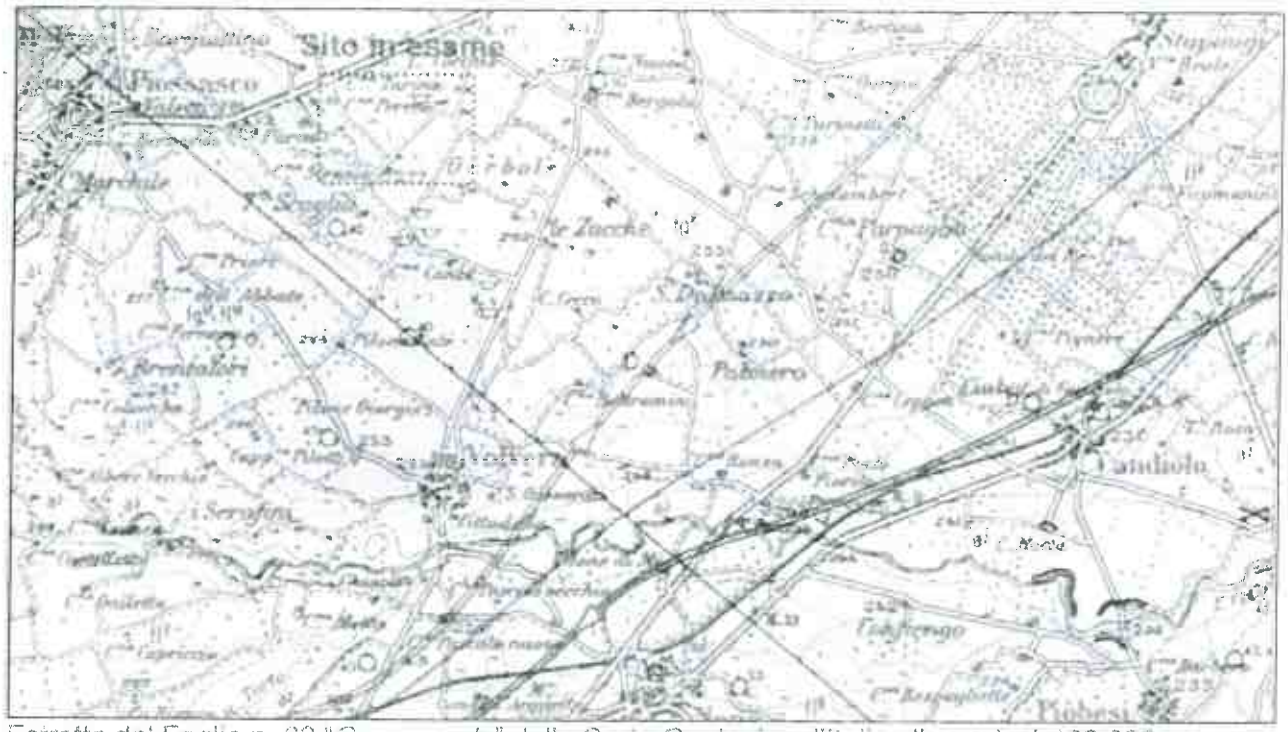
Il sito in esame si estende in sponda destra idrografica del T. Sangone in corrispondenza di un'area a morfologia prevalentemente pianeggiante con superficie topografica caratterizzata da un debole gradiente topografico, del 1% circa, decrescente in direzione sud-est verso la pianura torinese.

Il quadro morfologico locale è interpretabile come risultato dei processi di rimodellamento ed erosione operati dal reticolato idrografico minore nei confronti dell'unità fluvioglaciale che costituiva un paleoconoide di età pleistocenica.

L'area su cui ricade il sito in esame è compresa nel Foglio n. 68 "*Carmagnola*" della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000 di cui nelle pagine seguenti si riporta un estratto.

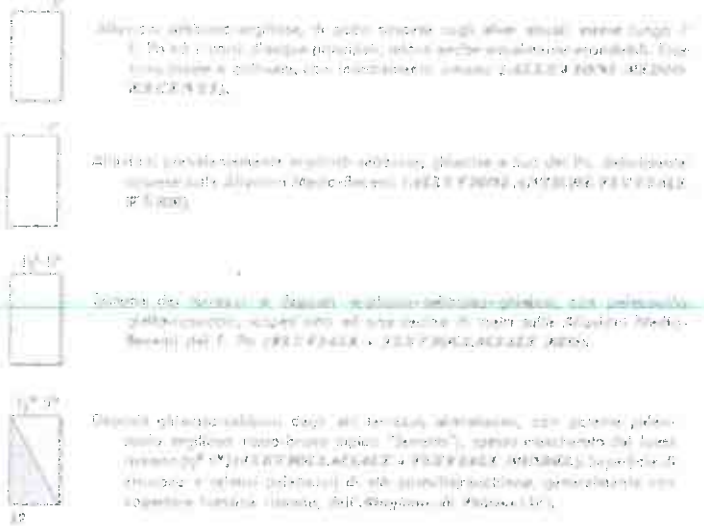
Il sito si localizza su terreni di origine fluvioglaciale, databili al Pleistocene medio, che nel Foglio n. 69 "*Carmagnola*" vengono indicati con la sigla $\mathbf{fg}^{R}$ (*Fluvioglaciale Riss*); si tratta di depositi prevalentemente grossolani costituiti da ghiaie con ciottoli e blocchi in matrice sabbioso-limosa di colore rosso-rossastra per alterazione della componente argillosa. La componente granulometrica grossolana si presenta alterata e "argillificata". Tali sedimenti risultano coperti in superficie da un orizzonte di spessore da decimetrico a metrico di materiale di origine alteritica.

Non si dispone di dati diretti circa lo spessore complessivo dei sedimenti riconducibili a tale unità nel sottosuolo del sito in esame, tuttavia dall'esame della Sezione Geologica II del Foglio n. 69 "*Carmagnola*" della CGI, di cui nel seguito si riporta un estratto, è possibile presupporre in corrispondenza del sito in esame uno spessore dei depositi del *Fluvioglaciale Riss* almeno plurimetrico.

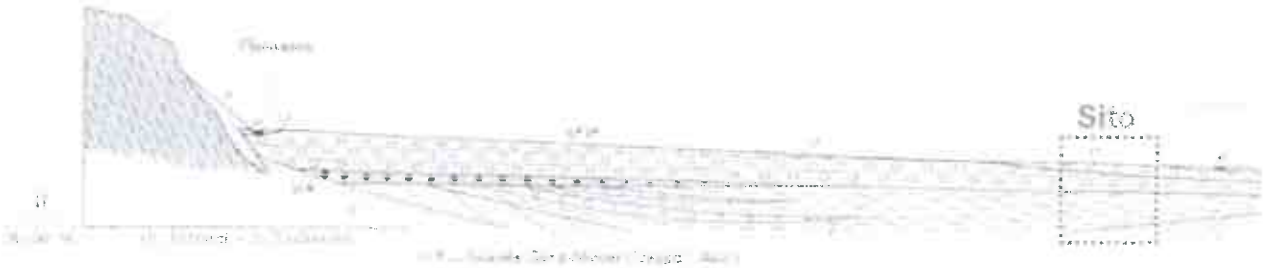


Estratto del Foglio n. 69 "*Carmagnola*" della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000.

Legenda



Estratto della Sezione Geologica II



Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
Via Gioberti, 61 10128 Torino – Tel. 0112762968 / Cell. 3299722204 – P.I. 10039762968
www.studiogeologicastrippoli.eu - stefano.strippoli@fastwebnet.it

3.2 Assetto litostratigrafico locale

Per una prima analisi indicativa della situazione stratigrafica presente nel sottosuolo dell'area in esame si può fare riferimento alle ricostruzioni litostratigrafiche allegate ai più recenti studi di carattere idrogeologico pubblicati dall'Assessorato Risorse Idriche della Provincia di Torino ([4]). Le sezioni litostratigrafiche del suddetto studio sono state ottenute effettuando correlazioni laterali fra le stratigrafie dei numerosi pozzi idrici esistenti nel territorio di pianura della Provincia di Torino.

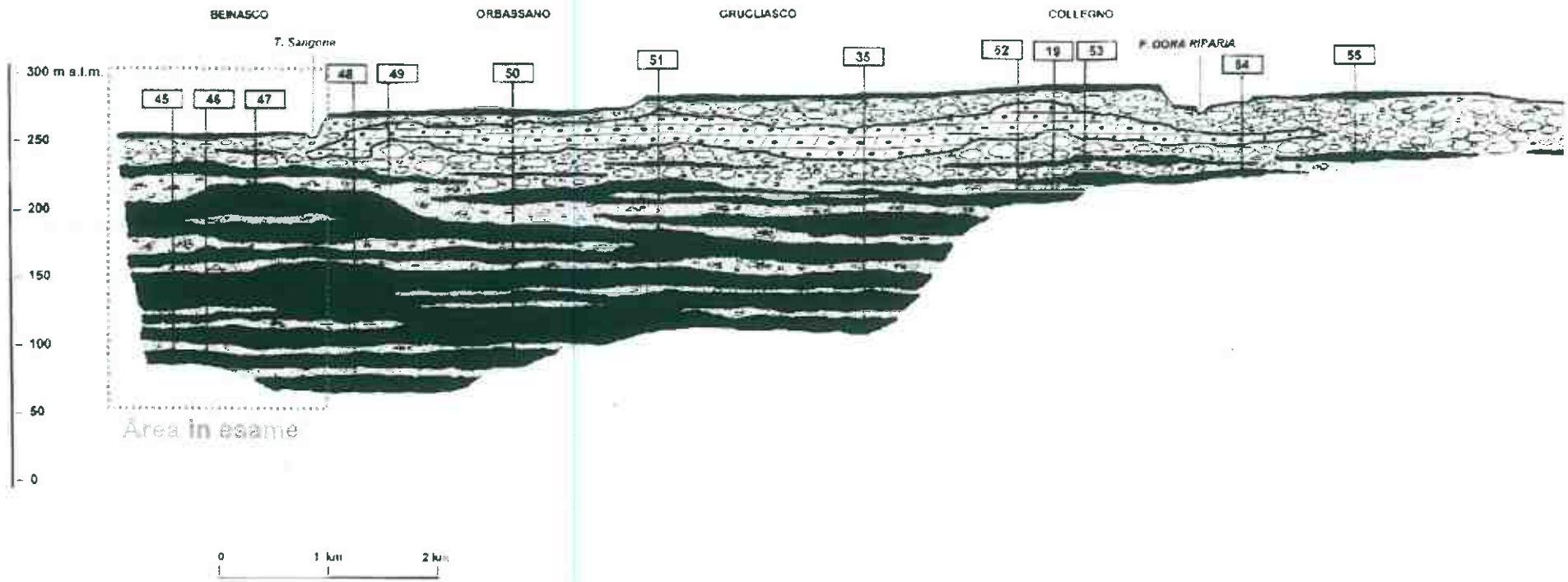
Nelle pagine seguenti viene riportato un estratto della *Sezione 6-6'*, la cui traccia, orientata all'incirca N-S, attraversa alcuni chilometri ad O dell'area in esame il settore di pianura torinese su cui si localizza il sito in studio.

Come si può osservare sullo stralcio della *Sezione 6-6'*, al di sotto di uno strato plurimetrico superficiale di materiale argilloso-limoso, che rappresenta il cosiddetto "paleosuolo" di età pleistocenica, sono presenti in profondità sedimenti ghiaioso – sabbioso – ciottolosi presumibilmente riconducibili alla formazione del "*Fluviale Riss*" e "*Fluviale e Fluvioglaciale Riss*". Tali sedimenti si presentano stratigraficamente continui fino ad almeno 20-30 m di profondità dal p.c..

Alla base dei depositi ghiaioso – sabbioso – ciottolosi si individuano le tipiche alternanze ghiaioso – argillose comunemente note in letteratura con il termine di "*Villafranchiano*".

([4]) Cfr. "*Le acque sotterranee della pianura di Torino*", Provincia di Torino, Università degli Studi di Torino - Dipartimento di Scienze della Terra, 2002.

Via Gioberti, 61 10128 Torino – Tel. 0112762968 / Cell. 3299733204 – P.I. 10039762968
www.studiogeologicostrippoli.eu - stefano.strippoli@fastwebnet.it



Legenda delle sezioni litostratigrafiche

- Sabbia
- Ciottoli
- Argille e/o limi
- Stratigrafia con relativo codice
- Ghiaia
- Ghiaie e ciottoli parzialmente cementati
- Fossili

Stralcio con relativa legenda della *Sezione 6-6'* allegata alla "*Carta della base dell'acquifero superficiale*", da "*Le acque sotterranee della pianura di Torino*", Provincia di Torino, Università di Torino - Dipartimento di scienze della Terra, 2002.

3.3 Inquadramento idrografico ed idrogeologico

Il principale elemento del reticolato idrografico locale è rappresentato dal T. Sangone, che si localizza ad una distanza di circa 3.600 m a nord del sito in esame.

Il reticolato idrografico secondario ha prevalente connotazione agricola e risulta costituito da una serie di canali irrigui, il principale dei quali decorre al confine orientale del sito con direzione all'incirca nord-sud.

Il terreno in esame ricade quindi in un'area non direttamente interessabile da fenomeni di dissesto connessi alla dinamica fluviale del corso d'acqua principale locale, T.Sangone, e dei suddetti corsi d'acqua secondari.

Dal punto di vista delle idrologia sotterranea, fatto salvo lo spessore superficiale di terreno di vegetale, i depositi presenti nel sottosuolo dell'area in esame possono essere distinti, sulla base del tipo e del grado di permeabilità che li caratterizzano, in due diversi complessi idrogeologici principali geometricamente sovrapposti.

Il complesso superficiale, denominato *Complesso dei Depositi fluviali e fluvioglaciali del Riss*, secondo quanto segnalato sull'estratto della "*Carta dei Complessi Idrogeologici*" ([3]) riportato nella pagina seguente, è rappresentato da depositi a prevalente granulometria ghiaioso-sabbiosa-ciottolosa, alterati, con copertura di "paleosuolo" argilloso. Tale complesso ospita generalmente una falda freatica drenata dai corsi d'acque locali.

Per quanto riguarda l'eventuale presenza e caratteristiche della falda freatica nel sottosuolo della sito in esame è possibile osservare che nella "*Carta delle isopiezometriche della falda idrica a superficie libera*" ([4]), la superficie della falda si localizza ad una quota assoluta di circa 260 m s.l.m., quindi ad una profondità di circa 15-20 m dal p.c. variabili anche in funzione dell'oscillazione stagionale del livello piezometrico della falda.

In funzione dell'assetto idrogeologico ricostruito, in corrispondenza del sito in esame non si ritiene possibile, limitatamente alle profondità di scavo interessate dal presente progetto, il rinvenimento delle acque sotterranee della falda freatica che si

([3]) Cfr.: "*Idrogeologia della Pianura Piemontese*", Regione Piemonte – Direzione Pianificazione Risorse Idriche e Università degli Studi di Torino – Dipartimento di Scienze della Terra, 2005.
([4]) Cfr.: "*Idrogeologia della Pianura Piemontese*", Regione Piemonte – Direzione Pianificazione Risorse Idriche e Università degli Studi di Torino – Dipartimento di Scienze della Terra, 2005.

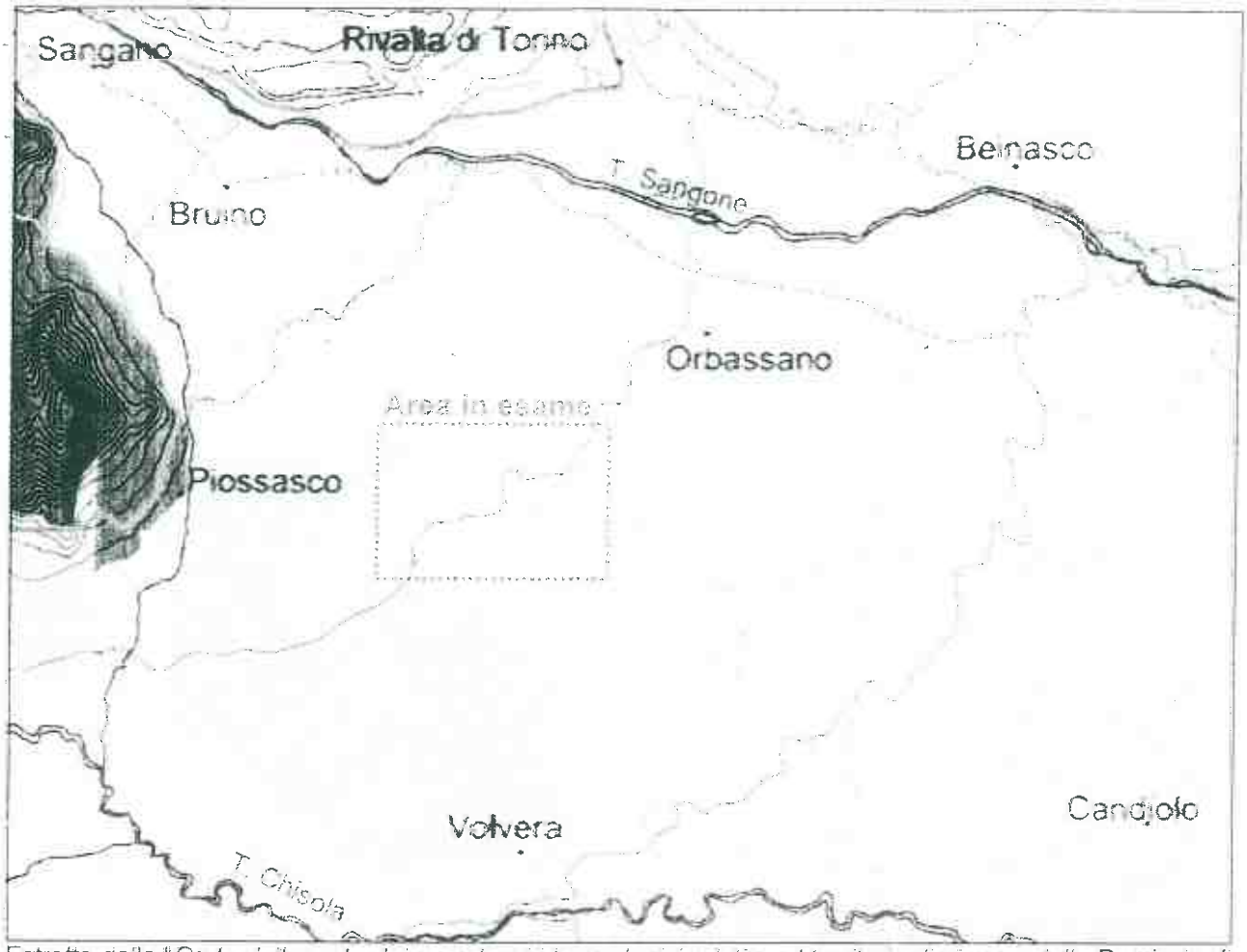
Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
Via Gioberti, 61 10128 Torino – Tel. 0112762968 / Cell. 3299722204 – P.I. 10039762968
www.studiogeologiastrippoli.eu - stefano.strippoli@geologipiemonte.it

localizza ad una profondità di circa 15-20 da p.c. tale da rendere impossibile qualunque interferenza della stessa con le opere in progetto.

In corrispondenza del sito in esame, pertanto, la superficie piezometrica della falda freatica si localizza a una profondità tale da non poter interferire con il bulbo di carico delle fondazioni delle strutture in progetto.

In un'area limitrofa a quella in esame sono state eseguite alcune prove in situ per valutare la permeabilità dei terreni nei primi metri di profondità dal p.c.. I risultati delle prove condotte dal Dott. Geol. Zagami M. hanno evidenziato che i terreni superficiali dell'area in esame sono caratterizzati da un buon grado di permeabilità (stimata pari a circa 10^{-4} cm/sec) tale da permettere un'efficace infiltrazione delle acque nel sottosuolo.

Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
Via Gioberti, 61 10128 Torino – Tel. 0112762968 / Cell. 3299722204 – P.I. 10039762968
www.studiogeologicostrippoli.eu - stefano.strippoli@geologipiemonte.it

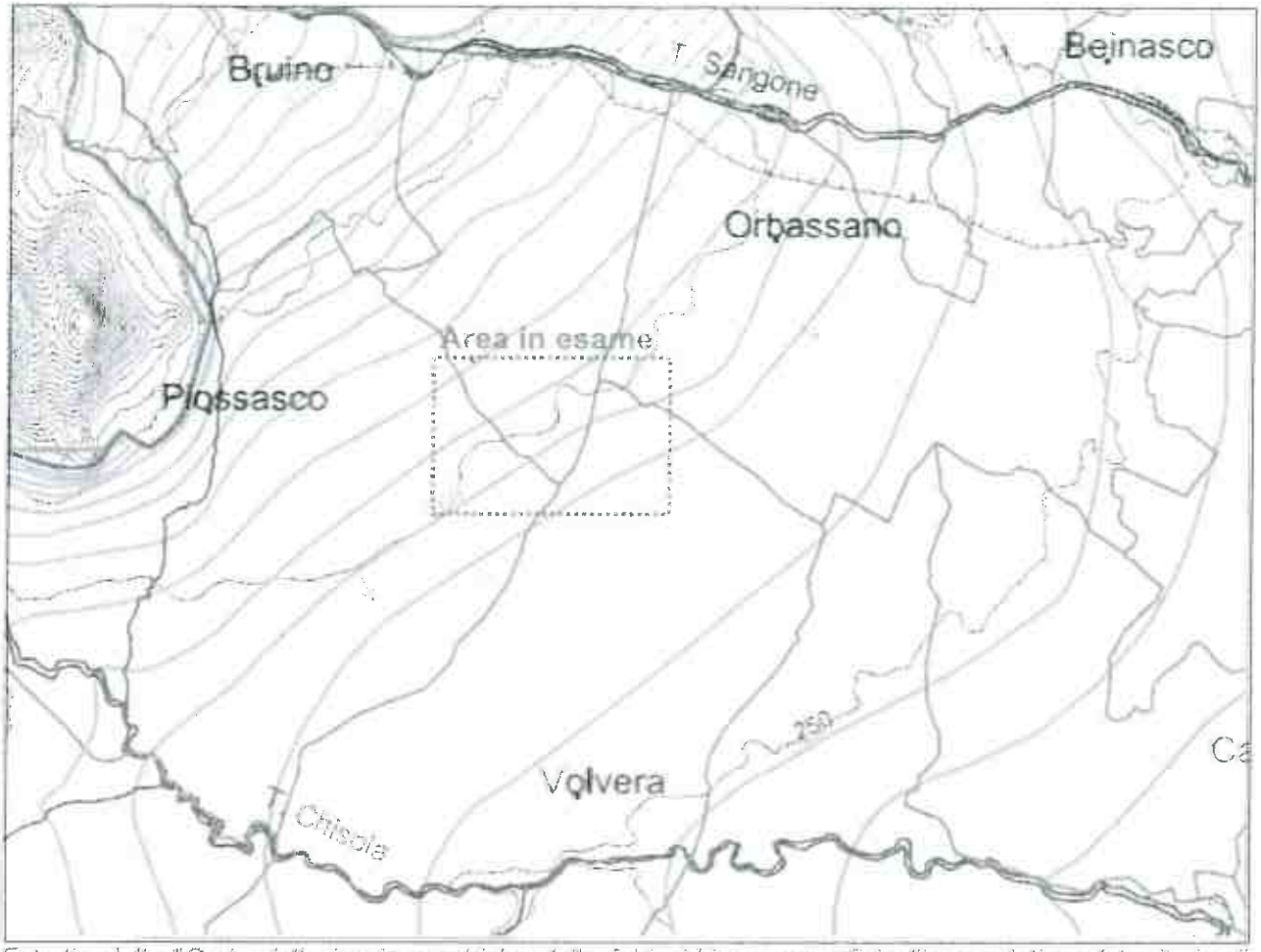


Estratto della "*Carta della carta dei complessi idrogeologici relativa al territorio di pianura della Provincia di Torino*", Regione Piemonte, Dipartimento di Scienze della Terra, Università degli Studi di Torino, 2005.

Legenda

	Complesso dei Depositi alluvionali olocenici
	Complesso dei Depositi fluviali-fluvioglaciali del Wurm
	Complesso dei Depositi fluviali-fluvioglaciali del Riss
AP	Complesso dei Depositi fluviali-fluvioglaciali del Mindel AP: Paleopoli postnillai anchiani dell'Altopiano di Poirino
	Complesso dei Depositi glaciali pleistocenici

Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
Via Gioberti, 61 10128 Torino - Tel. 0112762968 / Cell. 3299722204 - P.I. 10039762968
www.studiogeologiastrippoli.eu - stefano.strippoli@geologiapiemonte.it



Estratto della "*Carta delle isopiezometriche della falda idrica a superficie libera relativa al territorio di pianura della Provincia di Torino*", Regione Piemonte, Dipartimento di Scienze della Terra, Università degli Studi di Torino, 2005.

Legenda

Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
Via Gioberti, 61 10128 Torino – Tel. 0112762968 / Cell. 3299722204 – P.I. 10039762968
www.studiogeologiastrippoli.eu - stefano.strippoli@geologipiemonte.it

3.4 Elementi di pericolosità idrogeologica e geomorfologica

Dagli elaborati del Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) non si evidenzia per l'area in esame alcuna criticità di carattere idrogeologico o idraulico, siano esse frane, esondazioni, dissesti di carattere torrentizio o fenomeni di trasporto in massa su conoidi attivi; l'area risulta quindi esente da pericoli di alluvionamento da parte del Torrente Sangone.

L'analisi dei dati storici relativi ai dissesti verificatisi in prossimità del sito in esame non ha evidenziato particolari situazioni di criticità registrate a seguito di eventi alluvionali.

Il sito in esame non risulta soggetto a "vincolo idrogeologico" ai sensi del R.D. 30/12/1923, n.3267 e L.R. 9/8/1985, n.45, né risultano sul sito altri vincoli di carattere geologico.

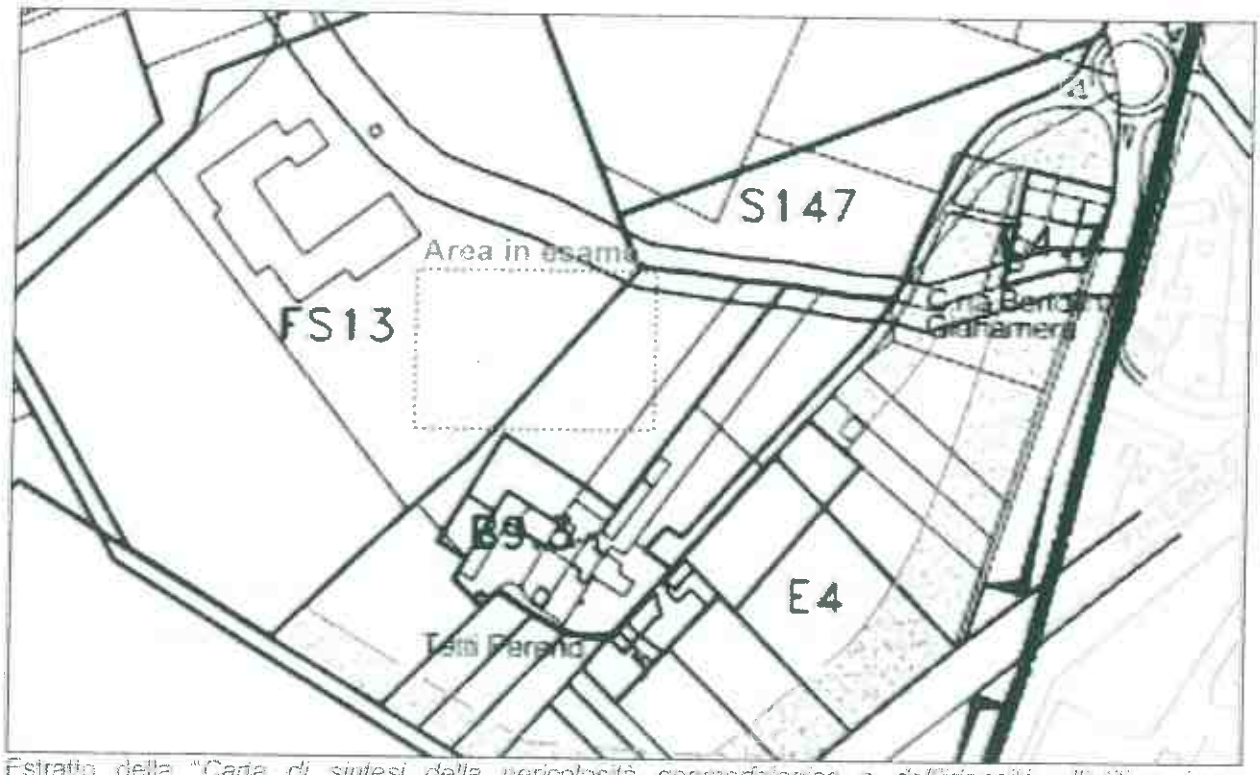
Nella "*Carta di sintesi della pericolosità geomorfologica e dell'idoneità all'utilizzazione urbanistica*", e nella relativa Relazione Geologica redatte a corredo del vigente Piano Regolatore Comunale di Rivalta, il sito in esame risulta classificato come area in *Classe I* di pericolosità geomorfologica, ovvero come porzione di territorio "*in cui le condizioni di pericolosità geomorfologica sono tali da non porre limitazioni alle scelte urbanistiche*".

Il confine occidentale del sito è rappresentato da un canale irriguo soggetto alle norme che tutelano i corsi d'acqua secondari per la quale si individua una "fascia di rispetto" di 10 metri dal corso d'acqua classificata come *Classe IIIa*, ovvero come "*porzioni di territorio inedificate che presentano caratteri geomorfologici o idrogeologici che le rendono inidonee a nuovi insediamenti*", in cui non è ammessa l'edificazione.

In conclusione l'area in oggetto inoltre non presenta, attualmente, gravose problematiche per quanto riguarda gli aspetti di pericolosità geomorfologica, intesi nel senso di stabilità e dinamica evolutiva dei versanti e rischio idraulico.

Di seguito si riporta un estratto della Classificazione del territorio secondo le prescrizioni per l'so urbanistico edilizio connesse alla pericolosità geomorfologica e la relativa legenda:

Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
Via Gioberti, 61 10128 Torino – Tel. 0112762968 / Cell. 3299722204 – P.I. 10039762968
www.studiogeologiastrippoli.eu - stefano.strippoli@geologipiemonte.it



Estratto della "*Carta di sintesi della pericolosità geomorfologica e dell'idoneità all'utilizzazione urbanistica*" allegata al PRGC del Comune di Rivalta di Torino.

Legenda

CLASSE I

Classe I: Sono consentiti interventi sia pubblici sia privati. Lo studio geologico e geotecnico richiesto dal DM 14-01-08 deve accertare l'eventuale presenza a scala locale di elementi di pericolosità geologica, nonchè individuare le eventuali soluzioni tecniche di mitigazione che devono essere esplicitate in ambito di progetto esecutivo.

Sottoclasse IIIa

IIIa: Aree inedificate in cui è preclusa ogni nuova edificazione. Per gli edifici isolati eventualmente presenti sono possibili interventi di manutenzione, ristrutturazione, risanamento e adeguamento igienico-funzionale. In tali aree ricadono ambiti collinari ad acclività medio-elevata, aree di pianura esterne alla fascia B del PAI, fasce di rispetto delle scarpate e dei corsi d'acqua secondari.

Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
Via Gioberti, 61 10128 Torino – Tel. 0112762968 / Cell. 3299722204 – P.I. 10039762968
www.studiogeologiastrippoli.eu - stefano.strippoli@geologipiemonte.it

3.5 Indagini geognostiche

Il giorno 5 ottobre 2012 sono stati realizzati in corrispondenza del terreno in studio n. 4 scavi geognostici realizzati mediante l'utilizzo di un escavatore nei punti evidenziati nella plani materia riportata nella pagina seguente e siglati rispettivamente P1, P2, P3 e P4. Gli scavi hanno raggiunto una profondità di indagine compresa tra di 1,5 e 2,0 m dal p.c..

La realizzazione degli scavi ha permesso di valutare le caratteristiche stratigrafiche, granulometriche e geotecniche dei depositi terreni che costituiranno il terreno d'appoggio delle fondazioni superficiali in progetto.

Il terreno vegetale superficiale è risultato costituito da *materiale a granulometria fine limoso-argillosa con scheletro ghiaioso*, risultata di circa 20-30 cm di spessore complessivo. Il terreno vegetale è da asportare completamente preventivamente alla realizzazione del piano di posa delle fondazioni poiché caratterizzato da scadenti proprietà geotecniche.

Al di sotto del terreno vegetale, è presente un terreno a granulometria molto grossolana variamente assortita costituito principalmente da *ciottoli, trovanti e ghiaia in matrice sabbioso-limosa debolmente argillosa*, di colore rossastro-ocraceo, caratterizzato da un significativo grado di alterazione che diminuisce all'aumentare della profondità.

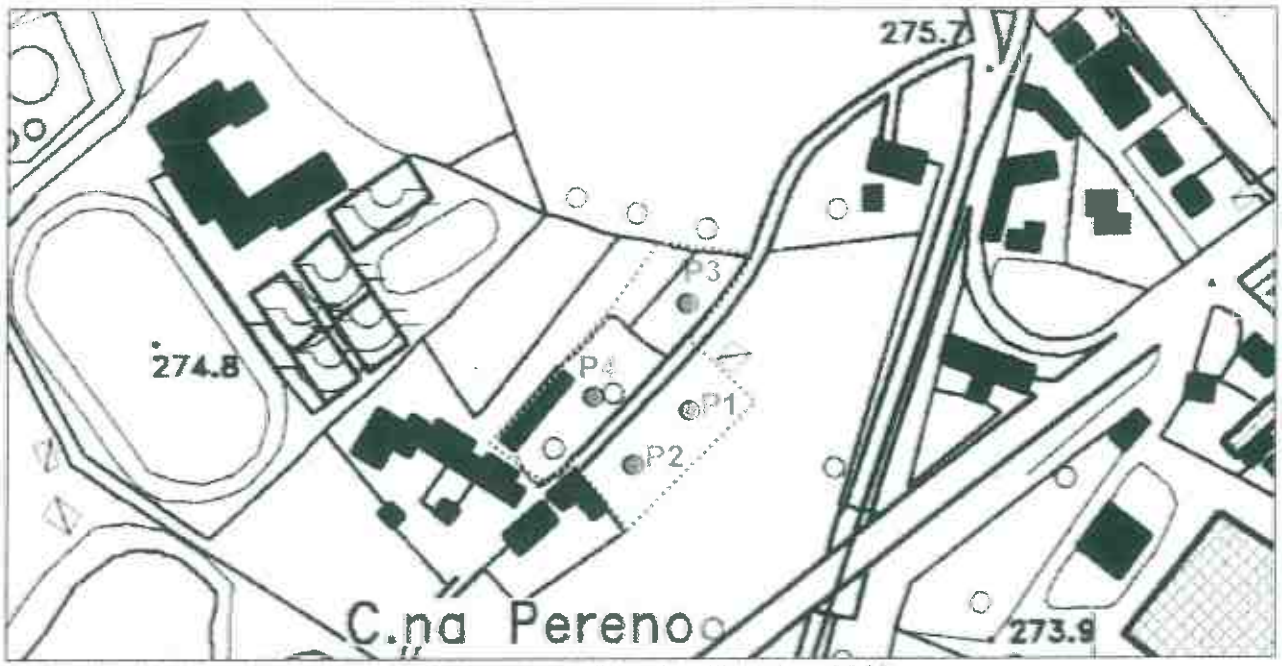
Limitatamente alla profondità massima d'indagine raggiunta pari a 2,0 m da p.c., non è stata rinvenuta la presenza delle acque della falda ma solo di una debole umidità naturale del terreno.

Il giorno 9 ottobre 2012 è stata realizzata un'indagine sismica per la determinazione del parametro Vs30 necessario per la definizione della categoria sismica del sottosuolo; la relativa relazione illustrativa è riportata in allegato al presente elaborato ([5]).

Sulla base delle caratteristiche dell'intervento edilizio in progetto e delle conoscenze litostratigrafiche acquisite sull'area in esame si ritiene che i dati geognostici a disposizione siano sufficienti a garantire un'adeguata caratterizzazione e modellizzazione geologica, geotecnica e sismica del sito.

([5]) Cfr.: "*Allegato 1 – Prova sismica MASW per la determinazione della velocità equivalente delle onde di taglio Vs30*" realizzata dallo scrivente nell'ottobre 2012.

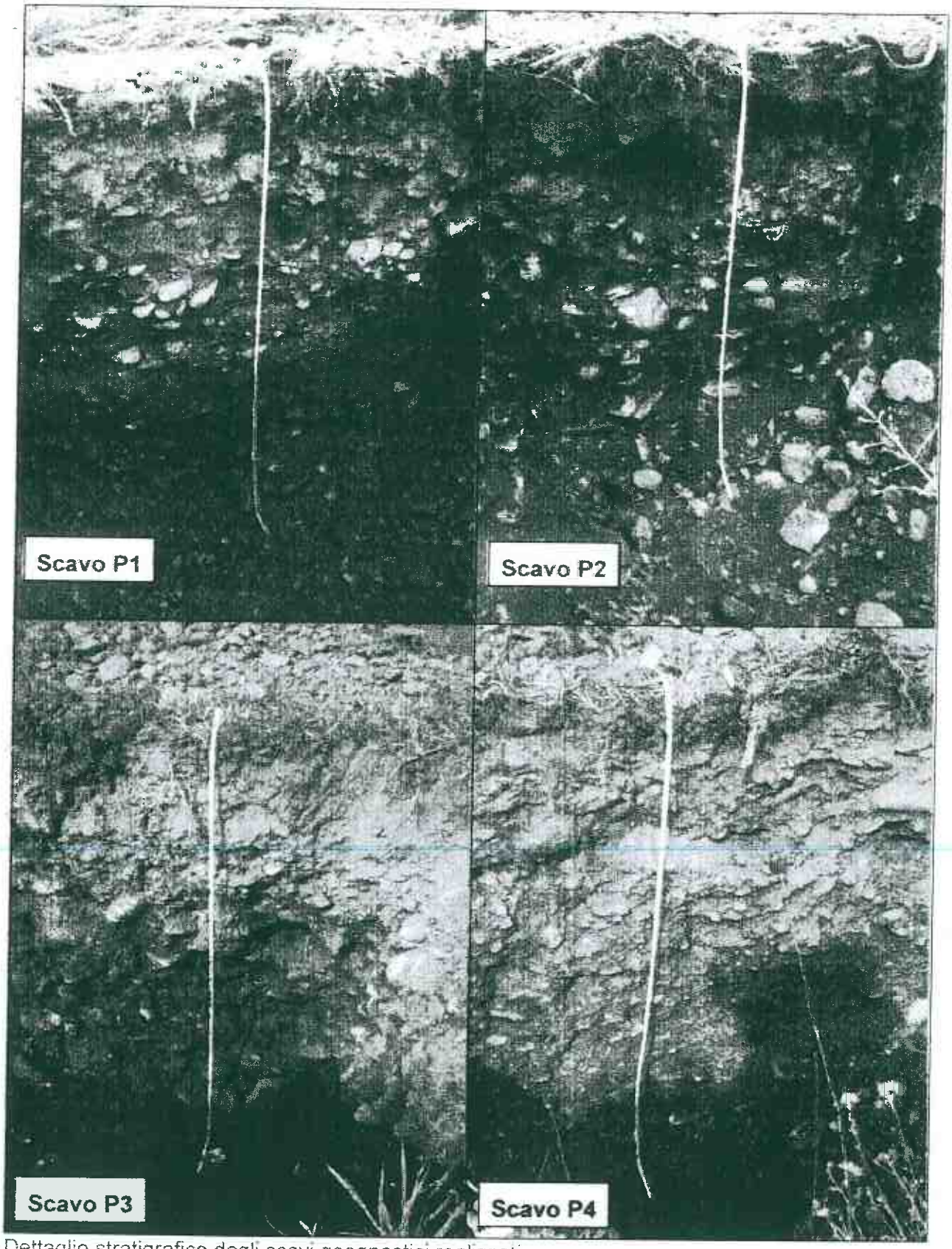
Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
Via Gioberti, 61 10128 Torino – Tel. 0112762968 / Cell. 3299722204 – P.I. 10039762968
www.studiogeologiastrippoli.eu - stefano.strippoli@geologiapiemonte.it



Ubicazione degli scavi geognostici P1-P4 realizzati nell'ottobre 2012.

Realizzazione dello scavo gegnostico P3.

Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
Via Gioberti, 61 10128 Torino – Tel. 0112762968 / Cell. 3289722204 – P.I. 10039762968
www.studiogeologostrippoli.eu - stefano.strippoli@geologipiemonte.it



Dettaglio stratigrafico degli scavi geognostici realizzati

Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
Via Gioberti, 61 10128 Torino – Tel. 0112762968 / Cell. 3299722204 – P.I. 10039762968
www.studiogeologicostrippoli.eu – stefano.strippoli@geologipiemonte.it

3.6 Modello geologico del sito

Sulla base delle informazioni geognostiche di superficie e di sottosuolo a disposizione ed ipotizzando, a fini cautelativi, che nel sottosuolo del sito in esame si verifichi la situazione stratigrafica geotecnicamente più gravosa di quelle riscontrate, è stato ricostruito l'assetto litostratigrafico ed il conseguente modello geologico caratteristico del sottosuolo del sito in esame limitatamente ad una profondità massima di 2,0 m dal p.c..

Alla base del terreno vegetale la continuità nel sottosuolo dei sedimenti di origine fluviale a granulometria grossolana osservati a seguito della realizzazione degli scavi geognostici può essere ipotizzata effettiva per almeno alcuni metri dal p.c. e fino a profondità tali da non essere interessate dalla realizzazione delle opere in progetto.

Ognuno dei principali litotipi individuati e schematizzati è stato associato, su base granulometrica, ad una delle principali categorie di materiali ad analogo comportamento geotecnico indicate dal sistema unificato di classificazione delle terre (USCS) ([6]).

Nella seguente tabella vengono indicati gli intervalli di variazione dei principali parametri geotecnici dei terreni schematizzati nel modello geologico del sito, reperiti dalla bibliografia tecnica, ed un giudizio generico e preliminare in merito al loro impiego come terreno di fondazione.

MODELLO GEOLOGICO DEL SITO							
Comune di Rivalta di Torino (TO) – via Tetti Pereno, 9							
Quota p.c.:276 m s.l.m.							
Formazione Geologica / Età: Fluviale Riss / Quaternario (Pleistocene)							
Prof. dal p.c. (m)		DESCRIZIONE LITOTIPO	CATEGORIA METERIALE GEOTECNICO	SIGLA USCS	PERMEAB. (cm/s)	DENSITA' SECCA (t/m^3)	Giudizio come terreno da fondazione
da	a						
0.0	0.3	Terreno vegetale limoso-argilloso	Silt inorganici; terre sabbiose o siltose fini; silt elastici	MH	10^{-4} – 10^{-6}	1,10 – 1,50	Capacità portante scarsa
0.3	**2.0**	**Ghiaia, ciottoli e trovanti in matrice sabbioso-limosa debolmente argillosa, discreta alterazione**	**Ghiaia ben assortita; miscela di ghiaia, sabbia argilla e limopoco selezionati**	**GM**	**10^{-3} - 10^{-6}**	**1,90 -2,15**	**Capacità portante buona**
FALDA		***Ipotizzata a -15/20 m dal p.c.***					

([6]) Sistema unificato di classificazione delle terre (Unified Soil Classification System).

Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
Via Gioberti, 61 10128 Torino – Tel. 0112762968 / Cell. 3299722204 – P.I. 10039762968
www.studiogeologiastrippoli.eu - stefano.strippoli@geologiapiemonte.it

3.7 Caratterizzazione geotecnica del terreno di fondazione

3.7.1 Scelta del piano di posa delle fondazioni

Sulla base del modello geologico del sito realizzato si ritiene opportuno ubicare il piano di posa delle fondazioni superficiali in progetto alla base dello spessore di terreno vegetale superficiale caratterizzato da scadenti caratteristiche geotecniche ad una profondità di almeno 1,0 m dal p.c. attuale, vale dire posando gli elementi di fondazione completamente all'interno del materiale di origine fluviale a granulometria grossolana che dal punto vista geotecnico è stato assimilato cautelativamente ad una *ghiaia eterometrica con sabbia limosa e ciottoli* che si individua tra circa 0,3 e 2,0 m di profondità dal p.c..

3.7.2 Valori nominali dei parametri geotecnici

Il valore nominale (valore medio) dei principali parametri geotecnici del terreno su cui verrà applicato il carico di fondazione può essere desunto ricorrendo a correlazioni sperimentali ampiamente utilizzate in campo geologico-applicativo e riportate nella letteratura tecnica.

Dal punto di vista del comportamento geotecnico il terreno di fondazione in esame, costituito come detto da *ciottoli, trovanti e ghiaia in matrice sabbioso-limosa debolmente argillosa* può essere cautelativamente assimilato ad una terra a grana grossolana a comportamento coesivo trascurabile costituita da una *miscela di ghiaia, sabbia, argilla e limo poco selezionata* che, secondo la classificazione USCS ([7]), viene indicata con la sigla **GM**.

Nonostante nel terreno in studio sia presente una minima frazione granulometrica fine, argillosa, con comportamento plastico/coesivo e poiché esso risulta privo di una significativa cementazione, il valore della coesione può essere cautelativamente considerato nullo ($c = 0$).

Tenendo conto dell'età relativamente recente dei sedimenti in questione si ammetterà un grado di addensamento del materiale medio-alto (*densità relativa*), dell'ordine del 70-80% circa ($D_R = 75\%$)

([7]) Sistema unificato di classificazione delle terre (Unified Soil Classification System).

Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
Via Goberti, 61 10128 Torino – Tel. 0112762968 / Cell. 3299722204 – P.I. 10039762968
www.studiogeologiastrippoli.eu - stefano.strippoli@geologipiemonte.it

Utilizzando il diagramma sperimentale "NAV-FAC" riportato nel seguito ([8]) si ricava per la *miscela di ghiaia, sabbia, argilla e limo poco selezionata*, classificata come GM, un *angolo di resistenza al taglio* ϕ = 39°.

Dal grafico "NAV-FAC" si possono individuare un *peso di volume "secco"* γ = **1,92 t/m^3** circa, una *porosità n* circa del **28%** ed un *indice dei vuoti* **e = 39%**: da questi valori è possibile dedurre pertanto un *peso di volume "saturo"* γ_s pari a **2,20 t/m^3** da cui si ottiene, infine, un *peso di volume "alleggerito"* γ' **= 1,20 t/m^3** se ci si dovesse trovare in condizioni di saturazione completa del terreno di fondazione.

I valori dei parametri geotecnici in condizioni sature non dovrebbero risultare utili poiché in corrispondenza del sito in esame, limitatamente alle profondità interessate dal progetto, non è stata riscontrata la presenza di falda freatica che, se presente, risulta comunque livellarsi ad una profondità tale da escludere ogni possibile interferenza con il terreno di fondazione e con il "bulbo di carico" degli elementi di fondazione.

3.7.3 Valori caratteristici dei parametri geotecnici

Per la determinazione dei *valori caratteristici* dei parametri geotecnici del terreno in studio, necessari per procedere alla verifica delle fondazioni, si è fatto riferimento alle metodologie di calcolo analitiche contemplate nell'EC7 (Eurocodice 7).

Per *valore caratteristico* di un parametro s'intende quel valore al quale è associata una prefissata probabilità di "*non superamento*". In ambito geotecnico si assume una probabilità di "*non superamento*" del 5% (frattile 5%) il che vuol dire ipotizzare che ci sia una probabilità del 5% che il valore reale del parametro geotecnico sia inferiore al valore stabilito. Il *valore caratteristico* rappresenta quindi la soglia al di sotto della quale si colloca non più del 5% dei valori desumibili da una serie teoricamente illimitata di prove.

Nel caso in esame i valori caratteristici dei parametri geotecnici del terreno in esame possono essere determinati a partire dai rispettivi valori medi (valori nominali), precedentemente determinati, facendo riferimento ai dati ed alle metodologie di calcolo riportate in letteratura tecnica. In particolare si è fatto ricorso alle seguenti relazioni:

([8]) Diagramma di correlazione elaborato dall'U.S. Naval Publ. and Forms Center di Philadelphia nel 1971, comunemente noto come "NAV-FAC".

Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
Via Gioberti, 61 10128 Torino – Tel. 0112762968 / Cell. 3299722204 – P.I. 10039762968
www.studiogeologiastrippoli.eu - stefano.strippoli@geologipiemonte.it

$$\phi'k = \phi'm\ (1 + X\ V_\phi)$$

$$\gamma'k = \gamma'm\ (1 + X\ V_\gamma)$$

dove:

- $\phi'm$, $\gamma'm$ = valori medi di ϕ e γ;

- $\phi'k$, $\gamma'k$ = valori caratteristici di ϕ e γ;

- V_ϕ, V_γ = coefficienti di variazione COV ([9]) dei parametri, definiti come il rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori di ϕ e γ;

- X = parametro dipendente dalla legge di distribuzione della probabilità e dalla probabilità di non superamento adottata; per i parametri geotecnici è fissata una probabilità di non superamento del 5%, alla quale corrisponde, per una distribuzione di tipo gaussiano, un valore di X = –1,645.

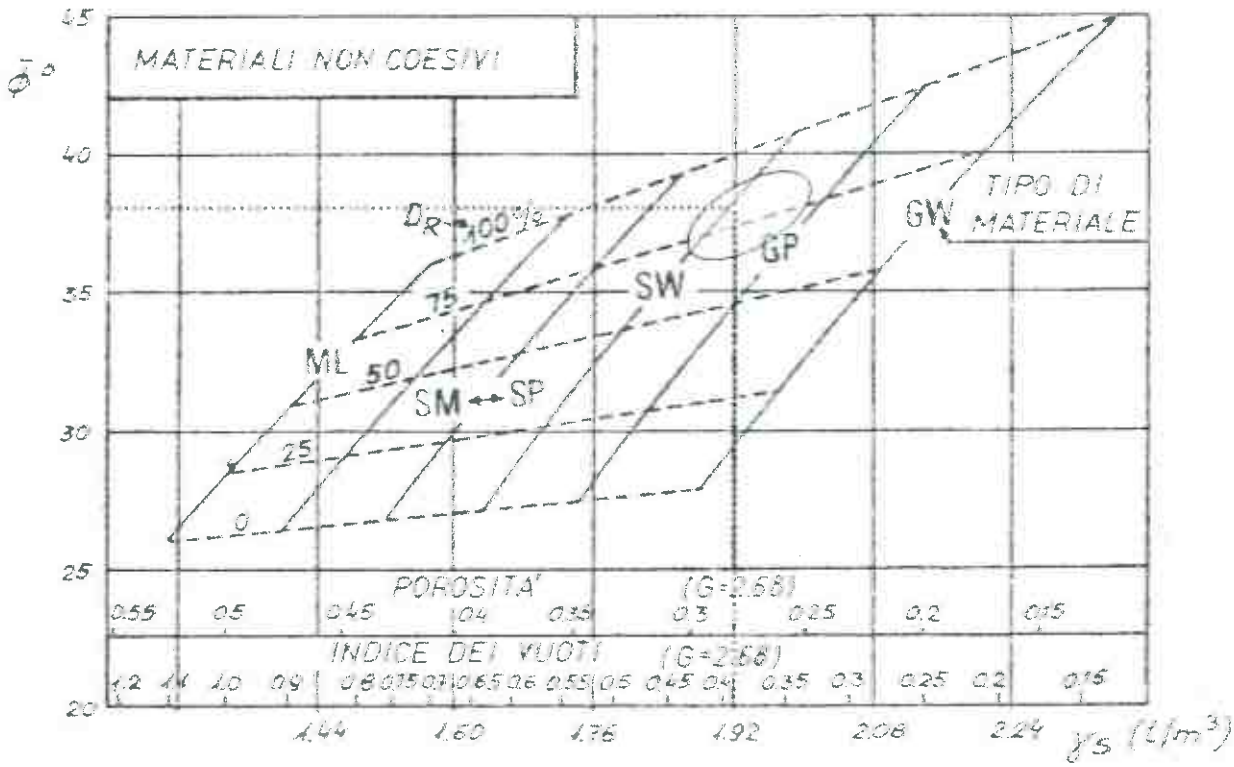
$$\phi'k = 39°\ (1 - 1{,}645\ 0{,}07) = \mathbf{35°};$$

$$\gamma'k = 1{,}92\ t/m^3\ (1 - 1{,}645\ 0{,}03) = \mathbf{1{,}83\ t/m^3}.$$

Parametro		Valore nominale (medio) (Xm)	Valore caratteristico (Xk)
Peso di volume secco	γ (t/m^3)	1,92	**1,83**
Angolo d'attrito	ϕ (°)	39	**35**
Coesione	c (kPa)	0	**0**

([9]) *I valori dei coefficienti di variazione COV utilizzati sono stati reperiti in bibliografia (Harr, 1987; Cherubini & Orr, 1999; Simeone, 2008)*

Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
Via Gioberti 61 10128 Torino – Tel. 0112762968 / Cell. 3399722204 – P.I. 10039762965
www.studiogeologicostrippoli.eu - stefano.strippoli@geologopiemonte.it



VALORI DI $\bar{\Phi}$ PER VARI TIPI DI TERRENO (navfac-1971)

ML – limi inorganici, sabbie limose molto fini
SM – sabbie limose
SP – sabbie, sabbie ghiaiose con granulometria uniforme
SW – sabbie a granulom. mista, sabbia ghiaiosa
GP – ghiaia a granulom. uniforme
GW – ghiaia a granulom. mista, misto ghiaia e sabbia

Diagramma di correlazione fra i principali parametri geotecnici dei terreni redatto dall'U.S. Naval Publ. and Form Centers of Philadelphia, comunemente noto come "NAV-FAC", con evidenziata la zona indicativa di proiezione delle caratteristiche del terreno di fodnazione in esame (classificato GM).

Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
Via Gioberti, 61 10128 Torino – Tel. 0112762966 / Cell. 3299722204 – P.I. 10039762968
www.studiogeologiastrippoli.eu - stefano.strippoli@geologipiemonte.it

3.8 Modellazione sismica del sito

3.8.1 *Riferimenti normativi*

La normativa attualmente in vigore per la modellazione sismica sito-specifica è rappresentata dal D.M. 14/1/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008) con relativa Circolare Esplicativa del Consiglio Superiore LL.PP. n. 617 del 2/2/2009, intitolata "*Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008*", pubblicata sulla G.U. n. 47 del 26/2/2009.

Per quanto riguarda la determinazione della pericolosità sismica di base del sito è necessario fare riferimento all'Ordinanza P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274, avente per oggetto "*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*" con relativi allegati, aggiornata e modificata dalla successiva O.P.C.M. 2 ottobre 2003, n. 3316 "*Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003*".

Con l'Ordinanza P.C.M. 28 aprile 2006, n. 3519 sono stati approvati definitivamente i criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zona, nonché la mappa di pericolosità sismica di riferimento a scala nazionale.

A livello regionale la Deliberazione della Giunta Regionale 19 gennaio 2010, n. 11-13058ha recepito la classificazione sismica fornita dall'O.P.C.M. n. 3519/2006 ed ha provveduto all'aggiornamento ed adeguamento dell'elenco delle zone sismiche nella Regione Piemonte. Tale classificazione sismica è entrata in vigore a seguito della pubblicazione della DGR del 12 dicembre 2011 n. 4-3084 sul BURP n. 50 del 15 dicembre 2011.

3.8.2 *Zonazione sismica*

L'O.P.C.M. n. 3274/2003 e l'O.P.C.M. n. 3519/2006 suddividono il territorio nazionale in zone sismiche omogenee, ciascuna contrassegnata da un diverso valore del parametro *accelerazione orizzontale sismica massima* (a_g) su suolo di categoria A, con probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
Via Gioberti, 61 10128 Torino – Tel. 0112762968 / Cell. 3299722204 – P.I. 10039762968
www.studiogeologiastrippoli.eu - stefano.strippoli@geologipiemonte.it

I valori di a_g, espressi come frazione dell'accelerazione di gravità g, da adottare in ciascuna delle zone sismiche del territorio nazionale, fatte salve più accurate determinazioni che possono portare a differenze comunque non superiori al 20% dell'accelerazione per le Zone 1 e 2 e non superiori a 0,05 g nelle altre zone, sono riportati nella seguente tabella:

zona	accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10 % in 50 anni [a_g/g]	accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (Norme Tecniche) [a_g/g]
1	> 0,25	0,35
2	0,15-0,25	0,25
3	0,05-0,15	0,15
4	<0,05	0,05

Secondo quanto riportato nella Deliberazione della Giunta Regionale 19 gennaio 2010, n. 11-13058, il sito in esame, interamente compreso nel territorio del Comune di Rivalta di Torino (TO), ricade in **Zona 3**, cioè nella categoria caratterizzata da un rischio sismico di grado medio-basso cui corrisponde un valore di accelerazione orizzontale massima a_g = **0,15 g**.

3.8.3 Periodo di riferimento dell'azione sismica

Per il calcolo del periodo di riferimento (V_R) dell'azione sismica di progetto si deve fare riferimento al paragrafo 2.4.3 delle NTC 2008 dove viene indicato che il periodo di riferimento (V_R) si ottiene dal prodotto della vita nominale dell'opera in progetto (V_N) per il coefficiente d'uso della stessa (C_U).

La vita nominale di un'opera (V_N) è il periodo durante il quale l'opera, sottoposta alla sola manutenzione ordinaria, deve assolvere al compito per la quale è stata progettata. I valori caratteristici della vita nominale (V_N) vengono definiti nella Tabella 2.4.I delle NTC 2008 nel seguito riportata.

Tabella 2.4.I - Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

	TIPI DI COSTRUZIONE	Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva[1]	≥ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
Via Gioberti, 61 10128 Torino – Tel. 0112762968 / Cell. 3299722204 – P.I. 10039762968
www.studiogeologicostrippoli.eu - stefano.strippoli@geolomipiemonte.it

La classe d'uso di un'opera (C_U) è funzione dell'affollamento di persone presente all'interno della stessa durante il possibile manifestarsi di un sisma, le NTC 2008 indicano le seguenti quattro classi d'uso dell'opera cui fare riferimento:

- *Classe I:* costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli;

- *Classe II:* costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe *III* o in Classe *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti;

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

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

I valori caratteristici della classe d'uso dell'opera (C_U) vengono definiti nella Tabella 2.4.II delle NTC 2008 riportata nel seguito.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

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

Nel caso in esame viene utilizzato un valore di *vita nominale* pari a 50 anni (**V_N = 50 anni** e la *classe d'uso* dell'opera in progetto può essere ricondotta alla **Classe II**, cui corrisponde un *coefficiente d'uso* pari ad 1,0 (**C_U = 1,0**). Il *periodo di riferimento* (V_R) per l'opera in progetto risulta quindi:

Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
Via Gaberia, 61 10128 Torino – Tel. 0112762968 / Cell. 3299722204 – P.I. 10038762968
www.studiogeologicostrippoli.eu - stefano.strippoli@geologiapiemonte.it

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1{,}0 = 50 \text{ anni.}$$

In funzione del periodo di riferimento V_R dell'opera è possibile ricavare per ognuno degli Stati Limite di riferimento con relative probabilità di eccedenza nel periodo di riferimento (PV_R), il tempo di ritorno del sisma (T_R). A tal fine si utilizza la seguente relazione:

$$T_R = -V_R/\ln(1-PV_R) = -C_U \times V_N/\ln(1-PV_R).$$

3.8.4 Categoria sismica del sottosuolo (Vs30)

Ai fini del calcolo delle azioni sismiche di progetto è necessario definire in modo univoco la categoria sismica del sottosuolo del sito di costruzione.

A tal fine Le NTC 2008 definiscono al paragrafo 3.2.2 cinque categorie sismiche principali di sottosuolo cui fare riferimento. Le caratteristiche delle categorie vengono descritte nella Tabella 3.2.II di cui si riporta in calce un estratto.

Tabella 3.2.II – *Categorie di sottosuolo*

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 $N_{SPT,30} > 50$ 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 $15 < N_{SPT,30} < 50$ 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 $N_{SPT,30} < 15$ 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).*

L'identificazione della categoria di sottosuolo è da effettuarsi sulla base della stratigrafia del sito e dei valori della *velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità* (Vs30).

Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
Via Gioberti, 61 10128 Torino – Tel. 0112762968 / Cell. 3299722204 – P.I. 10039762968
www.studiogeologiastrippoli.eu - stefano.strippoli@geologipiemonte.it

Per sottosuoli appartenenti alle categorie speciali S1 ed S2, le cui caratteristiche sono riportate di seguito in Tabella 3.2.III, è necessario predisporre ulteriori specifiche analisi per la definizione delle azioni sismiche, particolarmente nei casi in cui la presenza di terreni suscettibili di liquefazione e/o di argille d'elevata sensitività possa comportare fenomeni di collasso del terreno.

Tabella 3.2.III – Categorie speciali di sottosuolo

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di V_{s30} inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torbe o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Nel caso in esame per la determinazione della *velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità* (Vs30) è stata ottenuta mediante la realizzazione di una prova sismica della tipologia MASW (*Multichannel Analysis of Surface Waves*) la cui relazione descrittiva delle modalità operative e dei risultati ottenuti è allegata al presente elaborato ([10]).

L'indagine MASW effettuata in data 8 ottobre 2012 ha restituito un valore calcolato di **Vs30 = 472 m/s**.

Sulla base delle caratteristiche stratigrafiche, granulometriche e sismiche riscontrate in situ, il sottosuolo presso il sito in esame può essere quindi ricondotto alla **Categoria B** come considerata nelle NTC 2008.

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_s e C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \le 1,40 - 0,40\,F_0\,\frac{a_g}{g} \le 1,20$	$1,10\,(T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \le 1,70 - 0,60\,F_0\,\frac{a_g}{g} \le 1,70$	$1,05\,(T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \le 2,40 - 1,50\,F_0\,\frac{a_g}{g} \le 1,80$	$1,25\,(T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \le 2,00 - 1,10\,F_0\,\frac{a_g}{g} \le 1,60$	$1,15\,(T_C^*)^{-0,40}$

([10]) Cfr.: "*Allegato – Prova sismica MASW per la determinazione della velocità equivalente delle onde di taglio Vs30*" realizzata dallo scrivente nell'ottobre 2012.

Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
Via Gioberti, 61 10128 Torino – Tel. 0112762968 / Cell. 3299722204 – P.I. 10039762968
www.studiogeologicostrippoli.eu - stefano.strippoli@geologipiemonte.it

3.8.5 *Categoria topografica*

Per tener conto delle condizioni topografiche locali e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del *coefficiente di amplificazione topografica* (S_T) riportati nella Tabella 3.2.VI delle NTC 2008, in funzione delle categorie topografiche definite al paragrafo 3.2.2 e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento in progetto.

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta fino alla base dove S_T assume valore unitario.

Tabella 3.2.VI - Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Il sito in studio risulta essere caratterizzato da una superficie topografica pressoché pianeggiante pertanto può essere ricondotto ad una **Categoria topografica T1**, cui corrisponde un valore del coefficiente di amplificazione topografica S_T = **1,0**.

3.8.6 *Stati Limite di riferimento*

Secondo quanto introdotto dalle NTC 2008 la sicurezza e le prestazioni di un'opera, o di una parte di essa, devono essere valutate in relazione ai diversi "Stati Limite" di riferimento (*SL*) che si possono verificare durante la Vita Nominale (V_N) dell'opera stessa; quest'ultima viene intesa come il numero di anni nel quale l'opera, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere utilizzata per lo scopo al quale è destinata.

Si definisce quindi "Stato Limite" (*SL*) di un opera la condizione superata la quale essa non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
Via Gioberti, 61 10128 Torino – Tel. 0112762968 / Cell. 3299722204 – P.I. 10039762968
www.studiogeologiastrippoli.eu - stefano.strippoli@geologipiemonte.it

Ai sensi delle NTC 2008 le opere da realizzare devono possedere i seguenti requisiti fondamentali di sicurezza:

- *sicurezza nei confronti di Stati Limite Ultimi (SLU)*: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone, o comportare la perdita di beni, o provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera;

- *sicurezza nei confronti di Stati Limite di Esercizio (SLE)*: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;

- *robustezza nei confronti di azioni eccezionali*: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Il superamento di uno Stato Limite Ultimo (*SLU*) ha sempre carattere irreversibile e causa il collasso della struttura. Il superamento di uno Stato Limite di Esercizio (*SLE*) può avere carattere reversibile o irreversibile.

Gli Stati Limite Ultimi in condizioni dinamiche (sismiche) sono:

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

- *Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)*: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Stati Limite di Esercizio in condizioni dinamiche (sismiche) sono:

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

Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
Via Gioberti, 61 10128 Torino – Tel. 0112762968 / Cell. 3299722204 – P.I. 10039762968
www.studiogeologiastrippoli.eu - stefano.strippoli@geologipiemonte.it

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

Le *probabilità di superamento nel periodo di riferimento* (PV_R) cui fare riferimento per determinare le azioni sismiche di progetto agenti in ognuno dei diversi Stati Limite precedentemente considerati sono riportate nella Tabella 3.2.I. delle NTC 2008 riprodotta nel seguito.

Tabella 3.2.I – *Probabilità di superamento P_{V_R} al variare dello stato limite considerato*

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

3.8.7 Stima della pericolosità sismica di base

La pericolosità sismica di base viene descritta dalla probabilità che in un determinato intervallo di tempo, definito nelle NTC 2008 come *periodo di riferimento* (V_R) espresso in anni, si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore predefinito; la probabilità che il sisma si verifichi nel periodo di riferimento V_R è denominata *probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento* (PV_R).

La pericolosità sismica del sito viene quindi definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa in sito (a_g) in condizioni di assenza di manufatti ("campo libero"), su sottosuolo rigido (categoria A) e superficie topografica orizzontale (categoria T1), e di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione *Se(T)* ad essa corrispondente, con riferimento a prefissate *probabilità di eccedenza nel periodo di riferimento* (PV_R).

Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
Via Gioberti, 61 10128 Torino – Tel. 0112762968 / Cell. 3299722204 – P.I. 10039762968
www.studiogeologiastrippoli.eu - stefano.strippoli@geologiapiemonte.it

Le forme spettrali dell'azione sismica sono definite, per ciascuna delle *probabilità di superamento nel periodo di riferimento* (PV_R), a partire dai valori dei seguenti parametri:

- a_g: accelerazione sismica orizzontale massima attesa al sito;

- F_o: rapporto tra il valore massimo del dello spettro di risposta elastico e l'accelerazione orizzontale massima attesa;

- Tc^*: tratto spettrale a periodo costante per un periodo di ritorno determinato. Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di risposta elastico.

La stima della pericolosità sismica di sito viene quindi basata su una griglia regolare di punti, ove per ogni cella individuata viene fornita una terna di valori a_g, F_o e Tc^* per nove distinti tempi di ritorno (T_R); i valori dei parametri sopra elencati sono riportati nell'Allegato B delle NTC 2008. Per il calcolo dei parametri sismici ai diversi stati limite di riferimento è stato utilizzato il software della ® GeoStru Software ([11]). Per il calcolo degli spettri sismici di base è stato utilizzato il software "*Spettri di Risposta - ver. 1.0.3*" distribuito dal Ministero delle Infrastrutture.

I risultati delle elaborazioni effettuate sono riportati nelle pagine seguenti.

([11]) Cfr.: http://www.geostru.com/geoapp/Parametri_Sismici.aspx

Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
Via Gioberti, 61 10128 Torino – Tel. 0112762968 / Cell. 3299722204 – P.I. 10039762968
www.studiogeologiastrippoli.eu - stefano.strippoli@geologipiemonte.it

Determinazione dei parametri sismici

(*) Coordinate WGS84	
Lat. 44.992132	Long. 7.512695
(*) Coordinate ED50	
Lat. 44.993694	Long. 7.513784

Classe dell'edificio

Affollamento normale (assenza di folla, occupazione ≤ 0,4 p/m²) — Cu = 1

Vita nominale — 50

(Opere provvisorie <=10; Opere ordinarie >=50; Grandi opere >=100)

Interpolazione — Media ponderata

Calcola

Stato Limite	Tr [anni]	ag [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	30	0.029	2.459	0.197
Danno (SLD)	50	0.035	2.551	0.212
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.082	2.614	0.268
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.103	2.617	0.278
Periodo di riferimento per l'azione sismica	50			

Calcolo dei coefficienti sismici

Muri di sostegno — Paratie

Stabilità dei pendii e fondazioni

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti

H (m) — 1

ws (m) — 0.1

Categoria sottosuolo — E

Categoria topografica — T1

	SLO	SLO	SLV	SLC
Ss * Amplificazione stratigrafica	1.20	1.20	1.20	1.20
Cc * Coeff. funz categoria	1.52	1.50	1.43	1.42
St * Amplificazione topografica	1.00	1.00	1.00	1.00

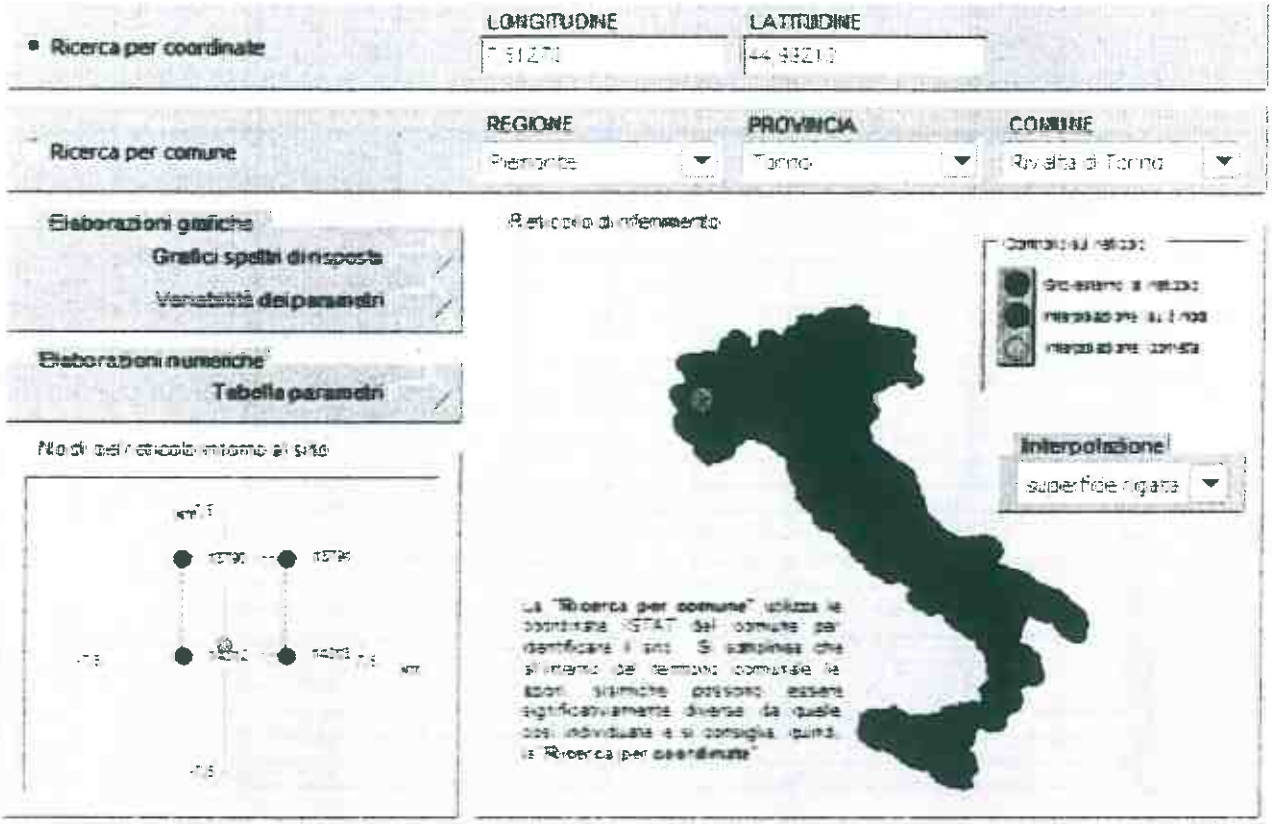
Personalizza accelerazione massima attesa al sito [m/s²]

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.007	0.009	0.020	0.030
kv	0.004	0.004	0.010	0.015
Amax [m/s²]	0.345	0.429	0.994	1.269
Beta	0.200	0.200	0.200	0.240

Calcola

* I valori di Ss, Cc ed St possono essere modificati.

Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
Via Gioberti, 61 10128 Torino – Tel. 0112762968 / Cell. 3299722204 – P.I. 10039762968
www.studiogeologiastrippoli.eu - stefano.strippoli@geologipiemonte.it

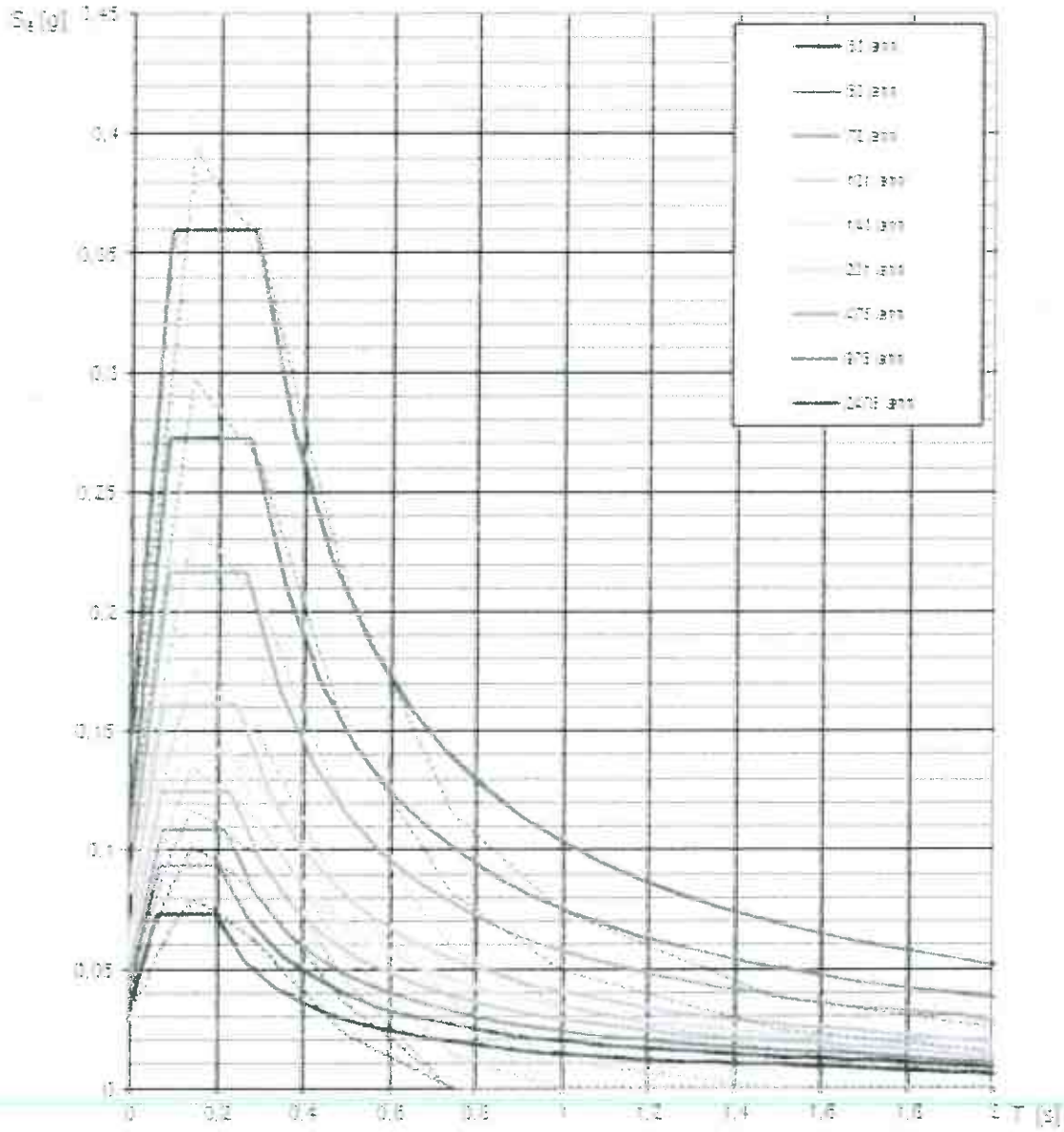


Ricerca della maglia relativa ai valori di a_g per il sito in esame.

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
30	0.030	2.487	0.193
50	0.037	2.551	0.212
72	0.042	2.582	0.222
101	0.049	2.599	0.233
140	0.056	2.599	0.241
201	0.062	2.597	0.251
475	0.083	2.607	0.263
975	0.104	2.610	0.273
2475	0.133	2.611	0.283

Valori dei parametri ag, Fo, Tc* per i periodi di ritorno TR di riferimento.

Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
Via Gioberti, 61 10128 Torino – Tel. 0112762968 / Cell. 3299722204 – P.I. 10039762968
www.studiogeologiastrippoli.eu - stefano.strippoli@geologipiemonte.it



Elaborazione grafica relativa agli spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento. Con linea continua si rappresentano gli spettri di normativa, con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INGV da cui sono derivati.

Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
Via Gioberti, 61 10128 Torino – Tel. 0112762968 / Cell. 3299722204 – P.I. 10039762968
www.studiogeologistrippoli.eu - stefano.strippoli@geologipiemonte.it

3.9 Valutazione della resistenza del terreno (Rd) agli Stati Limite Ultimi

3.9.1 Caratteristiche delle fondazioni e parametri di progetto

Sulla base delle informazioni fornite dal progettista delle strutture abitative in progetto saranno realizzate fondazioni di tipo superficiale costituite da travi rovesce (fondazioni nastriformi), in calcestruzzo armato, della lunghezza di 17,5 m, larghezza di 0,5 m e spessore di 0,5 m; gli elementi di fondazione saranno messi in opera ad una profondità di circa 1 m da p.c.. Le travi di fondazione saranno collegate e rese solidali fra loro come previsto dalla normativa sismica.

Come riferito dal progettista non è prevista la realizzazione di piani interrati e le unità abitative saranno costituite da un piano terreno, un primo piano con solaio, per un altezza massima alla gronda di circa 6 m dal piano finale di progetto. Le strutture in elevazione saranno sostenute da elementi portanti in legno e acciaio immorsati direttamente alle fondazioni.

Non essendo noti i carichi che la singola sovrastruttura imporrà al sistema terreno/fondazione le verifiche geotecniche in condizioni statiche e sismiche di seguito effettuate sono state realizzate "parametrizzando" il calcolo e stimando un carico massimo "ammissibile" per fondazioni con le caratteristiche e la geometria descritte.

3.9.2 Scelta dell'approccio progettuale e combinazione delle azioni

La verifica della sicurezza delle strutture in progetto nei confronti degli Stati Limite di resistenza del terreno si ottiene utilizzando il metodo semi-probabilistico dei coefficienti parziali di sicurezza tramite la seguente equazione:

$$E_d \leq R_d$$

con:

- E_d = valore di progetto delle azioni o dell'effetto delle azioni, valutato in base a diverse combinazioni di carico;

- R_d = resistenza di progetto della resistenza del terreno, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate.

Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
Via Gioberti, 61 10128 Torino – Tel. 0112762968 / Cell. 3299722204 – P.I. 10039762968
www.studiogeologiastrippoli.eu - stefano.strippoli@geologiapiemonte.it

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla singola struttura, valutando gli effetti delle combinazioni delle azioni precedentemente definite. Si prendono in considerazione le seguenti verifiche:

- GEO = verifica per rottura o eccessiva deformazione del terreno. Nella valutazione di questo stato limite risultano determinanti le caratteristiche di resistenza del terreno. Lo Stato limite di resistenza del terreno si utilizza per il dimensionamento geotecnico delle opere di fondazione e di sostegno e per tutte le strutture che interagiscono con il terreno, ma anche per le verifiche di stabilità globale del sistema terreno-struttura.

- STR = verifica per rottura per superamento della capacità portante di elementi strutturali. Stato limite governato dalla resistenza dei materiali costituenti gli elementi strutturali. Lo Stato Limite di resistenza della struttura riguarda gli elementi di fondazione e/o di sostegno del terreno e si utilizza per tutti i dimensionamenti strutturali; se le azioni sulle strutture sono esercitate dal terreno, si devono assumere i valori caratteristici dei parametri geotecnici.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi geotecnici (GEO) si possono adottare in alternativa due differenti approcci progettuali:

- *Approccio progettuale 1 (DA1)* in cui si considerano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti di sicurezza parziali, riguardanti le azioni, la resistenza dei materiali e la resistenza complessiva del sistema. La combinazione 1 è generalmente vincolante per il dimensionamento nelle verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite di tipo strutturale (STR). La combinazione 2 risulta invece generalmente condizionante per il dimensionamento geotecnico (GEO); in essa si fa riferimento ai coefficienti parziali del gruppo A2 della tabella 2.6.I. delle NTC 2008 (riportata nel seguito) ed ai coefficienti parziali dei materiali e delle resistenze di natura geotecnica indicati nel citato paragrafo per tale combinazione (A2+M2+R2).

- *Approccio progettuale 2 (DA2)* in cui si considera un'unica combinazione di coefficienti parziali e, per le azioni e si fa riferimento ai coefficienti parziali indicati nel cap. 6 delle NTC (A1+M1+R3).

Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
Via Gioberti, 61 10128 Torino – Tel. 0112762968 / Cell. 3299722204 – P.I. 10039762968
www.studiogeologiastrippoli.eu - stefano.strippoli@geologipiemonte.it

APROCCIO 1 (DA1)		APPROCCIO 2 (DA2)
Combinazione 1	**Combinazione 2**	**Combinazione 1 o Unica**
(A1 + M1 + R1)	(A2 + M2 + R2)	(A1 + M1 +R3) (R2)
(STR)	(GEO)	(STR + GEO)

Nell'ambito del presente studio si è proceduto alle verifiche geotecniche di tipo GEO sia in condizioni statiche che dinamiche (sismiche) mediante la valutazione della resistenza del terreno (Rd) agli stati limite ultimi (SLU) secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (verifica di stabilità globale del sistema terreno/fondazione) e secondo l'Approccio 2 – Combinazione 1 o Unica (verifica a rottura per superamento del carico limite del sistema terreno/fondazione) vOgni combinazione di calcolo è formata da gruppi diversi di coefficienti parziali γ che vengono di riportati nelle pagine seguenti.

Per le verifiche geotecniche del sistema terreno/fondazione (GEO) è stata utilizzata la metodologia di calcolo di Brinch-Hansen (1970), come illustrato da Bowles (1991) inserendo nel calcolo i valori caratteristici dei parametri geotecnici del terreno di fondazione, le caratteristiche geometriche degli elementi di fondazione e della sovrastruttura esposti in precedenza.

Assumendo come perfettamente orizzontale il piano di posa della fondazione con carichi applicati ortogonalmente ad esso, ed essendo considerato nullo il contributo della resistenza per coesione, come avviene nel caso in esame, la formulazione empirica di Brinch-Hansen si riduce all'espressione:

$$\mathbf{Q_{lim} = 1/2\ \gamma\ B\ N_\gamma\ s_\gamma\ d_\gamma\ z_\gamma + q'\ N_q\ s_q\ d_q\ z_q}$$

dove:

- γ = peso di volume effettivo del terreno di fondazione; in assenza di acqua si deve utilizzare il *peso di volume "secco"* (γ = **1,92 t/m^3** = 19,2 kN/m^3); nel caso di terreno saturo deve essere utilizzato il *peso "alleggerito"* (γ');
- B = lato della fondazione (m);
- s_γ, s_q = fattori di forma della fondazione;
- d_s d_q = fattori di profondità;

Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
Via Gioberti, 61 10128 Torino – Tel. 0112762968 / Cell. 3299722204 – P.I. 10039762968
www.studiogeologiastrippoli.eu - stefano.strippoli@geologipiemonte.it

- q' = pressione di sovraccarico ai bordi della fondazione (kPa);
- N_q N_γ = fattori di capacità portante.

I calcoli sono stati svolti mediante un foglio di calcolo reperibile online ([12]). A fronte dei risultati ottenuti, si deve tenere presente che, in terreni granulari come quelli in esame, si possono avere cedimenti delle fondazioni tali da ingenerare lesioni nella sovrastruttura anche prima che si abbia la vera e propria "rottura" del piano di posa delle fondazioni, ipotizzata dalla teoria di Terzaghi.

Le limitazioni legate all'entità dei cedimenti ammissibili sono alla base del metodo di calcolo incentrato sugli stati limite di esercizio (SLE) che verrà sviluppato apposito.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali [19]	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_Q	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	γ_φ	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.0	1.0

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	γ_R = 1.0	γ_R = 1.8	γ_R = 2.3
Scorrimento	γ_R = 1.0	γ_R = 1.1	γ_R = 1.1

([12]) Cfr.: Foglio di calcolo realizzato dal Dott. Geol. Luca NORI, distribuzione freeware dal sito *http://nuke.mccoy.it/*.

Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
Via Gioberti, 61 10128 Torino – Tel. 0112762968 / Cell. 3299722204 – P.I. 10039762968
www.studiogeologiastrippoli.eu - stefano.strippoli@geologipiemonte.it

3.9.3 Verifica GEO in condizioni statiche (SLD) – Approccio 1 – Combinazione 2

Metodo di Meyerhof 1970, come illustrato da Bowles 1996*

Riferimenti normativi: DM 14/09/08 e Circ. CC.S.LL.PP 617/09

Rd	253	kPa	Ed	252

Ed<=Rd OK, verificato!

INPUT GEOTECNICO

γR global parziale	γR	1.80		
Incremento della struttura Khi (C7.11.5.3.1)	Khi	0.013	Khi = S(d)T1	
Incremento del suolo Khk (C7.11.5.3.1)	Khk	0.009	Khk = βs*ag*Ss*St	
Carico verticale sulla fondaz. kN	Nd	2205		
Angolo di attrito di progetto, gradi	Φd	29	dc	1,44
Coesione di progetto, kPa	cd	0	dq	1,33
Densità terreno sotto la fondaz. kN m⁻³	γ f	18.3	dγ	1
Densità terreno a ritroso, kN m⁻³	γ c	19		
Profondità di incasso	D	1.0	ic	0,97
Larghezza di fondazione, m	B	0,5	iq	0,97
Lunghezza fondazione, m	L	17.5	iγ	0,96
Eccentricità secondo B, m	eb	0		
Eccentricità secondo L, m	el	0	zq	0,99
Inclinazione del piano campagna, gradi	b	0		
Forze orizzontali del sisma? (s = si, n = no)	z	s	iγ	1
Frazione spinta passiva, %	Epd	0		

* Bowles, "Fondazioni, progetto e verifica", McGraw-Hill Italia, 1991

$$i_{qz} = \left(1 - \frac{0.5H}{P + A_f c_a \cot\varphi}\right)$$

$$i_{\gamma z} = \left(1 - \frac{0.7H}{P + A_f c_a \cot\varphi}\right)$$

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

VALORI DERIVATI

Area efficace (con eccentricità)	A'	8.8
Taglio sismico, kN	H	0
Risultante sul piano di fondaz. sismica, kN	P	252

Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
Via Gioberti, 61 10128 Torino – Tel. 0112762968 / Cell. 3299722204 – P.I. 10039762968
www.studiogeologiastrippoli.eu - stefano.strippoli@geologipiemonte.it

3.9.4 Verifica GEO in condizioni statiche (SLD) – Approccio 2 – Combinazione Unica

*Metodo di Hansen, 1970, come illustrato da Bowles, 1991**

Riferimenti normativi: DM 14/01/08 e Circ. CCSLLPP 617/09

Rd **404** kPa Ed **403**

Ed<=Rd, OK, verificato!

INPUT GEOTECNICO

FS globale gamma-R	γR	2,30		
Inerzia della struttura Khi (C7.11.5.3.1)	Khi	0,013	Khi = S(d)T1	
Inerzia del suolo: Khk (C7.11.5.3.1/7.)	Khk	0,009	Khk = βs*ag*Ss*St	
Carico verticale sulla fondaz. kN	Nd	3530		
Angolo di attrito, di progetto gradi	Φd	35	dc	1,44
coesione di progetto, kPa	cd	0	dq	1,28
Densità terreno sotto la fondaz. kN m⁻³	γ f	18,3	dγ	1
Densità rinfianco o riporto, kN m⁻³	γ r	19		
Profondità di incasso	D	1,0	ic	0,97
Larghezza di fondazione, m	B	0,5	iq	0,97
Lunghezza fondazione, m	L	17,5	iγ	0,96
Eccentricità secondo B, m	eb	0		
Eccentricità secondo L, m	el	0	zγ	1
Inclinazione del piano campagna, gradi	β	0		
Forze inerziali del suolo? (s = si, n = no)	z	s	bγ	1
Frazione spinta passiva, %	Epd	0		

* Bowles, "Fondazioni, progetto e analisi", Mc Graw Hill Italia, 1991.

$$i_{c(B)} = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot\phi}\right)^5$$

$$i_{q(B)} = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot\phi}\right)^5$$

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

VALORI DERIVATI

Area efficace (con eccentricità)	A'	8,8
Taglio sismico, kN	H	0
Pressione su terreno in condiz. statiche kPa	P	403

Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
Via Gioberti, 61 10128 Torino – Tel. 0112762968 / Cell. 3299722204 – P.I. 10039762968
www.studiogeologiastrippoli.eu - stefano.strippoli@geologipiemonte.it

3.9.5 Verifica GEO in condizioni sismiche (SLV) - Approccio 1 – Combinazione 2

Metodo di Hansen, 1970, come illustrato da Bowles, 1991*

Riferimenti normativi: DM 14/01/08 e Circ. CCSSLLPP 617/09

Rd **234** kPa Ed **233**

Ed<=Rd, OK, verificato!

INPUT GEOTECNICO

FS globale gamma-R	γ_R	**1,80**		
Inerzia della struttura Khi (C7.11.5.3.1)	Khi	**0,020**	Khi = S(d)T1	
Inerzia del suolo: Khk (C7.11.5.3.1.7)	Khk	**0,020**	Khk = βs'ag'Ss'St	
Carico verticale sulla fondaz. KN	Nd	1210		
Angolo di attrito, di progetto gradi	Φd	**29**	dc	1.44
coesione di progetto, kPa	cd	**0**	dq	1.33
Densità terreno sotto la fondaz. kN m⁻³	γ f	**18,3**	dγ	1
Densità cespaio o riporto, kN m⁻³	γ v	**19**		
Profondità di incasso	D	**1,0**	ic	0.95
Larghezza di fondazione, m	B	**0,5**	iq	0.95
Lunghezza fondazione, m	L	**17,5**	iγ	0.93
Eccentricità secondo B, m	eb	**0,1**		
Eccentricità secondo L, m	el	**0,1**	zγ	0.99
Inclinazione del piano campagna, gradi	b	**0**		
Forze inerziali del suolo? (s = si, n = no)	z	**s**	rγ	1
Frazione spinta passiva, %	Epd	**0**		

* Bowles, "Fondazioni, progetto e analisi", Mc Graw hill Italia, 1991

$$i_{q(\theta)} = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_e c_a \cot\phi}\right)^2$$

$$i_{\gamma(\theta)} = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_e c_a \cot\phi}\right)^2$$

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

VALORI DERIVATI

Area efficace (con eccentricità)	A'	5.2
Taglio sismico, KN	H	24
Pressione su terreno in condiz. statiche, kPa	P	138

Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
Via Gioberti, 61 10128 Torino – Tel. 0112762968 / Cell. 3299722204 – P.I. 10039762968
www.studiogeologiastrippoli.eu - stefano.strippoli@geologipiemonte.it

3.9.6 Verifica GEO in condizioni sismiche (SLV) – Approccio 2 – Combinazione Unica

Metodo di Hansen, 1970, come illustrato da Bowles, 1991*

Riferimenti normativi: DM 14/01/08 e Circ. CCSSLLPP 617/09

Rd	369	kPa	Ed	368

Ed<=Rd, OK, verificato!

INPUT GEOTECNICO

FS globale gamma-R	γR	2,30		
Inerzia dello struttura Khi (C7.11.5.3.1)	Khi	0,020	Khi = S(d)T1	
Inerzia del suolo: Khk (C7.11.5.3.1.7.)	Khk	0,020	Khk = βs'ag'Ss'St	
Carico verticale sulla fondaz. kN	Nd	1910		
Angolo di attrito, di progetto gradi	Φd	35	dc	1.44
coesione di progetto, kPa	cd	0	dq	1.28
Densità terreno sotto la fondaz. kN m⁻³	γ f	18,3	dγ	1
Densità cespuio o riporto, kN m⁻³	γ v	19		
Profondità di incasso	D	1	ic	0.95
Larghezza di fondazione, m	B	0,5	iq	0.95
Lunghezza fondazione, m	L	17,5	iγ	0.93
Eccentricità secondo B, m	eb	0,1		
Eccentricità secondo L, m	el	0,1	zγ	0.99
Inclinazione del piano campagna, gradi	β	0		
Forze inerziali del suolo? (s = si, n = no)	z	s	rγ	1
Frazione spinta passiva, %	Epd	0		

* Bowles, "Fondazioni, progetto e analisi", Mc Graw hill Italia, 1991.

$$i_{q(B)} = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot\phi}\right)^5$$

$$i_{\gamma(B)} = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot\phi}\right)^5$$

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

VALORI DERIVATI

Area efficace (con eccentricità)	A'	5.2
Taglio sismico, kN	H	38
Pressione su terreno in condiz. statiche, kPa	P	218

Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
Via Gioberti, 61 10128 Torino – Tel. 0112762968 / Cell. 3299722204 – P.I. 10039762968
www.studiogeologiastrippoli.eu - stefano.strippoli@geologipiemonte.it

3.10 Valutazione dei cedimenti del terreno

La verifica geotecnica del sistema terreno/fondazione deve essere effettuata valutando anche i cedimenti del terreno che la struttura in progetto è in grado di sopportare. In generale nella valutazione dei cedimenti ammissibili per la sovrastruttura, si ricorre a correlazioni di tipo empirico, con riferimento a formule tratte dalla letteratura tecnica.

In particolare, per la determinazione del valore di cedimento ammissibile S_{max}, ci si riferisce alle correlazioni di Grant et al. (1974) che determinano un cedimento massimo pari a S_{max} = 3 cm (30 mm), valido per plinti isolati e per travi di fondazione.

A questo punto, facendo riferimento al metodo di Burland & Burbidge (1984), basato sull'analisi statistica di casi reali comprendenti fondazioni di dimensioni variabili, il cedimento previsto può essere espresso nella forma:

$$S = f_s \cdot f_h \cdot f_t \cdot ((Q_{amm} - 2/3q') \cdot B^{0.7} \cdot I_c)$$

dove:

- f_s, f_h, f_t = fattori correttivi che tengono conto della forma della fondazione, dello spessore dello strato compressibile e dei cedimenti nel tempo;
- Q_{amm} = carico ammissibile per la fondazione (kPa);
- q' = tensione verticale agente alla quota di imposta della fondazione (kPa);
- S = cedimento (mm);
- B = lato della fondazione (m);
- I_c = *indice di compressibilità del terreno.*

L'indice di compressibilità del terreno I_c è legato statisticamente ai valori di N_{spt} tramite la relazione:

$$\log (N_{spt}\, 1.4\, I_c\, 10^2) = 2.232 \pm 0.263$$

nella quale 2.232 rappresenta il valore medio e 0.263 lo scarto quadratico medio.

Il parametro N_{spt} rappresenta la resistenza alla penetrazione media all'interno del livello geotecnico su cui viene trasferito il carico di fondazione, misurata con una prova penetrometrica standard (SPT). In mancanza di indagini dirette esso può essere stimato

Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
Via Gioberti, 61 10128 Torino – Tel. 0112762968 / Cell. 3299722204 – P.I. 10039762968
www.studiogeologicostrippoli.eu - stefano.strippoli@geologipiemonte.it

per correlazione in base alla granulometria del sedimento costituente il terreno di fondazione ed alla sua *densità relativa* (D_r).

Nel caso in esame, sulla base dei risultati delle prove penetrometriche effettuate in materiali analoghi, si può stimare a fini cautelativi per il terreno di fondazione localizzato ad una profondità di circa 1,0 m dal p.c., un valore di **N_{spt} = 40 colpi/piede**.

Per il calcolo analitico del carico ammissibile secondo il metodo statistico di Burland & Burbidge è stato utilizzato un apposito software ([13]) di cui nelle pagine seguenti sono esposti i risultati ottenuti per la geometria di fondazione precedentemente descritta ([14]); i risultati ottenuti sulla base dei diversi valori di confidenza utilizzati per il calcolo statistico (50%, 67% e 98%) sono posti a confronto sui grafici conclusivi.

Non essendo disponibili dati forniti dal progettista della struttura il carico strutturale massimo che si è ipotizzato di imporre alla fondazione, nella situazione strutturale più gravosa, è stati stimato pari a circa 20 t/m^2 (2,0 kg/cm^2).

([13]) Cfr.: Foglio di calcolo realizzato dal Dott. Geol. Faustino CETRARO, distribuzione freeware dal sito *www.geologi.it*.

([14]) Fondazione a geometria nastriforme di 1 m di larghezza (**B**) e 17,5 m di lunghezza (**L**).

Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
Via Gioberti, 61 10128 Torino – Tel. 0112762968 / Cell. 3299722204 – P.I. 10039762968
www.studiogeologiastrippoli.eu - stefano.strippoli@geologipiemonte.it

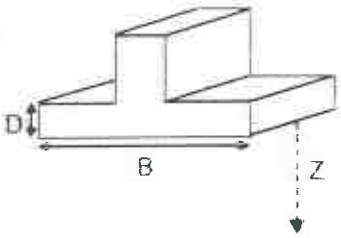
Calcolo dei cedimenti di una fondazione nastriforme – Carico statico

Metodo di Burland & Burbidge

$$S = Fs \cdot Fh \cdot Ft \cdot \left[\sigma'_{vo} \cdot B^{0.7} \cdot \frac{Ic}{3} + \left(q' - \sigma'_{vo}\right) \cdot B^{0.7} \cdot Ic \right]$$

Caratteristiche fondali:

B = 0,50 [m]
L = 17,50 [m]
D = 0,50 [m]



Litologia e carichi e prove:

Z = 4,00 [m]
γ = 1,83 [t/m³]
q' = 20,00 [t/m²]
Nspt = 40,00 media

● Carichi Statici ○ Carichi Dinamici

Periodo di previsione:

Tempo = 100 [anni]

σ'vo = 0,92 [t/m²]

Ic 50% = 0,0098	Ic 67% = 0,0179	Ic 98% = 0,0327

Zi = 0,3600	Fh = 1,0000	Fs = 1,5401

anni	0	5	10	30	50	72	85	100
Ft	1,2046	1,3444	1,4046	1,5000	1,5444	1,5736	1,5905	1,6046

CEDIMENTI:

S [mm]	1,758	2,364	2,470	2,633	2,716	2,767	2,797	2,821

S 50%	1,759	2,364	2,470	2,633	2,716	2,767	2,797	2,822
S 67%	3,222	4,332	4,525	4,833	4,976	5,070	5,124	5,170
S 98%	5,864	7,887	8,242	8,656	9,118	9,230	9,360	9,473

LEGENDA:

B = Larghezza fondale
L = Lunghezza fondale
D = Profondità del piano di posa
Z = Spessore strato compressibile
γ = Peso di volume dello strato
q' = Pressione efficace lorda
Nspt = N. medio di colpi prove SPT
σ'vo = Tensione verticale efficace
Ic = Indice di compressibilità
Fs, Fh, Ft = Fattori correttivi
Zi = Profondità significativa

Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
Via Gioberti, 61 10128 Torino – Tel. 0112762968 / Cell. 3299722204 – P.I. 10039762968
www.studiogeologiastrippoli.eu - stefano.strippoli@geologipiemonte.it

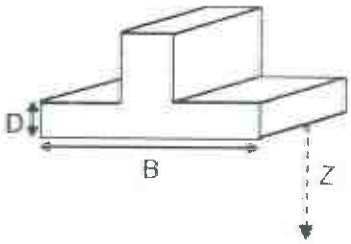
Calcolo dei cedimenti di una fondazione nastriforme – Carico dinamico

Metodo di Burland & Burbidge

$$S = Fs \cdot Fh \cdot Ft \cdot \left[\sigma'_{vo} \cdot B^{0,7} \cdot \frac{Ic}{3} + \left(q' - \sigma'_{vo}\right) \cdot B^{0,7} \cdot Ic \right]$$

Caratteristiche fondali:

B = 0,50 [m]
L = 17,50 [m]
D = 0,50 [m]



Litologia e carichi e prove:

Z = 4,00 [m]
γ = 1,83 [t/m³]
q' = 20,00 [t/m²]
Nspt = 40,00 media

○ Carichi Statici ● Carichi Dinamici

Periodo di previsione:

Tempo = 100 [anni]

σ'vo = 0,82 [t/m²]

Ic 50% = 0,0096	Ic 67% = 0,0179	Ic 98% = 0,0327

Zi = 0,9606	Fh = 1,0000	Fs = 1,5404

anni	0	5	10	30	50	70	85	100
Ft	1,3183	1,6775	2,1163	2,5000	2,6775	2,7944	2,8618	2,9153

CEDIMENTI:

S [mm]	1,758	3,301	3,725	4,388	4,708	4,914	5,032	5,131

S 50%	1,758	3,301	3,725	4,388	4,708	4,914	5,032	5,131
S 67%	3,222	6,049	6,825	8,055	8,627	9,003	9,221	9,403
S 98%	5,904	11,084	12,506	14,760	15,807	16,499	16,896	17,229

LEGENDA:

B = Larghezza fondale
L = Lunghezza fondale
D = Profondità del piano di posa
Z = Spessore strato compressibile
γ = Peso di volume dello strato
q' = Pressione efficace lorda
Nspt = N. medio di colpi (prove SPT)
σ'vo = Tensione verticale efficace
Ic = Indice di compressibilità
Fs, Fh, Ft = Fattori correttivi
Zi = Profondità significativa

Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
Via Gioberti, 61 10128 Torino – Tel. 0112762968 / Cell. 3299722204 – P.I. 10039762968
www.studiogeologiastrippoli.eu - stefano.strippoli@geologipiemonte.it

3.11 Analisi dei risultati delle verifiche geotecniche

Non avendo a disposizione i carichi che la sovrastruttura imporrà sul terreno di fondazione (E_d) le verifiche GEO, effettuate con i diversi approcci progettuali hanno evidenziato una resistenza del terreno R_d compresa tra 404 kPa, corrispondente allo stato limite ultimo di danno (SLD) in condizioni statiche, e 234 kPa corrispondente allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita umana (SLV) in condizioni sismiche.

I risultati ottenuti per il calcolo dei cedimenti rappresentano il cedimento massimo che si può verificare nel terreno di fondazione in presenza di un determinato carico in funzione di valori di confidenza utilizzati per il calcolo statistico (50%, 67% e 98%). Nel caso in esame il cedimento del terreno previsto a 100 anni con un valore di confidenza statistica del 98% e con un carico massimo imposto che in mancanza di di maggiori informazioni è stato stimato pari a 20 t/m^2, risulta pari a circa 9 mm nel caso di carichi statici e di circa 17 mm nel caso di carichi dinamici, non previsti per la costruzione in progetto. Il valore di cedimento del terreno previsto risulta sempre inferiore a 30 mm, valore limite valido per travi di fondazione e utilizzato nelle correlazioni di Grant et al. (1974) per la determinazione del cedimento ammissibile di una struttura.

Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
Via Gioberti, 61 10128 Torino – Tel. 0112762968 / Cell. 3299722204 – P.I. 10039762968
www.studiogeologiastrippoli.eu - stefano.strippoli@geologipiemonte.it

3.12 Raccomandazioni esecutive

Sulla base di quanto risultato della indagini geognostiche effettuate, per la posa delle fondazioni delle strutture in progetto dovrà essere necessariamente asportato completamente, mediante scavo, lo spessore di terreno vegetale (cautelativamente considerato di spessore pari a circa 0,5 m) e lo scavo dovrà essere approfondito fino ad almeno 1,0 m dal p.c. attuale.

Gli elementi di fondazione dovranno sempre essere posizionati completamente all'interno del livello litostratigrafico presente alla base dello spessore superficiale di terreno vegetale. Si sottolinea che tale valore rimane tuttavia da verificare sulla base di quanto emergerà durante la fase di scavo preliminare alla posa delle fondazioni.

In occasione della realizzazione degli sbancamenti necessari per la messa in posa delle fondazioni si raccomanda quindi di procedere ad una accurata verifica preliminare della stratigrafia e dello stato di addensamento dei depositi costituenti il terreno di fondazione, al fine di poter adattare e modificare in corso d'opera, se necessario, le soluzioni tecniche e costruttive adottate in sede progettuale.

Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
Via Gioberti, 61 10128 Torino – Tel. 0112762968 / Cell. 3299722204 – P.I. 10039762968
www.studiogeologiastrippoli.eu - stefano.strippoli@geologipiemonte.it

4. CONCLUSIONI

La presente *Relazione geologica, sismica e geotecnica* riguarda un sito localizzato in Comune di Rivalta di Torino (TO) ove è in progetto la costruzione di 11 nuove unità abitative site in via Tetti Pereno.

Sulla base dei risultati ottenuti dalle indagini geognostiche effettuate in situ e dai dati geognostici pregressi a disposizione, è stato ricostruito l'assetto geologico, geomorfologico, litostratigrafico ed idrogeologico del sito che non ha evidenziato problematiche connesse con la realizzazione delle opere in progetto.

Le caratteristiche geotecniche del livello litostratigrafico su cui saranno posati gli elementi di fondazione, localizzato a circa 0.5 m di profondità dal p.c., risultano adatte a costituire il terreno di fondazione delle strutture in progetto.

Nello studio è stata effettuata una valutazione della pericolosità sismica di base del sito con successiva determinazione dei principali coefficienti sismici sito-specifici; a tal fine è stata realizzata un'indagine geofisica sito-specifica del tipo MASW, la cui relazione illustrativa è allegata al presente elaborato, che ha permesso di classificare il sottosuolo del sito in esame in categoria sismica B.

Sulla base dei dati geologici disponibili e delle prove geognostiche eseguite si evince l'idoneità del sito, relativamente agli aspetti geologici, sismici e geotecnici, all'intervento in progetto, nei limiti delle condizioni e delle raccomandazioni esecutive esposte nella presente relazione.

Torino, 13 ottobre 2012.

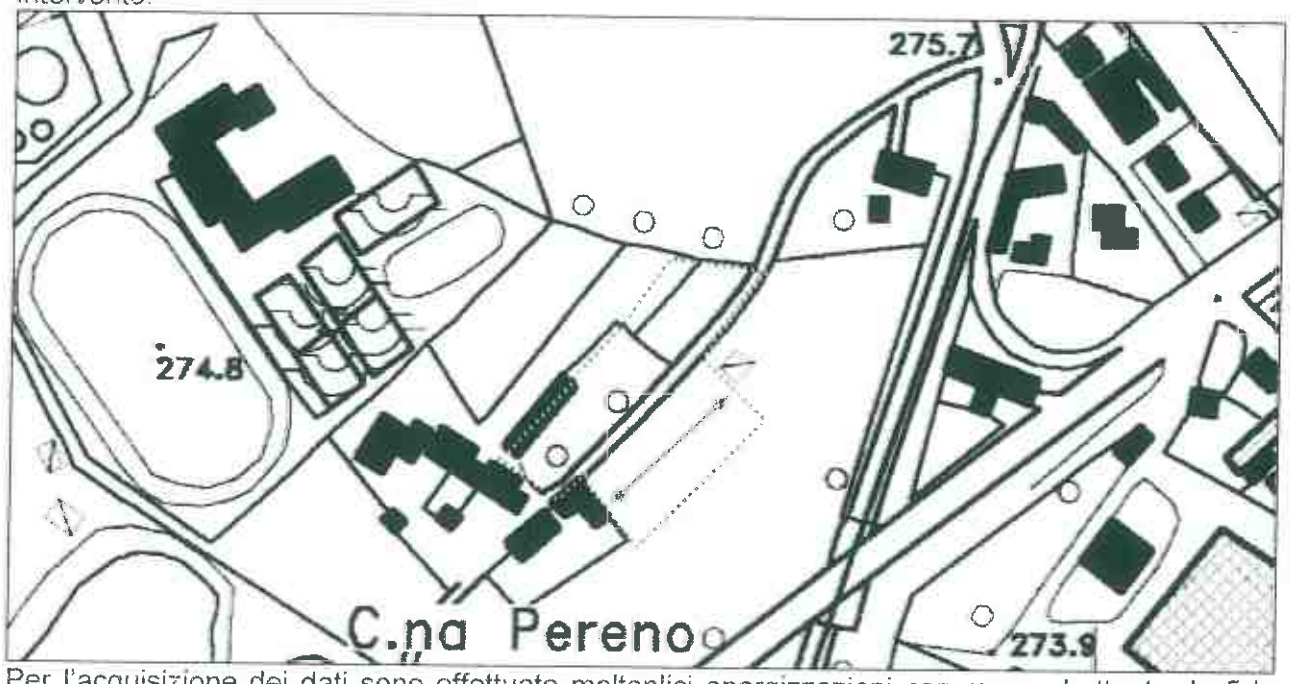
Dott. Geol. **Stefano STRIPPOLI**
(n. 733 Ordine Regionale Geologi del Piemonte - Sez. A)

Collaborazione:
Dott.ssa **Laura SPORTAIUOLO**
(Dottoressa Magistrale in Scienze Geologiche)

Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
[illegible]

Acquisizione dati

In data 09.10.2012, è' stato realizzato uno stendimento MASW tracciato all'interno del sito di intervento.



Per l'acquisizione dei dati sono effettuate molteplici energizzazioni con mazza battente da 5 kg, disposte alle estremità del profilo.

La strumentazione utilizzata è composta da:

- sistema di acquisizione modello DoReMi a 24 canali con 24 convertitori A/D posizionati direttamente in corrispondenza dei geofoni con trasmissione digitale dei segnali;
- n.24 geofoni verticali più n.1 geofono starter con frequenza 4,5 Hz;
- sistema di energizzazione costituito da mazza battente di massa 5 kg e piastra di battuta.

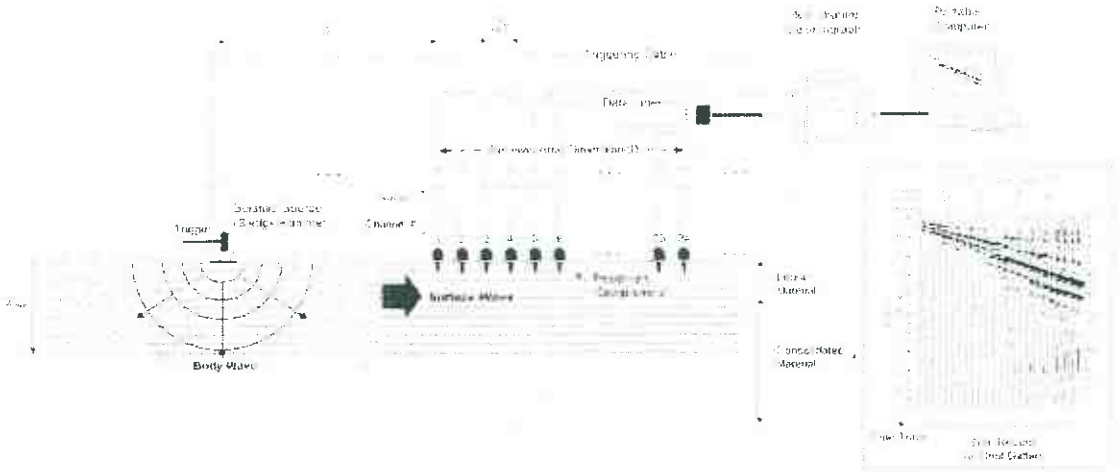
I dati acquisiti sono stati elaborati con il software *Masw 2007* (*V. Roma*), che analizza e la curva di dispersione sperimentale per le onde di *Rayleigh*.

La propagazione delle onde di *Rayleigh* in un mezzo verticalmente eterogeneo, è un fenomeno multi-modale: data una determinata stratigrafia, in corrispondenza di una certa frequenza, possono esistere diverse lunghezze d'onda. Di conseguenza, ad una determinata frequenza possono corrispondere diverse velocità di fase, ad ognuna delle quali corrisponde un modo di propagazione, e differenti modi di vibrazione possono esibirsi simultaneamente.

La curva di dispersione ottenuta elaborando i dati derivanti dalle indagini sismiche col metodo SWM (*surface waves multichannel*) è una curva apparente, derivante dalla sovrapposizione delle curve relative ai vari modi di vibrazione, e che per i limiti indotti dal campionamento non necessariamente coincide con singoli modi nei diversi intervalli di frequenza campionati.

Il processo di caratterizzazione basato sul metodo delle onde superficiali, schematizzato nelle figure seguenti, può essere suddiviso in tre fasi:

1) Acquisizione e passiva;
2) Processing;
3) Inversione.



Schema di acquisizione dati MASW

I dati acquisiti vengono sottoposti ad una fase di *processing* che consente di stimare la curva di dispersione caratteristica del sito in oggetto ovvero, la velocità di fase delle onde di Rayleigh in funzione della frequenza (il codice di calcolo utilizzato è SurfSeis ® versione 2.0, Kansas University USA).

Esistono diverse tecniche di *processing* per estrarre dai sismogrammi le caratteristiche dispersive del sito. La metodologia più diffusa è l'analisi spettrale in dominio f-k (frequenza-numero d'onda). I dati sismici registrati vengono sottoposti a una doppia trasformata di Fourier che consente di passare dal dominio x-t (spazio tempo) al dominio f-k. Lo spettro f-k del segnale consente di ottenere una curva di dispersione per le onde di Rayleigh, nell'ipotesi che nell'intervallo di frequenze analizzato le onde che si propagano con il maggiore contenuto di energia siano proprio le onde di Rayleigh, e se le caratteristiche del sito sono tali da consentire la propagazione delle onde superficiali e un comportamento dispersivo delle stesse. Si dimostra infatti che la velocità delle onde di Rayleigh è associata ai massimi dello spettro f-k; si può ottenere facilmente una curva di dispersione individuando ad ogni frequenza il picco spettrale, al quale è associato un numero d'onda k e quindi una velocità delle onde di Rayleigh V_R, determinabile in base alla teoria delle onde dalla relazione:

$$V_R(f) = 2\pi f/k$$

Riportando le coppie di valori (V_R,f) in un grafico, si ottiene la curva di dispersione utilizzabile nella successiva fase di inversione. La fase di inversione deve essere preceduta da una parametrizzazione del sottosuolo, che viene di norma schematizzato come un mezzo (visco)-elastico a strati piano-paralleli, omogenei ed isotropi, nel quale l'eterogeneità è rappresentata dalla differenziazione delle caratteristiche meccaniche degli strati.

Il processo di inversione è iterativo: a partire da un profilo di primo tentativo, costruito sulla base di metodi semplificati, ed eventualmente delle informazioni note a priori riguardo la stratigrafia, il problema diretto viene risolto diverse volte variando i parametri che definiscono il modello. Il processo termina quando viene individuato quel set di parametri di modello che minimizza la differenza fra il set di dati sperimentali (curva di dispersione misurata) e il set di dati calcolati (curva di dispersione sintetica). Usualmente, algoritmi di minimizzazione ai minimi quadrati vengono utilizzati per automatizzare la procedura.

1 - Dati sperimentli

Nome del file delle tracce.....
Numero di ricevitori 24
Numero di campioni temporali..... 2000
Passo temporale di acquisizione..... 1ms
Numero di ricevitori usati per l'analisi 24
L'intervallo considerato per l'analisi comincia a 0ms
L'intervallo considerato per l'analisi termina a 1999ms
I ricevitori non sono invertiti (l'ultimo ricevitore è l'ultimo per l'analisi)

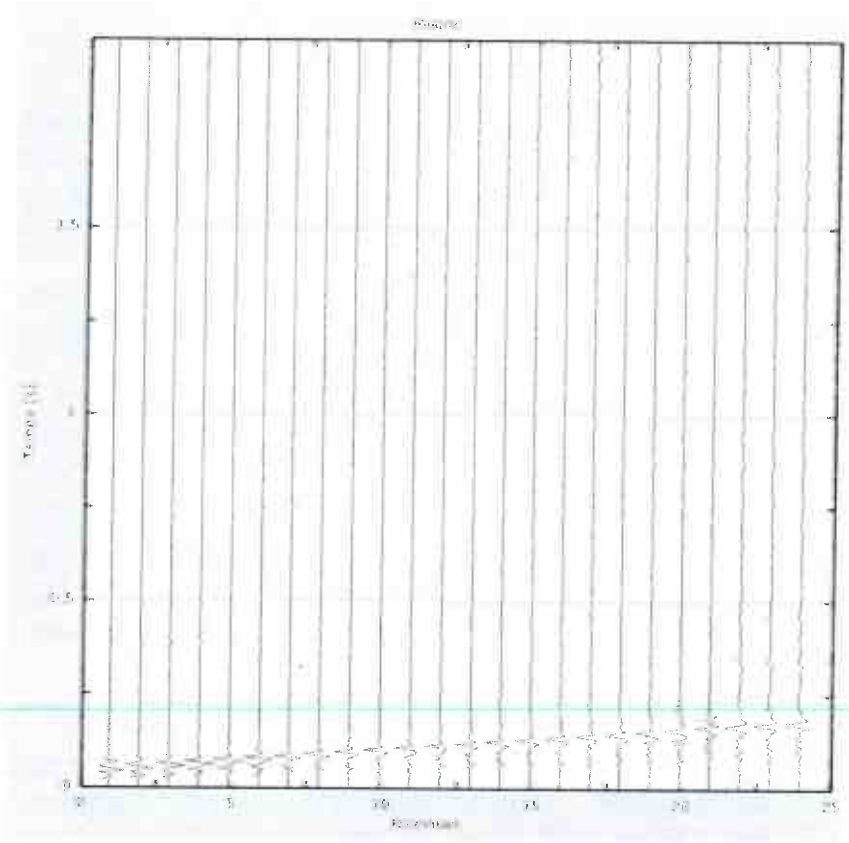


Figura 1: Tracce sperimentali

2 - Risultati delle analisi

Frequenza finale 70Hz
Frequenza iniziale 2Hz

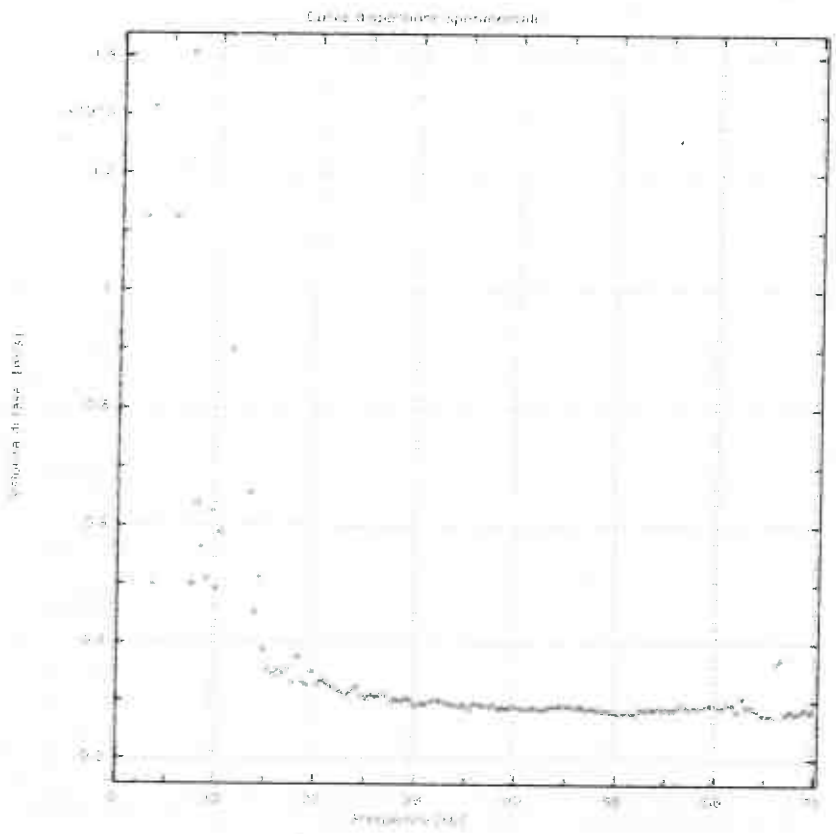


Figura 2: Curva dispersione sperimentale

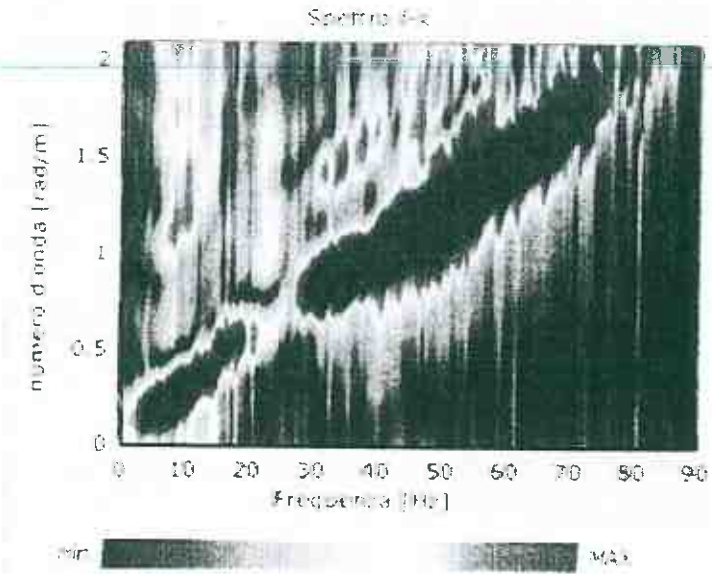


Figura 3: Spettro f-k

3 - Curva di dispersione

Tabella 1:Curva di dispersione

Freq. [Hz]	V. fase [m/s]	V. fase min [m/s]	V. fase Max [m/s]
7.26167	628.758	545.626	711.89
8.83789	557.143	501.429	612.857
11.6373	478.413	384.668	572.158
13.6406	421.812	351.062	492.563
15.7227	351.103	315.993	386.213
19.165	330.812	297.73	363.893
22.6074	318.031	286.228	349.834
26.0498	309.242	278.318	340.166
29.4922	302.827	272.544	333.11
32.9346	297.939	268.145	327.733
36.377	294.091	264.682	323.5
39.8193	288.502	259.652	317.353
43.2617	286.422	257.78	315.065
46.7041	289.264	260.338	318.191
50.1465	280.299	252.269	308.329
53.5889	285.807	257.227	314.388
57.0312	292	262.8	321.2
60.4736	291.382	262.244	320.52
63.916	289.091	260.182	318.001
67.3584	282.929	254.636	311.222

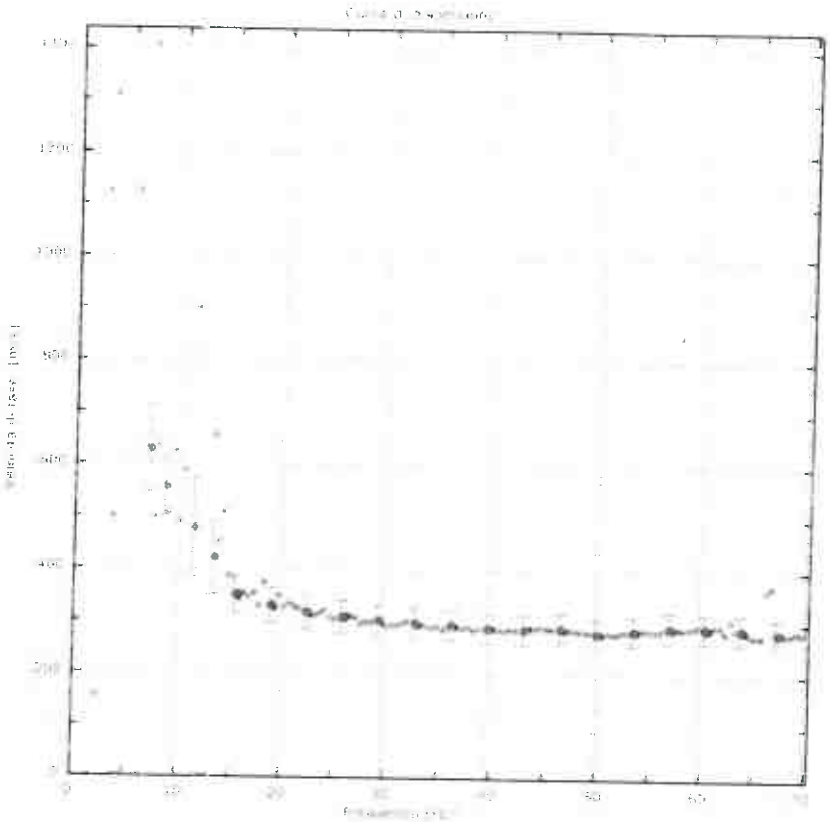


Figura 4: Curva di dispersione

4 - Profilo in sito

Numero di strati (escluso semispazio) 9
Spaziatura ricevitori [m] 1.5m
Numero ricevitori 24
Numero modi 10
Numero iterazioni 2
Massimo errore [%] 1.000000e-001
Consenti forti contrasti di rigidezza tra 2 strati consecutivi

Strato 1

h [m] 1.5
z [m] ..... -1.5
Densità [kg/m^3] 1800
Poisson 0.2
Vs [m/s] 314.37
Vp [m/s] 513.36
Vs min [m/s] 157.18
Vs max [m/s] 628.73
Falda non presente nello strato
Strato alluvionale
Vs fin.[m/s] 314.370

Strato 2

h [m] 1.5
z [m] ..... -3
Densità [kg/m^3] 1800
Poisson 0.2
Vs [m/s] 331.04
Vp [m/s] 540.59
Vs min [m/s] 165.52
Vs max [m/s] 662.09
Falda non presente nello strato
Strato alluvionale
Vs fin.[m/s] 331.040

Strato 3

h [m] 3
z [m] ..... -6
Densità [kg/m^3] 1850
Poisson 0.48
Vs [m/s] 367.57
Vp [m/s] 1874.25
Vs min [m/s] 183.78
Vs max [m/s] 735.14
Falda presente nello strato
Strato alluvionale
Vs fin.[m/s] 367.570

Strato 4

h [m] 4
z [m] ..... -10
Densità [kg/m^3] 1850
Poisson 0.48
Vs [m/s] 390.11
Vp [m/s] 1989.18
Vs min [m/s] 195.06
Vs max [m/s] 780.23
Falda presente nello strato
Strato alluvionale
Vs fin.[m/s] 390.110

Strato 5

h [m] 4
z [m] ..... -14
Densità [kg/m^3] 1850
Poisson 0.48
Vs [m/s] 468.68
Vp [m/s] 2389.81
Vs min [m/s] 234.34
Vs max [m/s] 937.36
Falda presente nello strato
Strato alluvionale
Vs fin.[m/s] 468.680

Strato 6

h [m] 5
z [m] ..... -19
Densità [kg/m^3] 1900
Poisson 0.48
Vs [m/s] 531.57
Vp [m/s] 2710.49
Vs min [m/s] 265.79
Vs max [m/s] 1063.14
Falda presente nello strato
Strato alluvionale
Vs fin.[m/s] 531.570

Strato 7

h [m] 5
z [m] ..... -24
Densità [kg/m^3] 1900
Poisson 0.48
Vs [m/s] 619.05
Vp [m/s] 3156.55
Vs min [m/s] 309.52
Vs max [m/s] 1238.10
Falda presente nello strato
Strato alluvionale
Vs fin.[m/s] 619.050

Strato 8

h [m] 6
z [m] ..... -30
Densità [kg/m^3] 1950
Poisson 0.48
Vs [m/s] 619.05
Vp [m/s] 3156.55
Vs min [m/s] 309.52
Vs max [m/s] 1238.10
Falda presente nello strato
Strato alluvionale
Vs fin.[m/s] 619.050

Strato 9

h [m] 0
z [m] ..... -oo
Densità [kg/m^3] 1950
Poisson 0.48
Vs [m/s] 698.62
Vp [m/s] 3562.28
Vs min [m/s] 349.31
Vs max [m/s] 1397.24
Falda presente nello strato
Strato alluvionale
Vs fin.[m/s] 698.620

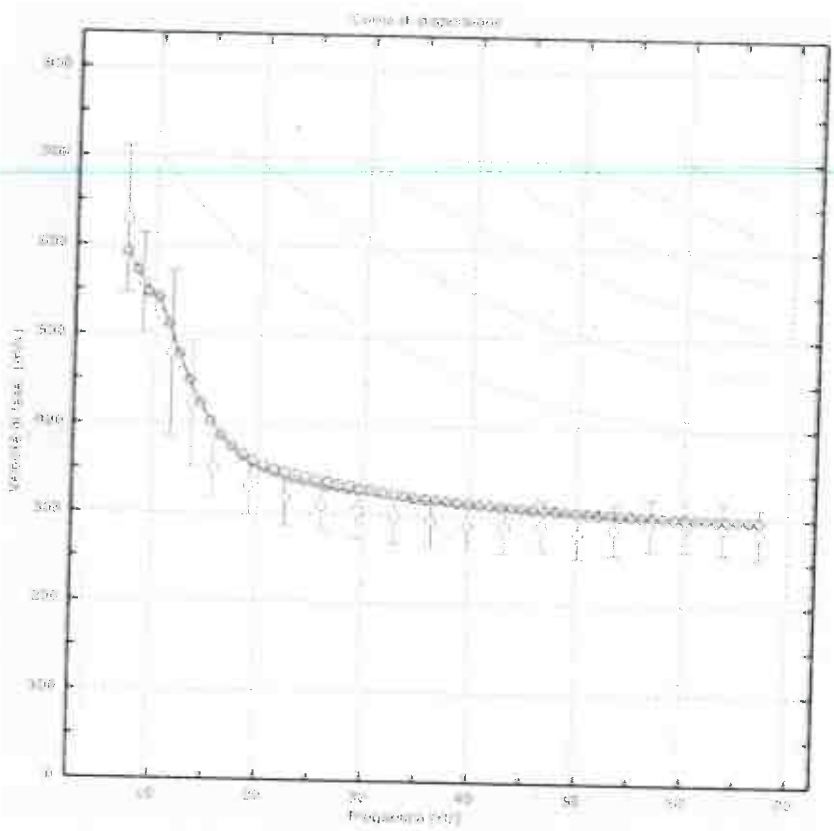


Figura 5: Velocità numeriche – punti sperimentali (verde), modi di Rayleigth (ciano), curva apparente(blu), curva numerica (rosso)

Strato 4

h [m] 4
z [m] ..... -10
Densità [kg/m^3] 1850
Poisson 0.48
Vs [m/s] 390.11
Vp [m/s] 1989.18
Vs min [m/s] 195.06
Vs max [m/s] 780.23
Falda presente nello strato
Strato alluvionale
Vs fin.[m/s] 390.110

Strato 5

h [m] 4
z [m] ..... -14
Densità [kg/m^3] 1850
Poisson 0.48
Vs [m/s] 468.68
Vp [m/s] 2389.81
Vs min [m/s] 234.34
Vs max [m/s] 937.36
Falda presente nello strato
Strato alluvionale
Vs fin.[m/s] 468.680

Strato 6

h [m] 5
z [m] ..... -19
Densità [kg/m^3] 1900
Poisson 0.48
Vs [m/s] 531.57
Vp [m/s] 2710.49
Vs min [m/s] 265.79
Vs max [m/s] 1063.14
Falda presente nello strato
Strato alluvionale
Vs fin.[m/s] 531.570

Strato 7

h [m] 5
z [m] ..... -24
Densità [kg/m^3] 1900
Poisson 0.48
Vs [m/s] 619.05
Vp [m/s] 3156.55
Vs min [m/s] 309.52
Vs max [m/s] 1238.10
Falda presente nello strato
Strato alluvionale
Vs fin.[m/s] 619.050

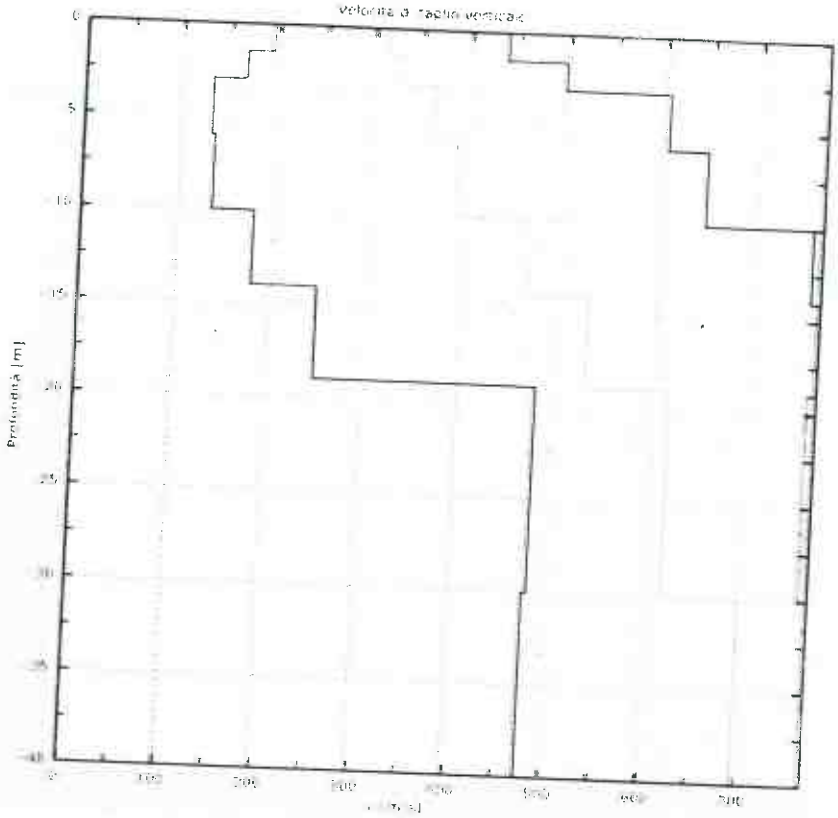


Figura 6: Velocità

5 - Risultati finali

Offset [m] 0
Vs30 [m/s] 472
La normativa applicata è il DM 14 gennaio 2008
Il sito appartiene alle classi A, B, C, D, E o S1 (alluvionale, ghiaia, sabbia, limo, argilla, roccia).
Il sito non è suscettibile di liquefazione e non è argilla sensitiva.
Tipo di suolo ..... **B**

Torino, 9 ottobre 2012

Dott. Geol. Stefano STRIPPOLI
(n. 733 Ordine Regionale Geologi del Piemonte - Sez. A)

Collaborazione:
Dott.sa Laura SPORTAIUOLO
(Dottoressa Magistrale in Scienze Geologiche)