

**PSR 2014-2020. Bando per infrastrutture turistico ricreative ed informazione
(M 7.5.1) - Operazione 7.5.1.M.6B****COMPARTO : ALAT01 - ENTE BENEFICIARIO :
"ENTE DI GESTIONE DEL PARCO PALEONTOLOGICO ASTIGIANO"**

Corso Vittorio Alfieri, 381 - 14100 Asti - Italy
email: enteparchi@parchiastigiani.it - sito internet : www.parchiastigiani.it
Telefono 0141-592091 - Fax 0141-592091
C.F. 92022260050

**PROGETTO
"LE COLLINE DEL MARE ASTIGIANO"**
itinerari**LA VIA DEL MARE ASTIGIANO - DALLA LANGA AL MONFERRATO****"UNIONE DELLE TERRE ASTIANE"**

Isola d'Asti, Vigliano, Mongardino, Belveglio

Comune di Rocchetta Tanaro

"COMUNITA' COLLINARE VALTIGLIONE E DINTORNI"

Azzano, Castelnuovo Calcea, Agliano, Montaldo Scarampi, Rocca d'Arazzo, Vinchio, Mombercelli

Comune di San Marzano Oliveto

"COMUNITA' DELLE COLLINE TRA LANGA E MONFERRATO"

Costigliole d'Asti, Castagnole Lanze, Coazzolo, Montegrosso

Comune di Calosso

PROGETTO ESECUTIVO Art. 23, comma 8 - D.Lgs. n. 50/2016

Tavola

Relazione geologica

Elaborato:

AII.03

data: 25/07/2017

**Il Presidente dell'ENTE DI
GESTIONE DEL PARCO
PALEONTOLOGICO ASTIGIANO**

Prof. GIANFRANCO MIROGLIO

**RESPONSABILE DEL
PROCEDIMENTO**

Dott.For. GRAZIANO DELMASTRO

**PROGETTAZIONE GENERALE E
COORDINAMENTO DELL'ENTE
CAPOFILA**

Ing. RENATO MORRA
Arch. FABRIZIO CALTAGIRONE
Collaboratrice.:
Dott.ssa Federica Dal Canton

StudioMorra - Via Guttuari, 53 - 14100 Asti
TEL. 0141 353752 -
e-mail : info@studiomorra.eu



COMUNE DI BELVEGLIO

Provincia di Asti

PROGETTO PER REALIZZAZIONE PASSERELLA PEDONALE

PSR 2014-2020

Bando per infrastrutture turistico ricreative ed informazione (M 7.5.1)
Operazione 7.5.1.M.6B

COMPARTO: ALAT01

ENTE BENEFICIARIO: ENTE DI GESTIONE DEL PARCO PALEONTOLOGICO
ASTIGIANO

Relazione geologica e indagine geognostica di caratterizzazione geotecnica

Ai sensi delle NdA di PRG, NTC2008 DM. 14/01/2008, smi

Codice CIG: Z3F1BDFFE6

Timbro e firma

La Committenza:

Amministrazione Comunale di Belveglio

Il Progettista

Arch. MORRA Renato

Il Geologo:

Geol. SASSONE Paolo

n° 279 Ordine dei Geologi del Piemonte

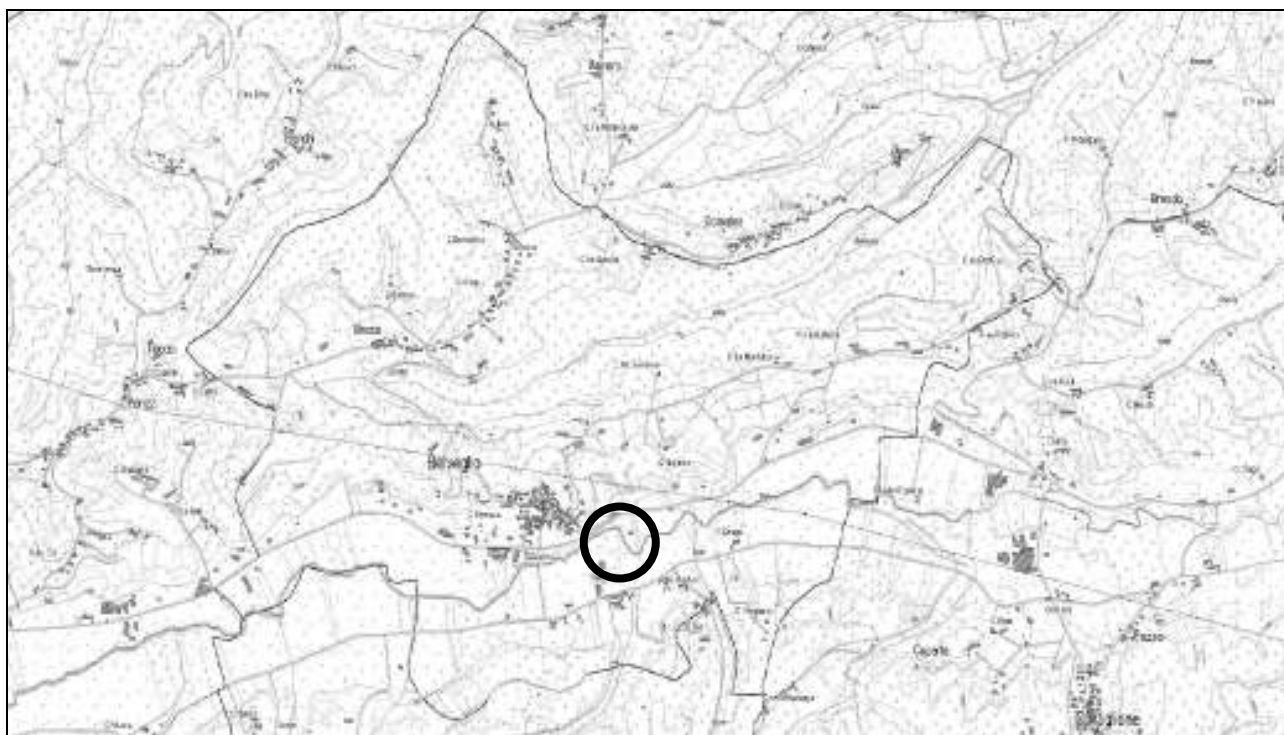
Gennaio 2017

INDICE

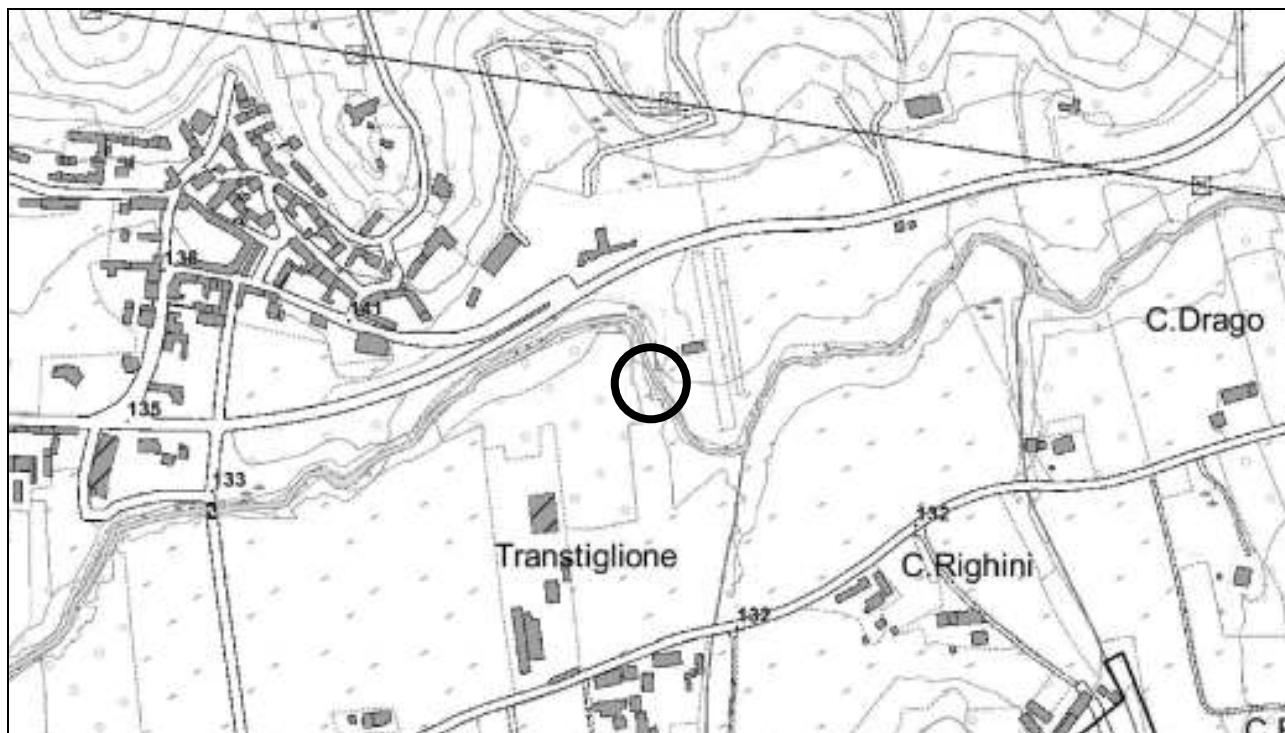
1 - PREMESSA.....	3
2 - QUADRO VINCOLISTICO.....	6
2.1 - QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO	6
2.2 - ANALISI DOCUMENTI E CARTOGRAFIA DA PIANI URBANISTICI	7
2.3 - ANALISI CARTOGRAFIA PAI, IFFI E BANCHE DATI GEOLOGICA.....	8
2.4 - VINCOLO IDROGEOLOGICO	12
2.5 - CLASSIFICAZIONE SISMICA	12
3 - INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO ED IDROGEOLOGICO.....	15
3.1 - INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO GENERALE.....	15
3.1.1 - <i>Il Bacino Terziario Piemontese.....</i>	<i>15</i>
3.1.2 - <i>Le Langhe.....</i>	<i>16</i>
3.2 - INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO	18
3.3 - CARTA GEOLOGICA D'ITALIA FOGLIO "ASTI", SCALA 1/100.000.....	18
3.4 - INQUADRAMENTO SISMICO.....	18
4 - CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA	22
4.1 - ASSETTO GEOMORFOLOGICO DI DETTAGLIO	22
4.2 - INDAGINI GEOGNOSTICHE.....	22
4.2.1 - <i>Calcolo della Resistenza Dinamica.....</i>	<i>24</i>
4.3 - ASSETTO LITOSTRATIGRAFICO DI DETTAGLIO.....	30
4.4 - ANALISI E RICOSTRUZIONE DEGLI ASPETTI E DEI PROCESSI GEOMORFOLOGICI ED I DISSESTI IN ATTO O POTENZIALI	30
4.5 - ANALISI IDROLOGICA	30
4.6 - ANALISI E RICOSTRUZIONE DEGLI ASPETTI IDROGEOLOGICI.....	30
4.7 - MODELLAZIONE SISMICA.....	31
4.7.1 - <i>Potenziale di liquefazione.....</i>	<i>34</i>
4.8 - STRATIGRAFIA E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA NOMINALE DEI TERRENI E GEOMECCANICA DELLE ROCCE	35
4.9 - INDICAZIONI PER LA VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI.....	36
5 - VALUTAZIONE PRELIMINARE OPERE SPECIALI.....	39
5.1 - PREDIMENSIONAMENTO PRELIMINARE IPOTESI TIRANTI	39
5.1.1 - <i>Porzione di bulbo nei terreni di copertura (comunque a partire da -2m dal pc sulla verticale)</i>	<i>40</i>
5.1.2 - <i>Porzione di bulbo nei terreni delle Sabbie d'asti (a partire da -9m dal pc sulla verticale).....</i>	<i>42</i>
5.2 - PREDIMENSIONAMENTO PRELIMINARE IPOTESI MICROPALI	43
5.3 - PREDIMENSIONAMENTO PRELIMINARE IPOTESI MEDIOPALI	44
6 - ELEMENTI DI SINTESI ED INDIRIZZI GENERALI PER LA PROGETTAZIONE	47
6.1 - CONSIDERAZIONI IN MERITO ALLA PRODUZIONE DI TERRE E ROCCE DA SCAVO	48
7 - CONCLUSIONI	50
ALLEGATI.....	50
ALLEGATI FUORTI TESTO	50

1 - PREMESSA

La presente relazione geologica, redatta su incarico dell'Amministrazione Comunale di Belveglio, Determinazione Tecnico Manutentiva n. 20 del 11/11/2016, è parte integrante del progetto di nuova costruzione di una passerella pedonale che deve attraversare il Torrente Tiglione nel Comune di Belveglio. L'intervento rientra nell'ambito dei progetti collegati al PSR 2014-2020, Bando per infrastrutture turistico ricreative ed informazione (M 7.5.1), Operazione 7.5.1.M.6B, comparto: ALAT01, ente beneficiario: Ente Di Gestione Del Parco Paleontologico Astigiano.

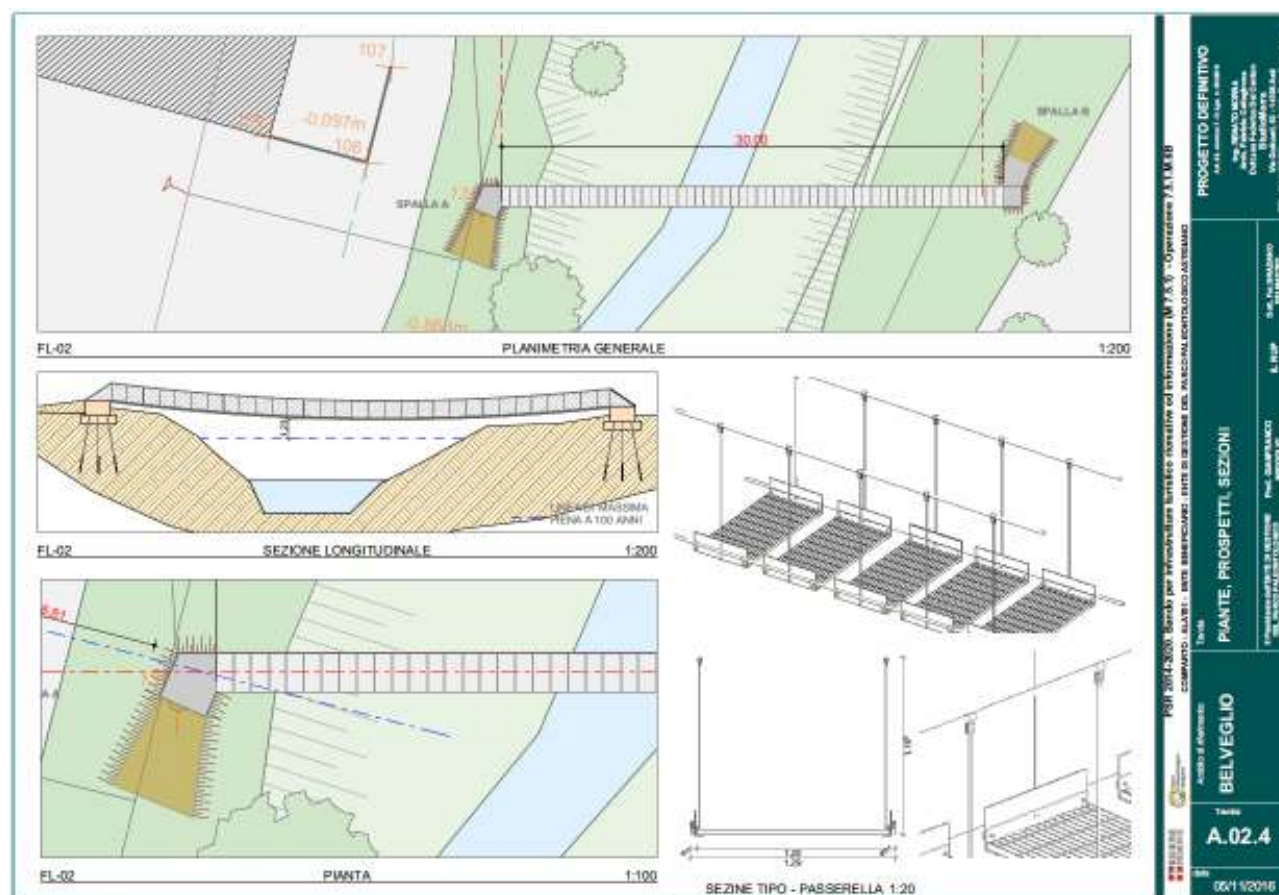


Inquadramento genrale su base raster Bdtre rispetto al Comune di Belveglio



Planimetria di dettaglio Bdtre dell'ubicazione dell'intervento

Il progetto sottoposto allo scrivente è a firma dell'Ing. Morra Renato e prevede la realizzazione di una passerella pedonale di attraversamento del Torrente Tiglione a servizio di percorsi escursionistici; tale passerella sarà ancorata alle sponde mediante strutture fondazionali speciali, vista la scadente qualità dei depositi alluvionali superficiali.



Per l'espletamento dell'incarico si sono raccolte le informazioni di carattere geologico e geotecnico riportate, per la zona di interesse, nelle principali banche dati, si sono consultati gli elaborati di PRG del Comune di Belveglio. Si è inoltre proceduto ad uno studio geomorfologico sull'area e nell'intorno al fine di definire eventuali problematiche dissestive; per l'individuazione dei parametri locali sitospecifici di natura geologica, litostratigrafica e sismica, delle caratteristiche geotecniche e della profondità della falda si è condotta un'indagine geognostica specifica costituita da n. 2 penetrometrie realizzata in corrispondenza delle strutture fondazionali di ancoraggio dell'opera.

La presente relazione geologica, ai sensi delle NTC2008 DM 14/01/08, prevede quindi, oltre a quanto ivi riportato, un inquadramento vincolistico, l'inquadramento geologico, geomorfologico ed idrogeologico generale, la caratterizzazione e modellazione geologica del sito interessato dall'opera in progetto, l'analisi della pericolosità geologica del sito e le verifiche di stabilità a lungo termine dell'insieme opera versante.

Ai sensi della suddetta normativa, il grado di approfondimento adottato per la presente indagine è proporzionato e consono alla tipologia ed importanza di intervento sottoposti e previsto.

2 - QUADRO VINCOLISTICO

2.1 - QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO

- P.R.G. di Belveglio
- NTC 2008 DM 14/01/08 “Norme tecniche per le costruzioni”
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009 , n. 617 “Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.
- O.P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003 “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”
- O.P.C.M. 3519/2006 “Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone”
- D.G.R. 19 gennaio 2010, n. 11-13058 “Aggiornamento e adeguamento dell'elenco delle zone sismiche (O.P.C.M. n. 3274/2003 e O.P.C.M. 3519/2006)”
- D.G.R. n. 28-13422 del 01/03/2010 “Differimento del termine di entrata in vigore della nuova classificazione sismica del territorio piemontese approvata con D.G.R. n. 11-13058 del 19/01/2010 e ulteriori disposizioni”.
- D.G.R. 18/02/2011, n. 8-1517 - Comunicato del 21 febbraio 2011: “il 30 settembre 2011 entrano definitivamente in vigore i disposti delle D.G.R. 19/01/2010 n. 11-13058 e D.G.R. 1/03/2010 n. 28-13422, riguardanti l'aggiornamento e l'adeguamento dell'elenco delle zone sismiche della Regione Piemonte, nonché le relative procedure attuative.
- DGR 12/12/2011 n°4-3084, che prevede la definitiva entrata in vigore delle precedenti norme antisismiche
- D.lgs. 42/2004 “Codice dei beni culturali e del paesaggio”
- Dlgs 152/2006 e smi
- Circolare n. 4/AMD del 3 aprile 2012 della Regione Piemonte “Note interpretative e indicazioni procedurali” della Legge regionale 9 agosto 1989, n. 45 (Nuove norme per gli interventi da eseguire in terreni sottoposti a vincolo per scopi idrogeologici).
- DM 161/2012 “Regolamento recante la disciplina dell'utilizzazione delle terre e rocce da scavo” e smi
- Decreto legge 21 giugno 2013, n. 69 (cd "Decreto Fare")

- Legge 24 giugno 2013, n. 71 (cd “Decreto Piombino”)
- Articolo 41 “Disposizioni in materia ambientale” della Legge 9 agosto 2013 n.98, conversione, con modificazioni, del decreto-legge 21 giugn 2013, n.69 “Disposizioni Urgenti per il rilancio dell'economia”.
- DL 133/2014 (cd. “Sblocca Italia”)

2.2 - ANALISI DOCUMENTI E CARTOGRAFIA DA PIANI URBANISTICI

Rispetto alla NTA del PRG vigente di Belveglio, l'intervento ricade in Classe IIIa3, ovvero Aree Inondabili con intensità del processo molto elevata EeA. La normativa di riferimento è la seguente:

(...)

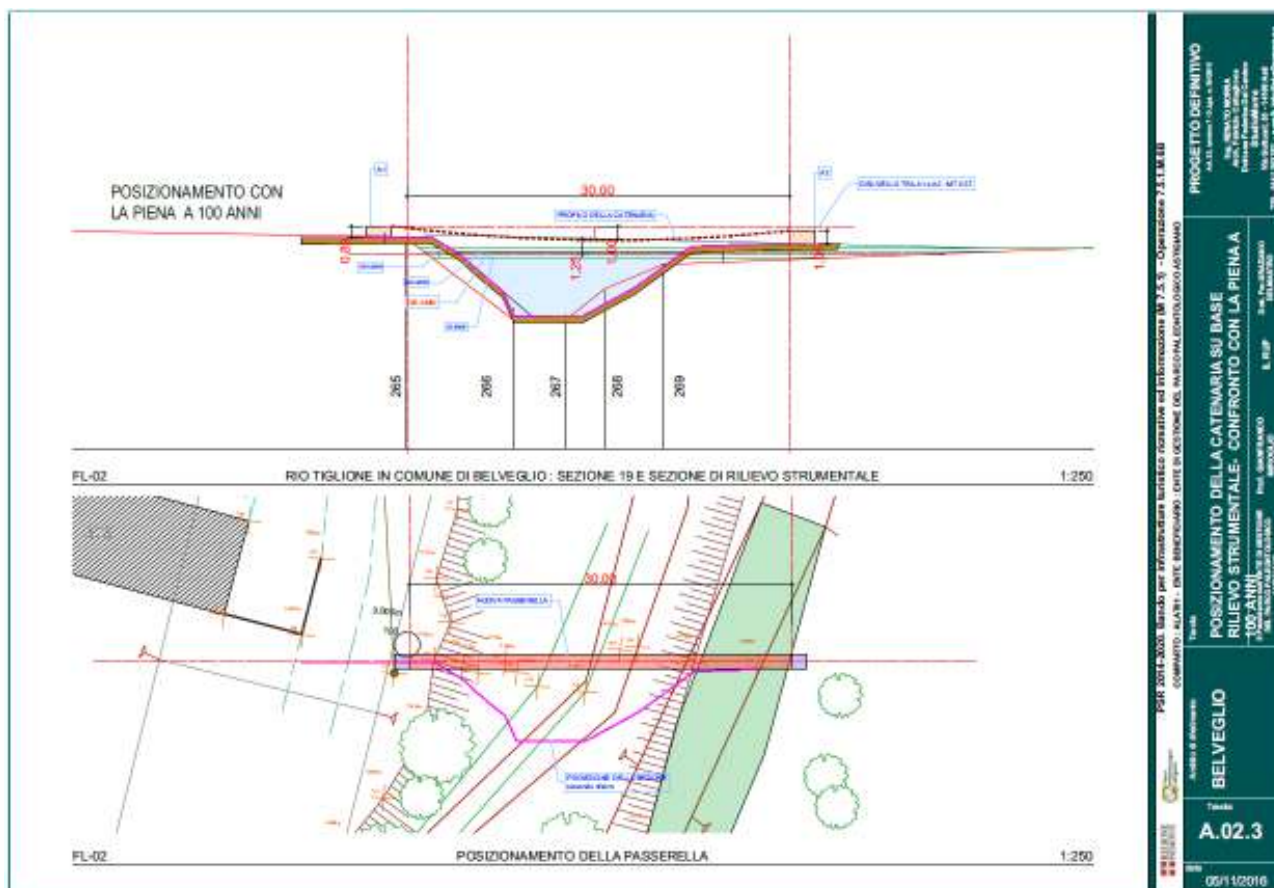
Per le opere di interesse pubblico non altrimenti localizzabili varrà quanto previsto dall'art. 31 della L.R. 56/77.

Fatto salvo quanto previsto dall'art. 3 ter del D.L. 12 ottobre 2000, n. 279, convertito in L.11 dicembre 2000, n. 365, sono esclusivamente consentiti

- gli interventi di demolizione senza ricostruzione
- gli interventi di manutenzione ordinaria degli edifici, così come definiti alla lettera a) dell'art.31 della L. 5 agosto 1978, n. 457;
- gli interventi volti a mitigare la vulnerabilità degli edifici esistenti e a migliorare la tutela della pubblica incolumità, senza aumento di volume o superficie, senza cambiamenti di destinazione d'uso che comportino aumento del carico insediativo;
- gli interventi necessari per la manutenzione ordinaria e straordinaria di opere pubbliche e di interesse pubblico e gli interventi di consolidamento e restauro conservativo dei beni di interesse culturale, compatibili con la normativa di tutela;
- i cambiamenti delle destinazioni colturali, purché non interessanti una fascia di ampiezza di 4 m dal ciglio della sponda ai sensi del R.D. 523/1904;
- gli interventi volti alla ricostruzione degli equilibri naturali alterati e alla eliminazione, per quanto possibile, dei fattori incompatibili di interferenza antropica;
- le opere di difesa, di sistemazione idraulica e di monitoraggio dei fenomeni; la ristrutturazione e la realizzazione di infrastrutture lineari e rete riferite a servizi pubblici essenziali non altrimenti localizzabili e relativi impianti, previo studio di compatibilità dell'intervento con lo stato di dissesto esistente validato dall'Autorità competente. Gli interventi devono comunque garantire la sicurezza dell'esercizio delle funzioni per cui sono destinati, tenuto conto delle condizioni idrauliche presenti;
- l'ampliamento o la ristrutturazione degli impianti di trattamento delle acque reflue;
- l'esercizio delle operazioni di recupero e smaltimento dei rifiuti già autorizzate ai sensi del D.Lgs. 5febbraio 1997, n. 22 (o per le quali sia stata presentata comunicazione di inizio attività, nel rispetto delle norme tecniche e dei requisiti specificati all'art. 31 del D. Lgs. 22-1997) alla data di entrata in vigore del Piano, limitatamente alla durata dell'autorizzazione stessa. Tale autorizzazione può essere rinnovata fino ad esaurimento della capacità residua derivante dall'autorizzazione originaria per le discariche fino al termine della vita tecnica per gli impianti a tecnologia complessa, previo studio di compatibilità validato dall'Autorità competente. Alla scadenza devono essere effettuate le operazioni di messa in sicurezza e ripristino del sito, così come definite all'art. 6 del suddetto decreto legislativo.

I sopracitati interventi non dovranno creare ostacolo al deflusso delle acque o sotterranee area utile alle acque in caso di esondazione e la loro fattibilità (relativamente ai punti 3-5-7-8-10) dovrà essere verificata mediante relazione geologica ed idraulica e rispetto del D.M. 11/03/88.

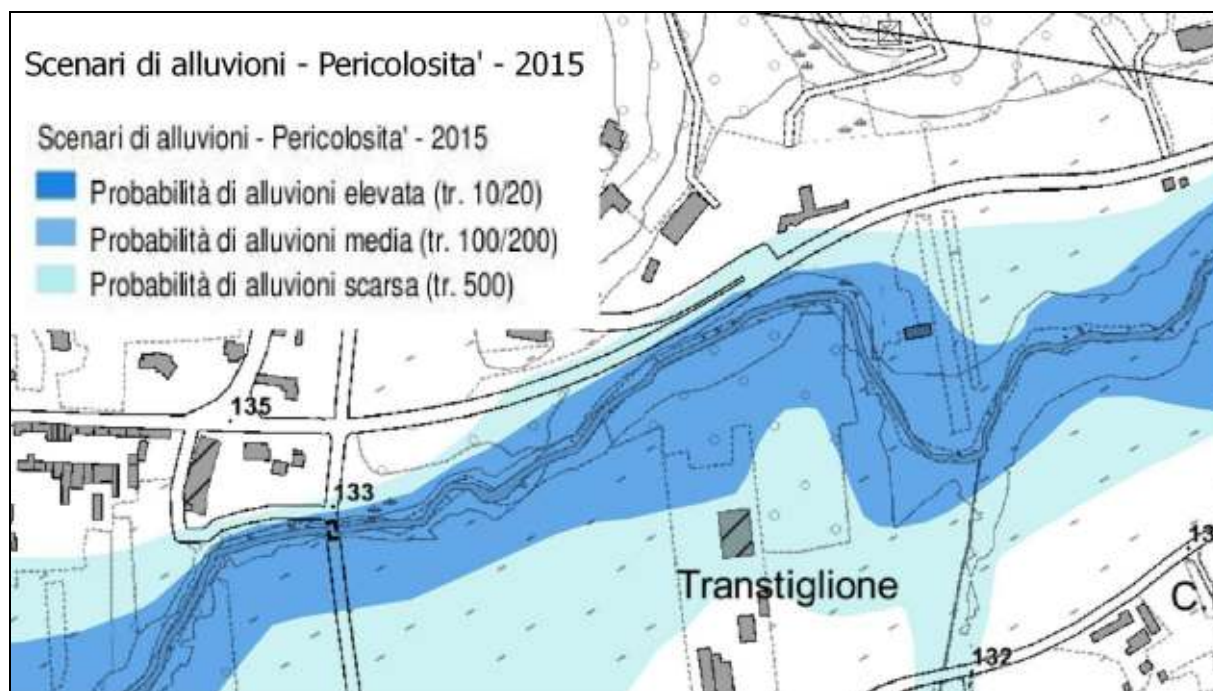
(...)



Stralcio di progetto con indicazioni del livello idrometrico di piena atteso per Tr100, come da indicazioni di specifico studio idraulico

2.3 - ANALISI CARTOGRAFIA PAI, IFFI E BANCHE DATI GEOLOGICA

Il Torrente Tiglione non è inserito tra i corsi d'acqua con fasce fluviali, ma la Direttiva Alluvioni 2015 indica areali allagabili con Probabilità elevata Tr10/20 lungo l'asta del corso d'acqua e negli areali più prossimi (ove è prevista la realizzazione dell'opera) e Probabilità scarsa Tr500 più esternamente (si allega stralcio a seguire).



La Banca Dati Geologica, al pari, indica gli areali in oggetto come areali allagabili con tempo di ritorno $Tr_{20/50}$.

A supporto del progetto è stato redatto un apposito studio idraulico di approfondimento da parte dell'Ing. Umberto Villero, già redattore dello studio idraulico per il PRG del Comune di Belveglio, in cui, alla luce delle risultanze, si attesta che:

(...)

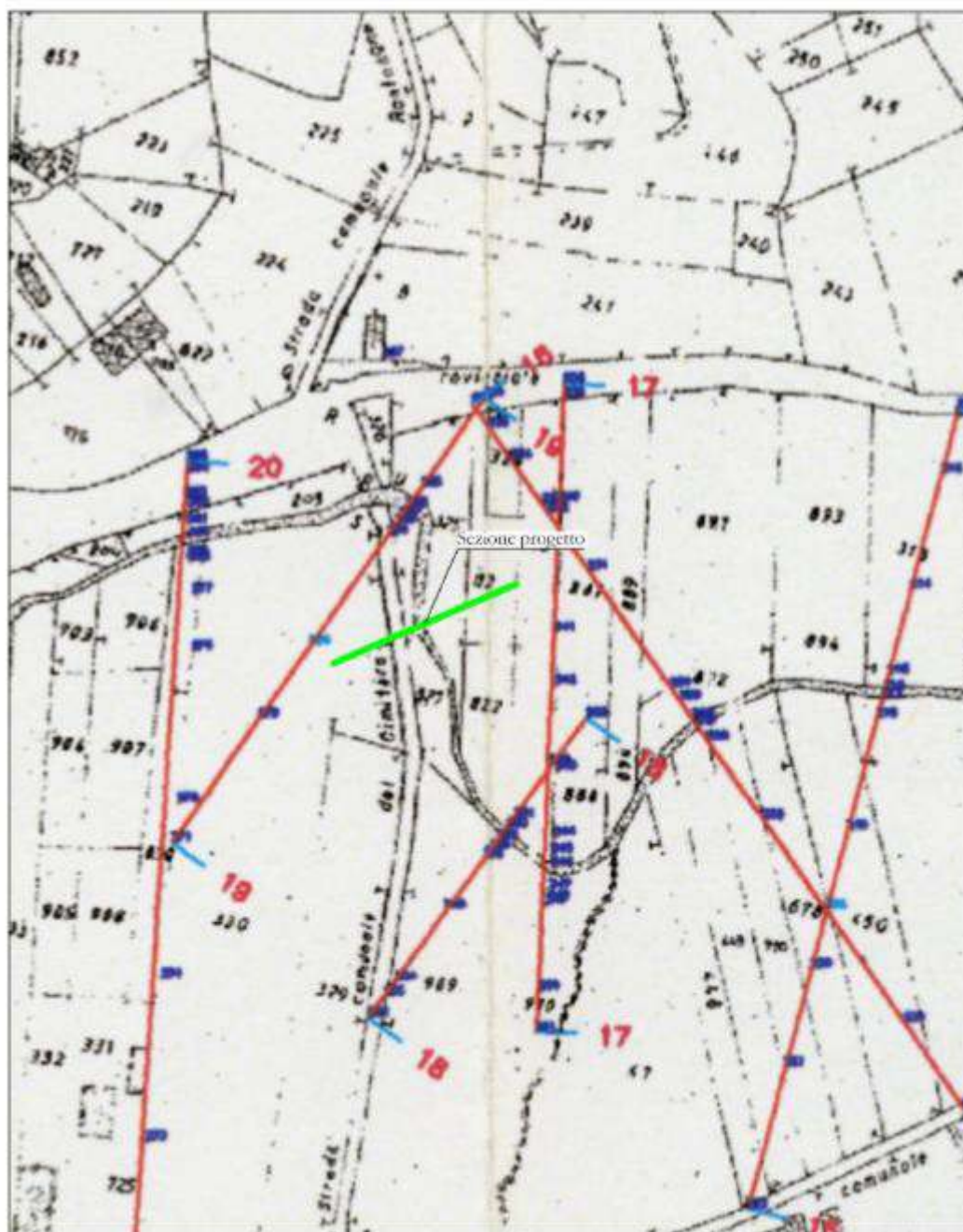
*Come risulta dalla verifica idraulica condotta sulla sezione posta in corrispondenza del ponte in progetto, il massimo livello di piena raggiunta con tempo di ritorno 100 anni è pari a 130,18 m s.l.m. **Il ponticello in progetto, con profilo a catenaria, sarà realizzato con franco minimo di 1,0 m nel punto più basso** rispetto a tale livello, soddisfacendo quindi i criteri di sicurezza richiesti dall'Allegato 4 alla direttiva 2/99 dell'Autorità di Bacino (Piano di Assetto Idrogeologico). Si riporta in Allegato 2 la sezione trasversale di progetto.*

(...)

Si allegano i due dettagli cartografici, planimetria e sezione.

ALLEGATO 1

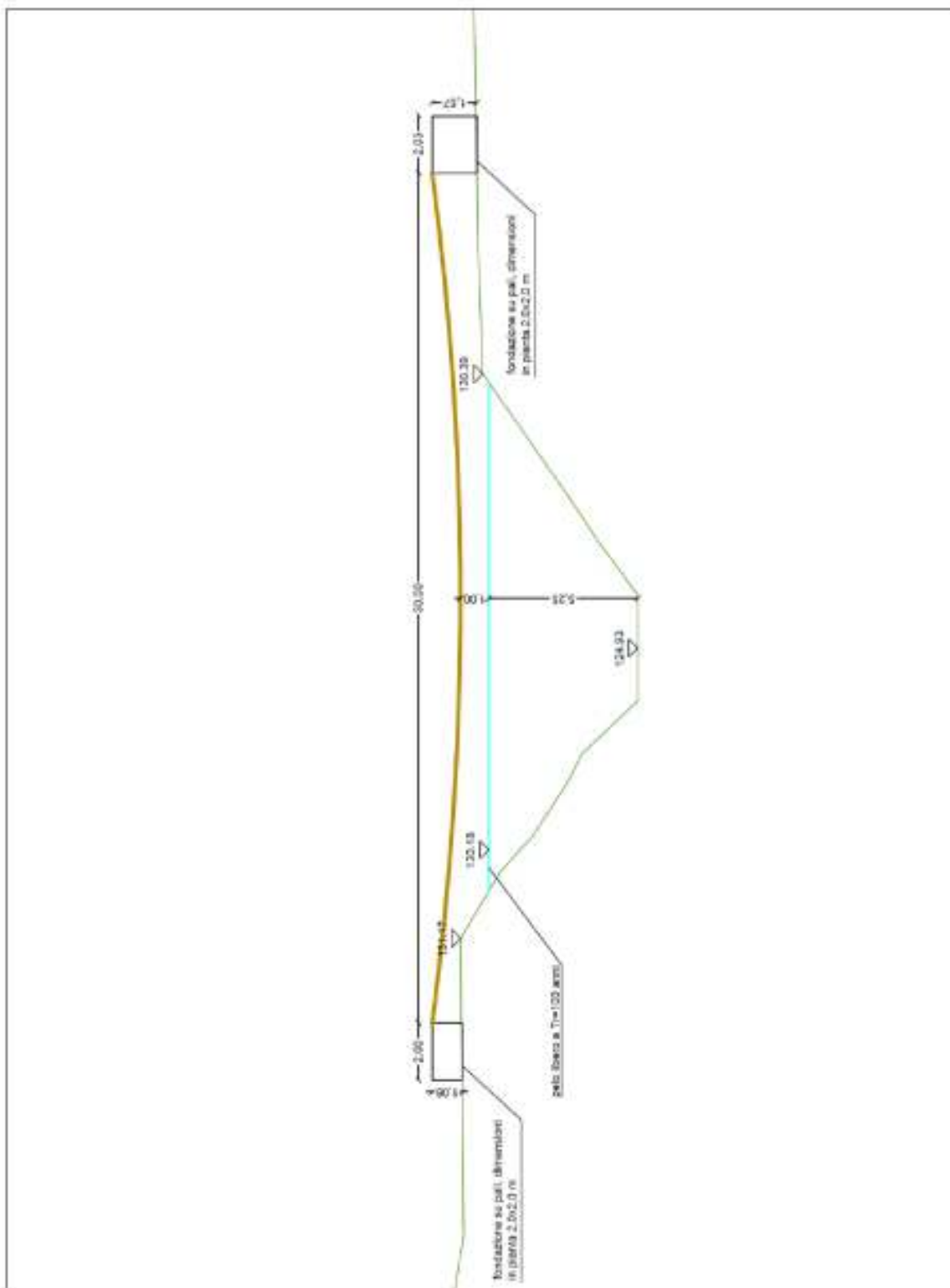
Estratto tavola 5.4 P.R.G.C. comune di Belveglio con indicazione in verde della sezione di progetto – scala 1:2.000



Tratto dallo studio Idraulico Ing Villero per conto del Comune di Belveglio - AT

ALLEGATO 2

Sezione trasversale ponticello di progetto con livello di piena per $T_r=100$ anni – scala 1:200



Tratto dallo studio Idraulico Ing Villero per conto del Comune di Belveglio - AT

2.4 - VINCOLO IDROGEOLOGICO

Il sito non è sottoposto a Vincolo Idrogeologico ex LR 45/89 e smi

2.5 - CLASSIFICAZIONE SISMICA

Il Comune di Belveglio ricade in **zona 4** ai sensi del O.P.C.M. n. 3274/2003 e O.P.C.M. 3519/2006.

Anche a seguito dalla recente D.G.R. 19 gennaio 2010, n. 11-13058 “Aggiornamento e adeguamento dell'elenco delle zone sismiche (O.P.C.M. n. 3274/2003 e O.P.C.M. 3519/2006)”e smi, la classificazione non è variata.


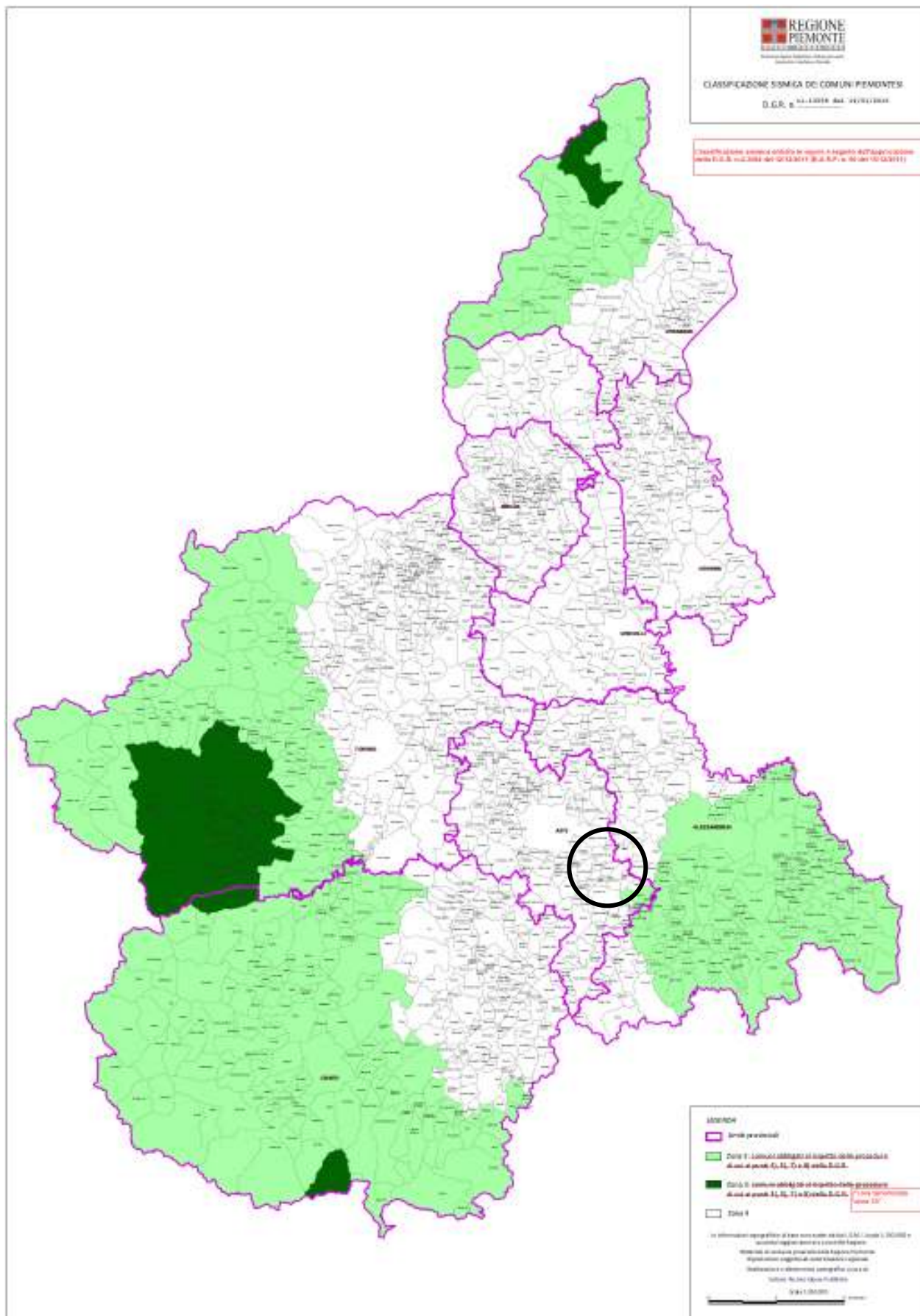
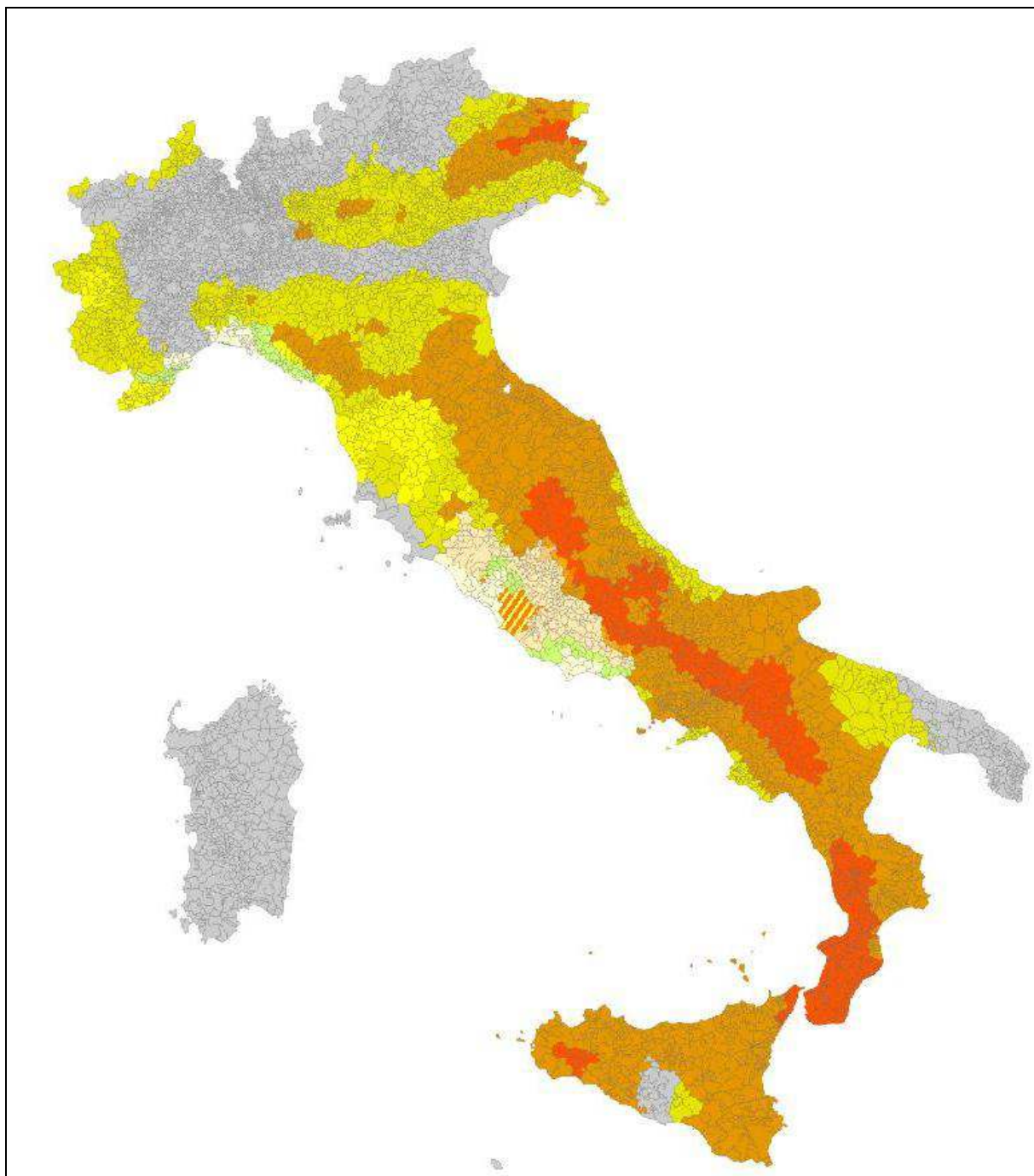
Informazioni risultati	
	
Geometria	Valore
0	Classificazione sismica dei comuni italiani al 2012
Formato	Geometria
RN.ZONERISCHIO.CLASSIFICAZIONESISMICA	
objectid_1	1646
objectid	226
codice_istat	1005008
comune	BELVEGLIO
provincia	ASTI
regione	PIEMONTE
cod_regione	1
cod_provincia	5
cod_comune	8
altitudine	141
superficie	5.35
popolazione_20101230	327
classificazione	4
normativa	Delibera Giunta Regionale
numero	13058-790
data	19/01/2010
descrizione	Zona 4 - Livello di pericolosità molto basso
ag	ag <= 0,05
(Derivato)	

Tabella collegata al dato WMS dei Comuni Sismici





Classificazione sismica comuni italiani

3 - INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO ED IDROGEOLOGICO

3.1 - INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO GENERALE

L'area in studio dal punto di vista geologico appartiene al Bacino Terziario Piemontese, unità della Langhe.

3.1.1 - Il Bacino Terziario Piemontese

Il Bacino Terziario Piemontese (BTP) può essere suddiviso in alcune grandi unità geometrico-paleogeografiche: a) il BTP s.s., comprendente il Bacino delle Langhe (LA), l'Alto Monferrato (AM), la zona Borbera-Grue (BG); b) il Monferrato (MO); c) la Collina di Torino (Gelati & Gnaccolini, 1988; Biella et al., 1997).

Le successioni del BTP ricoprono in discordanza unità di tipo diverso (unità metamorfiche alpine ed unità liguridi) la cui giustapposizione tettonica è avvenuta in concomitanza della fase "ligure" (Elter & Pertusati, 1973), corrispondente alla fase collisionale mesoalpina eocenica (Trümpy, 1961; Hunziker et al., 1992; Castellarin, 1994). Durante tale evento è avvenuta la traslazione di rocce ad elevata velocità sismica (unità metamorfiche alpine) su rocce a velocità sismica minore (unità sedimentarie liguridi-appenniniche). Questo corpo crostale è attualmente riconoscibile nel Piemonte meridionale a profondità sempre inferiori ai 6-7 km (Bozzo et al., 1992; Biella et al., 1992; Laubscher, 1992).

L'attuale assetto strutturale è però legato alla evoluzione post-oligocenica che ha ampiamente modificato le configurazioni mesoalpine. Tra l'Oligocene superiore ed il Miocene medio (fase neoalpina *sensu* Castellarin, 1994) i processi geodinamici connessi all'apertura del Mediterraneo nord-occidentale hanno infatti indotto la riattivazione delle strutture impostatesi durante la fase mesoalpina (Mutti et al., 1995).

La fase neoalpina ha determinato la traslazione verso NE di unità tettoniche costituite da diverse porzioni della successione stratigrafica del BTP e da scaglie del substrato ligure. In questo contesto vanno inquadrati anche i complessi rapporti geometrici realizzatisi tra le unità del Gruppo di Voltri e la successione sedimentaria oligo-miocenica affioranti in Alto Monferrato. Questa evoluzione, che è coeva alla costruzione della catena appenninica, non può essere interpretata semplicemente nell'ottica di una propagazione da Sud (AM) a Nord (MO), a partire dall'Oligocene superiore, di fronti di sovrascorrimento che avrebbero dislocato unità alpine e liguridi precedentemente accoppiate durante l'evento mesoalpino-ligure.

Il quadro regionale deve tenere conto infatti di ingenti spostamenti laterali in direzione da Est-Ovest a NW-SE, ben testimoniati dalla tettonica trascorrente del MO. Il risultato è l'instaurazione di aree a forte subsidenza e di coevi settori in sollevamento.

Cinematiche trascorrenti, regimi compressivi e distensivi si alternano nel tempo e nello spazio.

3.1.2 - Le Langhe

La fase distensiva iniziata nel Triassico superiore porta all'apertura di un bacino di tipo oceanico denominato, nell'area in esame, Oceano Ligure Piemontese. Nel Giurassico superiore segue poi la fase regressiva che si protrarrà per tutto il Cretaceo e buona parte del Terziario determinando la formazione di un bacino di tipo sedimentario-detritico: il Bacino Terziario Ligure Piemontese, nel quale si depositano, dal Paleocene al Miocene superiore, una serie di sedimenti arenacei, marnosi ed evaporitici testimoniando la fase regressiva in atto.

Nell'Oligocene inferiore prevalgono, sia nelle Langhe che nel Monferrato, facies continentali, costiere e di mare basso, mentre al limite Oligocene inferiore – superiore si imposta una sedimentazione di mare aperto.

Questo drastico cambiamento può essere ritenuto indicativo del definitivo coinvolgimento della regione nelle vicende della catena appenninica il cui fronte si suppone situato all'altezza di Asti.

Nell'Aquitano la deformazione raggiunge il Monferrato completandosi nel Burdigaliano. Di conseguenza, a partire dal Miocene inferiore, il Bacino Terziario Piemontese può essere considerato come un bacino satellite di grandi dimensioni.

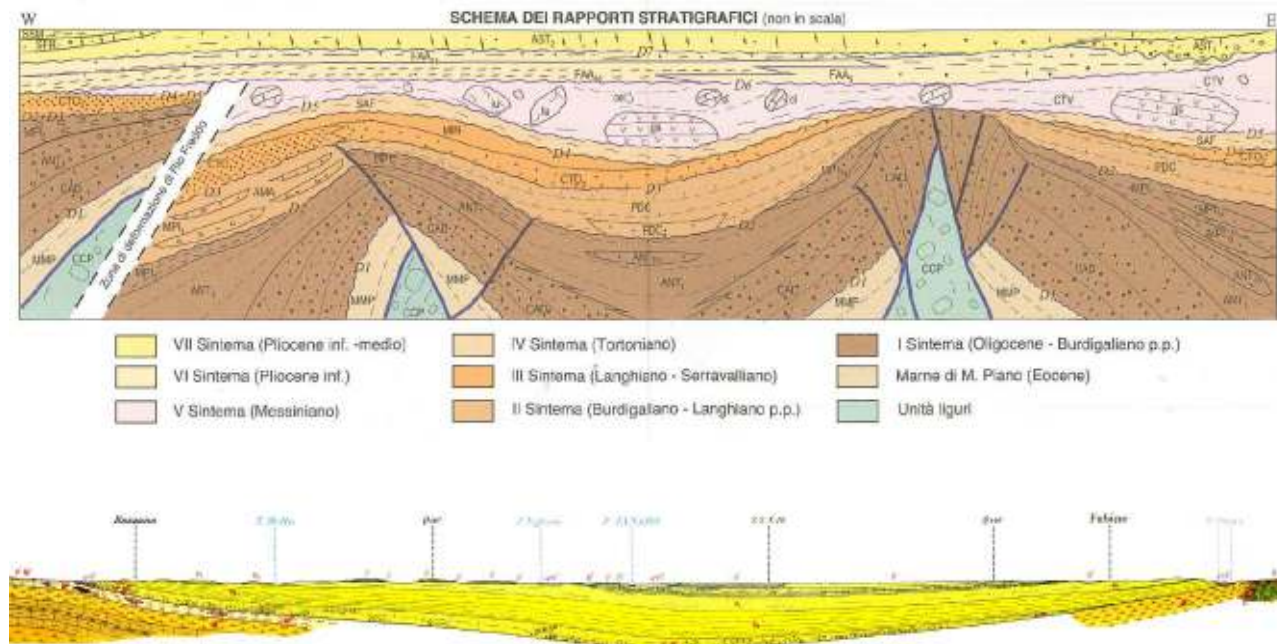
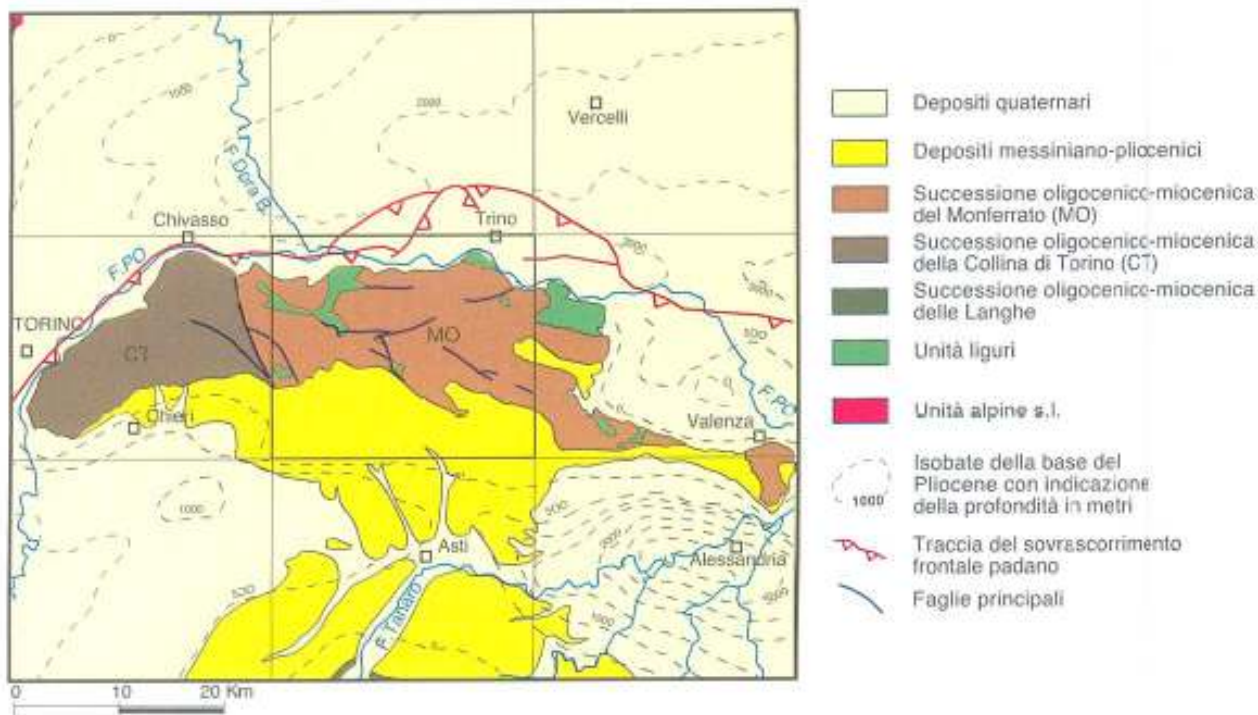
Nel Langhiano le facies di piattaforma si estendono a tutto il Monferrato mentre, passando al Serravalliano, il margine interno del Bacino si deforma passivamente. Tale deformazione comporta anche un brusco spostamento verso N del Bacino stesso, che si trasferisce all'altezza di Asti – Alessandria.

Nel Monferrato i movimenti tardivi sono caratterizzati dagli “onlap” progressivi delle unità tortoniane, messiniane e plioceniche sui fianchi delle strutture positive e da transpressione su direttrici WNW-ESE (prosecuzione occidentale della linea tettonica Villavernia-Varzi), (Falletti & Al., 1994).

Dal Pliocene, quindi, con la definitiva chiusura del Bacino Terziario Ligure-Piemontese che ha visto la deposizione delle “Argille di Lugagnano” prima e delle “Sabbie di Asti” poi, tutti i processi erosionali e deposizionali avverranno in ambiente subaereo, testimoniati dalla sedimentazione continentale del “Complesso Villafranchiano” e dei “Depositi fluviali terrazzati” post-villafranchiani. In definitiva l'attuale assetto strutturale dell'area è dovuto alla convergenza delle catene alpina ed appenninica, che ha dato origine ad una struttura sinclinale con giacitura assai blanda nella zona centrale: Collina di Torino e

Monferrato, a Nord, e Langhe, a Sud, rappresentano rispettivamente i fianchi della sinclinale, la quale fino a Poirino presenta l'asse orientato E-W per poi assumere una direzione NE-SW

INQUADRAMENTO TETTONICO



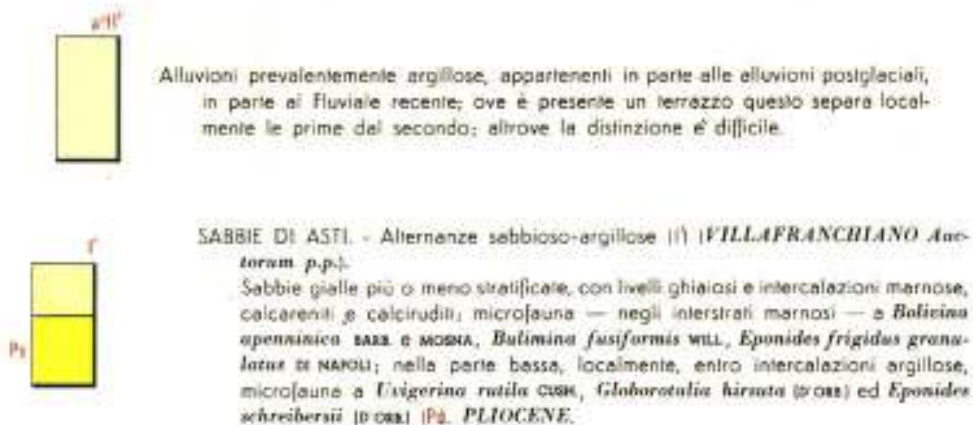
3.2 - INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

La circolazione idrica profonda nell'area collinare è limitata ed è legata soprattutto alla permeabilità per fratturazione (o fessurazioni) nei termini cementati e litificati della successione paleogenico-neogenica, mentre la permeabilità per porosità è assai ridotta. La prima da origine ad acquiferi discontinui; negli orizzonti costituiti da depositi sciolti grossolani si possono eventualmente impostare acquiferi modesti di carattere esclusivamente locale e di debola potenzialità idrogeologica, tuttavia sufficiente ad innescare problematiche di tipo geotecnico.

Nelle incisioni vallive si impostano invece acquiferi superficiali limitati alla base dal basamento pliocenico, drenati dal corso d'acqua. Vista la natura granulometrica fine dei terreni, nei fondovalle, nelle depressioni morfologiche e dove i depositi alluvionali di fondovalle chiudono verso i versanti, non si esclude la presenza di falde sospese o temporanee.

3.3 - CARTA GEOLOGICA D'ITALIA FOGLIO "ASTI", SCALA 1/100.000

La Carta Geologica d'Italia 1/100.000 cartografa in loco la presenza di depositi alluvionali che ricoprono le Sabbie d'Asti



3.4 - INQUADRAMENTO SISMICO

Tenendo presente i dati tettonici noti in letteratura, con l'ausilio delle principali monografie riguardanti gli eventi sismici e i bollettini delle Società Sismologiche e degli Istituti Nazionali di Geofisica, il CNR ha indicato le zone maggiormente interessate nel tempo da eventi sismici. Come già riportato, il comune risulta in zona 4 ex OPCM 3274/2003, come confermato anche in seguito alle più recenti classificazioni.

Dall'analisi della cartografia della sismicità in Piemonte reperibile sul sito ARPA, vi sono stati risentimenti dell'attività sismica limitrofa, in particolare in riferimento all'evento dell'agosto 2000 tra

Mombaruzzo e Incisa Scapaccino. È quindi indubbia la necessità di porre attenzione su tale problematica sia dal punto di vista delle indagini geologiche sia per quanto riguarda gli aspetti progettuali.

Un elenco aggiornato dei principali sismi registrati in Piemonte si evidenzia a seguire.

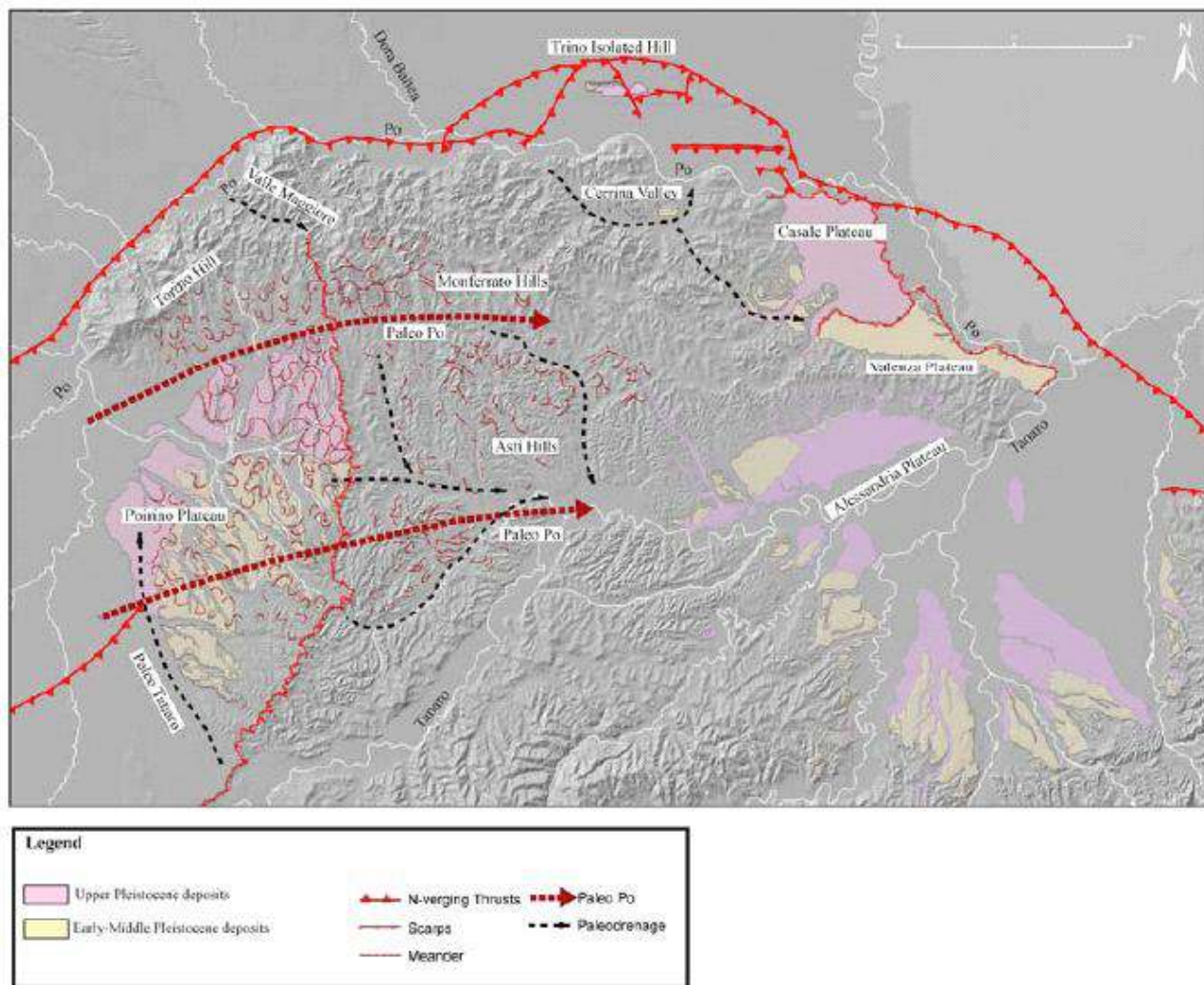
Recentemente, tra l'altro, sono stati pubblicati alcuni lavori da parte di ricercatori dell'Università dell'Insubria (Michetti ed altri, 2012-2014) che hanno messo in discussione molti degli assunti mediante alcune valutazioni rispetto alla Neotettonica recente proponendo conclusioni cautelative che interpretano come capaci alcuni sistemi di faglie del fronte del Monferrato e ipotizzano sismi di magnitudo 6-6,5 Mw per questo settore. Alcune osservazioni redatte da Sassone e altri (2015) apportano alcune segnalazioni di strutture tettoniche recenti in Val Cerrina che supporterebbero la proposta di rivisitazione ed approfondimento delle conoscenze attuali in termini di sismicità potenziale di area.

Data	Ora UTC	Epicentro				Fuoco		Magnitudo		Fonte dati
		Zona	Località	Long. E	Lat. N	Prof. (km)	grado	tipo	analisi	
19/04/2009	12:39:50	Langhe	Sanfrè, Ceresole Alba	7.849	44.764	54.2	4.2	ML	strum.	RSNI
24/10/2008	03:06:40	Alpi Marittime	Demonte, Monterosso Grana	7.264	44.353	11.9	4.1	ML	strum.	RSNI
11/04/2003	09:26:57	Tortonese - Alessandrino	Cassano Spinola	8.870	44.760	8	4.9	Mw	strum.	CPTI08
18/07/2001	22:47:11	Astigiano - Alessandrino	Castelnuovo Belbo, Bruno	8.430	44.800	21.1	4.2	Mw	strum.	CPTI08
21/08/2000	17:14:28	Astigiano - Alessandrino	Mombaruzzo	8.430	44.770	24.1	4.9	Mw	strum.	CPTI08
05/10/1909	01:10:02	Val Pellice	Torre Pellice, Luserna San Giovanni	7.250	44.833	n.d.	4.6	Mw	macros.	CPTI04
02/04/1808	16:43:00	Val Pellice	Torre Pellice, Luserna San Giovanni	7.250	44.830	n.d.	5.7	Mw	macros.	CPTI04
Note: Le magnitudo in elenco sono espresse attraverso la scala della Magnitudo Locale (ML o Magnitudo Richter) e attraverso la scala della Magnitudo Momento (Mw). La profondità del fuoco non è definita per gli eventi stimati esclusivamente sulla base di studi macrosismici (macros.), in assenza di dati strumentali (strum.). I dati degli eventi del 2008 e del 2009 sono riportati dalle elaborazioni di localizzazione effettuate con i dati delle stazioni operanti nelle alpi occidentali integrate nella RSNI. Per i dati precedenti si è fatto riferimento ai Cataloghi Parametrici dei Terremoti Italiani, delle edizioni del 2008 (parziale, dal 1901 al 2006) e del 2004 (dall'antichità al 2002).										

Tabella 2 - Principali eventi sismici che hanno interessato il Piemonte

Principali Terremoti in Piemonte dal XIX secolo a oggi

Data	Zona dell'epicentro	Potenza	Descrizione
2 aprile 1808	Pinerolo, Val Pellice e Val Chisone (TO)	VIII Mercalli	Molti crolli di edifici
1828 (notte tra l'8 e il 9 ottobre)	Alto Monferrato, Valle Scrivia (AL)	5,6 Richter VIII Mercalli	La notte tra l'8 e il 9 ottobre dell'anno 1828, nell'alto Monferrato, intorno alla Valle Scrivia un forte boato preannunciò una violenta scossa, che durò 10 secondi circa. Non vi furono però danni gravissimi. Nei giorni successivi diverse le scosse di assestamento, e molta gente preferì accamparsi all'aperto
23 maggio 1835	Boves (CN)	VI-VII Mercalli	-
5 settembre 1886	Val di Susa, torinese	VII Mercalli	-
07-dic-15	Provincia di Alessandria	4,1 Richter V Mercalli	-
26-ott-14	Provincia di Torino	VII Mercalli	-
28-nov-19	Limone Piemonte (CN)	V-VI Mercalli	-
16-ott-43	-	-	-
gennaio e febbraio 1944	-	-	-
1945	Alessandrino	5,2 Richter	Non ci furono danni particolarmente gravi
12-mag-55	Provincia di Cuneo	VII Mercalli	-
07-apr-66	Valdieri (CN)	VII Mercalli	-
05-gen-80	Giaveno (TO)	4,8 Richter	-
06-agr-82	San Damiano d'Asti (AT)	4,0 Richter	-
11-feb-90	Provincia di Torino	4,3 Richter	-
21-nov-95	Provincia di Torino	4,1 Richter	-
21-agr-00	Incisa Scapaccino (AT)	4,6 e 4,8 Richter VII Mercalli	Fuono avvertite due scosse nel giro di venti secondi tra le 19:14 e le 19:15, prima di 4,6 e poi di 4,8 Richter. Interessate principalmente le province di Asti e Alessandria. Migliaia di segnalazioni di danni e crepe in abitazioni. Diverse le evacuazioni. Sciami sismici fino ad ottobre
19-lug-01	Astigiano	4,2 Richter VI Mercalli	Ore 00:47. Praticamente stesso epicentro del sisma dell'anno precedente. Avvertito sensibilmente dalla popolazione, preceduto da un boato, qualche calcinaccio caduto, ma nessun danno grave
11-apr-03	Sant'Agata Fossili (AL)	4,7 Richter VI-VII Mercalli	Il sisma si verificò alle ore 11:27. Con ipocentro a 15 km di profondità nel comune di Sant'Agata Fossili, fu avvertito in tutto il nord-ovest d'Italia. Diverse scuole furono evacuate; nei giorni successivi furono stimati danni per 80 milioni di euro in 58 comuni, con 300 sfollati, 5.000 case lesionate e alcuni feriti
24-ott-08	Provincia di Cuneo	4,1 Richter V Mercalli	Si verificò alle ore 05:06 a circa 10 km di profondità. Avvertita distintamente dalla popolazione. Paura ma nessun danno
19-apr-09	Langhe in Provincia di Cuneo, in prossimità di Bra	3,9 Richter	Si verificò alle ore 14:39 a 40 km di profondità circa ^[1] . Avvertita lievemente nell'astigiano, più "nettamente" nel Cuneese e nel torinese.
25-lug-11	Piemonte in Provincia di Torino, in prossimità di Cantalupa, Pinasca, Cumiana e Piossasco	4,3 Richter	Si verificò alle ore 14:31 a circa 25 km di profondità ^[2] , alle coordinate 44.28 di latitudine e 7.28 di longitudine. Avvertita in tutta la regione, in Valle d'Aosta e nel Piemonte Ligure. Sentita maggiormente nell'area del torinese, dove molta gente in preda al panico si è riversata nelle strade.



Inquadramento geostrutturale e neotettonico del Monferrato (da Frigerio e altri, 2015)

4 - CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA

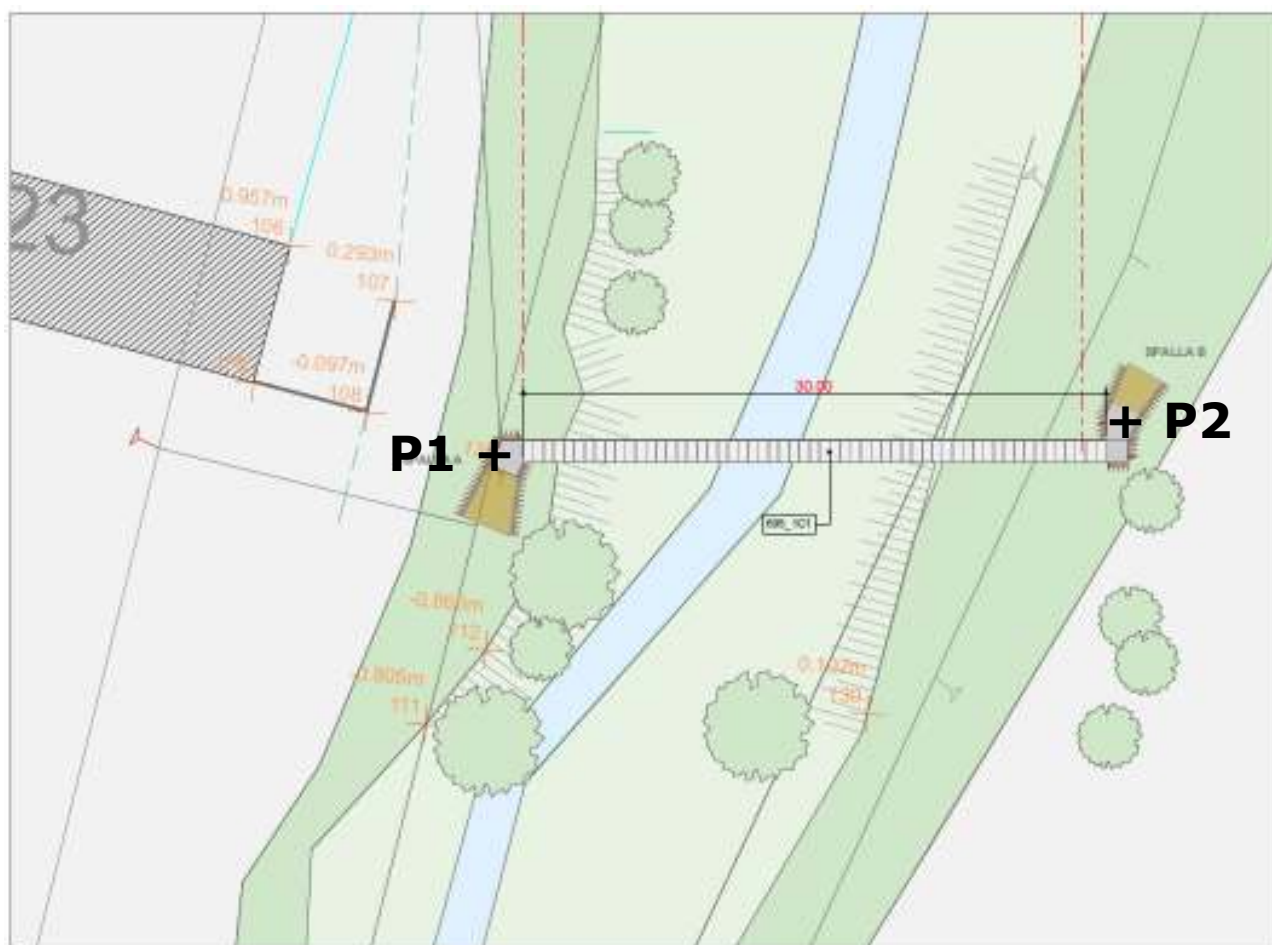
4.1 - ASSETTO GEOMORFOLOGICO DI DETTAGLIO

L'opera prevista si ubica trasversalmente al Torrente Tiglione; le strutture fondazionali speciali di ancoraggio si ubicano, quindi, una su sponda destra e una su sponda sinistra: quella in sponda sinistra più a ridosso della scarpata erosiva di incisione del corso d'acqua, mentre quella in destra ad una maggiore distanza.

La dinamica torrentizia specifica induce a sottolineare la particolare azione modellatrice delle acque con possibili scalzamenti al piede. In questo punto il Torrente Tiglione risulta incassato di circa 5m in media.

4.2 - INDAGINI GEOGNOSTICHE

Le prove sono state realizzate, una per sponda, in corrispondenza delle strutture fondazionali previste a progetto.



Le prove sono state eseguite utilizzando un penetrometro dinamico leggero (maglio 30 kg) tipo Pagani modello DPM 030, avente le seguenti caratteristiche standard:

PESO MASSA BATTENTE	M	= 30 kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H	= 0,20 m
PESO SISTEMA DI BATTUTA	Ms	= 13,60 Kg
DIAMETRO PUNTA CONICA	D	= 35,70 mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A	= 10,00 cm ²
ANGOLO APERTURA PUNTA	α	= 60°
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La	= 1,00 m
PESO ASTE PER METRO	Ma	= 2,40 Kg
PROF. GIUNZIONE 1° ASTA	P1	= 0,90 m
AVANZAMENTO PUNTA	δ	= 0,10 m
NUMERO DI COLPI PUNTA	N	= N10
ENERGIA SPECIFICA PER COLPI	Q	= (MH)/(A δ) = 6,00 kg/cm ² (prova SPT: Q _{SPT} = 7,83 kg/cm ²)
COEFF. TEORICO DI ENERGIA	β_t	= Q/Q _{SPT} = 0,766 (teor: N _{SPT} = β_t N)

Determinando il numero di colpi necessari ad infiggere la punta conica nel terreno ogni 10 cm (N), si sono misurati i principali parametri geotecnici del terreno suddividendolo in strati a comportamento omogeneo ed a uguale capacità di carico.

Entrambe le prove hanno fornito un risultato comparabile, ovvero la presenza di un'alternanza di materiali a ridotta a scarsa resistenza e materiali a mediocre resistenza, inframezzati da orizzonti decimetrici di livelli a resistenza quasi nulla. Solo a partire da circa -9m dal p.c. si sono attraversati materiali con resistenza alla penetrazione leggermente superiori, interpretabili come la parte alterata superficiale della serie astiana.

Si segnala che in sponda destra (prova P2) si è attraversato un orizzonte pluridecimetrico, a circa -1.1/-1.3m particolarmente resistente, ritenuto dallo scrivente il probabile riporto dovuto al sedime delle strada comunale preesistente ormai ricoperto da terreno e divenuto parte di un campo agricolo.

La falda, in entrambe le prove, in accordo con il livello del Torrente Tìglione, è stata intercettata a -5.5m dal p.c. (data rilievo 24/01/2017). Su entrambe le sponde è comunque presente, sia sui cigli sponda che lateralmente alla stessa, materiale vario di riporto con caratteristiche scadenti, evidenziato dalle indagini; in particolare in sponda destra i primi orizzonti attraversati, apparentemente consolidati, sono da attribuire verosimilmente alla fondazione sepolta dell'antico rilevato stradale presente, evidentemente formato da materiale stabilizzato e compatto.

4.2.1 - Calcolo della Resistenza Dinamica

I parametri geotecnici vengono stimati e ricavati a partire dai diagrammi penetrometrici.

Nel valutare i parametri, si è utilizzata la elaborazione effettuata mediante metodo basato sulla relazione sperimentale proposta dalla scuola olandese attraverso il calcolo della resistenza dinamica (R_d) del terreno all'avanzamento della punta, che fornisce risultanze cautelative.

La relazione impiegata è la seguente:

$$R_d = \frac{M^2 + h}{A \cdot h \cdot (M + m)} \cdot N$$

dove:

M = Peso della massa battente

H = Altezza di caduta della massa

A = superficie punta conica

h = affondamento costante delle aste

m = numero delle aste alle varie quote di misura per peso unitario delle singole aste di lunghezza nota

N = numero di colpi registrati per ogni tratto costante.

Il valore di R_d viene poi modificato mediante l'introduzione del coefficiente C_{hi} caratteristico dello strumento utilizzato, che tiene in considerazione il numero delle aste infisse:

$$R_{d \text{ corretto}} = R_d \cdot C_{hi}$$

Stima della Capacità Portante Nominale Del Terreno secondo la teoria delle tensioni ammissibili

Per completezza ed in accordo con le possibilità date dalle NTC2008 DM 14/01/2008 si evidenzia che qualora l'intervento ricada in Zona 4 dal punto di vista della classificazione sismica, è facoltà del progettista utilizzare le elaborazioni fondate sulla teoria delle tensioni ammissibili.

Per le costruzioni di tipo 1 e 2 e Classe d'uso I e II, limitatamente a siti ricadenti in Zona 4, è ammesso il Metodo di verifica alle tensioni ammissibili. Per tali verifiche si deve fare riferimento alle norme tecniche di cui al D.M. LL. PP. 14.02.92, per le strutture in calcestruzzo e in acciaio, al D.M. LL. PP. 20.11.87, per le strutture in muratura e al D.M. LL. PP. 11.03.88 per le opere e i sistemi geotecnici.

Le norme dette si debbono in tal caso applicare integralmente, salvo per i materiali e i prodotti, le azioni e il collaudo statico, per i quali valgono le prescrizioni riportate nelle presenti norme tecniche.

Le azioni sismiche debbono essere valutate assumendo pari a 5 il grado di sismicità S, quale definito al § B. 4 del D.M. LL. PP. 16.01.1996, ed assumendo le modalità costruttive e di calcolo di cui al D.M. LL. PP. citato, nonché alla Circ. LL. PP. 10.04.97, n. 65/AA.GG. e relativi allegati.

Il valore della capacità ammissibile q_{amm} , alle varie quote potenzialmente interessate dall'appoggio delle fondazioni, con coefficiente di sicurezza pari a 3, si ottiene attraverso il rapporto (cfr. Herminier):

$$q_{amm} = \frac{Rd_{corretto}}{15 \div 20}$$

I valori misurati di resistenza dinamica e quelli stimati di q_{amm} alle diverse profondità per le diverse prove sono riportati nelle tabelle allegate. In particolare si espongono i risultati di portata ammissibile del terreno per $q_{amm}=Rd/20$, alle varie quote di indagine, ottenuti considerando il numero dei colpi emerso a seguito delle prove (la q_{amm} viene espressa in kg/cm^2).

Si specifica che con la prossima entrata in vigore delle Nuove Norme Tecniche delle Costruzioni, tale opzione non sarà più possibile neanche in Zona 4.

Si allegano a seguire i diagrammi delle prove e i risultati interpretati grazie ai quali è stato possibile definire la modellazione geologica.

Peso del maglio (M)	30 kg
Altezza di caduta costante (h)	20 cm
sezione della punta conica (A)	10 cmq
peso unitario delle aste (P)	2.4 kg

Cantiere	BELVEGLIO (AT)
Località	Nuova passerella pedonale

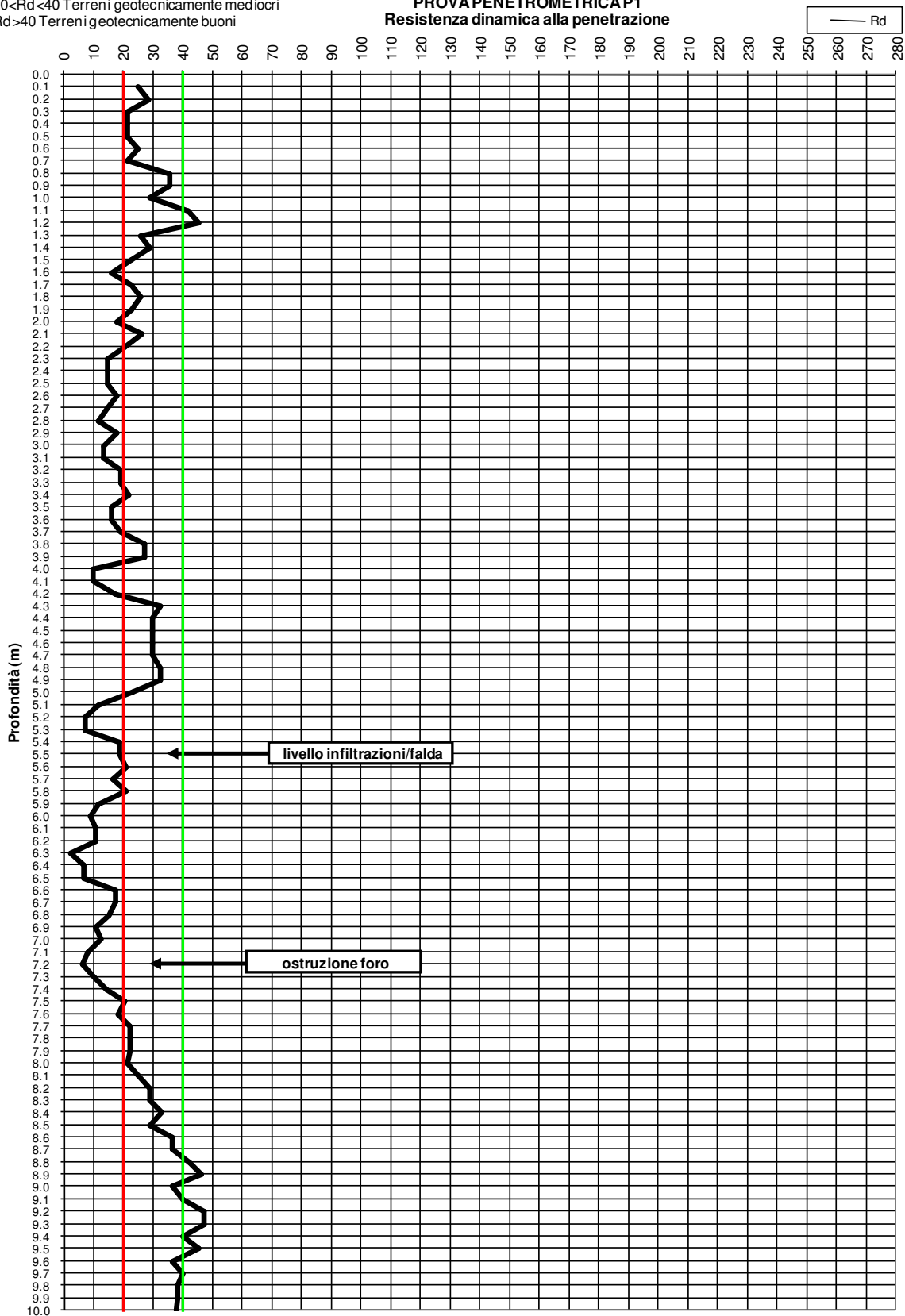
data: 24/01/2017

PROVA PENETROMETRICA P1									
Profondità (m)	N	N _{SPT} NORM	Rd	Q _{amm} nominale* (kg/cm ²)	Profondità	N	N _{SPT} NORM	Rd	Q _{amm} nominale* (kg/cm ²)
0.1	7	5	25.0	1.2	5.1	5	3	11.6	0.6
0.2	8	6	28.5	1.4	5.2	3	2	7.0	0.3
0.3	6	5	21.4	1.1	5.3	3	2	7.0	0.3
0.4	6	5	21.4	1.1	5.4	8	4	18.6	0.9
0.5	6	5	21.4	1.1	5.5	8	4	18.6	0.9
0.6	7	5	25.0	1.2	5.6	9	5	20.9	1.0
0.7	6	5	21.4	1.1	5.7	7	4	16.3	0.8
0.8	10	8	35.7	1.8	5.8	9	5	20.9	1.0
0.9	10	8	35.7	1.8	5.9	5	3	11.6	0.6
1.0	9	6	29.0	1.5	6.0	4	2	8.7	0.4
1.1	13	9	41.9	2.1	6.1	5	2	10.9	0.5
1.2	14	10	45.1	2.3	6.2	5	2	10.9	0.5
1.3	8	6	25.8	1.3	6.3	1	1	2.2	0.1
1.4	9	6	29.0	1.5	6.4	3	1	6.5	0.3
1.5	7	5	22.6	1.1	6.5	3	1	6.5	0.3
1.6	5	3	16.1	0.8	6.6	8	4	17.4	0.9
1.7	7	5	22.6	1.1	6.7	8	4	17.4	0.9
1.8	8	6	25.8	1.3	6.8	7	3	15.2	0.8
1.9	7	5	22.6	1.1	6.9	5	2	10.9	0.5
2.0	6	4	17.6	0.9	7.0	6	3	12.2	0.6
2.1	9	6	26.4	1.3	7.1	4	2	8.2	0.4
2.2	7	4	20.6	1.0	7.2	3	1	6.1	0.3
2.3	5	3	14.7	0.7	7.3	5	2	10.2	0.5
2.4	5	3	14.7	0.7	7.4	7	3	14.3	0.7
2.5	5	3	14.7	0.7	7.5	10	5	20.4	1.0
2.6	6	4	17.6	0.9	7.6	9	4	18.3	0.9
2.7	5	3	14.7	0.7	7.7	11	5	22.4	1.1
2.8	4	3	11.7	0.6	7.8	11	5	22.4	1.1
2.9	6	4	17.6	0.9	7.9	11	5	22.4	1.1
3.0	5	3	13.5	0.7	8.0	11	5	21.1	1.1
3.1	5	3	13.5	0.7	8.1	13	6	25.0	1.2
3.2	7	4	18.9	0.9	8.2	15	6	28.8	1.4
3.3	7	4	18.9	0.9	8.3	15	6	28.8	1.4
3.4	8	5	21.6	1.1	8.4	17	7	32.7	1.6
3.5	6	4	16.2	0.8	8.5	15	6	28.8	1.4
3.6	6	4	16.2	0.8	8.6	19	8	36.5	1.8
3.7	7	4	18.9	0.9	8.7	19	8	36.5	1.8
3.8	10	6	27.0	1.4	8.8	22	9	42.3	2.1
3.9	10	6	27.0	1.4	8.9	24	10	46.1	2.3
4.0	4	2	10.0	0.5	9.0	20	8	36.3	1.8
4.1	4	2	10.0	0.5	9.1	22	9	40.0	2.0
4.2	7	4	17.5	0.9	9.2	26	10	47.2	2.4
4.3	13	7	32.5	1.6	9.3	26	10	47.2	2.4
4.4	12	7	30.0	1.5	9.4	22	9	40.0	2.0
4.5	12	7	30.0	1.5	9.5	25	10	45.4	2.3
4.6	12	7	30.0	1.5	9.6	20	8	36.3	1.8
4.7	12	7	30.0	1.5	9.7	22	9	40.0	2.0
4.8	13	7	32.5	1.6	9.8	21	8	38.2	1.9
4.9	13	7	32.5	1.6	9.9	21	8	38.2	1.9
5.0	10	5	23.2	1.2	10.0	22	8	37.9	1.9

*ai sensi NTC2008 DM14/01/2008, cap. 2.7, per le costruzioni di tipo 1 e 2 e Classe d'uso I e II, limitatamente a siti ricadenti in Zona 4, è ammesso il Metodo di verifica alle tensioni ammissibili.

0<Rd<20 Terreni geotecnicamente scadenti
20<Rd<40 Terreni geotecnicamente mediocri
Rd>40 Terreni geotecnicamente buoni

PROVA PENETROMETRICA P1
Resistenza dinamica alla penetrazione



Peso del maglio (M)	30 kg
Altezza di caduta costante (h)	20 cm
sezione della punta conica (A)	10 cmq
peso unitario delle aste (P)	2.4 kg

Cantiere	BELVEGLIO (AT)
Località	Nuova passerella pedonale

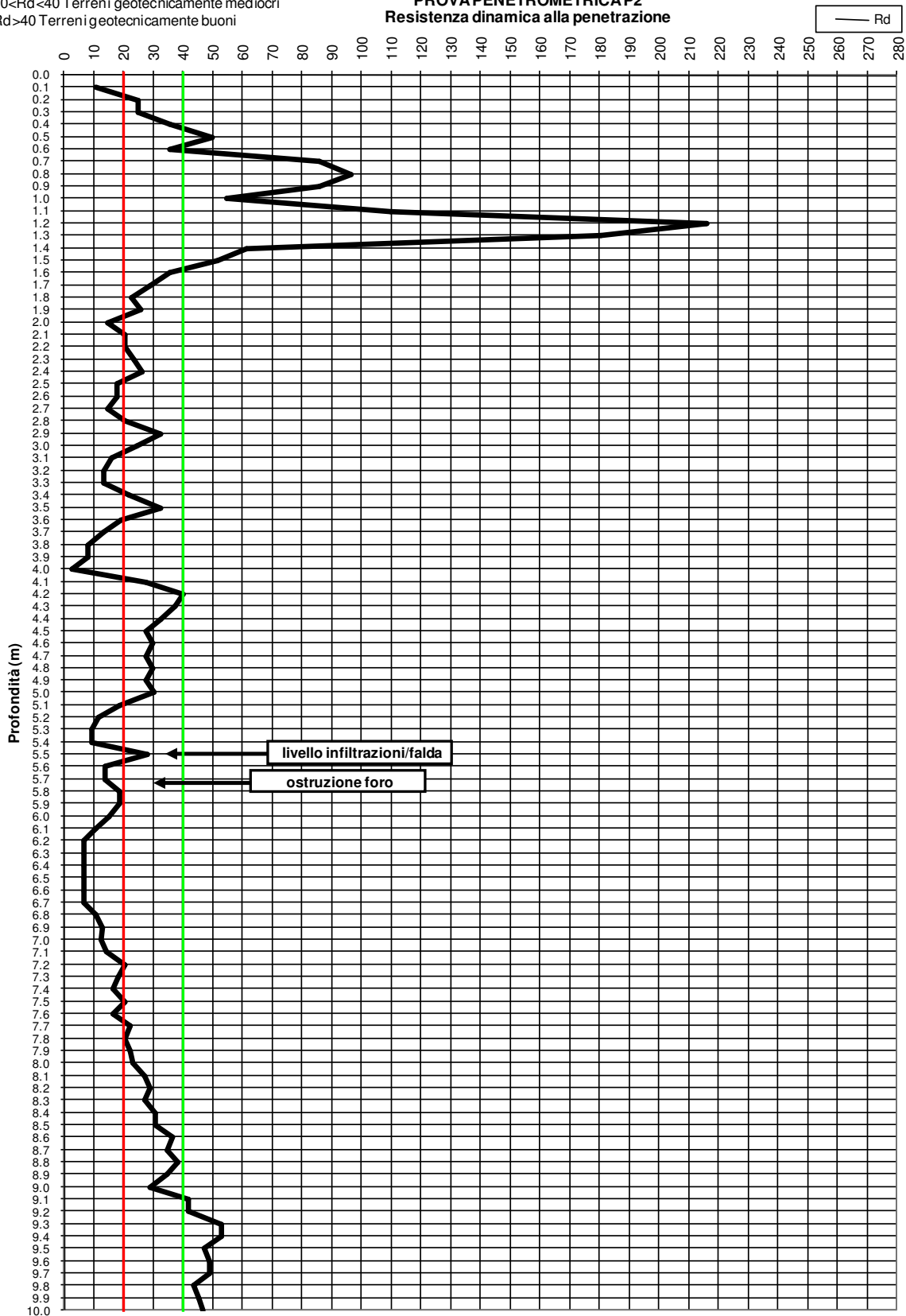
data: 24/01/2017

PROVA PENETROMETRICA P2									
Profondità (m)	N	N _{SPT} NORM	Rd	Q _{amm} nominale* (kg/cm ²)	Profondità	N	N _{SPT} NORM	Rd	Q _{amm} nominale* (kg/cm ²)
0.1	3	2	10.7	0.5	5.1	8	4	18.6	0.9
0.2	7	5	25.0	1.2	5.2	5	3	11.6	0.6
0.3	7	5	25.0	1.2	5.3	4	2	9.3	0.5
0.4	10	8	35.7	1.8	5.4	4	2	9.3	0.5
0.5	14	11	49.9	2.5	5.5	12	6	27.9	1.4
0.6	10	8	35.7	1.8	5.6	6	3	13.9	0.7
0.7	24	18	85.6	4.3	5.7	6	3	13.9	0.7
0.8	27	21	96.3	4.8	5.8	8	4	18.6	0.9
0.9	24	18	85.6	4.3	5.9	8	4	18.6	0.9
1.0	17	12	54.8	2.7	6.0	7	3	15.2	0.8
1.1	34	24	109.6	5.5	6.1	5	2	10.9	0.5
1.2	67	47	215.9	10.8	6.2	3	1	6.5	0.3
1.3	56	39	180.5	9.0	6.3	3	1	6.5	0.3
1.4	19	13	61.2	3.1	6.4	3	1	6.5	0.3
1.5	16	11	51.6	2.6	6.5	3	1	6.5	0.3
1.6	11	8	35.4	1.8	6.6	3	1	6.5	0.3
1.7	9	6	29.0	1.5	6.7	3	1	6.5	0.3
1.8	7	5	22.6	1.1	6.8	5	2	10.9	0.5
1.9	8	6	25.8	1.3	6.9	6	3	13.0	0.7
2.0	5	3	14.7	0.7	7.0	6	3	12.2	0.6
2.1	7	4	20.6	1.0	7.1	7	3	14.3	0.7
2.2	7	4	20.6	1.0	7.2	10	5	20.4	1.0
2.3	8	5	23.5	1.2	7.3	9	4	18.3	0.9
2.4	9	6	26.4	1.3	7.4	8	4	16.3	0.8
2.5	6	4	17.6	0.9	7.5	10	5	20.4	1.0
2.6	6	4	17.6	0.9	7.6	8	4	16.3	0.8
2.7	5	3	14.7	0.7	7.7	11	5	22.4	1.1
2.8	7	4	20.6	1.0	7.8	10	5	20.4	1.0
2.9	11	7	32.3	1.6	7.9	11	5	22.4	1.1
3.0	9	5	24.3	1.2	8.0	12	5	23.1	1.2
3.1	6	4	16.2	0.8	8.1	14	6	26.9	1.3
3.2	5	3	13.5	0.7	8.2	15	6	28.8	1.4
3.3	5	3	13.5	0.7	8.3	14	6	26.9	1.3
3.4	8	5	21.6	1.1	8.4	16	7	30.8	1.5
3.5	12	7	32.4	1.6	8.5	16	7	30.8	1.5
3.6	7	4	18.9	0.9	8.6	19	8	36.5	1.8
3.7	5	3	13.5	0.7	8.7	18	8	34.6	1.7
3.8	3	2	8.1	0.4	8.8	20	9	38.4	1.9
3.9	3	2	8.1	0.4	8.9	18	8	34.6	1.7
4.0	1	1	2.5	0.1	9.0	16	6	29.1	1.5
4.1	11	6	27.5	1.4	9.1	23	9	41.8	2.1
4.2	16	9	40.0	2.0	9.2	23	9	41.8	2.1
4.3	15	8	37.5	1.9	9.3	29	12	52.7	2.6
4.4	13	7	32.5	1.6	9.4	29	12	52.7	2.6
4.5	11	6	27.5	1.4	9.5	26	10	47.2	2.4
4.6	12	7	30.0	1.5	9.6	27	11	49.1	2.5
4.7	11	6	27.5	1.4	9.7	27	11	49.1	2.5
4.8	12	7	30.0	1.5	9.8	24	10	43.6	2.2
4.9	11	6	27.5	1.4	9.9	25	10	45.4	2.3
5.0	13	7	30.2	1.5	10.0	27	10	46.5	2.3

*ai sensi NTC2008 DM14/01/2008, cap. 2.7, per le costruzioni di tipo 1 e 2 e Classe d'uso I e II, limitatamente a siti ricadenti in Zona 4, è ammesso il Metodo di verifica alle tensioni ammissibili.

0<Rd<20 Terreni geotecnicamente scadenti
20<Rd<40 Terreni geotecnicamente mediocri
Rd>40 Terreni geotecnicamente buoni

PROVA PENETROMETRICA P2
Resistenza dinamica alla penetrazione



4.3 - ASSETTO LITOSTRATIGRAFICO DI DETTAGLIO

A seguito delle indagini e dall'analisi di alcuni affioramenti in zona, in particolare nell'incisione del corso d'acqua emerge che fino ad almeno 1/1.5m dal p.c. dal piano di prova vi sono terreni di riporto, rimaneggiati e la coltre vegetale.

Poi, fino a circa -9 m vi sono alternanze sabbiose, sabbioso/siltose e siltose di natura alluvionale (e forse detritico colluviale?) tra loro sovrapposte e/o interdigitate, che si appoggiano, a partire da quella profondità, al substrato terziario rappresentato dalle Sabbie d'Asti ancorchè alterate superficialmente negli spessori indagati. L'attribuzione alla sabbie d'asti viene effettuata per interpretazione vista la serie presente a poche decine di metri a nord del sito in esame.

4.4 - ANALISI E RICOSTRUZIONE DEGLI ASPETTI E DEI PROCESSI GEOMORFOLOGICI ED I DISSESTI IN ATTO O POTENZIALI

Il principale fenomeno geomorfologico in atto è operato dal corso d'acqua in grado di rimodellare le sponde e di determinare erosioni anche profonde ed esondazioni con possibile trasporto solido in fase di piena.

In particolare, principalmente in sponda sinistra, si nota un fenomeno di erosione al piede, operato dal corso d'acqua stesso, che produce un lento ma inesorabile arretramento della scarpata, proprio in corrispondenza del basamento e delle fondazioni della spalla in sinistra. Tale processo è anche visibile in alcuni punti della sponda destra.

Si rende necessario pertanto opportuno valutare, se non nell'immediato, almeno nel breve-medio termine la previsione di un sistema di difesa spondale in corrispondenza dei due basamenti (sicuramente in sponda sinistra) tramite la realizzazione di una scogliera in massi o di soluzioni compatibili.

4.5 - ANALISI IDROLOGICA

Si rimanda in toto allo studio idraulico redatto dall'Ing. Villero per gli aspetti idrologici di competenza.

4.6 - ANALISI E RICOSTRUZIONE DEGLI ASPETTI IDROGEOLOGICI

Alla data delle indagini la falda si impostava a circa -5.5m dal pc., compatibile con la quota dell'acqua presente, in quella data, nel Torrente Tiglione.

4.7 - MODELLAZIONE SISMICA

Il comune di Belveglio è classificato in **zona 4** ai sensi del O.P.C.M. n. 3274/2003 e O.P.C.M. 3519/2006. Anche a seguito dalla D.G.R. 19 gennaio 2010, n. 11-13058 “Aggiornamento e adeguamento dell'elenco delle zone sismiche (O.P.C.M. n. 3274/2003 e O.P.C.M. 3519/2006)” la classificazione non cambia. Sulla base dei dati di indagine e dalle caratteristiche geologiche in loco è possibile stimare la categoria di suolo di fondazione, in assenza di specifiche prove di natura sismica, che, cautelativamente, per il caso in questione viene definita cautelativamente **categoria D**.

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>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.</i>
B	<i>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).</i>
C	<i>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).</i>
D	<i>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).</i>
E	<i>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).</i>

La classe topografia può essere assimilata a **T1**.

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche

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

Tipo di elaborazione: Stabilità dei pendii e fondazioni

Sito in esame.

latitudine: 44,830812100168

longitudine: 8,33530780192009

Classe: 2

Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 14911	Lat: 44,8212	Lon: 8,2753	Distanza: 4855,604
Sito 2	ID: 14912	Lat: 44,8242	Lon: 8,3456	Distanza: 1090,864
Sito 3	ID: 14690	Lat: 44,8741	Lon: 8,3413	Distanza: 4839,031
Sito 4	ID: 14689	Lat: 44,8711	Lon: 8,2709	Distanza: 6767,277

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: D

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 50anni

Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %

Tr: 30 [anni]

ag: 0,017 g

Fo: 2,596

Tc*: 0,160 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %

Tr: 50 [anni]

ag: 0,021 g

Fo: 2,562

Tc*: 0,189 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %

Tr: 475 [anni]

ag: 0,046 g

Fo: 2,659

Tc*: 0,288 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %

Tr: 975 [anni]

ag: 0,055 g

Fo: 2,739

Tc*: 0,305 [s]

Coefficienti Sismici

SLO:

Ss: 1,800
Cc: 3,120
St: 1,000
Kh: 0,006
Kv: 0,003
Amax: 0,298
Beta: 0,200

SLD:

Ss: 1,800
Cc: 2,870
St: 1,000
Kh: 0,008
Kv: 0,004
Amax: 0,374
Beta: 0,200

SLV:

Ss: 1,800
Cc: 2,330
St: 1,000
Kh: 0,016
Kv: 0,008
Amax: 0,804
Beta: 0,200

SLC:

Ss: 1,800
Cc: 2,260
St: 1,000
Kh: 0,020
Kv: 0,010
Amax: 0,972
Beta: 0,200

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50

Geostru software - www.geostru.com

Coordinate WGS84

latitudine: 44.829854

longitudine: 8.334241

4.7.1 - Potenziale di liquefazione

Durante le indagini sono stati rilevati alcuni orizzonti saturi dalla resistenza alla penetrazione scarsa o quasi nulla, ipotizzabili come livelli potenzialmente liquefacibili.

Ai sensi delle NTC2008, nel capitolo “7.11.3.4.2 Esclusione della verifica a liquefazione”, sono indicate le circostanze ove può essere omessa la verifica a liquefazione.

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

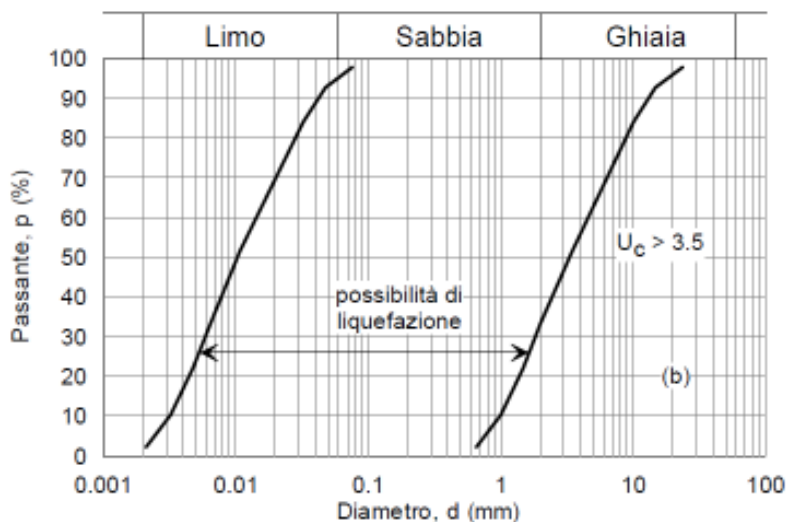


Figura 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

Nel caso in questione si rientrerebbe nella condizione di esclusione 2), mentre per quanto riguarda la condizione 1), l'evento di Incisa Scapaccino oltre alle pubblicazioni di cui sopra non la possono contemplare.

4.8 - STRATIGRAFIA E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA NOMINALE DEI TERRENI E GEOMECCANICA DELLE ROCCE

Facendo riferimento all'elaborazione dei dati derivanti dalle prove eseguite dallo scrivente e da riscontri di letteratura noti per la zona, è stato possibile eseguire una ipotesi sulla natura dei livelli attraversati ed una stima cautelativa dei principali parametri geotecnici caratteristici dei terreni presenti nell'area di studio. In dettaglio si riportano i valori medi indicativi e cautelativi di peso di volume, angolo di resistenza al taglio efficace e resistenza al taglio non drenata stimati per mezzo dell'elaborazione delle prove penetrometriche attraverso la loro correlazione con il valore di SPT secondo le metodologie di Peck-Hanson & Thornburn (sabbie), Road Bridge Specification (sabbie fini o limose), Japanese National Railway (sabbie grossolane ghiaiose), Owasaki & Iwasaki (sabbie grossolane - deb ghiaiose), Sowers (sabbie), Meyerhof (sabbie con limo < 5%), Meyerhof (sabbie con limo > 5%).

Si evidenzia che la coesione può tendere rapidamente a 0 in caso di saturazioni o esposizione dei materiali.

Si consiglia quindi di effettuare le verifiche prestazionali verificando anche tale situazione ovvero con tutti i materiali con coesione tendente a 0 e poi fare le dovute considerazioni.

Si segnala inoltre che, di prassi, per le verifiche di stabilità a lungo termine (o in terreni tendenzialmente granulari o non esclusivamente coesivi), la coesione deve essere posta pari a 0, considerando solo l'angolo di attrito ed, eventualmente, la coesione efficace (a livello cautelativo si suggerisce comunque di considerare pari o tendente a 0 anche tale parametro).

Per contro, in terreni ritenuti coesivi, si consideri nullo l'angolo di attrito, utilizzando solo la coesione efficace.

Prova P1

strato	prof.*	Nspt	Densità Relativa	peso di volume		Ang.	coesione non drenata	
	m	n.	AGI, 1977	kN/mc secco	kN/mc sat	°	cu kg/cm ²	cu kN/cm ²
1	1.0	5	sciolto	15.0	18.7	24	0.34	32.83
2	1.2	9	sciolto	15.8	19.1	27	0.60	59.09
3	2.2	4	molto sciolto	14.9	18.7	24	0.27	26.26
4	4.2	3	molto sciolto	14.8	18.6	23	0.23	22.92
5	5.0	7	sciolto	15.4	18.9	26	0.47	45.96
6	6.2	2	molto sciolto	14.5	18.5	22	0.13	13.13
7	6.5	1	molto sciolto	14.3	18.4	20.2	0.07	6.57
8	7.6	3	molto sciolto	14.7	18.6	22.6	0.20	19.70
9	8.7	5	sciolto	15.0	18.7	24.3	0.34	32.83
10	10.0	8	sciolto	15.6	19.0	26.4	0.54	52.53

Prova P2

strato	prof.*	Nspt	Densità Relativa	peso di volume		Ang.	coesione non drenata	
	m	n.	AGI, 1977	kN/mc secco	kN/mc sat	°	cu kg/cm ²	cu kN/cm ²
1	0.6	5	sciolto	15.0	18.7	24	0.34	32.83
2	1.5	12	mediamente addensato	16.3	19.3	29	0.80	78.79
3	2.4	5	sciolto	15.0	18.7	24	0.34	32.83
4	3.7	3	molto sciolto	14.7	18.6	23	0.20	19.70
5	4.0	1	molto sciolto	14.4	18.5	21	0.10	9.85
6	5.0	6	sciolto	15.2	18.8	25	0.40	39.40
7	6.1	3	molto sciolto	14.7	18.6	22.6	0.20	19.70
8	6.8	1	molto sciolto	14.3	18.4	20.2	0.07	6.57
9	7.6	3	molto sciolto	14.7	18.6	22.6	0.20	19.70
10	9.0	6	sciolto	15.2	18.8	25.1	0.40	39.40
11	10.0	10	sciolto	16.0	19.1	27.6	0.67	65.66

4.9 - INDICAZIONI PER LA VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Sulla base dei dati ivi proposti, è possibile, da parte di Tecnico Abilitato, affrontare le verifiche della sicurezza e delle prestazioni delle opere secondo la teoria degli Stati Limite.

Ai sensi del D.M. 14/01/2008 che si riferisce agli SLU stati limite ultimi, in funzione del grado di approfondimento delle indagini, per la progettazione geotecnica si suggerisce l'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2, DA1.2) che generalmente è più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico (GEO). Dal punto di vista sismico, l'approccio viene corretto in A2+M2+R2+Kh±Kv dove Kh e Kv sono le accelerazioni sismiche orizzontali e verticali.

Le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) in condizioni sismiche devono essere realizzate agli stati di salvaguardia della vita (SLV). A seguire si riportano i coefficienti correttivi sui parametri geotecnici e sulle verifiche agli SLU (stati limite ultimi).

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

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 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	γ_φ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{tk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_t	1,0	1,0

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

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Tabella dei coefficienti parziali per le azioni e per i parametri geotecnici del terreno (cap.6, NTC2008 DM14/01/2008)

In caso di progettazione di fondazioni speciali o opere su pali, come appare raccomandabile, si faccia riferimento a quanto indicato nelle NTC2008 DM14/01/08, capitolo 6.4.3.

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale ^(*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

^(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tabella 6.4.VI - Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T = 1,0$	$\gamma_T = 1,6$	$\gamma_T = 1,3$

La relazione geotecnica s.s. inerente gli aspetti geotecnici fondazionali potrà essere effettuata solo in raccordo con il Progettista strutturale disponendo dei carichi di esercizio effettivi, sulla base dei quali si effettueranno le verifiche richieste dal DM14/1/2008 e s.m.i.; in alternativa sarà il Progettista strutturale stesso in sede di deposito delle strutture (ove abilitato ai sensi di legge) a effettuare le verifiche geotecniche di legge e a redigere la relazione Geotecnica secondo quanto ivi espresso.

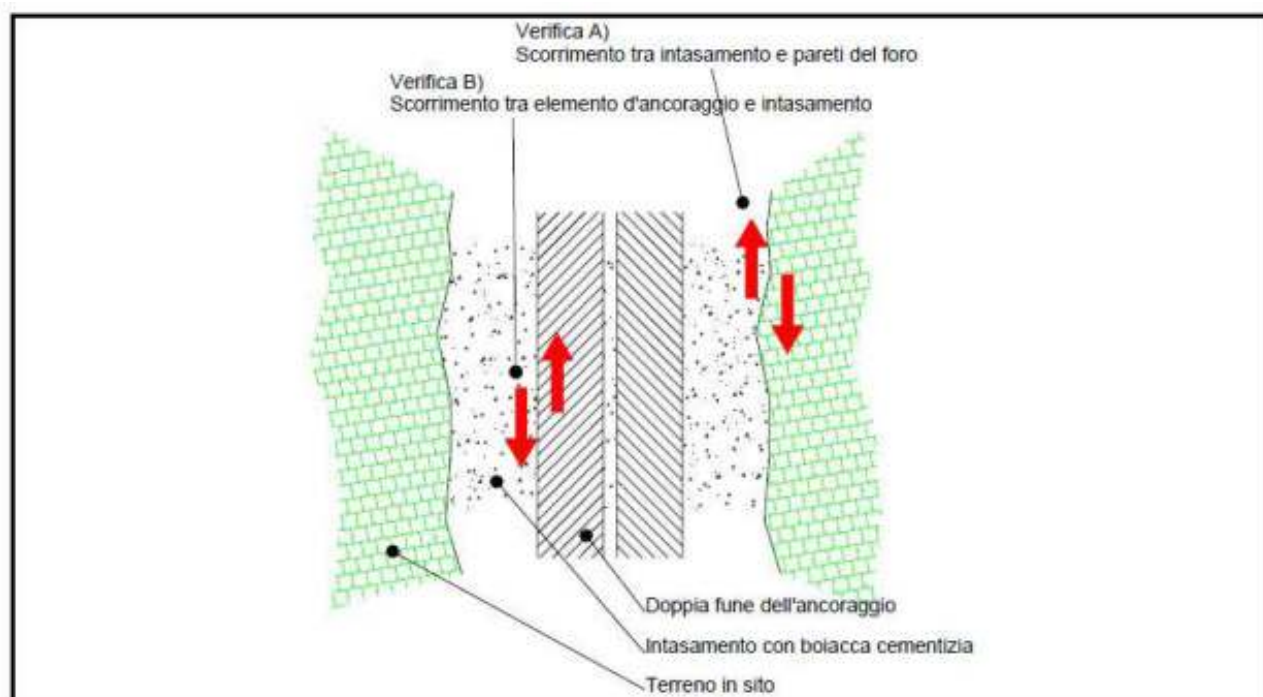
Per completezza ed in accordo con le possibilità date dalle NTC2008 DM 14/01/2008 si evidenzia che qualora l'intervento ricada in Zona 4 dal punto di vista della classificazione sismica, è facoltà sinora del progettista utilizzare le elaborazioni fondate sulla teoria delle tensioni ammissibili. In tal caso, alla Qlim deve essere applicato un fattore di sicurezza pari a 3. Le nuove norme tecniche per le costruzioni, recentemente approvate dal CSLP, nella versione in previsione di pubblicazione, eliminano questa facoltà imponendo esclusivamente le verifiche agli stati limite ultimi.

5 - VALUTAZIONE PRELIMINARE OPERE SPECIALI

Nella fase attuale di progettazione, in attesa di specifiche indicazioni progettuali e delle scelte strutturali definitive-esecutive, si ipotizza di valutare alcune soluzioni preliminari circa il sistema di ancoraggi e fondazioni indiretti-speciali. Nello specifico si fa riferimento alla soluzione prospettabile di adottare tiranti, micropali e mediopali. Si evidenzia che le ipotesi proposte a seguire riguardano gli aspetti di valutazione preliminare delle scelte fondazionali e non entrano in merito delle scelte e dimensionamenti definitive o a verifiche di tipo geotecnico strutturale e dimensionamento dei materiali, in quanto non di competenza.

5.1 - PREDIMENSIONAMENTO PRELIMINARE IPOTESI TIRANTI

Per fornire al Progettista un contributo analitico in termini di ipotetico predimensionamento degli elementi, è necessario precedere a una simulazione sulla eventuale capacità di resistenza allo sfilamento all'interfaccia ancoraggio in fune metallica - iniezione di intasamento del foro (A) e all'interfaccia iniezione di intasamento del foro-pareti del foro stesso (B).



Si ipotizza come da prassi tecnica lo schema di resistenza allo sfilamento all'interfaccia iniezione di intasamento del foro-pareti del foro stesso: come noto la resistenza offerta dal sistema bulbo/terreno deve essere superiore alla forza di sfilamento.

Per il dimensionamento geotecnico, deve risultare rispettata la condizione (6.2.1) con specifico riferimento ad uno stato limite di sfilamento della fondazione dell'ancoraggio. La verifica di tale condizione può essere effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.6.I. (cap. 6.6.2 VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU))

$$\text{Forza traente} < \text{resistenza allo sfilamento ancoraggio}$$

Resistenza allo sfilamento ancoraggio=

resistenza unitaria * Area di contatto * Lunghezza area di contatto

Per la stima della lunghezza della lunghezza del bulbo di ancoraggio si sviluppano le relazioni ivi riportate in funzione della lunghezza stessa.

A seguire si identificano i valori massimi ipotetici applicabili di sollecitazione **per metro lineare** di ancoraggio, ipotizzando sia bulbo nei terreni di copertura sia bulbo nei sottostanti terreni terziari. Preliminarmente si ipotizza un modello geologico a due strati.

5.1.1 - Porzione di bulbo nei terreni di copertura (comunque a partire da -2m dal pc sulla verticale)

Si simula la resistenza di un metro di ancoraggio.

TIRANTI (SFILAMENTO BULBO-PARETI DEL FORO)

NT2008 DM 14/01/2008 A1+M1+R3

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

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 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

	valore	coeff	VAL. PROG.	
CARICHI:	325	1.5	487.5	kg

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	γ_M $\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	γ_c	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1,0	1,0

	valore	coeff.	VAL. CARATT.	
RESISTENZA NON DRENATA	0.24	1	0.24	kg/cm ²

Tabella 6.6.III: Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine.

numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

	valore	coeff.	VAL. PROG.	
RESIST. CARATTERISTICA	0.24	1.8	0.133333	kg/cm ²

Tabella 6.6.I – Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggi

	SIMBOLO	COEFFICIENTE PARZIALE
	γ_R	
Temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1,1
Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1,2

	coeff.	VAL. PROG.	
Diametro perforazione		14	cm
Coefficiente parziale	1.2		
LUNGHEZZA UNITARIA ANCORAGGIO		1.00	m

5.1.2 - Porzione di bulbo nei terreni delle Sabbie d'asti (a partire da -9m dal pc sulla verticale)

TIRANTI (SFILAMENTO BULBO-PARETI DEL FOSO)

NT2008 DM 14/01/2008 A1+M1+R3

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

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 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

	valore	coeff	VAL. PROG.	
CARICHI:	730	1.5	1095	kg

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

	valore	coeff.	VAL. CARATT.	
RESISTENZA NON DRENATA	0.54	1	0.54	kg/cmq

Tabella 6.6.III: Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine.

numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

	valore	coeff.	VAL. PROG.
--	--------	--------	------------

RESIST. CARATTERISTICA 0.54 1.8 0.3 kg/cmq

Tabella 6.6.I – Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggi

	SIMBOLO	COEFFICIENTE PARZIALE
	γ_R	
Temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1,1
Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1,2

	coeff.	VAL. PROG.	
Diametro perforazione		14	cm
Coefficiente parziale	1.2		
LUNGHEZZA UNITARIA ANCORAGGIO		1.00	m

5.2 - PREDIMENSIONAMENTO PRELIMINARE IPOTESI MICROPALI

In analogia a quanto sviluppato per il tirante si procede a stimare quale sia il carico assiale che un micropalo può sopportare, ai sensi delle NTC2008, in questo caso sviluppando le relazioni per stimare la capacità di ogni micropalo.

Nel caso in questione si ipotizza un micropalo di lunghezza 10 m e diametro di perforazione di 20cm. L'iniezione della malta avviene a gravità.

PALI

NT2008 DM 14/01/2008 A2+M2+R2

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
		γ_M		
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1,0	1,0

	valore	coeff.	VAL. CARATT.	
RESISTENZA NON DRENATA	0.24	1.4	0.171429	kg/cmq

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

	valore	coeff.	VAL. PROG.	
RESISTENZA CARATTERISTICA	0.171429	1.7	0.10084	kg/cm ²

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale ^(*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

^(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

	VAL. PROG.	
Diametro perforazione	20	cm
Lunghezza micropalo	10	m
	coeff.	VAL. PROG.
RESIST. SINGOLO MICROPALO	1.45	3493.94 kg

Analogia calcolazione può essere sviluppata ove si scelga la tecnica del medio palo, andando a considerare anche la resistenza di punta, valutando la resistenza sulla base di diametro e lunghezza utili effettivi.

5.3 - PREDIMENSIONAMENTO PRELIMINARE IPOTESI MEDIOPALI

Si è proceduto ad una verifica preliminare utilizzando il software Loadcap, i cui fondamenti teorici vengono allegati a parte. Dalla simulazione si evince che un mediopalo di diametro 60cm, lungo 10m, nel sito in esame, può trasmettere al terreno senza che quest'ultimo vada a rottura un carico di 7500kg.

DATI GENERALI

Azione sismica	NTC 2008
Lat./ Long. [WGS84]	44.829854/8.334241
Diametro della fondazione	0.6 m
Profondità piano di posa	10.0 m
Altezza di incastro	8.0 m
Inclinazione pendio	45.0 °
Distanza fondazione dal pendio	2.0 m
Profondità falda	5.5

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0.083
Effetto sismico secondo	Paolucci e Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale	0.0165

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

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

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	D
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.17	2.6	0.16
S.L.D.	50.0	0.21	2.56	0.19
S.L.V.	475.0	0.45	2.66	0.29
S.L.C.	975.0	0.54	2.74	0.31

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

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

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.306	0.2	0.0062	0.0031
S.L.D.	0.378	0.2	0.0077	0.0039
S.L.V.	0.81	0.2	0.0165	0.0083
S.L.C.	0.972	0.2	0.0198	0.0099

STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

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

DH [m]	Gam [Kg/m ³]	Gams [Kg/m ³]	Fi [°]	Fi Corr. [°]	c [Kg/cm ²]]	c Corr. [Kg/cm ²]]	cu [Kg/cm ²]]	Ey [Kg/cm ²]]	Ed [Kg/cm ²]]	Ni	Cv [cmq/s]	Cs
9.0	1490.0	1870.0	23.0	23	0.0	0.0	0.24	0.0	0.0	0.3	0.0	0.0
10.0	1560.0	1900.0	26.0	26	0.0	0.0	0.54	0.0	0.0	0.3	0.0	0.0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm ²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A2+M2+R2	0.00	7500.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità Volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzonta le
1	No	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A2+M2+R2

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult]	3.75Kg/cm ²
Resistenza di progetto [Rd]	2.08Kg/cm ²
Tensione [Ed]	2.08Kg/cm ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	1.8
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler	1.5 Kg/cm ³
---------------------	------------------------

6 - ELEMENTI DI SINTESI ED INDIRIZZI GENERALI PER LA PROGETTAZIONE

A seguito di quanto fin qui elaborato e esposto si forniscono i seguenti elementi di sintesi ed indirizzi generali per la realizzazione del progetto prospettato.

Considerazioni in merito agli aspetti fondazionali

- Si rimanda al capitolo precedente in merito alla simulazioni dei carichi e degli sforzi, consigliando l'adozione di fondazioni speciali per gli adeguati appoggi ed ancoraggi delle strutture. Nel caso di strutture profonde si tenga in debito conto la presenza ed oscillazione della falda;
- Si prescrive di applicare carichi di esercizio adeguati e non superiori alle caratteristiche geotecniche del terreno, comunque opportunamente distribuiti al fine di evitare eventuali cedimenti differenziali;
- Il terreno di copertura areato e gli orizzonti di alterazione (presenti fino a circa -1.5 m in corrispondenza del punto di prova) non devono essere utilizzati in alcun modo quali piani di appoggio diretto nè per opere strutturali nè di elementi non strutturali leggeri.
- i lavori di scavo non dovranno eccedere e al di fuori di quanto strettamente necessario e previsto per la realizzazione delle opere così come da progetto preferendo i periodi meno piovosi per evitare inidonee fasi di interruzione a scavi aperti;
- le scarpate di scavo, se non interessate immediatamente nelle tempistiche di cantiere per la realizzazione delle opere strutturali, dovranno essere nel breve termine quantomeno protette da teli e temporaneamente sostenute; nel medio termine dovranno essere protette da teli e riprofilate il più possibile e comunque non più di 45° e nel lungo termine protette adeguatamente nei periodi meteo sfavorevoli e riprofilate a 30°
- vista la conformazione morfologica del sito, sono da evitare depositi, anche temporanei, di volumi di materiale di scavo a ridosso delle scarpate del Torrente Tiglione, valutando soluzioni di difesa al piede delle battute di sponda.

Considerazioni in merito alle criticità geomorfologiche ed alluvionali

Le principali banche dati e le analisi generali di pianificazione cartografano, per il sito in esame, areali interessati da acque di esondazione che già per Tr10/20 coinvolgono anche porzioni di terreni esterne alle sponde.

Tuttavia, vista tale segnalazione, è stato realizzato uno specifico studio idraulico di approfondimento e di compatibilità dell'intervento a firma dell'Ing. Villero in cui si attesta la piena compatibilità dell'intervento (livelli di imposta catenaria e basamenti di ancoraggio) rispetto ai battenti idraulici attesi per Tr100. Inoltre il suddetto studio dimostra come in corrispondenza della sezione d'alveo ove è prevista l'opera, le portate sono interamente smaltite all'interno della sezione d'alveo incisa. Pertanto si rimanda integralmente, per gli aspetti idraulici, agli approfondimenti specifici di progetto svolti dall'Ing. Villero.

Considerazioni e suggerimenti in merito al drenaggio delle acque superficiale e sotterranee

- prevedere, sia in corso d'opera sia a lavori completati, la realizzazione di un'efficace rete di drenaggio superficiale, in modo da allontanare le acque di pioggia dalla zona di fondazione, e favorire il deflusso di acque meteoriche in caso di eventi intensi.
- Minimizzazione dei ruscellamenti (riducendo il più possibile l'impermeabilizzazione del terreno, anche in corso d'opera e fino a inerbimento riaffermato), verso le aree esterne a quelle interessate dal progetto al fine di non generare situazione di potenziale criticità. Al fine di non generare eccessivi apporti a valle dalle superfici di neoimpermeabilizzazione, l'impiego di sistemi di raccolta appare preferibile..

Si specifica che la Relazione Geotecnica inerente gli aspetti geotecnici fondazionali potrà essere effettuata solo in raccordo con il Progettista strutturale disponendo dei carichi di esercizio effettivi, sulla base dei quali si effettueranno le verifiche richieste dal DM14/01/2008 e s.m.i.; in alternativa sarà il Progettista strutturale (ove abilitato) a effettuare le verifiche geotecniche di legge e a redigere la Relazione Geotecnica.

6.1 - CONSIDERAZIONI IN MERITO ALLA PRODUZIONE DI TERRE E ROCCE DA SCAVO

Gli interventi prevedranno una minima produzione di terre e rocce da scavo che potranno essere riutilizzate all'interno del cantiere per livellamenti finali. Pertanto pare a tutti gli effetti applicabile l'art. 185 del dlgs 152/2006 e s.m.i. che prevede piano di gestione in caso in cui il progettista preveda l'allontanamento di terre dal cantiere ed il loro completo riutilizzo in loco.

In fase di progetto esecutivo degli interventi, tuttavia, si potranno definire gli eventuali surplus da evacuare per i quali si dovrà attuare l'iter definito dalla Legge n° 98 del 9 agosto 2013 di conversione, con modifiche, del decreto legge 21 giugno 2013, n° 69, recante "Disposizioni urgenti per il rilancio

dell'economia" ("decreto Fare"), in vigore dal 21 agosto 2013, secondo le linee guida definite dalla Regione Piemonte.

Eventuali rifiuti dovranno essere trattati come tali.

La materie della gestione delle terre e Rocce da Scavo è nel dettaglio normata dalle seguenti leggi e decreti:

- Dlgs 152/2006 e smi
- DM 161/2012 "Regolamento recante la disciplina dell'utilizzazione delle terre e rocce da scavo" e smi
- Decreto legge 21 giugno 2013, n. 69 (cd "Decreto Fare")
- Legge 24 giugno 2013, n. 71 (cd "Decreto Piombino")
- Legge n° 98 del 9 agosto 2013 di conversione, con modifiche, del decreto legge 21 giugno 2013, n° 69, recante "Disposizioni urgenti per il rilancio dell'economia" ("decreto Fare"), in vigore dal 21 agosto 2013

Alla data della presente non è ancora entrato in vigore il nuovo DPR sulle Terre e Rocce da Scavo n. 279/2016, approvato in via definitiva dal Consiglio dei Ministri il 14 Luglio 2016, il quale potrebbe portare alcune modifiche procedurali.

7 - CONCLUSIONI

Le osservazioni sopra esposte consentono di descrivere ed illustrare al Progettista ed al Rup, secondo le normative vigenti, gli aspetti geologici, geomorfologici e geotecnici qualitativi per quanto di competenza.

Per gli aspetti idraulici si rimanda in toto alle valutazioni effettuate dallo studio idraulico specifico a firma ing. Villero per conto del comune di Belveglio, mentre per quanto riguarda le verifiche geotecnico-strutturali si rimanda al progetto strutturale delle opere speciali.

Si ritiene che con l'adozione di quanto prescritto potrà ovviare alle problematiche emerse, a condizione che i lavori siano realizzati ad opera d'arte e senza risparmio di mezzi.

ALLEGATI

Inquadramento BDTre

Stralcio catastale

Foto aerea

Stralcio di PRG del Belveglio

Stralcio Direttiva Alluvioni

Stralcio Carta Sismicità strumentale rilevata negli ultimi 30 anni

Stralcio CGI Foglio "Asti", scala 1/100.000

Sezione geotecnica qualitativa

ALLEGATI FUORI TESTO

Simulazione preliminare resistenza mediopali, cenni teorici e analisi

Inquadramento BDTre

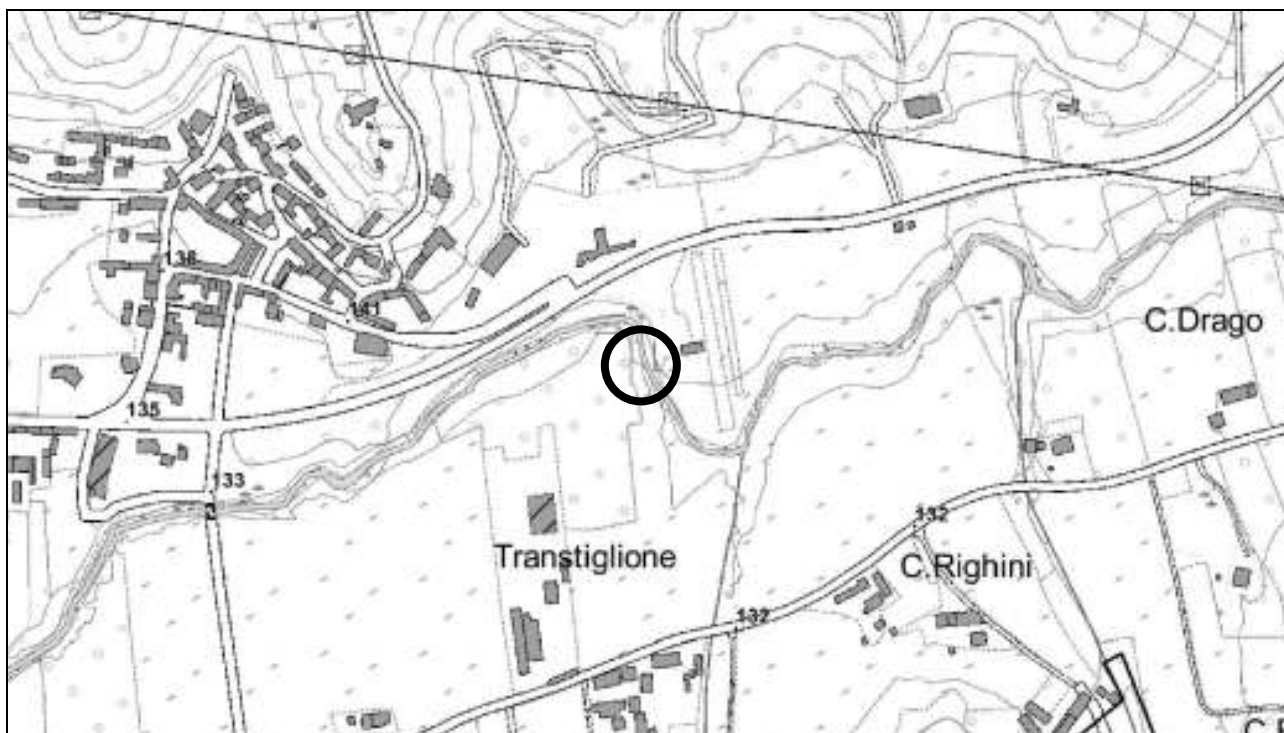
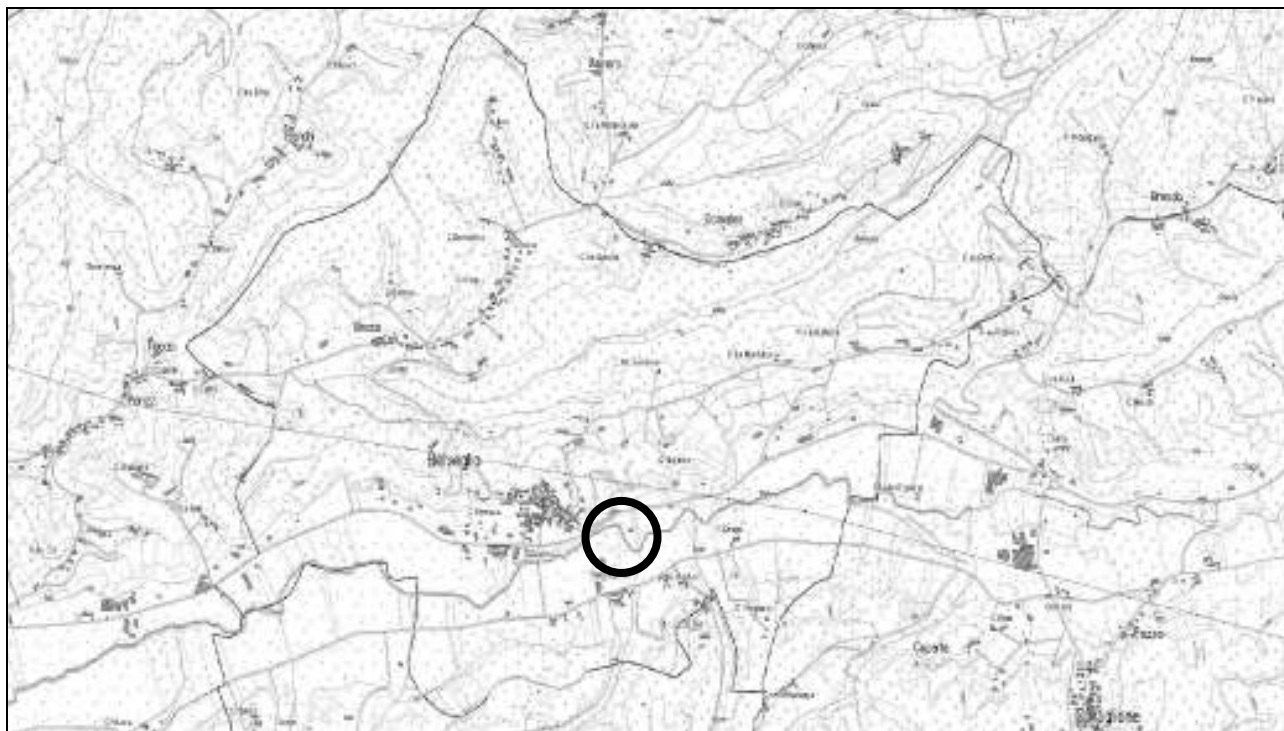
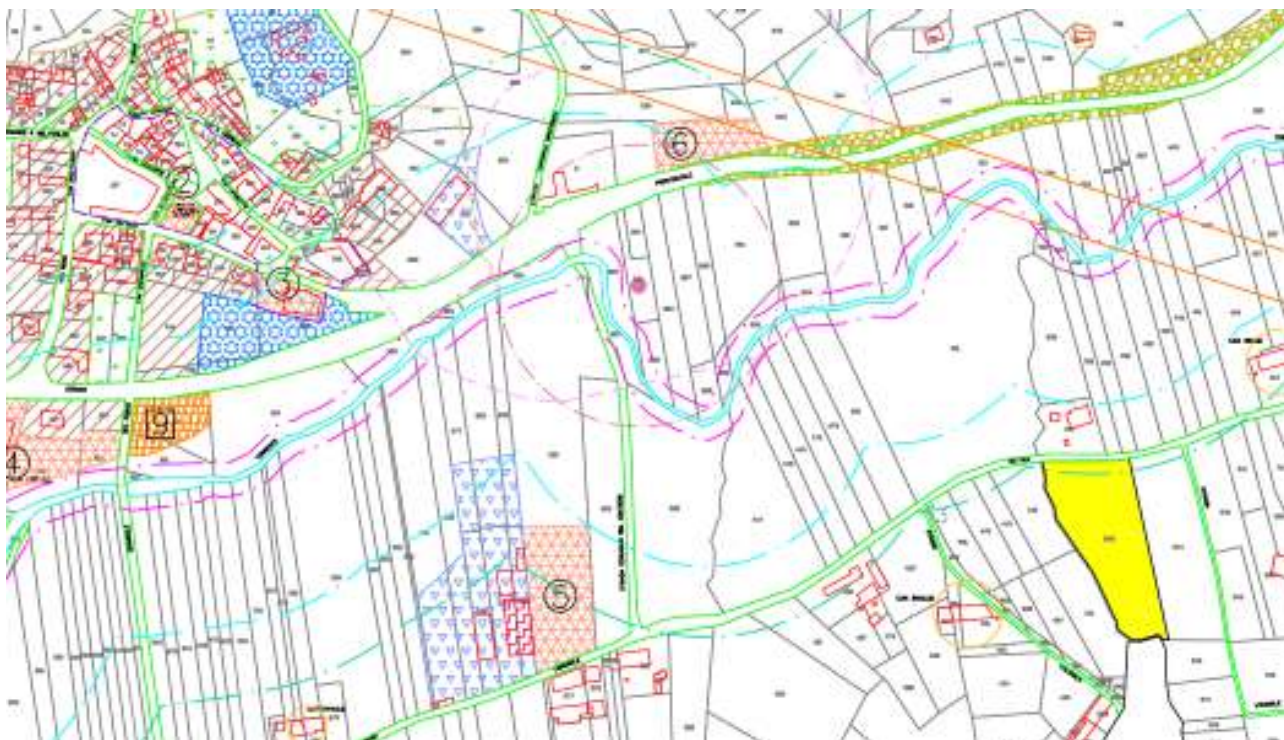


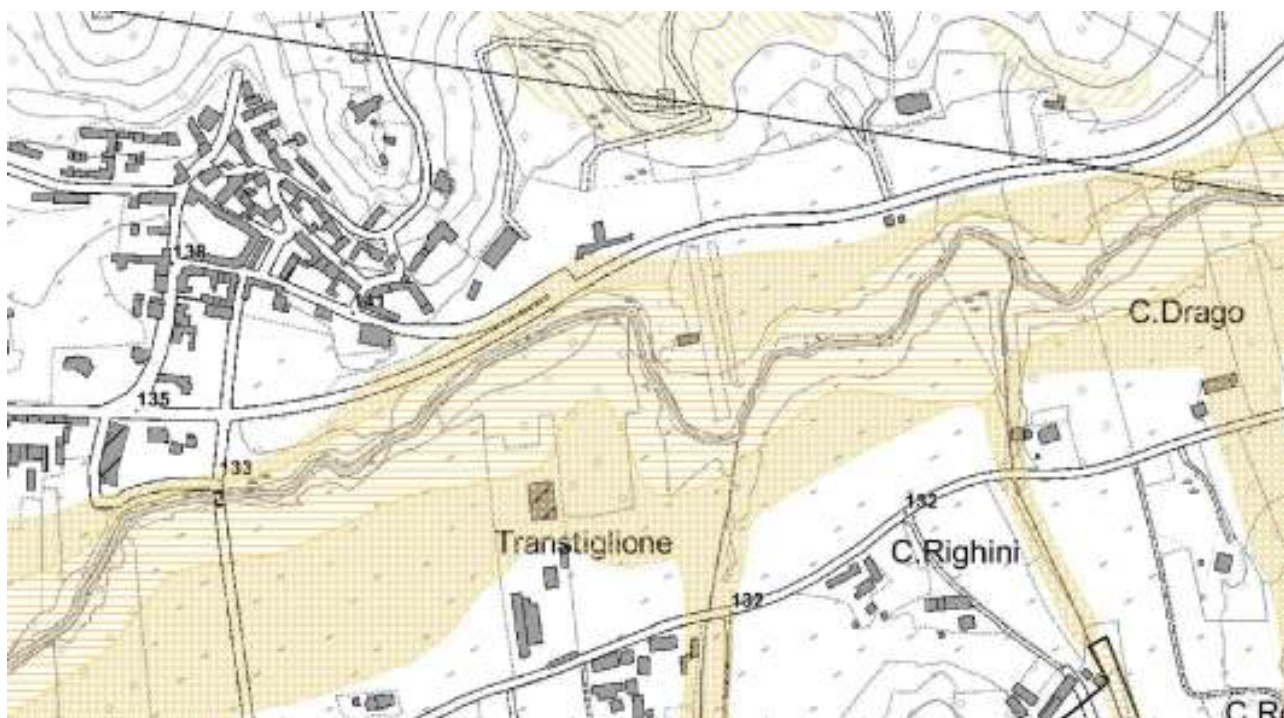
Foto aerea



Stralcio di PRG del Comune di Belveglio

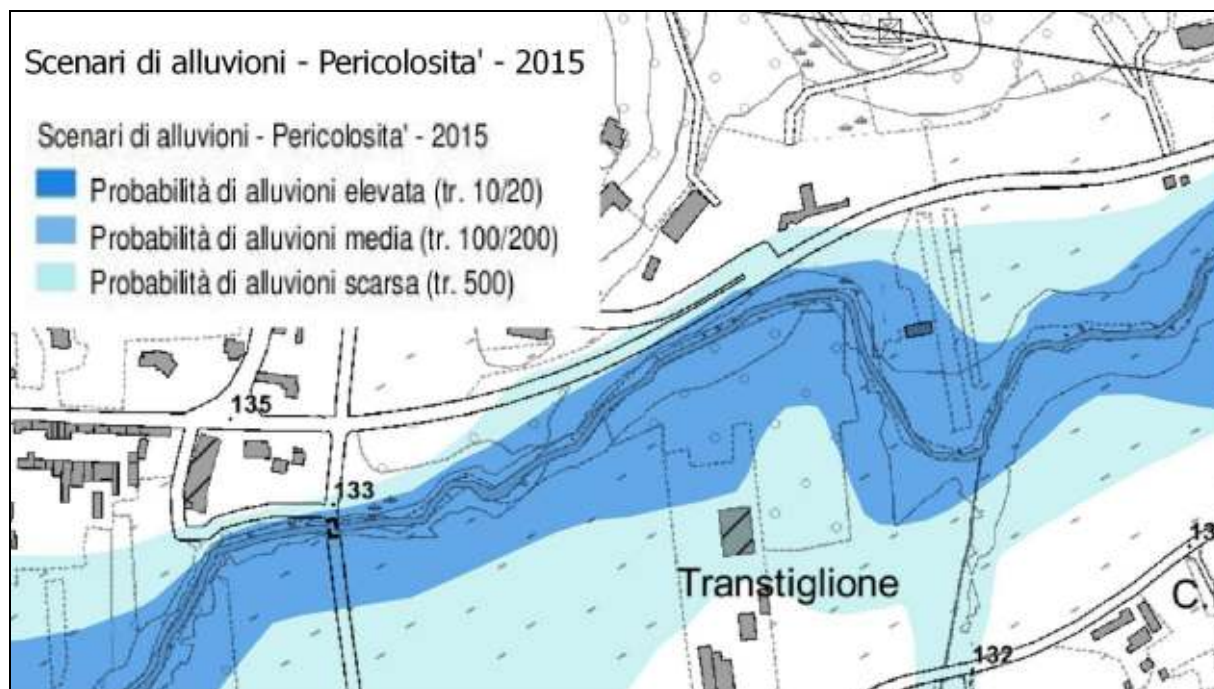


Carta reperibile sul sito internet del Comune

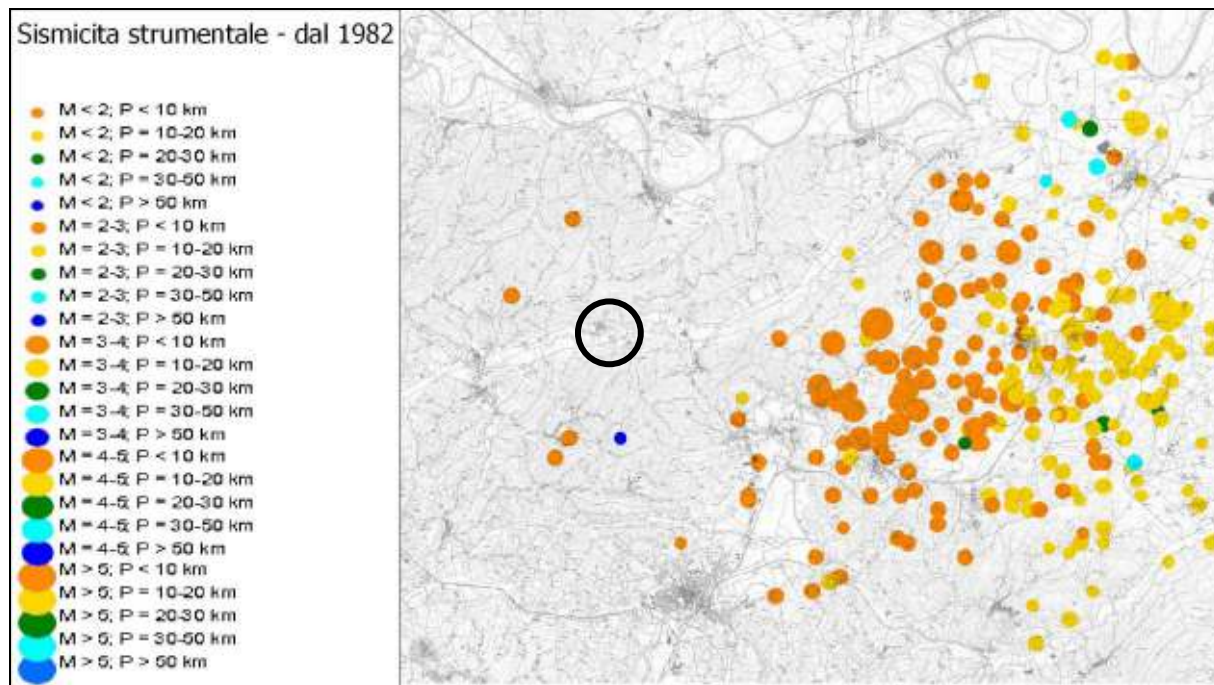


Dissesti PRG ricavati su dato wms Regione Piemonte

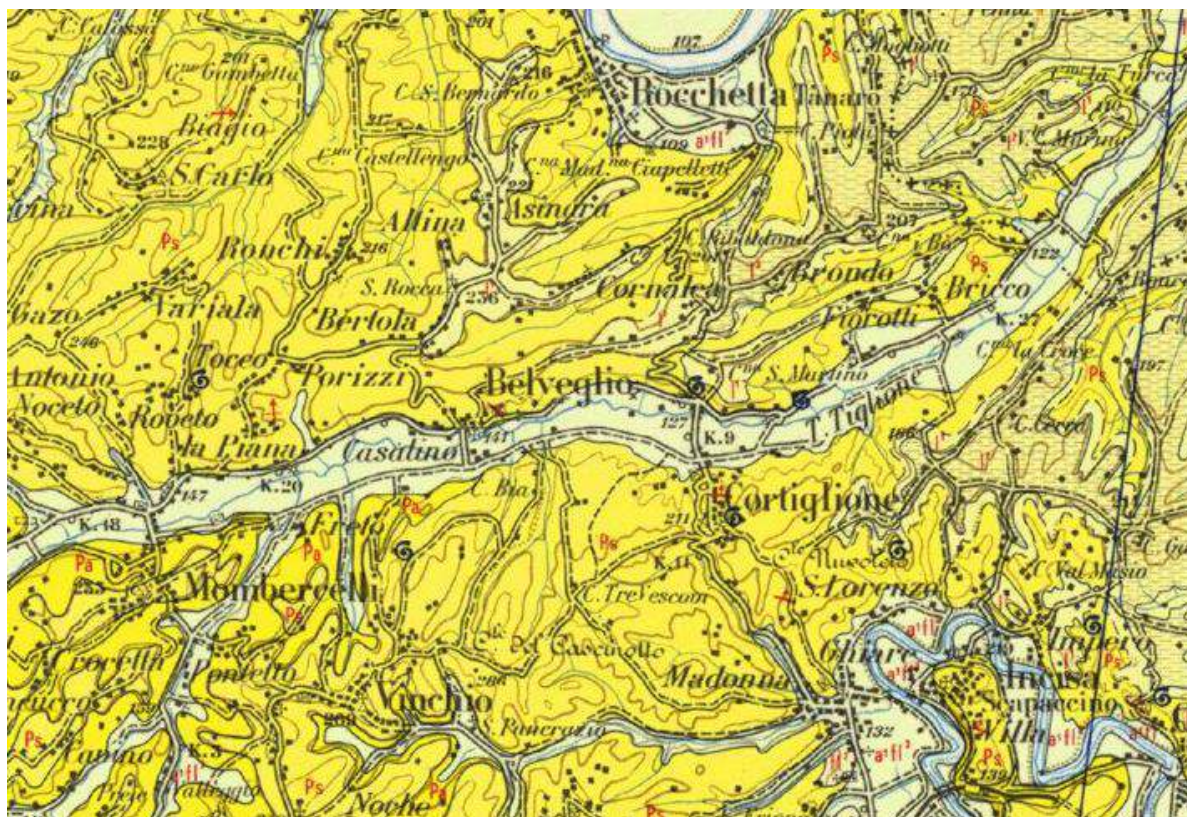
Stralcio Direttiva Alluvioni 2015



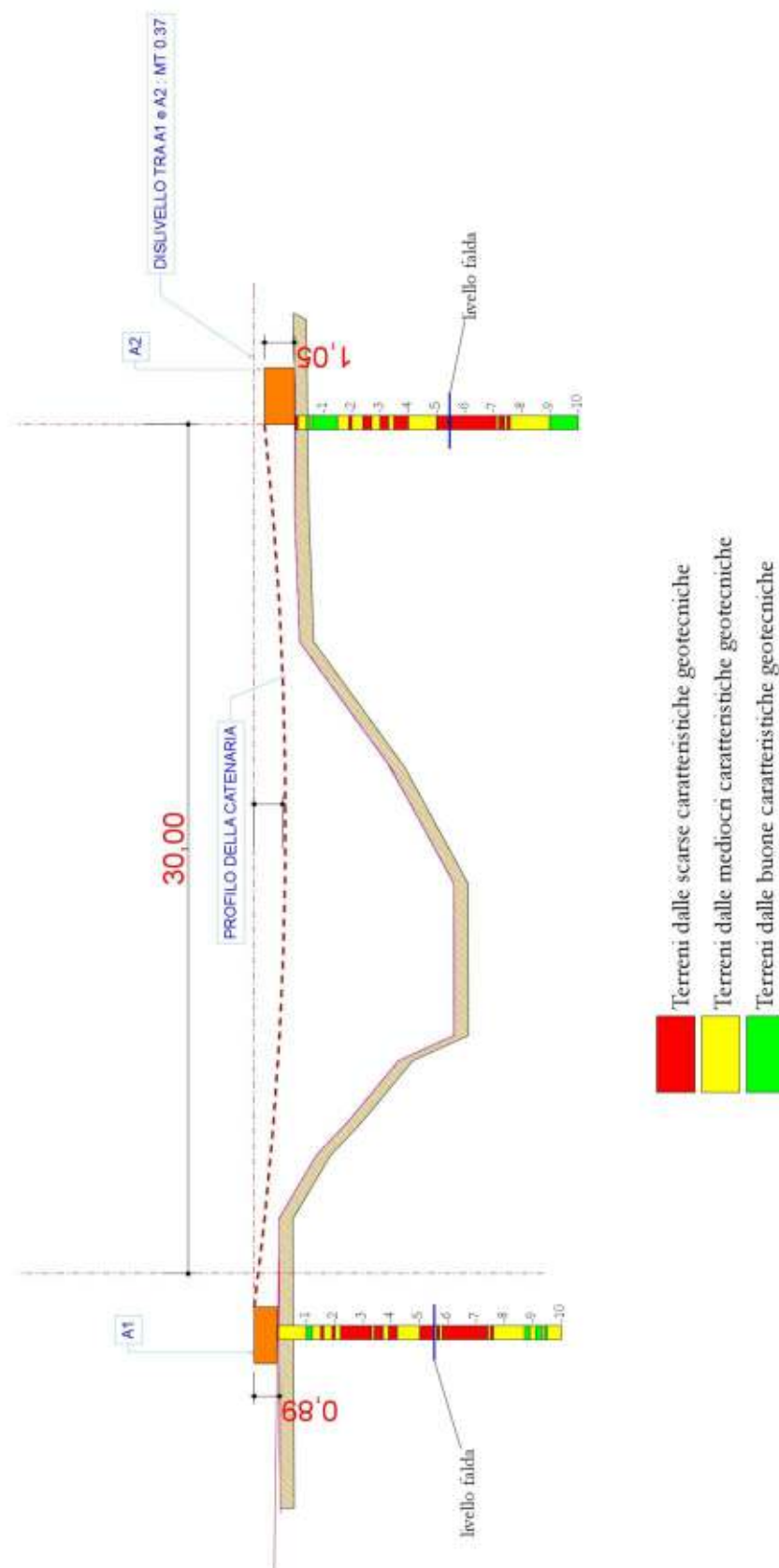
Carta Sismicità strumentale rilevata negli ultimi 30 anni



Stralcio CGI Foglio "Asti", scala 1/100.000



Sezione geotecnica qualitativa



CALCOLO PORTANZA DI FONDAZIONI

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Norme tecniche per le Costruzioni 2008

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

Eurocodice 7

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8

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

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

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

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

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

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

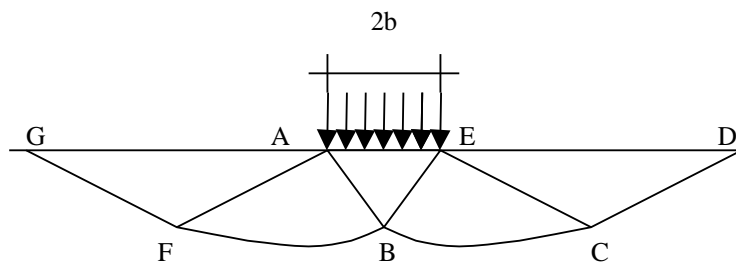
- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato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

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

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

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

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



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

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

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

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

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

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

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

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

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

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

Metodo di Terzaghi (1955)

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

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

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

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

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

b è la semilarghezza della striscia.

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

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

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

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

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

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

$$\tan \phi_{rid} = 2/3 \times \tan \phi \text{ e } c_{rid} = 2/3 \times c$$

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

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

dove:

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

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

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

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

Formula di Meyerhof (1963)

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

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

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BF (v. meccanismo Prandtl), mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati.

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

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

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

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

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

fattore di forma:

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

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

fattore di profondità:

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

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

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

inclinazione:

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

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

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

dove :

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

θ = Inclinazione della risultante sulla verticale.

Formula di Hansen (1970)

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

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

Per valori di D/B <1

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

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

Per valori D/B >1:

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

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

Nel caso $\varphi = 0$

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

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

Fattore di forma:

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

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

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

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

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

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

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

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

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

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

Fattori di inclinazione del carico

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

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

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

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

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

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

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

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

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

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)

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

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

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

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

Formula di Vesic (1975)

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

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

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

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

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

$$V_d \leq R_d$$

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

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

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

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

Dove:

$A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

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

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

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

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

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

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

Dove:

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

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

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

Fattori di forma

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Metodo di Richards et. Al.

Richards, Helm e Budhu (1993) hanno sviluppato una procedura che consente, in condizioni sismiche, di valutare sia il carico limite sia i cedimenti indotti, e quindi di procedere alle verifiche di entrambi gli stati limite (ultimo e di danno). La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, mentre la stima dei cedimenti viene ottenuta mediante un approccio alla Newmark (cfr. Appendice H di "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" – Associazione Geotecnica Italiana). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite:

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

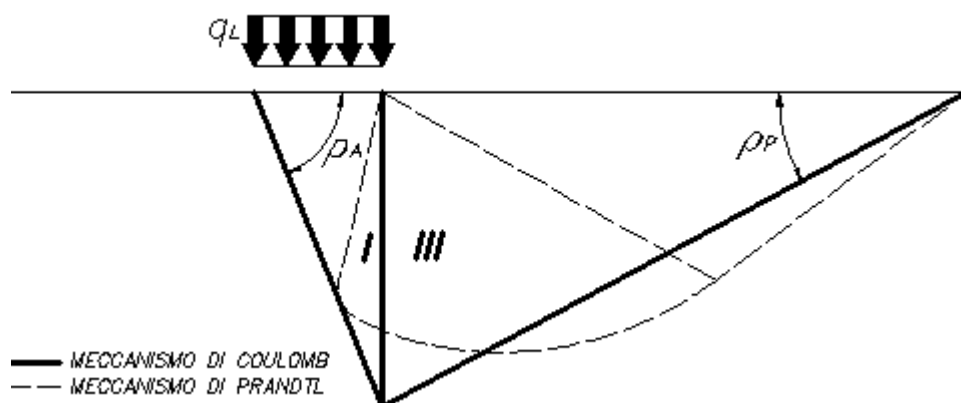
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

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

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

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

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



Schema di calcolo del carico limite (qL)

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

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

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

VERIFICA A SLITTAMENTO

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di un plinto di fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di una componente dovuta all'adesione e una dovuta all'attrito fondazione-terreno; la resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dell'utente.

La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$$F_{Rd} = N_{sd} \tan \delta + c_a A'$$

Nella quale N_{sd} è il valore di calcolo della forza verticale, δ è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto, c_a è l'adesione plinto-terreno e A' è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU ROCCIA

Per la valutazione della capacità portante ammissibile delle rocce si deve tener conto di alcuni parametri significativi quali le caratteristiche geologiche, il tipo di roccia e la sua qualità, misurata con l'RQD. Nella capacità portante delle rocce si utilizzano normalmente fattori di sicurezza molto alti e legati in qualche modo al valore del coefficiente RQD: ad esempio, per una roccia con RQD pari al massimo a 0.75 il fattore di sicurezza varia tra 6 e 10. Per la determinazione della capacità portante di una roccia si possono usare le formule di Terzaghi, usando angolo d'attrito e coesione della roccia, o quelle proposte da **Stagg e Zienkiewicz** (1968) in cui i coefficienti della formula della capacità portante valgono:

$$N_q = \tan^6 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = 5 \tan^4 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

Con tali coefficienti vanno usati i fattori di forma impiegati nella formula di Terzaghi.

La capacità portante ultima calcolata è comunque funzione del coefficiente RQD secondo la seguente espressione:

$$q' = q_{ult} (RQD)^2$$

Se il carotaggio in roccia non fornisce pezzi intatti (RQD tende a 0), la roccia viene trattata come un terreno stimando al meglio i parametri c e ϕ .

FATTORI CORRETTIVI SISMICI: PAOLUCCI E PECKER

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

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

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

$$z_\gamma = z_q$$

Dove k_h è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

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

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

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

β = coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;
 a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
 g = accelerazione di gravità;

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

γ_I : fattore di importanza,

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

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

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

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

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

CEDIMENTI ELASTICI

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni $B \times L$ posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1 - \mu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2 \right) I_F \quad (1)$$

dove:

q_0 = Intensità della pressione di contatto

B' = Minima dimensione dell'area reagente,

E e μ = Parametri elastici del terreno.

I_1 = Coefficienti di influenza dipendenti da: L/B' , spessore dello strato H , coefficiente di Poisson μ , profondità del piano di posa D ;

I coefficienti I_1 e I_2 si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da Steinbrenner (1934) (V. Bowles), in funzione del rapporto L/B' ed H/B , utilizzando $B' = B/2$ e $L' = L/2$ per i coefficienti relativi al centro e $B' = B$ e $L' = L$ per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza I_F deriva dalle equazioni di Fox (1948), che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di Poisson e del rapporto L/B .

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente I_S :

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_S} I_S I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo.

Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a 5B, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore.

A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato soprastante.

Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

CEDIMENTI EDMETRICI

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica. Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

- a) il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- b) la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$).

Se invece il terreno è normalconsolidato ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

RR Rapporto di ricomprensione;

CR Rapporto di compressione;

H_0 spessore iniziale dello strato;

σ'_{v0} tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico.

$\Delta\sigma_v$ incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri RR e CR si fa riferimento al modulo edometrico M; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m);
- la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Molti usano le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione tanto per le argille quanto per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

Cedimento secondario

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in cui:

H_c è l'altezza dello strato in fase di consolidazione;

C_α è il coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva cedimento-logaritmo tempo;

T tempo in cui si vuole il cedimento secondario;

T_{100} tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

CEDIMENTI di Schmertmann

Un metodo alternativo per il calcolo dei cedimenti è quello proposto da Schmertmann (1970) il quale ha correlato la variazione del bulbo delle tensioni alla deformazione. Schmertmann ha quindi proposto di considerare un diagramma delle deformazioni di forma triangolare in cui la profondità alla quale si hanno deformazioni significative è assunta pari a 4B, nel caso di fondazioni nastriformi, e pari a 2B per fondazioni quadrate o circolari. Secondo tale approccio il cedimento si esprime attraverso la seguente espressione:

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

nella quale:

Δq rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;

I_z è un fattore di deformazione il cui valore è nullo a profondità di 2B, per fondazione circolare o quadrata, e a profondità 4B, per fondazione nastriforme.

Il valore massimo di I_z si verifica a una profondità rispettivamente pari a:

B/2 per fondazione circolare o quadrata

B per fondazioni nastriformi

e vale

$$I_{zmax} = 0.5 + 0.1 \cdot \left(\frac{\Delta q}{\sigma'_{vi}} \right)^{0.5}$$

dove σ'_{vi} rappresenta la tensione verticale efficace a profondità B/2 per fondazioni quadrate o circolari, e a profondità B per fondazioni nastriformi.

E_i rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato **i-esimo** considerato nel calcolo;

Δz_i rappresenta lo spessore dello strato **i-esimo**;

C₁ e **C₂** sono due coefficienti correttivi.

Il modulo **E** viene assunto pari a **2.5 q_c** per fondazioni circolari o quadrate e a **3.5 q_c** per fondazioni nastriformi. Nei casi intermedi, si interpola in funzione del valore di **L/B**.

Il termine **q_c** che interviene nella determinazione di **E** rappresenta la resistenza alla punta fornita dalla prova CPT.

Le espressioni dei due coefficienti **C₁** e **C₂** sono:

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} > 0.5$$

che tiene conto della profondità del piano di posa.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$$

che tiene conto delle deformazioni differite nel tempo per effetto secondario.

Nell'espressione **t** rappresenta il tempo, espresso in anni dopo il termine della costruzione, in corrispondenza del quale si calcola il cedimento.

CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità **I_c** al risultato **N** della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_s \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right]$$

nella quale:

q' = pressione efficace lorda;

s'_{vo} = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

I_c = indice di compressibilità;

f_s, f_H, f_t = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità **I_c** è legato al valore medio **N_{av}** di **N_{spt}** all'interno di una profondità significativa **z**:

$$I_C = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di **N_{spt}** da utilizzare nel calcolo del valore medio **N_{AV}** va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e **N_{spt} > 15**, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$$

dove **N_c** è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_S , f_H ed f_t sono rispettivamente:

$$f_S = \left(\frac{1.25 \cdot L/B}{L/B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con:

t = tempo in anni > 3 ;

R_3 = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

R = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

DATI GENERALI

Azione sismica	NTC 2008
Lat./ Long. [WGS84]	44.829854/8.334241
Diametro della fondazione	0.6 m
Profondità piano di posa	10.0 m
Altezza di incastro	8.0 m
Inclinazione pendio	45.0 °
Distanza fondazione dal pendio	2.0 m
Profondità falda	5.5

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0.083
Effetto sismico secondo	Paolucci e Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale	0.0165

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

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

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	D
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.17	2.6	0.16

S.L.D.	50.0	0.21	2.56	0.19
S.L.V.	475.0	0.45	2.66	0.29
S.L.C.	975.0	0.54	2.74	0.31

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.306	0.2	0.0062	0.0031
S.L.D.	0.378	0.2	0.0077	0.0039
S.L.V.	0.81	0.2	0.0165	0.0083
S.L.C.	0.972	0.2	0.0198	0.0099

STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

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

DH [m]	Gam [Kg/m ³]	Gams [Kg/m ³]	Fi [°]	Fi Corr. [°]	c [Kg/cm ²]	c Corr. [Kg/cm ²]	cu [Kg/cm ²]	Ey [Kg/cm ²]	Ed [Kg/cm ²]	Ni	Cv [cmq/s]	Cs
9.0	1490.0	1870.0	23.0	23	0.0	0.0	0.24	0.0	0.0	0.3	0.0	0.0
10.0	1560.0	1900.0	26.0	26	0.0	0.0	0.54	0.0	0.0	0.3	0.0	0.0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm ²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A2+M2+R2	0.00	7500.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	Sisma	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Ca pacità portante orizzontale
1	No	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1
2	Si	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A2+M2+R2

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult] 3.75 Kg/cm²
 Resistenza di progetto [Rd] 2.08 Kg/cm²
 Tensione [Ed] 2.08 Kg/cm²
 Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] 1.8
 Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 1.5 Kg/cm³

A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1.03
Fattore [Nc]	5.14
Fattore [Ng]	0.0
Fattore forma [Sc]	0.2
Fattore profondità [Dc]	0.6
Fattore inclinazione pendio [Gc]	0.31
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	4.34 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	2.41 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1.03
Fattore [Nc]	5.14
Fattore [Ng]	0.0
Fattore forma [Sc]	1.3
Fattore forma [Sg]	0.6
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	3.98 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	2.21 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1.03
Fattore [Nc]	5.14
Fattore [Ng]	0.0
Fattore forma [Sc]	1.2
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	3.78 Kg/cm ²
---------------	-------------------------

Resistenza di progetto 2.1 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1.03
Fattore [Nc]	5.14
Fattore [Ng]	-1.7
Fattore forma [Sc]	0.2
Fattore profondità [Dc]	0.6
Fattore inclinazione pendio [Gc]	0.31
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite 4.34 Kg/cm²
Resistenza di progetto 2.41 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1.03
Fattore [Nc]	5.14
Fattore [Ng]	0.0
Fattore forma [Sc]	1.2
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	0.31
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite 3.75 Kg/cm²
Resistenza di progetto 2.08 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1.03
Fattore [Nc]	5.14
Fattore [Ng]	0.0
Fattore forma [Sc]	0.2
Fattore profondità [Dc]	0.6
Fattore inclinazione pendio [Gc]	0.31
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite 4.34 Kg/cm²
Resistenza di progetto 2.41 Kg/cm²

=====

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

=====

Fattore [Nq]	1.03
Fattore [Nc]	5.14
Fattore [Ng]	0.0
Fattore forma [Sc]	1.3
Fattore forma [Sg]	0.6
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

Carico limite	3.98 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	2.21 Kg/cm ²

=====

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

=====

Fattore [Nq]	1.03
Fattore [Nc]	5.14
Fattore [Ng]	0.0
Fattore forma [Sc]	1.2
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

Carico limite	3.78 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	2.1 Kg/cm ²

=====

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

=====

Fattore [Nq]	1.03
Fattore [Nc]	5.14
Fattore [Ng]	-1.7
Fattore forma [Sc]	0.2
Fattore profondità [Dc]	0.6
Fattore inclinazione pendio [Gc]	0.31
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

Carico limite	4.34 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	2.41 Kg/cm ²

=====

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

=====

Fattore [Nq]	1.03
Fattore [Nc]	5.14

Fattore [Ng]	0.0
Fattore forma [Sc]	1.2
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	0.31
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	3.75 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	2.08 Kg/cm ²