

Idrablu S.p.a. Sede Legale Via Romita, 13 bis - 28845 Domodossola (VB)
cod. Fiscale e Iscrizione Registro Imprese V.C.O. n. 92001620035 - p. IVA 01424590030
Capitale Sociale Euro 372.600,00 interamente versato
Tel: 0324 242672 - Fax: 0324 247728 - e-mail idrablu@gmail.com -

REALIZZAZIONE COLLEGAMENTO ACQUEDOTTO DI VALLE ANTIGORIO E FORMAZZA AD ACQUEDOTTO DI DOMODOSSOLA Progetto definitivo

- COMUNE DI CREVOLADOSSOLA
- COMUNE DI MONTECRESTESE
- COMUNE DI DOMODOSSOLA

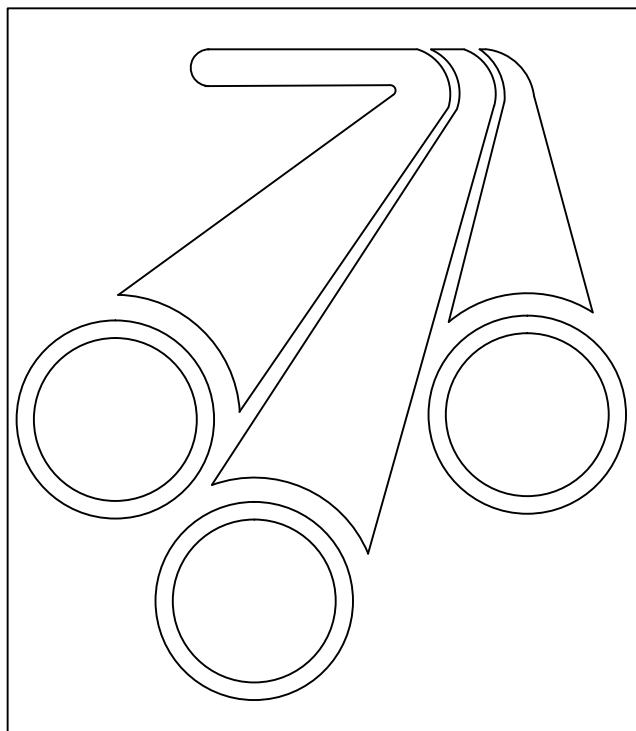


TAVOLA:

Q

SCALA:

DATA: SETTEMBRE 2018

REVISIONI:

RELAZIONE GEOLOGICA L.R.45/89

sulle indagini, caratterizzazione e modellazione geologica del sito (§ 6.2.1 delle NTC e § C6.2.1 della Circolare 617/2009)

RELAZIONE GEOTECNICA

sulle indagini, caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno (§ 6.2.2 delle NTC e § C6.2.2 della Circolare 617/2009)

RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA

concernente la "pericolosità sismica di base" del sito (§ 3.2 delle NTC e § C3.2 della Circolare 617/2009)

IL GEOLOGO INCARICATO

STUDIO GEOLOGICO ASSOCIATO
Bossalini dott. Germano & Cattin dott. Marco



Via Marzabotto, 26
28845 DOMODOSSOLA (VB)
tel/fax. 0324 243689
E.mail: germano.bossalini@geologiapiemonte.it
marco.cattin@geologiapiemonte.it

IL RESPONSABILE

INDICE

1	PREMESSA.....	4
2	ANALISI GENERALE.....	4
2.1	LOCALIZZAZIONE E ACCESSIBILITA'	4
2.2	DESCRIZIONE DELLE OPERE E DEGLI INTERVENTI.....	4
2.3	SITUAZIONE RISPETTO AI VINCOLI.....	7
2.4	IDONEITA' URBANISTICA.....	8
3	RELAZIONE GEOLOGICA.....	8
3.1	ASSETTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO	8
3.1.1	PROGETTO NAZIONALE IFFI INVENTARIO FENOMENI FRANOSI ITALIANI.....	9
3.1.2	PROGETTO DI PIANO STRALCIO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO DEL BACINO DEL PO (PAI)9	
3.1.3	PSFF "PIANO STRALCIO DELLE FASCE FLUVIALI"	9
3.2	ASSETTO IDROGEOLOGICO E IDROGRAFIA DI SUPERFICIE	10
3.2.1	INTERFERENZA CON POZZI E SORGENTI	10
3.3	DESCRIZIONE DELLA SISMOTETTONICA E INDIVIDUAZIONE DEI LINEAMENTI SISMICI ATTIVI	10
3.4	PIANO DI INDAGINI PER LA CARATTERIZZAZIONE DEL SITO	12
4	RELAZIONE SISMICA.....	12
4.1	PREMESSA	12
4.2	INQUADRAMENTO NORMATIVO	13
4.3	SISMICITÀ STORICA	15
4.4	AZIONE SISMICA AI SENSI DEL D.M. 14/01/2008.....	16
4.5	MAGNITUDO DI RIFERIMENTO	17
5	RELAZIONE GEOTECNICA	18
5.1	INDAGINE GEOFISICA PER LA DETERMINAZIONE DELLA Vs30	18
	<i>Analisi dei risultati.....</i>	20
5.2	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI.....	20
5.2.1	SONDAGGI A CAROTAGGIO CONTINUO	20
5.2.2	PROVE DI LABORATORIO	21
5.3	VALORI CARATTERISTICI.....	22
5.4	STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE.....	24
5.5	STABILITA' DEGLI SCAVI.....	25
5.6	CARICO AMMISSIBILE SULLE FONDAZIONI.....	28
5.6.1	NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	28

5.6.2	CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI.....	29
5.6.3	VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE	33
5.7	RIEPILOGO DEI RISULTATI DELLE VERIFICHE.....	34
5.8	TERRE E ROCCE DA SCAVO.....	35

1 PREMESSA

La **Società Idrablu S.p.A.** ci ha affidato l'incarico di eseguire l'indagine geologica, sismica e geotecnica relativa al progetto di **“Realizzazione del collegamento dell'acquedotto di Valle Antigorio Formazza ad acquedotto di Domodossola** tra la frazione Oira di Crevoladossola e la località Castanedo in Comune di Domodossola.

La presente ha lo scopo di corredare il progetto redatto dal progettista **Dr. Ing. Valter Zanetta** ed in particolare quanto richiesto dalla seguente normativa:

- legge regionale per le zone sottoposte a vincolo idrogeologico (**L.R. 9 agosto 1989, n° 45** «Nuove norme per gli interventi da eseguire in terreni sottoposti a vincolo per scopi idrogeologici - Abrogazione legge regionale 12 agosto 1981, n. 27»);
- **D.M. 14 gennaio 2008** “*Norme Tecniche per le costruzioni*” denominate nel seguito NTC e relativa circolare esplicativa (Circolare del ministero delle Infrastrutture e Trasporti n.617 del 2.02.2009).

Pertanto, lo studio geologico è stato articolato in modo da definire le caratteristiche geomorfologiche, geologiche, idrogeologiche delle aree interessate dal progetto in modo da definire un eventuale approfondimento diagnostico e la fattibilità dal punto di vista geologico.

A tal fine è stato eseguito un rilievo geologico di dettaglio, opportunamente esteso al di fuori delle aree d'imposta dell'opera in progetto.

2 ANALISI GENERALE

2.1 LOCALIZZAZIONE E ACCESSIBILITA'

L'area interessata dal progetto è situata tra il serbatoio di Oira (quota 516,73 m s.l.m.) appartenente all'acquedotto di Valle Antigorio Formazza in Comune di Crevoladossola Oira e il collegamento a Domodossola nei pressi del Torrente Bogna, alla quota di 281,50 m s.l.m.

L'area in esame è presente nella tavoletta della cartografia regionale C.T.R. **sezione 051040 Crevoladossola, sezione 051080 Domodossola (Tav. n. 1)**

2.2 DESCRIZIONE DELLE OPERE E DEGLI INTERVENTI

L'acquedotto di Valle Antigorio e Formazza si diparte dal Comune di Crodo in Valle Bondolero alla quota di 1428,00 m s.l.m. e raggiunge la località Oira alla quota di 516,73 m s.l.m.

Il progetto nel dettaglio si articola come di seguito:

TRATTA A-B (m 398) Dal serbatoio di Oira si diparte fino al punto A una condotta in acciaio del diametro di 300mm realizzata nella fase di costruzione dell'Acquedotto di Valle per una lunghezza di m 84 per cui l'innesto della nuova condotta avverrà nel suddetto punto e vicino al **pozzetto di interruzione di carico** (vedi sezione geologica) alla quota di m 418.28.

La nuova condotta sarà realizzata in acciaio con un diametro di 250 mm per uno sviluppo nella tratta A-B di m 398 Il pozzetto di interruzione di carico realizzato in CIs sarà dotato di scarico di fondo e troppopieno e sarà eseguito secondo il disegno allegato.

TRATTA B-C (m 858) Dal pozzetto di interruzione del carico sino alla sponda destra del fiume Toce la condotta sarà realizzata in acciaio con diametro di 250mm per una lunghezza di m 858.

Lo sviluppo comprende un tratto su strada asfaltata ove è presente anche la fognatura, il superamento di due Rii, l'attraversamento della strada provinciale della valle Antigorio e Formazza, un tratto (delicato) dove il tracciato prevede il superamento di una serie di muretti a secco e l'attraversamento della passerella sita sul fiume Toce in località Canova. Il computo metrico prevedrà quindi i ripristini dei muri a secco e tutte le opere connesse comprese gli oneri di sospensione della condotta per l'attraversamento di due Rii minori e del fiume Toce da eseguirsi sulla Passerella. In sponda destra del Toce sulla sommità del rilevato di accesso alla passerella verrà installato uno sfiato meccanico per una migliore funzionalità della condotta.

TRATTA C-D (m 1081) Dalla sponda sinistra del Toce, punto C, con un innesto in acciaio-ghisa si diparte la condotta in ghisa del diametro di 250 mm. e si sviluppa lungo il piede della strada statale sulla strada sterrata fino al punto D nei pressi del sottopasso della strada statale stessa per una lunghezza di m 1081.

Nei pressi del depuratore in località Roledo gestito dalla società IDRABLU S.P.A. sarà installata una saracinesca per la fornitura idrica (oggi inesistente) al depuratore.

TRATTA D-E (m 70) La condotta dello sviluppo di 70 m sarà realizzata in acciaio del diametro di 250 mm e sottopasserà il rilevato stradale utilizzando il sottopasso ANAS esistente dove verrà realizzato un manufatto, illustrato nei disegni allegati, per il passaggio protetto della condotta stessa.

TRATTA E-F (m 1279) La condotta sarà realizzata in ghisa sferoidale del diametro di 250 mm per uno sviluppo di 1279 m. Lo sviluppo del tracciato avverrà lungo la pista sterrata interpodereale esistente fino allo svincolo autostradale in località Pontetto e proseguirà con l'attraversamento del canale discarico mediante posa a lato sul ponte esistente. L'attraversamento del Toce avverrà con l'installazione della condotta sulla travatura di monte del ponte adeguatamente coibentata e protetta.

TRATTA F-G (m 301) La condotta sarà realizzata in acciaio del diametro di 250 mm per un'estensione di 301 m, sovrappasserà la fognatura proveniente da Montecrestese e quella verso Domodossola in due punti individuati in planimetria.

TRATTA G-H (m 207) Dal punto G fino al raggiungimento del Torrente Diveria la tubazione sarà realizzata in ghisa di diametro 250 mm per una lunghezza di 207 m.

TRATTA H-I (m 151) L'attraversamento del Torrente Diveria (vedi sezione geologica) verrà realizzato in acciaio con un diametro di 250mm per una lunghezza di 151 m e sarà installata ad una profondità di 1.50 m.

La tubazione verrà posata, previo l'inserimento in un tubo in PE, in una struttura in c.a. avvolgente la stessa tubazione. La protezione alla tubazione è garantita dall'esistente briglia posta immediatamente a valle e realizzata durante la costruzione della fognatura consortile.

TRATTA I-L (m 294) Realizzata in ghisa del diametro di 250 mm dello sviluppo di 294 m e percorrerà un tratto all'interno di fondi privati a prato.

TRATTA L-M (m 45) Il superamento del canale sarà realizzato con tubazione in acciaio del diametro di 250 mm della lunghezza di 45 m opportunamente coibentato secondo i disegni allegati.

TRATTA M-N (m 1454) Dopo il superamento del canale Enel nel punto M la tubazione sarà realizzata in ghisa del diametro 250 mm per uno sviluppo di 1454 m.

TRATTA N-O (m 563) Con il suddetto tratto da realizzare in acciaio con diametro 250 mm per un'estensione di 563 m viene attraversata la Via Alessandro Volta nel Comune di Crevoladossola per giungere, dopo un breve tratto su Via Sempione (percorrendo un tratto di pista ciclabile per il quale si prevede adeguato ripristino), al ponte del Torrente Bogna che sarà attraversato agganciando la tubazione sulla travata di monte. Il tratto previsto lungo via Sempione è delicato in quanto presenta molti sottoservizi.

Nel complesso l'opera ha uno sviluppo totale di 6701 m.

CABINA DI DISTRIBUZIONE

In destra orografica del torrente Bogna immediatamente a monte del ponte e della rotonda stradale è prevista la realizzazione di un manufatto in CIs totalmente interrato (vedi sezione geologica) in cui si prevede l'inserimento della condotta in progetto e attraverso un collettore adeguatamente realizzato la distribuzione verso Crevoladossola, Domodossola-via Piave, Domodossola via Sempione e l'eventuale allaccio da realizzare in una seconda fase al serbatoio del Muraccio.

SECONDO LOTTO ALLACCIO AL MURACCIO

Il progetto ha contemplato la possibilità di allacciare direttamente il serbatoio di carico principale di Domodossola "del Muraccio" nei pressi dell'innesto della strada per Bognanco sito alla quota di 340.25 m Tale allaccio potrà prevedere due opzioni da valutarsi:

PRIMA IPOTESI

Eliminare l'innesto della condotta proveniente dal serbatoio di Oira dalla rete e proseguire la condotta con tubazione di diametro di 250 mm in acciaio sino al serbatoio del Muraccio, in modo da trasferire la totalità della risorsa idrica disponibile proveniente dal serbatoio di Oira. Dal serbatoio "del Muraccio" verrà poi regolata la distribuzione alla rete. E' del tutto evidente che in questa scelta progettuale le tubazioni prescelte che si andranno ad installare nella parte bassa della Valle dovranno sopportare pressioni di almeno 25 bar. Inoltre dovrà essere eliminato il pozzetto di interruzione di carico previsto a Oira al fine di ottenere una continuità diretta della condotta in arrivo dal serbatoio di Oira.

SECONDA IPOTESI

Mantenere l'intervento come da progetto con le pressioni definite conseguenti alla realizzazione del pozzetto di interruzione di carico di Oira e collegare, sempre con una tubazione in acciaio di diametro 250 mm il serbatoio "del Muraccio".

2.3 SITUAZIONE RISPETTO AI VINCOLI

Il tracciato interessa aree soggette a:

- **vincolo idrogeologico** (L.R. 9 agosto 1989, n° 45 «Nuove norme per gli interventi da eseguire in terreni sottoposti a vincolo per scopi idrogeologici - Abrogazione legge regionale 12 agosto 1981, n. 27»);
- **vincolo ambientale** (D.Lgs 42/04), in quanto si trova, in parte, a meno di 150 m dal Fiume Toce;
- **valutazione d'incidenza** in quanto ricade in zona **ZPS "Fiume Toce"** IT 1140017;
- **fascia di esondazione C** Le norme di attuazione del PAI (D.P.C.M. del 24.05.2001) per tali aree fanno riferimento all'art.31 **Area di inondazione per piena catastofica** (Fascia C) comma 4 *"Compete agli strumenti di pianificazione territoriale e urbanistica, regolamentare le attività consentite, i limiti e i divieti per i territori ricadenti in fascia C"*
- fascia di rispetto **SNAM S.P.A.** (20 m);
- fascia di rispetto **TERNA S.P.A.** determinata dalla presenza della linea ad alta tensione 132 kV della TERNA S.P.A. (proiezione orizzontale di 15 m dalla mezzeria);
- fascia di rispetto **Superstrada del Sempione** (40 m; 20 m se ridotta).

Per il **SECONDO LOTTO ALLACCIO AL MURACCIO**

- fascia di rispetto Ferrovia (35 m);
- fascia di rispetto Pozzo Muraccio.

La vegetazione presente non interferisce con le aree in progetto ed è costituita da specie pioniere quali noccioli, betulle, salici che non rappresentano specie ad alto fusto e quindi **non trova applicazione l'art. 30 della L.R. 56/77.**

2.4 IDONEITA' URBANISTICA

Dall'analisi degli strumenti urbanistici dei comuni di Crevoladossola, Montecrestese, Domodossola ed in particolare dalla "Carta di Sintesi della Zonizzazione e dell'Idoneità Geomorfologica all'Utilizzazione Urbanistica si evince che le aree interessate dalle opere risultano essere localizzate nell'ambito della classe **IIIA**.

La classe IIIA viene così descritta:

Ai sensi della Circ. P.R.G. 7/LAP la Classe IIIa riguarda: «*Porzioni di territorio **inedificate** che presentano carattere geomorfologici o idrogeologici che le rendano inidonee a nuovi insediamenti (aree dissestate, in frana, potenzialmente dissestabili o soggette a pericolo di valanghe, aree alluvionabili da acque di esondazione ad elevata energia). Per le opere infrastrutturali di interesse pubblico non altrimenti localizzabili (con specifico riferimento ad es. ai parchi fluviali) vale quanto già indicato all'Art.31 della L.R. 56/77».*

"Settori di territorio caratterizzati da grado di pericolosità geomorfologia da medio a molto elevato"

3 RELAZIONE GEOLOGICA

3.1 ASSETTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

Nell'area della presente relazione non sono visibili litotipi affioranti poiché si tratta prevalentemente di zone di piana alluvionale stabilizzata spesso sottoforma di conoidi.

Per poter osservare affioramenti rocciosi costituenti il substrato è necessario spostarsi a monte dove sono tra l'altro sviluppate numerose attività di estrazione della pietra ornamentale.

Si tratta dello gneiss della falda di Antigorio interessato da attività tettonica alpina che ha causato lo sviluppo di sistemi di fatturazione di fase tettonica alpina tardiva.

La zona in oggetto appartiene sia al versante idrografico destro che sinistro della valle Antigorio.

La morfologia delle aree è caratterizzata da zone di pianura alluvionale stabilizzata che è stata interessata dalla formazione di terrazzi alluvionali disposti parallelamente rispetto al corso d'acqua ed altimetricamente a quote differenti.

Sui versanti ad alte quote sono presenti terrazzi di origine morenico glaciale, pareti incombenenti con alla base colate di detrito, depositi di versante nonché fasce di detrito legate alle attività di cava presenti.

Sono diffuse le coltri eluvio-colluviali prodotte dalla degradazione meteorica delle rocce del substrato, in parte sciolte o dilavate dai versanti e direttamente a contatto con

le rocce del substrato; esse sono presenti quali terreni di copertura di esiguo spessore.”
(Tav. n. 2).

3.1.1 PROGETTO NAZIONALE IFFI INVENTARIO FENOMENI FRANOSI ITALIANI

Per quanto riguarda le **aree franose**, attraverso la Carta IFFI Inventario dei Fenomeni Franosi Italiani sono stati distinti:

- in base alla tipologia del fenomeno: DGPV (Deformazione Gravitativa Profonda di Versante), complesso, aree soggette a crolli/ribaltamenti diffusi, crollo/ribaltamento, colamento rapido, aree soggette a frane superficiali diffuse, rotolamento/traslato, colamento lento;
- in base allo stato: attivo/riattivato/sospeso, quiescente generico, stabilizzato generico, relitto, non rilevato.

Dall’inserimento delle opere nella cartografia IFFI risulta interferenza nel tratto iniziale definita crollo/ribaltamento con attività non determinata. (Tav. n. 3).

3.1.2 PROGETTO DI PIANO STRALCIO PER L’ASSETTO IDROGEOLOGICO DEL BACINO DEL PO (PAI)

E’ stato analizzato il Piano Stralcio di Assetto Idrogeologico (P.A.I.) APPROVATO CON D.P.C.M. 24 maggio 2001, così modificato con Delibere del Comitato Istituzionale n.12 e n.17 del 31 luglio 2003.

E’ stato effettuato un inserimento della condotta e di un suo intorno significativo nell’Atlante dei Rischi idraulici e idrogeologici (Delimitazione delle aree di dissesto) del PAI, ed in particolare nel Foglio 035-sez. I –Domodossola, da tale analisi è risultato che:.

- le opere in progetto attraversano le seguenti aree di dissesto PAI (**Tav. n. 4**):
- **area di conoide attivo parzialmente protetta** (Cn) torrente Diveria, torrente Isorno, torrente Bogna;
- **area a pericolosità elevata** (Eb) torrente Diveria, fiume Bogna,
- **area a pericolosità molto elevata** (Ee) fiume Toce, torrente Diveria, fiume Bogna.

3.1.3 PSFF “PIANO STRALCIO DELLE FASCE FLUVIALI”

Dall’esame della tavola di delimitazione delle fasce fluviali (foglio 051 SEZ. - I – Domodossola a scala 1:25.000) parte della tubazione è localizzata nella **fascia di esondazione C** Le norme di attuazione del PAI (D.P.C.M. del 24.05.2001) per tali aree fanno riferimento all’art.31 **Area di inondazione per piena catastrofica** (Fascia C) comma 4 “*Compete agli strumenti di pianificazione territoriale e urbanistica, regolamentare le attività consentite, i limiti e i divieti per i territori ricadenti in fascia C*”.

Si tratta di opera infrastrutturale di interesse pubblico non altrimenti localizzabile. (Tav. n. 5).

3.2 ASSETTO IDROGEOLOGICO E IDROGRAFIA DI SUPERFICIE

Il fiume Toce a monte dell'opera di presa presenta un bacino idrografico caratterizzato dalla presenza di numerosi laghi di sbarramento tra cui il lago Morasco che con una capacità di invaso di $19,38 \cdot 10^6$ mc rappresenta il bacino artificiale principale.

I rii presenti, tributari del fiume Toce, sono interessati da controllo strutturale.

Le acque di origine meteorica che insistono sull'area vengono smaltite, in parte, attraverso la corrivazione superficiale diffusa, la quale confluisce nei corsi d'acqua e, in parte, attraverso l'infiltrazione nei materiali detritici nel sottosuolo.

Il deflusso delle acque dal bacino è influenzato dalla presenza nell'alta valle di diversi ghiacciai (Sabbione, Forno, Arbola ecc.) pertanto, una parte delle precipitazioni che cadono nell'area vanno a formare i corpi dei ghiacciai.

Il flusso idrico delle acque nel Toce è fortemente influenzato dalla presenza delle dighe che hanno indubbiamente un importante ruolo di laminazione e modulazione delle portate.

L'azione erosiva delle acque torrentizie incanalate è considerevole, dato che nel bacino idrografico sono presenti depositi di copertura dallo spessore elevato e la roccia appare affiorante solamente sul versante posto a notevole distanza dalla piana alluvionale.

Lungo l'asta i depositi detritici si trovano depositati principalmente nelle zone pianeggianti di Roledo, Pontetto, Bisate si tratta di materiali abbastanza rimobilizzabili in quanto le acque in occasione delle piene scorrono con velocità discrete con possibilità di asportazione di depositi a granulometria anche molto grossolana.

3.2.1 INTERFERENZA CON POZZI E SORGENTI

Il Secondo lotto del progetto interferisce con la fascia di rispetto del pozzo Muraccio (opera di presa idropotabile) in località Castanedo in Comune di Domodossola.

3.3 DESCRIZIONE DELLA SISMOTETTONICA E INDIVIDUAZIONE DEI LINEAMENTI SISMICI ATTIVI

Non sono segnalate faglie attive nelle prossimità del sito; nell'area tuttavia, a poche decine di km di distanza, oltre il confine svizzero è presente la faglia attiva CHCS01 Eastern Valais.



Questa sorgente sismogenetica composta interessa la regione a cavallo tra l'Italia e il confine sudoccidentale della Svizzera e appartiene al sistema di faglie normali Vallesane nelle alpi Occidentali. L'area risulta priva di caratteristiche compressive attive così come appare non direttamente interessata da convergenza Africa-Europa.

I cataloghi storici e strumentali (Boschi et al., 2000; Gruppo di Lavoro CPTI, 2004; Pondrelli et al., 2006; Guidoboni et al., 2007) mostrano un numero di terremoti compresi in un intervallo di Magnitudo compreso tra 4,5 e 5 Mw che hanno interessato l'area oltre a tre eventi dannosi 25 luglio 1955 (Mw 5,8) Vallese, 15 aprile 1924 (Mw 5,5) Roran e 9 settembre 1755 (Mw 5,9) Vallese (dal Sud a Sudovest a Nordest).

La regione ad ampia scale è dominata da fenomeni di estensione, ed è anche interessata da epicentri, che sono disposti a larga scala topografica sulla linea di cresta in questo settore delle Alpi Occidentali. La regione è ben correlata con l'area della catena alpina dove la crosta è più sottile.

La direzione della sorgente è basata su strutture mappate ($N40^{\circ} - 65^{\circ}$). L'inclinazione è su dati sottosuolo e considerazioni geometriche ($60^{\circ} - 70^{\circ}$). L'inclinazione (Rake) è basata su dati sismologici ed è rappresentativa di carattere estensivo (250-290). La minima e la massima profondità (5,0 e 20,0 km rispettivamente) sono basate su dati sismologici e su considerazioni geometriche. Il rigetto è ricavato da osservazioni geologiche in strutture adiacenti che condividono lo stesso carattere tettonico con la Struttura sismogenetica del Vallese Orientale (0,1 – 1,0 mm/anno).

La massima magnitudo è stata stimata su i maggiori terremoti dannosi che si sono verificati nell'area (Mw 5,9).

3.4 PIANO DI INDAGINI PER LA CARATTERIZZAZIONE DEL SITO

Allo scopo di definire le caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni e delle rocce e definire il modello geotecnico di sottosuolo e dei valori caratteristici dei parametri geotecnici sono stati utilizzati i dati della campagna di indagini, prove geotecniche e geofisiche effettuate dal nostro studio sul **fiume Toce in Comune di Crevoladossola** località **Pontetto-lago Tana** in relazione al progetto di allargamento del ponte sulla provinciale.

In particolare si tratta di:

- esecuzione di **due sondaggi a carotaggio continuo** spinti sino alla profondità di 15 m (realizzati uno da 15 m e uno da 24 m), e un sondaggio a carotaggio continuo sino a 30 m oltre alla realizzazione di prove SPT in foro ogni 3 m.
- **indagine geofisica** per la determinazione della pericolosità sismica di base del sito ai sensi del § 3.2 NTC e § 3.2 della Circolare, con caratterizzazione della V_{s30} tramite l'esecuzione di una prova geofisica tipo MASW ;
- **indagini di laboratorio** consistenti di prove di caratterizzazione su un campione prelevato dalle carote di sondaggio: prova di taglio – granulometria e aerometria – determinazione dei limiti di Atterberg – classificazione ASTM.

I dati vengono riportati nella relazione geotecnica.

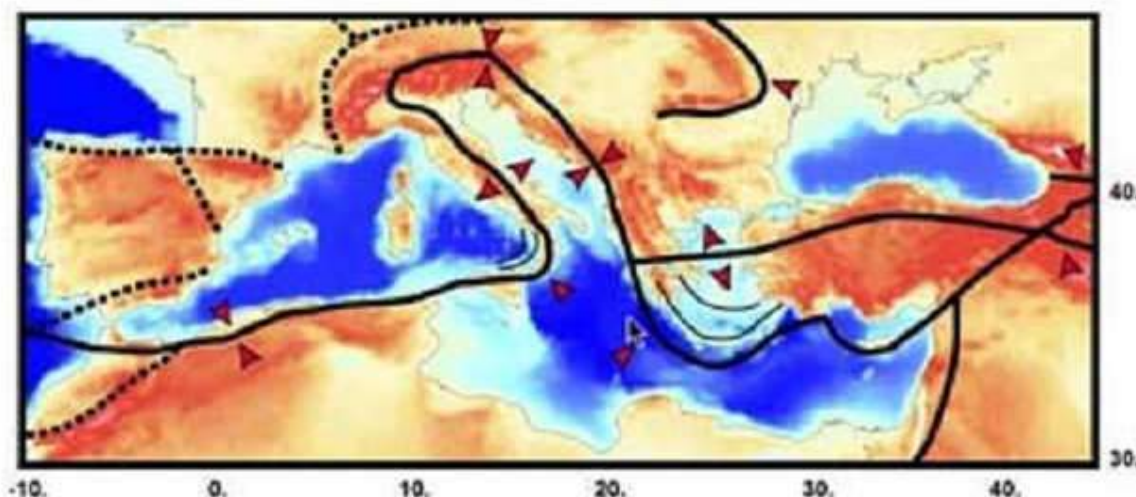
4 RELAZIONE SISMICA

4.1 PREMESSA

L'Italia è uno dei Paesi a maggiore rischio sismico del Mediterraneo, per la frequenza dei terremoti che hanno storicamente interessato il suo territorio e per l'intensità che alcuni di essi hanno raggiunto, determinando un impatto sociale ed economico rilevante.

La sismicità della Penisola italiana è legata alla sua particolare posizione geografica, perché è situata nella zona di convergenza tra la zolla africana e quella eurasiatica ed è sottoposta a forti spinte compressive, che causano l'accavallamento delle zolle stesse. La sismicità più elevata si concentra nella parte centro-meridionale della Penisola, lungo la dorsale appenninica, in Calabria e Sicilia e in alcune aree settentrionali, come il Friuli, parte del Veneto e la Liguria occidentale.

Solo la Sardegna non risente particolarmente di eventi sismici.



Schema tettonico semplificato dell'area mediterranea (fonte INGV)

Il territorio regionale piemontese è circondato a nord, a ovest e a sud dal sistema alpino occidentale, catena collisionale originatasi a partire dal Cretaceo per lo scontro fra le placca Europea ed Adriatica. Il contesto tettonico ed i regimi geodinamici tutt'ora attivi portano la regione ad essere interessata da una sensibile attività sismica, generalmente modesta come intensità, ma notevole come frequenza. I terremoti si manifestano principalmente lungo due direttrici che riflettono chiaramente l'assetto tettonico regionale essendo quasi coincidenti, entro un ragionevole margine di distribuzione, l'uno con il fronte Pennidico e l'altro con il limite fra le unità pennidiche e la pianura padana.

Osservando infatti la localizzazione degli epicentri dei terremoti registrati dalla rete sismica si nota chiaramente una distribuzione dispersa lungo due direttrici principali: una segue la direzione dell'Arco Alpino occidentale nella sua parte interna, in corrispondenza del massimo gradiente orizzontale della gravità; l'altra, più dispersa, segue l'allineamento dei massicci cristallini esterni in corrispondenza del minimo gravimetrico delle Alpi Occidentali francesi.

Le due direttrici convergono nella zona del Cuneese, per riaprirsi a ventaglio verso la costa interessando il Nizzardo e l'Imperiese.

4.2 INQUADRAMENTO NORMATIVO

A seguito dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", è stata introdotta una nuova classificazione sismica del territorio nazionale articolata in 4 zone, le prime tre delle quali corrispondono dal punto di vista della relazione con gli adempimenti previsti dalla Legge 64/74 alle zone di sismicità alta ($S=12$), media ($S=9$) e

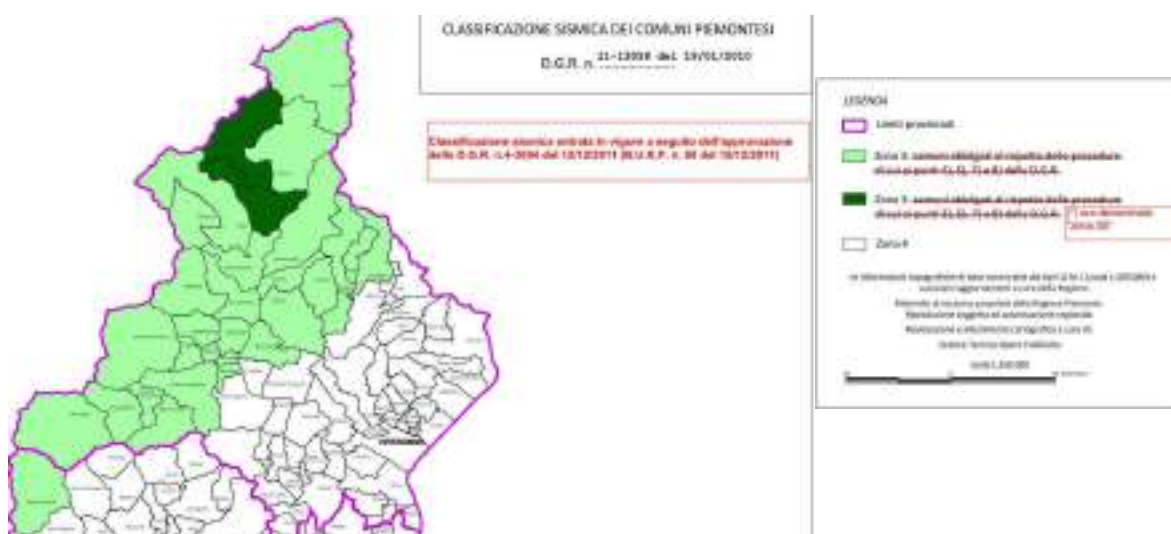
bassa ($S=6$), mentre per la zona 4, di nuova introduzione, si dà facoltà alla regioni di—imporre l'obbligo della progettazione antisismica.

Per quanto riguarda la Regione Piemonte si sono aggiunti ai 41 comuni posti in II categoria ai sensi della vecchia classificazione (D.M. n° 82 del 4 febbraio 1982), 168 nuovi comuni in zona 3 distribuiti fra le province del Verbano Cusio Ossola (VB), di Cuneo (CN) e di Alessandria (AL). Viene anche introdotto, con la nuova normativa, un riferimento agli intervalli di accelerazione orizzontale, con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (ag/g), attesi per ogni zona. Con l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 aprile 2006 sono stati approvati i criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone, nonché la mappa di pericolosità sismica di riferimento a scala nazionale.

Con la Deliberazione della Giunta Regionale n.4-3084 del 12/12/2011 pubblicata sul Bollettino Ufficiale n.50 del 15/12/2011 è stato approvato l'aggiornamento e l'adeguamento delle procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione dei rischio sismico ed è stata recepita la classificazione sismica di cui alla DGR n. 11-13058 del 19/01/2010. Si precisa che la zona sismica 3S comprende i 41 comuni già classificati in zona sismica 2 dalla DGR n. 61 - 11017 del 17/11/2003, cui si aggiungono complessivamente 44 comuni; la zona sismica 3 comprende 365 comuni, ed infine la zona sismica 4 comprende i restanti 797 comuni.

Sulla base di tale classificazione i Comuni di Crevoladossola, Domodossola, Montecrestese risultano classificati in zona 3.

Attraverso la Deliberazione della Giunta Regionale 19 gennaio 2010, n. 11-13058 Aggiornamento e adeguamento dell'elenco delle zone sismiche (O.P.C.M. n. 3274/2003 e O.P.C.M. 3519/2006), la Regione Piemonte ha deliberato di dare atto che la previsione



Stralcio della Carta della classificazione sismica dei comuni piemontesi (da www.regione.piemonte.it, non in scala)

contenuta nell'art. 2 della D.G.R. 61-11017 del 17/11/2003, inerente la non introduzione per la zona 4 dell'obbligo di progettazione antisismica, risulta superata con l'entrata in vigore delle disposizioni di cui al Decreto Ministero Infrastrutture del 14 gennaio 2008, "Nuove norme tecniche per le costruzioni" che, pertanto, trovano piena applicazione su tutto il territorio regionale.

4.3 SISMICITÀ STORICA

Al fine di inquadrare dal punto di vista della sismicità storica l'area in esame, sono state consultate le informazioni riportate nel DBMI15 (Locati et al., 2015), il database macrosismico utilizzato per la compilazione del Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani CPTI15 (Rovida et al., 2015, consultabile on-line al sito <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI>).

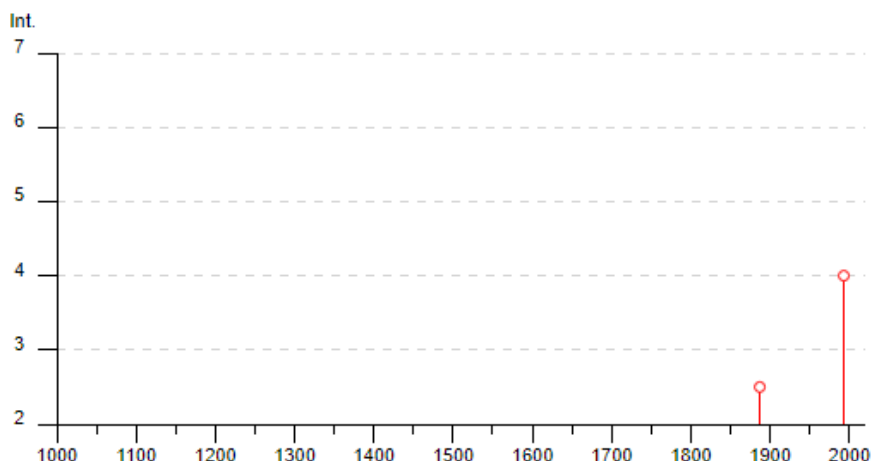
Si è considerata la sismicità del Comune di Crevoladossola, che risulta più prossimo alla zona sismogenetica della vicina Svizzera, in particolare il database contiene le seguenti informazioni:

Crevoladossola



PlaceID IT_04167
 Coordinate (lat, lon) 46.156, 8.303
 Comune (ISTAT 2015) Crevoladossola
 Provincia Verbano-Cusio-Ossola
 Regione Piemonte
 Numero di eventi riportati 3

Effetti	In occasione del terremoto del									
Int.	Anno	Me	Gi	Ho	Mi	Se	Area epicentrale	NMDP	Io	Mw
2-3	1887	02	23	05	21	5	Liguria occidentale	1511	9	6.27
4	1993	06	14	12	28	3	Val d'Ossola	139	5-6	4.34
NF	2005	09	08	11	27	1	Massif du Mont-Blanc	281		4.44



4.4 AZIONE SISMICA AI SENSI DEL D.M. 14/01/2008

Le azioni sismiche di progetto ai sensi del D.M. 14/01/2008, in base alle quali valutare il rispetto degli stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A nelle NTC-D.M. 14/01/2008), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di superamento P_{V_R} nel periodo di riferimento V_R . In allegato alla norma citata NTC-D.M. 14/01/2008, per tutti i siti considerati, sono forniti i valori di a_g , F_0 e T_C^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

Ai sensi del D.M. 14/01/2008 ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica stessa si può fare riferimento a un approccio semplificato (NTC punto 3.2) al quale si farà riferimento in quanto segue; si assumono i seguenti parametri di base:

- **Coordinate del sito ED50:** latitudine: 46,182486, longitudine: 8,32028
- **Categoria di sottosuolo:** classificabile come suolo di tipo “B”, ovvero “– Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica $NSPT > 50$, o coesione non drenata $c_u > 250$ kPa).”
- **Condizioni topografiche:** per quanto concerne le caratteristiche della superficie topografica l'area in oggetto può essere classificata di categoria T2 “pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ ”.

L'azione sismica di riferimento è individuata in termini di:

- $a_{g,max}$ = accelerazione orizzontale massima al sito;
- S = fattore di amplificazione che dipende dalla categoria di sottosuolo (SS)
- e dalla superficie topografica (ST);
- F_0 = fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima;
- T_C^* = periodo di riferimento che consente di calcolare il periodo T_C corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro.

Prendendo quindi in considerazione l'area in oggetto, nel seguito si riportano i parametri dell'azione sismica di riferimento che possono essere considerati rappresentativi per le opere in ipotesi di progetto. In particolare, posto:

- Vita nominale V_N : 100 anni
- Classe d'uso: IV
- Coefficiente d'uso C_U : 2,0

- Periodo di riferimento V_R : 200 anni

per gli Stati Limite Ultimi risulta quanto segue:

Stato limite di salvaguardia della vita (SLV) (La probabilità di superamento dell'azione sismica nel periodo di riferimento V_R (50 anni) è del 10% a cui corrisponde un periodo di ritorno dell'azione sismica $T_R = 475$ anni):

$$a_{g,max} = S_S \times S_T \times a_g = 1,200 \times 1,2 \times 0,138g = 0,19872 g;$$

$$F_o = 2,517;$$

$$T_C^* = 0,310 s.$$

Stato limite di prevenzione del collasso (SLC) (La probabilità di superamento dell'azione sismica nel periodo di riferimento V_R (50 anni) è del 5% a cui corrisponde un periodo di ritorno dell'azione sismica $T_R = 975$ anni):

$$a_{g,max} = S_S \times S_T \times a_g = 1,200 \times 1,2 \times 0,150g = 0,216 g;$$

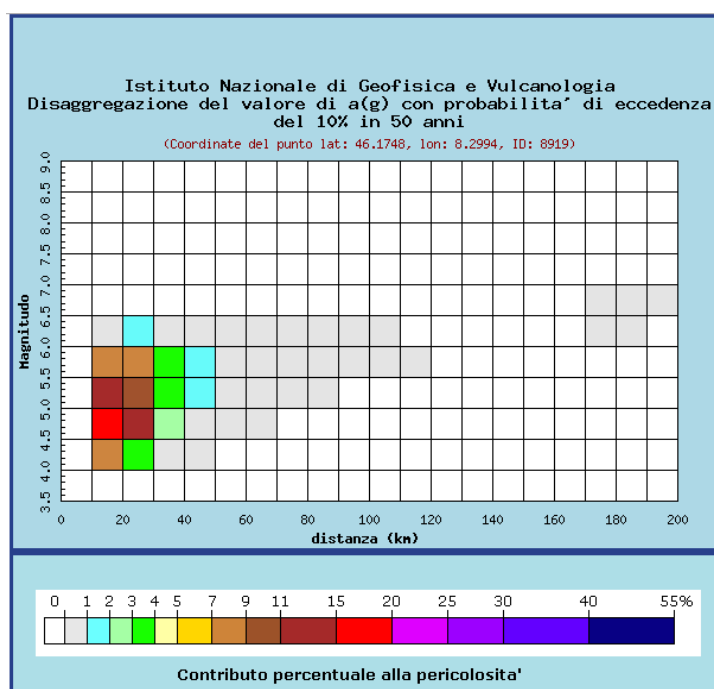
$$F_o = 2,536;$$

$$T_C^* = 0,315 s.$$

4.5 Magnitudo di riferimento

Al fine di definire la Magnitudo (M) di riferimento, ci si è riferiti alla disaggregazione sismica del terremoto di progetto.

La disaggregazione della pericolosità sismica consente di valutare i contributi di diverse sorgenti sismiche alla pericolosità di un sito. La forma più comune di disaggregazione è quella bidimensionale in magnitudo e distanza (M-R) che permette di definire il contributo di sorgenti sismogenetiche a distanza R capaci di generare terremoti di magnitudo M. Espresso in altri termini, il processo di disaggregazione in M-R fornisce il terremoto che domina lo scenario di pericolosità (terremoto di scenario) inteso come l'evento, di magnitudo M a distanza R dal sito oggetto di studio, che contribuisce maggiormente alla pericolosità sismica del sito stesso.



Disaggregazione del terremoto di progetto

Per il terremoto di progetto, l'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) fornisce tali valori e anche i valori medi. In figura è riportata la disaggregazione del valore di a_g con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni.

Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
5.120	23.400	1.170

Valori medi del terremoto di progetto

Dall'esame di tali grafici risulta che il contributo percentuale massimo alla pericolosità è fornito da terremoti con magnitudo superiore a 5,0 (terremoto di scenario). I valori medi sono caratterizzati da una magnitudo $M=5,12$ e da una distanza $R=23,4$ km.

5 RELAZIONE GEOTECNICA

5.1 Indagine geofisica per la determinazione della Vs30

Il metodo si basa sul principio che il profilo verticale delle Vs, può essere ricavato per inversione e/o per modellizzazione diretta della velocità di fase delle onde di superficie (Rayleigh e/o Love) (Dorman e Ewing, 1962).

Le onde di Rayleigh (1885) costituiscono un particolare tipo di onde di superficie che si trasmettono sulla superficie libera di un mezzo isotropo e omogeneo e sono il risultato dell'interferenza tra onde di pressione (P-waves) e di taglio verticali (Sv-waves). In un mezzo stratificato queste onde sono di tipo guidato e dispersivo, e vengono definite pseudo-Rayleigh.

La dispersione è una deformazione di un treno d'onde dovuta ad una variazione di propagazione di velocità con la frequenza. Le componenti a frequenza minore penetrano più in profondità rispetto a quelle a frequenza maggiore, per un dato modo, e presentano normalmente più elevate velocità di fase il calcolo del profilo delle velocità delle onde di Rayleigh, $V(\text{fase})/\text{frequenza}$, può essere convertito nel profilo di Vs/profondità.

Metodo "MASW" (Multichannel Analysis of Surface Waves)

Il MASW (Park et al., 1999) è stato sviluppato in parte per superare le difficoltà dell'applicazione del SASW in ambienti rumorosi. La tecnica che prevede la registrazione simultanea (in questo caso l'energizzazione è prodotta da un apposito fucile sismico) di 12 o più canali (separati da 0,5 m a 10 m), fornisce una ridondanza statistica delle misure di velocità di fase e ne avvalora la veridicità.

Il salvataggio delle tracce nel dominio temporale, previsto dal metodo, permette inoltre di distinguere e evidenziare, durante l'analisi, le onde di Rayleigh presenti nel record che, normalmente, sono caratterizzate da un'elevata ampiezza di segnale (circa il 60% dell'energia prodotta dalla sorgente artificiale si distribuisce in onde di superficie). Una

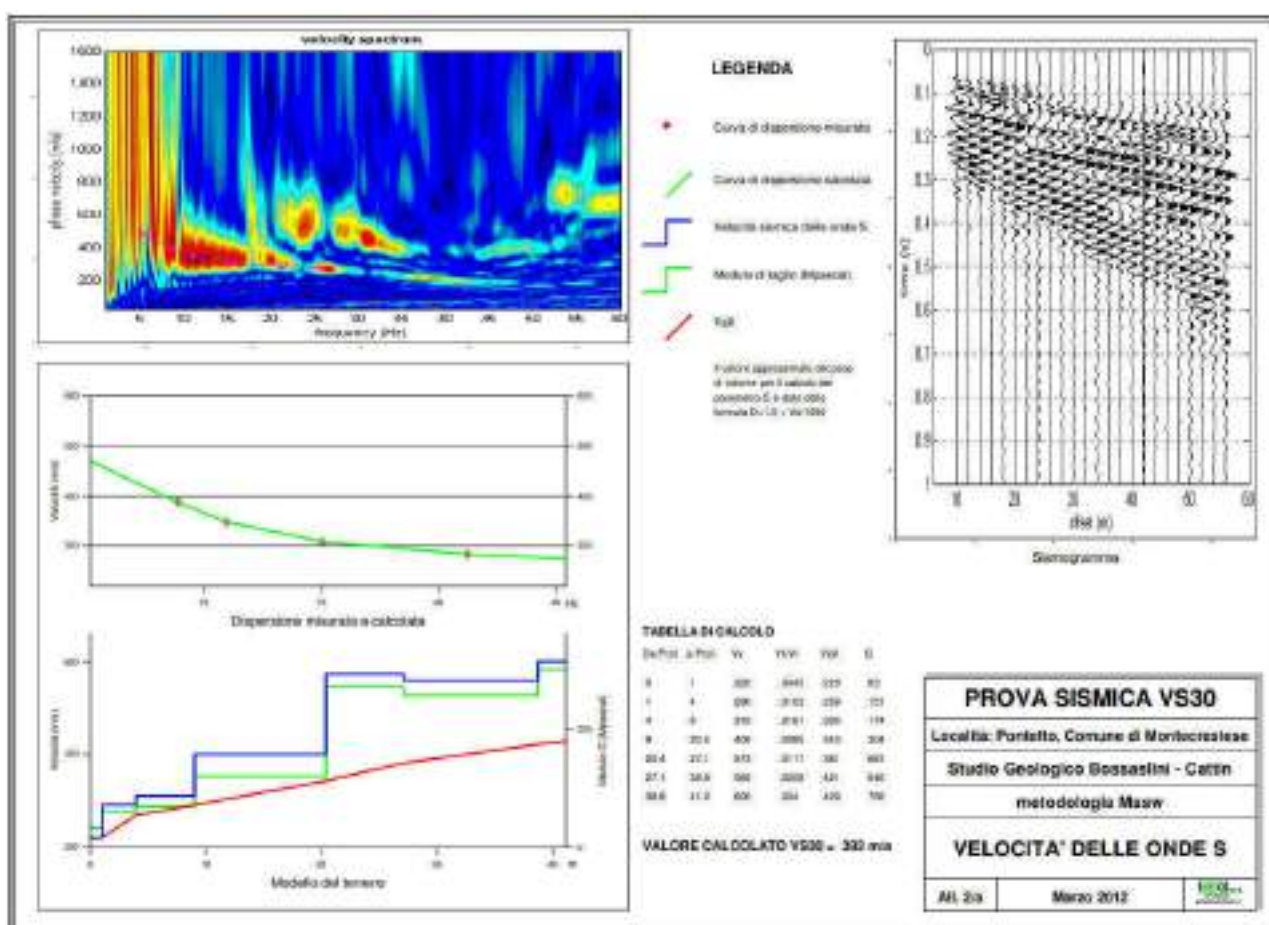
particolare analisi spettrale, “overtone analysis”, produce un grafico Velocità di fase—frequenza in cui si può distinguere il modo fondamentale delle onde di superficie da cui ricavare la curva di dispersione ed il profilo delle Vs per successiva inversione 1-D. La tecnica permette inoltre di eseguire misure ripetute spostandosi nella direzione di allineamento per risalire ad un profilo bidimensionale che evidenzia le variazioni laterali delle Vs. risoluzione.

Modalità esecutive

Sono stati realizzati stendimenti di 24 geofoni spazati di 2 m. La lunghezza delle registrazioni è stata di 1 sec, con un passo di campionamento di 0.25 ms.

Si ricorda che il punto di determinazione del profilo delle Vs in profondità, si riferisce al centro dello stendimento geofonico.

Anche in questo caso per l'acquisizione dei sismogrammi è stato utilizzato un EEG BR24 a 24 canali e elevata dinamica. I geofoni utilizzati hanno una frequenza propria di 10 Hz.



Allegato restitutivo dell'acquisizione MASW



Analisi dei risultati

Esaminando i risultati della prove eseguite è possibile trarre le seguenti conclusioni:
il risultato della prova eseguita con la metodologia MASW indica il seguente valore di:

$$V_{s30} = 393 \text{ m/s}$$

Si tratta di un valore tipico di depositi prevalentemente ghiaiosi molto addensati, quindi, il sito può essere classificato come suolo di fondazione appartenente alla:

- **Categoria B**, *“Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica $NSPT > 50$, o coesione non drenata $c_u > 250 \text{ kPa}$)”.*

5.2 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

5.2.1 Sondaggi a carotaggio continuo

La perforazione è stata realizzata utilizzando una sonda PX 850 montata su Mercedes Unimog U500. Si è scelto di realizzare un sondaggio a carotaggio continuo in quanto questa tecnica è quella che consente l'individuazione di strati sabbiosi non altrettanto si può dire nel caso della presenza di ciottoli e blocchi.

Si è proceduto alla perforazione e alla messa in opera del rivestimento da 152 mm per tutta la lunghezza del foro; durante la perforazione sono state eseguite 10 prove SPT una ogni tre metri di sondaggio.

Le prove sono state eseguite nei fori di sondaggio, previa pulizia del foro, tramite—impiego di apposita attrezzatura di battitura consistente in maglio a sganciamento automatico del tipo Plicon-Nenzi (peso maglio 63.50 kg; altezza di caduta 75 cm; aste L = 3.00 m, \varnothing = 50 mm giuntate a nipplo m/m; campionatore Raymond).

La **superficie piezometrica** è stata incontrata solo in due dei tre fori di sondaggio e a profondità diversa in quanto le quote di piano campagna sono diverse ma la quota assoluta è la stessa in particolare nei due fori di sondaggio S2 e S3 rispettivamente a **-19,08 m** ed a **-12,57 m**.

La composizione del terreno e la stratigrafia sono state desunte dalle seguenti fonti:

1. Osservazione delle carote di terreno estratte durante la perforazione;
2. Risultati delle analisi granulometriche;

Dall'analisi comparativa dei tre carotaggi risulta evidente la mancanza di omogeneità laterale.

5.2.2 Prove di laboratorio

Le prove di laboratorio sono state eseguite su un campione ricavato da una carota del sondaggio S3 rappresentativo della quota di imposta delle fondazioni.

Il campione è stato prelevato nel seguente punto :

- Campione 1 tra -4.00 e -4,50 m dal piano campagna in un tratto definito sul campo come **“sabbioso limoso con ghiaia debolmente plastico”**.

Dalle analisi granulometriche è risultato:

- Campione 1 tra -4.00 e -4,50 m dal piano campagna in un tratto definito come **“SM sabbia limosa”** non plastico con peso di volume pari 1,80 t/mc, angolo di attrito di picco di circa 33,63° e coesione nulla.

Il **coefficiente di uniformità U_c** è risultato pari a 63 a conferma dell'estrema disuniformità dei depositi e la loro origine torrentizia.

Questi sono costituiti da ciottoli e blocchi da decimetrici a metrici immersi in una matrice sabbiosa limosa o più ghiaiosa a seconda dei casi. I granuli sono risultati subangolari e raramente subarrotondati con valori di sfericità da medi d alti.

La grande maggioranza di minerali così presenti è data da feldspati, quarzo, biotite e subordinatamente carbonati e muscovite.

L'insieme di questi minerali conferisce un **peso di volume naturale** al terreno, di circa intorno a 1,75 – 1,77 g/cm³.

La **prova di taglio** eseguita ha dato di $\phi'_{di\ picco}$ **33,63°** (da bibliografia risulta ϕ' compreso tra 27° e 35°) e un valore di **coesione di 0 kg/cm²**.

Pertanto, agendo in favore della sicurezza si può affermare che in tali materiali, di tipo granulare, la resistenza al taglio è fornita esclusivamente dall'attrito interno in quanto la coesione può considerarsi trascurabile.

5.3 VALORI CARATTERISTICI

L'Eurocodice 7: "Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules" [1], introduce il

concetto dei valori caratteristici dei parametri geotecnici. Il valore caratteristico, inteso come una stima cautelativa del parametro che influenza l'insorgere dello stato limite in considerazione, dovrà essere utilizzato in qualsiasi tipo di verifica geotecnica, che si tratti di SLU (stati limite ultimi ovvero potenziale presenza di una superficie di rottura) o di SLE (stati limite di esercizio ossia deformazioni di tipo elastico o di consolidazione a prescindere dallo stato di rottura). Il DM 14/01/2008, "Norme tecniche per le costruzioni", ha adottato il concetto dei valori caratteristici, senza peraltro chiarirne la definizione e determinazione.

La Circolare esplicativa di un decreto ministeriale legge ufficiale dello stato, contiene chiari riferimenti ai valori caratteristici:

"C6.2.2 INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

Valori caratteristici dei parametri geotecnici.

Nelle valutazioni che il progettista deve svolgere per pervenire ad una scelta corretta dei valori caratteristici, appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti. Al contrario, valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici appaiono più giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno, con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua insufficiente rigidità".

Il metodo statistico

Il metodo statistico per la determinazione dei valori caratteristici non è accettato all'unanimità. Tale affermazione non è però supportata da una proposta diversa rispetto all'utilizzo della statistica. Altro problema è la generalmente scarsa numerosità dei dati come frequentemente accade in geotecnica soprattutto nei progetti di modesta entità, con budget di spesa limitati. Nell'articolo di McCoy "(2009) "Introduzione operativa al concetto dei valori caratteristici secondo l'Eurocodice 7 (norma europea prEN1997-1), si afferma che questa limitazione non è vera, cito: "Una obiezione frequente al trattamento statistico è che questo non può essere eseguito con pochi dati. Al contrario, utilizzando la discriminazione e il giudizio tecnico e la conoscenza a priori regionale e locale, un trattamento statistico è possibile anche nel caso estremo di un solo dato a disposizione (o, al limite, di nessun dato disponibile, in questo caso

facendo affidamento esclusivamente sulla conoscenza pregressa). Quando ci troviamo in condizioni di compensazione (generalmente strutturale) e il dataset ha una numerosità piccola (da 1 a 5 dati usualmente), possiamo ricorrere alla statistica classica, con ipotesi di varianza nota.

$$x_k = \bar{x} \pm z_{0,05} \cdot \left(\frac{\sigma}{\sqrt{n}} \right) \approx \bar{x} \pm 1.645 \cdot \left(\frac{\sigma}{\sqrt{n}} \right)$$

Dove:

x_k è il valore caratteristico desiderato

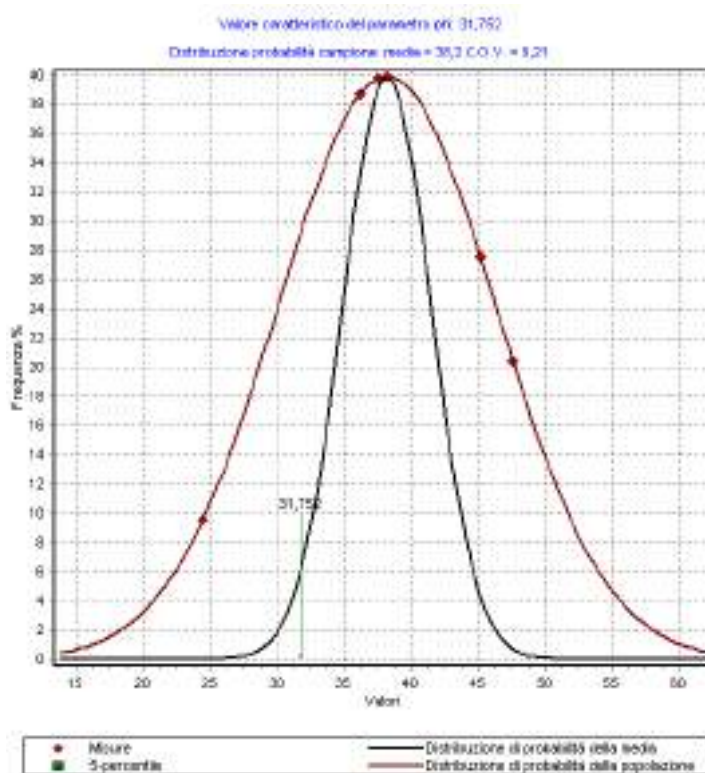
\bar{x} con barra il valore medio (ignoto) della popolazione, ipotizzato essere uguale al valore medio del campione

z è la distribuzione normale standardizzata

σ è la deviazione standard della popolazione

n è la numerosità del campione

La statistica è stata quindi utilizzata per determinare il valore caratteristico dell'angolo di attrito e in tal caso sono stati utilizzati i valori di angolo di attrito ricavati dalle prove SPT in foro, relativi agli strati sino alla profondità di 6 metri, escludendo quelli delle SPT andate a rifiuto. Nel nostro caso avendo un dataset di 6 dati è stata utilizzata la distribuzione di Student che ha per messo di ottenere il valore caratteristico della popolazione.



Nel caso in esame, fondazione a platea ci troviamo in situazione di compensazione pertanto si ritiene adeguato l'utilizzo di valori caratteristici prossimi ai valori medi dei parametri geotecnici.

Litotipo	Φk°	γk kN/mc	c'k dN/cm ²
Deposito detritico alluvionale	38,2	17,65	0

5.4 STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

Vengono date indicazioni di massima nei confronti del fenomeno della liquefazione basandoci sulle penetrometrie effettuate sino alla profondità di 30 m sia in centro alveo che sulle sponde del fiume Toce in località Pontetto.

Le aree dove verrà posizionata la tubazione deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.

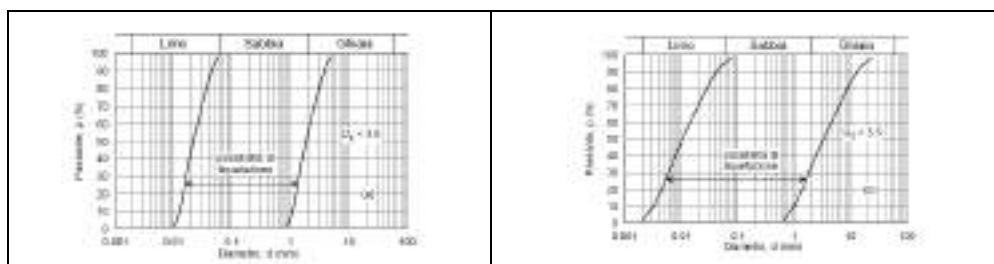


Figura 1(a) – 1(b) Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- 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 $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{ciN} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{ciN} 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 1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

In base alle prove penetrometriche sotto riportate (sondaggio località Pontetto sponda fluviale) il terreno non è liquefacibile.

Liquefazione

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Fs liquefazione
[1] - Strato	35,892	3,45	35,892	Seed e Idriss (1971)	--
[2] - Strato	33,898	6,45	33,898	Seed e Idriss (1971)	--
[3] - Strato	48,853	9,45	48,853	Seed e Idriss (1971)	--
[4] - Strato	28,913	12,45	28,913	Seed e Idriss (1971)	--
[5] - Strato	50,847	15,45	50,847	Seed e Idriss (1971)	--
[6] - Strato	62,811	18,45	62,811	Seed e Idriss (1971)	--
[7] - Strato	50,847	21,45	32,9235	Seed e Idriss (1971)	--
[8] - Strato	54,835	24,45	34,9175	Seed e Idriss (1971)	--

5.5 STABILITA' DEGLI SCAVI

La realizzazione del progetto prevede l'esecuzione di scavi con altezza limitata per la posa della tubazione a e quindi non risulta necessario verificare l'altezza di scavo a parete verticale a breve termine.

Esaminato il progetto si possono osservare le seguenti altezze di scavo:

Opera	tratto	Lunghezza m	Altezza scavi m	Note/attraversamenti
Condotta acciaio diametro 250 mm	AB	389	1.00	-
Pozzetto interruzione	AB		2.50	-
Condotta acciaio diametro 250 mm	BC	858	1.00	fognatura, rii, SP Valle Antigorio, muretti a secco, passerella Toce a Canova
Condotta ghisa 250 mm	CD	1081	1.00	sottopasso strada statale
Condotta acciaio diametro 250 mm	DE	70	1.00	-
Manufatto di arrivo	DE		3.50	sottopasso ANAS
Condotta ghisa 250 mm	EF	1279	1.00	canale scarico
Condotta acciaio diametro 250 mm	FG	301	1.00	fognatura
Condotta ghisa 250 mm	GH	207	1.00	--
Condotta acciaio diametro 250 mm	HI	151	2,00	Diveria
Condotta ghisa 250 mm	IL	294	1.00	-
Condotta acciaio diametro 250 mm	LM	45	1.00	canale ENEL
Condotta ghisa 250 mm	MN	1454	1.00	-
Condotta acciaio diametro 250 mm	NO	563	1.00	Bogna
Cabina di distribuzione alla rete di Domodossola (manufatto di arrivo)			2.50	

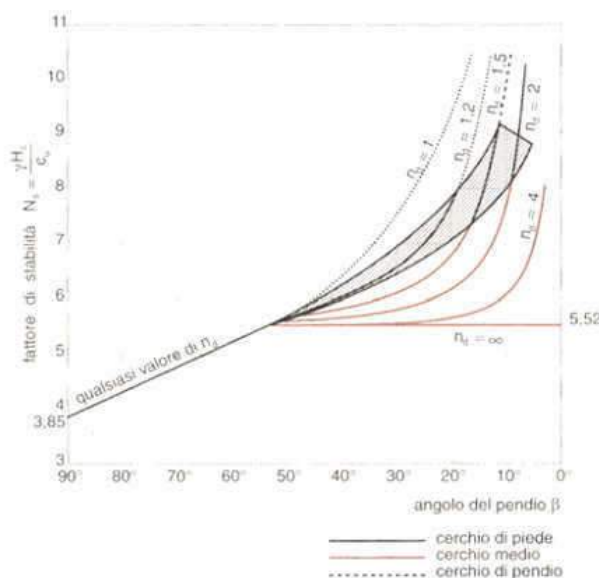
Le opere di scavo da effettuare si possono così riassumere

- scavo a sezione obbligata o a sezione ristretta per posa tubazione e manufatti, in terreni sciolti o compatti, **fino a 2,50 m di profondità rispetto al piano di sbancamento**, eseguito con idonei mezzi meccanici, con eventuale intervento manuale ove occorra;
- rinterro a macchina degli scavi in genere, con le materie di scavo precedentemente estratte e depositate nell'ambito del cantiere, compreso carico, trasporto, scarico, costipazione e regolarizzazione;
- sistemazione muri in pietra a secco esistenti, interessati dal passaggio della condotta;
- trasporto di materie di scavo dai cantieri alle discariche, compreso carico, scarico e oneri discarica.

La realizzazione del progetto prevede l'esecuzione di scavi che avranno un'altezza che potrà raggiungere i 2,5 m quindi risulta necessario verificare l'altezza di scavo a parete verticale a breve termine.

Viene quindi effettuata la verifica di stabilità a breve termine, in condizioni non drenate e attrito nullo, utilizzando la soluzione di Taylor (1937).

Il tipo di rottura e la posizione del cerchio critico dipendono, dall'inclinazione β del pendio e dal fattore di profondità n_d , che è il rapporto adimensionale fra la profondità H_1 di un eventuale strato rigido di base e l'altezza H del pendio.



In condizioni di equilibrio limite l'altezza critica del pendio vale:

$$H_c = N_s \cdot \frac{c_u}{\gamma}$$

ove N_s = fattore di stabilità dipendente da β e da n_d ;

c_u = coesione non drenata;

γ = peso di volume;

Si ha che per $\beta = 90^\circ$ N_s è indipendente da n_d ed è uguale a 3,85.

Da cui

$$H_c = N_s \cdot \frac{c_u}{\square} = \frac{3,85 \cdot 9,81 \text{ kN/m}^2}{18,92 \text{ kN/m}^3} = 1,99$$

La massima altezza a breve termine a scarpa inclinata in un terreno che nel nostro caso consideriamo omogeneo fino a grande profondità con $n_d = \infty$ terreno omogeneo fino a grande profondità il pendio è instabile per $N_s \geq 5,52$.

$$H_c = N_s \cdot \frac{c_u}{\square} = \frac{5,52 \cdot 9,81 \text{ kN/m}^2}{18,92 \text{ kN/m}^3} = 2,86$$

In tali condizioni la **massima altezza a breve termine risulta uguale a 2,86 m** con inclinazione massima della scarpa di 50°.

Nel caso venga superata l'altezza massima a breve termine i fronti di scavo di sbancamento andranno essere eseguiti a campioni di altezza e ampiezza limitate (conci) in relazione alle caratteristiche fisico-meccaniche del terreno e saranno lasciati aperti il più breve tempo possibile e ricoperti con teli impermeabili in occasione di precipitazioni meteoriche al fine di inibire l'innescare di eventuali processi erosivi.

Le altezze dei conci di scavo dovranno rispettare le risultanze della verifica sopra riportata. In ogni caso si raccomanda, di realizzare gli scavi in periodo asciutto lasciandoli aperti il più breve tempo possibile ed utilizzare adeguate opere provvisorie negli scavi per la realizzazione degli edifici.

Le scarpate in materiali sciolti che andranno a costituirsi dovranno essere modellate in modo da garantire una loro piena stabilità e cioè dovranno essere realizzate con angoli di scarpa massimi di 30° o sostenute da adeguate opere di sostegno; inoltre dovranno al più presto essere dotate di una protezione contro l'azione erosiva delle acque di scorrimento superficiale (semine, eventuale posa di georeti, ecc.); per lo stesso motivo sulle scarpate dovrà essere evitato il concentrarsi delle acque ruscellanti.

Ai fini della corretta applicazione della L.R. 45/89 i movimenti terra in progetto riguardano superfici superiori a mq 5.000,00 e volumi di scavo e di riporto superiori a mc 2.500,00

La competenza al rilascio dell'autorizzazione viene ricavata **dalla Circolare PGR n. 4/AMD del 3.04.2012** che al punto **10.3 Condotte interrato** stabilisce che per le condotte interrate di diametro inferiore al metro, una larghezza convenzionale della superficie modificata pari a m. 2,00 ed un volume convenzionale di scavo pari a 1 mc per un metro di sviluppo.

Quindi

superficie modificata = $6.320,3 \cdot 2\text{m} = 12.640,6 \text{ mq}$

volume convenzionale di scavo = $6.320,3 \text{ mc}$

La competenza è quindi della Provincia

	Scavo	Materiale da riportare (sabbia)	Rinterro	Materiale in esubero	Modalità di utilizzo materiale in esubero: utilizzo nell'ambito del cantiere, recupero da parte di ditta per inerti, trasporto a pubblica discarica
	mc	mc	mc	mc	
Tubazione	6.320,3	2.229,26	3.432,5	2.753,97	utilizzo nell'ambito del cantiere, recupero da parte di ditta per inerti, trasporto a pubblica discarica
Cabina di distribuzione	87,5	-	-	87,5	utilizzo nell'ambito del cantiere, recupero da parte di ditta per inerti, trasporto a pubblica discarica
Pozzetto interruzione	75,0	-	-	75,0	utilizzo nell'ambito del cantiere, recupero da parte di ditta per inerti, trasporto a pubblica discarica
Rifacimento muretti a secco	25,0	-	10,0	15,0	utilizzo nell'ambito del cantiere, recupero da parte di ditta per inerti, trasporto a pubblica discarica
altro					
totale	6507,8	2229,26	3442,5	2931,47	utilizzo nell'ambito del cantiere, recupero da parte di ditta per inerti, trasporto a pubblica discarica

	Aree soggette a trasformazione temporanea	Aree soggette a trasformazione permanente
	mq	mq
Totale	12.640,6 mq	-----

Le operazioni di scavo in relazione all'intervento da effettuare può essere distinta nelle seguenti fasi:

1. scavo meccanico di terreni di media consistenza in assenza di substrato roccioso;
2. deposito nell'ambito del cantiere del **materiale di risulta da portare in discarica**;
3. ripristino del piano di campagna con terra vegetale.

5.6 CARICO AMMISSIBILE SULLE FONDAZIONI

Il calcolo della portanza è stato fatto nell'ipotesi che i terreni siano simili a quelli descritti in precedenza sul quale le opere in progetto saranno appoggiate su **fondazione a platea** secondo quanto ricavato dalla Tavola H1-H2-H3 (*Particolare costruttivi: particolari pozzetti e manufatti*).

5.6.1 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.

5.6.2 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:

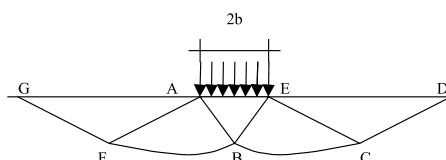
- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau=c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato 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 $45^\circ \pm \varphi/2$ 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 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 $\pm(45^\circ \pm \varphi/2)$ rispetto alla verticale.



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

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

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

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.

Formula di Hansen (1970)

E' una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*; le estensioni consistono nell'introduzione di bi 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:

$$\begin{aligned}
 d'_c &= 0.4k \\
 d_c &= 1 + 0.4k \\
 d_q &= 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)k \\
 d_\gamma &= 1 \text{ per qualsiasi } \varphi \\
 k &= \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1 \\
 k &= \tan^{-1} \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} > 1
 \end{aligned}$$

Fattori di inclinazione del carico

$$\begin{aligned}
 i'_c &= 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}} \\
 i_c &= i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \\
 i_q &= \left(1 - \frac{0.5 H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \\
 i_\gamma &= \left(1 - \frac{0.7 H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0) \\
 i_\gamma &= \left(1 - \frac{(0.7 - \eta / 450) H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta > 0)
 \end{aligned}$$

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$\begin{aligned}
 g'_c &= \frac{\beta}{147} \\
 g_c &= 1 - \frac{\beta}{147} \\
 g_q &= g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5
 \end{aligned}$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)

$$\begin{aligned}
 b'_c &= \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \\
 b_c &= 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \\
 b_q &= \exp(-2\eta \tan \varphi) \\
 b_\gamma &= \exp(-2.7\eta \tan \varphi)
 \end{aligned}$$

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.

$$a_{max} = SS \cdot ST \cdot a_g$$

SS (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).

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

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

$$T_1 (ST = 1.0) \quad T_2 (ST = 1.20) \quad T_3 (ST = 1.20) \quad T_4 (ST = 1.40).$$

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:

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

Con VR 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 VR 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,

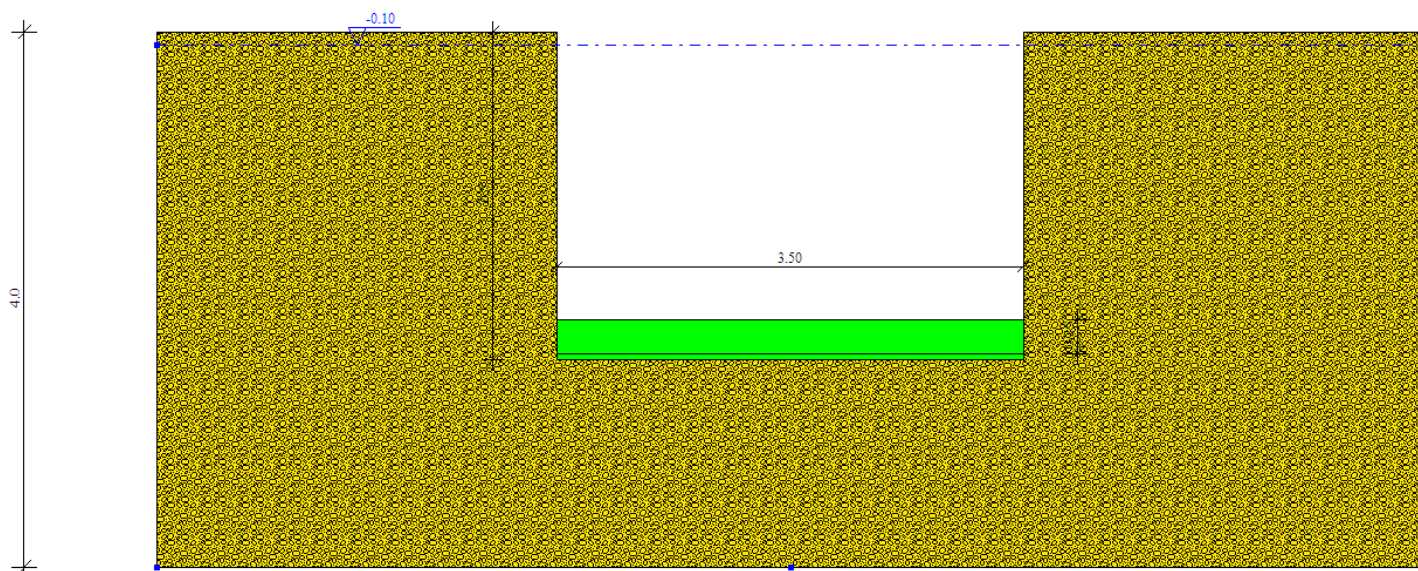
S: soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

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

è la "design ground acceleration on type A ground". Il coefficiente sismico verticale K_v è definito in funzione di K_h , e vale:

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

5.6.3 VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE



DATI GENERALI

Normativa	NTC 2008
Larghezza fondazione	3.5 m
Lunghezza fondazione	3.5 m
Profondità piano di posa	2.45 m
Altezza di incastro	0.9 m
Profondità falda	0.1

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0.198
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0.25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0.0476
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0.1665

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe IV
Vita nominale:	100.0 [anni]
Vita di riferimento:	200.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T2

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	120.0	0.47	2.49	0.24
S.L.D.	201.0	0.59	2.47	0.27
S.L.V.	1898.0	1.35	2.52	0.31
S.L.C.	2475.0	1.47	2.54	0.32

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.	0.6768	0.2	0.0138	0.0069
S.L.D.	0.8496	0.2	0.0173	0.0087
S.L.V.	1.944	0.24	0.0476	0.0238
S.L.C.	2.1168	0.24	0.0518	0.0259

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m ³]	Peso unità di volume saturo [kN/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m ²]	Coesione non drenata [kN/m ²]	Modulo Elastico [kN/m ²]	Modulo Edometrico [kN/m ²]	Poisson	Coeff. consolid. az. primaria [cmq/s]	Coeff. consolid. azione secondaria	Descrizione
4.0	17.65	18.65	38.2	0.0	0.0	19613.3	0.0	0.0	0.0	0.0	ghiaia con sabbia

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

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

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

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

5.7 Riepilogo dei risultati delle verifiche

Non essendo in possesso dei carichi agenti sul terreno si allega una tabella riepilogativa della resistenza del terreno R_d dove viene riportato il valore minimo tra i diversi autori che è sempre Hansen. La Q_{lim} è la pressione che corrisponde al cedimento ammissibile di 20mm.

	PLATEA	Metodo
R_d SLU (A1+M1+R3) [kN/m ²]	1130.71	TERZAGHI (1955)
R_d Sisma (A1+M1+R3) [kN/m ²]	887.22	TERZAGHI (1955)
K Winkler [kN/m ³]	81624.49	BOWLES (1982)

5.8 TERRE E ROCCE DA SCAVO

Non si prevede di riutilizzare il materiale di scavo per il reinterro, che sarà quindi ricollocato presso idoneo impianto regolarmente autorizzato.

Nel caso si volesse riutilizzare il materiale si dovrà seguire la seguente procedura.

Sarà necessario dato che il cantiere in oggetto rientra in quelli di piccole dimensioni (< 6.000 mc), effettuare la Dichiarazione ai sensi del **D.P.R. 13 giugno 2017 n. 120**.

Essa va presentata almeno 15 giorni prima dell'inizio dei lavori di scavo (art. 21, comma 1). Il proponente/produttore si assume la responsabilità anche penale di rispettare i limiti qualitativi previsti dalla norma, per cui è opportuno che disponga di valide informazioni tecniche a supporto dei dati inseriti nella dichiarazione, da esibire in fase di eventuali controlli. Evidentemente una certificazione analitica che attesti la qualità del materiale è un valido supporto a quanto dichiarato.

Nell'Allegato 2 del D.P.R. "Procedure di campionamento in fase di progettazione" viene indicato il numero di punti di indagine che non può essere inferiore a tre anche se nelle FAQ ARPA scrive: "è perciò opportuno che disponga di una certificazione analitica".

Ai sensi dell'art. 7 del D.P.R. n. 120 del 13 giugno 2017, per qualsiasi tipologia di cantieri, il produttore o l'esecutore devono presentare la Dichiarazione di Avvenuto Utilizzo redatta secondo il modello di cui all'Allegato 8 del D.P.R. ed inviata entro i termini di validità del Piano di Utilizzo o della Dichiarazione di cui all'art. 21.

La dichiarazione è conservata per cinque anni dall'esecutore o dal produttore ed è resa disponibile all'autorità di controllo.

Normalmente il riutilizzo nello stesso sito rientra tra le esclusioni dall'ambito di applicazione della normativa sui rifiuti, ai sensi dell'art. 185, comma 1, lettera c) del d. lgs. 152/06 e s.m.i. e, in questi casi, non si deve presentare all'Arpa la dichiarazione.

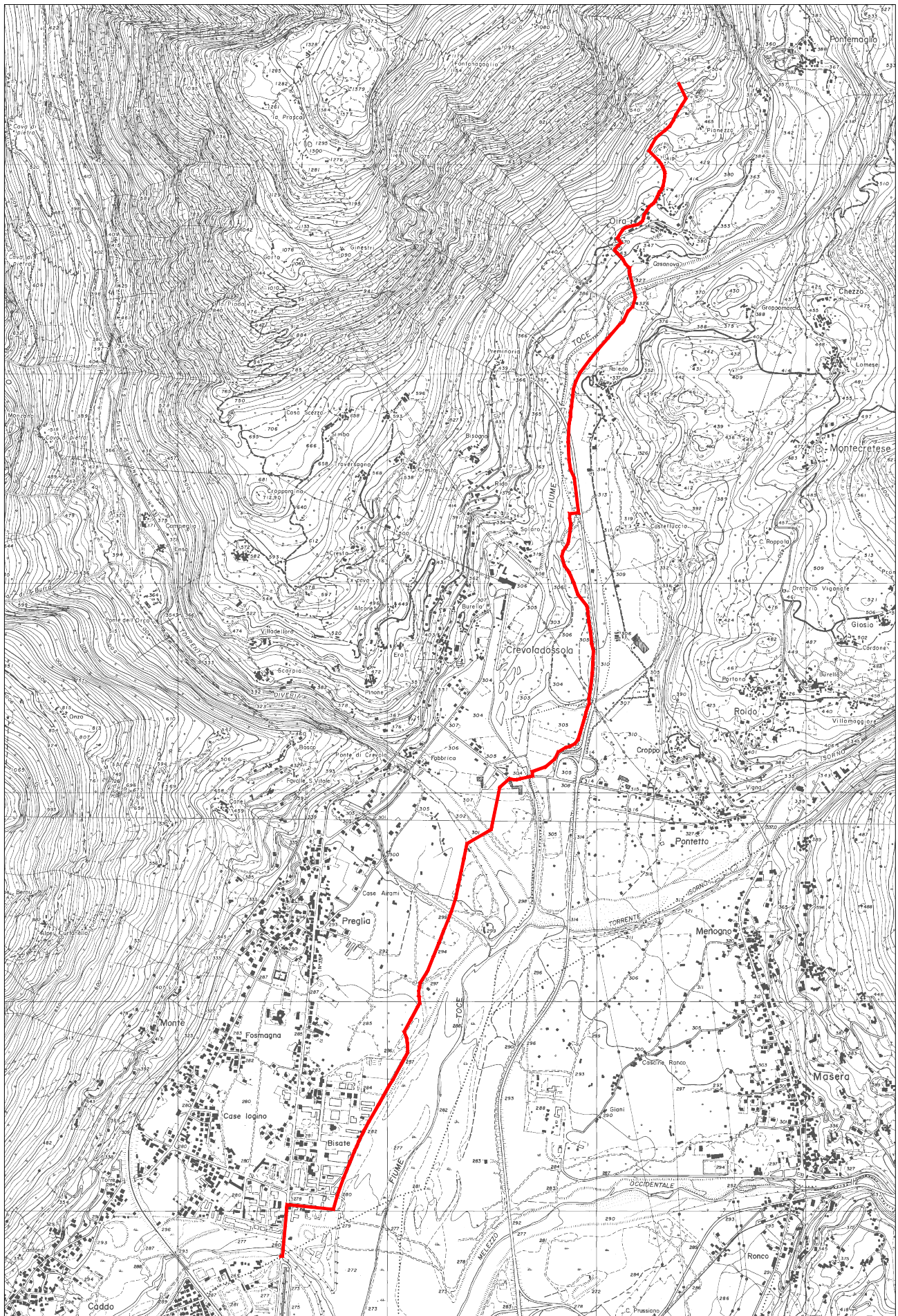
Risulta però importante tenere presenti, ai fini dell'applicazione di questo articolo, le modifiche introdotte dall'art. 41, comma 3, del DL 69/2013, così come convertito nella legge 98/2013, all'art. 3 del DL 2/2012 convertito nella legge 28/2012; tali modifiche riguardano, in particolare, il comportamento da tenere in presenza di materiali di riporto, con obbligo di effettuare il test di cessione di cui al DM 5/2/1998 e s.m.i..

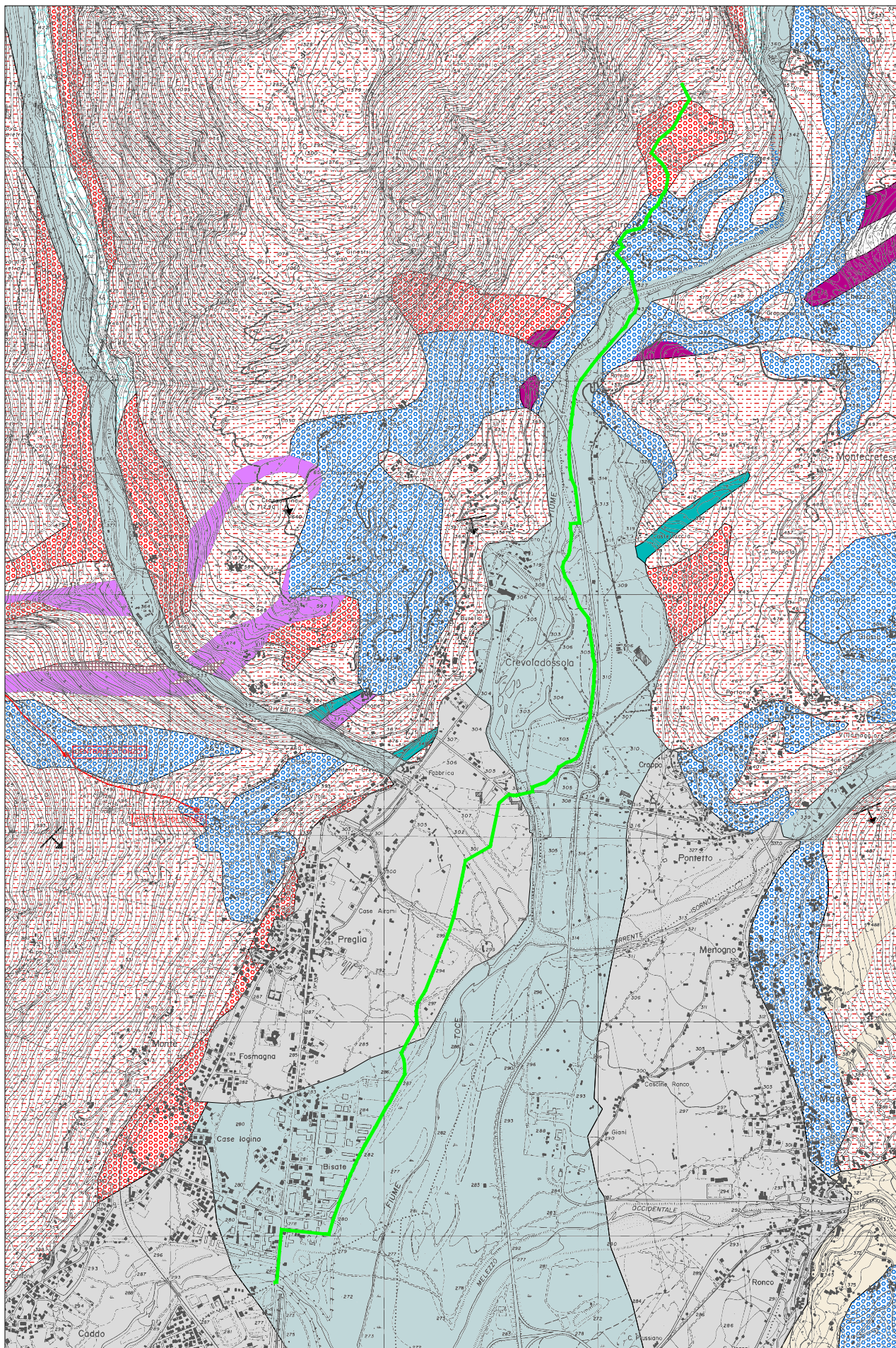
È comunque facoltà del produttore applicare il D.P.R. anche nel caso del riutilizzo nello stesso sito; l'art. 4, comma 2, lettera b), punto 1) del D.P.R. prevede infatti che l'utilizzo possa avvenire "nel corso dell'esecuzione della stessa opera nella quale è stato generato o di un'opera diversa". Si tratta quindi di una scelta a totale carico del produttore.

- **Compilazione della dichiarazione** in merito al rispetto dei criteri previsti **in tema di riutilizzo di terre e rocce da scavo** dall'art. 21 del D.P.R. n. 120 del 13 giugno 2017
- **Compilazione della dichiarazione di avvenuto utilizzo** (D.A.U.) di terre e rocce da scavo ai sensi dell'art. 7 del d.p.r. n. 120 del 13 giugno 2017


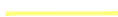







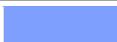
























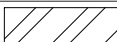
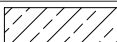
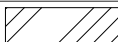

Corografia e ubicazione
Scala 1:25.000












CTR 051040 - Crevoladossola
CTR 051080 - Domodossola

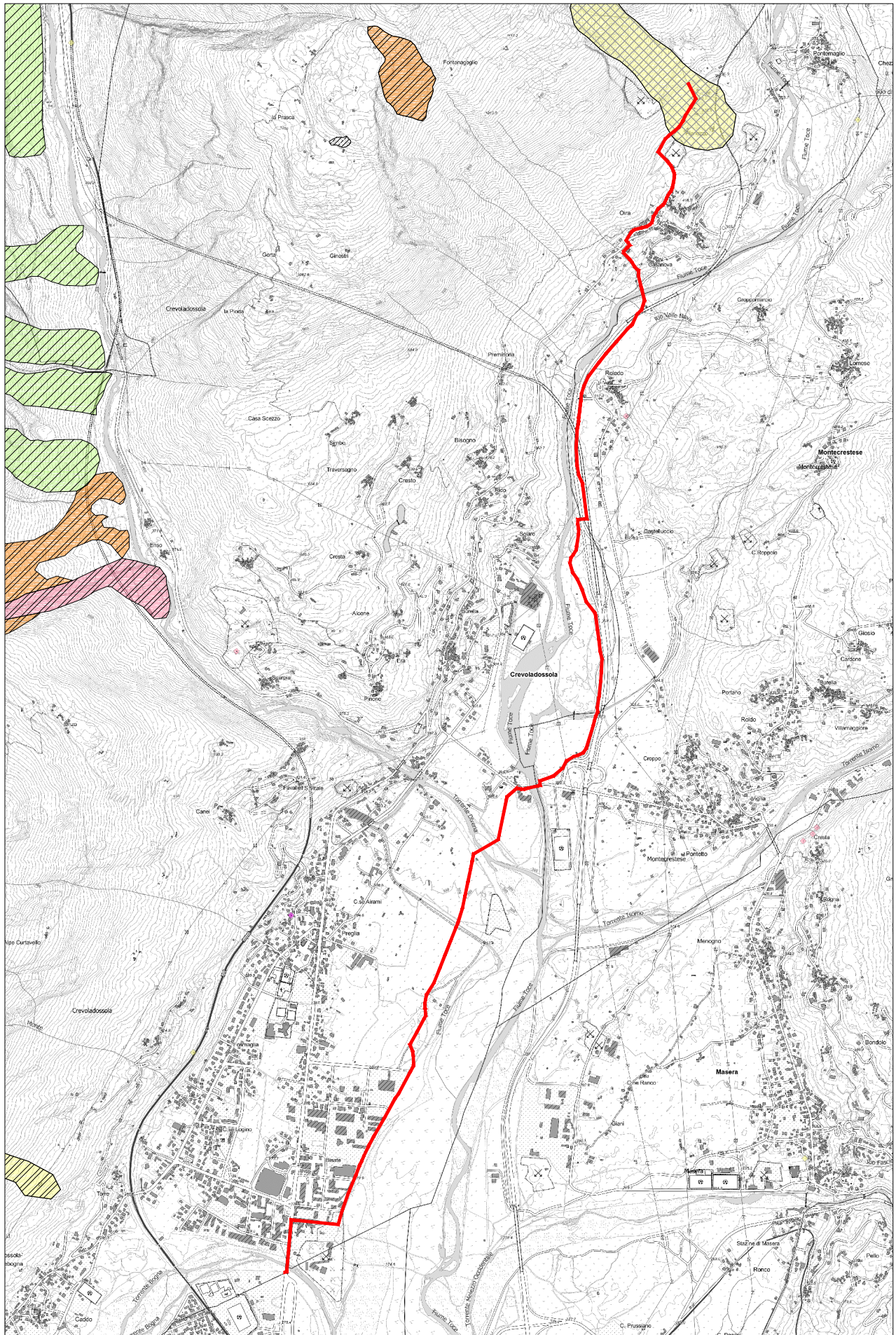




Estratto da "Progetto nazionale IFFI (Inventario Fenomeni Franosi Italiani)"
Scala 1:25.000

IFFI				
LEGENDA TIPOLOGIA				
DESCRIZIONE	DISSESTO AREALE	DISSESTO LINEARE	DISSESTO PUNTUALE	
Crollo/Ribaltamento				
Rotazionale/Traslativo				
Espansione				
Colamento lento				
Colamento rapido				
Sprofondamento				
Complesso				
Deformazione gravitativa profonda di versante				
Aree soggette a crolli/ribaltamenti diffusi				
Aree soggette a sprofondamenti diffusi				
Aree soggette a frane superficiali diffuse				
LEGENDA ATTIVITA'				
ATTIVO/RIATTIVATO/ SOSPESO	QUIESCENTE	STABILIZZATO	RELITTO	ATTIVITA' NON DETERMINATA
				

ReRCoMF: Rete Regionale di Controllo dei Movimenti Franosi	
DESCRIZIONE	SIMBOLO
Inclinometro	
Inclinometro fisso	
Piezometro	
Estensimetro a filo	
Distometro a nastro	
Supporto per misure topografiche	
Caposaldo GPS	
Caposaldo topografico convenzionale	
Centralina	
Sistema teletrasmissione	
Sito gestito da altri soggetti pubblici e/o privati, relativamente ai quali Arpa Piemonte riceve risultanza delle misure sturmentalali (il simbolo grafico può rappresentare indicativamente il baricentro del sito)	



2. Atlante dei rischi idraulici e idrogeologici - Delimitazione delle aree in dissesto

Foglio 051 sez. I - Domodossola

Scala 1:25.000

AREE A RISCHIO
 IDROGEOLOGICO MOLTO
 ELEVATO (RME)

DELIMITAZIONE PAI

FRANE



Area di frana attiva (Fa)



Area di frana quiescente (Fq)



Area di frana stabilizzata (Fs)



Area di frana attiva non
 perimetrata (Fa)

ESONDAZIONI E DISSESTI MORFOLOGICI DI CARATTERE TORRENTIZIO



Area a pericolosità molto elevata (Ee)



Area a pericolosità elevata (Eb)



Area a pericolosità media o moderata (Em)



Area a pericolosità molto elevata non perimetrata (Ee)



Area a pericolosità elevata non perimetrata (Eb)



Area a pericolosità media o moderata non perimetrata (Em)

TRASPORTO DI MASSA SUI CONOIDI



Area di conoide attivo non protetta (Ca)



Area di conoide attivo parzialmente protetta (Cp)



Area di conoide non recentemente attivatosi o completamente protetta (Cn)

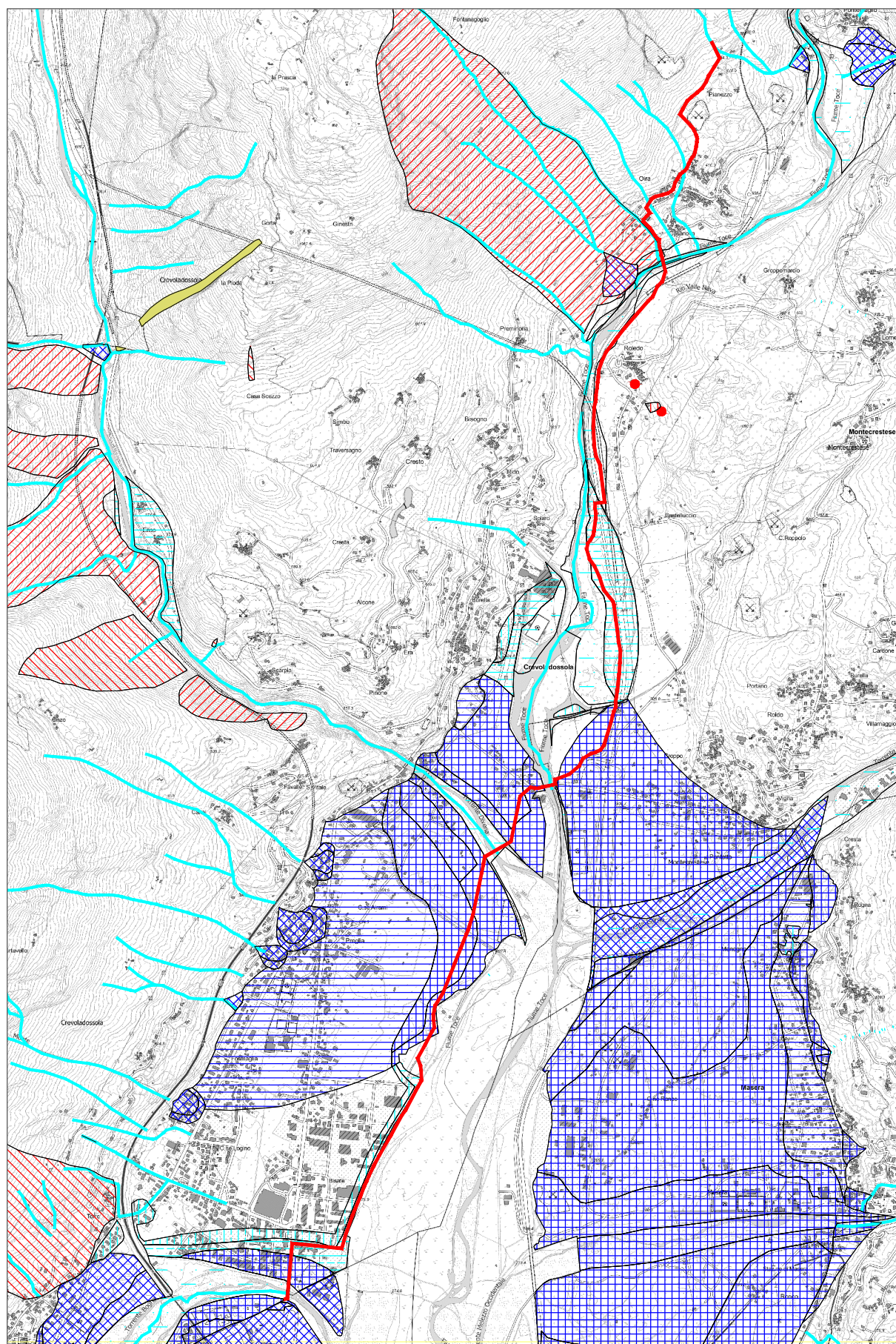
VALANGHE



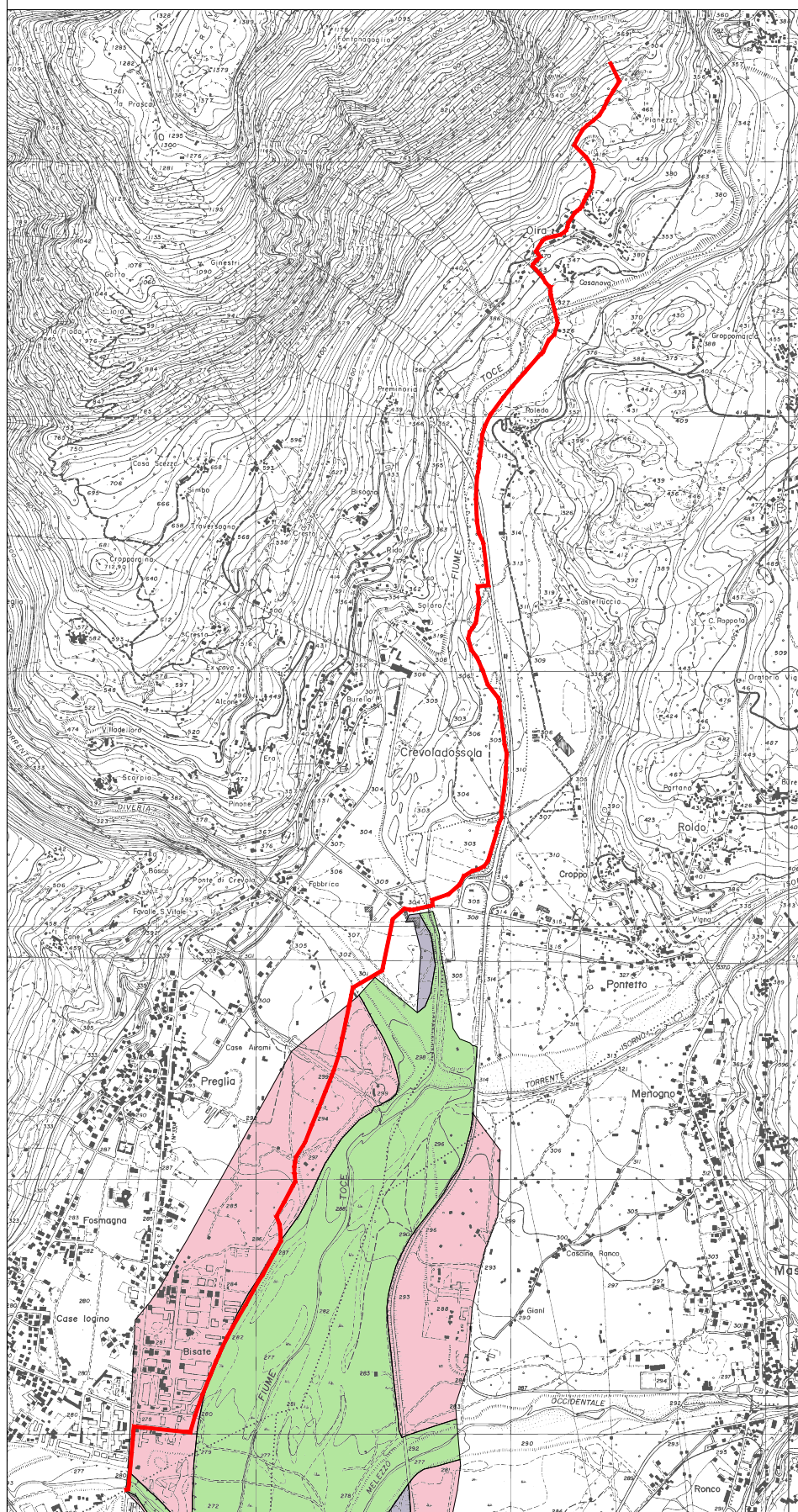
Area a pericolosità molto elevata o elevata (Va)







Area a pericolosità molto elevata o elevata non perimetrata (Va)

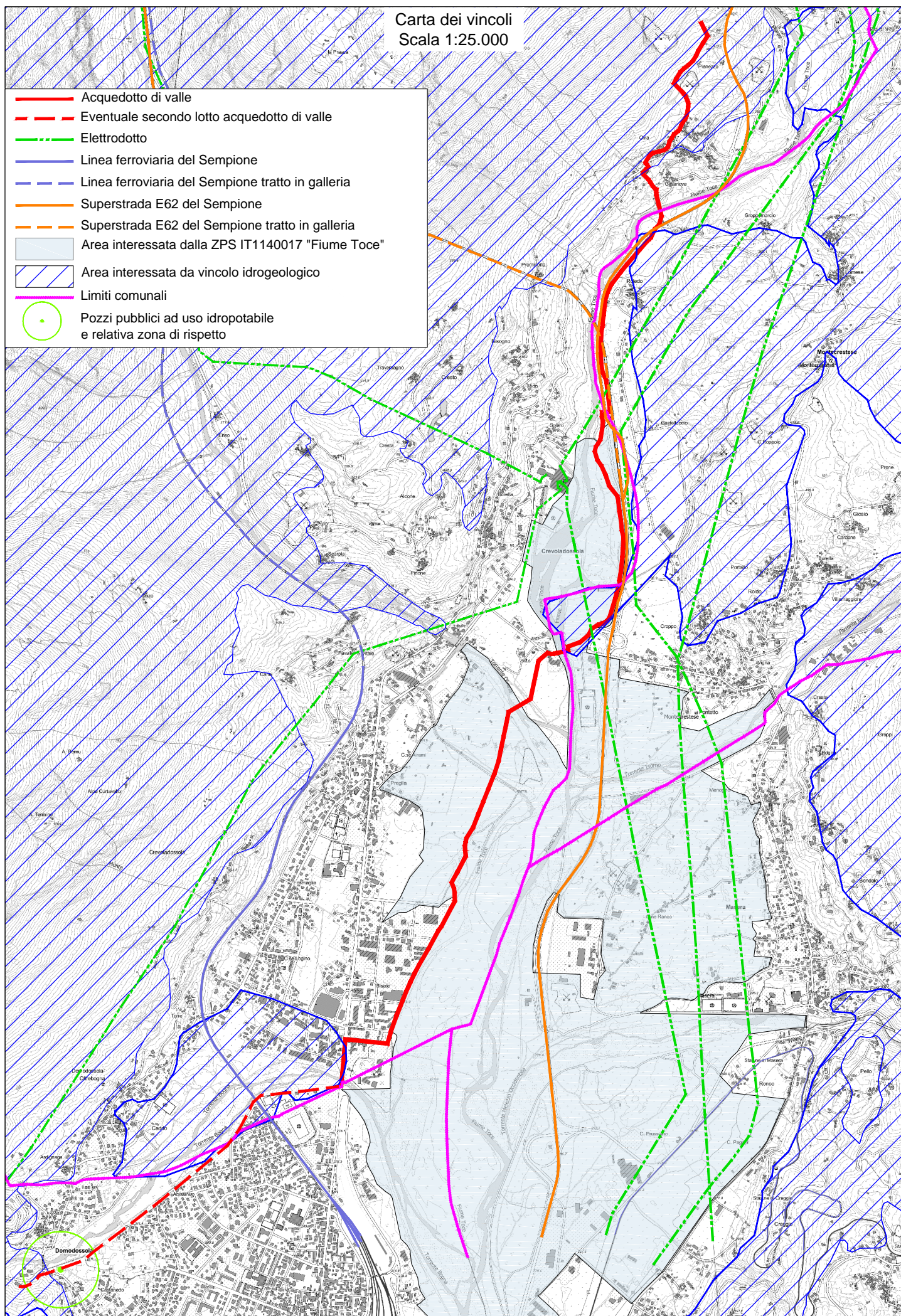


Tavole di delimitazione delle fasce fluviali
Foglio 051 sez.I - Domodossola
Scala 1:25.000



 Fascia A
 Fascia B
 Fascia C
 Aree inondabili

Carta dei vincoli
Scala 1:25.000

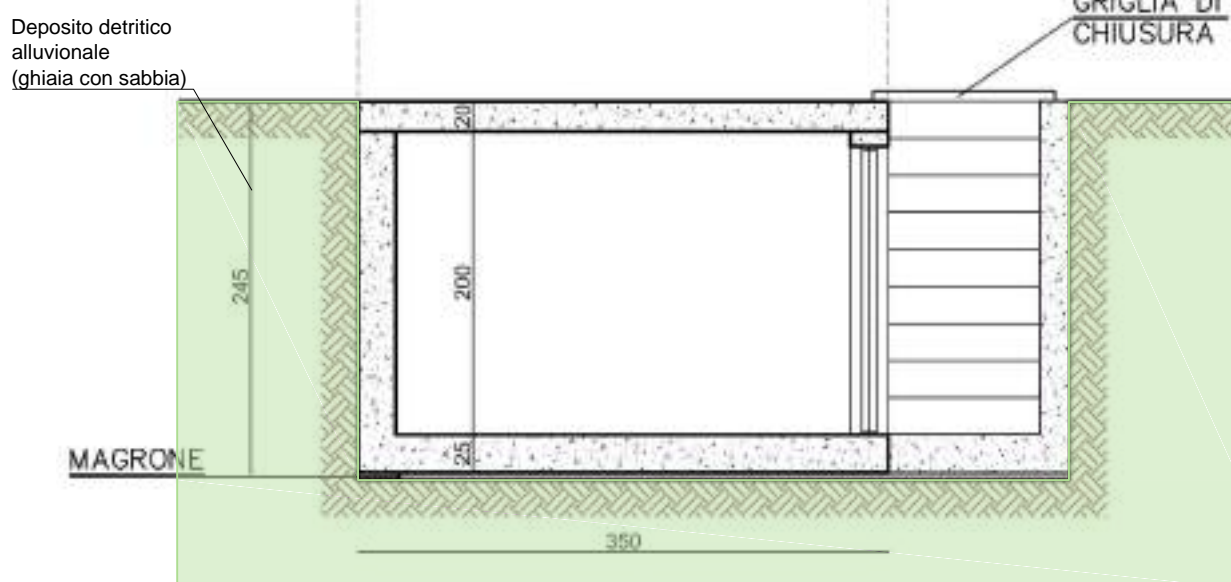


Sezioni geologiche
Scala 1:50

Sezione tipo attraversamento Torrente Diveria



Sezione cabina di distribuzione alla rete di Domodossola



Sezione del pozzetto di interruzione di scarico

