



# PROVINCIA AUTONOMA DI TRENTO

DIPARTIMENTO PROTEZIONE CIVILE E INFRASTRUTTURE  
SERVIZIO INFRASTRUTTURE STRADALI E FERROVIARIE

## PROGETTO PRELIMINARE

*RECUPERO DELL'ABITATO DI LAVIS TRAMITE L'ABBASSAMENTO IN  
TRINCEA DELLA LINEA FERROVIARIA TRENTO-MALE' DAL Km 7.492  
AL Km 8.196 CIRCA E SPOSTAMENTO DELLA STAZIONE DI LAVIS*

Visto ! IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :

Dott. Ing. **Raffaele DE COL**

## RELAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA PRELIMINARE

# D

SCALA : —

DATA : MARZO 2007

AGGIORNAMENTO : FEBBRAIO 2010

IL PROGETTISTA GENERALE:

Dott. Ing. **Carlo BENIGNI**

CONSULENZE ESTERNE

Dott. Ing. **Alfonso DALLA TORRE**

Dott. Geol. **Stefano PICCIONI**

PROGETTO ATTREZZAGGI:

Dott. Ing. **Agostino ALESSANDRINI**

Dott. Ing. **Ettore SALGEMMA**

Visto ! IL DIRETTORE DELL'UFFICIO:

Dott. Ing. **Carlo BENIGNI**

SUPPORTO ALLA PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. **Franco MARCHI**

Geom. **Alessandro CHISTE'**

Dott. Geol. **Mauro ZAMBOTTO**

Visto ! IL DIRIGENTE :

Dott. Ing. **Luciano MARTORANO**

TIMBRO :



**PROGETTO PRELIMINARE**  
**RECUPERO DELL'ABITATO DI LAVIS TRAMITE L'ABBASSAMENTO IN**  
**TRINCEA DELLA LINEA FERROVIARIA TRENTO-MALE' DAL Km 7.492**  
**AL Km 8.196 CIRCA E SPOSTAMENTO DELLA STAZIONE DI LAVIS**

**RELAZIONE GEOLOGICO GEOTECNICA**

INDICE	pag.
1 PREMESSA.....	2
2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE.....	3
2.1 Inquadramento geografico .....	4
2.2 Inquadramento geomorfologico .....	10
2.3 Inquadramento geologico.....	11
2.4 Inquadramento idrologico .....	12
2.4.1 falda freatica .....	14
2.5 Inquadramento sismico .....	15
2.6 Inquadramento urbanistico (Sintesi Geologica PUP e Rischio idrog. PGUAP).....	16
3 PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA PRELIMINARE DEI DEPOSITI SCIOLTI .....	17
3.1 Metodi da prove in situ .....	17
3.1.1 Calcolo dell'angolo di resistenza al taglio (attrito interno) .....	22
3.1.2 Densità relativa .....	23
3.1.3 Modulo di compressibilità e di elasticità tangenziale del terreno .....	24
3.2 Valori principali caratteristiche del terreno .....	25
4 CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE E INDICAZIONI ESECUTIVE .....	26
4.1 Fondazioni .....	26
4.1.1 Fondazioni superficiali .....	26
4.1.2 Fondazioni profonde (pali e micropali) .....	31
4.1.3 Cedimenti legati a scavi a cielo aperto .....	34
4.2 Fronti di scavo.....	35
4.2.1. Stabilità trincee .....	37
4.2.2. Spinta del terreno.....	37
5 CONCLUSIONI .....	38

## 1 PREMESSA

La relazione, redatta ai sensi dei D.M. 11.03.1988-14.09.2005, è richiesta quale parte integrante della documentazione al Progetto preliminare denominato: "Progetto preliminare per il prolungamento dell'interramento in trincea della linea Trento Malè dalla prog. 7+492.00 alla prog. 8+196,00 circa e spostamento della stazione di Lavis".

Essa si prefigge lo scopo di verificare la fattibilità geologica degli interventi in progetto e, nel caso di parere positivo, indicare le modalità esecutive più consone alla realizzazione delle opere previste.

Gli intendimenti progettuali sono noti, consistono:

- nell'estendere l'abbassamento in trincea aperta della Ferrovia elettrica Trento-Malè anche all'interno dell'abitato di Lavis;
- nella realizzazione del sovrappasso occorrente per il collegamento tra il centro dell'abitato di Lavis e la parte Ovest dello stesso lungo via Paganella;
- nella realizzazione di una rotatoria a raso in corrispondenza dell'incrocio fra Via Nazionale (S.S. n° 12), Via Paganella (ad Ovest) e Via A. Degasperi (ad Est);
- nella costruzione di tutte le opere, impianti ed apparecchiature necessarie per la piena funzionalità della linea ferroviaria e del previsto sovrappasso;
- nella realizzazione del nuovo accesso alla Cantina Sociale di Lavis direttamente su Via Paganella.

Il prolungamento dell'abbassamento in trincea verso Lavis ha necessariamente richiesto alcune modifiche progettuali alle opere attualmente in corso di esecuzione: queste ultime dovranno infatti essere interrotte subito a sud di via Zandonai, dove è anche previsto che la linea ferroviaria torni provvisoriamente in superficie.

Il collegamento fra il tratto di linea interrata definitiva e la linea di superficie provvisoria avverrà mediante una breve bretella di raccordo; per maggiori dettagli si rimanda alle tavole allegate al presente progetto preliminare.

La rimozione della linea provvisoria di superficie e quindi il completamento di tutte le opere di interramento saranno oggetto del presente appalto.

Il nuovo tracciato in abbassamento avrà inizio poco a sud di via Zandonai e tornerà in superficie poco prima del ponte sull'Avisio, attraversando la zona Ovest dell'abitato di Lavis, caratterizzata dalla presenza di edifici ad uso prevalentemente residenziale, disposti parallelamente alla linea ferroviaria e in alcuni casi molto vicini ad essa.

Il tratto più a Sud, in prossimità del ponte sull'Avisio, è il più densamente abitato ed è caratterizzato dalla presenza della Casa di riposo e della Cantina sociale; è inoltre presente anche un discreto numero esercizi commerciali.

La lunghezza complessiva della tratta è di circa 700 m, parte dei quali dovranno essere necessariamente eseguiti in galleria artificiale, per permettere la realizzazione del sovrappasso di via Paganella e la costruzione della nuova stazione di Lavis nella zona prevista dal P.R.G..

La trincea attraverserà i depositi di conoide del torrente Avisio fino a raggiungere una profondità massima di circa 8,00 m; il piano del ferro è previsto a circa 7,00 m dal piano campagna.

Per problemi di spazio le pareti laterali della trincea dovranno essere verticali, quindi necessariamente sostenute da adeguate opere di contenimento (diaframmi tirantati, berlinesi o opere similari).

Nei tratti in trincea è prevista la posa in opera di un doppio binario a scartamento metrico, lasciando lo spazio necessario per un possibile ampliamento a scartamento normale; l'ingombro complessivo della galleria artificiale a doppio binario è di circa 12,00 m.

Sulla rampa di risalita/discesa è previsto un singolo binario (di raccordo con l'attuale linea).

## **2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE**

In questo capitolo, che costituisce la sezione geologica della relazione, verranno elencate e descritte le principali caratteristiche geografiche, geomorfologiche, stratigrafiche, tettoniche ed idrologiche dell'area indagata.

Tali informazioni, utili a comprendere la natura del territorio in cui si andrà ad operare e le possibili connessioni dell'ambiente con le opere in esame (verifica della fattibilità geologica del progetto preliminare), permetteranno in campo tecnico-applicativo di avere gli strumenti idonei a:

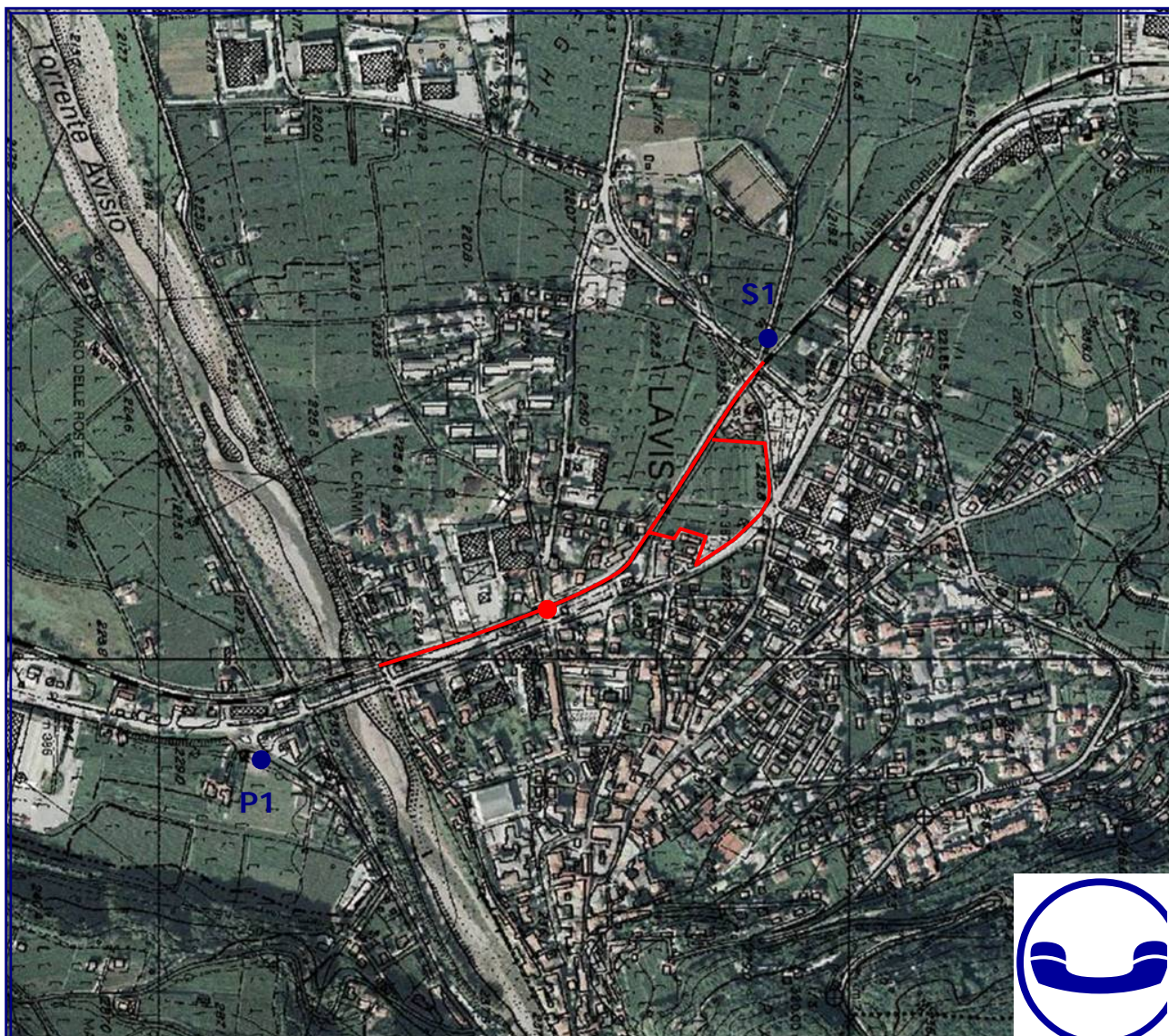
- a) individuare l'approccio più consono ed oculato (tipo e quantità delle indagini geognostiche) atto a ricavare i valori medi significativi dei principali parametri geotecnici dei locali terreni (considerazioni geotecniche);
- b) determinare gli interventi più appropriati per una corretta esecuzione delle opere in esame, sia in fase di realizzazione, che di esercizio (indicazioni esecutive).

## 2.1 Inquadramento geografico

L'area in esame ricade interamente nel territorio comunale di Lavis e ricalca l'esistente tracciato ferroviario della TN-Malè, tra via Zandonai e il ponte sul torrente Avisio.

Essa si colloca tra la destra idrografica del torrente Avisio e la sinistra idrografica del fiume Adige, ad una quota variabile tra i 220 e i 235 m s.l.m., puntualmente localizzabile sugli estratti cartografici di seguito elencati:

- Estratto Carta Topografica con Ortofoto  
"Sez. n° 060060 Lavis"  
Ingrandito alla scala 1:5000;
- Estratto Carta Geologica  
"Sez. n° 060060 Lavis"  
Ingrandito alla scala 1:5000;
- Estratto Carta Idrogeologica  
"Sez. n° 060060 Lavis"  
Ingrandito alla scala 1:5000;
- Estratto Carta di Sintesi Geologica PUP  
"Sez. n° 060060 Lavis"  
Ingrandito alla scala 1:5000;
- Estratto Carta del Rischio Idrogeologico PGUAP  
"Sez. n° 060060 Lavis"  
Ingrandito alla scala 1:5000.



Estratto "CARTA TOPOGRAFICA E ORTOFOTO P.A.T."

Sezione: "060060 - Lavis"

Ingrandito alla scala 1:5.000

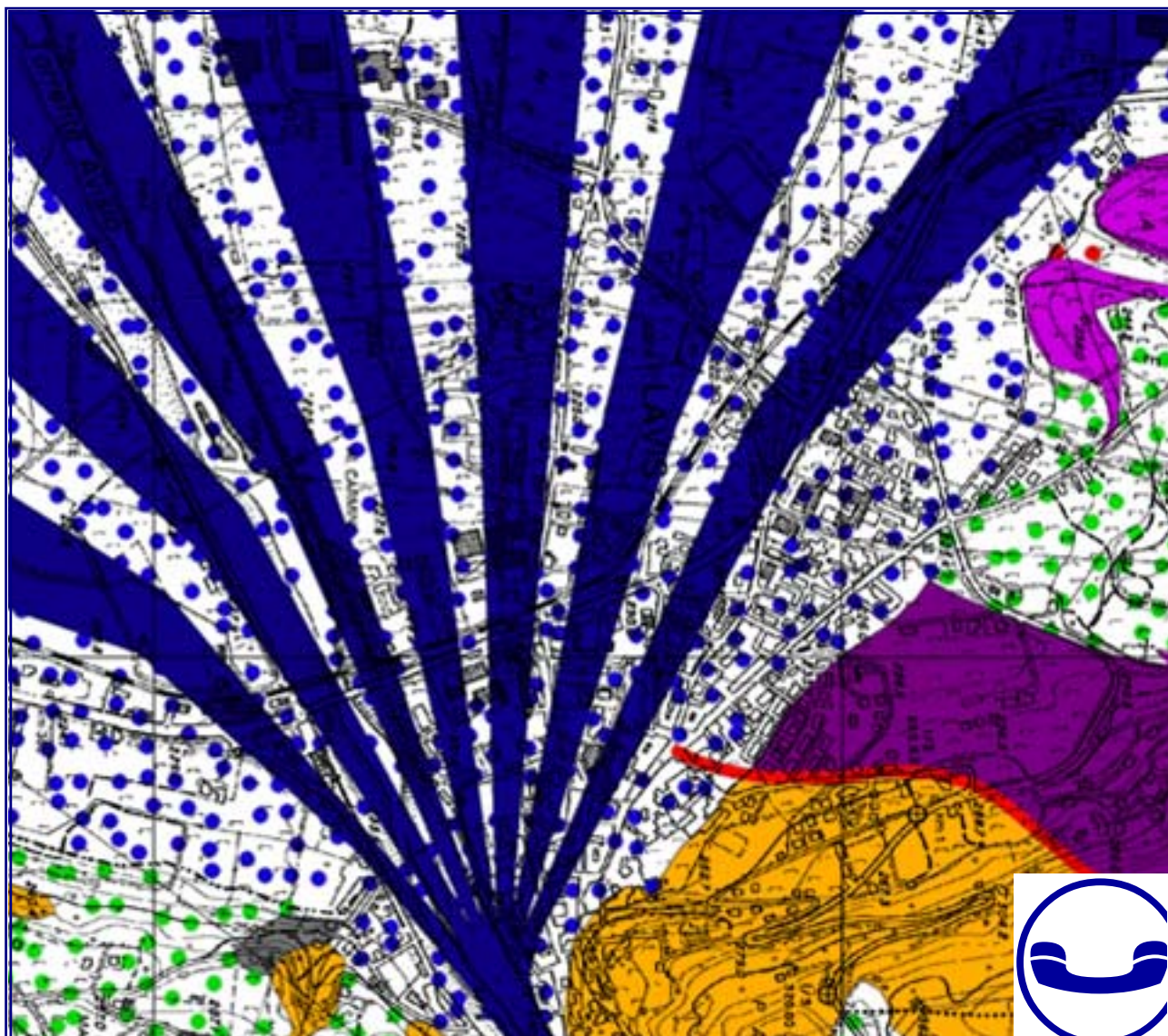
LEGENDA



Ubicazione dell'area in esame

- **S1 P1** Sondaggio e pozzo eseguiti in terreni limitrofi





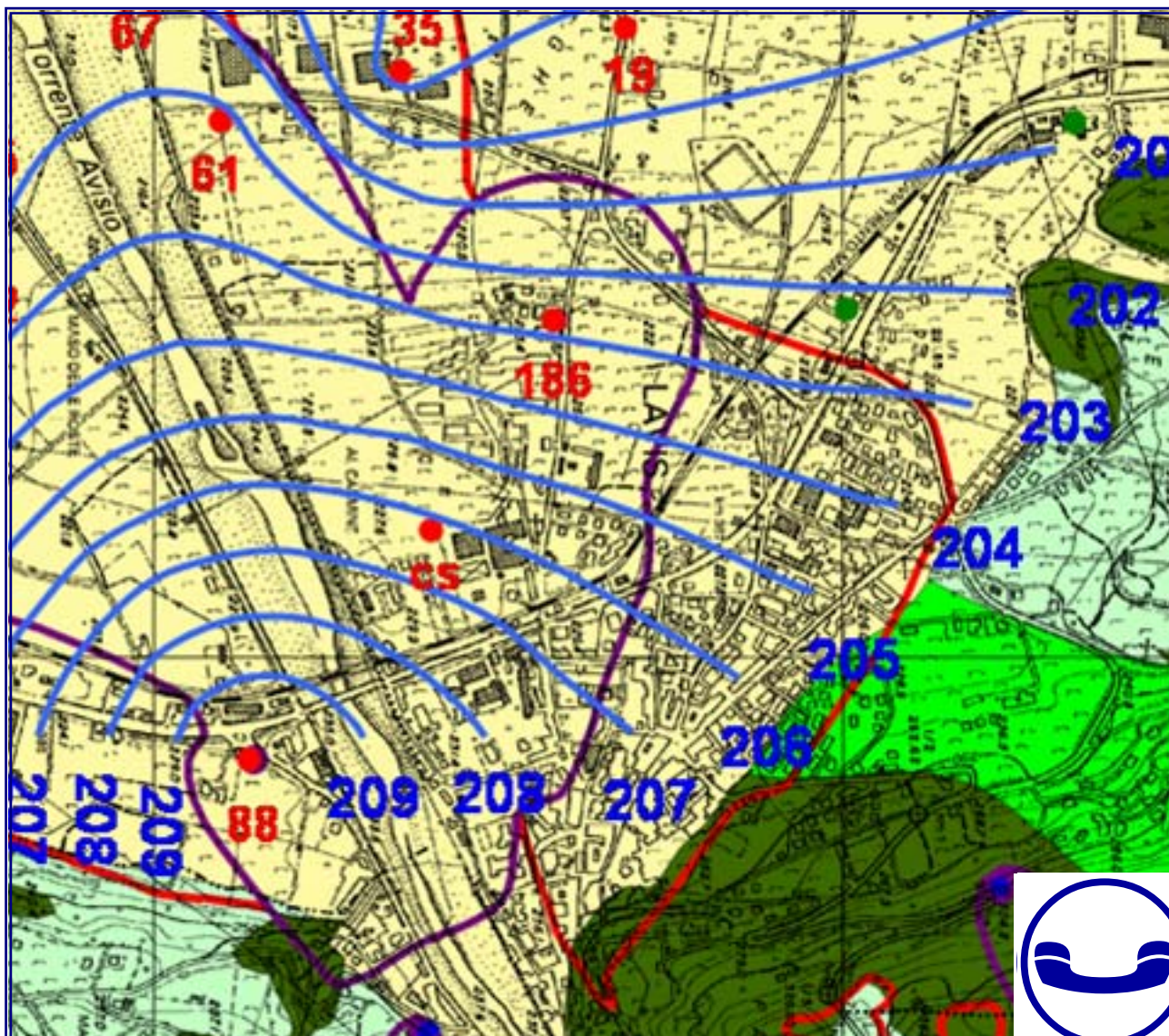
Estratto  
"CARTA GEOLOGICA"

Rilievo originale  
alla scala 1:5.000

#### LEGENDA

	DEPOSITO ALLUVIONALE (gross.), CONOIDE	(OLOCENE)
	DETRITO DI FALDA, ELUVIUM	(OLOCENE)
	DEPOSITO MORENICO	(QUATERNARIO)
	FORMAZIONE DEL WERFEN	(SCITICO)
	FORMAZIONE A BELLEROPHON	(PERMIANO SUP.)
	ARENARIE DI VAL GARDENA	(PERMIANO INF.)
	IGNIMBRITI RIOLITICHE "PORFIDI"	(PERMIANO)
	FAGLIA	





# Estratto "CARTA IDROGEOLOGICA"

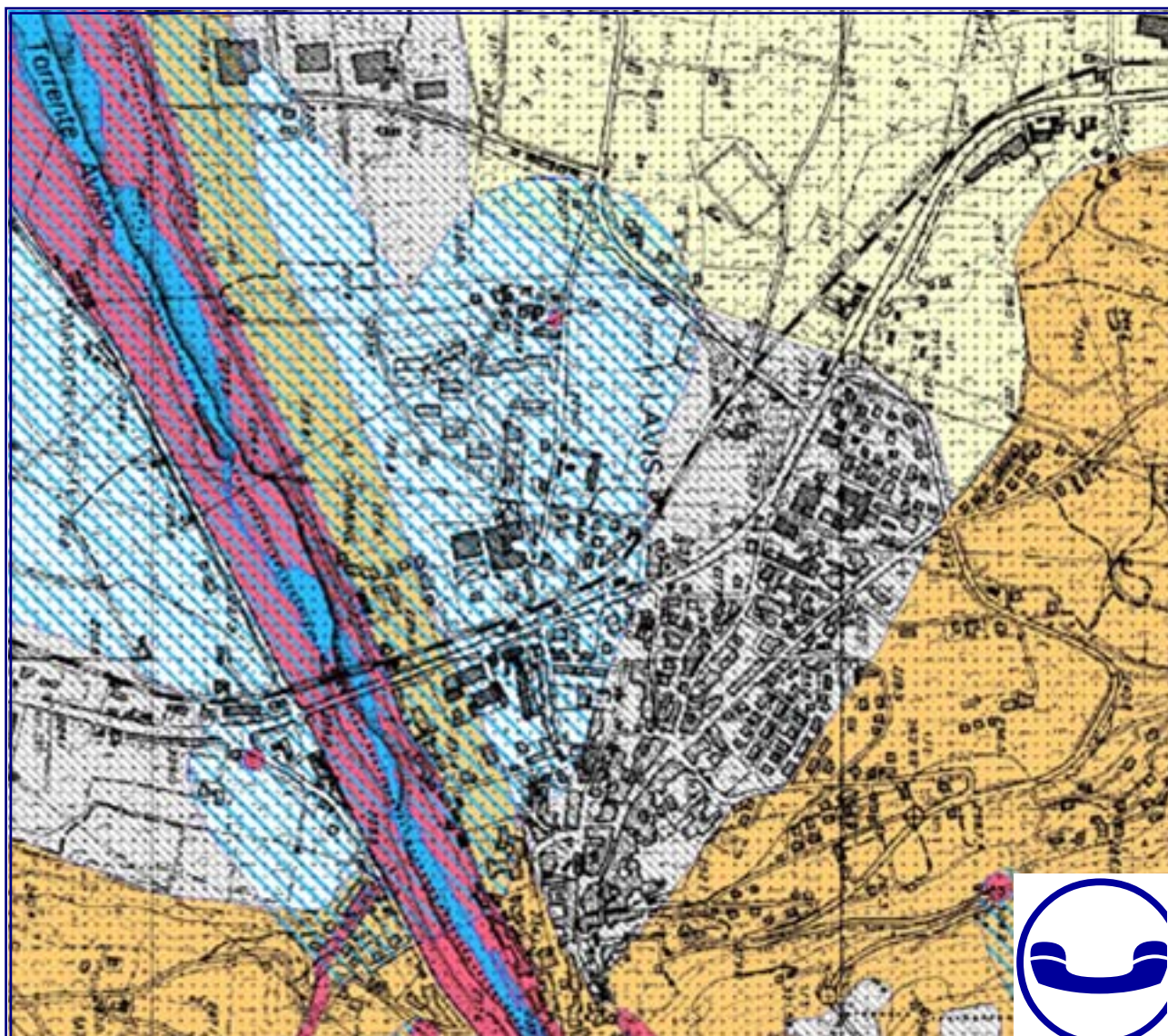
Rilievo originale  
alla scala 1:5.000

## LEGENDA

- **88** - POZZO PIEZOMETRICO E NUMERO IDENTIFICATIVO UTILIZZATO
- - POZZO SECONDARIO  
(Prevalentemente ad uso agricolo)
- - SORGENTE CAPTATA
- LIMITE DELLA FASCIA DI RISPETTO IDROGEOLOGICO DI POZZI E SORGENTI CAPTATE
- LIMITE DELLA FASCIA DI PROTEZIONE IDROGEOLOGICA

- |     |  |
|-----|--|
|     | A UNITÀ IDROGEOLOGICA AD ELEVATA PERMEABILITÀ  |
|     | B UNITÀ IDROGEOLOGICA A PERMEABILITÀ MEDIA   |
|     | C UNITÀ IDROGEOLOGICA POCO PERMEABILE  |
|     | D UNITÀ IDROGEOLOGICA IMPERMEABILE   |
| 202 | - LINEA ISOFREATICA (m s.l.m.) NEL PERIODO GIUGNO 2000 (Fonte: Autorità di Bacino dell'Adige - Studio Hydrodata) |





Estratto "CARTA DI SINTESI GEOLOGICA  
della P.A.T." (ediz. 2006)

Sezione: "060060 - Lavis"

Ingrandito alla scala 1:5.000

LEGENDA

Aree ad elevata pericolosità geologica e idrologica  
Aree di tutela assoluta di pozzi e sorgenti

Aree individuate dal P.G.U.A.P. con aree a rischio molto elevato (R4) soggette a ulteriori vincoli

Aree ad elevata pericolosità valanghiva

AREE DI CONTROLLO GEOLOGICO, IDROLOGICO, VALANGHIVO E SISMICO

Aree critiche recuperabili

Aree con penalità gravi o medie

Aree con penalità leggere

Aree soggette a fenomeni di esondazione

Aree di rispetto idrogeologico

Aree di protezione idrogeologica

Aree a controllo sismico:

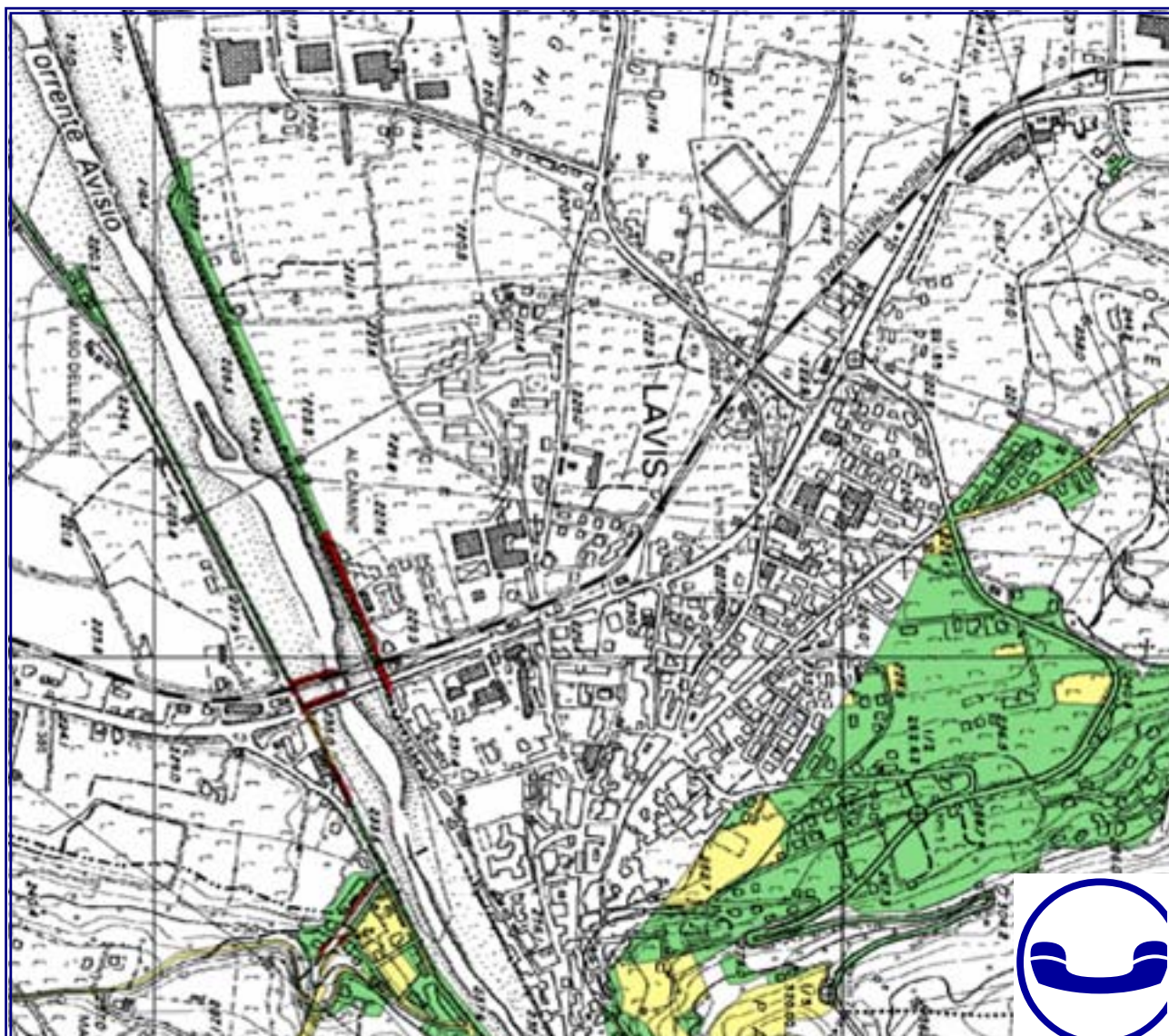
a bassa sismicità (zona sismica 3)

a sismicità trascurabile (zona sismica 4)

AREE SENZA PENALITÀ GEOLOGICHE

Aree senza penalità




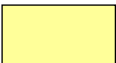





Estratto "CARTA DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO DEL P.G.U.A.P."

Sezione: "060060 - Lavis"

Ingrandito alla scala 1:5.000

LEGENDA

	<i>Rischio trascurabile</i>	(R0)
	<i>Rischio moderato</i>	(R1)
	<i>Rischio medio</i>	(R2)
	<i>Rischio elevato</i>	(R3)
	<i>Rischio molto elevato</i>	(R4)

## 2.2 Inquadramento geomorfologico

L'area di studio, localizzata nella parte settentrionale di un conoide generato dal torrente Avisio che percorsa la val di Cembra confluisce nella valle dell'Adige, si colloca in destra idrografica di questo torrente ed in sinistra idrografica del fiume Adige.

La zona apicale del conoide si trova in corrispondenza dell'abitato di Lavis, mentre la fascia distale segue l'andamento del fiume Adige, migrato verso Ovest a causa dalla progressiva formazione del conoide.

L'area è percorsa dalla Strada Statale del Brennero e dalla Ferrovia Trento-Malè che attraversa il centro abitato nei pressi del ponte di Lavis, per poi giungere a ridosso dell'area cimiteriale, dopo un breve tratto di campagna.

Tutto il tracciato si sviluppa su terreni alluvionali medio-grossolani di conoide (blocchi, ciottoli, ghiaia e sabbia) con pendenze molto modeste, inferiori ai 5°, mantenendosi a debita distanza dai rilievi collinari presenti sopra l'abitato di Lavis.

L'area si presenta stabile e non si osservano fenomeni geomorfologici in atto.

In cartografia si evidenziano solamente modesti fenomeni relitti di nicchie e terrazzi, con forme di modellamento glaciale presenti sulla collina di Pressano, quindi ben lontani dall'area di studio.

L'idrografia superficiale è rappresentata dal torrente Avisio, dal fiume Adige e da una rete di canali naturali ed artificiali (canalizzazioni ad uso agricolo, in parte pensili rispetto al piano campagna).

Il torrente Avisio ha origine dal versante nord-occidentale della Marmolada (3343 m s.l.m.) e sfocia nell'Adige a valle di Lavis (195 m s.l.m.), con una lunghezza complessiva di circa 89 km.

Il corso dell'Avisio è regolato da alcuni importanti sbarramenti idroelettrici, tra i quali si ricorda, per la drastica influenza esercitata sulle portate, il serbatoio di Stramentizzo.

Per gli anni in cui sono disponibili le misure relative alle precipitazioni è evidente la stretta correlazione tra l'andamento delle altezze idrometriche e gli eventi piovosi.



Il regime idrologico del torrente Avisio è tipicamente alpino, caratterizzato da una morbida principale in primavera-estate, legata alle precipitazioni e allo scioglimento delle nevi e dei ghiacciai montani, e da una secondaria in autunno, dovuta alle piogge del periodo.

L'escursione stagionale raggiunge valori massimi di 0,6-0,7 m.

Il periodo di magra coincide con la stagione invernale (gennaio-febbraio).

La portata media del torrente è di circa 1,5 m<sup>3</sup>/s (dato dell'Ufficio Idrografico della P.A.T.).

L'andamento delle altezze idrometriche è strettamente correlato a quello delle precipitazioni.

Il fiume Adige (portata media a Trento di 200 m<sup>3</sup>/s) ha un regime ed altezze idrometriche con andamento comparabile a quello dell'Avisio, pur con valori di escursione stagionale più pronunciati.

L'area collinare, che sovrasta l'abitato di Lavis, è intensamente coltivata (vigneti e frutteti) e le conseguenti azioni di regolarizzazione del versante a fini agricoli hanno fortemente modificato le linee di drenaggio naturale.

### 2.3 Inquadramento geologico

Il rilevamento geologico dell'area, ricostruibile in base alle varie prove geognostiche eseguite in sito, alla visione di affioramenti limitrofi e alla bibliografia locale, ha permesso di stabilire la seguente successione stratigrafica.

Sui fianchi vallivi, ben al di fuori dell'area di studio, affiorano antiche successioni, sia di natura piroclastica (Porfidi) che sedimentaria (Val Gardena, Bellerophon, Werfen), incise in parte anche dal torrente Avisio.

In particolare ci si riferisce a:

**Complesso delle Vulcaniti Atesine** (Piattaforma Porfirica Atesina); si tratta di ignimbriti riolitiche (porfidi) e altri termini piroclastici, risultato di una fase di vulcanismo effusivo realizzatasi all'inizio del Permiano.

**Arenarie della Val Gardena;** arenarie rossastre anche grossolane del Permiano inf.

**Formazione a Bellerophon;** dolomie arenacee, calcareniti, siltiti, marne, dolomie e calcari organogeni, dolomie oolitiche con lenti di gesso e barite del Permiano sup.

**Formazione del Werfen;** complesso fittamente stratificato formato da calcari marinosi, calcari siltosi, siltiti ed arenarie fini, calcari oolitici, dolomie, brecce intraformazionali, argille, gessi (Scitico).

La stratificazione lungo i fianchi della collina è poco riconoscibile (maldistinta), anche se localmente si possono evidenziare strati che passano da giaciture suborizzontali fino a debolmente a franapoggio.

Sul fondovalle affiorano sedimenti di conoide alluvionale deposti dal torrente Avisio rappresentati da massi, ciottoli, ghiaie e sabbie grossolane, con trovanti di porfido che superano il metro di diametro, con clasti generalmente ben arrotondati.

La composizione litologica è molto varia e rispecchia quella delle rocce affioranti nel bacino di alimentazione (Val di Fassa, Fiemme e Cembra): si osservano clasti di ignimbriti della piattaforma vulcanica atesina ("porfidi"), calcari, dolomie, gabbri e dioriti, monzoniti, arenarie di Val Gardena e rocce delle formazioni del Bellerophon e di Werfen.

La stratificazione è indistinta a causa della granulometria molto grossolana.

In fase di scavo, sebbene il sedimento sia generalmente sciolto, si potranno avere, dopo i primi 4,0-5,0 m di sbancamento, livelli molto addensati con massi prevalentemente porfirici inglobati, la cui rimozione o perforazione potrà risultare difficoltosa.

I primi 1,0-1,5 m sono generalmente composti da materiale più sciolto e fine (sabbie con ghiaie) in parte antropico e/o legato al disfacimento dei suoli sovrastanti (dove presenti).

## **2.4 Inquadramento idrologico**

Il tracciato ferroviario corre al piede di una fascia di raccordo tra gli affioramenti rocciosi della collina (poco permeabili o addirittura praticamente impermeabili) ed i sedimenti alluvionali del fondovalle (da mediamente permeabili a molto permeabili).

Le rocce che formano la collina, per la loro composizione litologica, sono poco permeabili (Arenarie Val Gardena, Bellerophon) o praticamente impermeabili (Werfen, Porfidi) rendendo l'infiltrazione delle acque meteoriche difficoltosa e possibile solo in presenza di fratture, che però tendono ad essere sigillate dai prodotti di alterazione della roccia stessa.

Pertanto la presenza di queste rocce sul pendio favorisce lo scorrimento superficiale delle acque verso valle.

Nel fondovalle le stesse rocce costituiscono il substrato impermeabile, supportando una falda acquifera alimentata, in parte dalle acque di infiltrazione meteorica, in parte dalle acque di infiltrazione del subalveo dell'Avisio.

L'influenza dell'Adige sulle acque sotterranee è importante per tutta l'area di interesse, in quanto la falda dell'Adige costituisce il livello di base della circolazione idrica sotterranea locale.

In condizioni normali la falda di fondovalle (atesina) ha una funzione drenante rispetto alle acque affluenti dalle valli laterali, che presentano pendenze maggiori e rapporti molto ridotti con l'Adige.

Solo quando la falda di fondovalle si innalza sensibilmente, in quanto livello di base, determina un innalzamento anche nelle falde a monte, che si raccordano a tali quote; questo accade in periodi piovosi ed in occasione di piene dell'Adige, durante le quali il fiume alimenta la falda di fondovalle (in pratica il regime della falda atesina governa quello delle falde affluenti, regolandone le variazioni).

Le informazioni sulla profondità del substrato impermeabile, in corrispondenza del tracciato ferroviario, sono molto ridotte data la scarsità di pozzi per acqua nella fascia di territorio circostante la ferrovia (mancanza di stratigrafie profonde tipiche della ricerca d'acqua).

Nella porzione apicale del conoide i pozzi per acqua sono infatti poco numerosi in quanto l'elevata soggiacenza della falda ha scoraggiato la terebrazione di pozzi ad uso agricolo, favorendo così la derivazione dell'acqua dall'Avisio.

L'andamento della falda nell'area in esame è poco conosciuto e il periodo in cui si hanno maggiori dati si riferisce al quinquennio 1995-2000.

Tra i vari modelli realizzati per la determinazione delle curve piezometriche si fa riferimento alle linee isofreatiche ricostruite nel giugno 2000 (Fonte Autorità di Bacino dell'Adige - Studio Hydrodata), in quanto sono quelle che mostrano una maggiore risalita della falda, con punte di  $\cong 210$  m slm nei pressi del pozzo di San Lazzaro e di  $\cong 203$  m slm in località Via Paganella.



L'influenza dell'Avisio sulle acque sotterranee incide particolarmente nella parte di tracciato che si estende dal ponte di Lavis fino alla località "Torbisi", in quanto il torrente alimenta la sottostante falda acquifera con le perdite subalvee, sempre però a quote assolute (m slm) decisamente inferiori rispetto a quelle di progetto.

#### **2.4.1 FALDA FREATICA**

I problemi derivanti dalla presenza della falda acquifera alimentata dai bacini dell'Avisio e dell'Adige è stata esaurientemente affrontata sia dallo S.I.A. che accompagna il Progetto generale che in sede di Progettazione esecutiva (Appalto-concorso) delle opere attualmente in corso di esecuzione.

Studi eseguiti in loco pongono la falda ad una profondità media di circa 20-25 m (soggiacenza tra il pozzi di San Lazzaro n°88, Cantina di Lavis n° cs e Loc. Lavis - via Paganella n°186 nel periodo 1995-2000), quindi ben al di sotto della quota massima di scavo prevista (8.00 m circa).

L'influenza dell'Adige sulle acque sotterranee è rilevante per tutta l'area di interesse, in quanto la falda del fiume costituisce il livello di base della circolazione sotterranea locale al cui variare è legata la quota delle falde sotterranee affluenti, da destra e da sinistra.

In condizioni normali la falda di fondovalle (atesina) ha la funzione drenante rispetto a quelle affluenti che presentano maggiori pendenze, nonché rapporti molto ridotti con l'Adige (struttura periodicamente pensile).

Solo quando la falda di fondovalle si innalza sensibilmente determina, in quanto livello di base, un innalzamento anche nelle falde a monte, che si raccordano così al suo livello, situazione che si verifica in periodi piovosi ed in occasione delle piene dell'Adige, durante le quali il fiume alimenta la falda di fondovalle.

Per quanto precedentemente esposto il prolungamento dell'abbassamento della ferrovia non muta le condizioni idrogeologiche locali, lasciandone invariati gli impatti e le problematiche rispetto all'opera originaria.

Il livello max della falda (tempo di ritorno di 100 anni) viene definito con metodi statistico-probabilistici sulla base dei numerosi dati raccolti in un arco temporale di  $\cong 30$  anni.

Il livello freatico in corrispondenza di via Zandonai, valutato con un tempo di ritorno di 100 anni, è posizionato a circa 12,00 m dal piano campagna.

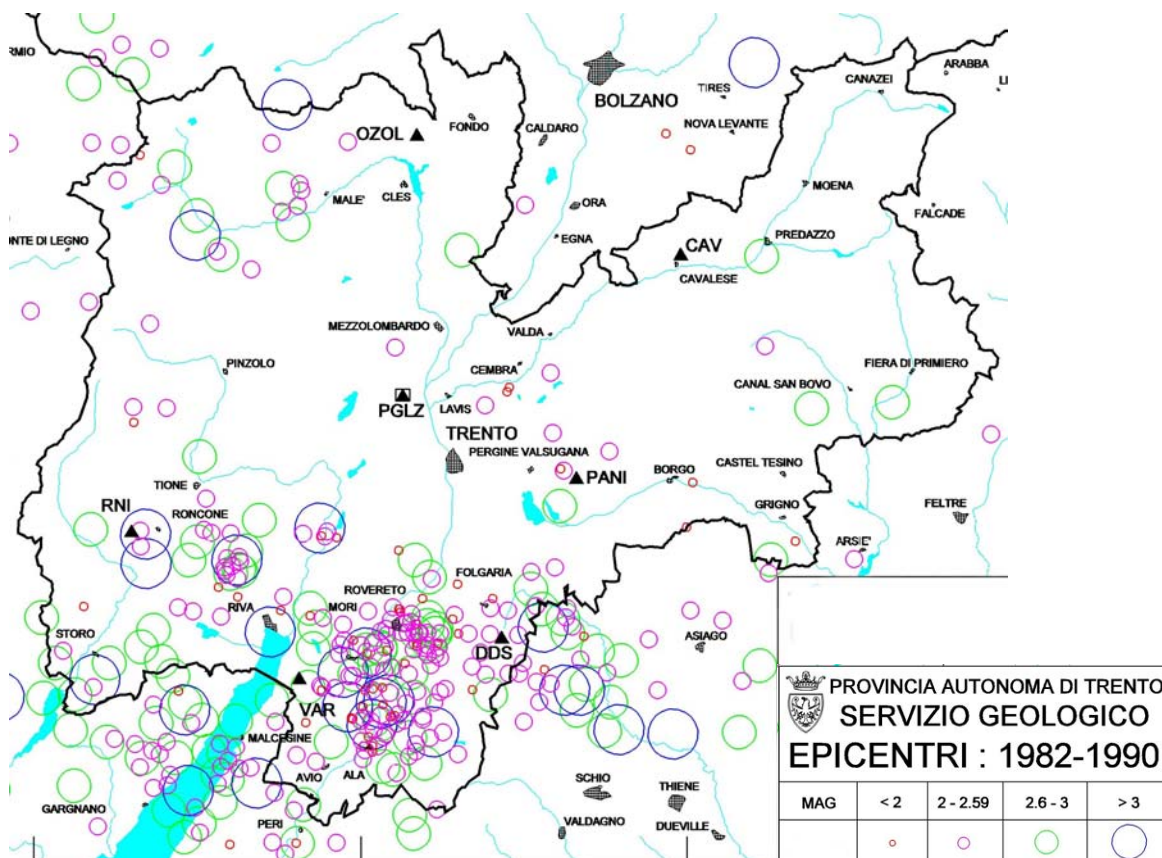
Ai fini della compatibilità idrogeologica il tempo di ritorno sul quale sarà valutata l'escursione della falda è assunto pari a 200 anni.

## 2.5 Inquadramento sismico

Nell'attuale zonazione provinciale, definita secondo le prescrizioni della Carta di Sintesi Geologica (DGP n. 2813 23-10-2003), il terreno di progetto (come tutto il territorio comunale di Lavis) ricade all'interno delle "Aree a controllo sismico a sismicità trascurabile" (zona sismica 4), quindi con un valore dell'accelerazione orizzontale  $a_g$  pari a 0,05 g ( $g$  = accelerazione di gravità).

In base ai valori ottenuti da una serie di prove SPT (eseguite in sondaggi su terreni limitrofi con simili caratteristiche), al tipo di terreno nonchè al grado di addensamento dello stesso (osservato in scavi aperti nelle vicinanze), la categoria di suolo di fondazione può essere assoggettata a terreni di tipo **B** "depositi di ghiaie e sabbie molto addensate con graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità, con prevalenza di valori di  $V_{S30}$  compresi tra  $360 < V_{S30} < 800$  m/s".

### *Pericolosità sismica: terremoti registrati anni 1982-1990*



## **2.6 Inquadramento urbanistico (Sintesi Geologica PUP e Rischio idrog. PGUAP)**

La zona in esame lunga  $\cong 700$  m nella "Carta Geologica di Sintesi" del P.U.P. ricade in varie classi di penalizzazione, sia di carattere geotecnico che idrogeologico.

Sulla sponda destra dell'Avisio è presente una ridotta fascia ad elevata pericolosità geologica che corre lungo tutto l'argine fino all'Adige, seguono poi un centinaio di metri classificati come "Aree di controllo geologico con penalità gravi o medie" e infine i rimanenti  $\cong 600$  m sono privi di penalità geotecniche.

Per quanto concerne l'aspetto idrologico, la presenza di terreni medio grossolani molto permeabili e di una buona falda captata per scopi umani comporta un'elevata fascia di rispetto idrogeologico che richiede particolare attenzione durante le fasi di lavorazione e un corretto smaltimento delle acque bianche in corso d'opera; i rimanenti  $\cong 250$  m, fino al raccordo con via Zandonai, sono definiti come aree di protezione idrogeologica.

Infine, come anticipato nel precedente capitolo, nell'attuale zonazione provinciale, definita secondo le prescrizioni della Carta di Sintesi Geologica (DGP n. 2813 23-10-2003), il terreno di progetto (come tutto il territorio comunale di Lavis) ricade anche all'interno delle "Aree a controllo sismico a sismicità trascurabile" (zona sismica 4).

Nella carta del rischio idrogeologico del P.G.U.A.P. i terreni in esame ricadono in gran parte in aree a rischio trascurabile (R0 - colore bianco), mentre nei pressi della spalla destra del ponte vi sono alcuni settori marginali che ricadono in aree con rischio molto elevato (R4 – colore rosso); trattandosi di infrastrutture non sussistono particolari vincoli.



### 3 PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA PRELIMINARE DEI DEPOSITI SCIOLTI

Dal punto di vista litostratigrafico e geotecnico il sottosuolo in esame, indagato per almeno 15 m dal locale p.c., è stato suddiviso in un unico livello omogeneo a cui viene attribuita una specifica caratterizzazione geomeccanica (utilizzando delle formule di seguito descritte), ottenuta in base ai risultati di indagini svolte su terreni limitrofi relativi a lavori precedenti (Pozzo 1 e Sondaggio 1 ubicati nella Carta topografica, con stratigrafie riportate nelle pagine seguenti).

La relazione geologico geotecnica della progettazione definitiva, esecutiva e/o di appalto concorso, dovrà approfondire ed integrare le conoscenze geologico-geotecniche dei luoghi, completando le indicazioni preliminari qui espresse.


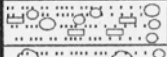
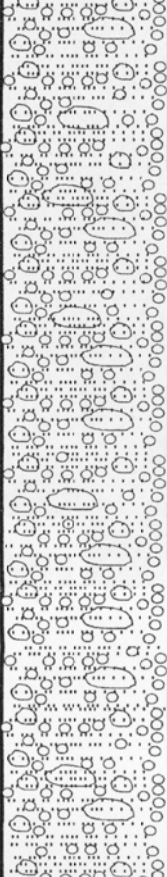

#### 3.1 Metodi da prove in situ

La parametrizzazione geotecnica dei terreni prevalentemente granulari può essere eseguita in base ai risultati delle prove empiriche denominate **SPT** (*Standard Penetration Test*), generalmente svolte con un campionatore a punta chiusa e macchinari con un rendimento **ER<sub>i</sub>** medio del 60%.

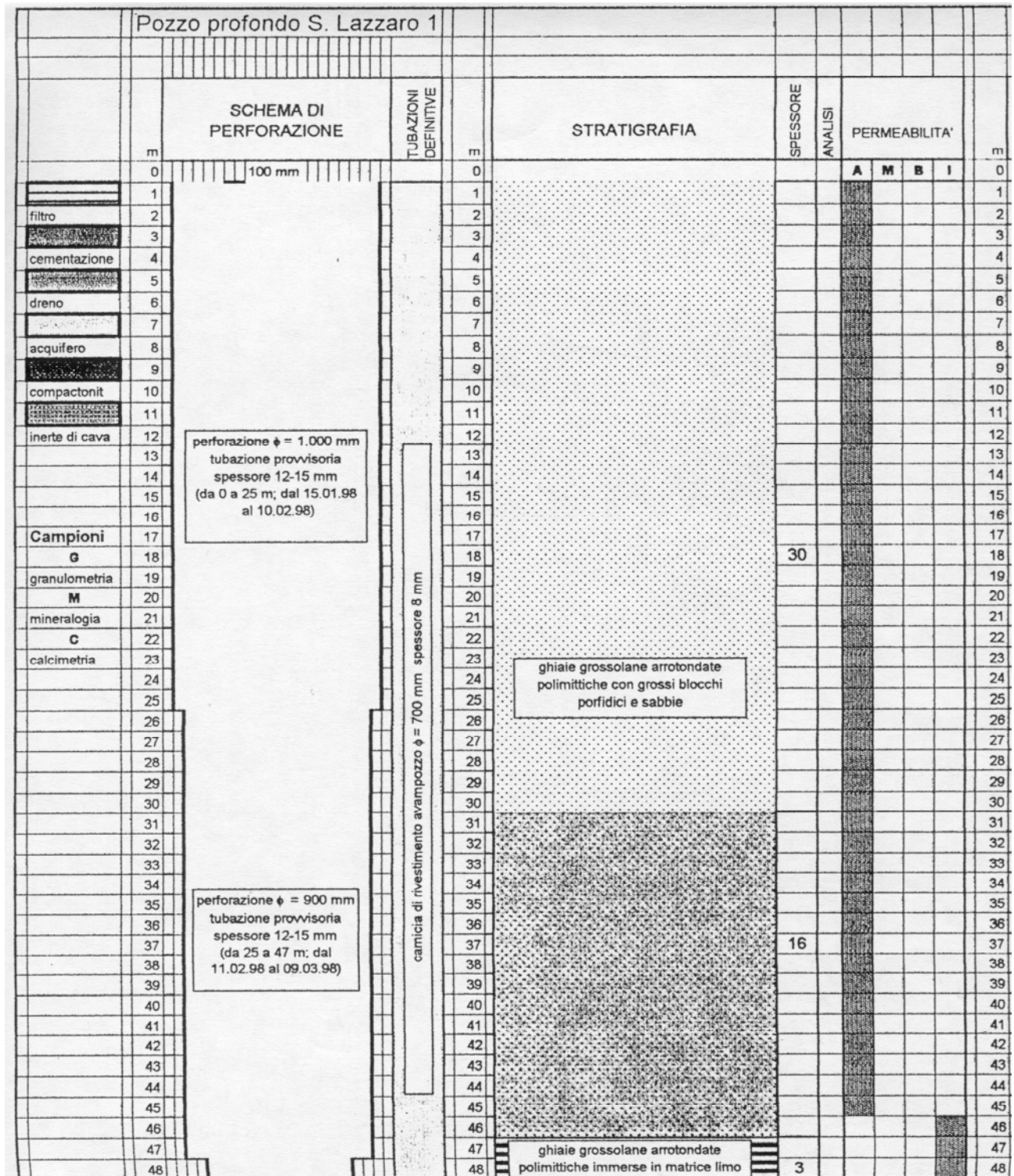
È sempre da preferire svolgere la prova **SPT** secondo le modalità classiche (campionatore aperto tipo *Raymond*) rispetto all'utilizzo della punta chiusa, in quanto tale modifica, soprattutto in sabbie, tende a sovradimensionare il valore di **N<sub>(60)</sub>** (numero di colpi per i 30 cm finali d'infissione), come ben evidenziato dalla Procedura ISSMFE - 1988 che infatti non permette tale sostituzione (vedi CESTARI F., PROVE GEOTECNICHE IN SITO, GEO-GRAPH, SEGRATE, 1990, I ED., PAG. 211).

Tuttavia, in presenza di terreni medio-grossolani, spesso con ciottoli e trovanti, che porterebbero alla rottura o quantomeno ad una continua deformazione della scarpa, l'uso della punta chiusa parificato a quella aperta (metodo accettato dalla normativa AGI) offre la possibilità di fornire una certa parametrizzazione del terreno indagato.

S1 sondaggio eseguito per i lavori di interrimento della linea Tn-Male

Profondità m	Sezione Terreno	Campioni	DESCRIZIONE LITOLOGICA	Profondità	S.P. T.
-0,80			Terreno di riporto ghiaioso sabbioso debolmente limoso di colore grigio marrone. Clasti poligenici diam 2.00-3.00cm.		
-1,50			Riporto ghiaioso sabbioso di colore grigio con frammenti di laterizi. Clasti poligenici diam 3.00cm.	1,50	R 6 5
				4,50	R
			Ghiaia con sabbia di colore grigio bruno. Presenza di abbondanti ciottoli poligenici e metamorfici diam 8.00-10.00cm. Clasti da sub arrotondati a sub angolari diam medio 2.5cm.	7,50	R
				9,50	R
-15,00					

P1 Stratigrafia del pozzo captato ubicato nei pressi del bivio per San Lazzaro





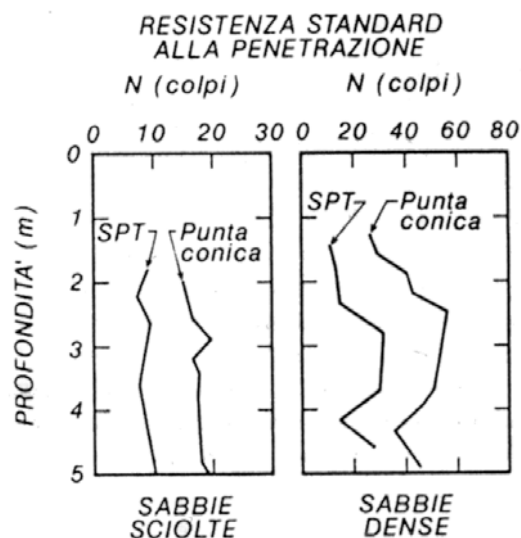
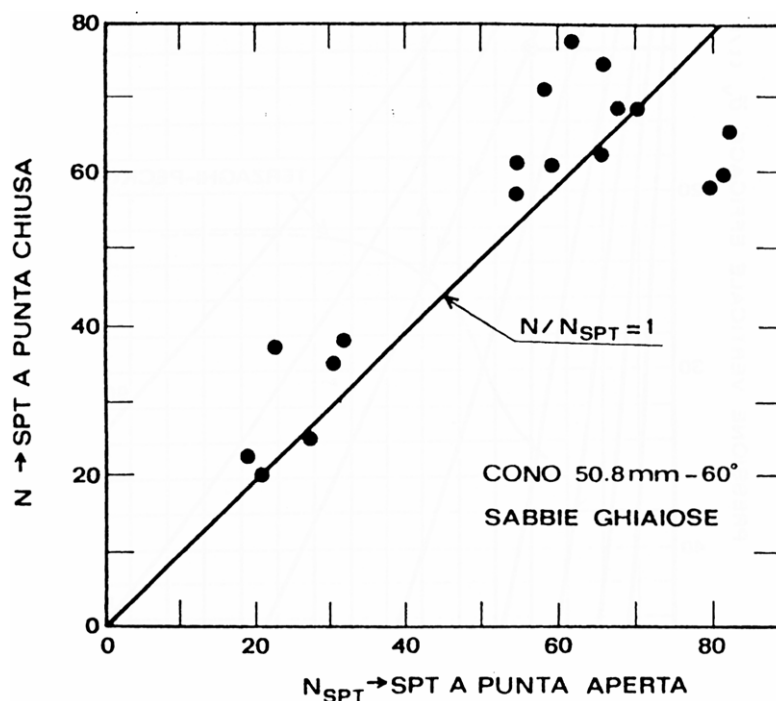


Figura 5.4

Differenza fra prove eseguite con la scarpa standard (aperta) e con punta conica (apert. 60°) applicata al campionatore standard in vece della scarpa. (Procedura ISSMFE, 1988)

A tal proposito PASQUALINI E. (STANDARD PENETRATION TEST, ATTI DEL POLITECNICO DI TORINO N° 608, 1983), presenta un diagramma, valido per le sabbie ghiaiose, che evidenzia una possibile comparazione tra le due prove, mostrando una minima discordanza rispetto alla linea di rapporto paritario:  $(N \text{ punta chiusa}) / (N_{\text{SPT}} \text{ punta aperta}) = 1$



In via prudenziale, vista l'importanza delle varie opere, si ritiene necessario ridurre del 10% i valori di **N** (n° colpi/piede) registrati con la prova **SPT** a punta chiusa, al fine di assimilarli, per quanto possibile, a quelli ottenibili con una prova **SPT** standard.

In caso di sabbie molto fini (diametro  $\varnothing < 0,1$  mm) e/o limose ubicate sotto falda, la dottrina prevalente concorda nel correggere eventuali valori di  $N_{SPT} > 15$  colpi/piede, nel seguente modo:

$$N_{SPT} = 15 + 0,5 \cdot (N_{SPT \text{ misurato}} - 15)$$

Tale condizione nelle varie prove acquisite non si è mai verificata, pertanto quest'ultima correzione non ha avuto seguito.

Questi nuovi valori di  $N_{(60)}$ , arbitrariamente ridotti del 10%, devono ora essere normalizzati, al fine di tener conto dell'influenza della pressione del terreno sovrastante e del dispositivo di battitura standard riconosciuto universalmente per i macchinari utilizzati (Sonda Nenzi Gelma) nel rendimento del 60%.

Anche in questo caso, partendo già da valori ottenuti con macchinari con  $ER_i = 60\%$ , tale correzione non necessita.

Per la normalizzazione, relativa alla pressione verticale efficace, si è usato un valore di riferimento di  $\sigma'_{vo} = 1,0$  kg/cm<sup>2</sup>; il relativo coefficiente di correzione  $C_N$  vale  $1/(\sigma'_{vo})^{0,5}$  (LIAO S. E WHITMAN R. V., OVERBURNER CORRECTION FACTORS FOR SPT IN SAND, J. OF GEOTECHNICAL ENGNG, VOL, 112, N°3, 1985).

La formula di LIAO e WHITMAN, normalizzata per il sistema americano Fps (piede/libbra/secondo), pone il punto di riferimento a  $2,0$  ksf =  $95,76$  kPa =  $0,976$  kg/cm<sup>2</sup>, ma nel sistema SI è consolidato l'utilizzo dell'arrotondamento a  $98,0665$  kPa =  $1,00$  kg/cm<sup>2</sup>.

Altri autori (JAMIOLKOWSKI M. ET ALII 1985; TOKIMATSU K. 1988) suggeriscono la seguente formula di normalizzazione:

$$C_N = 1/(\sigma'_{vo})^{0,56}$$

Per i terreni superficiali poco addensati, con pressioni molto ridotte, tale metodo comporta eccessive sovrastime e quindi, almeno per i primi 2,0 m d'indagine, si preferisce determinare il  $C_N$  dalla seguente relazione:

$$C_N = 0,77 \cdot \log 20/\sigma'_{vo}$$

PECK ET ALII (1974)

con  $\sigma'_{vo}$  = pressione verticale efficace espressa in t/sqf

I valori  $N'_{(60)}$  sono stati ricavati mediando i risultati ottenuti, opportunamente corretti da un fattore  $C_N$ , variabile in funzione della tensione litostatica efficace presente alla quota di esecuzione della prova  $N'_{(60)}$ .

I valori  $N'_{(60)} = C_N \cdot N_{(60)}$  ottenuti mediante un programma di calcolo predisposto dallo Scrivente, sono riportati nelle tabelle relative ai singoli sondaggi.

Come parametro di controllo, o anche come metodo alternativo, si segnala la formula proposta da BAZARAA (1967):

$$N'_{(60)} = \frac{4 \cdot N_{(60)}}{1 + A \cdot \sigma'_{vo}} \quad \text{per } \sigma'_{vo} \leq 75 \text{ kPa (nel sistema SI)}$$

$$= \sigma'_{vo} \leq 0,732 \text{ kg/cm}^2 \text{ (nel sistema metrico)}$$

$$N'_{(60)} = \frac{4 \cdot N_{(60)}}{3,25 + B \cdot \sigma'_{vo}} \quad \text{per } \sigma'_{vo} \geq 75 \text{ kPa (nel sistema SI)}$$

$$= \sigma'_{vo} \geq 0,732 \text{ kg/cm}^2 \text{ (nel sistema metrico)}$$

$$A = 0,04 \quad \text{nel sistema SI} \quad (\text{con } \sigma'_{vo} \text{ in kPa})$$

$$= 4,097 \quad \text{nel sistema metrico} \quad (\text{con } \sigma'_{vo} \text{ in kg/cm}^2)$$

$$B = 0,01 \quad \text{nel sistema SI} \quad (\text{con } \sigma'_{vo} \text{ in kPa})$$

$$= 1,024 \quad \text{nel sistema metrico} \quad (\text{con } \sigma'_{vo} \text{ in kg/cm}^2)$$

### 3.1.1 CALCOLO DELL'ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO (ATTRITO INTERNO)

I valori medi dell'angolo di resistenza al taglio efficace  $\phi'$  sono stati ricavati utilizzando le seguenti formule (mediando e o pesando, a seconda dell'esperienza personale, i valori così ottenuti) valide per pressioni verticali efficaci contenute entro i 78,5 kPa (0,8 kg/cm<sup>2</sup>):

$$\phi' = 28,3 + 0,27 \cdot N_{(60)} \quad \text{SOWERS (sabbie)}$$

$$\phi' = 21,2 + 2,7 \cdot \sqrt{N_{(60)}} \quad \text{PECK, HANSON e THORNBURN (sabbie)}$$

$$\phi' = 19,8 + 4,38 \cdot \ln N_{(60)} \quad \text{MEYERHOF (sabbie fini e/o limose)}$$

$$\phi' = 25,2 + 4,28 \cdot \ln N_{(60)} \quad \text{MEYERHOF (sabbie medie e grosse)}$$

mentre le classiche formule proposte da SHIOI e FUKUNI (1982), si rivelano utili, per terreni posti al di sopra dei 147 kPa (1,5 kg/cm<sup>2</sup>):

$$\phi' = 0,3 \cdot N_{(60)} + 27 \quad \text{JAPANESE NATIONAL RAILWAY (sabbie e sabbie ghiaiose)}$$

$$\phi' = \sqrt{15 \cdot N_{(60)}} + 15 \quad \text{ROAD BRIDGE SPECIFICATION (sabbie fini e limose)}$$

Per terreni con pressioni verticali efficaci intermedie ( $78,5 < \sigma'_{vo} < 147$  kPa) si possono utilizzare le seguenti formule, valide per tutti i terreni sabbiosi posti al di sotto dei 2 m dal p.c., con il limite di diventare inattendibili, quando offrono valori superiori ai  $38^\circ$ :

$$\phi' = \arctg \{0,21 + 0,63 \cdot \text{Log}[N_{(60)} / (\sigma'_{vo} + 0,7)]\} \quad \text{DE MELLO}$$

$$\phi' = 18,9 \cdot 5,3 \cdot \ln(\sigma'_{vo}) + 4 \cdot N_{(60)} \quad \text{MALCEV}$$

con  $\sigma'_{vo}$  = pressione verticale efficace espressa in  $\text{kg/cm}^2$

Infine un'altra formula, valida per tutti i terreni granulari, posti sempre a discrete profondità, tali da garantire almeno una certa pressione verticale efficace, è la seguente:

$$\phi' = 25 + 28 \cdot \sqrt{\frac{N_{(60)}}{\sigma'_{vo}}} \quad \text{PARRY}$$

con  $\sigma'_{vo}$  = pressione verticale efficace espressa in kPa

### 3.1.2 DENSITÀ RELATIVA

La descrizione qualitativa ed i valori quantitativi, espressi in percentuale, del grado di addensamento, con la densità relativa  $D_r$  correlata ai valori di  $N'_{(60)}$ , corrispondono a quella indicata da TERZAGHI e PECK (1948), e da SKEMPTON (1986).

$D_r$ %	0	15	35	50	65	85	100
	molto sciolta	sciolta	media	addensata	molto addensata		
$N'_{(60)}$	0	3	8	15	25	42	58

Un altro metodo comparativo proposto da PECK e BAZARAA è il seguente:

$$D_r = \sqrt{\frac{N_{(60)}}{20 \cdot (1 + 0,04 \cdot \sigma'_{vo})}} \quad \text{per } \sigma'_{vo} \leq 75 \text{ kPa (7,65 t/m}^2\text{)}$$

$$D_r = \sqrt{\frac{N_{(60)}}{20 \cdot (3,25 + 0,01 \cdot \sigma'_{vo})}} \quad \text{per } \sigma'_{vo} > 75 \text{ kPa (7,65 t/m}^2\text{)}$$

Nel nostro caso, in cui spesso la frazione ghiaiosa risulta prevalente, si può usare la relazione proposta da YOSHIDA ET ALII (1988):

$$D_r = 25 \cdot N_{(60)}^{0,44} \cdot \sigma'_{vo}^{-0,13}$$

con  $\sigma'_{vo}$  = pressione verticale efficace espressa in kPa

### 3.1.3 MODULO DI COMPRESSIBILITÀ E DI ELASTICITÀ TANGENZIALE DEL TERRENO

Il *Modulo di compressibilità* del terreno  $M$  è definito come:

$$M = E_s / (1 - \nu^2)$$

Esso può essere determinato sulla base dei valori di  $\nu$  (*Coefficiente di Poisson*) e di  $E_s$  (*Modulo di Young*) calcolati per ogni singolo campione in ogni sondaggio, ricavati rispettivamente dalla formula:

$$\nu = (1 - \sin \phi') / (2 - \sin \phi')$$

e dalla tabella di seguito riportata (J. E. BOWLES, FONDAZIONI, MCGRAW-HILL, IV ED., 1991, PAG. 278).

**Tabella 5.5** Equazioni per ricavare il modulo sforzi-deformazioni  $E_s$  dai risultati di prove in situ. Le relazioni seguenti forniscono  $E_s$  in kPa partendo da risultati di SPT e nelle stesse unità di  $q_c$  partendo da risultati di CPT. I valori di  $N$  dovrebbero essere considerati come  $N_{55}$  e non come  $N_{70}$ .

Terreno	SPT	CPT
Sabbia (normalmente consolidata)	$E_s = 500(N + 15)$ $E_s = (15\,000 \div 22\,000) \ln N$ $E_s^{(3)} = (35\,000 \div 50\,000) \log N$	$E_s = 2 \div 4q_c$ $E_s^{(1)} = (1 + D_r^2)q_c$
Sabbia (satura)	$E_s = 250(N + 15)$	
Sabbia (sovracconsolidata)	$E_s^{(2)} = 18\,000 + 750N$ $E_{s(OCR)} = E_{s(nc)} (OCR)^{1/2}$	$E_s = 6 \div 30q_c$
Sabbia ghiaiosa e ghiaia	$E_s = 1200(N + 6)$ $E_s = 600(N + 6) \quad N \leq 15$ $E_s = 600(N + 6) + 2000 \quad N > 15$	
Sabbia argillosa	$E_s = 320(N + 15)$	$E_s = 3 \div 6q_c$
Sabbia limosa	$E_s = 300(N + 6)$	$E_s = 1 \div 2q_c$
Argilla soffice	—	$E_s = 3 \div 8q_c$
Argilla	Utilizzando resistenza a taglio non drenata $s_u$ , nelle unità di $s_u$ $I_p > 30$ o organica $E_s = 100 - 500s_u$ $I_p < 30$ o rigida $E_s = 500 - 1500s_u$ $E_{s(OCR)} = E_{s(nc)} (OCR)^{1/2}$	

(1) Vesić (1970).

(2) Formula proposta dall'autore a partire da un diagramma riportato da D'Appolonia et al. (1970).

(3) URSS: il valore di  $N$  può non essere standard.

Fonti generali: *European Conference on Standard Penetration Testing* (1974), vol. 2.1, pp. 150-151; CGJ, novembre 1983, pp. 726-737; *Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering*, ASCE (1986), p. 1173; Mitchel e Gardner (1975).



Similmente, da questi parametri, si può ricavare il valore dell'*Elasticità tangenziale*  $G'$ , attraverso la seguente formula:

$$G' = E_s/[2,(1-\nu)]$$

### 3.2 Valori principali caratteristiche del terreno

Per calcoli speditivi, al fine di valutare con buona approssimazione l'iterazione terreno-fondazione, si possono ipotizzare i seguenti parametri geotecnica (valori inferiori per i livelli superficiali riferibili ai primi 1,0-1,5 m generalmente frammisti a riporto, valori superiori per i livelli ghiaio-ciottolosi sottostanti più densi):

Peso di volume	$\gamma = 18,0-19$	kN/m <sup>3</sup> ;
Angolo resistenza al taglio	$\phi' = 33-36$	gradi
Coesione	$c' = 0$ kPa (a lungo termine) - 5,0 kPa (a breve ter.);	
Coefficiente di POISSON	$\nu = 0,3$	
Mod. di Young	$E = 75$	MPa
Densità relativa	$D_r = 30-100$	%
% di ghiaia	$G_h = 30-60$	%
% di sabbia	$S_a = 30-60$	%
% di limo e/o argilla	$LA = 10-30$	%
Modulo di Young	$E = 50-150$	MPa
$N_{SPT}$	$N = 10-R$	colpi/piede
$N_{SPT}$ medio (escludendo i riporti sciolti superficiali) = 45 colpi/piede;		

## 4 CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE E INDICAZIONI ESECUTIVE

Nei precedenti capitoli si è evidenziato come la situazione geologica locale, nonostante la presenza di aree ad elevata pericolosità lungo le sponde del corso d'acqua dell'Avisio e la penalizzazione geotecnica medio-grave attribuita ai terreni della sponda destra (lato Nord), non sia pregiudiziale alla realizzazione del progetto in esame.

I terreni considerati per realizzare l'interramento ferroviario (in pratica sull'attuale tracciato) e le opere accessorie (stazione, rotatoria, tracciato provvisorio) comportano delle problematiche geologico-geotecniche che rientrano nella normale casistica relativa a simili interventi in terreni granulari medio grossolani.

Conoscendo la risposta geomeccanica che generalmente tali terreni possono offrire (anche grazie ai dati forniti da prove geognostiche eseguite nelle vicinanze), e avendo chiara la tipologia degli interventi in progetto, si riportano alcune considerazioni geotecniche preliminari relative alle fondazioni e ai fronti di scavo.

### 4.1 Fondazioni

Per valutare l'entità dei possibili carichi sostenibili dal terreno di fondazione delle varie opere murarie di sostegno provvisorio o definitivo, si riportano, a titolo d'esempio, le possibili formule utili ad una corretta determinazione del  $q_{amm}$  di una fondazione, chiaramente in condizioni statiche.

Il Progettista delle strutture, al quale spetterà il calcolo finale delle fondazioni e la valutazione, con la tecnica degli stati limite, anche delle risposte fondazionali in condizioni dinamiche (terremoti), deciderà quale formula e valori utilizzare.

#### 4.1.1 FONDAZIONI SUPERFICIALI

La formula generale da utilizzare per determinare il  $q_{amm}$ , in terreni prevalentemente granulari, è quella di TERZAGHI (1943) estesa ai casi particolari da BRINCH HANSEN (1970):

$$q_{lim} = 0,5 \cdot B \cdot [\gamma'_2 + (\gamma_2 - \gamma'_2) \cdot p/B] \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \cdot r_\gamma + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + \\ + [\gamma_1 \cdot (D-a) + \gamma'_1 \cdot a] \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \gamma_w \cdot a$$

nella quale:

$B$  = larghezza della base di fondazione (m)

$\gamma'_2$  = peso unitario immerso del terreno sotto il piano di fondazione (kN/m<sup>3</sup> o t/m<sup>3</sup>)

- $\gamma_2$  = peso unitario del terreno sotto il piano di fondazione (kN/m<sup>3</sup> o t/m<sup>3</sup>)
- $p$  = distanza (= profondità) tra il piano di posa e un'eventuale falda sottostante (se  $p > B$  allora  $p = B$ ) (m)
- $c'$  = coesione efficace (kPa o t/m<sup>2</sup>)
- $\gamma_1$  = peso unitario del terreno sopra il piano di fondazione (kN/m<sup>3</sup> o t/m<sup>3</sup>)
- $D$  = profondità d'incasso utile (m)
- $a$  = distanza (= altezza) tra il piano di posa e un'eventuale falda sovrastante (m)
- $\gamma'_1$  = peso unitario immerso del terreno sopra il piano di fondazione (kN/m<sup>3</sup> o t/m<sup>3</sup>)
- $\gamma_w$  = peso unitario dell'acqua (9,81 kN/m<sup>3</sup> o 1,0 t/m<sup>3</sup>)
- $N_\gamma, N_c, N_q$  = fattori di capacità portante dipendenti dal valore di resistenza al taglio efficace  $\phi'$  del terreno di fondazione
- $s_\gamma, s_c, s_q$  = fattori di forma della fondazione
- $d_c, d_q$  = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa (resistenza al taglio mobilitante nel tratto finale della superficie di scorrimento)
- $i_\gamma, i_c, i_q$  = fattori correttivi per carichi inclinati
- $b_\gamma, b_c, b_q$  = fattori correttivi per basi di fondazione inclinate
- $g_\gamma, g_c, g_q$  = fattori correttivi per piani campagna inclinati
- $r_\gamma$  = fattore correttivo per fondazioni larghe con  $B$  (o  $B - 2e$ )  $\geq 2,0$  m

Per determinare i suddetti fattori adimensionali si possono utilizzare i classici metodi (TERZAGHI, MEYERHOF, BRINCH HANSEN, VESIC, ecc.); nel caso di grosse differenze o di valori elevati, rispetto a quelli che l'esperienza di cantiere suggerisce di adottare, si potrà scegliere un valore medio oppure, cautelativamente, quello più basso.

In alternativa si consiglia di fare riferimento ad un sistema misto in cui ogni singolo parametro va calcolato in base al metodo dell'autore ritenuto più attendibile (LANCELLOTTA R. e CALAVERA J., *Fondazioni*, McGraw-Hill, Milano, 1999, I ed., pagg. 263-271); dopo aver confrontato il risultato ottenuto con quello delle soluzioni "classiche", decidere un valore che, anche in base all'esperienza e alla situazione geologica al contorno, possa rispondere positivamente non solo alla verifica alla rottura, ma anche all'andamento dei relativi cedimenti, sia assoluti che differenziali.

$$\begin{aligned}
 N_\gamma &= 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi' && \text{(VESIC, 1975)} \\
 N_q &= \tan^2(45^\circ + \phi'/2) \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi'} && \text{(PRANDTL, REISSNER, 1921)} \\
 N_c &= (N_q - 1) \cdot \cot \phi' && \text{(PRANDTL, REISSNER, 1924)}
 \end{aligned}$$

$$s_\gamma = 1 + 0,1 \cdot B/L \cdot \tan^2(45^\circ + \phi'/2) \quad (\text{MEYERHOF, 1963})$$

$$s_q = s_\gamma \quad (\text{MEYERHOF, 1963})$$

$$s_c = 1 + 0,2 \cdot B/L \cdot \tan^2(45^\circ + \phi'/2) \quad (\text{MEYERHOF, 1963})$$

$$L = \text{lunghezza fondazione in m } (L \geq B)$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2 \cdot D/B \quad \text{per } D/B \leq 1 \quad (\text{BRINCH HANSEN, 1970})$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2 \cdot \cot(D/B) \quad \text{per } D/B > 1 \quad (\text{BRINCH HANSEN, 1970})$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q)/(N_c \cdot \tan \phi') \quad (\text{DE BEER, LADANYI, 1961})$$

I fattori di profondità  $d_q$ ,  $d_c$  generalmente vengono trascurati in quanto si ritiene che il materiale limitrofo alla fondazione possa risultare rimosso, poco addensato e con scendenti caratteristiche di resistenza al taglio.

$$i_\gamma = [1 - H/(V + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot \phi')]^{(m+1)} \quad (\text{VESIC, 1973})$$

$$i_q = [1 - H/(V + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot \phi')]^m \quad (\text{VESIC, 1973})$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_c \cdot \tan \phi') \quad (\text{DE BEER, LADANYI, 1961})$$

$H$  e  $V$  rispettivamente componente orizzontale e normale del carico inclinato

$$\text{Se } H \text{ è parallela a } B \quad m = m_B = (2 + B/L)/(1 + B/L)$$

$$\text{Se } H \text{ è parallela a } L \quad m = m_L = (2 + L/B)/(1 + L/B)$$

$$\text{Se } H \text{ forma con } L \text{ un angolo } \theta \quad m = m_\theta = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta$$

$$b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \phi')^2 \quad (\text{BRINCH HANSEN, 1970})$$

$$b_q = (1 - \alpha \cdot \tan \phi')^2 \quad (\text{BRINCH HANSEN, 1970})$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q)/(N_c \cdot \tan \phi') \quad (\text{DE BEER, LADANYI, 1961})$$

$$\alpha = \text{inclinazione fondazione rispetto all'orizzontale (espressa in radianti)}$$

$$g_\gamma = (1 - \tan \omega)^2 \quad (\text{BRINCH HANSEN, 1970})$$

$$g_q = (1 - \tan \omega)^2 \quad (\text{BRINCH HANSEN, 1970})$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q)/(N_c \cdot \tan \phi') \quad (\text{DE BEER, LADANYI, 1961})$$

$$\omega = \text{inclinazione pendio rispetto all'orizzontale (espressa in radianti)}$$

$$\text{con eccentricità } e \text{ della risultante dei carichi } B = B_{\text{REALE}} - 2e_B \quad (\text{MEYERHOF, 1953})$$

$$L = L_{\text{REALE}} - 2e_L \quad (\text{MEYERHOF, 1953})$$

É buona norma (DE BEER, 1965 e VESIC, 1969) inserire, in caso di fondazioni larghe con  $B$  (o  $B - 2e$ )  $\geq 2,0$  m, un fattore correttivo  $r_\gamma$  nei termini distinti dal pedice  $\gamma$ , che secondo BOWLES (1988) vale:  $r_\gamma = 1 - 0,25 \cdot \log((B_{\text{REALE}} - 2e_B)/2)$  con  $B$  espresso in m.

Determinato il  $q_{lim}$  per ogni opera muraria prevista basterà dividere il risultato per un coefficiente di sicurezza non inferiore a **2,5** (per fondazioni profonde quali pali, micropali e tiranti, vedi D.M. 11-03-88 punto C.5.3) o non inferiore a **2** (per le opere di sostegno quali i muri, vedi D.M. 11-03-88 punto D.4.4) e si otterrà il carico unitario ammissibile  $q_{amm}$ .

Per il calcolo delle opere ferroviarie e della stazione occorre avere un'idea del progetto esecutivo e del tipo di fondazioni utilizzate.

Quando le dimensioni o l'incasso utile della fondazione permettono valori elevati da trasmettere al terreno sciolto (non lapideo), è consigliabile utilizzare dei carichi unitari ammissibili comunque non superiori ai 500 kPa ( $\cong 5,1 \text{ kg/cm}^2$ ), al fine di non ingenerare eccessivi cedimenti assoluti o differenziali anche su terreni di buona qualità geotecnica.

I cedimenti, relativi generalmente a terreni granulari, saranno rapidi e d'entità trascurabile (contenuti entro i 2,5 cm).

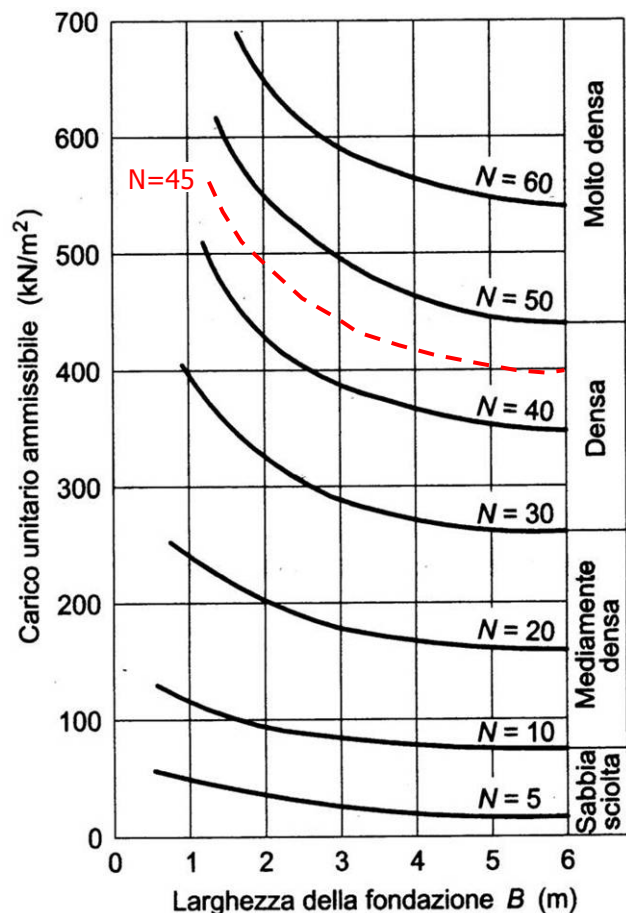
TERZAGHI e PECK (1967), in relazione alla stima del carico unitario ammissibile, hanno proposto la relazione, riportata nell'abaco a destra, che lega il  $q_{amm}$  ai valori delle prove penetrometriche dinamiche ( $N_{SPT}$ ) e alla larghezza della fondazione ( $B$ ).

Per una corretta interpretazione dell'abaco occorre:

a) Utilizzare i valori del sondaggio più sfavorevole, nel tratto di profondità sotto il piano di fondazione pari alla larghezza  $B$ .

b) Nel caso di falda posta a profondità  $p$  inferiore al valore  $D+B$ , i valori ottenuti dall'abaco devono essere ridotti moltiplicandoli per il coeff.  $C_w = 0,5 + 0,5 \cdot p / (D+B)$

c) In presenza di sabbie fini o limose sotto falda i valori di  $N_{SPT} > 15$  vanno così corretti:  $N'_{SPT} = 15 + 0,5 \cdot (N_{SPT} - 15)$



da LANCELLOTTA R. & CALAVERA J., FONDAZIONI,

MCGRAW-HILL, 1999, PAG. 275



d) tutte le fondazioni della struttura in esame vengono dimensionate in base ad un unico valore di  $q_{amm}$  determinato per il tratto più sollecitato, al fine di contenere teoricamente i cedimenti assoluti entro valori di 2,5 cm e quelli differenziali entro i 2,0 cm.

Un'alternativa a tale metodo è quella proposta da BURLAND e BURBIDGE (1984), legata direttamente ai possibili cedimenti determinabili sempre dalle prove **SPT**.

L'espressione proposta per il calcolo del cedimento ( $s$ ) è la seguente:

$$s = f_s \cdot f_h \cdot f_t \cdot [\sigma'_{vo} \cdot B^{0,7} \cdot I_c / 3 + (q' - \sigma'_{vo}) \cdot B^{0,7} \cdot I_c] \quad \text{dove:}$$

$f_s, f_h, f_t$  = fattori correttivi dipendenti rispettivamente dalla forma, spessore strato compressibile e componente viscosa dei cedimenti (cedimenti secondari)

$\sigma'_{vo}$  = tensione verticale efficace che agisce alla quota  
prevista per la base della fondazione (kPa)

$q'$  = pressione efficace comunicata al terreno (kPa)

$B$  = larghezza della fondazione (m)

$I_c$  = indice di compressibilità

Nel caso di terreni preconsolidati, se il valore  $q'$  è inferiore alla tensione di preconsolidazione  $\sigma'_p$ , i termini in parentesi quadra si trasformano in:  $q' \cdot B^{0,7} \cdot I_c / 3$ ; se il valore  $q'$  è superiore alla tensione di preconsolidazione  $\sigma'_p$ , si sostituisce alla  $\sigma'_{vo}$  la  $\sigma'_p$ .

L'indice di compressibilità è legato statisticamente ai valori di  $N_{SPT}$  dalla seguente relazione:

$$\log(\tilde{N}^{1,4} \cdot I_c \cdot 10^2) = 2,232 \pm 0,263 \quad \text{dove:}$$

$I_c = 1,706 / \tilde{N}^{1,4}$  (per avere la probabilità del 50% che il cedimento calcolato si sotto-  
stimato rispetto a quello reale)

$I_c = 5,47 / \tilde{N}^{1,4}$  (per avere la probabilità del 2,3% che il cedimento calcolato si sotto-  
stimato rispetto a quello reale)

$\tilde{N}$  = la media dei valori di  $N_{SPT}$  all'interno della profondità significativa  $z_i$  (m).

La profondità significativa  $z_i$ , nel caso di valori di **SPT** costanti o crescenti, dipende dalla larghezza della fondazione  $B$  e il valore di  $\tilde{N}$  va quindi calcolato nell'ambito di tale spazio (vedi tabella seguente), mentre nel caso di valori degli **SPT** decrescenti va assunta pari a  $2B$ .

<b>B (m)</b>	<b>z<sub>i</sub> (m)</b>
2	1,63
3	2,19
5	3,24
10	5,56
30	13,00
50	19,86
100	34,00

Nei calcoli si tiene conto della forma della fondazione attraverso la seguente equazione:

$$f_s = [(1,25 \cdot L/B)/(L/B + 0,25)]^2$$

Il fattore  $f_h$ , relativo allo spessore  $h$  dello strato compressibile vale:

$$f_h = h/z_i \cdot (2 - h/z_i) \text{ (si applica solo nel caso di } h < z_i \text{).}$$

La componente viscosa del cedimento, funzione del tempo, va espressa come:

$$f_t = (1 + R_3 + R \cdot \log t/3) \quad \text{in cui:}$$

$R_3$  = costante, pari a 0,3 nel caso di carichi statici 0,7 per carichi ciclici

$R$  = costante, pari a 0,2 nel caso di carichi statici 0,8 per carichi ciclici

$t$  = tempo a partire dall'applicazione del carico sulla fondazione espresso in anni ( $t \geq 3$ )

#### 4.1.2 FONDAZIONI PROFONDE (PALI E MICROPALI)

Data l'importanza dell'opera e la sua vicinanza, in vari punti, ad edifici di eterogenei, le fondazioni superficiali delle strutture di sostegno difficilmente saranno in grado di rispondere positivamente alle verifiche di sicurezza (ribaltamento, slittamento, capacità portante, stabilità globale, sisma), dovranno essere spesso supportate da interventi di approfondimento e/o di tirantatura, con l'utilizzo in genere di pali e/o micropali.

Anche la stabilità dei fronti di scavo a tergo di muri, richiederà che determinati tratti di sbancamento siano preventivamente consolidati con particolari opere di sostegno provvisorie quali ad esempio "berlinesi semplici e/o tirantate".

Il termine "berlinesi tirantate" si riferisce a strutture costituite da una cortina di micropali sostenute, a seconda della loro altezza, da una o più serie di barre orizzontali opportunamente tirantate (con tiranti d'ancoraggio eseguiti secondo le norme UNI EN 1537 - giugno 2002 e successive modifiche).

A tal fine si analizza la capacità portante di un singolo micropalo o tirante, con incastro della fondazione in depositi ghiaiosi e ghiaio-sabbiosi.

Per tale verifica useremo gli abachi di calcolo e la formula di BUSTAMANTE e DOIX, 1985, basata su dati e parametri ottenuti con prove di trazione e compressione in sito.

La formula generale della lunghezza di ancoraggio di un micropalo o di un tirante è:

$$T_L = \pi \cdot D_s \cdot L_s \cdot q_s$$

dove  $T_L$  è la trazione limite del micropalo o del tirante isolato,  $D_s$  è il diametro medio del bulbo di cementazione (diametro iniziale  $D_d$  corretto da un coefficiente  $\alpha$  legato alle caratteristiche dei terreni),  $L_s$  la lunghezza di ancoraggio e  $q_s$  l'attrito laterale limite, mobilitato lungo la superficie laterale del bulbo di cementazione.

Considerando che il valore di attrito laterale mobilitato sotto tensione è eguale al valore mobilitato sotto carico, si ottiene che  $T_L = Q_L$ , carico limite in testa al micropalo.

L'attrito laterale limite, mobilitato lungo la superficie laterale del bulbo di cementazione  $q_s$  può essere ricavato dai seguenti abachi, dove la curva 1 vale per le iniezioni tipo **IRS** (multiple) e la 2 per quelle tipo **IGU** (singole, consigliate data l'assenza di terreni argillosi).

Gli Autori suggeriscono dei coefficiente di sicurezza  $F_s = 1,8$  per le opere provvisorie e  $F_s = 2,0$  per quelle definitive (micropali a compressione e tiranti), che comportano rispettivamente:

$$Q_a = T_a = T_L / 1,8 \quad \text{e} \quad Q_a = T_a = T_L / 2,0$$

Le Norme nazionali (D.M. 11.03.1988) e le raccomandazioni prescritte in AICAP, 1993, richiedono un coefficiente di sicurezza di **2,5**, pertanto si suggerisce l'adozione di valori che soddisfino la seguente formula:

$$Q_a = T_a = T_L / 2,5.$$

Terreno	Valori di $\alpha$		Quantità minima di miscela consigliata
	IRS	IGU	
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4	1,5 $V_s$
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4	1,5 $V_s$
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3	1,5 $V_s$
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 $V_s$
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 $V_s$
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 $V_s$
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	IRS: (1,5 - 2) $V_s$ ; IGU: 1,5 $V_s$
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2	IRS: 2 $V_s$ ; IGU: 1,5 $V_s$
Argilla	1,8 - 2,0	1,2	IRS: (2,5 - 3) $V_s$ ; IGU: (1,5-2) $V_s$
Marne	1,8	1,1 - 1,2	(1,5 - 2) $V_s$ per strati compatti  (2 - 6) $V_s$ o più per strati fratturati
Calcari marnosi	1,8	1,1 - 1,2	
Calc. alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2	
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(1,1-1,5) $V_s$ per strati poco fratt. 2 $V_s$ o più per strati fratturati

Valori di  $\alpha$ . da VIGGIANI C., FONDAZIONI, HELVETIUS, III ED. 1999, PAG. 393

$$V_s = \pi \cdot D_s^2 \cdot L_s \cdot q_s / 4$$

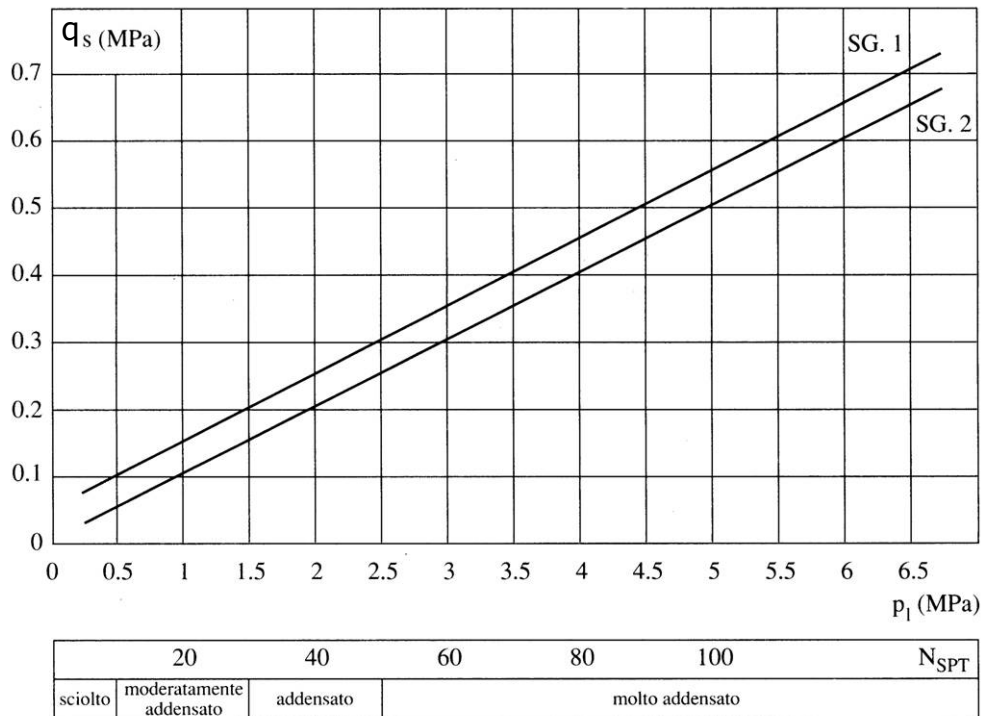
Le formule suddette, per i micropali a compressione, sono riduttive, in quanto trascurano la resistenza limite di punta del palo, valutabile normalmente in almeno il 15-20% della resistenza mobilitata dall'attrito laterale.

Per quanto riguarda, le modalità esecutive, non si ritengono necessarie le iniezioni tipo **IRS** multiple con l'utilizzo di tubo "a manchettes", stimando sufficiente la classica iniezione dal basso, a pressione ridotta ma costante (tipo **IGU** - linee 2).

Per il calcolo preliminare si suggerisce l'uso di valori di **SPT** pari a **45** colpi/piede per i depositi sciolti alluvionali descritti in relazione.

Nella fase di progettazione esecutiva si potrà procedere ad un dimensionamento ed una puntuale quantificazione di queste particolari opere di fondazione e di sostegno, variabile in funzione della geometria e dei carichi di ciascun punto d'appoggio.



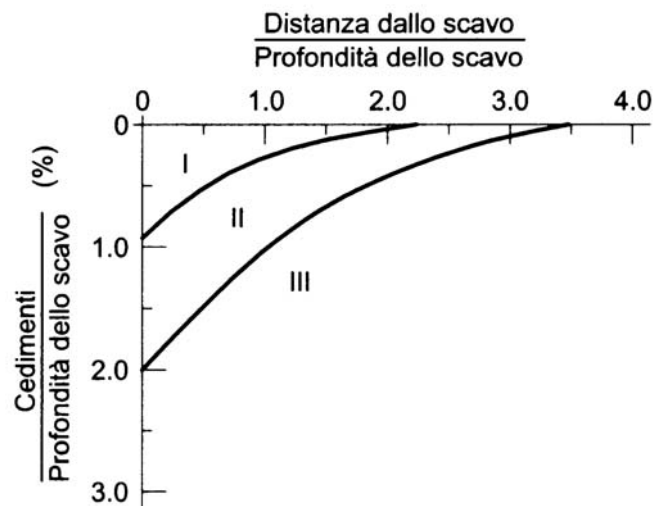


ABACHI DETERMINAZIONE  $q_s$  PER SABBIE-GHIAIE (SG) VIGGIANI C., FONDAZIONI, HELVETIUS, III ED., 1999, PAG. 394-5

#### 4.1.3 CEDIMENTI LEGATI A SCAVI A CIELO APERTO

L'entità e la distribuzione dei cedimenti prodotti da scavi dipende da numerosi fattori quali: tipo di terreno, condizioni di falda, tecnica di scavo, tempi e rigidità di eventuali strutture di sostegno.

Nel caso di scavi in sabbie e ghiaie (zona I della figura, PECK, 1969) i cedimenti della superficie del terreno si estendono fino ad una distanza dallo scavo praticamente pari alla profondità dello stesso.



LANCELLOTTA R. & CALAVERA J., FONDAZIONI, MCGRAW-HILL, 1999, PAG. 469

Se la struttura di sostegno è adeguatamente puntellata, il massimo cedimento non dovrebbe superare il 5‰ della profondità dello scavo.

## 4.2 Fronti di scavo

Il progetto prevede la realizzazione di fronti di scavo di altezza massima di circa 8-9 metri, quindi presumibilmente eseguibili con un singolo gradone solo nei settori in cui non vi siano edifici limitrofi o altri ostacoli antropici.

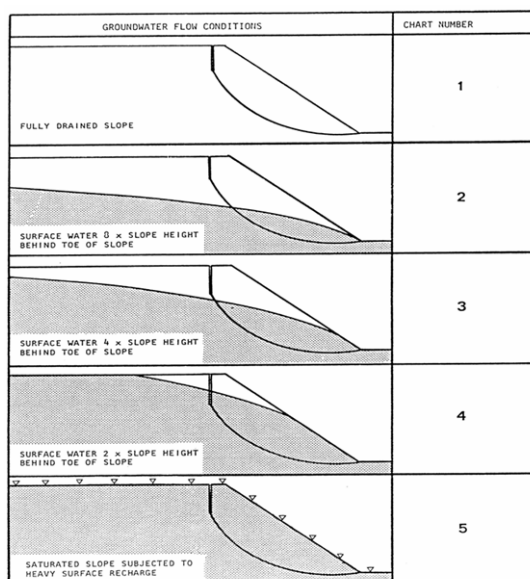
I profili di scavo per scarpate temporanee andranno comunque valutati in fase esecutiva, eventualmente considerando oltre al valore di attrito interno del materiale anche l'azione legante dovuta a forze di natura particolare (coesione su breve termine).

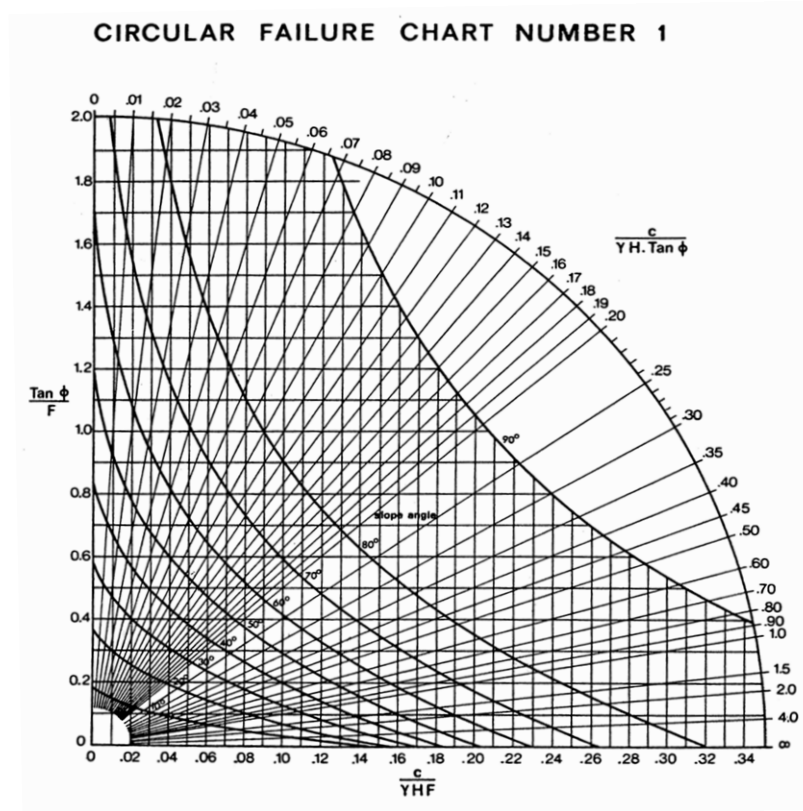
Nel caso in esame e per la profondità di scavo prevista, i terreni interessati consentiranno condizioni di drenaggio tali da non far prevedere lo sviluppo di pressioni neutre che contrastino le tensioni litostatiche.

Si tratta di riprofilare le scarpate temporanee con uno o più gradoni (separati tra loro da almeno 2,0 m di piano suborizzontale anche se poi, per esigenze operative, tale valore generalmente non è mai inferiore ai 3,0 m), con angoli di riposo della scarpata da determinare con la Carta n° 1 (assenza di falda) proposta da HOEK e BRAY.

Il materiale sbancato dovrà essere depositato lontano dal coronamento delle relative scarpate, al fine di non incrementare il valore della componente destabilizzante delle forze in gioco rispetto a quella stabilizzante.

Nella remota ipotesi di venute d'acqua importanti o in presenza di una falda più superficiale rispetto a quella ipotizzata, si dovranno debitamente ridurre le pendenze dei fronti di scavo o, in alternativa, ricorrere a opere di sostegno provvisorie.





In caso di settori con contenimenti puntellati di vario genere, necessari qualora gli sbancamenti con altezze ancora ingenti dovessero avvicinarsi troppo a strutture di vario genere, si farà riferimento ad una formula empirica, utile a stabilire l'entità delle spinte massime che progressivamente possono arrivare ai puntelli (terreni granulari addensati con  $\phi' = 35^\circ$ ), quale:

$$\begin{aligned}\sigma'_A &= 0,65 \cdot K_A \cdot \gamma \cdot H & (\text{FLAATE e PECK, 1973}) \text{ con: } K_A &= \tan^2(45 - \phi'/2) \\ \sigma'_A &= 0,65 \cdot 0,271 \cdot 17,65 \cdot H \text{ (kPa)} \\ \sigma'_A &= 3,11 \cdot H & (\text{kPa})\end{aligned}$$

con una forza complessiva  $P_A$ , per m di fronte, di  $3,11 \cdot H^2$  kN/m che agisce a circa  $H/2$  m di altezza.

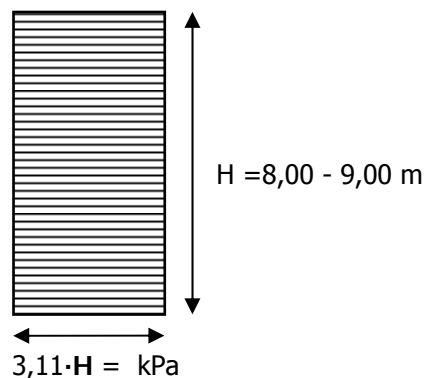


Diagramma di spinta apparente per terreni granulari (FLAATE E PECK, 1973)

#### 4.2.1. STABILITÀ TRINCEE

Il tracciato preliminare si sviluppa spesso con trincea a verde.

In fase esecutiva sarà necessario verificare la rispondenza delle geometrie, scelte per le sezioni di progetto, ai dettami di legge che indicano in 1,3 il valore minimo necessario per il fattore di sicurezza dei versanti.

#### 4.2.2. SPINTA DEL TERRENO

Il progetto prevede la costruzione di opere di sostegno di altezza diversa; di seguito si riportano le formule per la determinazione dei coefficienti di spinta attiva e passiva.

La spinta laterale del terreno si può calcolare dopo aver determinato il coefficiente di spinta attiva  $K_a$  del terreno (basandosi sull'assunzione di superfici di scorrimento piane); utilizzando questo valore è infatti possibile conoscere come si trasmette una pressione nel terreno interessato, e quindi calcolare le componenti verticali ed orizzontali della stessa.

L'equazione è:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

dove:

- $\beta$  = angolo del paramento interno con la verticale,
- $i$  = inclinazione del versante,
- $\delta$  = angolo di attrito terra - muro,
- $\phi$  = angolo di attrito del terreno.

Con

Parimenti il coefficiente di spinta passiva  $K_p$  del terreno è così determinato:

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta - \delta) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi + i)}{\cos(\beta - \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$



## 5 CONCLUSIONI

Si è esaminato lo stato geologico-geotecnico dei terreni interessati dai lavori del "Progetto preliminare per il prolungamento dell'interramento in trincea della linea Trento Malè dalla prog. 7+492.00 alla prog. 8+196,00 circa e spostamento della stazione di Lavis".

Il terreno studiato, nonostante la penalizzazione espressa nella Carta di Sintesi in cui si segnala un'elevata pericolosità relativa alla presenza del torrente Avisio (situazione comune ai principali corsi d'acqua con una fascia di rispetto raramente inferiore ai 10 m e che localmente viene superata dall'attraversamento del corso d'acqua con ponte già esistente e collaudato) non presenta particolari pregiudiziali geologiche rispetto agli interventi di rifacimento della struttura ferroviaria e delle opere accessorie in progetto.

I carichi unitari ammissibili varieranno in base al tipo di fondazioni prescelte (superficiali, profonde con pali, micropali ecc.); in relazione sono suggeriti i parametri da utilizzare in via preliminare, per un predimensionamento di massima, sia per le verifiche in condizioni statiche (pressioni ammissibili), che in quelle dinamiche (stati limite).

Per i fronti di scavo si suggeriscono i valori geotecnici da considerare per il dimensionamento preliminare delle massime inclinazioni utilizzabili, sia per le rampe provvisorie, che per quelle definitive, nonché delle opere di sostegno imposte dalla frequente vicinanza ad edifici o altri ostacoli antropici.

Da un punto di vista geoambientale, gli impatti scaturiti dalla realizzazione degli interventi, così come previsti nel progetto preliminare, risulteranno molto limitati, in quanto il rimodellamento morfologico previsto ripristinerà una morfologia di continuità con le aree limitrofe e non inciderà negativamente sulla stabilità dei luoghi.

La presente relazione ottempera a quanto stabilito dai D.M. 11.03.88-14.09.2005 e costituisce documento idoneo da allegare al progetto preliminare.

Si ritiene opportuna la supervisione di un Geologo, nella fase di realizzazione di scavi, opere di sostegno, drenaggi, terrapieni e in tutto ciò che, nell'opera in esame, assuma valenza geologica.

Trento, febbraio 2007