



STEGETst

società di ingegneria
via San Donato, 101 10144 Torino
telefono +39011740129 +390117715058
fax +390117776976 e-mail info@steget.it

società con sistema di gestione certificato per la qualità UNI EN ISO 9001 : 2008



COMUNE DI
RIVA PRESSO CHIERI

SOTTOPASSO AL KM (21+120) DELLA EX SS10 "PADANA INFERIORE"

ACCORDO DI PROGRAMMA EX ART. 34 D.LVO 267/2000 IN DATA 16/06/2009
TRA REGIONE PIEMONTE, COMUNE DI RIVA PRESSO CHIERI E S.C.R. PIEMONTE

PROGETTO ESECUTIVO

OGGETTO

**RELAZIONE GEOLOGICA E
GEOTECNICA**

TAVOLA

02

DATA

15/12/2011

SCALA

COD. 14303 E AGGIORNAMENTO	RELEASE	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VISTO
	0	EMISSIONE	DICEMBRE 2011	FG	MF
	1	Integrazioni a seguito di Rapporto di validazione del 30/01/2012 della Società MERCURIO s.p.a.	FEBBRAIO 2012	FG	MF

COMMITTENTE:

COMUNE DI RIVA PRESSO CHIERI

RESPONSABILE SERVIZI TECNICI:

geom. VALERIO BENNA

PROGETTISTA:

Ing. MARCO FERRERO
n. 4949 Ordine Provincia di Torino

Arch. PATRIZIA GIACOMELLI
n. 4241 Ordine Provincia di Torino

Arch. MASSIMO LOVERA
n. 4638 Ordine Provincia di Torino

GEOLOGO:

Dott. Fabrizio Gola
n. 277 Albo Regione Piemonte

genovese & associati
geol. Giuseppe Genovese geol. Fabrizio Gola geol. Pietro Camparino
studio di geologia applicata
via Camogli 10 - 10134 TORINO
tel./fax 011-3199507
e-mail genovese@iol.it
p.iva 07282110019

VISTI

Tavola 02 - Relazione geologica e geotecnica

1. PREMESSA E SCOPO DEL LAVORO

In relazione al progetto di realizzazione nuovo sottopasso veicolare al km 21 + 210 lungo la SR10 Padana Inferiore (ex SS 10) all'interno del Comune di Riva presso Chieri all'incrocio con le locali via Circonvallazione e via Faustina Mazzetti il sottoscritto dott. geol. Fabrizio Gola (num. iscrizione all'Ordine Regionale dei Geologi del Piemonte: 277) co-titolare dello Studio di Geologia Applicata “genovese & associati” di Torino, via Camogli 10 – tel 011 3199507 – è stato incaricato da Codesta Spettabile Amministrazione dello studio geologico e geotecnico a corredo delle opere in progetto. Queste costituiranno l'ammodernamento dell'incrocio esistente lungo la SR10 attualmente costituito da un piccolo sottopasso (altezza c.ca 2,50 m) sulla carreggiata est ed un sovrappasso mediante rampe in terra riportata sulla carreggiata ovest.

Il progetto prevede il rifacimento dell'incrocio mediante lo scavo di un nuovo sottopasso di 4,5 m di altezza utile interna mantenendo invariata la quota di scorrimento della SR10. Il nuovo sedime stradale della via Circonvallazione e via Faustina Mazzetti sarà da prevedersi pertanto in totale sbancamento.

La presente relazione è stata redatta in ottemperanza ai disposti del **D.M. 11 marzo 1988** *“Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno, delle terre e delle opere di fondazione”* e del **D.M. 14/01/08** *“Norme Tecniche per le Costruzioni”*.

Nella presente relazione sono esaminati i seguenti aspetti geologico-tecnici:

- caratterizzazione morfologica, geologica ed idrogeologica dell'area;
- caratterizzazione geotecnica dei terreni direttamente ed indirettamente interessati dalle opere di progetto;
- indicazioni sulla tipologia e dimensionamento delle opere di fondazione della struttura;

L'acquisizione dei dati idrogeologici e geotecnici si è esplicata con l'effettuazione di:

- raccolta ed organizzazione dei dati geologici, stratigrafici ed idrogeologici esistenti;
- esecuzione di n°2 prove penetrometriche statiche continue effettuate con penetrometro statico pesante PAGANI 10/20 ton;

Tavola 02 - Relazione geologica e geotecnica

2. CONDIZIONI GENERALI DEL TERRITORIO

Nel “**PIANO stralcio per l’ASSETTO IDROGEOLOGICO (PAI)** - Interventi sulla rete idrografica e sui versanti - redatto dall’Autorità di Bacino del Fiume Po ai sensi della Legge 18 maggio 1989, n.183, art.17, comma 6-ter, ed adottato con deliberazione del Comitato Istituzionale n.18 in data 26/04/2001” non sussistono perimetrazioni e/o segnalazioni riguardanti il settore territoriale in oggetto.

Nella “**Carta della pericolosità geomorfologica e della idoneità all’utilizzazione urbanistica**”, l’area rientra in **Classe I**, ovvero entro le *“aree a pericolosità geomorfologica tale da non porre limitazioni alle scelte urbanistiche. Aree morfologicamente favorevoli, pianeggianti, sopraelevate rispetto al reticolo idrografico locale”*.

Sulla base della nuova proposta di riclassificazione sismica secondo l’Ordinanza 3274 del P.C.M. del 20 marzo 2003 “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica” il territorio comunale di Riva presso Chieri ricade in zona 4.

Dal punto di vista geomorfologico il sito in esame si colloca sull’Altopiano di Poirino, unità morfologica che descrive un vasto settore, caratterizzato da superfici debolmente ondulate, sospeso tramite scarpate di altezza variabile rispetto ai Rilievi dell’Astigiano ad Est ed alla pianura piemontese ad Ovest.

Dal punto di vista geologico l’area, come si evince dal Foglio n°68 “Carmagnola” della Carta Geologica d’Italia alla scala 1:100.000, risulta caratterizzata da depositi ghiaioso-sabbiosi degli alti terrazzi, molto alterati, con potente paleosuolo argilloso rosso-bruno (tipico “ferretto”), spesso mascherato dal loess rissiano.

2.1 Stratigrafia locale

Nell’area d’intervento sono state effettuate n°2 prove penetrometriche statiche mediante penetrometro PAGANI 10/20 ton (velocità di avanzamento punta 2 cm/sec – punta meccanica tipo Begemann diam. 35.7 mm, area punta 10 cm², apertura 60°, superficie manicotto laterale 150 cm²).

I riscontri penetrometrici hanno evidenziato la presenza di 3 orizzonti (escludendo lo strato di riporto che costituisce le attuali rampe del sovrappassaggio di previsto sbancamento).

Tavola 02 - Relazione geologica e geotecnica

La stratigrafia dei terreni interessati dall'opera in progetto è la seguente :
(le quote sono riferite rispetto all'attuale piano stradale della SR10)

da p.c. a 1,5 m	riporto medio-grossolano moderatamente addensato
da 1,5 a 4,2 m	depositi limoso e sabbiosi costituenti il vecchio sedime del piano campagna originario, attualmente leggermente consolidati a causa del precarico agente in corrispondenza delle rampe in terra. Si tratta di terreni sciolti non coesivi e resistenza penetrometrica alla punta $q_c \leq 3$ MPa e resistenza laterale $f_s = 0,15 \div 0,20$ MPa.
da 4,2 a 9,5 m	substrato limoso sabbioso con livelletti maggiormente ghiaiosi; si tratta di sedimenti addensati, poco coesivi, ai quali si attribuisce una resistenza penetrometrica alla punta $q_c = 5 \div 6$ MPa e resistenza laterale $f_s = 0,40 \div 0,50$ MPa.
oltre 9,5 m	(fino alla massima profondità di indagine pari a -11,0 m dal piano stradale) orizzonte grossolano molto addensato e compatto, mediamente coesivo al quale si attribuisce una resistenza alla punta $q_c > 10$ MPa e resistenza laterale $f_s > 0,60$ MPa.

2.2 Caratteristiche idrogeologiche generali

Nell'ambito delle indagini geognostiche effettuate non si è rilevata la presenza della falda fino alle profondità indagate; presa visione degli elaborati di PRGC si evince che nell'area in esame la falda freatica più superficiale si attesta a circa -8÷9 m di profondità.

Non si prevedono pertanto dirette interferenze fra la profondità della falda freatica più superficiale e gli scavi previsti da progetto.

Tavola 02 - Relazione geologica e geotecnica

3. RAPPORTO GEOTECNICO

3.1 Caratterizzazione geotecnica del sedime

Sulla base delle osservazioni di campagna e dei risultati delle indagini effettuate, tenuto conto delle indicazioni della letteratura specifica, si è proceduto ad una parametrizzazione geotecnica degli orizzonti costituenti la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dagli interventi in progetto.

Si è ritenuto corretto definire *“una stratigrafia geotecnica”* cercando di individuare materiali con comportamento meccanico simile e di utilizzare per essi parametri rappresentativi di una situazione “media” e piuttosto conservativa.

L'indagine geognostica è stata effettuata attraverso l'esecuzione di n.2 prove penetrometriche statiche continue spinte fino alla profondità media di 11 m dal p.c. attuale.

E' stato utilizzato un penetrometro statico tipo “GOUDA” a punta conica diam. 35,7 mm – angolo di apertura 60° - velocità di avanzamento costante $V=2$ cm/s – modello PAGANI TG 63/100 – semovente cingolato.

Si possono pertanto individuare i seguenti orizzonti, con differenti caratteristiche geologico-geotecniche, che potrebbero essere direttamente o indirettamente interessati dalle opere di fondazione dei previsti fabbricati e dagli strati di preparazione dei sottofondi stradali della nuova viabilità in progetto.

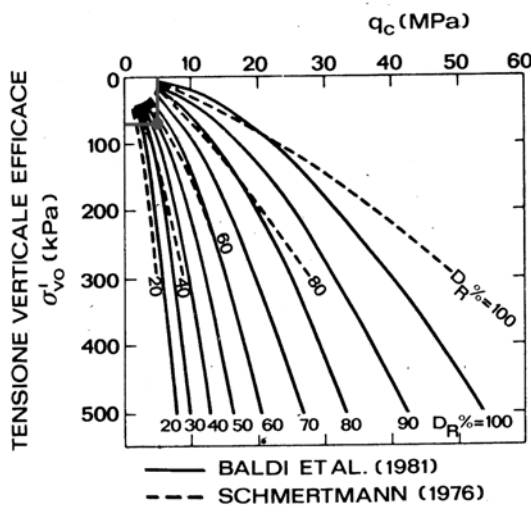
	γ_n	q_c	f_s	c_u
ORIZZONTE A	18 kN/m ³	2÷3 MPa	0,15÷0,20 MPa	< 0,40 kg/cm ²
ORIZZONTE B	18÷19 kN/m ³	5÷6 MPa	0,40÷0,50 MPa	1,30 kg/cm ²
ORIZZONTE C	19 kN/m ³	10,0 MPa	0,60 MPa	1,50 kg/cm ²

Presa visione degli elaborati grafici di progetto e del previsto piano di imbasamento delle nuove opere di fondazione si evince che i carichi trasmessi dal manufatto al terreno di fondazione interesseranno lungo tutto lo sviluppo del sottopasso l'orizzonte geotecnico definito ORIZZONTE B affiorante a partire da circa –4,0 m di profondità fino a –9,5 m.

L'indagine geognostica ha permesso di verificare una situazione stratigrafica dell'area d'intervento piuttosto regolare, con buona continuità laterale degli orizzonti.

Tavola 02 - Relazione geologica e geotecnica

La parametrizzazione dell'orizzonte sede delle fondazioni è stata condotta adottando le



correlazioni esistenti in letteratura fra la resistenza alla punta del penetrometro (q_c) e densità relativa (D_r) [Schmertmann, 1976; Baldi et al., 1981], fra angolo di attrito (ϕ') e densità relativa (D_r) [Schmertmann, 1977].

Il sedime fondazionale risulta caratterizzabile attraverso i seguenti parametri geotecnici medi:

Correlazione tra D_r e q_c secondo Schmertmann (1976) e Baldi et al. (1981).

- γ_n = peso di volume naturale = 18,0 kN/m³
- D_r = densità relativa = 45÷50%
- ϕ'_p = resistenza al taglio di picco = 34÷35°

3.2 Caratterizzazione sismica del sedime

In riferimento al D.M. 14 Gennaio 2008 “*Norme tecniche per le costruzioni*”, la suddetta stratigrafia e le caratteristiche geotecniche consentono di inquadrare il sedime nell'ambito della **categoria di profilo stratigrafico del suolo di fondazione di tipo C** “*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di VS30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < Cu < 250 kPa nei terreni a grana fina)*”.

3.3 Determinazione della capacità portante

La valutazione preliminare della capacità portante limite ed ammissibile del terreno è stata verificata utilizzando il metodo di verifica ex **D.M. 14/01/2008** nei confronti degli **stati limite ultimi (SLU)**, introducendo i fattori correttivi per l'**azione sismica**.

In particolare sono stati presi in considerazione:

Tavola 02 - Relazione geologica e geotecnica

- **Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2)** in cui i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti del gruppo M2 e la resistenza globale del sistema tramite i coefficienti γ_R del gruppo R2; le azioni di progetto in fondazione derivano da analisi strutturali che devono essere svolte impiegando i coefficienti parziali del gruppo A2.
- **Approccio 2 (A1+M1+R3)** in cui le azioni di progetto in fondazione derivano da un'unica analisi strutturale svolta impiegando i coefficienti parziali del gruppo A1, i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo R3.

In mancanza di indicazioni sulle azioni di progetto, si è proceduto al calcolo della capacità portante del terreno introducendo i coefficienti correttivi del termine M (M2 e M1): si evidenzia quindi che le azioni di progetto E_d [la cui definizione è demandata al progettista] dovranno risultare inferiori alle capacità portanti ridotte dai relativi fattori di sicurezza R (ed indicate nel seguito come R_d).

Come precedentemente accennato, si è inoltre proceduto ad inserire nei calcoli i fattori correttivi per l'azione sismica, tenendo in considerazione la “pericolosità sismica di base” del sito in esame: 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. Considerato che l'area in esame è posta in Zona 4 della D.G.R. n°11-13058, con categoria topografica T1 e sottosuolo di categoria C, i parametri da introdurre nei calcoli - considerando lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) - sono i seguenti:

- a_g = accel. orizz. max attesa su sito di riferimento rigido = 0,055
- S_s = amplificazione stratigrafica = 1,50
- S_t = amplificazione topografica = 1,00
- a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito = 0,804 m/s²
- β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito = 0,20
- K_h = coefficiente per le azioni sismiche orizzontali = 0,016
- K_v = coefficiente per le azioni sismiche verticali = 0,008
-

I calcoli sono stati effettuati adottando la soluzione di BRINCH - HANSEN [1970], introducendo per la sismica i fattori correttivi proposti da Maugeri e Novità [2004]

Tavola 02 - Relazione geologica e geotecnica

sulla base dei parametri sismici sito specifici precedentemente riportati. La formula di BRINCH - HANSEN [1970] modificata da Maugeri e Novità [2004] è la seguente:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} \cdot h_{\gamma f} + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot h_{cf} + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot h_{qf}$$

dove:

q_{lim}	=	portata unitaria agente sul piano di fondazione che determina la rottura del terreno per raggiunto limite della resistenza al taglio;
γ'	=	peso di volume eff. del terreno sotto il piano di fondazione;
c'	=	coesione efficace;
$N_{\gamma} N_q N_c$	=	fattori di capacità portante dipendenti da ϕ' ;
$s_{\gamma} s_c s_q$	=	fattori di forma della fondazione;
$i_{\gamma} i_c i_q$	=	fattori correttivi per inclinazione del carico;
$b_{\gamma} b_c b_q$	=	fattori correttivi per inclinazione della base fondazione;
$g_{\gamma} g_c g_q$	=	fattori correttivi per inclinazione del piano campagna;
$d_c d_q$	=	fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa;
$h_{\gamma f} h_{cf} h_{qf}$	=	fattori correttivi introdotti per condizioni sismiche.

Le verifiche effettuate utilizzando i due diversi approcci ed introducendo, ove necessario, la riduzione dei coefficienti parziali M così come riportati nelle N.T.C. del 2008 hanno fornito i valori Rd per la verifica allo stato limite ultimo (SLU) riportati nella tabella seguente:

	Approccio 1 Combin. 2 (M2)		Approccio 2 (M1)	
	$Q_{lim.}$ (kPa)	Rd (kPa)	$Q_{lim.}$ (kPa)	Rd (kPa)
	M2	M2+R2	M1	M1+R3
nastriforme B = 2,0 m	661	368	1196	521
nastriforme B = 2,5 m	750	417	1369	596

Come già anticipato, le azioni di progetto Ed (ridotte dai relativi coefficienti del gruppo A) dovranno risultare inferiori ai valori di Rd sopra indicati.

I valori di Rd ottenuti non possono inoltre essere considerati pari alla pressione ammissibile poiché occorre effettuare anche la verifica nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE).

La verifica nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE) è stata eseguita in base al metodo di calcolo di Schmertmann (1978), basata sui dati desunti dalle prove penetrometriche statiche.

Tavola 02 - Relazione geologica e geotecnica

Il cedimento **S** vale:

$$S = C1 \cdot C2 \cdot \Delta q \cdot \sum_0^H \frac{I_z \cdot \Delta z}{E'} \quad (2)$$

con :

C1 = coeff. di approfondimento della fondazione $C1 = 1 - 0,5 \cdot \sigma'_{vo} / \Delta q'$

C2 = coeff. per il cedimento secondario differito nel tempo $C2 = 1 + 0,2 \cdot \log[t/0,1]$

E' = modulo di deformazione = $3,5 \times q_c$ (per $L > B$)

essendo **q_c** la resistenza alla punta del penetrometro statico

I_z = coefficiente di influenza che dipende dalla geometria della fondazione e dal carico applicato

Δq' = pressione efficace agente sul piano di fondazione, al netto della pressione geostatica efficace preesistente a livello del piano di fondazione : $\Delta q' = q' - \sigma'_{vo}$

La verifica ha fornito i seguenti valori limite dell'effetto delle azioni Cd (portata ammissibile ai cedimenti):

PORTANZA AMMISSIBILE VERIFICATA AI CEDIMENTI

Tipologia fondazionale	S _t (mm)	Cd (kPa)	Cd (kg/cm ²)
Nastriforme B = 2,0 m	14	200	2,0
Nastriforme B = 2,5 m	18	170	1,7

Le azioni di progetto Ed (ridotte dai relativi coefficienti del gruppo A) dovranno pertanto risultare inferiori ai valori di Cd sopra indicati.

Dai risultati emerge che per fondazioni con impronta nastriforme di larghezza 2,0÷2,5 m, da intendersi come “dimensione efficace” senza considerare l'eccentricità le pressioni ammissibili del terreno alle quali si associano cedimenti assoluti inferiori a 25 mm sono pari a :

$$Q_{amm} = 170 \div 200 \text{ kN/m}^2 = 1,7 \div 2,0 \text{ kg/cm}^2$$

Una eventuale soluzione fondazionale a platea non pone problemi di valutazione di portanza del sedime poiché le pressioni di esercizio saranno assai modeste e del tutto compatibili con la pressione ammissibile del terreno.

4.2 Stabilità dei fronti di scavo

Lo sbancamento generale necessario per la realizzazione del sottopasso veicolare si pone al passaggio fra l'orizzonte geotecnico A (poco addensato) e l'orizzonte B (maggiormente addensato e piano di posa delle fondazioni).

Tavola 02 - Relazione geologica e geotecnica

Poichè solamente la porzione centrale del sottopasso sottostante la SR10 si pone a profondità di almeno 5,0 m dal piano stradale della SR10 si può assumere che la quasi totalità del terreno di sbancamento è costituita dall' ORIZZONTE A “superficiale” rilevato fino a circa 4,0 di profondità, prima di passare alle sabbie addensate e compatte del substrato. Si possono prevedere le seguenti modalità di sbancamento. I fronti liberi dovranno avere inclinazione NON superiore a 45° oppure si dovrà adottare opere di sostegno provvisoriale delle pareti subverticali.

4.3 Spinta delle terre

Per la definizione delle spinte sui muri perimetrali si potrà fare riferimento ai parametri geotecnici dei terreni interessati dallo scavo.

E' da sottolineare come sul paramento controterra del perimetro dell'interrato agirà in esercizio un **regime di spinta a riposo K_o** , ciò in ragione del fatto che i muri saranno contrastati in testa dal solaio di copertura per cui non si potrà raggiungere un livello deformativo tale da poter mobilitare la spinta attiva.

Il coefficiente di spinta a riposo K_o è stimabile per mezzo dell'espressione proposta da Jaky:

$K_o = 1 - \sin \phi$ dove ϕ è l'angolo di res. al taglio di picco

Si assume un valore di $\phi = 35^\circ$ in ragione della natura limosa/argillosa del terreno costituente i primi metri lungo il fronte di scavo e della sua modesta coesione apparente. **Qualora l'opera di sostegno perimetrale risultasse attiva prima dell'esecuzione del solaio di testa e quindi si comportasse come un vero e proprio muro di sostegno, si potrà adottare un regime di spinta attiva.**

Resistenza al taglio di picco	Costante di spinta a riposo	Costante di spinta attiva
$\phi = 35^\circ$	$K_o = 0,43 \div 0,44$	$K_a = 0,28 \div 0,30$

5. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Sulla base dei rilievi e delle prospezioni effettuate (prove penetrometriche statiche) la stratigrafia dell'area d'intervento è risultata essere omogenea per tutto lo sviluppo del sottopasso in progetto, caratterizzata da uno strato di terreno limoso sabbioso superficiale (ORIZZONTE A) moderatamente addensato potente circa 4 metri passante

Tavola 02 - Relazione geologica e geotecnica

a sedimenti marcatamente più addensati e compatti (ORIZZONTE B) sede delle fondazioni in progetto.

In queste condizioni sono state verificate **fondazioni dirette nastriformi** all'interno dell' ORIZZONTE B cui è stato attribuito un valore di portanza ammissibile del terreno **$Q_{amm} = 170 \div 200 \text{ kN/m}^2 = 1,7 \div 2,0 \text{ kg/cm}^2$**

Una eventuale soluzione fondazionale a platea non pone problemi di valutazione di portanza del sedime poiché le pressioni di esercizio saranno assai modeste e del tutto compatibili con la pressione ammissibile del terreno.

Lo sbancamento generale necessario per la realizzazione del sottopasso veicolare si pone al passaggio fra l'orizzonte geotecnico A (poco addensato) e l'orizzonte B (maggiormente addensato e piano di posa delle fondazioni). I fronti liberi dovranno avere inclinazione NON superiore a 45° oppure si dovrà adottare opere di sostegno provvisoriale delle pareti subverticali.

Sulla base delle considerazioni e prescrizioni suesposte pertanto lo scrivente attesta la fattibilità geologica geotecnica delle opere in progetto.

Tavola 02 - Relazione geologica e geotecnica
Integrazione per Progetto fognatura

1. PREMESSA

In riferimento al parere della Regione Piemonte – Direzione opere Pubbliche e Difesa del Suolo si integra la relazione geologica e geotecnica a corredo del progetto del sottopasso con le seguenti nuove informazioni riferite all'area di prevista realizzazione del nuovo tracciato fognario ed in particolare al sito di impianto del trattamento delle acque di prima pioggia, prima della loro immissione all'interno del rio ricettore (Rio Scarosa).

Poiché dal punto di vista strettamente geotecnico le opere in progetto presentano modesto impatto sul suolo, per la seguente trattazione lo scrivente si è avvalso di stratigrafie già in proprio possesso e riferite a siti in analogo assetto geologico-stratigrafico: prove penetrometriche in località Via della Torre (fondovalle rio Scarosa) – Gola, Maggio 2005.

La presente relazione è stata redatta in ottemperanza ai disposti del **D.M. 11 marzo 1988** *"Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno, delle terre e delle opere di fondazione"* e del **D.M. 14/01/08** *"Norme Tecniche per le Costruzioni"*.

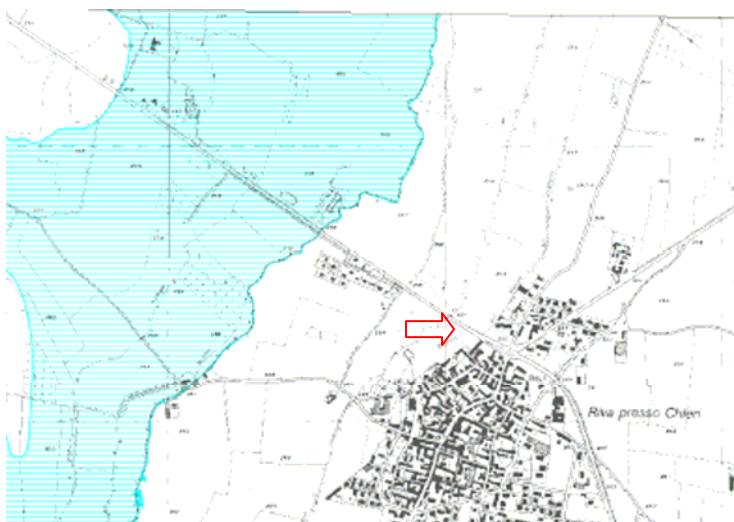
Nella presente relazione sono esaminati i seguenti aspetti geologico-tecnici:

- caratterizzazione morfologica, geologica ed idrogeologica dell'area;
- caratterizzazione geotecnica dei terreni direttamente ed indirettamente interessati dalle opere di progetto;
- indicazioni sulla tipologia e dimensionamento delle opere di fondazione della struttura;

2. CONDIZIONI GENERALI DEL TERRITORIO

Nel **"PIANO stralcio per l'ASSETTO IDROGEOLOGICO (PAI)** - Interventi sulla rete idrografica e sui versanti - redatto dall'Autorità di Bacino del Fiume Po ai sensi della Legge 18 maggio 1989, n.183, art.17, comma 6-ter, ed adottato con deliberazione del Comitato Istituzionale n.18 in data 26/04/2001" il sito di prevista realizzazione dell'impianto di trattamento delle acque di prima pioggia è compreso all'interno della fascia C del PAI – esterna alle aree soggette ad esondazione media e moderata (dissesti di tipo areale desunti dall' Atlante dei dissesti Autorità di Bacino).

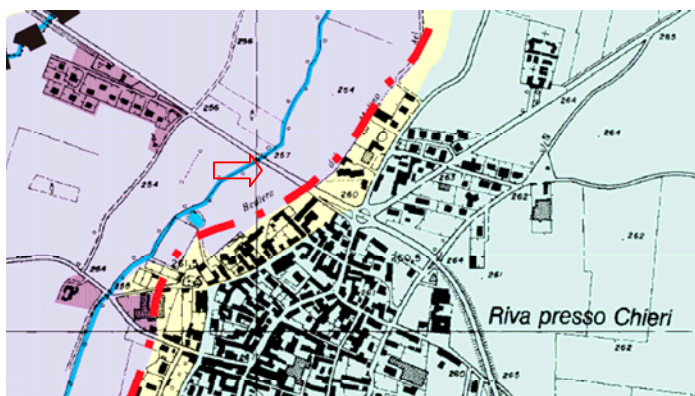
Tavola 02 - Relazione geologica e geotecnica
Integrazione per Progetto fognatura



Estratto da: Atlante Dissesti

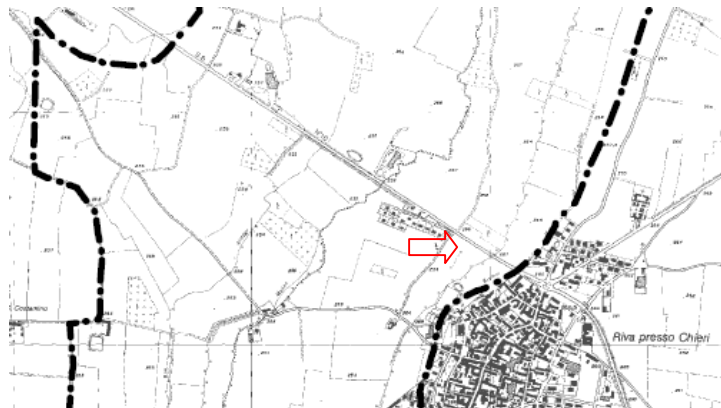
ESONDAZIONI E DISSESTI MORFOLOGICI DI CARATTERE TORRENTIZIO	Area a pericolosità molto elevata (Ee)	
	Area a pericolosità elevata (Eb)	
	Area a pericolosità media o moderata (Em)	
	Area a pericolosità molto elevata non perimetrata (Ee)	
	Area a pericolosità elevata non perimetrata (Eb)	
	Area a pericolosità media o moderata non perimetrata (Em)	

Nella “**Carta della pericolosità geomorfologica e della idoneità all'utilizzazione urbanistica**”, l'area rientra in **Classe IIIa**, ovvero entro le “*aree a pericolosità geomorfologica elevata ... aree di pianura soggette ad esondazione*” comprese all'interno della fascia di esondazione catastrofica (fascia C con tempi di ritorno $Tr = 500$ anni).



Estratto da: Carta di Sintesi del rischio e dell'idoneità urbanistica (allegata al PRGC)

**Tavola 02 - Relazione geologica e geotecnica
Integrazione per Progetto fognatura**



Estratto da: Piano stralcio Fasce Fluviali – fascia C con $Tr=500$ anni (PAI)

Il sito è localizzabile sulla Sezione n°174030 della Carta Tecnica Regionale della Regione Piemonte - scala 1:10.000 - ad una quota media del piano campagna di m 257 s.l.m.m, nella porzione più occidentale del concentrico abitativo principale di Riva Presso Chieri, lungo la locale asse viario fra Riva presso Chieri e Chieri (SS n.10).

Dal punto di vista geologico l'area, come si evince dal Foglio n°68 “Carmagnola” della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000, risulta caratterizzata da depositi ghiaioso-sabbiosi degli alti terrazzi, molto alterati, con potente paleosuolo argilloso rosso-bruno (tipico “ferretto”), spesso mascherato dal loess rissiano.

2.1 Stratigrafia locale

La stratigrafia dei depositi presenti nell'area in esame è stata ricavata in base alle risultanze della prova penetrometrica acquisita in una vicina area con caratteristiche simili a quella in esame . I risultati ottenuti sono così descrivibili:

da p.c. a 0,3 m	terreno di coltivo poco compatto, limoso-argilloso (ORIZZONTE A)
da 0,3 a 2,5 m	limi e sabbie poco addensati (resistenza penetrometrica $N' = 2 \div 3$ colpi/dm) (ORIZZONTE B)
oltre 2,5 m	limi e sabbie maggiormente addensati con grado di addensamento in incremento con la profondità (resistenza penetrometrica da $N' = 5$ colpi/dm a $N' = 20$ colpi/dm) (ORIZZONTE C).

Tavola 02 - Relazione geologica e geotecnica
Integrazione per Progetto fognatura

2.2 Falda idrica superficiale

Sulla base delle misure effettuate all'interno del foro penetrometrico e all'interno di alcuni pozzi esistenti nelle immediate vicinanze si evince che l'area è soggetta a ristagni d'acqua superficiali.

La presenza a piccola profondità (m 2÷3 dal p.c.) di terreni a scarsa permeabilità favorisce infatti il ristagno dell'acqua nell'orizzonte superficiale del terreno e determina, nei periodi di maggiori precipitazioni meteoriche, l'innalzamento del livello idrico fino a coincidere con la superficie del piano campagna.

Trattandosi di un acquifero "sospeso" e di ridotta estensione è caratterizzato da portate molto scarse e discontinue.

3. RAPPORTO GEOTECNICO

3.1 Opera in progetto

Gli interventi in progetto consistono nella realizzazione di un nuovo tratto di fognatura interrata lungo la strada Padana Inferiore, di raccolta delle acque piovane del previsto sottopasso all'altezza del km21+120 e loro smaltimento nel rio Scarosa previa realizzazione di un impianto di trattamento acque prima pioggia.

Gli scavi previsti sono dell'ordine di -7 m; si è proceduto ad una parametrizzazione geotecnica degli orizzonti costituenti la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dagli interventi in progetto.

Si è ritenuto corretto definire *“una stratigrafia geotecnica”* cercando di individuare materiali con comportamento meccanico simile e di utilizzare per essi parametri rappresentativi di una situazione “media” e piuttosto conservativa.

Presa visione degli elaborati grafici di progetto e del previsto piano di imbasamento delle nuove opere di fondazione si evince che i carichi trasmessi dal manufatto al terreno di fondazione interesseranno lungo tutto lo sviluppo della tubazione l'orizzonte geotecnico definito ORIZZONTE C (vedi relazione geologica e geotecnica Febbraio 2010) affiorante oltre i 4 metri di profondità:

- substrato limoso sabbioso con livelletti maggiormente ghiaiosi; si tratta di sedimenti addensati, poco coesivi, ai quali si attribuisce una resistenza penetrometrica alla punta $q_c = 5 \div 6$ MPa e resistenza laterale $f_s = 0,40 \div 0,50$ MPa.

Tavola 02 - Relazione geologica e geotecnica
Integrazione per Progetto fognatura

3.2 Caratterizzazione sismica del sedime

In riferimento al D.M. 14 Gennaio 2008 “*Norme tecniche per le costruzioni*”, la suddetta stratigrafia e le caratteristiche geotecniche consentono di inquadrare il sedime nell'ambito della **categoria di profilo stratigrafico del suolo di fondazione di tipo C** “*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di VS30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < Cu < 250$ kPa nei terreni a grana fina)*”.

3.3 Commento lustratigrafico in relazione allo scavo del collettore

Trattandosi di una tubazione interrata e pozzetti di ispezione l'impronta dei carichi trasmessa al terreno di fondazione è da ritenersi ampiamente compatibile con la resistenza del terreno ($q_c = 5 \div 6$ MPa).

L'assetto stratigrafico desunto risulta costituito da un orizzonte superficiale di terreno limoso sabbioso moderatamente addensato (SPT = 5 colpi/piede) fino 2,5 m di profondità; oltre il quale affiorano limi addensati ($q_c = 5 \div 6$ MPa).

Si evidenzia infine che lo scavo per la realizzazione del collettore, stante le quote di progetto di quest'ultimo avverrà ad una quota di possibile interferenza con la prima falda freatica. Occorrerà prevedere in fase di cantiere opere di protezione provvisoria (puntellature e/o palancole) a protezione della stabilità dei fronti.

5. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

- Il sito di prevista realizzazione dell'impianto di trattamento delle acque di prima pioggia è compreso all'interno della fascia C del PAI – esterna alle aree soggette ad esondazione media e moderata (dissesti di tipo areale desunti dall'Atlante dei dissesti Autorità di Bacino)
- Nella “Carta della pericolosità geomorfologica e della idoneità all'utilizzazione urbanistica”, l'area rientra in Classe IIIa, entro le “*aree a pericolosità geomorfologica elevata ... aree di pianura soggette ad esondazione*” comprese

Tavola 02 - Relazione geologica e geotecnica
Integrazione per Progetto fognatura

all'interno della fascia di esondazione catastrofica (fascia C con tempi di ritorno $Tr = 500$ anni)

- Trattandosi di impianto fognario di nuova realizzazione (che esclude quindi la presenza continuativa di persone) non si rilevano impedimenti per la sua realizzazione pur considerando la potenziale predisposizione all'allagamento della pianura fiancheggiante il rio ricettore.
- L'assetto stratigrafico desunto risulta costituito da un orizzonte superficiale di terreno limoso sabbioso moderatamente addensato ($SPT = 5$ colpi/piede) fino 2,5 m di profondità; oltre il quale affiorano limi addensati ($q_c = 5 \div 6$ MPa).
- Si evidenzia infine che lo scavo per la realizzazione del collettore, stante le quote di progetto di quest'ultimo avverrà ad una quota di possibile interferenza con la prima falda freatica. Occorrerà prevedere in fase di cantiere opere di protezione provvisoria (puntellature e/o palancole) a protezione della stabilità dei fronti.

Torino, Dicembre 2011

Il geologo incaricato :
dott. geol. Fabrizio Gola
(genovese & associati)

Relazione geologica e geotecnica
Integrazione a seguito di Rapporto Validazione Progetto del 30/01/2012

1. PREMESSA

In relazione al progetto di realizzazione nuovo sottopasso veicolare al km 21 + 210 lungo la SR10 Padana Inferiore (ex SS 10) all'interno del Comune di Riva presso Chieri all'incrocio con le locali via Circonvallazione e via Faustina Mazzetti il sottoscritto dott. geol. Fabrizio Gola (num. iscrizione all'Ordine Regionale dei Geologi del Piemonte: 277) co-titolare dello Studio di Geologia Applicata “genovese & associati” di Torino, via Camogli 10 – tel 011 3199507 – integra la relazione geologica e geotecnica a corredo del progetto (prima versione della relazione datata Luglio 2007 e successivo adeguamento al D.M. 14/01/2008 nel Febbraio 2010).

La suddetta integrazione segue le osservazioni dei validatori del progetto a firma della Soc. Mercurio S.p.a. (Febbraio 2012), e più precisamente:

- caratterizzazione geotecnica dei terreni (D.M. 11-03-88 e D.M. 14-01-08)
- caratterizzazione sismica locale (D.M. 11-03-88 e D.M. 14-01-08)
- terre e rocce da scavo (D.L. 152/06 e Linee Guida Regione Piemonte)

2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nell'area d'intervento sono state effettuate n°2 prove penetrometriche statiche mediante penetrometro PAGANI 10/20 ton (velocità di avanzamento punta 2 cm/sec – punta meccanica tipo Begemann diam. 35.7 mm, area punta 10 cm², apertura 60°, superficie manicotto laterale 150 cm²).

La stratigrafia dei terreni interessati dall'opera in progetto è la seguente :

(le quote sono riferite rispetto all'attuale piano stradale della SR10)

da p.c. a 1,5 m riporto medio-grossolano moderatamente addensato (non si ritiene caratterizzare lo strato superficiale di riporto poiché oggetto di sbancamento)

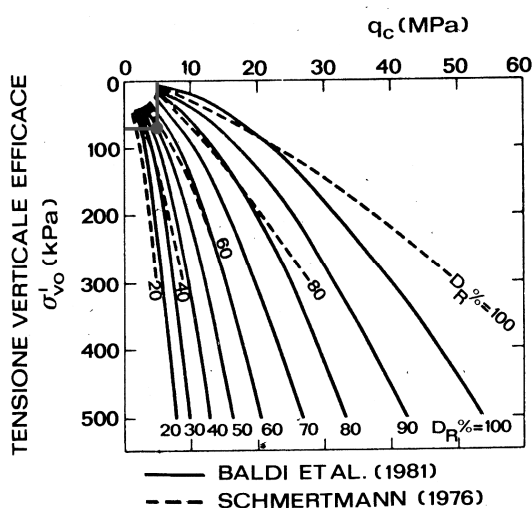
da 1,5 a 4,2 m (ORIZZONTE A) depositi limoso e sabbiosi costituenti il vecchio sedime del piano campagna originario, attualmente leggermente consolidati a causa del precarico agente in corrispondenza delle rampe in terra. Si tratta di terreni sciolti non coesivi e resistenza penetrometrica alla punta $q_c \leq 3$ MPa e resistenza laterale $f_s = 0,15 \div 0,20$ MPa.

Relazione geologica e geotecnica
Integrazione a seguito di Rapporto Validazione Progetto del 30/01/2012

da 4,2 a 9,5 m (ORIZZONTE B) substrato limoso sabbioso con livelletti maggiormente ghiaiosi; si tratta di sedimenti addensati, poco coesivi, ai quali si attribuisce una resistenza penetrometrica alla punta $q_c = 5 \div 6$ MPa e resistenza laterale $f_s = 0,40 \div 0,50$ MPa.

oltre 9,5 m (ORIZZONTE C) fino alla massima profondità di indagine pari a – 11,0 m dal piano stradale) orizzonte grossolano molto addensato e compatto, mediamente coesivo al quale si attribuisce una resistenza alla punta $q_c > 10$ MPa e resistenza laterale $f_s > 0,60$ MPa.

	γ_n	q_c	f_s	c_u
ORIZZONTE A	18 kN/m ³	2÷3 MPa	0,15÷0,20 MPa	< 0,40 kg/cm ²
ORIZZONTE B	18÷19 kN/m ³	5÷6 MPa	0,40÷0,50 MPa	1,30 kg/cm ²
ORIZZONTE C	19 kN/m ³	10,0 MPa	0,60 MPa	1,50 kg/cm ²



La parametrizzazione dell'orizzonte sede delle fondazioni è stata condotta adottando le correlazioni esistenti in letteratura fra la resistenza alla punta del penetrometro (q_c) e densità relativa (Dr) [Schmertmann, 1976; Baldi et al., 1981], fra angolo di attrito (ϕ') e densità relativa (Dr) [Schmertmann, 1977].

Il sedime fondazionale risulta caratterizzabile attraverso i seguenti parametri geotecnici medi:

Correlazione tra Dr e q_c secondo Schmertmann (1976) e Baldi et al. (1981).

	γ_n	Dr %	ϕ'_p	c_u
ORIZZONTE A	18 kN/m ³	<30%	30°	< 0,40 kg/cm ²
ORIZZONTE B	18÷19 kN/m ³	45÷50%	34÷35°	1,30 kg/cm ²

Relazione geologica e geotecnica

Integrazione a seguito di Rapporto Validazione Progetto del 30/01/2012

ORIZZONTE C	19 kN/m ³	60%	36÷38°	1,50 kg/cm ²
-------------	----------------------	-----	--------	-------------------------

3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA LOCALE – vedi All. 1

Per la caratterizzazione sismica locale a corredo delle integrazioni successive alla prima stesura delle indagini geologiche e geotecniche (2007) lo scrivente ritiene dei potersi avvalere di risultati ottenuti attraverso una MASW e riferiti ad un vicino cantiere in analogo assetto stratigrafico (Comune di Riva presso Chieri – area normativa SN11 via Roma angolo via Matteotti – *progetto di scuola materna*).

In riferimento al D.M. 14 Gennaio 2008 “*Norme tecniche per le costruzioni*”, la suddetta stratigrafia e le caratteristiche geotecniche consentono di inquadrare il sedime nell’ambito della **categoria di profilo stratigrafico del suolo di fondazione di tipo C** “*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di VS30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15< NSPT< 50 nei terreni a grana grossa e 70<Cu<250 kPa nei terreni a grana fina)*”.

4. DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA’ PORTANTE

La valutazione della capacità portante limite ed ammissibile del terreno è stata verificata utilizzando il metodo di verifica ex **D.M. 14/01/2008** introducendo i fattori correttivi per l’**azione sismica**.

In particolare sono stati presi in considerazione:

- **Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2)**
- **Approccio 2 (A1+M1+R3)**

Nella prima relazione geotecnica (anno 2007) in mancanza di indicazioni sulle azioni di progetto, si era proceduto al calcolo della capacità portante del terreno utilizzando l’approccio di Prandl (per i terreni coesivi).

Successivamente (relazione di aggiornamento al D.M. 2008) si ritenne di utilizzare i coeff. sismici agli SLC anziché agli SLV (piu’ cautelativi) al fine di rendere i risultati desunti dal nuovo approccio di calcolo introdotto dal DM2008 il piu’ possibile congruenti con i “vecchi” calcoli ante DM2008.

Restano invariate la zonazione sismica locale introdotta dalla recente **D.G.R. n. 4-3084 del 12 dicembre 2011** “*D.G.R. n. 11-13058 del 19/01/2010. Approvazione*

Relazione geologica e geotecnica

Integrazione a seguito di Rapporto Validazione Progetto del 30/01/2012

delle procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico attuative della nuova classificazione sismica del territorio piemontese” pubblicata sul B.U.R. n°50 del 15/12/11; il territorio comunale di Riva presso Chieri ricade in zona 4. La categoria topografica (pianeggiante) è la T1.

Presa visione delle azioni di progetto Ed fornite dal progettista delle strutture si evince che:

- tipologia della fondazione: nastriforme di larghezza 2,5 m
- max sollecitazioni ritto sx: Ed = 190 kN/m² (calcolo plastico)
- max sollecitazioni ritto dx: Ed = 203 kN/m² (calcolo plastico)

immorsamento della fondazione all'interno
dell' ORIZZONTE B affiorante fra 4,2 e 9,5 m – verifica a rottura

	Approccio 1 Combin. 2 (M2)		Approccio 2 (M1)	
	Q _{lim.} (kPa)	Rd (kPa)	Q _{lim.} (kPa)	Rd (kPa)
	M2	M2+R2	M1	M1+R3
nastriforme B = 2,5 m	750	417	1369	596

La verifica nei confronti dei cedimenti è stata eseguita in base al metodo di calcolo di Schmertmann (1978), basata sui dati desunti dalle prove penetrometriche statiche.

Il cedimento **S** vale:

$$S = C1 \cdot C2 \cdot \Delta q \cdot \sum_0^H \frac{I_z \cdot \Delta z}{E'} \quad (2)$$

con :

C1 = coeff. di approfondimento della fondazione $C1 = 1 - 0,5 \cdot \sigma'_{vo} / \Delta q'$

C2 = coeff. per il cedimento secondario differito nel tempo $C2 = 1 + 0,2 \cdot \log[t/0,1]$

E' = modulo di deformazione = 3,5 x qc (per L > B)

essendo **qc** la resistenza alla punta del penetrometro statico

Iz = coefficiente di influenza che dipende dalla geometria della fondazione e dal carico applicato

Δq' = pressione efficace agente sul piano di fondazione, al netto della pressione geostatica efficace preesistente a livello del piano di fondazione : $\Delta q' = q' - \sigma'_{vo}$

Relazione geologica e geotecnica
Integrazione a seguito di Rapporto Validazione Progetto del 30/01/2012

La verifica ha fornito i seguenti valori limite dell'effetto delle azioni Cd (portata ammissibile ai cedimenti):

immorsamento della fondazione all'interno
dell' ORIZZONTE B affiorante fra 4,2 e 9,5 m – verifica a cedimento

Tipologia fondazionale	S_t (mm)	Cd (kN/m ²)	Cd (kg/cm²)
Nastriforme B = 2,5 m	22.73	223	2,23

Le azioni di progetto Ed risultano inferiori ai valori di Cd sopra indicat, pertanto sono da ritenersi verificate.

$Cd = 223 \text{ kN/m}^2 > \text{max sollecitazioni ritto sx: } Ed = 190 \text{ kN/m}^2 \text{ (calcolo plastico)}$

$Cd = 223 \text{ kN/m}^2 > \text{max sollecitazioni ritto dx: } Ed = 203 \text{ kN/m}^2 \text{ (calcolo plastico)}$

5. STABILITA' FRONTI DI SCAVO

Allo scopo è stato utilizzato il programma di calcolo Slope[®] della *Geostru* basato sulla ricerca della superficie di rottura critica caratterizzata da una configurazione geometrica predefinita: è un programma per l'analisi di stabilità dei pendii in terra e in roccia con i metodi dell'Equilibrio Limite (Fellenius, Bishop, Janbu, Bell, Sarma, Spencer, Morgenstern e Price) e il metodo DEM (Elementi discreti) che consente di analizzare sia superfici di rottura circolari che di forma generica, in presenza di falda, sisma e terreno pluristratificato.

Ai fini di una verifica di stabilità secondo gli stati limite ultimi, come richiesto dal Testo Unico per l'edilizia (NTC - DM 2008), tale programma prende in considerazione l'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2) in cui i parametri geotecnici caratteristici vengono ridotti con un coefficiente parziale.

Si usano leggi costitutive semplificate (modello rigido perfettamente plastico); si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione e angolo di resistenza al taglio, costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta,

Relazione geologica e geotecnica

Integrazione a seguito di Rapporto Validazione Progetto del 30/01/2012

arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (τ) e confrontate con la resistenza disponibile (τ_f), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza $F = \tau_f / \tau$.

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.). Nel metodo dei conci, preso in considerazione nel caso in esame, la massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a n , il problema presenta $(6n-2)$ incognite legate alle varie forze che entrano in gioco nell'analisi di stabilità (normali, di taglio, agenti all'interfaccia dei conci, etc...), mentre le equazioni di equilibrio e di rottura a disposizione sono $4n$.

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a

$$i = (6n-2)-(4n) = 2n-2$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a $(n-2)$ in quanto si fa l'assunzione che le forze normali siano applicate nel punto medio della striscia, ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le $(n-2)$ indeterminazioni.

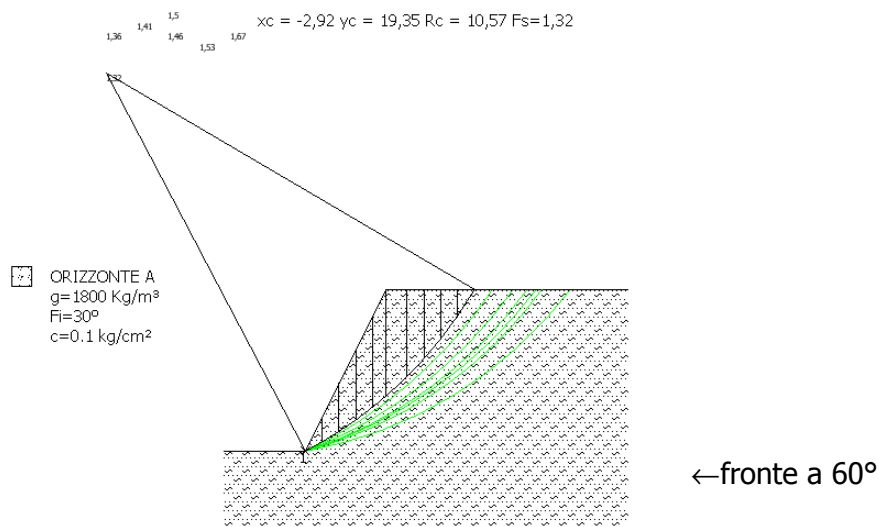
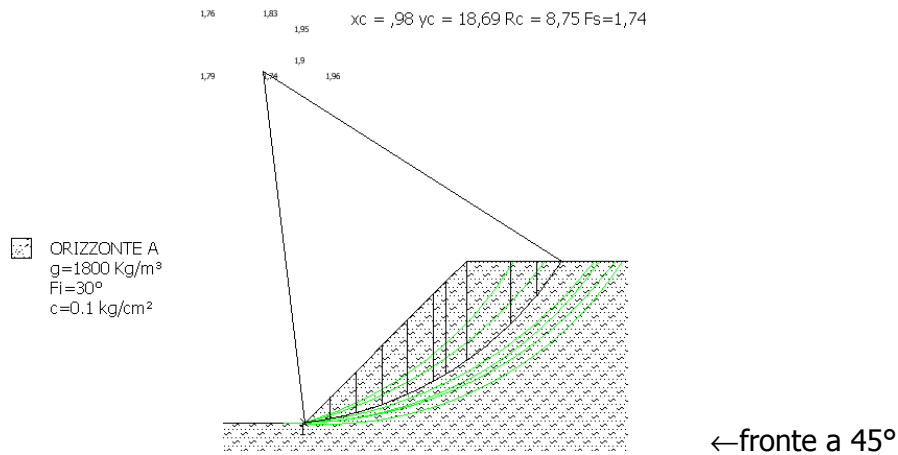
Per il caso in questione è stato preso in considerazione il Metodo di Bell in cui le forze agenti sul corpo che scivola includono il peso effettivo del terreno (W), le forze sismiche pseudostatiche orizzontali e verticali ($K_x W$ e $K_z W$), le forze orizzontali e verticali (X e Z) applicate esternamente al profilo del pendio e la risultante degli sforzi totali normali e di taglio σ e τ agenti sulla superficie potenziale di scivolamento.

La stabilità è verificata quando il valore numerico è uguale o superiore a 1; la normativa geotecnica stabilisce comunque che il valore del coefficiente di sicurezza F_s deve risultare superiore a 1,3.

L'analisi è stata effettuata per una sezione tipo del fronte di scavo, introducendo un pur minimo contributo offerto dalla coesione apparente dei depositi sabbioso-limosi dell'ORIZZONTE A, assunta nelle verifiche pari a $0,1 \text{ kg/cm}^2$.

La verifica di stabilità così effettuata, introducendo le azioni sismiche, con differenti famiglie di curve, ha evidenziato come il fronte di scavo libero potrà essere sagomato con un angolo di scarpa $\beta = 45^\circ \div 60^\circ$: tale configurazione garantisce nel breve termine un adeguato coefficiente di sicurezza.

Relazione geologica e geotecnica
Integrazione a seguito di Rapporto Validazione Progetto del 30/01/2012



TABULATI DI CALCOLO VERIFICA DI STABILITA' FRONTE A 45°

Analisi di stabilità dei pendii con BELL

Normativa	NTC 2008
Numero di strati	1,0
Numero dei conci	10,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,3

Relazione geologica e geotecnica

Integrazione a seguito di Rapporto Validazione Progetto del 30/01/2012

Coefficiente parziale resistenza 1,1
Analisi Condizione drenata
Superficie di forma circolare

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	-0,56 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	18,69 m
Ascissa vertice destro superiore xs	2,52 m
Ordinata vertice destro superiore ys	20,22 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	2,0
Numero di celle lungo y	2,0
Coefficiente azione sismica verticale	0,017

Vertici profilo

N	X m	y m
1	0,0	10,0
2	2,0	10,0
3	5,5	13,5
4	6,0	14,0
5	10,0	14,0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio	1,25
Coesione efficace	1,25
Coesione non drenata	1,4
Riduzione parametri geotecnici terreno	No

Stratigrafia

c: coesione; cu: coesione non drenata; Fi: Angolo di attrito; G: Peso Specifico; Gs: Peso Specifico Saturo; K: Modulo di Winkler

Strato	c (kg/cm ²)	cu (kg/cm ²)	Fi (°)	G (Kg/m ³)	Gs (Kg/m ³)	K (Kg/cm ³)	Litologia
1	0.1	0	30	1800	1900	0,00	ORIZZONTE A

Risultati analisi pendio [NTC 2008: [A2+M2+R2]]

Fs minimo individuato	1,74
Ascissa centro superficie	0,98 m
Ordinata centro superficie	18,69 m
Raggio superficie	8,75 m

Numero di superfici esaminate....(7)

N°	Xo	Yo	Ro	Fs
----	----	----	----	----

Relazione geologica e geotecnica
Integrazione a seguito di Rapporto Validazione Progetto del 30/01/2012

1	-0,6	18,7	9,1	1,79
2	1,0	18,7	8,7	1,74
3	1,7	19,1	9,1	1,90
4	2,5	18,7	8,7	1,96
5	1,7	19,8	9,8	1,95
6	-0,6	20,2	10,5	1,76
7	1,0	20,2	10,3	1,83

TABULATI DI CALCOLO VERIFICA DI STABILITA' FRONTE A 60°

Analisi di stabilità dei pendii con BELL

Normativa	NTC 2008
Numero di strati	1,0
Numero dei conci	10,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,3
Coefficiente parziale resistenza	1,1
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	-2,92 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	19,35 m
Ascissa vertice destro superiore xs	0,16 m
Ordinata vertice destro superiore ys	20,89 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	2,0
Numero di celle lungo y	3,0
Coefficiente azione sismica verticale	0,0173

Vertici profilo

N	X m	y m
1	0,0	10,0
2	2,0	10,0
3	4,0	14,0
4	6,0	14,0
5	10,0	14,0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio	1,0
Coesione efficace	1,0
Coesione non drenata	1,0
Riduzione parametri geotecnici terreno	No

Stratigrafia

c: coesione; cu: coesione non drenata; Fi: Angolo di attrito; G: Peso Specifico; Gs: Peso Specifico Saturo; K: Modulo di Winkler

Relazione geologica e geotecnica

Integrazione a seguito di Rapporto Validazione Progetto del 30/01/2012

Strato	c (kg/cm ²)	cu (kg/cm ²)	Fi (°)	G (Kg/m ³)	Gs (Kg/m ³)	K (Kg/cm ³)	Litologia
1	0,1	0	30	1800	1900	0,00	ORIZZONTE A

Risultati analisi pendio [NTC 2008: [A2+M2+R2]]

Fs minimo individuato	1,32
Ascissa centro superficie	-2,92 m
Ordinata centro superficie	19,35 m
Raggio superficie	10,57 m

Numero di superfici esaminate....(7)

N°	Xo	Yo	Ro	Fs
1	-2,9	19,4	10,6	1,32
2	-0,6	20,1	10,5	1,53
3	-2,9	20,4	11,5	1,36
4	-2,2	20,6	11,4	1,41
5	-1,4	20,4	10,9	1,46
6	0,2	20,4	10,5	1,67
7	-1,4	20,9	11,4	1,50

Relazione geologica e geotecnica
Integrazione a seguito di Rapporto Validazione Progetto del 30/01/2012

6. TERRE E ROCCE DA SCAVO (D.Lgs. 152/2006)

La disciplina di riferimento per la gestione delle terre e rocce da scavo è il Decreto Legislativo 3 aprile 2006, n. 152 “*Norme in materia ambientale*” e s.m.i. che, all’articolo 186, fornisce una dettagliata trattazione delle modalità di utilizzo qualora classificate come sottoprodotti, riservando alle medesime l’assoggettamento alla disciplina dei rifiuti qualora il loro utilizzo non rispetti le condizioni stabilite dal predetto articolo.

Le norme relative alla gestione delle terre e rocce da scavo hanno subito negli ultimi anni numerosi interventi legislativi resi necessari anche a seguito dell’apertura di più di una procedura di infrazione comunitaria nei confronti della Repubblica Italiana per una trasposizione non corretta della disciplina comunitaria in tema di rifiuti.

L’attuale articolo 186 - come novellato dal Decreto Legislativo 4/08, poi modificato dall’articolo 8 ter del decreto legge 30 dicembre 2008, n. 208 (convertito con modifiche nella legge 27 febbraio 2009, n. 13 “*Misure straordinarie in materia di risorse idriche e di protezione dell’ambiente*”) ed in ultimo ulteriormente aggiornato dal D. Lgs. 205/10 - cerca di rispondere all’obiettivo di non ostacolare lo svolgersi delle attività produttive e di trasformazione edilizio-urbanistica del territorio, semplificando i procedimenti autorizzatori e nel contempo adempie al dovere di rispettare le norme comunitarie in tema di rifiuti.

La disciplina prevista dall’articolo 186 costituisce, nell’ambito della normativa sui rifiuti, una previsione eccezionale, dettata dal legislatore in relazione alla particolarità del materiale trattato, non suscettibile di interpretazione analogica. Essa va applicata solamente agli ambiti dalla stessa previsti e non può essere estesa ad altre tipologie di materiali.

Occorre considerare infine che la direttiva comunitaria in materia di rifiuti, la direttiva 2008/98/CE del 19 novembre 2008, in materia di terre e rocce da scavo all’articolo 2, paragrafo 1, lettera c) ricomprende tra i casi di esclusione dall’applicazione della direttiva “*suolo non contaminato e altro materiale allo stato naturale escavato nel corso di attività di costruzione, ove sia certo che il materiale sarà utilizzato a fini di costruzione allo stato naturale nello stesso sito in cui è stato escavato*”. Sul punto, il decreto legge 29 novembre 2008, n. 185, convertito con modifiche dalla legge 28 gennaio 2009, n. 2, all’articolo 20, comma 10 sexies, ha previsto una modifica all’articolo 185 del D.Lgs. 152/2006 aggiungendo tra le esclusioni dal campo di

Relazione geologica e geotecnica

Integrazione a seguito di Rapporto Validazione Progetto del 30/01/2012

applicazione della disciplina sui rifiuti *“il suolo non contaminato e altro materiale allo stato naturale escavato nel corso di attività di costruzione, ove sia certo che il materiale sarà utilizzato a fini di costruzione allo stato naturale nello stesso sito in cui è stato scavato”*.

La normativa italiana ha già contemplato su tale argomento quanto previsto dalla neoemanata direttiva comunitaria. Detto articolo ha conseguentemente modificato anche l'articolo 186 premettendo al comma 1 che introduce la disciplina alle terre e rocce da scavo la dicitura *“fatto salvo quanto previsto all'articolo 185”*.

A livello regionale la normativa di riferimento in merito è la D.G.R. 15 Febbraio 2010, n. 24-13302 “Linee guida per la gestione delle terre e rocce da scavo ai sensi dell'articolo 186 del Decreto Legislativo 3 aprile 2006, n. 152” pubblicata sul Bollettino Ufficiale della Regione Piemonte n. 09 del 04/03/2010.

Riassumendo quanto sopra esposto si evidenzia che:

- secondo la normativa vigente le terre e rocce da scavo sono rifiuti speciali (per lo più codice CER 170504, soggetto a verifica) la cui gestione deve avvenire ai sensi della normativa in materia di gestione rifiuti (Parte IV del D.Lgs. 152/06 s.m.i.).
- Tale normativa prevede che predetto materiale sia conferito presso un centro autorizzato dalla Provincia a ricevere e trattare specifico codice CER a meno di:
 - applicare gli artt. 185 (riutilizzo presso il sito di produzione) e 186 (riutilizzo presso terzi siti) D.Lgs. 152/06 e s.m.i..
 - attuare l'attività di recupero rifiuti ai sensi degli artt. 214, 215, 216 del D.Lgs. 152/06 e s.m.i..

Le terre derivanti dagli scavi connessi alle attività di costruzione in esame potranno pertanto essere gestite in alternativa secondo i seguenti scenari:

Artt. 185-186 del D. Lgs. 152/2006 e s.m.i. – esclusione dal regime dei rifiuti

Una parte o l'intero volume dei terreni naturali escavati potrà essere gestita con esclusione dal regime dei rifiuti ai sensi dell'art. 186 del D.Lgs. 152/06 e s.m.i. e della D.G.R. n. 24-13302 del 15 febbraio 2010 qualora, a seguito delle indagini di caratterizzazione, siano escluse situazioni di contaminazione.

Le limitazioni per il riutilizzo sono brevemente elencate nel seguito.

- Limiti alla manipolazione delle terre: non è concessa nessuna operazione di trasformazione preliminare, il materiale di scavo deve essere riutilizzato così

Relazione geologica e geotecnica

Integrazione a seguito di Rapporto Validazione Progetto del 30/01/2012

come scavato allo stato naturale. Lo scavo deve avvenire senza l'utilizzo di procedimenti o sostanze contaminanti.

- Limiti all'utilizzo: rinterri, riempimenti, rilevati e macinati (nello stesso cantiere o in altri cantieri preventivamente individuati); in sostituzione dei materiali di cava nei cicli produttivi.
- Limiti di qualità: già verificati, alla luce di quanto precedentemente esposto.
- Limiti progettuali: i dettagli dell'utilizzo delle terre di scavo saranno inseriti in un apposito Progetto di Gestione delle Terre e Rocce da Scavo che sarà sottoposto insieme ai restanti elaborati progettuali ad approvazione da parte dell'ente preposto; le modalità di utilizzo saranno quelle approvate previste dal Progetto.
- Limiti autorizzativi: la procedura sarà applicata dopo il parere favorevole dell'Ente autorizzativo, formalmente espresso.

In conformità a quanto previsto dai commi 1 e 7 bis dell'art. 186, le destinazioni d'uso ammesse per le terre e rocce da scavo sono:

- rinterri;
- riempimenti;
- rimodellazioni;
- rilevati;
- nei processi industriali come sottoprodotti (in sostituzione dei materiali di cava nel rispetto delle condizioni fissate all'articolo 183, comma 1, lettera p).

Qualora ne siano accertate le caratteristiche ambientali, possono essere utilizzate per interventi di miglioramento ambientale di siti anche non degradati. Tali interventi devono garantire, nella loro realizzazione finale, una delle seguenti condizioni:

- a) un miglioramento della qualità della copertura arborea o della funzionalità per attività agro-silvo-pastorali;
- b) un miglioramento delle condizioni idrologiche rispetto alla tenuta dei versanti e alla raccolta e regimentazione delle acque piovane;
- c) un miglioramento della percezione paesaggistica.

L'utilizzo delle terre e rocce da scavo deve avvenire senza trasformazioni preliminari o trattamenti preventivi, intendendosi per trasformazioni preliminari o trattamenti preventivi qualsiasi comportamento che alteri il contenuto medio degli inquinanti di un ammasso di terre e rocce da scavo. Il materiale deve essere accettato "tal quale"

Relazione geologica e geotecnica

Integrazione a seguito di Rapporto Validazione Progetto del 30/01/2012

dal ciclo produttivo di destinazione ed ogni lavorazione successivamente subita deve essere prevista dal ciclo produttivo medesimo.

Non è consentito effettuare l'attività di deposito delle terre e rocce da scavo senza averne preventivamente previsto il riutilizzo. Pertanto, al fine di non incorrere nella disciplina relativa ai rifiuti per tutto il materiale, lo stesso deve avere, fin dalla fase di produzione, certezza dell'integrale utilizzo, ossia prima di procedere al deposito delle terre e rocce da scavo, deve essere già previsto ed approvato l'integrale utilizzo della parte di materiale da destinare terre e rocce, e valutata la restante parte da trattarsi come rifiuto ai sensi dell'art. 216 o 208 del D. Lgs. 152/2006 e s.m.i.

Gestione del materiale di scavo come rifiuto

Per il terreno di riporto, il sottofondo di inerte “riciclato” o di macerie e per le terre di scavo che, in base alle scelte progettuali, non potessero trovare riutilizzo nell'ambito del cantiere o di altri cantieri analoghi o che mostrino contaminazioni, si dovrà invece procedere alla gestione dei materiali di scavo come rifiuto secondo le procedure nel seguito elencate:

- escavazione e accumulo terreni in area di cantiere dedicata e attrezzata;
- prelievo e campionamento dei terreni (tal quale ed eluato);
- attribuzione del corretto codice CER ed individuazione del percorso di smaltimento idoneo;
- carico e trasporto su automezzi autorizzati;
- conferimento ad impianti di smaltimento/recupero autorizzati.

La rispondenza del materiale alle caratteristiche determinate in fase progettuale è responsabilità del produttore. Le Autorità competenti che valutano la documentazione relativa alla produzione o al riutilizzo, ai sensi del comma 6 dell'articolo 186, hanno il compito di accertare che le terre e rocce da scavo non provengano da siti contaminati e/o sottoposti ad interventi di bonifica.

In ogni caso, al verificarsi, durante le operazioni di produzione delle terre e rocce, di un evento che sia potenzialmente in grado di contaminare il sito, devono essere immediatamente avviate le procedure previste dal Titolo V della Parte IV del D. Lgs. 152/2006.

Qualora il sito di destinazione sia collocato in un Comune diverso da quello di produzione, l'ente titolare del procedimento acquisisce il parere anche del Comune di destinazione convocando eventualmente una Conferenza dei Servizi ai sensi della legge 241/1990.

Relazione geologica e geotecnica

Integrazione a seguito di Rapporto Validazione Progetto del 30/01/2012

I tempi dell'eventuale deposito in attesa di utilizzo, non possono superare di norma un anno e devono risultare dal progetto approvato dall'autorità competente.

Per tutto ciò che concerne la documentazione inerente i contenuti del progetto di riutilizzo, la modulistica da presentare prima dell'inizio lavori e al termine degli stessi nonché quella necessaria per il trasporto in fase esecutiva si rimanda agli specifici allegati della D.G.R. 15 Febbraio 2010, n. 24-13302 “Linee guida per la gestione delle terre e rocce da scavo ai sensi dell'articolo 186 del Decreto Legislativo 3 aprile 2006, n. 152” pubblicata sul Bollettino Ufficiale della Regione Piemonte n. 09 del 04/03/2010.

6.1 MATERIALE DI SCAVO PRODOTTO

- *per la nuova linea della fognatura:*
 - totale 6.663 mc
 - di cui 796 mc da scavo superficiale (sottofondi stradali esistenti)
 - si prevede riutilizzare in sito circa 5.467 mc per reinterri
 - si prevede riutilizzare circa 983 mc in cantiere per la realizzazione provvisoria della strada di servizio
- *per la realizzazione del nuovo ponte in conci prefabbricati:*
 - totale 3.923mc
 - di cui per scavo sottofondi stradali esistenti e smantellamento rampe (riporto): circa 2.396 mc.
 - di cui per scavo profondo su terreno naturale limoso sabbioso: circa 1.527 mc;
 - si prevede riutilizzare in sito circa 2.270 mc per reinterri

Il volume sopra indicato è da considerarsi in banco e comprende, in via cautelativa, poiché difficilmente stimabili, i quantitativi di pavimentazioni in cemento/asfalto e strutture interrato e di fondazioni presenti sul sito, che saranno invece oggetto di demolizione. Gli scavi verranno eseguiti da escavatori a benna rovescia o pale gommate.

Stima del fabbisogno di terreno per rinterri e riempimenti e per la realizzazione della strada di servizio

Modalità di gestione dei volumi di materiali prodotti

Relazione geologica e geotecnica

Integrazione a seguito di Rapporto Validazione Progetto del 30/01/2012

Il materiale proveniente dagli scavi sarà accantonato nella zona di deposito in cumuli del volume massimo di 500 m³ ed identificato con i dati di provenienza per garantirne la rintracciabilità. I materiali di demolizione, quali laterizi, cemento, asfalto, dovranno essere separati dal terreno di scavo. I cumuli saranno coperti con teli in materiale plastico.

L'Impresa avrà l'onere, prima dell'inizio delle lavorazioni, di elaborare e fornire alle PP.AA. la planimetria aggiornata, con indicazione delle aree di cantiere, dell'area di deposito dei materiali oggetto di scavo, dei percorsi dei mezzi.

Il terreno proveniente dai succitati scavi potrà essere riutilizzato in sito, per rinterri e riempimenti, previa analisi chimica di laboratorio e verifica della conformità ai limiti di riferimento, oppure allontanato secondo le procedure di legge previste per i terreni provenienti da siti di bonifica, ovvero gestito come rifiuto.

I volumi eccedenti il riutilizzo dovranno essere inviati a recupero/smaltimento in impianti esterni autorizzati.

Qualora il terreno prodotto dagli scavi non risulti conforme ai limiti di riferimento dovrà necessariamente essere inviato a recupero/smaltimento in impianti esterni autorizzati. In tal caso, il terreno necessario per i rinterri e riempimento previsti in sito dovrà essere approvvigionato dall'esterno (cava di prestito).

Riutilizzo all'interno del sito

Per poter essere riutilizzato in sito, il terreno oggetto di scavo dovrà essere caratterizzato ai sensi del D.Lgs. 152/06 e s.m.i.. La caratterizzazione sarà effettuata su campioni medi rappresentativi di cumuli del volume massimo di 500 m³.

Il campionamento dei cumuli sarà effettuato secondo quanto indicato nella norma UNI 10802 per i materiali massivi. Le operazioni di campionamento dovranno essere comunicate agli Enti di Controllo con almeno quindici giorni di anticipo, in modo da permettere agli stessi Enti le eventuali verifiche in contraddittorio. Il parziale rinterro degli scavi dovrà essere effettuato previo assenso degli Enti di controllo.

Il rinterro dovrà avvenire rispettando le quote finali del Progetto Esecutivo.

Conferimento presso impianto esterno autorizzato al recupero/smaltimento di rifiuti

Relazione geologica e geotecnica

Integrazione a seguito di Rapporto Validazione Progetto del 30/01/2012

Il terreno non riutilizzato in sito, dovrà essere allontanato e quindi smaltito/recuperato presso impianti autorizzati previa caratterizzazione ai sensi del D.Lgs. 205/2010 e del D.M. 27/09/10 (smaltimento) o del D.M. 186/2006 (recupero).

Il trasporto dei rifiuti sarà eseguito da un'impresa iscritta all'Albo Nazionale Gestori Ambientali, Categorie 4 (raccolta e trasporto rifiuti speciali non pericolosi) e/o 5 (raccolta e trasporto di rifiuti pericolosi), provvista di automezzi autorizzati per i seguenti codici:

- CER 17 01 01 cemento
- CER 17 01 07 miscugli di cemento, mattoni, mattonelle e ceramiche, diverse da quelle di cui alla voce 17 01 06;
- CER 17 09 04 rifiuti misti da costruzione e demolizione
- CER 17 05 04 terra e rocce diverse da quelle di cui alla voce 17 05 03*
- CER 17 09 03* altri rifiuti dell'attività di costruzione e demolizione contenenti sostanze pericolose
- CER 17 05 03* terre e rocce contenenti sostanze pericolose

Le attività di smaltimento del terreno contaminato saranno gestite con la compilazione del registro di carico e scarico e la compilazione del formulario di trasporto rifiuti.

La quarta copia del formulario dovrà essere restituita al produttore del rifiuto. Una copia dovrà comunque essere trasmessa al Comune di Riva presso Chieri (Settore Lavori Pubblici) / S.C.R. ed alla Direzione Lavori.

Almeno quindici giorni prima dell'inizio delle operazioni di smaltimento dei rifiuti verranno trasmesse alle PP.AA. le autorizzazioni degli impianti di recupero/smaltimento a cui si intende inviare i rifiuti e le omologhe del rifiuto.

Torino, Aprile 2012

Il geologo incaricato :
dott. geol. Fabrizio Gola
(genovese & associati)



Relazione geologica e geotecnica
Integrazione a seguito di Rapporto Validazione Progetto del 30/01/2012

AII.1 – MASW PER LA DETERMINAZIONE DEL PARAMETRO V_{s30}

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

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

dove h_i e V_i indicano rispettivamente lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $\gamma < 10^{-6}$) dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori.

Per la determinazione di tale parametro sono state pertanto effettuate apposite indagini geofisiche sismiche, consistenti in due stendimenti MASW per la determinazione delle velocità di propagazione V_p e le V_s dei diversi strati caratterizzanti il terreno.

Le indagini sismiche per onde superficiali di tipo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) presentano notevoli potenzialità, in quanto consentono il raggiungimento di notevoli profondità di indagine con una lunghezza dello stendimento limitata.

La profondità di indagine infatti non è legata in questo caso alla lunghezza dello stendimento, come avviene per esempio nelle indagini sismiche a rifrazione, ma dipende unicamente dalle caratteristiche del sito e, in misura minore, dall'impulso elastico immesso nel terreno.

In particolare, frequenze molto basse consentono il raggiungimento di profondità di indagine elevate: quindi se la sorgente utilizzata consente di immettere basse frequenze nel terreno e se il terreno stesso consente il propagarsi di tali frequenze, allora la profondità indagata con la metodologia MASW è elevata.

Ai fini di registrare un segnale a bassa frequenza occorre utilizzare dei geofoni con frequenza di risonanza bassa, inferiore a quella dei geofoni comunemente utilizzati per le indagini sismiche a rifrazione e riflessione.

Relazione geologica e geotecnica

Integrazione a seguito di Rapporto Validazione Progetto del 30/01/2012

Oltre alla notevole profondità di indagine ottenuta con stendimenti di lunghezza limitata, un'altra potenzialità delle indagini MASW risiede nel fatto che esse consentono di ottenere un profilo di velocità delle onde di taglio nel sottosuolo. La velocità delle onde di taglio è infatti un parametro importante nella caratterizzazione geotecnica dei terreni, e quindi può essere utilizzato per stimare altri parametri geotecnici.

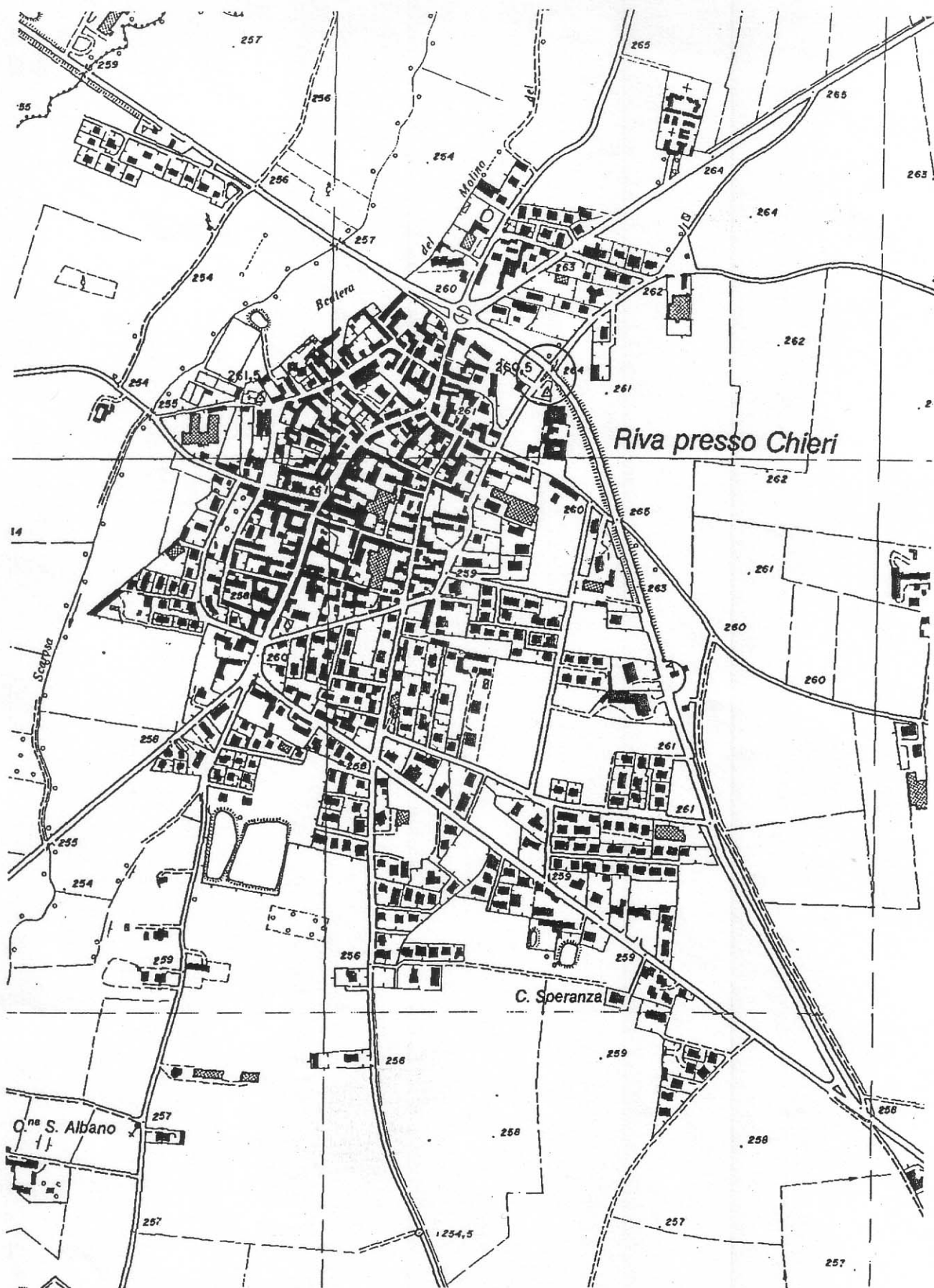
Descrizione delle indagini effettuate e dei risultati conseguiti – fonte: cantiere Riva presso Chieri area Sn11 via Roma angolo via Matteotti

Le indagini sismiche sono state effettuate mediante due stendimenti lineari di 24 geofoni l'uno, a bassa frequenza (4,5 Hz), equispaziati a 2 metri, con lunghezza di 46 metri e con disposizione come da planimetria allegata.

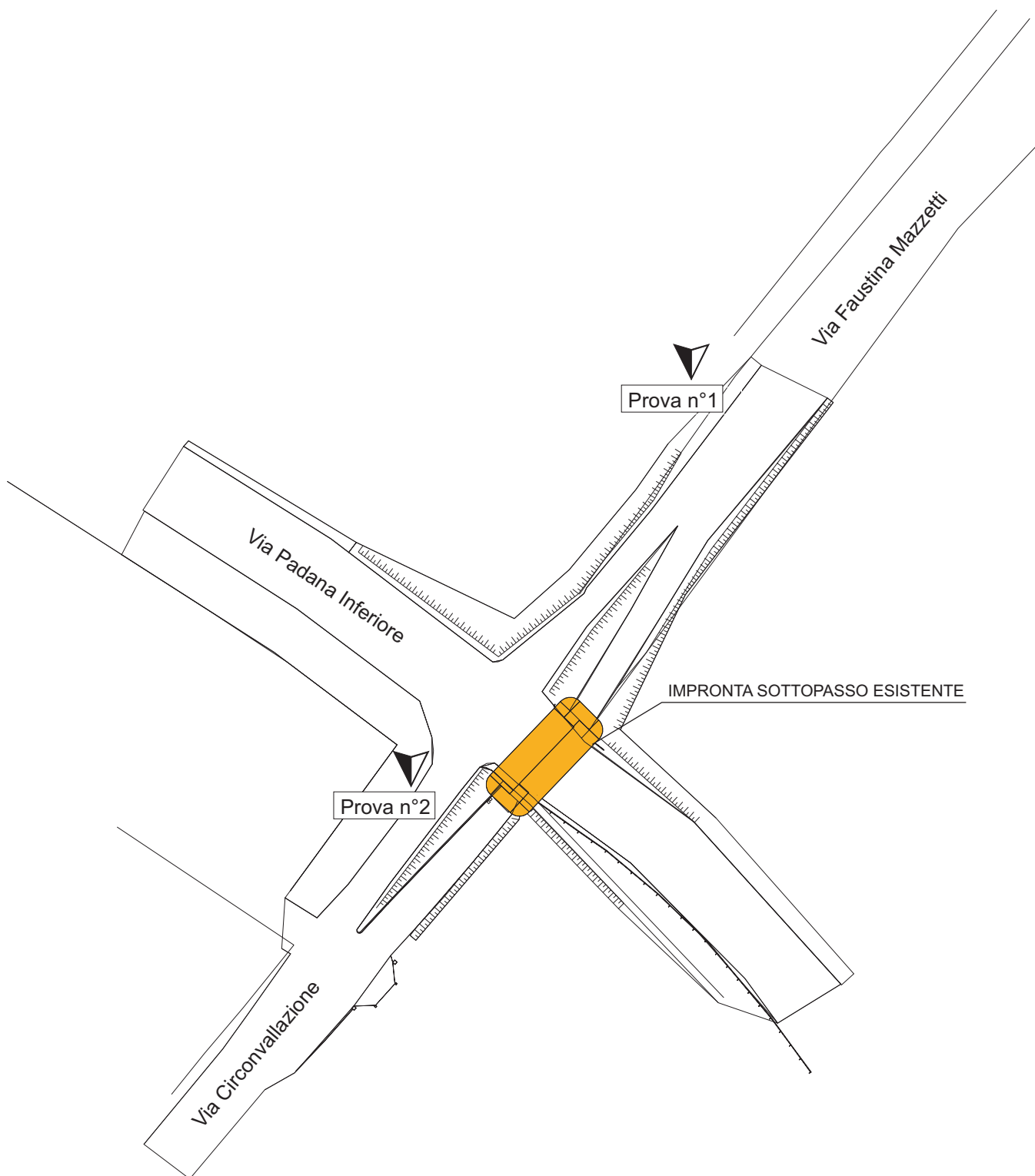
La strumentazione utilizzata è composta da un acquisitore a 24 canali della ABEM Instrument, 24 geofoni a frequenza di 4,5 Hz, e da una mazza battente e una piastra metallica per la generazione dell'impulso sismico. Sono stati effettuati due shot esterni a una distanza di 2 metri dallo stendimento.

I dati acquisiti sono stati elaborati ottenendo una curva di dispersione sperimentale per le onde di Rayleigh, invertendo la quale, secondo un processo iterativo di minimizzazione ai minimi quadrati, si è ottenuto un profilo di velocità delle onde di taglio nel sottosuolo. La curva di dispersione utilizzata per il processo di inversione è quella che consente di ottenere il miglior fitting con i dati sperimentali elaborando i dati relativi agli shot effettuati. Il software utilizzato per il modelling è SeisImager/SW[®] della Geometrics.

Dai dati di velocità Vs e spessori H si ottiene una categoria di suolo “C”, con valori di Vs₃₀ pari a 311 m/s (profilo MASW 1) e 357 m/s *(Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate o argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di Vs30 compresi tra 180m/s e 360m/s ($15 < N_{SPT} < 50$, $70 < c_u < 250$ kPa)).*



COROGRAFIA GENERALE - scala 1:10.000 -
Estratto da Carta Tecnica Regionale - sezione n°174030



Prova penetrometrica statica

**PLANIMETRIA GENERALE dell'area d'intervento con ubicazione
delle prove penetrometriche eseguite**
Estratto da: Elaborati di progetto

PROVA STATICA CPT

prova n°: **1**

committente:

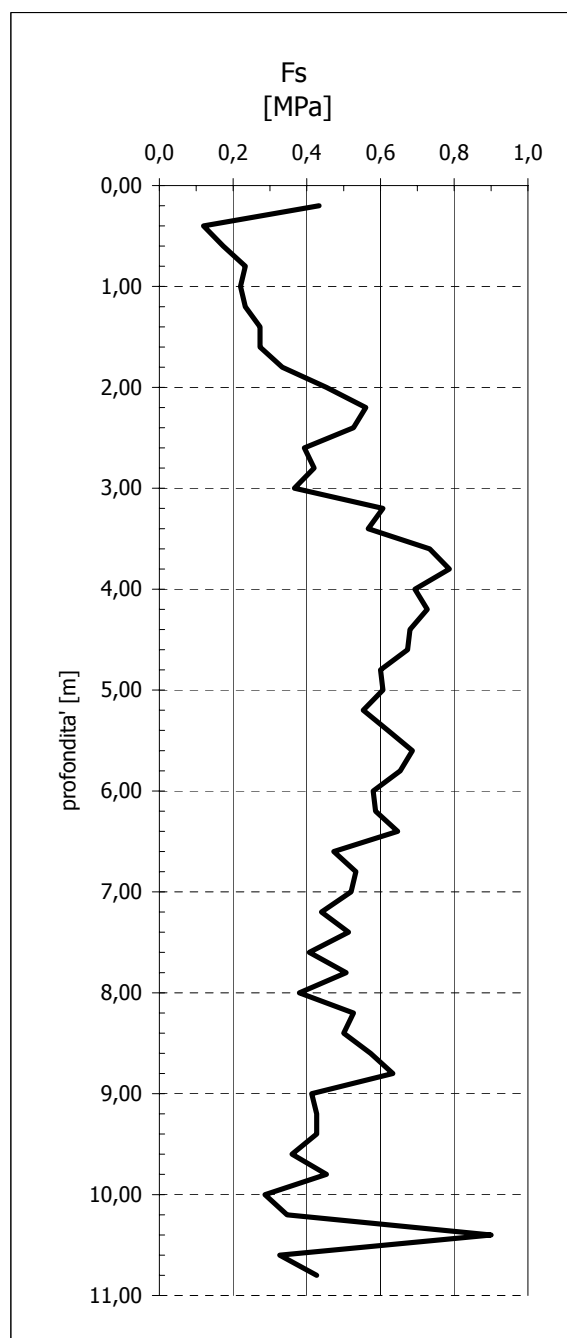
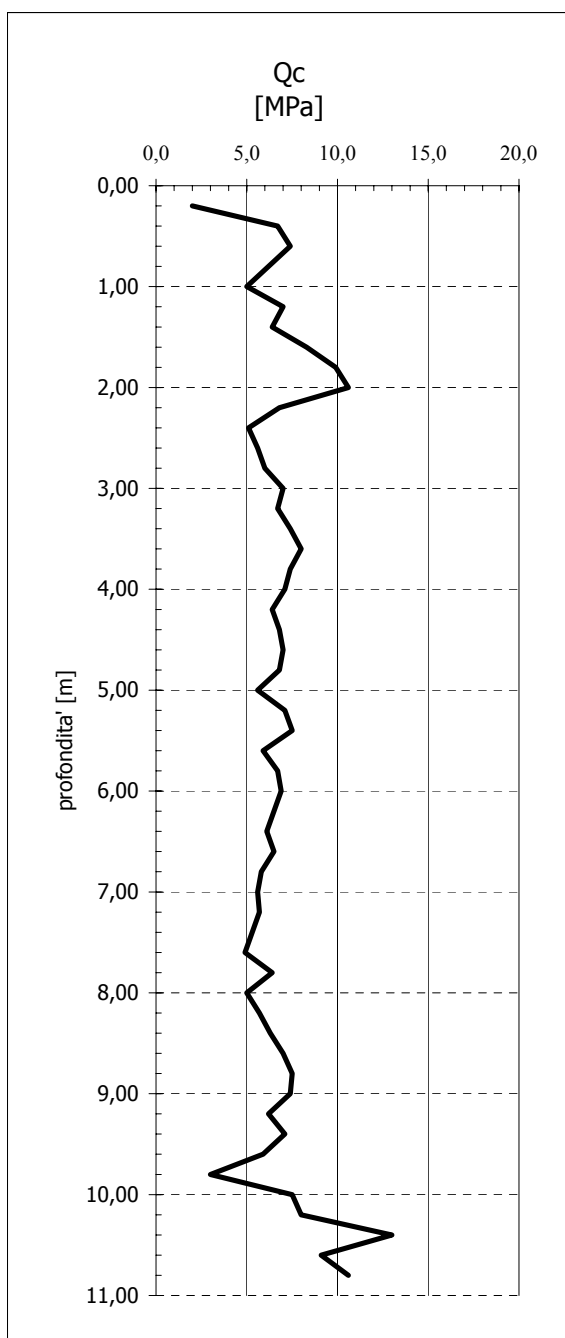
COMUNE RIVA PRESSO CHIERI

località: Riva presso Chieri (TO) - sottopasso
via Circonvallazione / via Padana Inf.

quota inizio: **p.c.**

data: **13/06/2007**

falda: **non rilevata**



PENETROMETRO STATICO TIPO PAGANI DA 10/20 t

COSTANTE DI TRASFORMAZIONE $C_t = 10$ - velocità avanzamento punta 2 cm/sec

punta meccanica tipo Begemann diam.= 35,7 mm (area punta 10 cm²- apertura 60°)

manicotto laterale (superficie 150 cm²)

PROVA STATICA CPT

prova n°: **2**

committente:

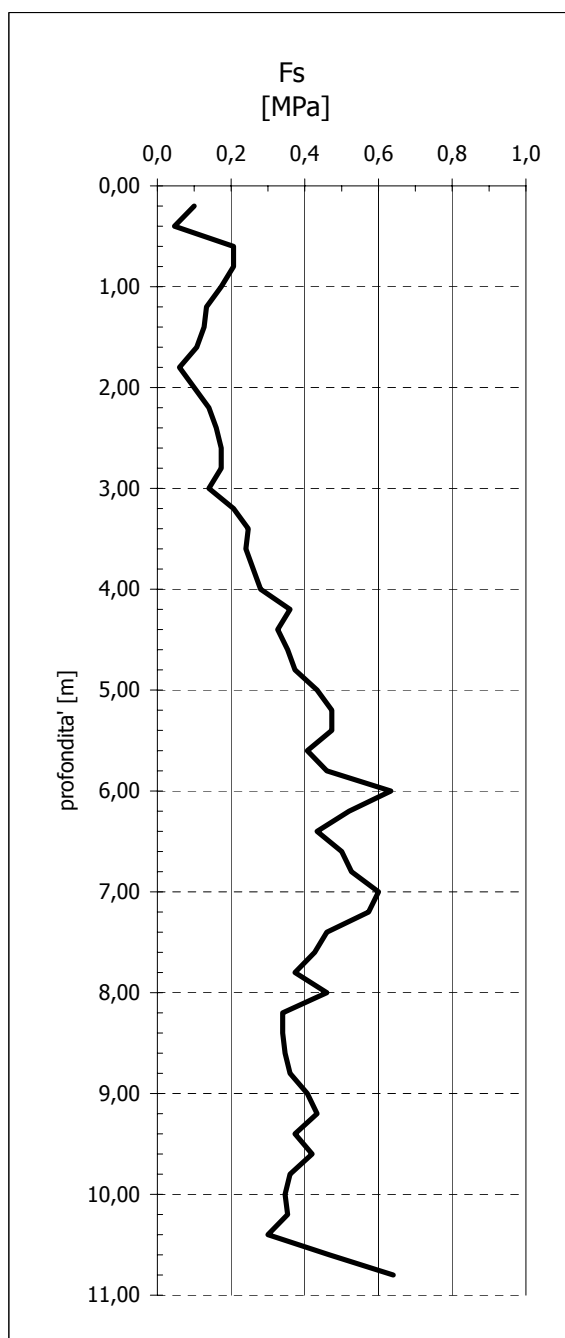
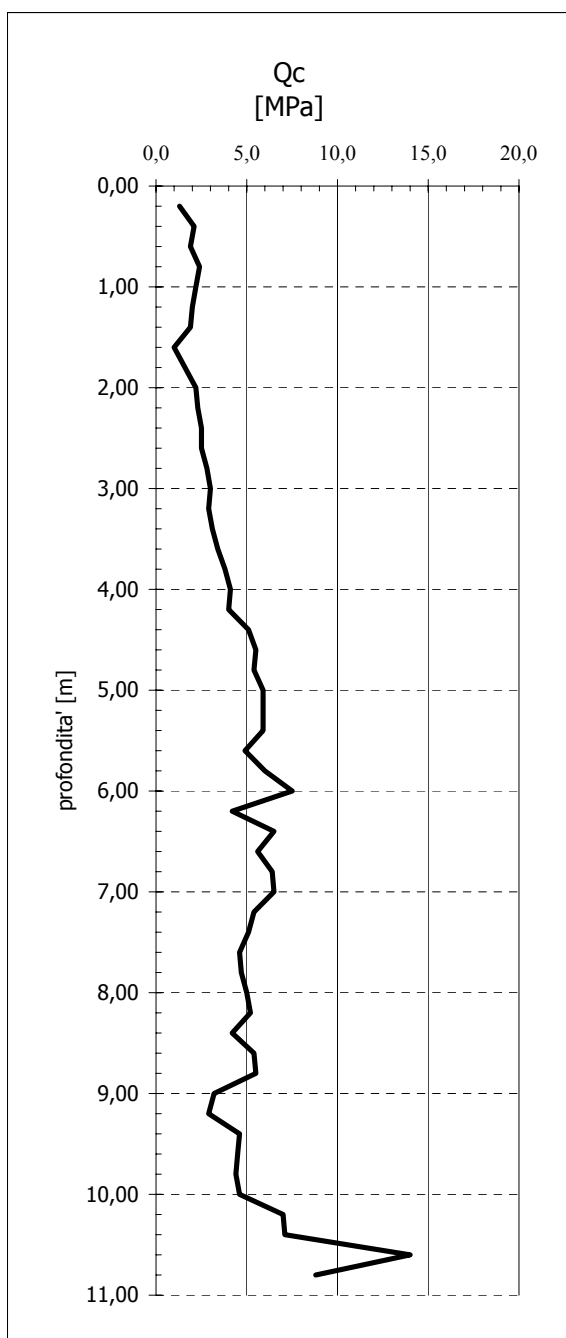
COMUNE RIVA PRESSO CHIERI

località: Riva presso Chieri (TO) - sottopasso
via Circonvallazione / via Padana Inf.

quota inizio: **p.c.**

data: **13/06/2007**

falda: **non rilevata**

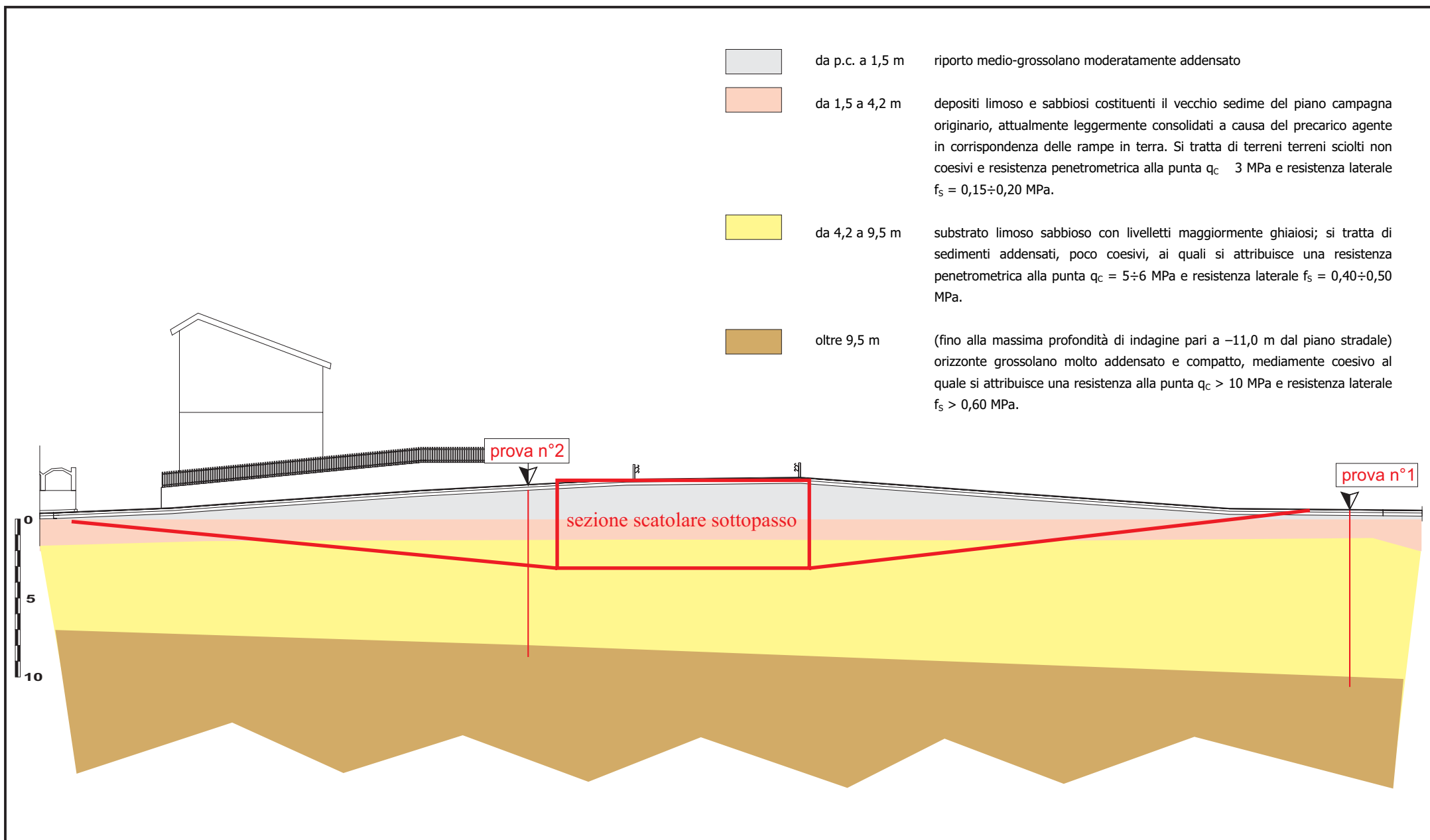


PENETROMETRO STATICO TIPO PAGANI DA 10/20 t

COSTANTE DI TRASFORMAZIONE $C_t = 10$ - velocità avanzamento punta 2 cm/sec

punta meccanica tipo Begemann diam.= 35,7 mm (area punta 10 cm²- apertura 60°)

manicotto laterale (superficie 150 cm²)

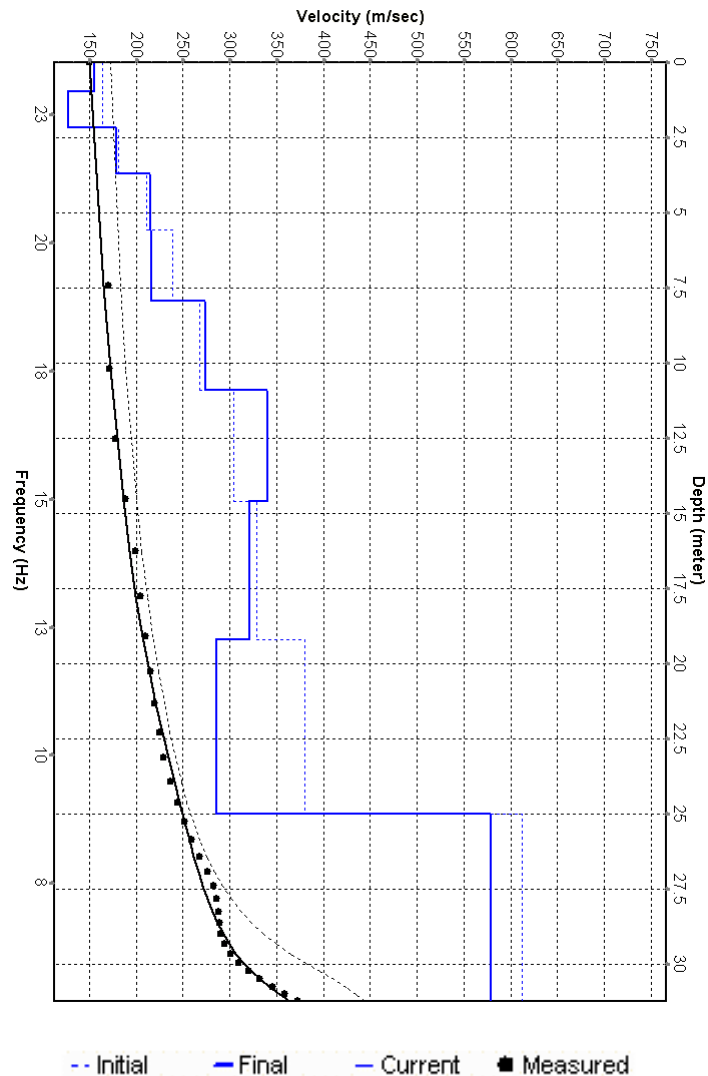


**Sezione geologica dell'area d'intervento,
con indicazione delle prove penetrometriche effettuate**

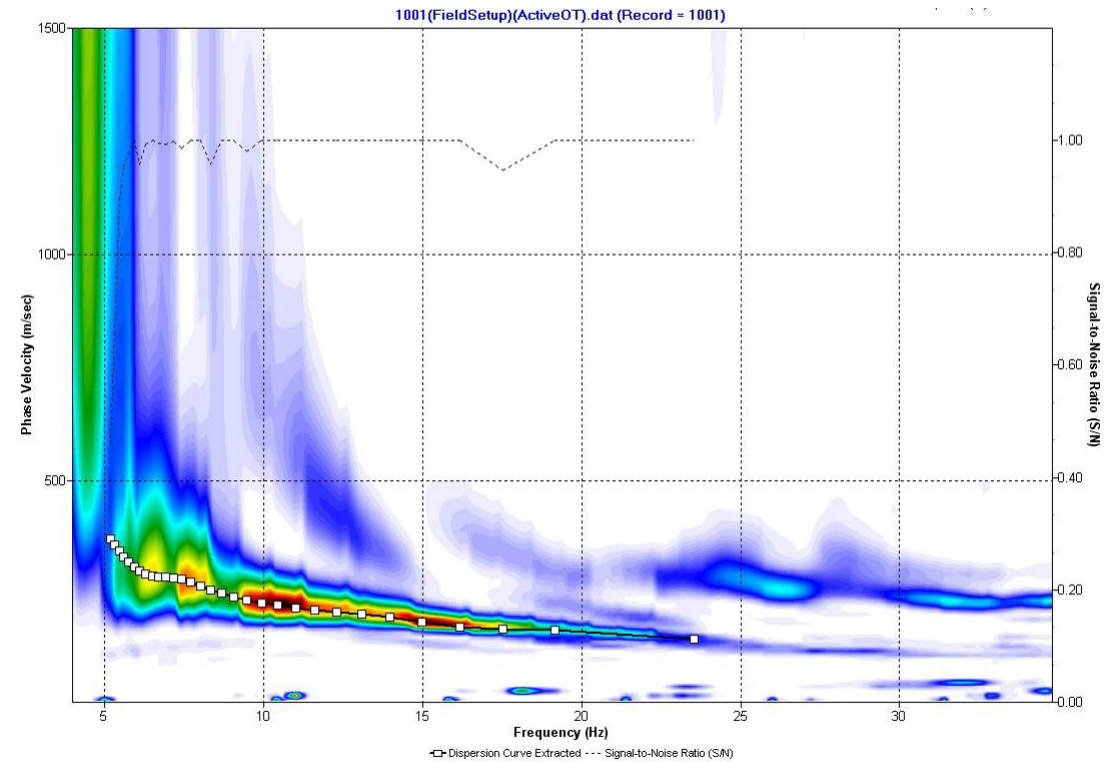
Riva presso Chieri (TO) – via Roma ang. via Matteotti – area SN11

Curva di dispersione e modello delle velocità Onde Vs – Linea MASW 1

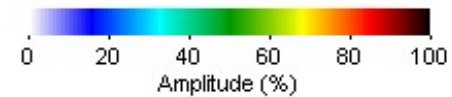
Modello delle velocità



Curva di dispersione

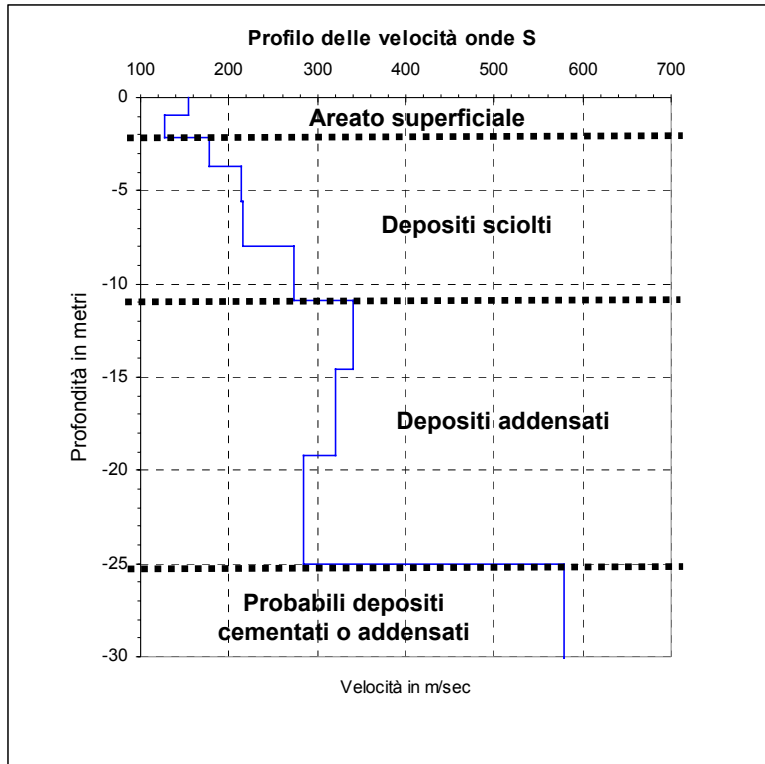


Scala dei colori



Riva presso Chieri (TO) – via Roma ang. via Matteotti – area SN11

Profilo di Velocità Onde Vs – Linea sismica MASW 1



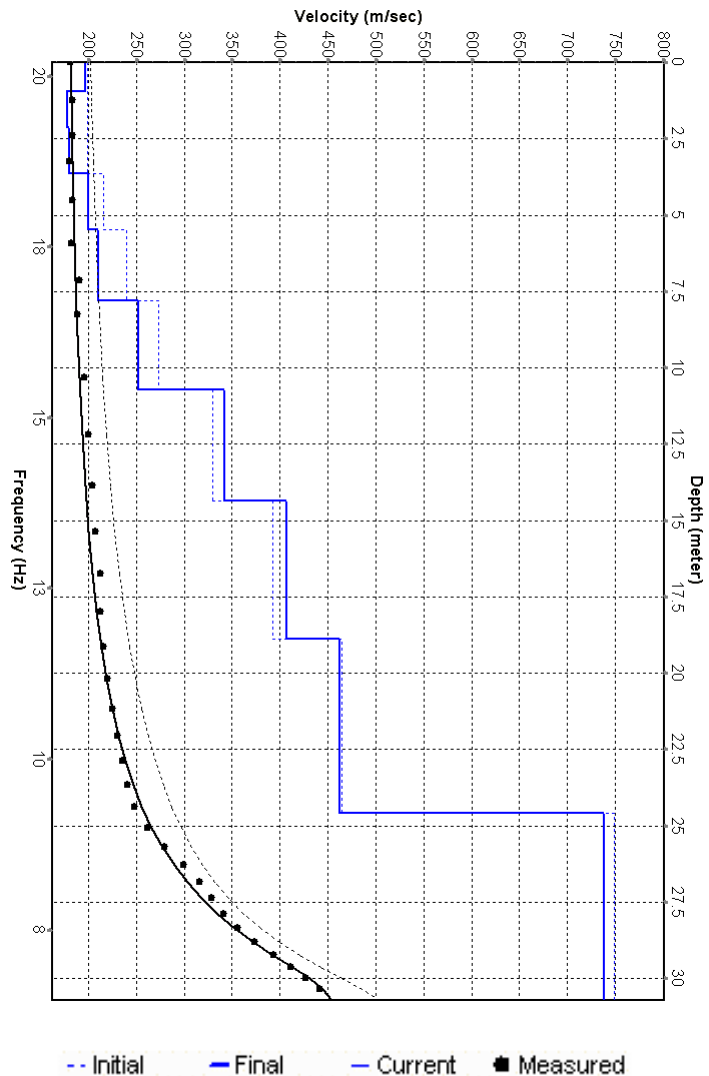
<i>Profondità dal p.c. al centro dello stendimento (metri)</i>	<i>Velocità delle onde S (m/sec)</i>
-0.969	154.945
-2.18	126.421
-3.694	177.937
-5.586	213.829
-7.951	215.158
-10.908	272.696
-14.604	339.803
-19.224	319.725
-24.999	284.643
-31.249	578.276

Vs30 = 311 m/sec (media pesata sugli spessori fino a 30 mt)

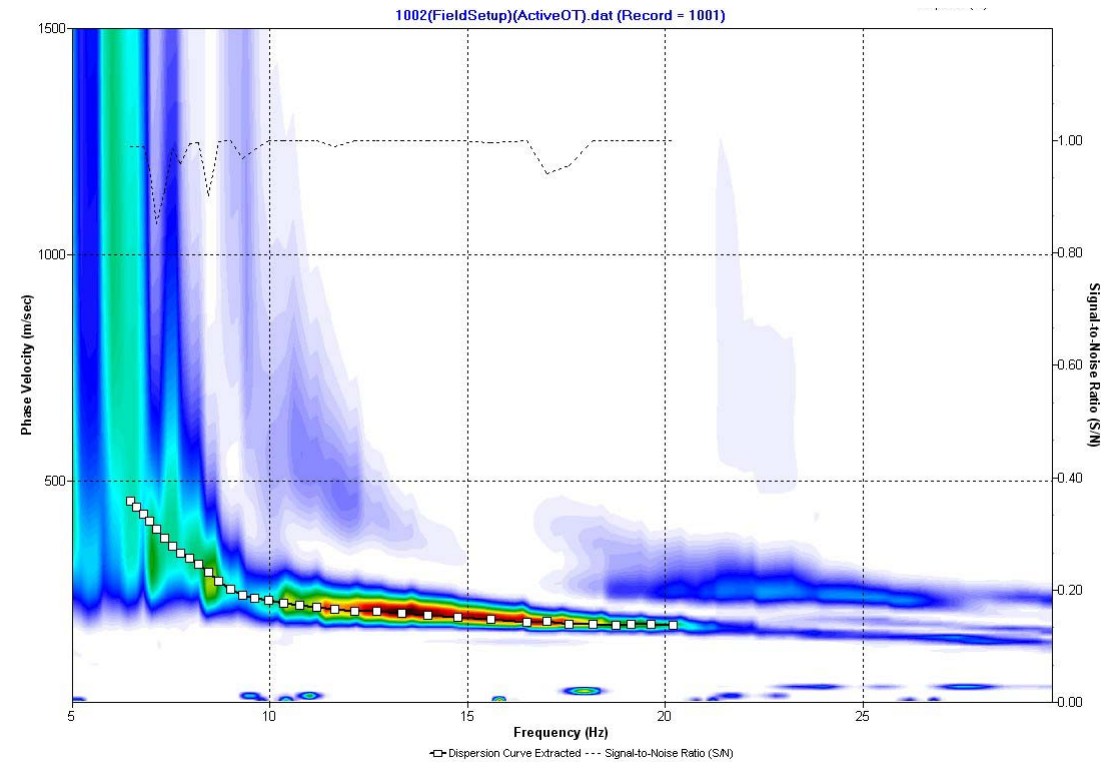
Riva presso Chieri (TO) – via Roma ang. via Matteotti – area SN11

Curva di dispersione e modello delle velocità Onde Vs – Linea MASW 2

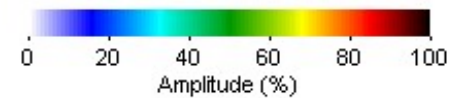
Modello delle velocità



Curva di dispersione

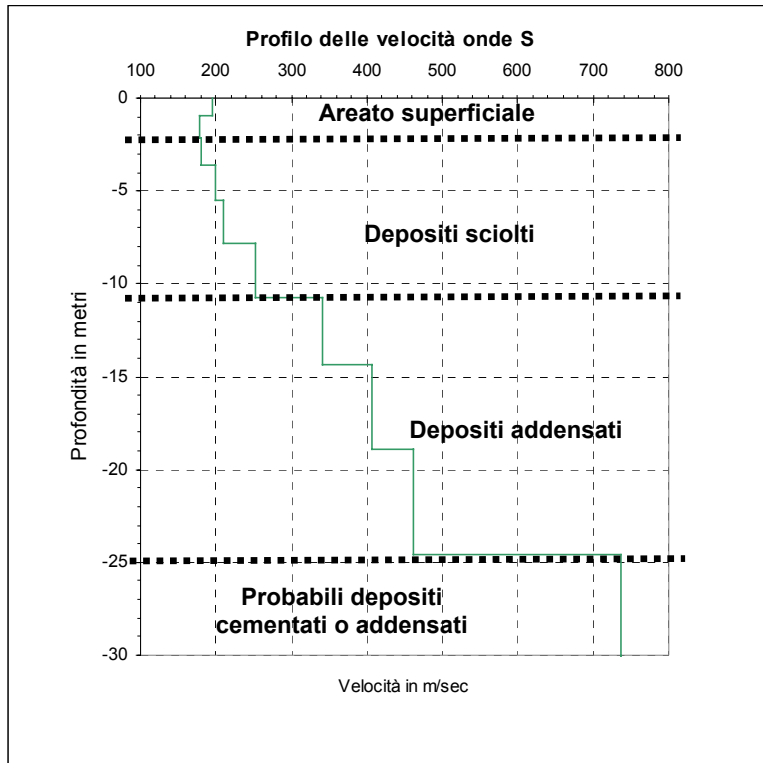


Scala dei colori



Riva presso Chieri (TO) – via Roma ang. via Matteotti – area SN11

Profilo di Velocità Onde Vs – Linea sismica MASW 2



<i>Profondità dal p.c. al centro dello stendimento (metri)</i>	<i>Velocità delle onde S (m/sec)</i>
-0.952	195.894
-2.143	177.416
-3.631	179.329
-5.491	198.754
-7.816	209.688
-10.723	251.668
-14.356	340.855
-18.897	406.09
-24.574	461.264
-30.718	737.342

Vs30 = 357 m/sec (media pesata sugli spessori fino a 30 mt)

Riva presso Chieri (TO) – via Roma ang. via Matteotti – area SN11

Confronto profili di velocità onde Vs

