

COMMITTENTE:

SOCIETA'
F.LLI POLI S.P.A.
Via Alto Adige, 242
38121 TRENTO
P.IVA 00120820220



PIANO DI RECUPERO "AREA EX ILLE", RELATIVO ALLE PP.ED. 689, 690, 808, E
PP.FF. 262/3, 312/1, 1602, IN C.C. BORZAGO, NELL'ABITATO DI SPIAZZO
RENDENA

RELAZIONE GEOLOGICA SULLE INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E
MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO (CONTIENE LA RELAZIONE SULLA
MODELLAZIONE SISMICA)

aprile 2018

Per presa visione, il Progettista:



STUDIO DI GEOLOGIA
dott. Paolo Passardi
Via Milano, 58 - 38122 Trento
Telefono e Fax 0461/261109
C.F. PSSPLA61M28L378V P. IVA 01438490227

PIANO DI RECUPERO “AREA EX ILLE”, RELATIVO ALLE PP.ED. 689, 690, 808, E PP.FF. 262/3, 312/1, 1602, IN C.C. BORZAGO, NELL’ABITATO DI SPIAZZO RENDENA

RELAZIONE GEOLOGICA SULLE INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO (CONTIENE LA RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA)

1. FINALITA' DELLE INDAGINI

Su incarico e per conto della SOCIETÀ F.LLI POLI S.p.A. è stato eseguito è stato realizzato lo studio geologico e geotecnico di un'area situata nel nucleo abitato di Spiazzo Rendena; scopo dell'indagine è stata la determinazione delle caratteristiche stratigrafiche e fisico-meccaniche del sottosuolo nel punto in cui si procederà al recupero di un'ex area industriale e si realizzeranno degli edifici ad uso abitativo; si è verificata la stabilità del complesso opere-terreno nella nuova situazione geostatica che si verrà a creare a lavori ultimati.

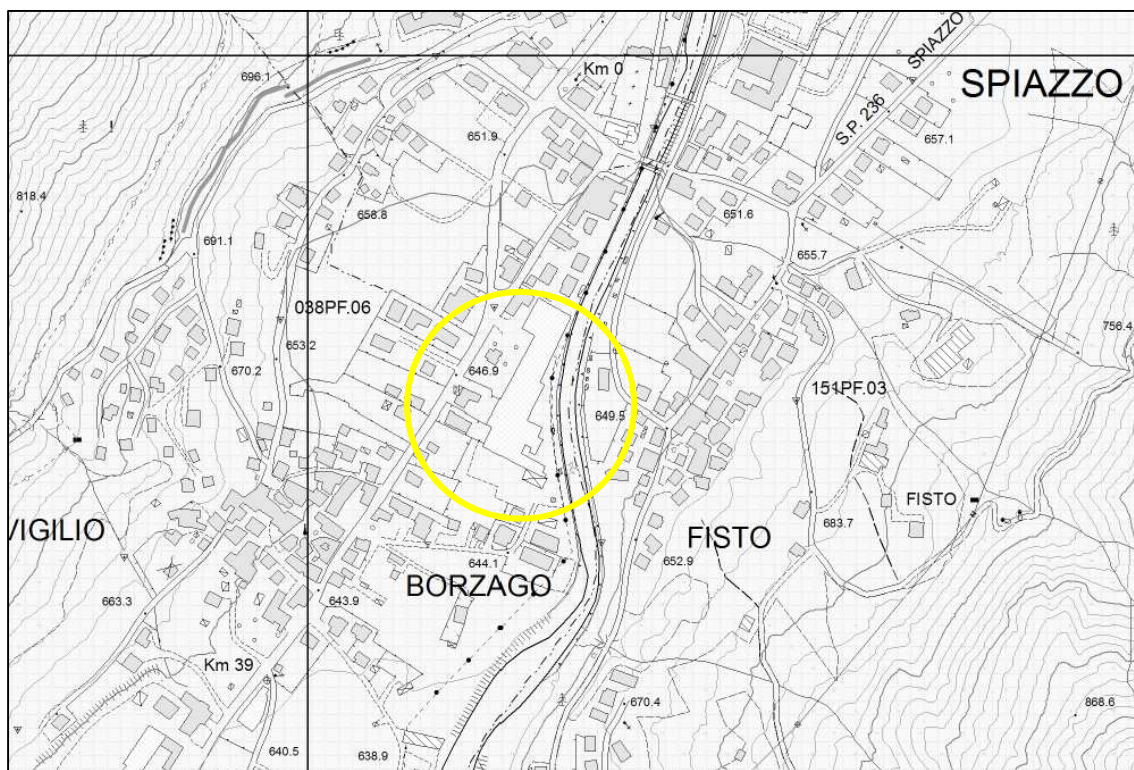
Il presente studio si avvale di dati di tipo stratigrafico e geotecnico rilevati nel corso di sopralluoghi effettuati in corrispondenza del sito previsto per l'intervento e di dati geologici e geotecnici acquisiti in corrispondenza di scavi significativi esistenti nella medesima area nel corso di indagini precedentemente svolte e nel punto specifico mediante pozzetti esplorativi ed una apposita campagna geognostica a mezzo sondaggi meccanici; la zona è stata fatta inoltre oggetto di studi e rilievi geologici per la stesura dei piani urbanistici che hanno condotto alla realizzazione di cartografie geologiche e geomorfologiche e della carta di sintesi geologica, oltre alla formulazione di precise norme tecniche alle quali ogni singolo progetto edificatorio e di intervento sul territorio si deve attenere; sulla base dei sopracitati rilievi e studi la zona risulta compresa in un'area classificata come “Area di controllo geologico, idrologico e valanghivo”.

Il presente elaborato costituisce la relazione sulle indagini che, ai sensi di quanto previsto dal Decreto Ministeriale 14.01.2008, dovrà fare parte integrante del progetto al fine di inserire correttamente l'intervento nel contesto geologico locale, salvaguardando la stabilità globale dell'area.

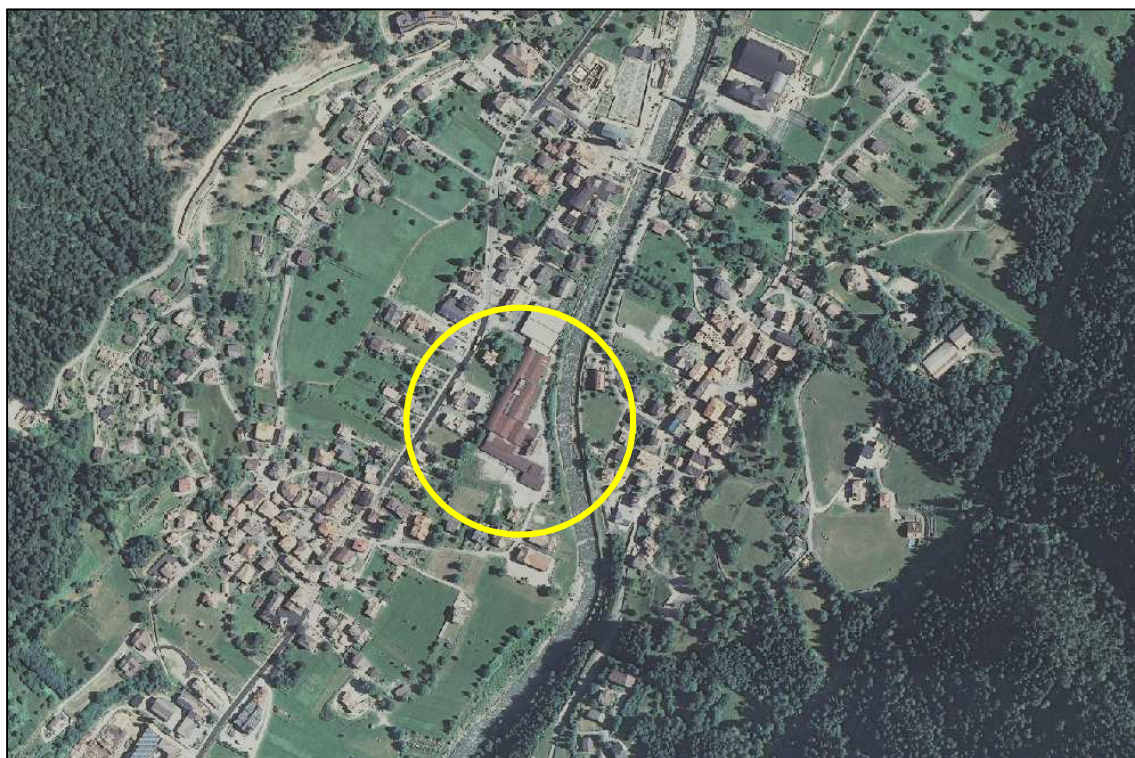
2. UBICAZIONE DELL'AREA DI INTERVENTO

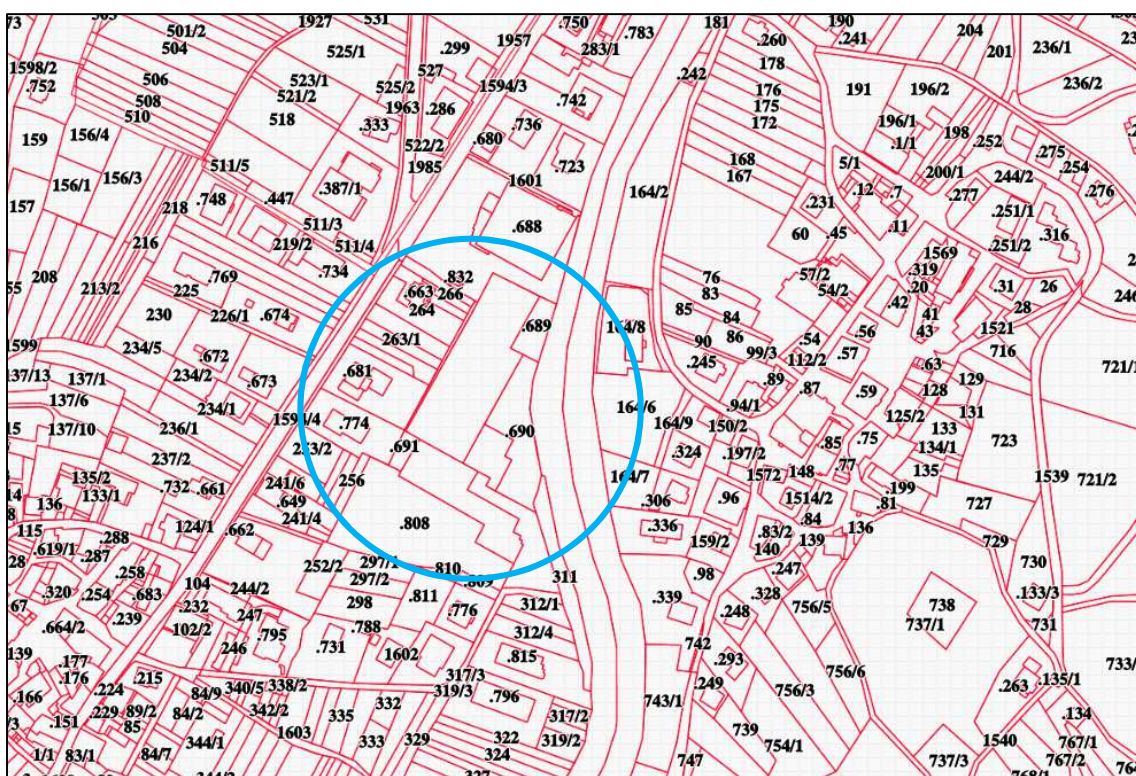
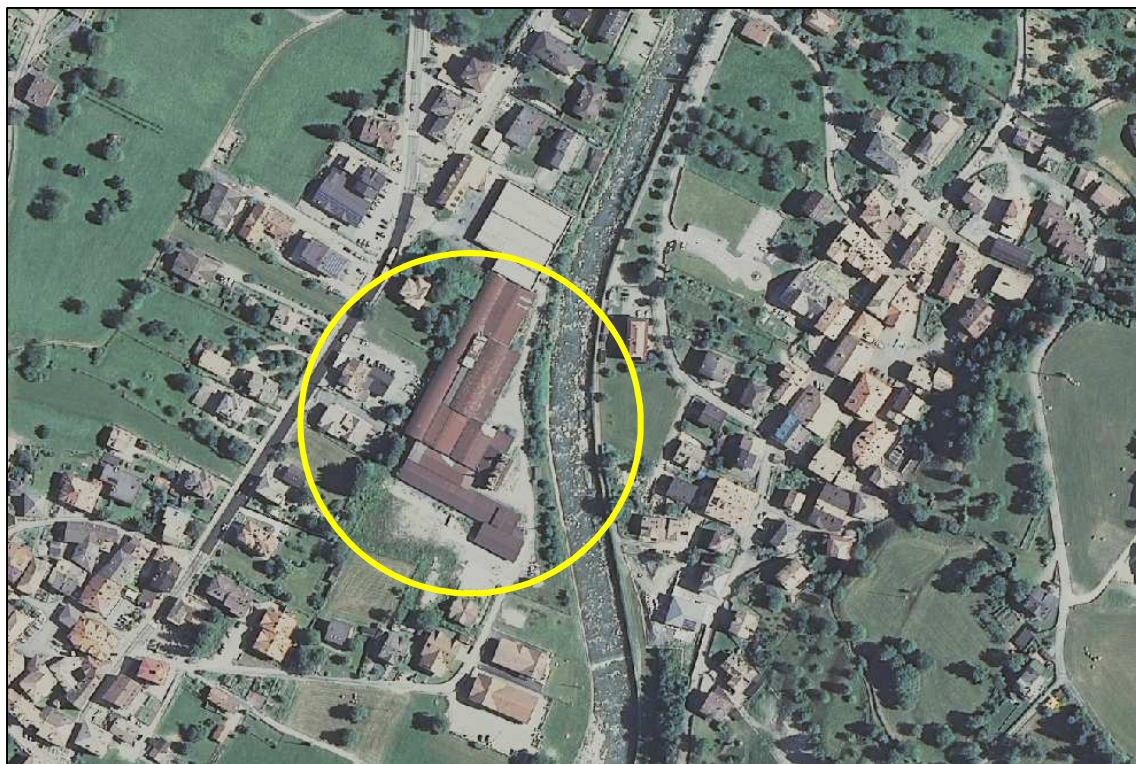
L'area oggetto del presente studio è situata sul fondovalle della Val Rendena, nell'abitato di Spiazzo che si estende a cavallo del fiume Sarca, con diverse frazioni. L'area in esame è data dalle **pp.ed. 689, 690, 808, e dalle pp. ff. 262/3, 312/1, 1602 del C.C. di Borzago nel territorio comunale di Spiazzo**; essa si pone (vedi corografie di seguito) in destra idrografica del corso d'acqua, a ridosso dell'argine, e fa parte di un vecchio complesso artigianale che comprendeva costruzioni obsolete di cui si è eseguita la demolizione; si è proceduto inoltre ad una adeguata indagine ambientale, oggetto di elaborati specifici.

La quota cui si pone la struttura corrisponde a 650 m s.l.m. circa; dal punto di vista topografico la zona esaminata è situata nella carta topografica generale del territorio provinciale in scala 1:10.000, edita dalla P.A.T., nella Tavola "Spiazzo", n. 059050.



Ubicazione dell'area in esame





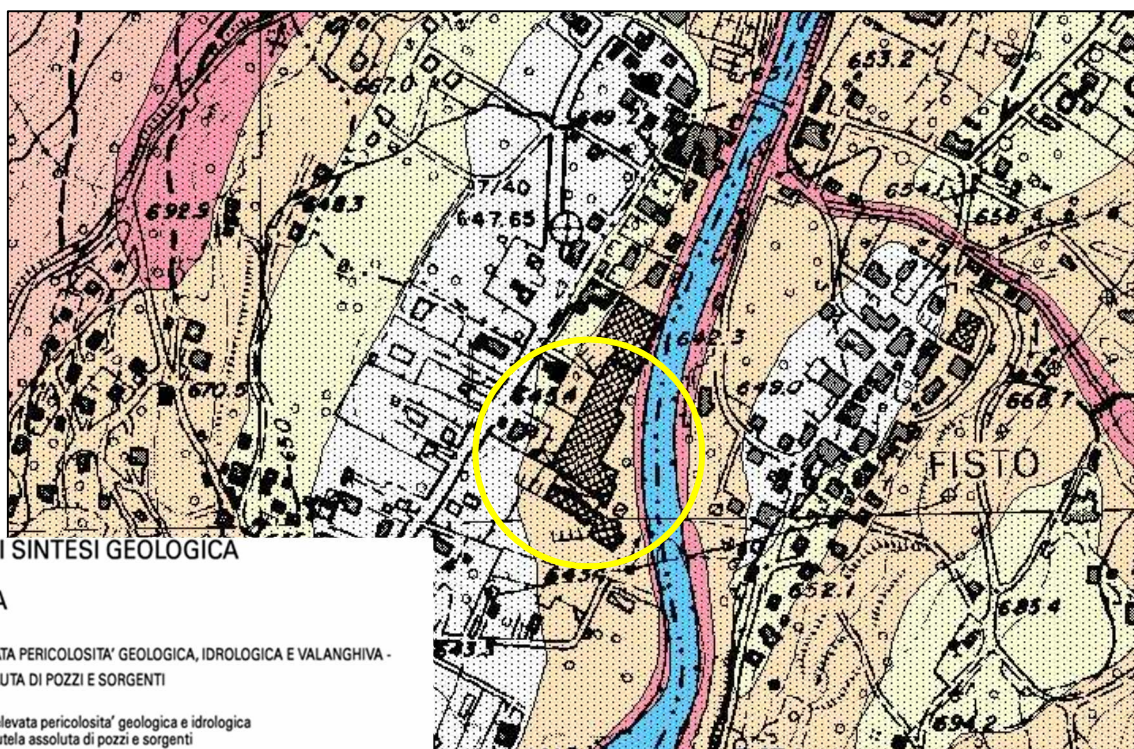
3. INQUADRAMENTO IN RAPPORTO AGLI STRUMENTI URBANISTICI

3.1 Carta di sintesi geologica

L'area in esame è situata nel territorio comunale di Spiazzo e come tale è sottoposta alle NORME DI ATTUAZIONE della Variante al P.U.P., di cui la carta di sintesi geologica costituisce parte integrante; ad essa si farà riferimento (vedi allegato). In tale cartografia

la zona di intervento è ubicata pressoché completamente nella classe "AREA DI CONTROLLO GEOLOGICO, IDROLOGICO E VALANGHIVO - area con penalità gravi o medie". Le Norme di Attuazione indicano che le "aree di controllo geologico, idrologico e valanghivo" sono aree nelle quali ogni alterazione dell'assetto attuale può essere fonte di pericolo o di danno, a causa di condizioni geotecniche o geomeccaniche scadenti, di elevata pendenza, di elevata permeabilità con possibilità di inquinamenti, di potenziali alluvionamenti, di potenziali valanghe ed in esse l'area con penalità gravi o medie è un'area in cui gli aspetti litologici, morfologici ed idrogeologici richiedono l'esecuzione di indagini e studi geologici e geotecnici approfonditi per ogni tipo di intervento, estesi alla loro possibile area di influenza. In essa sono ammessi interventi di trasformazione urbanistica ed edificatori, subordinati all'esecuzione di una perizia geologico-geotecnica la quale,... omissis..., escluda che l'alterazione dell'assetto attuale sia fonte di pericolo o di danno.

In base a quanto suddetto il progetto è accompagnato dalla presente relazione geologica - geotecnica al fine di valutare eventuali conseguenze dannose per la stabilità dell'area e verificare se le opere e le modalità esecutive adottate sono conformi ad un corretto inserimento dell'intervento nel contesto geologico locale in rapporto alle problematiche geologiche esistenti.



CARTA DI SINTESI GEOLOGICA

LEGENDA

AREE AD ELEVATA PERICOLOSITA' GEOLOGICA, IDROLOGICA E VALANGHIVA -
TUTELA ASSOLUTA DI POZZI E SORGENTI

- 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

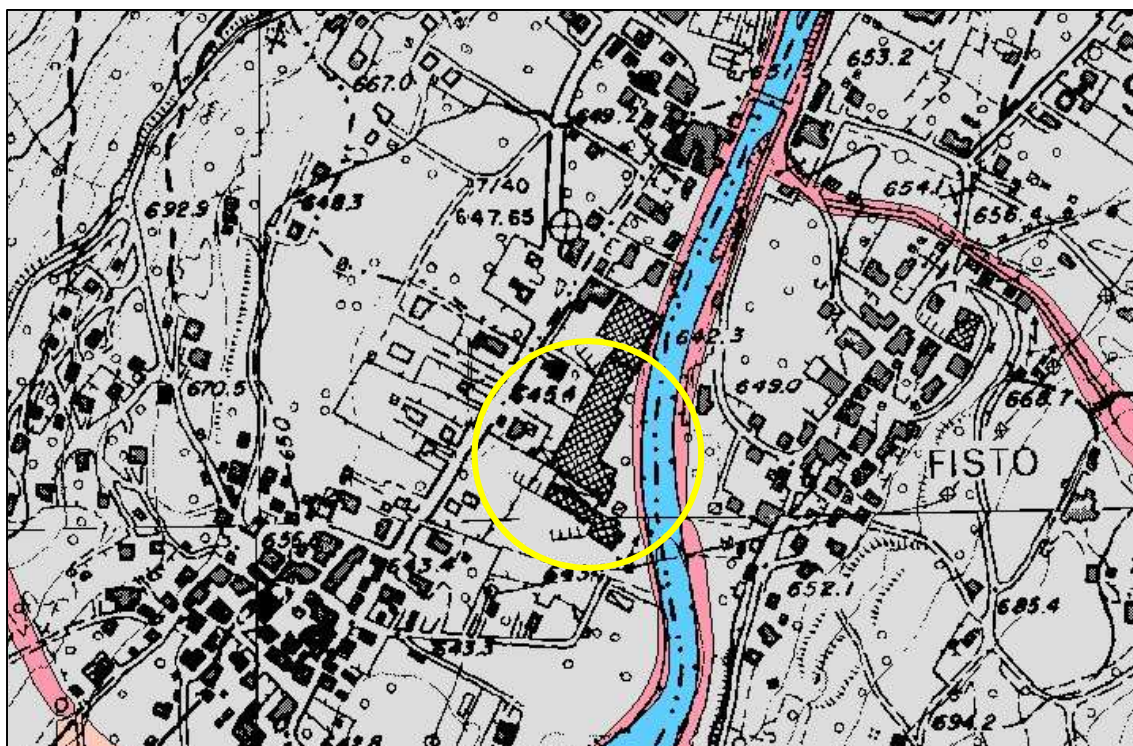
- Aree critiche recuperabili
- Aree con penalità gravi o medie
- Aree con penalità leggere
- Aree soggette a fenomeni di esondazione
- Aree di rispetto idrogeologico
- Aree di protezione idrogeologica

Aree a controllo sismico:

- a bassa sismicità (zona sismica 3)
- a sismicità trascurabile (zona sismica 4)

AREE SENZA PENALITA' GEOLOGICHE

- Aree senza penalità
- Fiumi e Laghi
- Ghiacciai

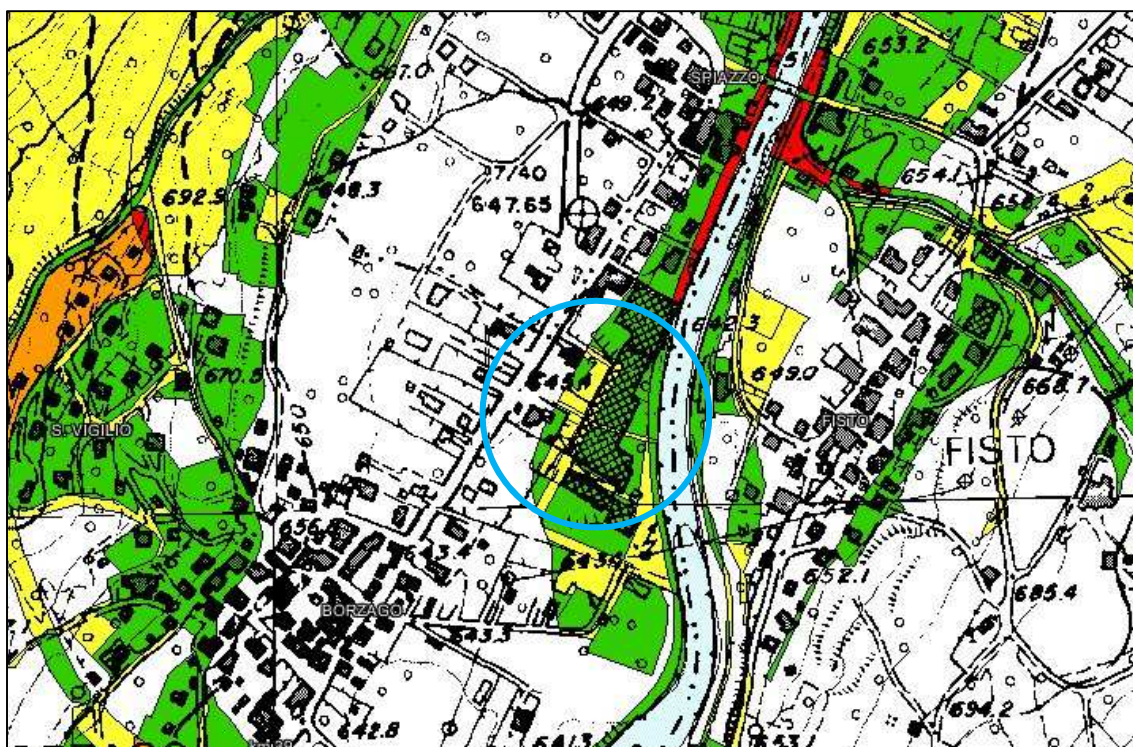


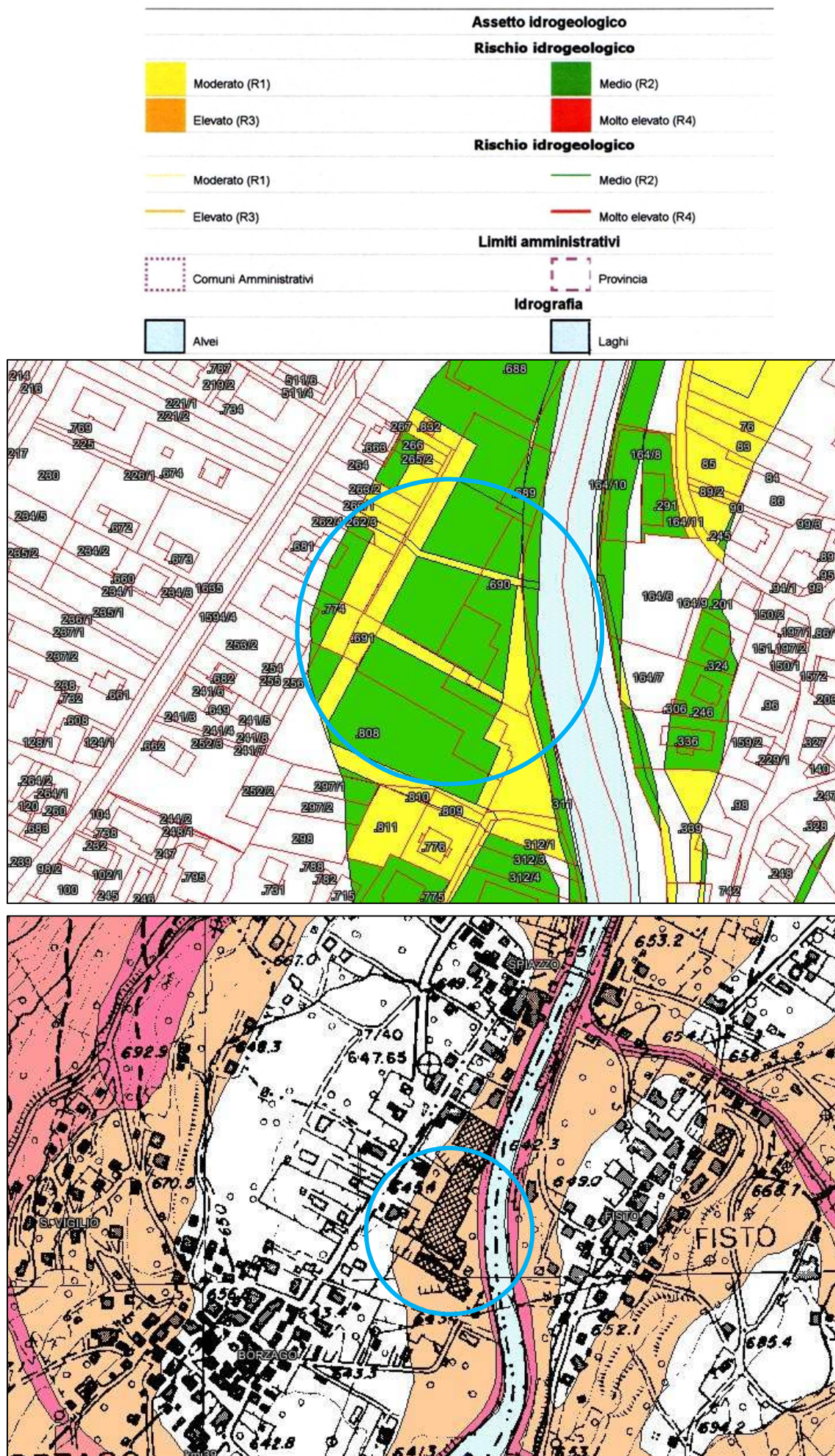
Sopra: estratto dalla cartografia degli ambiti fluviali, torrentizi e di colata detritica

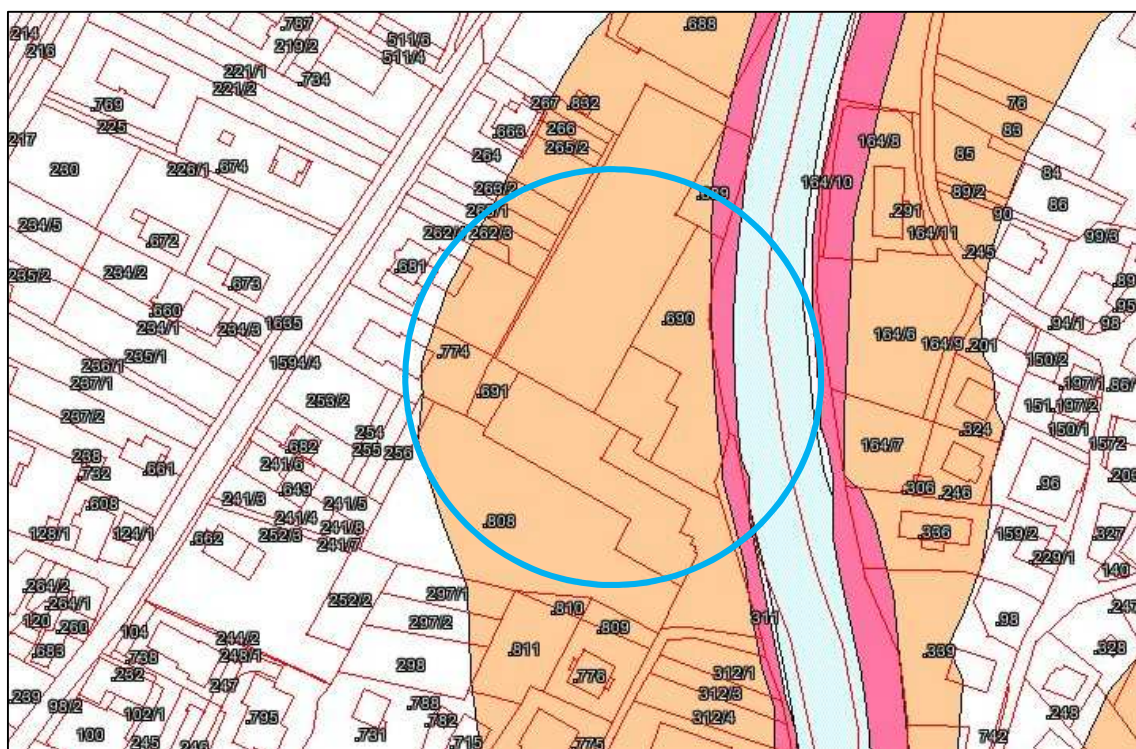
3.2 Cartografia del P.G.U.A.P.

Come è possibile osservare nell'estratto cartografico seguente, la zona in esame è posizionata **tra le aree considerate "a rischio idrogeologico moderato R1 e medio R2"** nel Piano Generale di Utilizzo delle Acque Pubbliche, che prevede: Art. 18 *Aree a rischio medio e moderato (R2 e R1)*

La definizione degli interventi ammissibili nelle aree a rischio idrogeologico medio, contrassegnate R2, e moderato, contrassegnate R1, è demandata ai piani regolatori generali dei comuni, che vi provvedono mediante approfondimenti a scala locale riferiti anche alle possibili alternative di localizzazione delle previsioni urbanistiche nel loro insieme.







Assetto idrogeologico	
Carta della pericolosità idrogeologica	
	Aree ad elevata pericolosità di esondazione
	Aree a moderata pericolosità di esondazione
	Aree a bassa pericolosità di esondazione
	Aree ad elevata pericolosità geologica
	Aree a moderata pericolosità geologica
	Aree a bassa pericolosità geologica
	Aree ad elevata pericolosità valanghiva

Estratto dalla carta della pericolosità del PGUAP; gli interventi interesseranno un'area considerata "a pericolosità geologica bassa"

3.3 Stima della pericolosità sismica

Con l'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008 la stima della pericolosità sismica, intesa come accelerazione massima orizzontale sul suolo rigido ($V_{S30} > 800$ m/s) è definita mediante un approccio "sito-dipendente" e la stima dei parametri spettrali necessari per la definizione dell'azione sismica di progetto viene effettuata calcolandoli direttamente utilizzando le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento riportato nella tabella 1 dell'allegato B del D.M. 14 gennaio 2008.

La "Vita nominale" indica il numero di anni nel quale la struttura deve essere usata per lo scopo per cui è stata progettata. La tabella seguente, in funzione del tipo di opera (provvisoria, ordinaria, grande), fornisce la durata della vita nominale dell'edificio (V_N).

Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

	TIPO DI COSTRUZIONE	Vita Nominale (V_N) (anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva 1.	≤ 10

2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale:	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o d'importanza strategica.	≥ 100

Il **coefficiente d'uso** è definito in base alle **classi d'uso** che si basano a sua volta sul livello di affollamento dell'edificio o al loro interesse strategico. In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise nelle seguenti **classi d'uso**:

Classe I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli,
Classe II	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni d'emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
Classe III	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti nella classe IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
Classe IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie del tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Ai fini della definizione sismica di progetto si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale con specifiche analisi. In mancanza di queste si può far riferimento ad un approccio semplificato sulla base di categorie di suolo riportate nella seguente tabella:

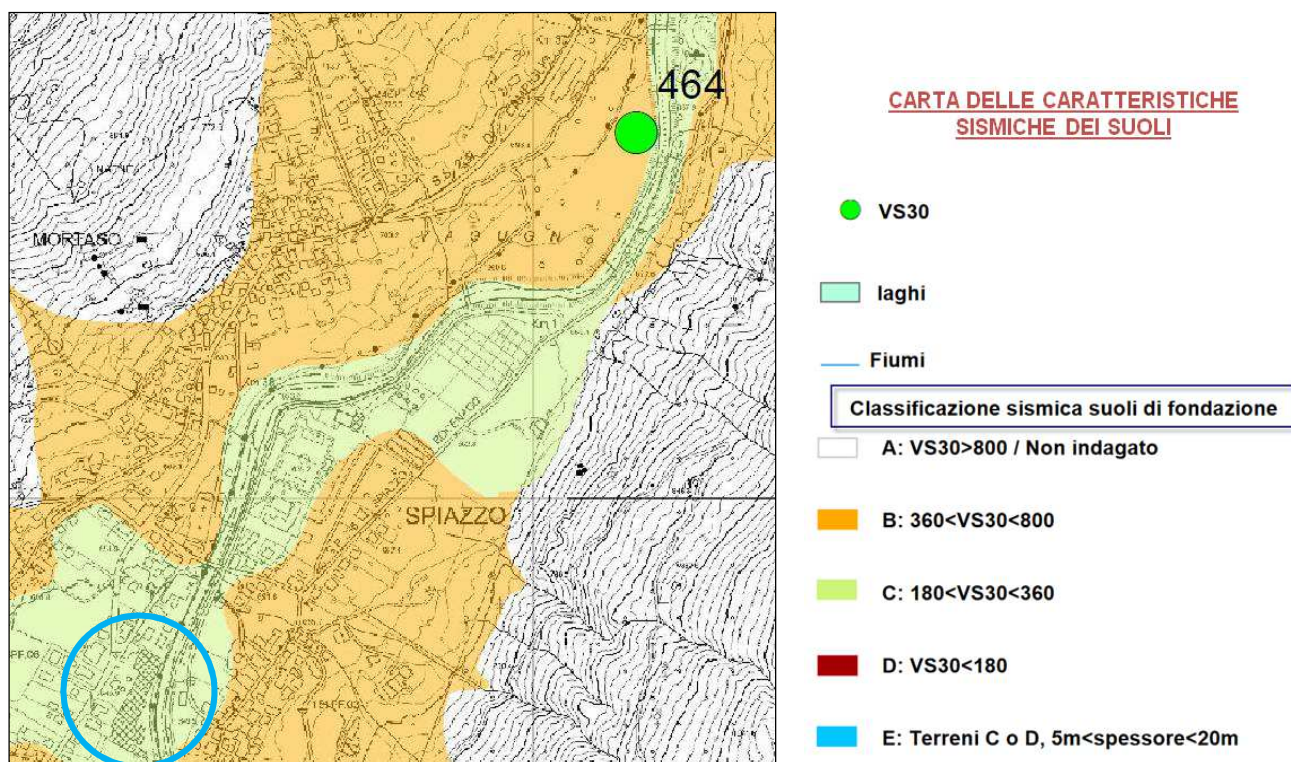
Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di V_{S30} superiori a 800 m/sec, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti con spessore superiore a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} compresi tra 360m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $C_u > 250\text{kPa}$ nei terreni a grana fine).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o di terreni a grana fine mediamente consistenti con spessore superiore a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} compresi tra 180m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < C_u < 250\text{kPa}$ nei terreni a grana fine).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_u < 70\text{kPa}$ nei terreni a grana fine).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C e D per spessori non superiori a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800\text{ m/s}$).
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di V_{S30} inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_u < 20\text{ kPa}$), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fine di

	bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o di qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

In pratica la Normativa antisismica nazionale classifica i terreni, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, in 5 categorie principali (dalla A alla E), cui sono state aggiunte altre due (S1 – S2), per le quali sono richiesti studi speciali per definire l'azione sismica da considerare, sulla base del parametro V_{S30} che rappresenta la velocità media delle onde S dei primi trenta metri di sottosuolo.

Al fine di valutare l'azione sismica di progetto è indispensabile una valutazione delle caratteristiche elastiche del terreno che possono essere ricavate con prove SPT (Standard Penetration Test) in un foro di sondaggio o con prospezioni sismiche che consentano una valutazione della velocità delle onde di taglio fino ad una profondità di 30 m al di sotto del piano di posa delle fondazioni; al fine della definizione dell'azione sismica di progetto, l'area d'indagine rientra nella categoria "C" (vedi estratto dalla cartografia del Servizio Geologico della PAT).



Per definire compiutamente gli spettri di risposta elastica in accelerazione delle componenti orizzontali è necessario determinare il *coefficiente di amplificazione stratigrafica* " S_s " ed il *coefficiente di amplificazione topografica* " S_T ".

Categoria topografica

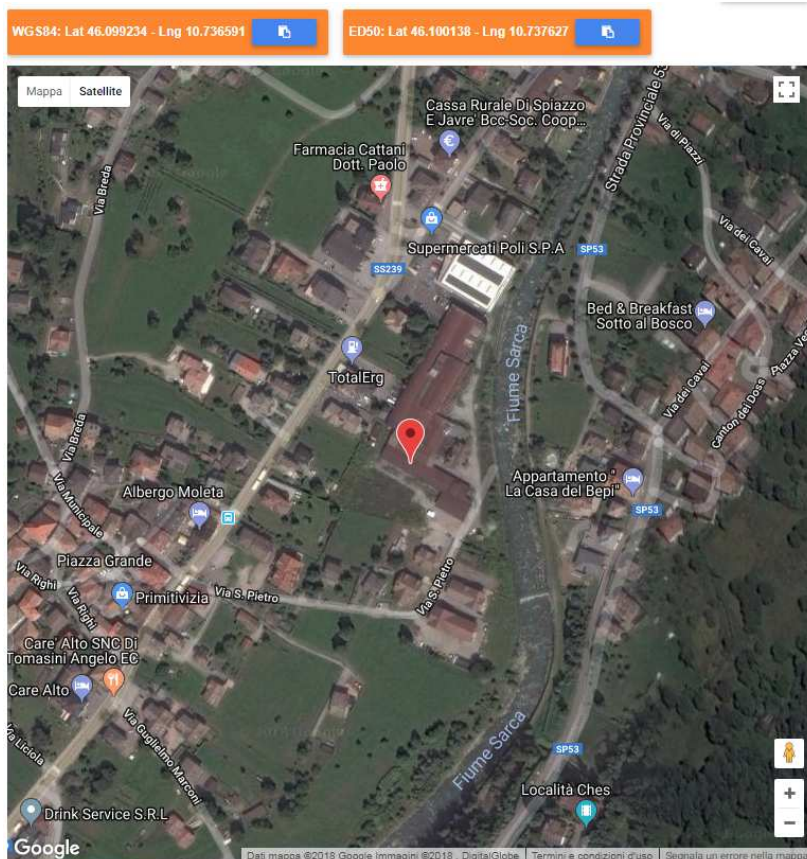
Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$.
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq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

Valori massimi del coeff. di amplificazione topografica S_T

Categoria	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S _T
T1	-	1.0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio.	1.2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo.	1.2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo.	1.4

L'area d'intervento presenta in generale una pendenza inferiore a 15° e pertanto il coefficiente di amplificazione topografica è 1.0.

Si riporta una tabella dei parametri di pericolosità sismica ed una tabella con i coefficienti sismici necessari per definire compiutamente gli spettri di risposta elastici in accelerazione delle componenti orizzontali riferite ai siti in oggetto.



Stati limite



Classe Edificio

II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali...



Vita Nominale

50




Interpolazione

Media ponderata

CU = 1



Stato Limite	Tr [anni]	a _g [g]	F ₀	T _c * [s]
Operatività (SLO)	30	0.026	2.501	0.186
Danno (SLD)	50	0.032	2.535	0.206
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.064	2.672	0.314
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.080	2.725	0.329
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			


Coefficienti sismici


 Tipo Muri di sostegno NTC 2018 ▼

☐ Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.


H (m) us (m)

 1  0.1

 Cat. Sottosuolo C ▼


 Cat. Topografica T1 ▼

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,50	1,50
CC Coeff. funz categoria	1,83	1,77	1,54	1,52
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

☐ Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]  0.6



Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.000	0.022	0.037	0.000
kv	--	0.011	0.018	--
Amax [m/s²]	0.384	0.469	0.947	1.183
Beta	--	0.470	0.380	--


Coefficienti sismici


 Tipo Fronti di scavo e rilevati ▼

☐ Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.


H (m) us (m)

 1  0.1

 Cat. Sottosuolo C ▼


 Cat. Topografica T1 ▼

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,50	1,50
CC Coeff. funz categoria	1,83	1,77	1,54	1,52
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

☐ Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]  0.6



Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.000	0.022	0.037	0.000
kv	--	0.011	0.018	--
Amax [m/s²]	0.384	0.469	0.947	1.183
Beta	--	0.470	0.380	--


Coefficienti sismici


 Tipo Stabilità dei pendii e fondazioni ▼

☐ Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.


H (m) us (m)

 1  0.1

 Cat. Sottosuolo C ▼

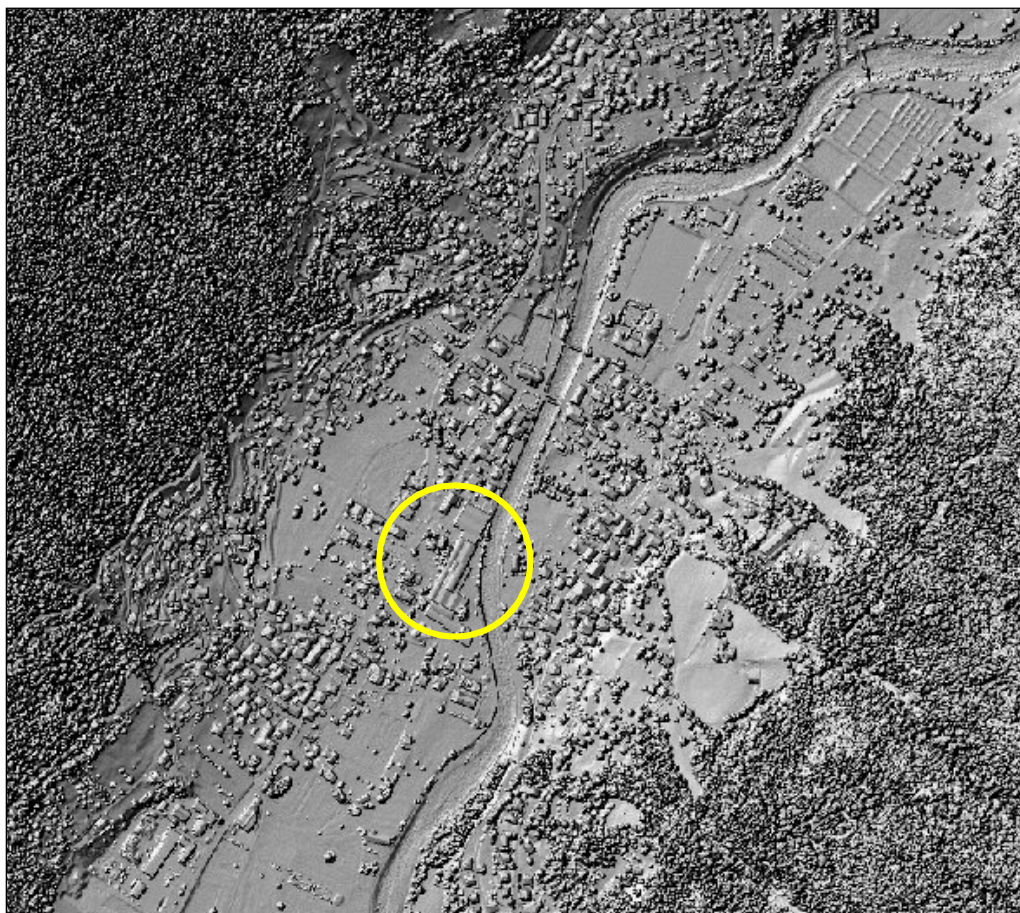
 Cat. Topografica T1 ▼

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,50	1,50
CC Coeff. funz categoria	1,83	1,77	1,54	1,52
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

☐ Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]  0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.008	0.010	0.019	0.024
kv	0.004	0.005	0.010	0.012
Amax [m/s²]	0.384	0.469	0.947	1.183
Beta	0.200	0.200	0.200	0.200

4. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO E GEOLOGICO



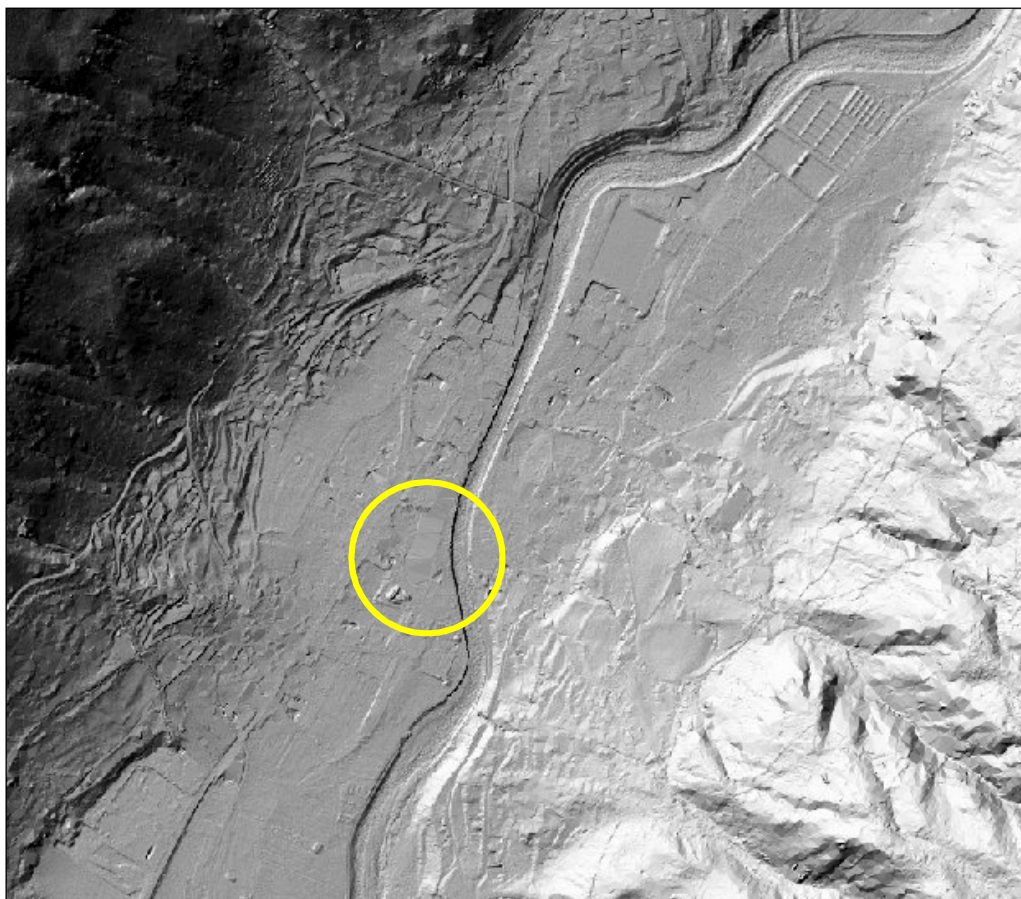
Rappresentazione della morfologia dell'area in esame: immagini tratte dalla cartografia LIDAR della PAT

L'area oggetto dello studio si sviluppa nel fondovalle subpianeggiante della Val Rendena, nel tratto in destra idrografica che si estende tra le conoidi su cui sorgono a nord Mortaso ed a sud Borzago.

In questo punto si individuano in fondovalle le modeste conoidi alluvionali facenti capo a corsi d'acqua che hanno profondamente scavato il fianco montuoso, in particolare quella del Rio di Mortaso; a monte di esse, che hanno pendenza moderata, il versante assume acclività notevole, che raggiunge valori più marcati in corrispondenza delle vallecole d'incisione; queste ultime risalgono con andamento subparallelo, tanto da far ipotizzare una possibile impostazione tettonica.

In considerazione della ampiezza limitata, la piana di fondovalle è percorsa quasi completamente dal fiume che compie numerosi meandri, sospinto contro il fianco montuoso opposto dall'impostazione delle piccole conoidi; la zona in esame si colloca in uno dei pochi tratti in cui il corso d'acqua ha andamento pressoché rettilineo.

La superficie risulta subpianeggiante, racchiusa tra l'argine del fiume e la strada statale; la superficie originaria sia stata profondamente rimaneggiata per esigenze legate all'agricoltura e soprattutto all'espansione urbanistica, essa digrada con acclività moderata verso sud-sud-ovest; come ben visibile anche nella cartografia LIDAR messa a disposizione dalla PAT on line (vedi estratti soprastanti), si identificano bene gli antichi terrazzi di erosione, le vecchie zone di esondazione, ecc..



Per quanto riguarda la superficie topografica circostante, essa si presenta omogenea ed in questo punto **non si registrano situazioni di dissesto idrogeologico, manifestazioni morfogenetiche accentuate, aree interessate da frane o scivolamenti; non si trovano linee di deflusso né impluvi che possano far affluire sul sito di intervento grandi quantità di acque di ruscellamento** (vedi capitolo 5).

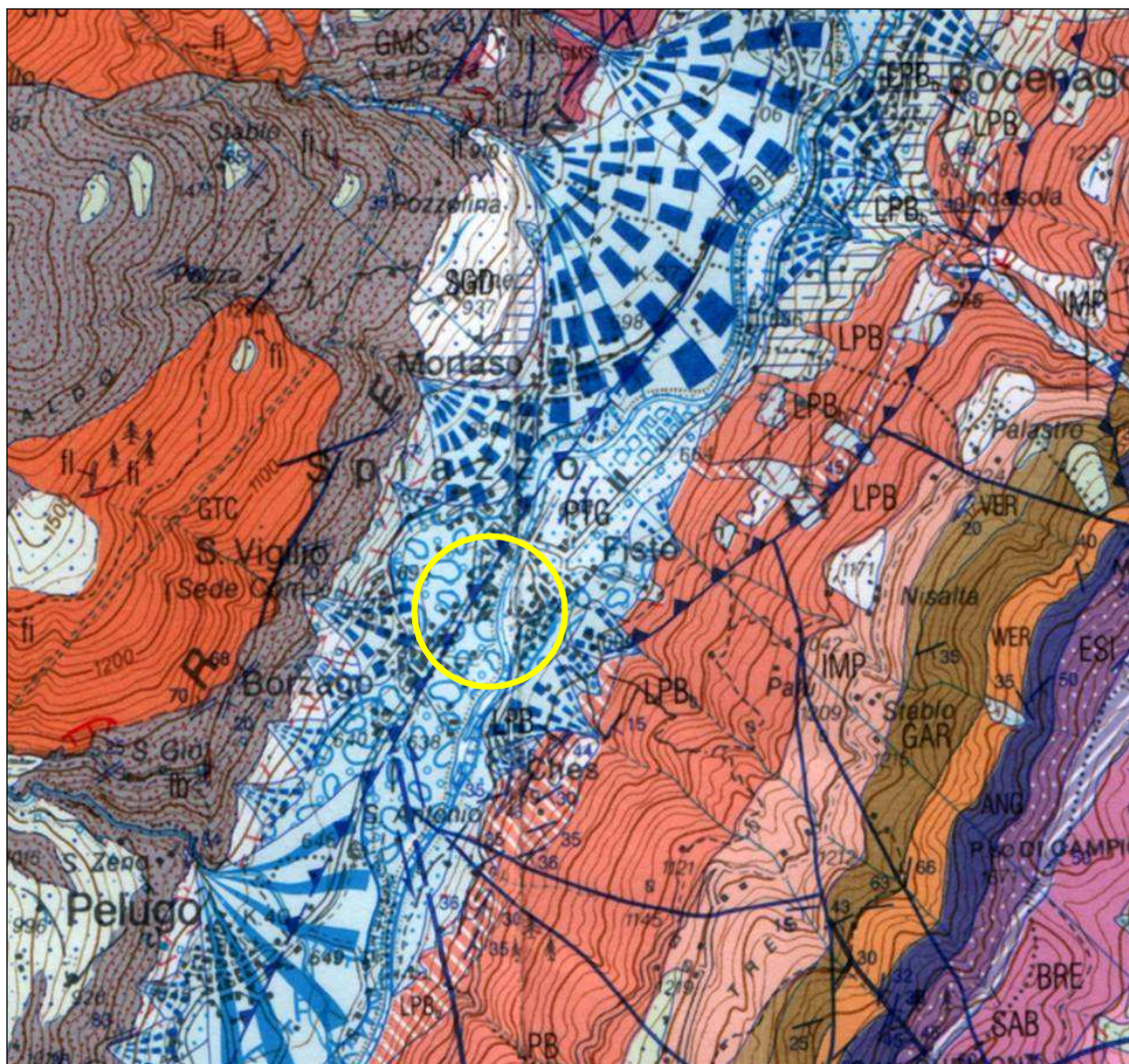
L'inquadramento geologico dell'area in esame presenta una situazione schematizzabile nel modo seguente:

- 1) roccia in posto costituente il substrato litoide, che risulta affiorante in questo tratto inferiore del versante, ove si registra una acclività accentuata ed in corrispondenza delle principali incisioni;
- 2) depositi quaternari con origine glaciale, la cui estensione ed il cui spessore risultano estremamente variabili, e che si sviluppano prevalentemente sulle aree a bassa pendenza di terrazzo;
- 3) materiali di copertura morenico-detritico e di disfacimento del substrato, posti a rivestimento della roccia;
- 4) depositi alluvionali e di conoide di deiezione che si estendono su tutta l'area centrale della valle.

Nella zona sono quindi presenti le seguenti formazioni:

- *substrato roccioso*: risulta evidente in questa porzione del rilievo montuoso ove l'effetto della fratturazione tettonica, del rimaneggiamento dovuto al passaggio glaciale ed alle acque di ruscellamento, ed infine una parziale alterazione, in particolare dei

termini metamorfici, hanno modificato notevolmente le caratteristiche tipiche dei termini litologici; la roccia è costituita sul versante occidentale da rocce granitiche, legate alla massa intrusiva del plutone dell'Adamello, e metamorfiche, mentre sul versante orientale da vulcaniti e dalla successione triassica;



Estratto da : "Carta geologica d'Italia", foglio 059 Tione di Trento, scala 1:50.000

- *depositi di disfacimento del substrato misti a materiale morenico rimaneggiato*: si rinvencono a copertura del versante, con spessori solitamente decimetrici ma che possono svilupparsi per alcuni metri in quanto spesso sfumano nella porzione superficiale fratturata ed alterata del substrato roccioso filladico. Sono costituiti da materiale eterogeneo, ghiaioso-sabbioso in matrice sabbio-limosa, comprendente blocchi e massi, con disposizione caotica e litologicamente riferibile alle rocce presenti in sito. Per lo più questo materiale, poggiante sugli strati degradati delle rocce metamorfiche e vulcaniche, risulta rimaneggiato e mescolato con quello litologicamente estraneo e con elementi maggiormente arrotondati proveniente dai soprastanti depositi morenici;
- *depositi glaciali di tipo morenico (QUATERNARIO)*: si rinvencono su ampie aree dei versanti ed in particolare possono raggiungere spessori significativi in corrispondenza delle aree subpianeggianti o poco acclivi dei terrazzi. La granulometria è solitamente

molto eterogenea, riferibile a sabbie e ghiaie in matrice sabbiosa debolmente limosa, con struttura talora caotica e con locali intercalazioni di sedimenti più fini. All'interno del deposito sono riscontrabili blocchi arrotondati con volume di alcuni metri cubi e litologia esclusivamente granitica; essi frequentemente sono presenti in accumuli, ma si rinvencono anche sporadicamente all'interno del sedimento. I ciottoli presenti nel deposito hanno forme subarrotondate e natura litologica pressoché esclusivamente granitica: in alcuni tratti essi costituiscono un accumulo di elementi con dimensioni simili, con scarsa matrice. A tratti, in special modo presso le parti più acclivi del versante, si riscontra un mescolamento con materiale detritico derivante dal disfacimento delle rocce che costituiscono il substrato;

– *depositi alluvionali e di conoide alluvionale*: derivano dal trasporto solido principalmente del fiume Sarca, e secondariamente dei torrente minori allo sbocco delle loro incisioni nella valle principale; la natura dell'accumulo corrisponde a ghiaie e sabbie con ciottoli di dimensioni eterogenee, più o meno fortemente arrotondati secondo l'entità del trasporto subito, con ciottoli e massi anche di grandi dimensioni in matrice sabbiosa, a tratti limosa. La natura litologica degli elementi lapidei è varia e riferibile essenzialmente alle rocce metamorfiche che si rinvencono nel bacino idrogeologico del torrente; in considerazione delle modalità di deposizione del materiale (fasi di piena e di esondazione del torrente, e relative regressioni) e delle caratteristiche delle rocce a monte, sono rinvenibili all'interno del sedimento letti a granulometria fine, spesso disposti con forma lenticolare.

5. SITUAZIONE IDROLOGICA

5.1 Verifica idraulica 1999

Il fiume Sarca è un corso d'acqua che ha mostrato notevoli problematiche di carattere idrologico, legate soprattutto alla possibilità di assumere portate molto consistenti in relazione alla presenza delle zone glaciali in vicinanza e dei considerevoli apporti dalle linee di flusso laterali. Per tale motivo il suo alveo è stato oggetto di continui interventi e studi da parte dei Servizi provinciali, in particolare dell'ASSM ed ora del Servizio Bacini Montani.

Al fine della descrizione della situazione idrologica locale, nello studio di compatibilità si riportano alcune considerazioni contenute nelle relazioni tecniche (relazione tecnica e relazione idraulica) del progetto a cura del S.B.M. **“LAVORI DI CONSOLIDAMENTO DI ALVEO E SPONDE DEL TORRENTE SARCA PRESSO SPIAZZO - P.N. 61”** – 2009, tra cui in particolare:

“La verifica idraulica non ha individuato problematiche di contenimento della portata di piena nel tratto, nemmeno in corrispondenza degli attraversamenti. I problemi del tratto sono invece di altra natura, legati in particolari alle dinamiche di escavazione e in stabilizzazione sull'esterno curva (sponda sinistra)

L'intervento di progetto consiste quindi in un consolidamento del fondo e delle strutture arginali a rischio con l'utilizzo di tecniche specialistiche.

L'analisi idraulica ha inoltre permesso di valutare le grandezze necessarie al dimensionamento delle opere progettate.”

A completamento dell'analisi eseguita e sopra sinteticamente riassunta, che si esaurisce pochi metri a monte del sito in esame, è stata sviluppata un'ulteriore verifica idraulica (a cura dell'Ing. G. Marcazzan) che abbraccia il tratto di alveo dal ponte quasi fino a Pelago, riportata per esteso nell'elaborato "STUDIO DI COMPATIBILITA' PER LA VARIANTE 2011 DEL P.R.G. DI SPIAZZO RENDENA – ATTUAZIONE DEL PIANO DI RECUPERO N.2 "AREA EX ILLE" – EDIFICIO DA ADIBIRE AD ATTIVITA' COMMERCIALE, in relazione alla D.G.P. n. 627 /2010 "Misure di semplificazione a modificazione e integrazione della deliberazione della Giunta provinciale n. 1387 di data 30 maggio 2008" - marzo 2012. **Sia lo studio originario che la nuova verifica idraulica, non hanno messo in evidenza problematiche legate al deflusso delle acque di piena nella zona in esame, e quindi di esondazione.**

5.2 Consolidamento dell'argine

La verifica idraulica eseguita dal Servizio Bacini Montani della PAT non individua quindi problematiche legate al deflusso delle acque di piena nella zona in esame, ma nel tratto studiato si sono previsti interventi di consolidamento delle strutture arginali, **analogamente a quanto già fatto nella zona oggetto del presente studio.**

A seguito di un episodio di dissesto avvenuto a seguito dell'evento di piena del 1999, infatti, tutto il tratto di alveo dal ponte fino alla curva del fiume, ben più a valle della zona in esame, è stato oggetto di un importante intervento di rafforzamento delle arginature, eseguito con micropali nella porzione non danneggiata e con muri adeguatamente dimensionati in quella ove si era verificato il crollo (intervento eseguito in somma urgenza), a distanza dalla zona in esame.

La dettagliata documentazione riportata nello studio di compatibilità (gentilmente fornita dal Servizio Bacini Montani – Ufficio di Zona 1) mostra l'intervento di consolidamento e rafforzamento dell'arginatura eseguito con doppia fila di micropali e cordolo di rafforzamento della base fondazionale del muro d'argine; le opere sono tali da garantire l'integrità del manufatto.



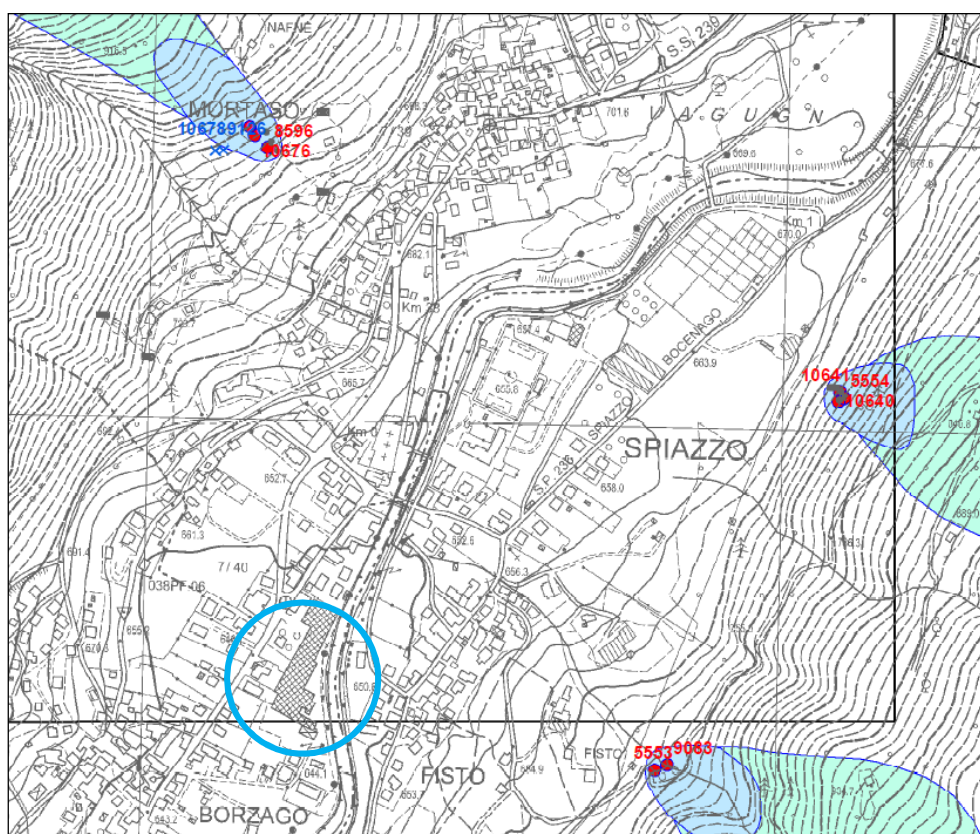
Sopra: si iniziano i lavori che interessano l'argine in destra idrografica, a monte della zona in esame

Nella pagina seguente: lavori in fase di conclusione sulla sponda in destra idrografica, si noti il tratto di muro crollato nel 1999 (colore chiaro) ove non sono stati posti i pali in quanto già realizzato con fondazioni adeguate



6. SITUAZIONE IDROGEOLOGICA

Entro le profondità raggiunte nel corso dell'intervento edificatorio in oggetto non è presente una falda acquifera, che si colloca presumibilmente nella porzione inferiore del materasso alluvionale che riempie il fondo della valle in questo punto. Non si riscontrano lungo la superficie della conoide evidenze di filtrazioni o venute a giorno di acqua, sorgenti o sedimenti con forti contenuti di umidità (vedi anche estratto sottostante della Carta delle Risorse Idriche della PAT).



Legenda

Zona di Tutela Assoluta

-  Sorgenti
-  Sorgenti Minerali
-  Acque Superficiali
-  Pozzi

Zona di Rispetto Idrogeologico

-  Sorgenti, Sorgenti Minerali, Acque Superficiali e Pozzi

Zona di Protezione Idrogeologica

-  Sorgenti, Sorgenti Minerali, Acque Superficiali e Pozzi

◀ altre sorgenti non disciplinate dall'art.21 del P.U.P.

Allo stato attuale, in considerazione della situazione morfologica e geologica locale, si possono escludere preoccupanti innalzamenti di eventuali livelli di falda profondi; la vicinanza con l'alveo e la permeabilità dei depositi può determinare che in condizioni eccezionali la falda di subalveo possa manifestarsi a distanza relativamente ridotta dal piano campagna, tuttavia le testimonianze raccolte in sito escludono che nei locali interrati vicini (ad esempio nel magazzino del supermercato) si siano mai verificati fenomeni di alluvionamento.

7. CONCLUSIONI

In base ai sopralluoghi, ai dati esistenti ed alle verifiche effettuate, è stato riconosciuto che l'area individuata (**pp.ed. 689, 690, 808, e dalle pp.ff. 262/3, 312/1, 1602 del C.C. di Borzago nel territorio comunale di Spiazzo**) può essere considerata idonea dal punto di vista geologico alla realizzazione delle opere in progetto. Il presente elaborato è stato sviluppato riportando:

- nel capitolo 2 l'inquadramento topografico;
- nel paragrafo 3.1 la collocazione nella carta di sintesi geologica;
- nel paragrafo 3.2 la collocazione nella cartografia del P.G.U.A.P.;
- nel paragrafo 3.3 la stima della pericolosità sismica in riferimento a quanto richiesto dal D.M. 14 gennaio 2008;
- nel capitolo 4 l'inquadramento geologico e geomorfologico;
- nel capitolo 5 la situazione idrologica;
- nel capitolo 6 la collocazione del sito nella Carta delle Risorse idriche della PAT.

Il presente elaborato è redatto in ottemperanza ai contenuti del D.M. 14 gennaio 2008 “Nuove norme tecniche per le costruzioni” e soddisfa i requisiti urbanistici e normativi di rilevanza geologica per cui costituisce documento progettuale idoneo per il rilascio della concessione ad edificare. In corso d'opera si dovrà controllare la corrispondenza tra il modello geologico di riferimento assunto in progetto e la situazione effettiva, differendo di conseguenza il modello geotecnico ed il progetto esecutivo, così come previsto dalla normativa di settore.

Trento, aprile 2018



COMMITTENTE:

SOCIETA'

F.LLI POLI S.P.A.

Via Alto Adige, 242

38121 TRENTO

P.IVA 00120820220

PIANO DI RECUPERO "AREA EX ILLE", RELATIVO ALLE PP.ED. 689, 690, 808, E
PP.FF. 262/3, 312/1, 1602, IN C.C. BORZAGO, NELL'ABITATO DI SPIAZZO
RENDENA

RELAZIONE GEOTECNICA SULLE INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E
MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO (CONTIENE LE VERIFICHE
GEOTECNICHE DEL PROGETTO DEFINITIVO)

aprile 2018

Per presa visione, il Progettista:



STUDIO DI GEOLOGIA

dott. Paolo Passardi

Via Milano, 58 - 38122 Trento

Telefono e Fax 0461/261109

C.F. PSSPLA61M28L378V P. IVA 01438490227

1. SITUAZIONE STRATIGRAFICA E PARAMETRAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI COSTITUENTI IL SOTTOSUOLO

1.1. Situazione geologica

Per quanto si riferisce alla situazione geologica si rimanda alla sezione precedente.

1.2 Dati geotecnici esistenti

La zona ove si procederà al Piano di Recupero è posta in un'area non interessata in tempi recenti da nuove costruzioni, per cui non sono disponibili molte informazioni relative al sottosuolo, non essendo stati realizzati interventi che hanno permesso di possedere conoscenze geotecniche e/o stratigrafiche. I dati derivanti dagli studi ambientali e quelli forniti dalla campagna geognostica appositamente effettuata hanno tuttavia permesso di considerare notevolmente omogenea la situazione in questo tratto della piana alluvionale, con presenza di sedimenti grossolani che si estendono in profondità.

Al fine di confermare quanto ipotizzato si è predisposta una campagna geognostica che ha visto la realizzazione di tre sondaggi meccanici, spinti alla profondità di 15 m, disposti in modo da comprendere l'intera area (vedi corografia di seguito).



1.3 Indagini a mezzo sondaggi meccanici

Per definire puntualmente la situazione litostratigrafica locale e per fornire la base per una caratterizzazione dal punto di vista geotecnico il sottosuolo dell'area interessata

dell'intervento in progetto, nel mese di dicembre 2017 la Società Georicerche ha realizzato sotto la supervisione dello scrivente una campagna di indagini geognostiche che ha comportato l'esecuzione di n° 3 sondaggi meccanici a carotaggio continuo, spinti a profondità pari a 15 m. Essi sono stati posizionati in modo da fornire la maggior informazione possibile, disponendoli secondo un triangolo ideale che consenta un esame di tutte le zone in cui si suddivide l'intervento in progetto.

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE QUALITÀ UNI EN ISO 9001:2008 CERTIFICATO DA SGS				Certificato n° 158/2017/S-S1 del 15/12/2017				Verbale di accettazione n° 158/2017/S-S1 del 07/11/2017				Commissa: 158/2017/S											
Autorizzazione del Ministero delle Infrastrutture n. 5023 del 24/05/2011 esecuzione e certificazione di indagini geognostiche, prelievo di campioni e prove in sito art. 59 D.P.R. 380/2001 - Circolare 7619/STC del 08/09/10												Committente: F.lli Poli S.p.A.				Sondaggio: S1							
												Riferimento: Spiazzo di Rendena (TN)				Data: 04-06/12/2017							
												Coordinate:				Quota:							
												Perforazione: A carotaggio continuo - Perforatrice Comacchio GEO 601											
SCALA 1:50												STRATIGRAFIA								Pagina 1/1			
DESCRIZIONE																							
q	R	A	P _z	metri sond.	LITOLOGIA	Profondità m	Intervallo S.F.T.	per m															
									Sabbia limosa di colore da grigio a marrone chiaro, con elementi ghiaiosi eterodimensionali poligenici da sub-angolari a sub-arrotolati (diam. max. 4cm).														
				1		1,5	43-50/7cm	Ri	Ghiaia eterodimensionale poligenica da sub-angolare a sub-arrotolata (clasti con diam. max. 5cm), con ciottoli sub-angolari (diam. max. 11cm). Colore grigio-beige.														
				2		2,1			Trovante in granito.														
				3		2,5			Ghiaia fine sabbiosa di colore da grigio a marrone scuro, con elementi ghiaiosi eterodimensionali da sub-angolari a sub-arrotolati (diam. max. 3cm) e rari ciottoli sub-angolari (diam. max. 9cm).														
				4		2,5			Trovante in granito.														
				5		3,0	18-28-41	Ri	Ghiaia fine, sabbiosa, di colore da grigio a marrone scuro, con elementi ghiaiosi eterodimensionali da sub-angolari a sub-arrotolati (diam. max. 3cm) e rari ciottoli sub-angolari (diam. max. 9cm). Diminuisce la matrice sabbiosa da 2,5+3,0m, prevalentemente ghiaia grossa sub-arrotolata (diam. max. 4cm).														
				6		3,6			Ghiaia eterodimensionale poligenica da sub-angolare a sub-arrotolata (clasti con diam. max. 5cm), debolmente sabbiosa alla base, di colore da grigio a marrone chiaro.														
				7		4,5	30-42-48	Ri	Presenza sporadica di ciottoli da sub-angolari a sub-arrotolati (diam. max. 8cm).														
				8		4,5			Trovante in granito.														
				9		5,0			Ghiaia eterodimensionale poligenica da sub-angolare a sub-arrotolata (diam. max. 5cm), da sabbiosa a debolmente sabbiosa alla base. Colore marrone-nocciola.														
				10		6,0	1-6-50/5cm	Ri	Presenza sporadica di ciottoli sub-angolari (diam. max. 8cm).														
				11		6,2			Trovante in granito.														
				12		6,2			Sabbia, debolmente limosa al top, con ghiaia eterodimensionale poligenica da sub-angolare a sub-arrotolata (diam. max. 4cm), di colore marrone-nocciola.														
				13		7,5	11-39-43	Ri	Presenza sporadica di ciottoli sub-angolari (diam. max. 8cm).														
				14		8,2			Trovante in granito.														
				15		8,2			Ghiaia eterodimensionale poligenica sub-arrotolata (clasti con diam. max. 4cm), con ciottoli sub-arrotolati (diam. max. 8cm). Colore grigio-marrone.														
				16		9,0			Trovante in granito.														
				17		9,0	1-3-50/5cm	Ri	Trovante in granito.														
				18		9,0			Sabbia colore nocciola con elementi ghiaiosi eterodimensionali poligenici sub-arrotolati (diam. max. 3cm).														
				19		9,0			Trovante in granito.														
				20		9,0			Sabbia con ghiaia eterodimensionale poligenica da sub-angolare a sub-arrotolata (diam. max. 5cm).														
				21		9,0			Colore marrone chiaro.														
				22		10,0			Trovante in granito.														
				23		10,0			Ghiaia eterodimensionale poligenica da sub-angolare a sub-arrotolata (diam. max. 5cm), sabbiosa di colore marrone chiaro, con ciottoli da sub-angolari a sub-arrotolati e frammenti di trovanti.														
				24		10,5	10-18-34	Ri	Incremento frazione sabbiosa alla base.														
				25		10,5			Trovante in granito.														
				26		10,9			Sabbia, a tratti debolmente limosa, con ghiaia fine di colore marrone-nocciola.														
				27		11,1			Sparsi elementi ghiaiosi eterodimensionali poligenici sub-arrotolati (diam. max. 4cm).														
				28		11,1			Trovante in granito.														
				29		11,4			Sabbia, a tratti debolmente limosa, con ghiaia fine di colore marrone-nocciola.														
				30		11,7			Sparsi elementi ghiaiosi eterodimensionali poligenici sub-arrotolati (diam. max. 4cm).														
				31		11,7			Trovante in granito.														
				32		12,0	14-50/10cm	Ri	Sabbia, a tratti debolmente limosa, con ghiaia fine di colore marrone-nocciola.														
				33		12,0			Presenza di elementi ghiaiosi eterodimensionali poligenici sub-arrotolati (diam. max. 4cm) e rari ciottoli sub-arrotolati (diam. max. 8cm).														
				34		12,0			Trovante di natura calcareo-silicea di colore rosso.														
				35		13,0	18-50/1cm	Ri	Sabbia con ghiaia eterodimensionale poligenica sub-arrotolata (clasti con diam. max. 4cm) di colore nocciola.														
				36		13,0			Presenza di rari ciottoli sub-arrotolati (diam. max. 8cm).														
				37		13,0			Passaggi con aumento frazione ghiaiosa fine da 13,2+13,4m.														
				38		13,6			Trovante in granito.														
				39		13,6			Sabbia con ghiaia eterodimensionale poligenica sub-arrotolata (clasti con diam. max. 4cm) di colore nocciola.														
				40		14,0			Presenza di rari ciottoli sub-arrotolati (diam. max. 8cm).														
				41		14,0			Passaggi con aumento frazione ghiaiosa fine da 14,2+14,5m.														
				42		14,0			Frammenti di trovanti in granito da 14,6+14,7m.														
127				43		15,0	50/5cm	Ri															
101				44		15,0																	

Foro attrezzato con piezometro a tubo aperto in PVC atossico (diam. 2").
Installato pozzetto in ferro a protezione del piezometro.

MR 7.5-03B

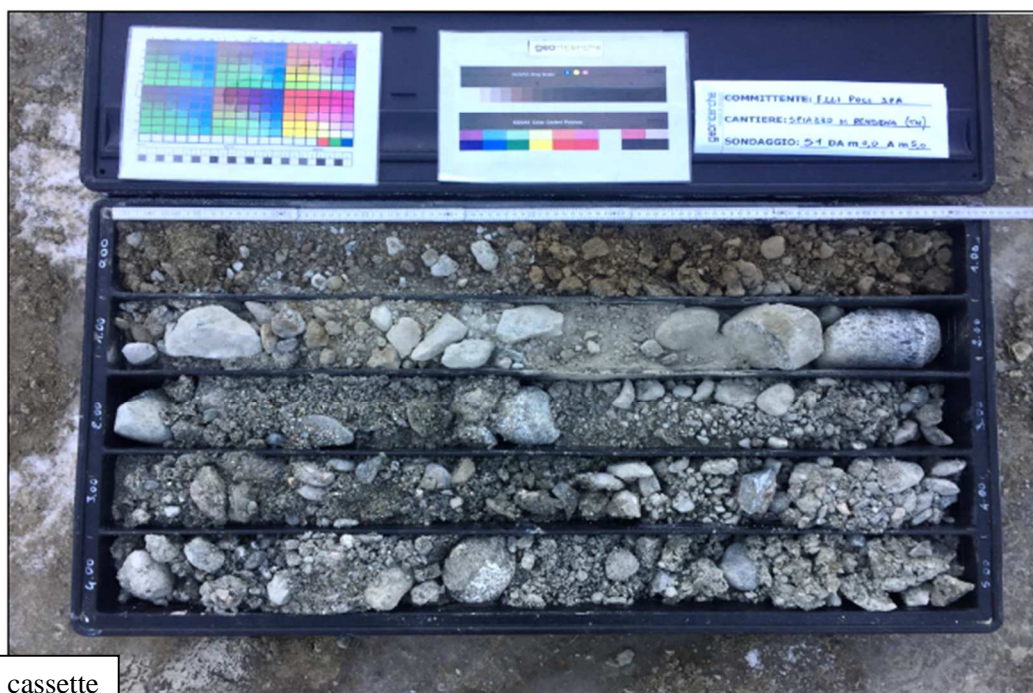
Foro attrezzato con piezometro a tubo aperto in PVC atossico (diam. 2").
Installato pozzetto in ferro a protezione del piezometro.

MR 7.5-03B

Il report in allegato contiene le stratigrafie (di cui un esempio nella pagina precedente) e le fotografie della cassette portacampioni (esempio nell'immagine sottostante).

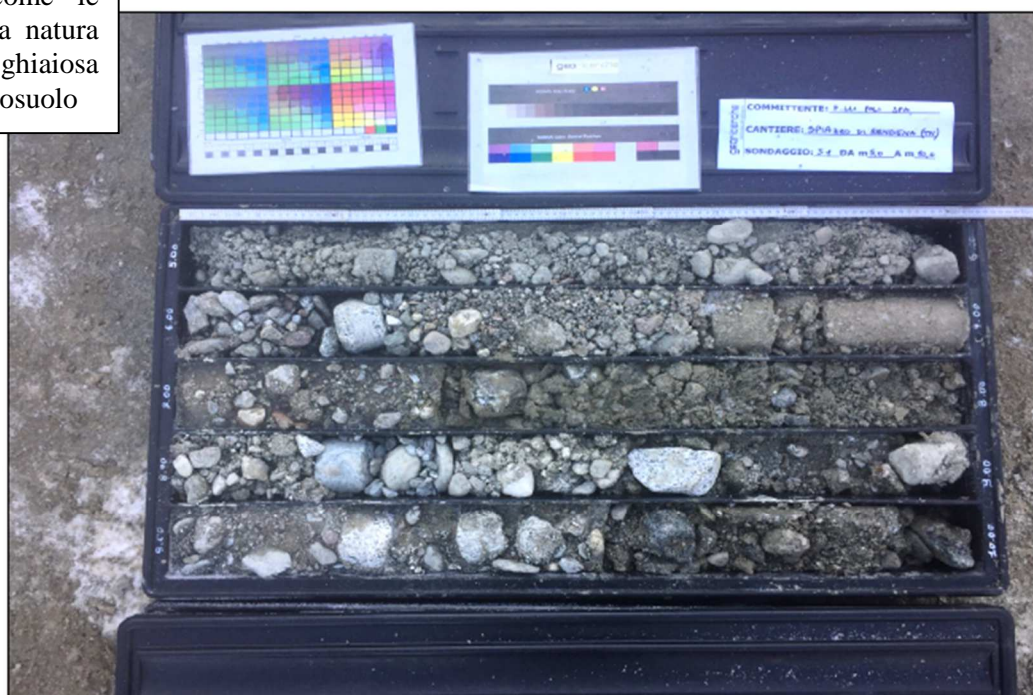
Nei sondaggi è stato collocato un piezometro con chiusino; la misurazione della profondità del livello superficiale di falda potrà consentire una ricostruzione dell'andamento quest'ultima nel tempo, permettendo di individuare il periodo più idoneo per la realizzazione degli scavi.

Committente: F.Ili Poli S.p.A.	Sondaggio: S1
Riferimento: Spiazzo di Rendena (TN)	Data: 04-06/12/2017
Fotografie - Pagina 1/2	Pagina 1



Cassetta n°1 - profondità da m 0,00 a m 5,00

Esempio di cassette portacampioni (S1: 0.0 – 10.0): si noti come le carote mostrino la natura prevalentemente ghiaiosa e sabbiosa del sottosuolo

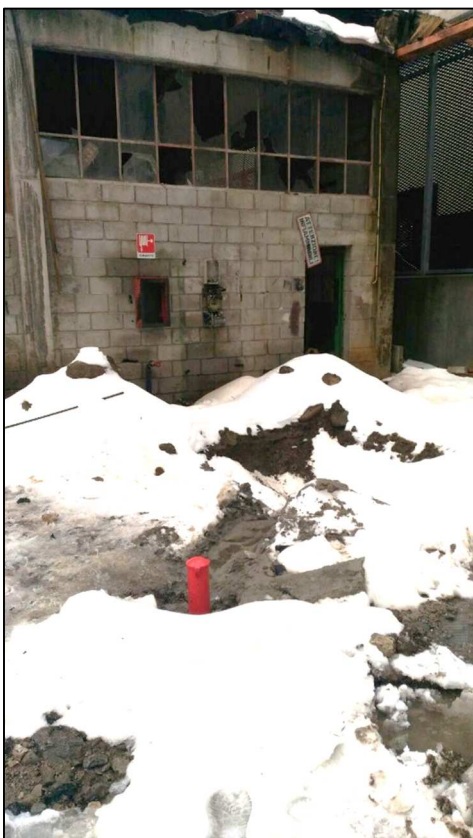
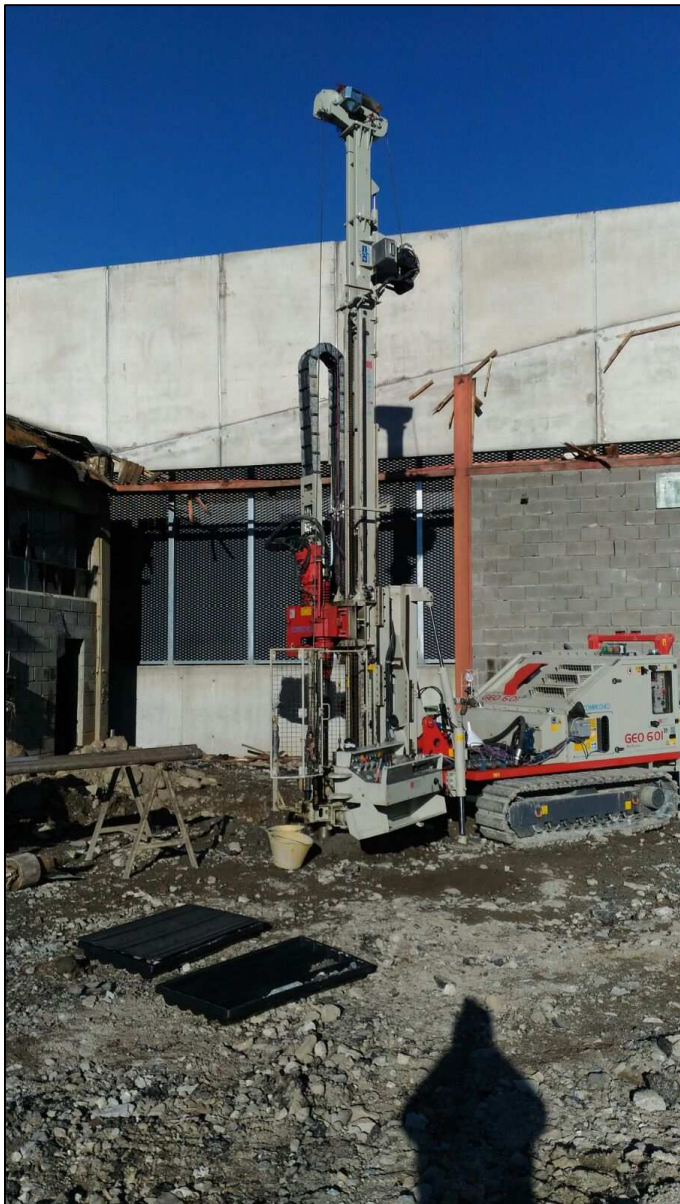


Cassetta n°2 - profondità da m 5,00 a m 10,00



Posizionamento della sonda per
l'esecuzione del sondaggio n.1

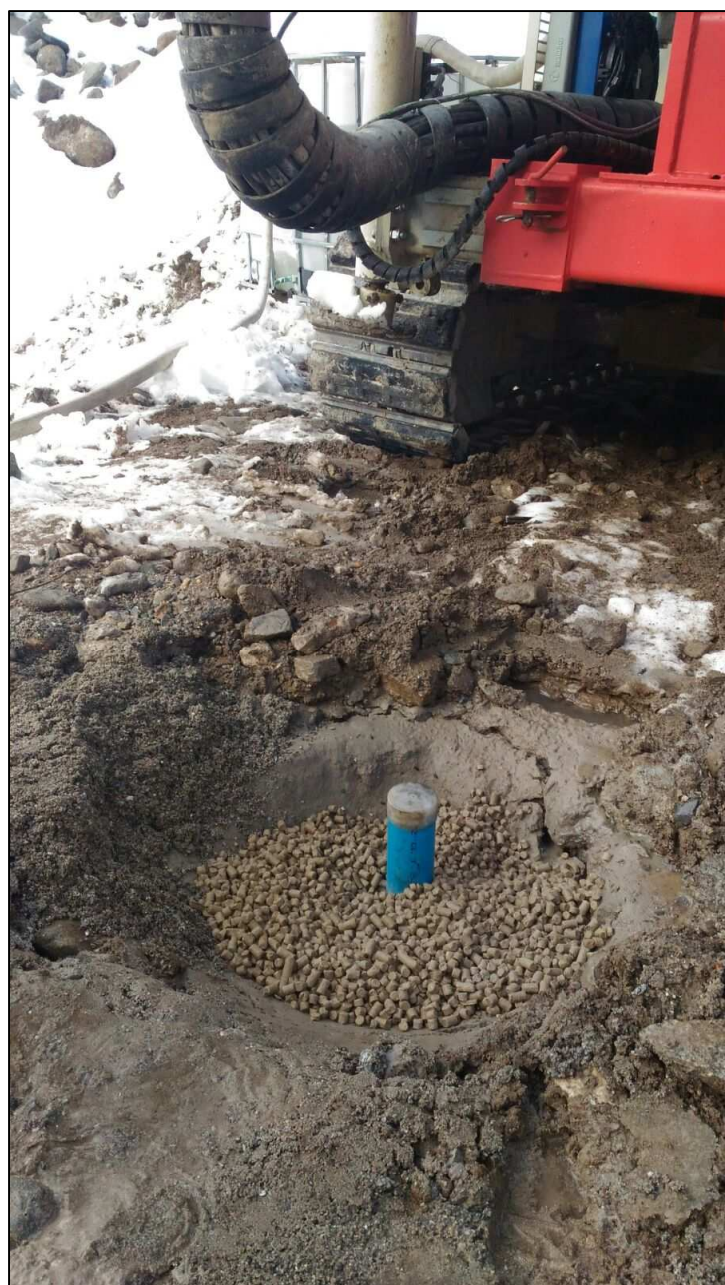




Posizionamento della sonda per
l'esecuzione del sondaggio n.2 e messa in
opera del piezometro



Posizionamento della sonda per
l'esecuzione del sondaggio n.3 e messa in
opera del piezometro

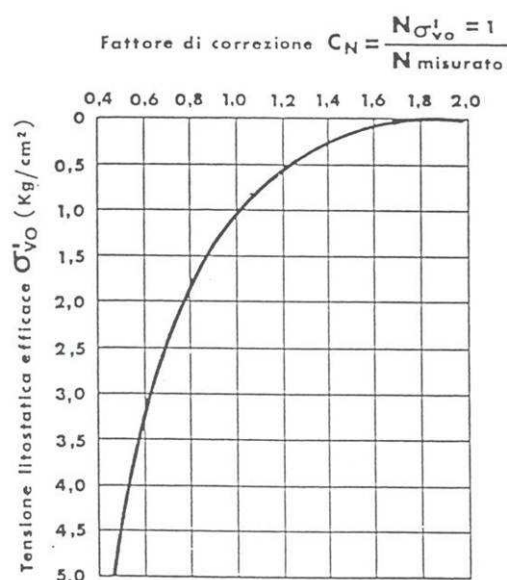


1.3 Parametrazione del terreno

La caratterizzazione stratigrafica e geotecnica del sottosuolo dell'area in oggetto è stata elaborata sulla base delle osservazioni dirette eseguite in sito, sulla base di dati stratigrafici e geotecnici rilevati nel corso degli studi precedentemente effettuati, nonché sui dati della campagna geognostica sviluppata a poche decine di metri di distanza.

Per caratterizzare dal punto di vista geotecnico il terreno, nei due fori di sondaggio sono state eseguite n° 30 prove SPT (Standard Penetration Test) che hanno interessato esclusivamente i depositi ghiaioso-sabbiosi. Poiché il numero dei colpi della prova SPT è influenzato dal valore della pressione litostatica, *Jamiolkowski* e al. (1985) hanno proposto un diagramma per omogeneizzare le misure base. Esso fornisce un coefficiente correttivo del numero dei colpi misurati alle varie quote per portarli al valore corrispondente alla pressione efficace $\sigma_{VO} = 1$ bar.

Nella tabella seguente sono riportati, oltre al valore di N_{SPT} , i valori corretti (N'_{SPT}) in funzione della pressione verticale efficace.



Fattore di correzione C_N di N_{SPT} per numero di colpi corrispondente alla pressione efficace $\sigma'_{VO} = 1,0 \text{ kg/cm}^2$ (da Gibbs ed Holtz).

La correzione relativa al carico litostatico va applicata solo per il calcolo della densità relativa e dell'angolo d'attrito, non per il calcolo della resistenza al taglio non drenata e dei parametri di deformabilità.

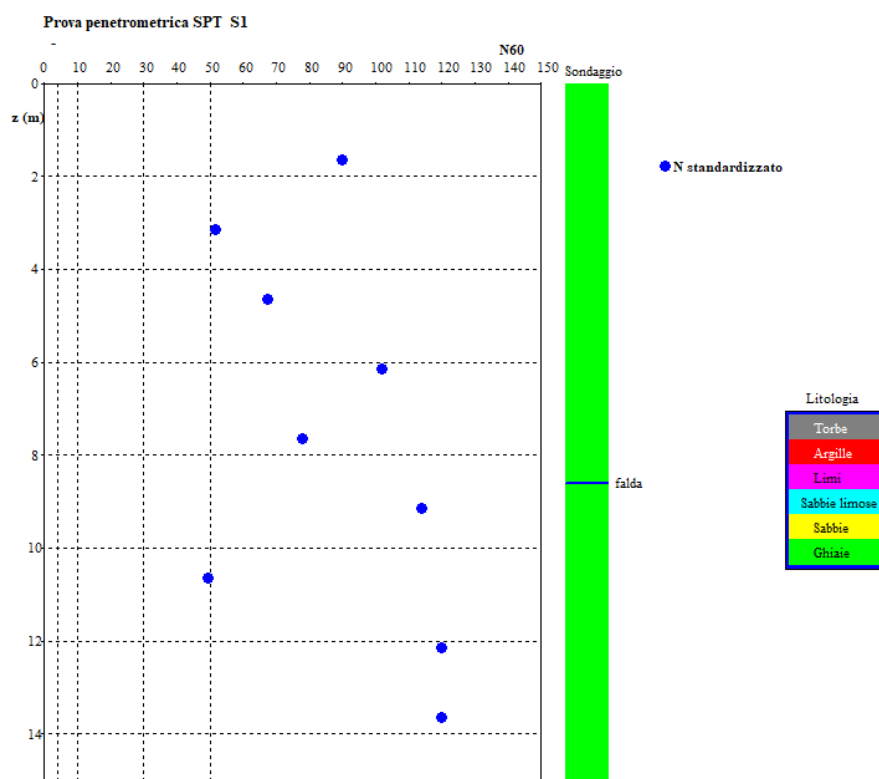
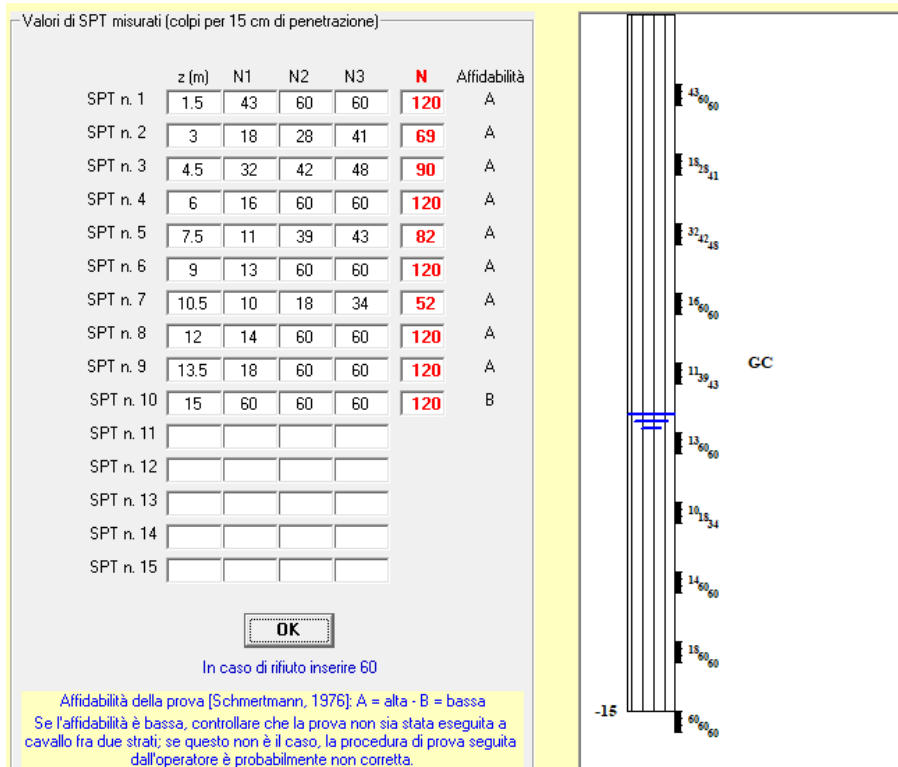
Per caratterizzare dal punto di vista geotecnico il materiale sciolto erano previste prove S.P.T. (*Standard Penetration Test*) nei fori di sondaggio; la prova consiste nell'infiggere nel terreno un campionario "Raymond", alla base del sondaggio e per mezzo di un'apparecchiatura a sganciamento automatico, per mezzo di un peso di 63,4 kg che cade da un'altezza di 75 cm; viene rilevato il numero di colpi necessario per la penetrazione di tre tratti consecutivi di 15 cm; il valore di N_{SPT} è dato dalla somma dei colpi relativi al 2° e 3° tratto ed è correlabile a diversi parametri geotecnici del terreno; in presenza di terreni molto grossolani o molto compatti l'infiissione del campionario non risulta possibile e quindi la prova viene portata a rifiuto.

La correzione relativa al carico litostatico va applicata solo per il calcolo della densità relativa e dell'angolo d'attrito, non per il calcolo della resistenza al taglio non drenata e dei parametri di deformabilità.

1.4 Caratterizzazione geotecnica

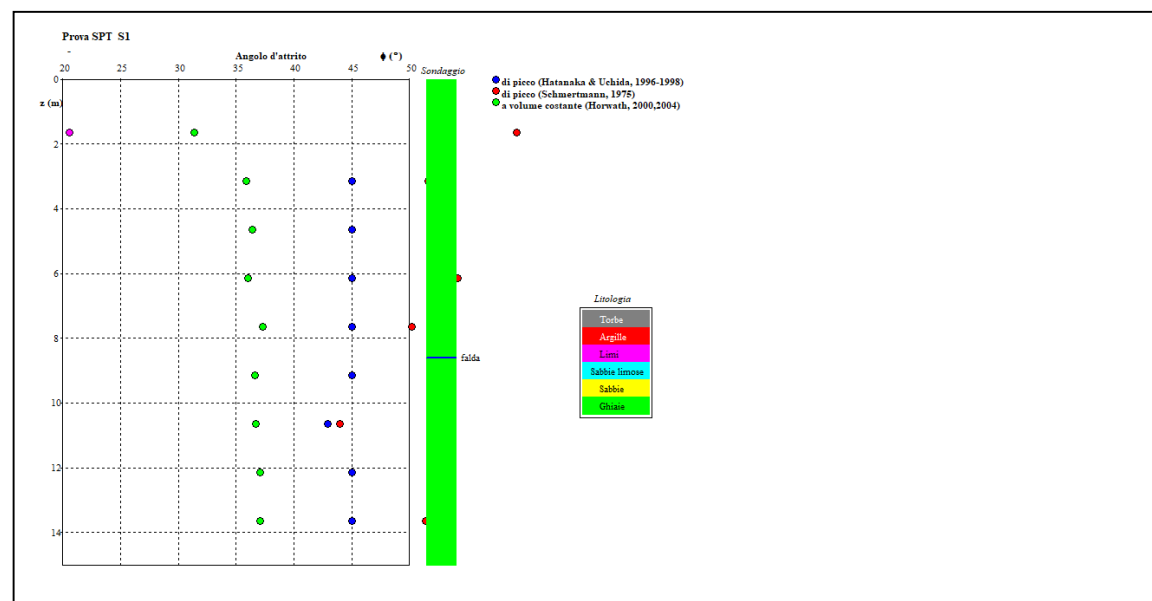
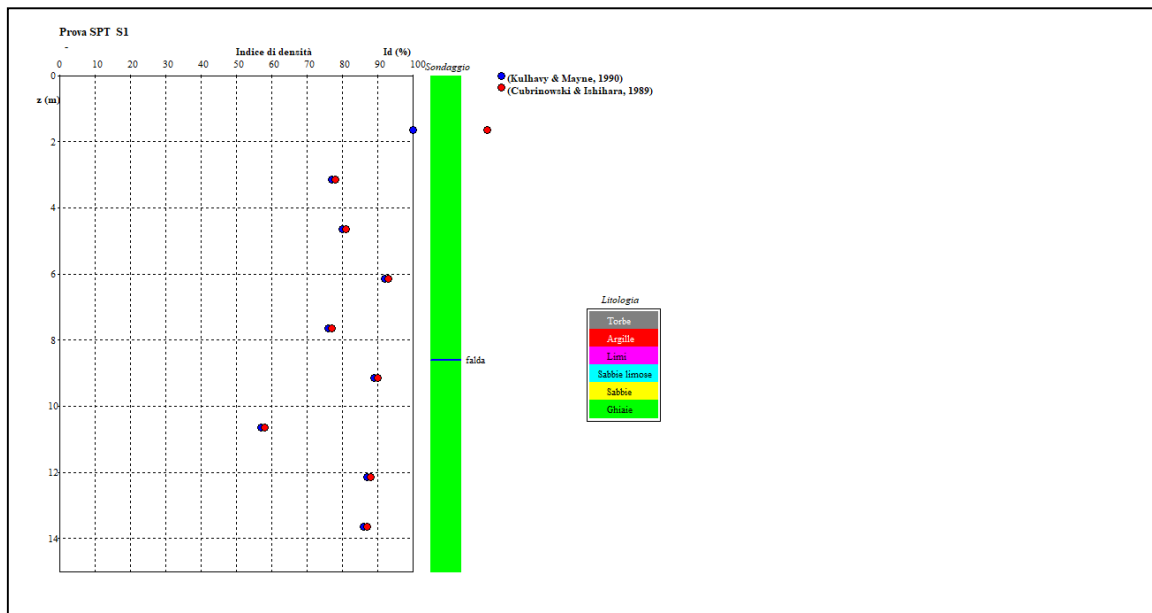
Si presentano le elaborazioni eseguite sui dati penetrometrici (SPT) entro ai fori dei carotaggi.

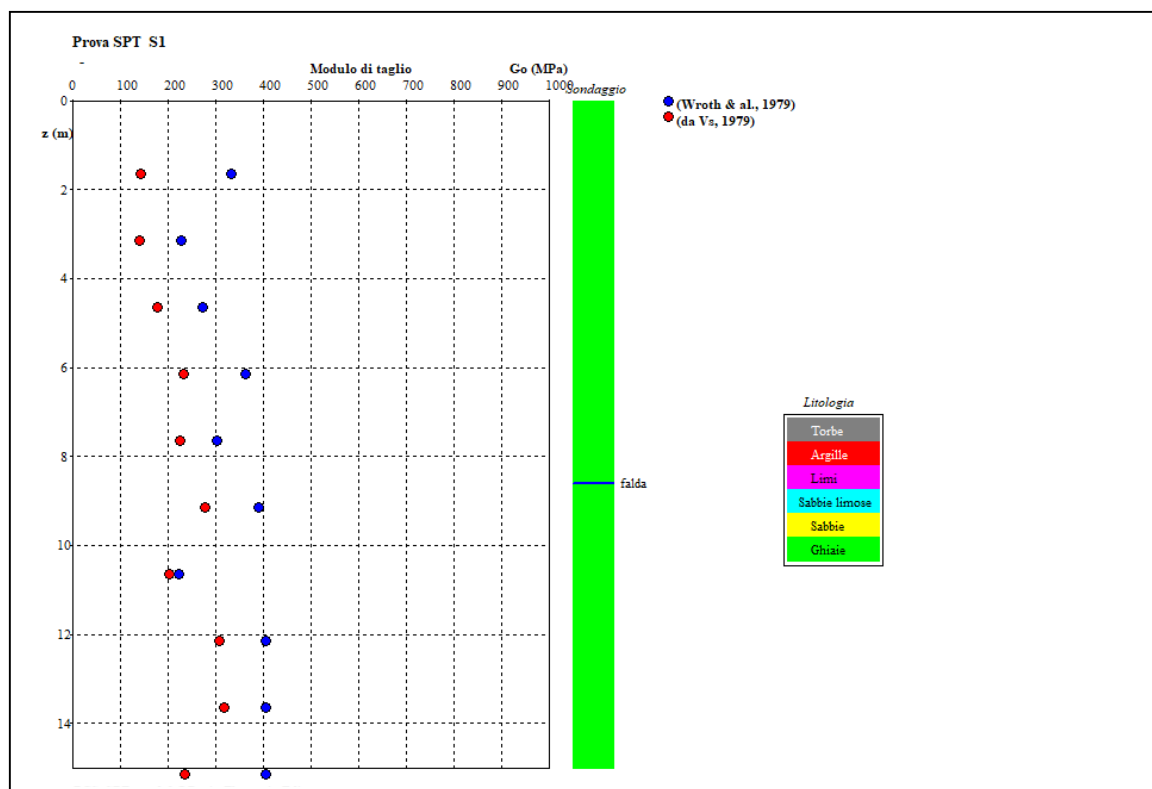
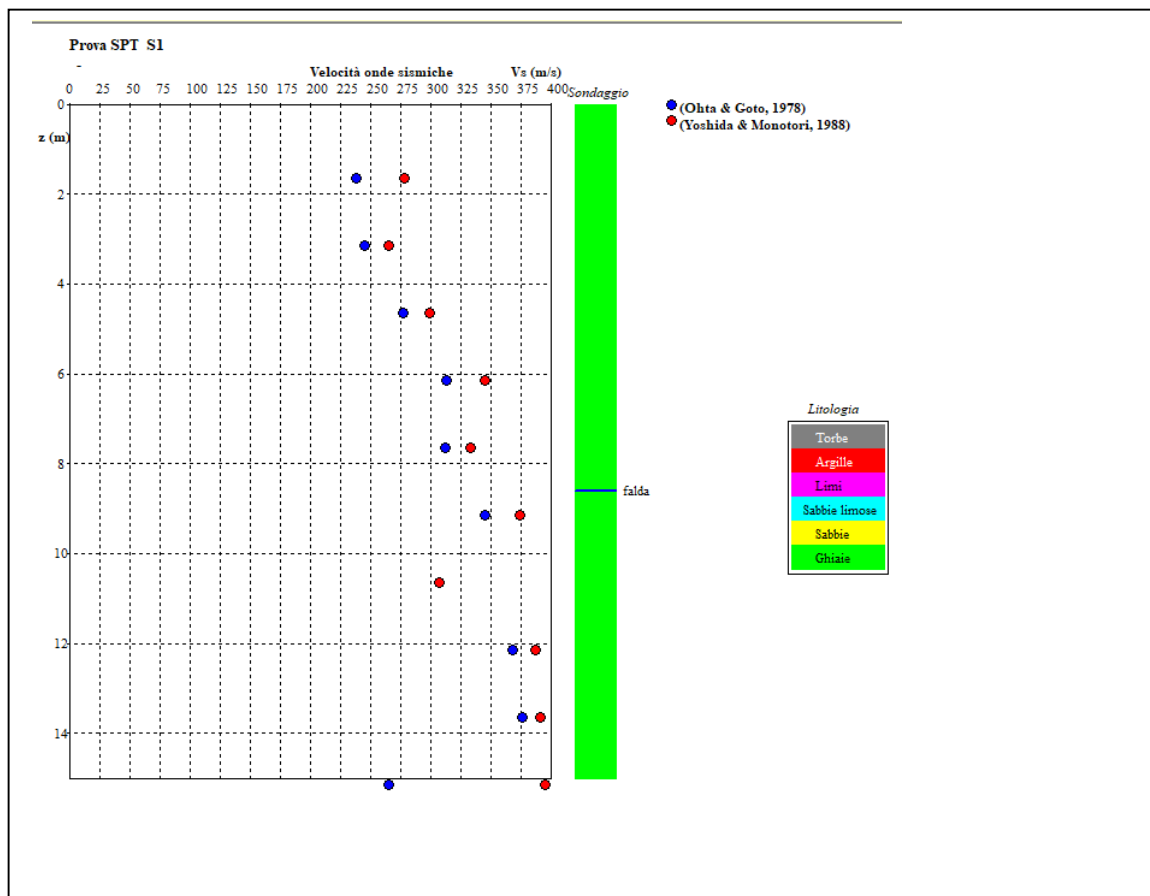
S1

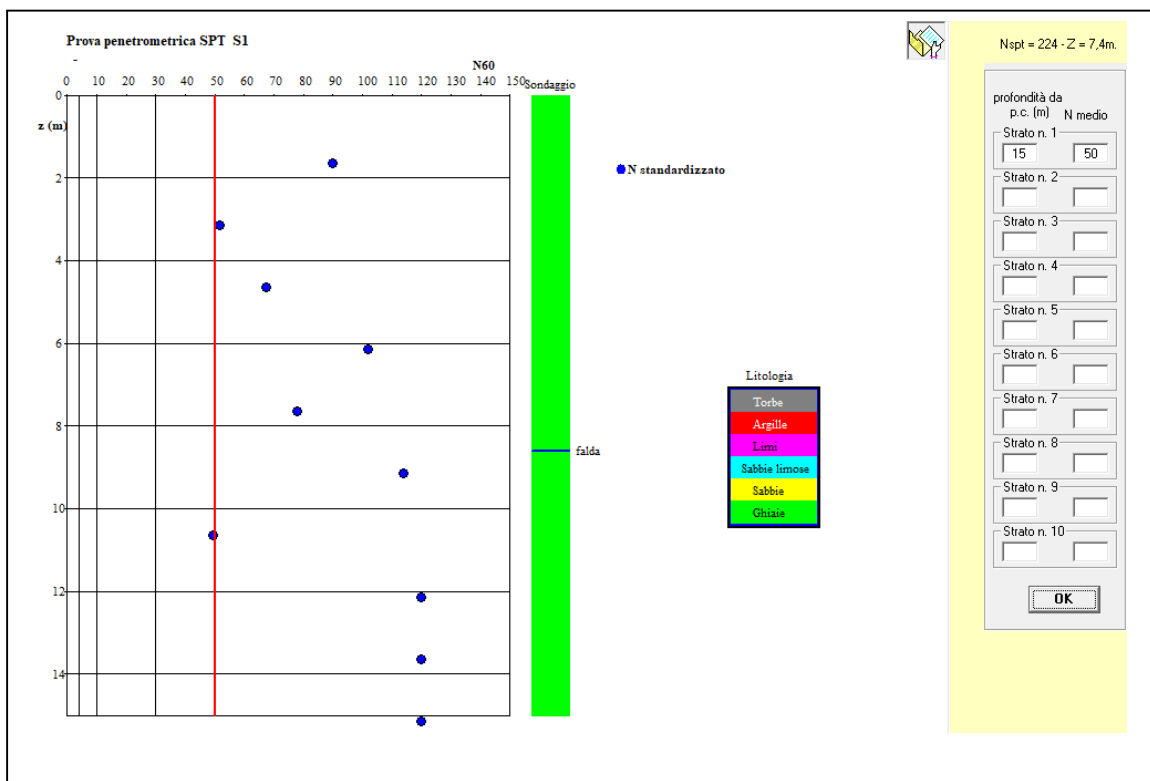
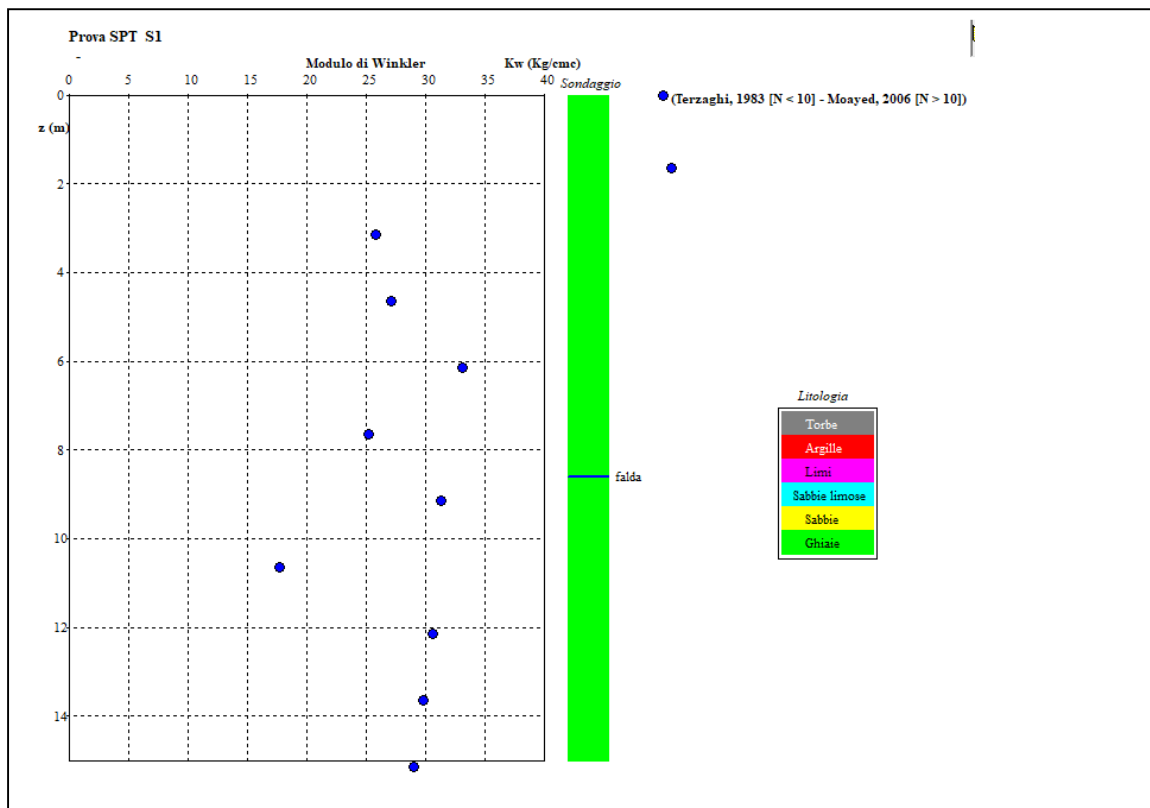


z	litologia	Nspt	g (kN/mc)	Id (%)	fi_p (°)	fi_vc (°)	Su (kPa)	OCR (-)	mu (-)	M (MPa)	E25 (MPa)	Go (MPa)	Vs (m/s)	w (Kg/cmc)
1,7	GW-GP	90	21	111	52,1	31,4			0,5065	80,1	88,1	237,1	258	50,71
3,2	GW-GP	51,75	21	78	48,3	35,9			0,4495	50,9	44,1	183,4	255	25,74
4,7	GW-GP	67,5	21	81	48,5	36,4			0,4525	63,3	48,9	225,2	288	27,05
6,2	GW-GP	102	21	93	49,6	36			0,469	88,8	63,3	296,5	329	33,05
7,7	GW-GP	77,9	21	77	47,6	37,3			0,439	71,2	47,9	262	323	25,14
9,2	GW-GP	114	21	90	48,8	36,6			0,457	97,3	62,6	333,5	360	31,28
10,7	GW-GP	49,4	21	58	43,4	36,7			0,376	49	31,1	211,2	307	17,63
12,2	GW-GP	120	21	88	48,5	37,1			0,4525	101,4	62,8	354,6	378	30,56
13,7	GW-GP	120	21	87	48,2	37,1			0,448	101,4	61,7	359,5	384	29,74
15,2	GW-GP	120	21	85	47,9	37,3			0,4435	101,4	60,7	364,5	390	29,01

Legenda	
gamma	= peso di volume [kN/mc]
Id	= Densità relativa [%]
phi(p)	= angolo d'attrito di picco [°]
phi(vc)	= angolo d'attrito a volume costante [°]
Su	= Resistenza al taglio non drenata [kPa]
OCR	= grado di sovraconsolidamento [-]
M	= modulo confinato [MPa]
Go	= modulo di taglio iniziale [MPa]
Vs	= velocità onde di taglio [m/s]
k	= modulo di reazione verticale [kg/cmc]







Stratigrafia

-15

Modello geotecnico per l'analisi fondazionale con metodi indiretti

GM - GC $[\gamma = 21 \mid \phi = 44 \mid Id = 87 \mid Su = 0 \mid Md = 49,5]$

γ = peso di volume umido (kN/mc)
 ϕ = angolo d'attrito (°)
 Id = indice di densità relativa (%)
 Su = resistenza al taglio non drenata (kPa)
 Md = modulo confinato (MPa)

Analisi fondazione su plinto

Larghezza della fondazione (m)

Lunghezza della fondazione (m)

Profondità d'iposta (m)

OK

Portata ammissibile

Valore di N60 medio statistico fra le profondità 0,5B e 2B

OK

Portata ammissibile per un cedimento di 25 mm: 1596,0 kPa

Dati per il calcolo dei cedimenti

Carico netto sulla fondazione (kPa)

Probabilità di stima nel calcolo del cedimento (%)

☐ Carico statico

☒ Carico dinamico

OK

Stima dei cedimenti

Metodo di Burland-Burbridge - Cedimento per la portata ammissibile: 0,5 cm

Metodo di Parry = 0,50 cm

Metodo di Sherif = 1,13 cm

Metodo di Burland-Burbridge - Idem a 20 anni: 1,3 cm

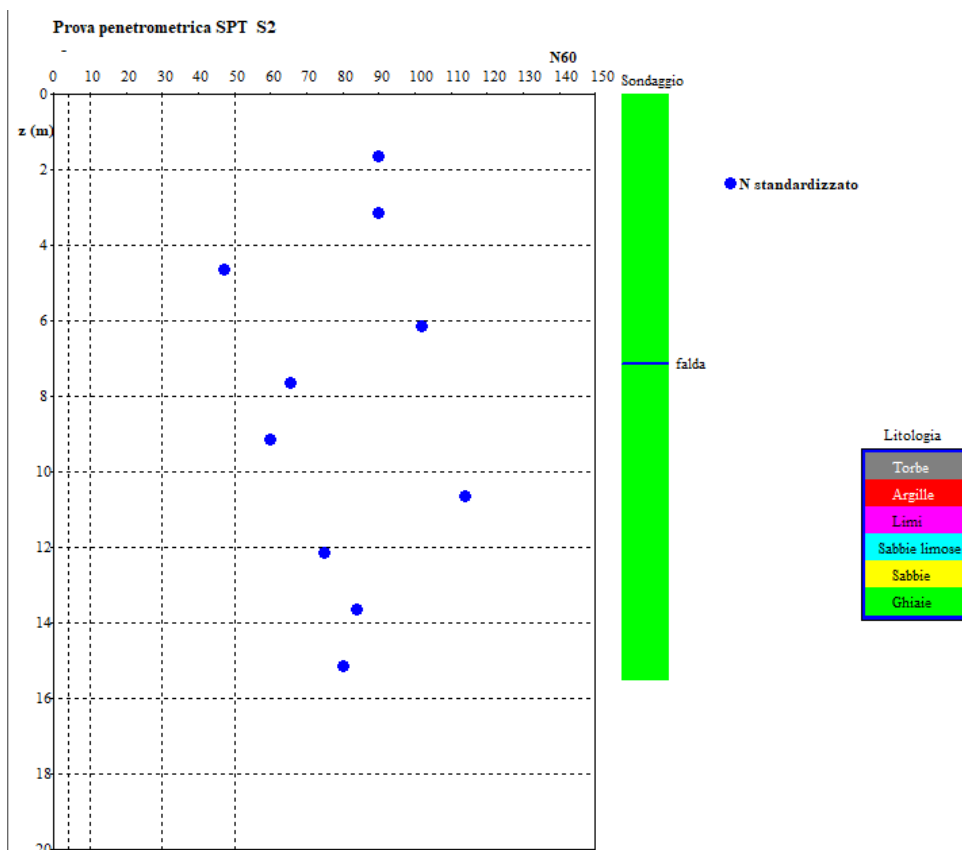
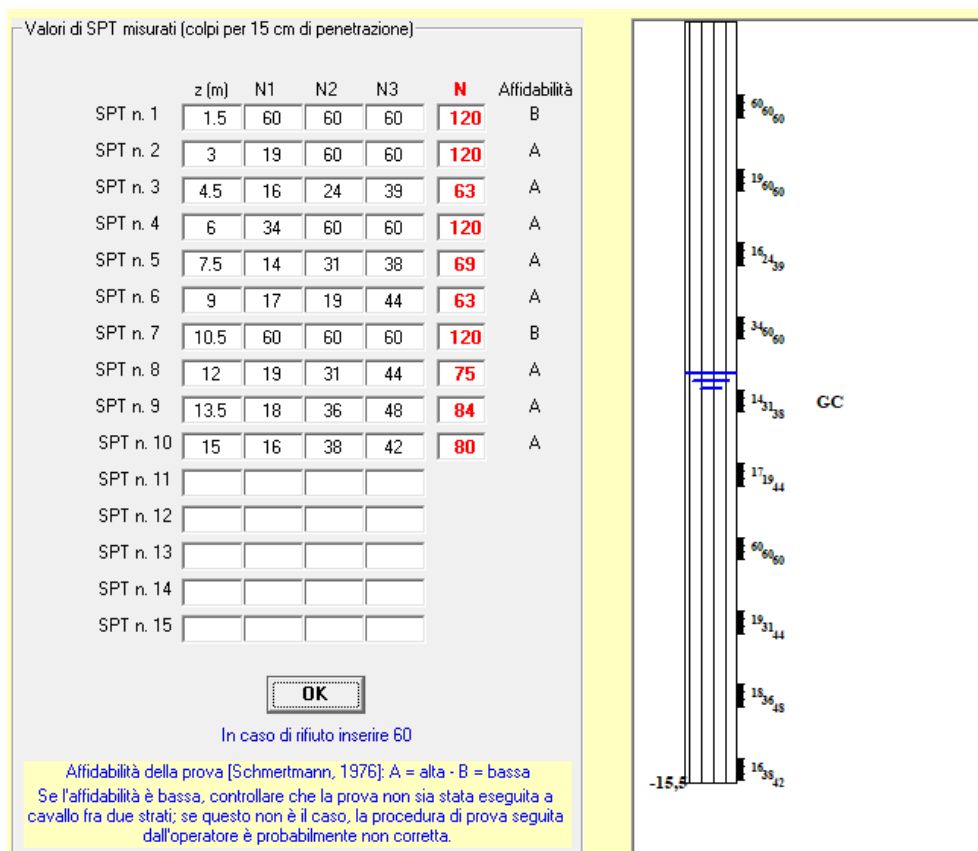
Metodo di Peck = 1,02 cm

Metodo di Anagnostopoulos = 0,42 cm

Cedimenti da prove in sito dinamiche

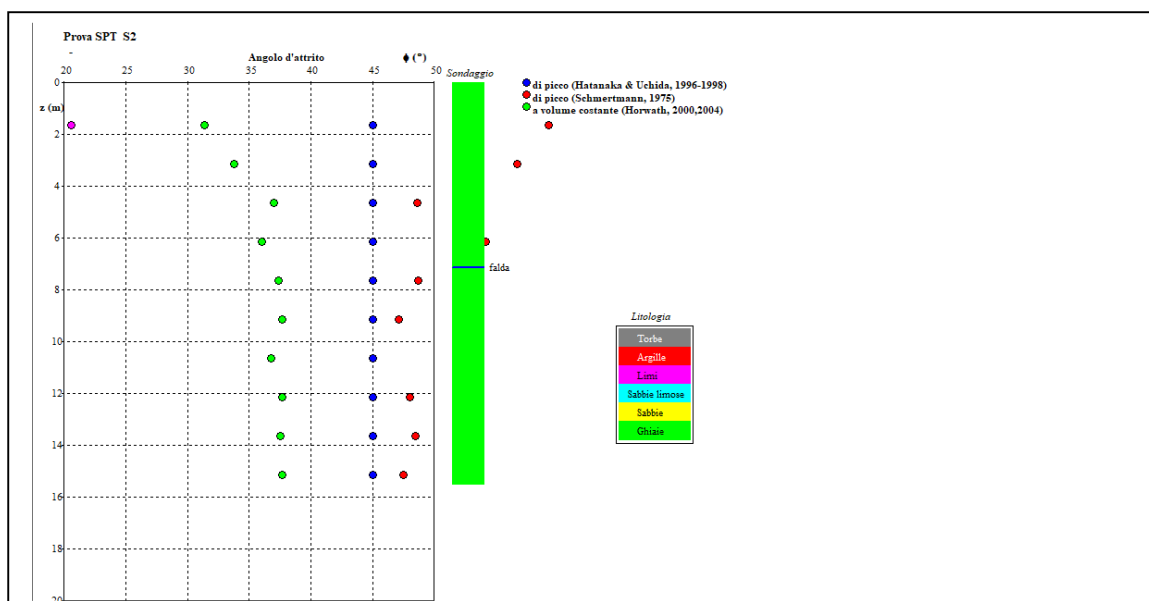
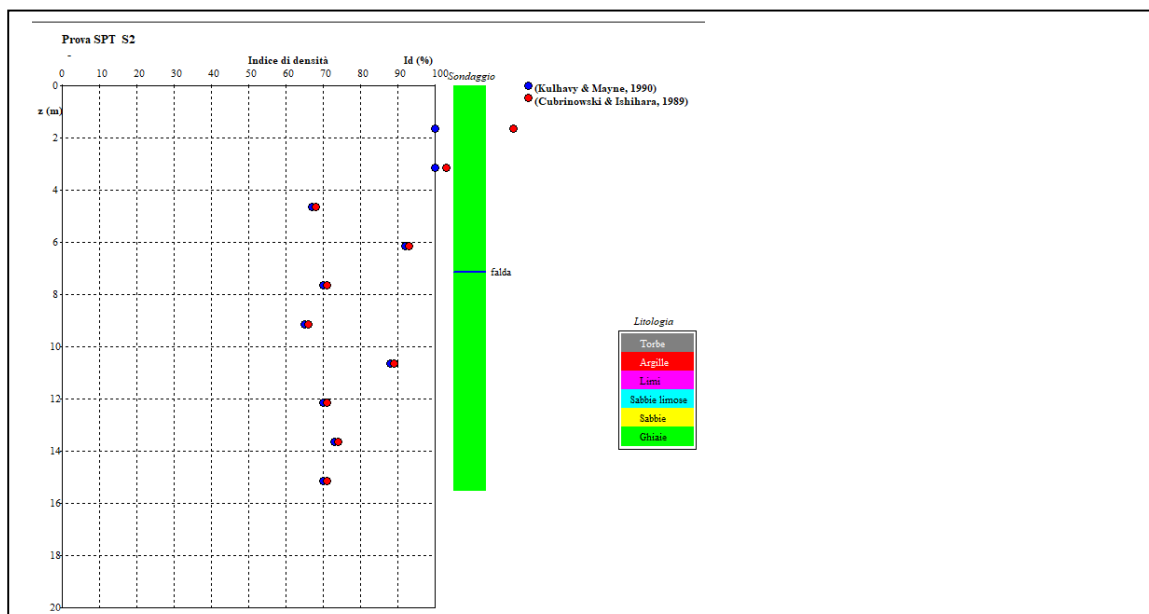
Metodo di calcolo	s (cm)
Burland	0,5
Parry	0,5
Peck-Hanson	1,0
Sherif	1,13
Anagnostopoulos	0,42

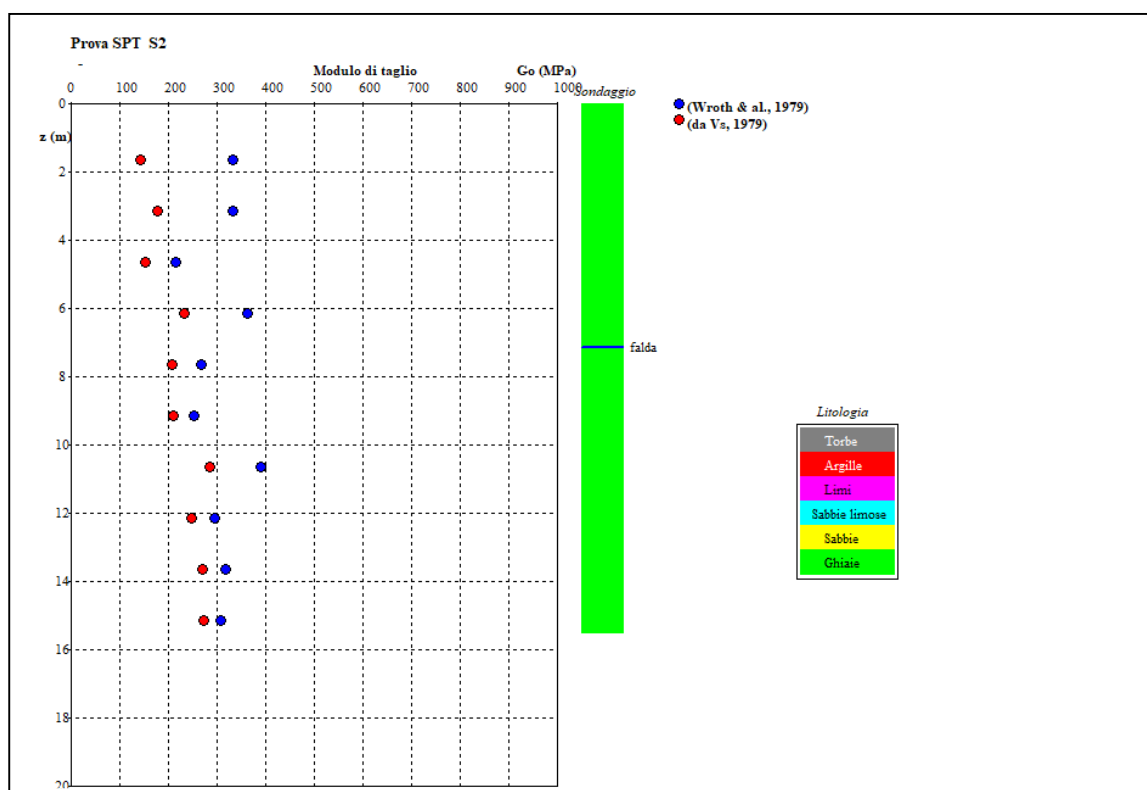
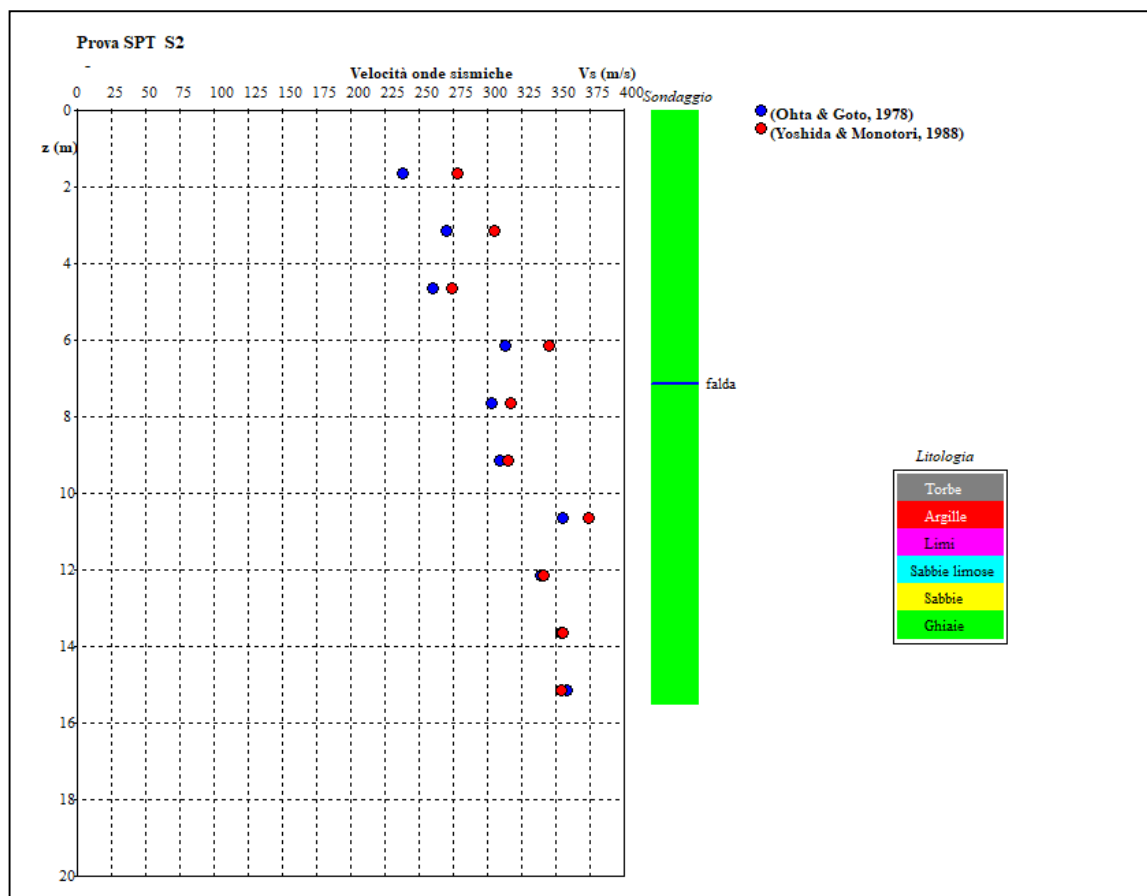
S2

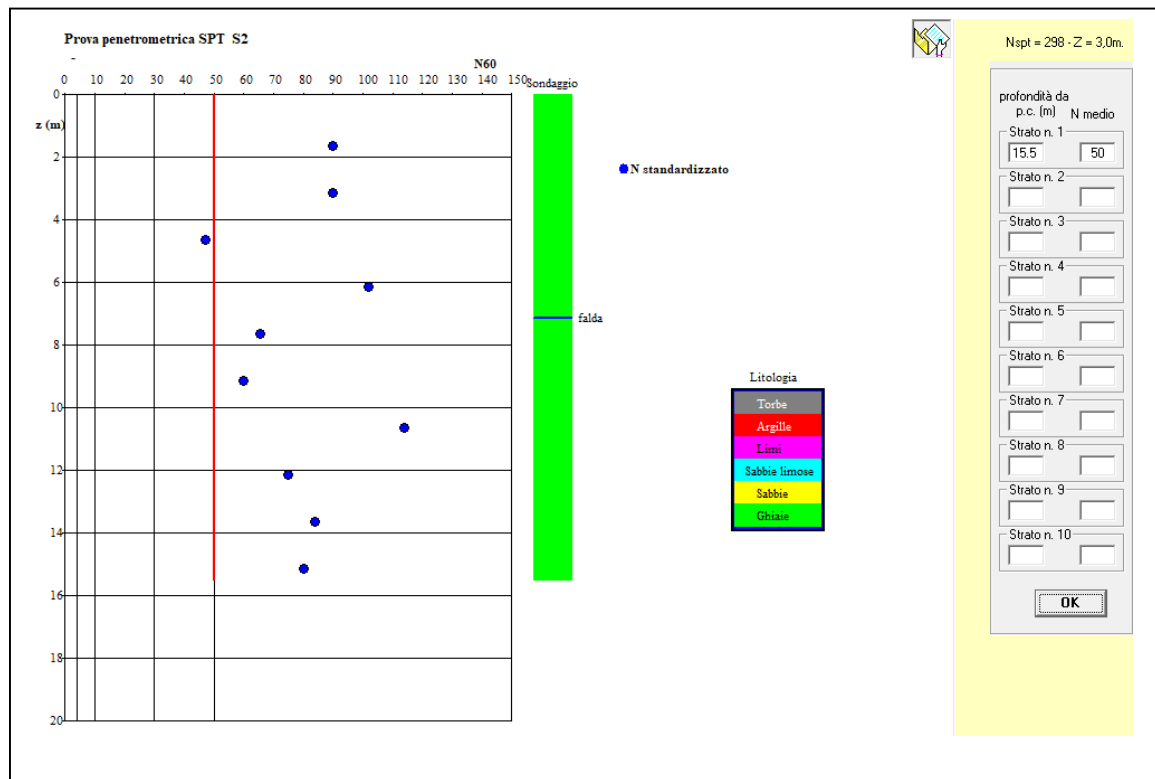
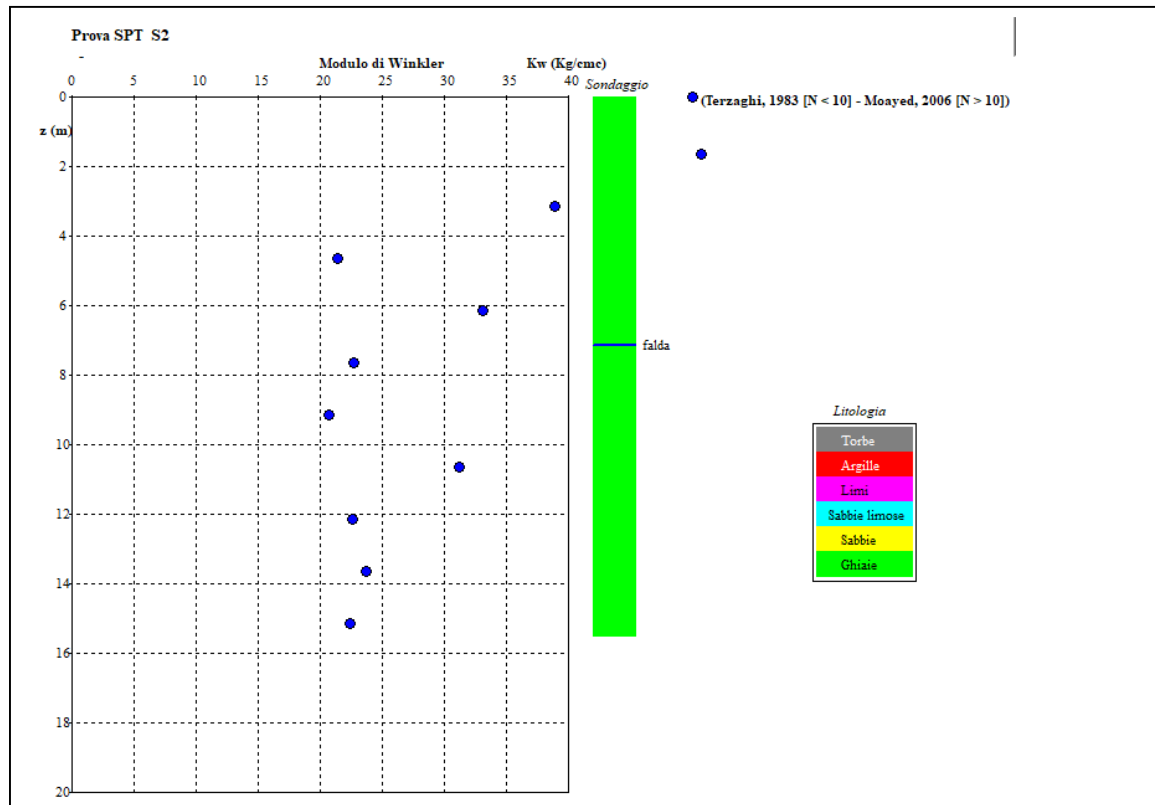


z	litologia	Nspt	g (kN/mc)	Id (%)	fi_p (°)	fi_vc (°)	Su (kPa)	OCR (-)	mu (-)	M (MPa)	E25 (MPa)	Go (MPa)	Vs (m/s)	w (Kg/cmc)
1,7	GW-GP	90	21	111	52,1	31,4			0,5065	80,1	88,1	237,1	258	50,71
3,2	GW-GP	90	21	102	50,8	33,8			0,487	80,1	70,1	254,6	288	38,9
4,7	GW-GP	47,25	21	68	46,8	37			0,427	47,2	36,3	183,3	267	21,32
6,2	GW-GP	102	21	93	49,6	36			0,469	88,8	63,3	296,5	329	33,05
7,7	GW-GP	65,55	21	71	46,8	37,4			0,427	61,8	41,9	236,5	310	22,64
9,2	GW-GP	59,85	21	66	46	37,7			0,415	57,3	38	229,9	312	20,69
10,7	GW-GP	114	21	89	48,8	36,8			0,457	97,3	62,7	337,4	365	31,12
12,2	GW-GP	75	21	71	46,5	37,7			0,4225	69	43,8	270,2	340	22,56
13,7	GW-GP	84	21	74	46,7	37,5			0,4255	75,7	47,1	293,1	355	23,68
15,2	GW-GP	80	21	71	46,2	37,7			0,418	72,7	44,6	288,7	356	22,4

Legenda	
gamma	= peso di volume [kN/mc]
Id	= Densità relativa [%]
phi(p)	= angolo d'attrito di picco [°]
phi(vc)	= angolo d'attrito a volume costante [°]
Su	= Resistenza al taglio non drenata [kPa]
OCR	= grado di sovraconsolidamento [-]
M	= modulo confinato [MPa]
Go	= modulo di taglio iniziale [MPa]
Vs	= velocità onde di taglio [m/s]
k	= modulo di reazione verticale [kg/cmc]







Stratigrafia



-15,5

Modello geotecnico per l'analisi fondazionale con metodi indiretti

GM - GC $[\gamma = 21 \mid \phi = 44 \mid \phi \mid Id = 87 \mid Su = 0 \mid Md = 49,5]$

γ = peso di volume umido (kN/mc)
 ϕ = angolo d'attrito ($^{\circ}$)
 Id = indice di densità relativa (%)
 Su = resistenza al taglio non drenata (kPa)
 Md = modulo confinato (MPa)

Analisi fondazione su plinto

Larghezza della fondazione (m)

Lunghezza della fondazione (m)

Profondità d'impasto (m)

OK

Portata ammissibile

Valore di N60 medio statistico fra le profondità 0,5B e 2B

OK

Portata ammissibile per un cedimento di 25 mm: 1330,0 kPa

Dati per il calcolo dei cedimenti

Carico netto sulla fondazione (kPa)

Probabilità di stima nel calcolo del cedimento (%)

☐ Carico statico

☒ Carico dinamico

OK

Stima dei cedimenti

Metodo di Burland-Burbridge - Cedimento per la portata ammissibile: 0,7 cm

Metodo di Parry = 0,60 cm

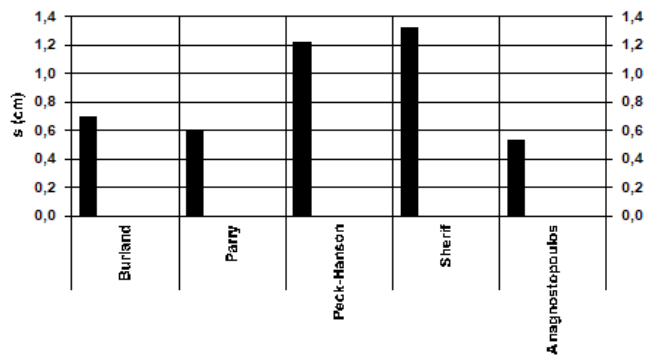
Metodo di Sherif = 1,32 cm

Metodo di Burland-Burbridge - Idem a 20 anni: 1,6 cm

Metodo di Peck = 1,22 cm

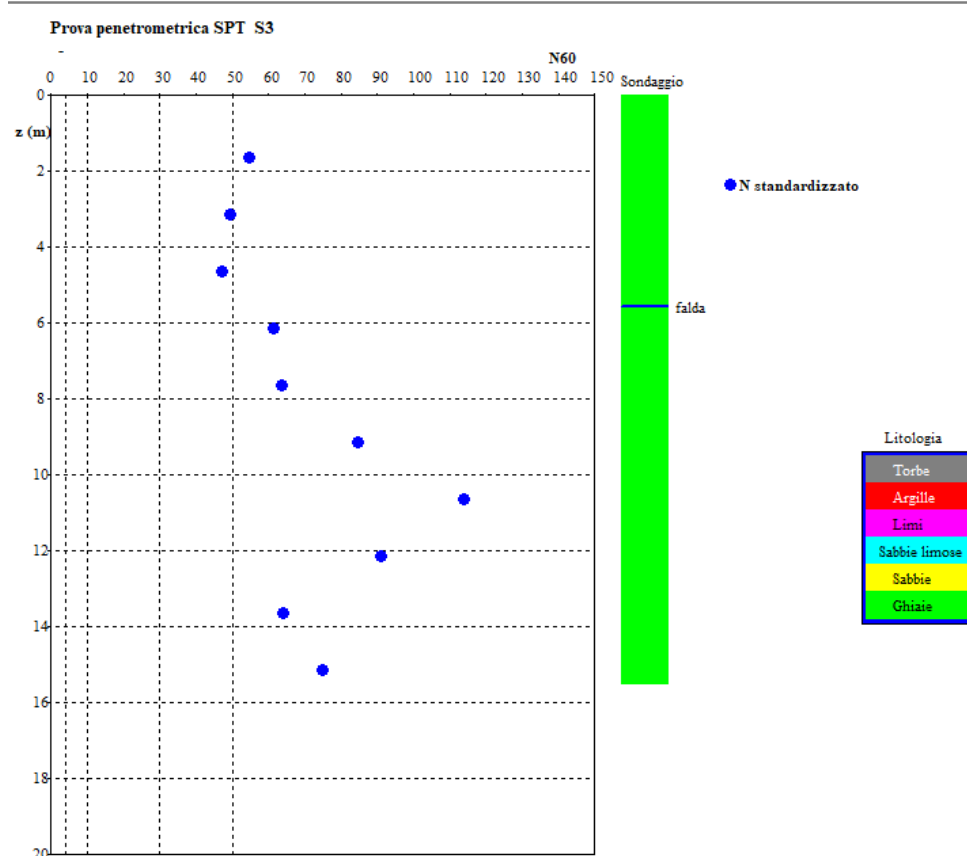
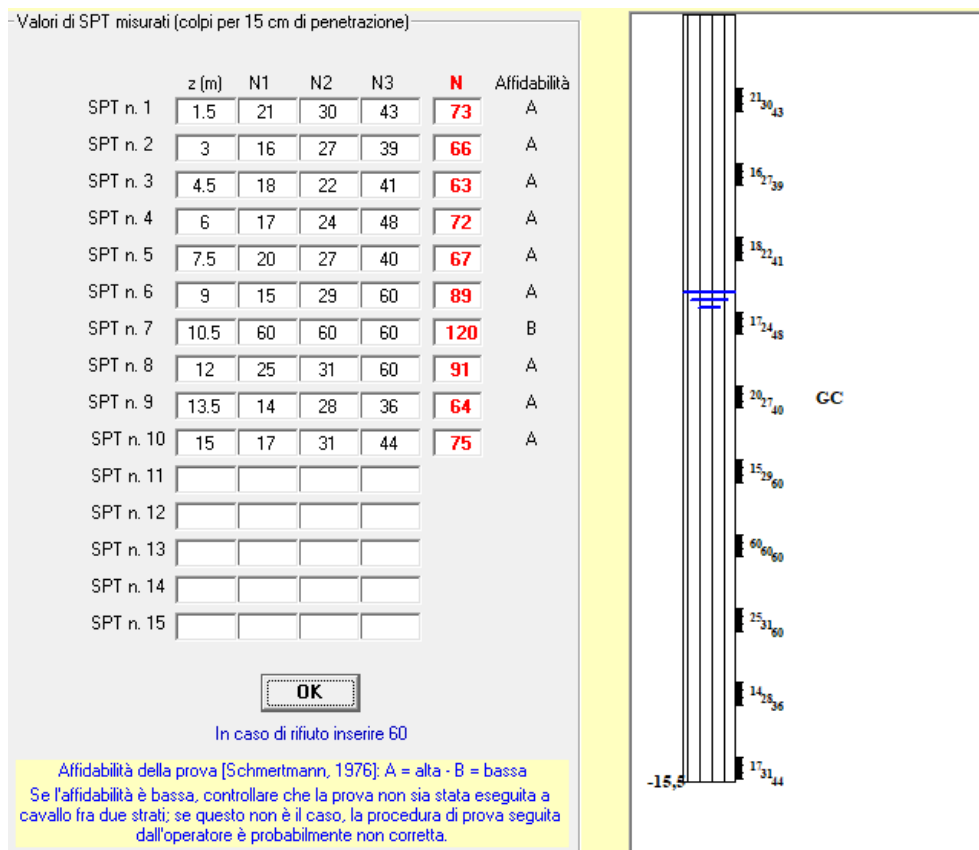
Metodo di Anagnostopoulos = 0,53 cm

Cedimenti da prove in sito dinamiche



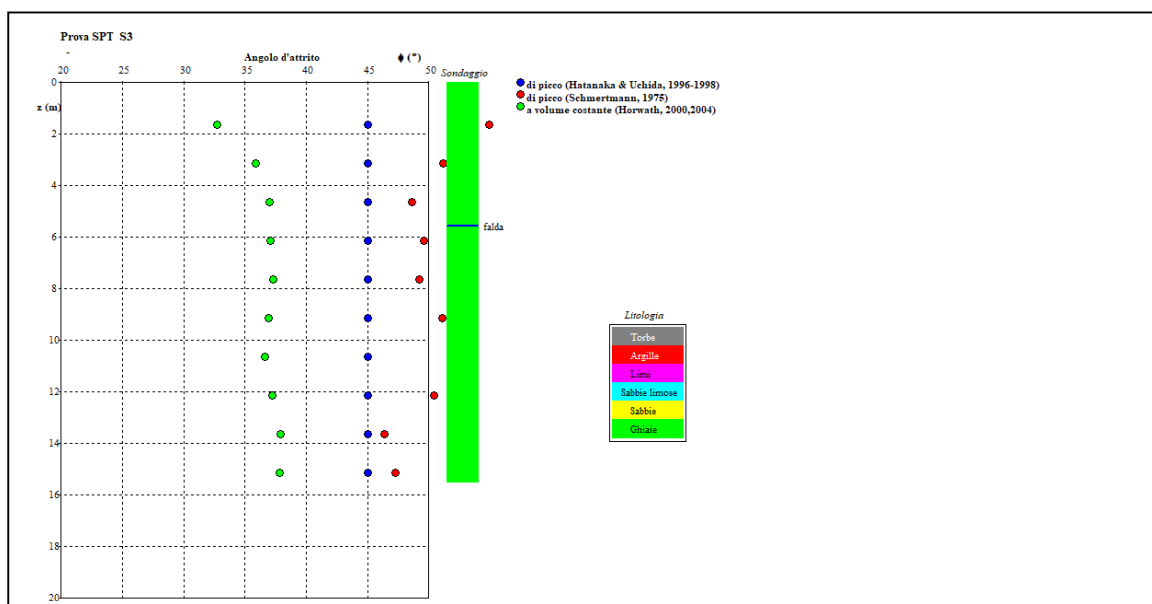
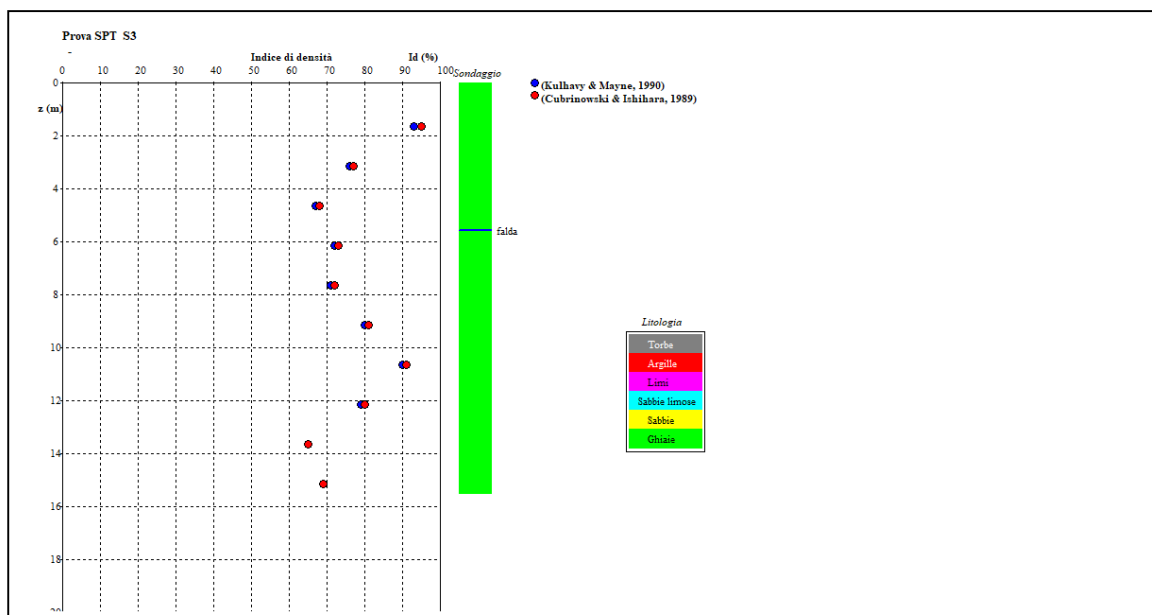
Metodo di calcolo	s (cm)
Burland	0,7
Parry	0,60
Peck-Hanson	1,22
Sherif	1,32
Anagnostopoulos	0,53

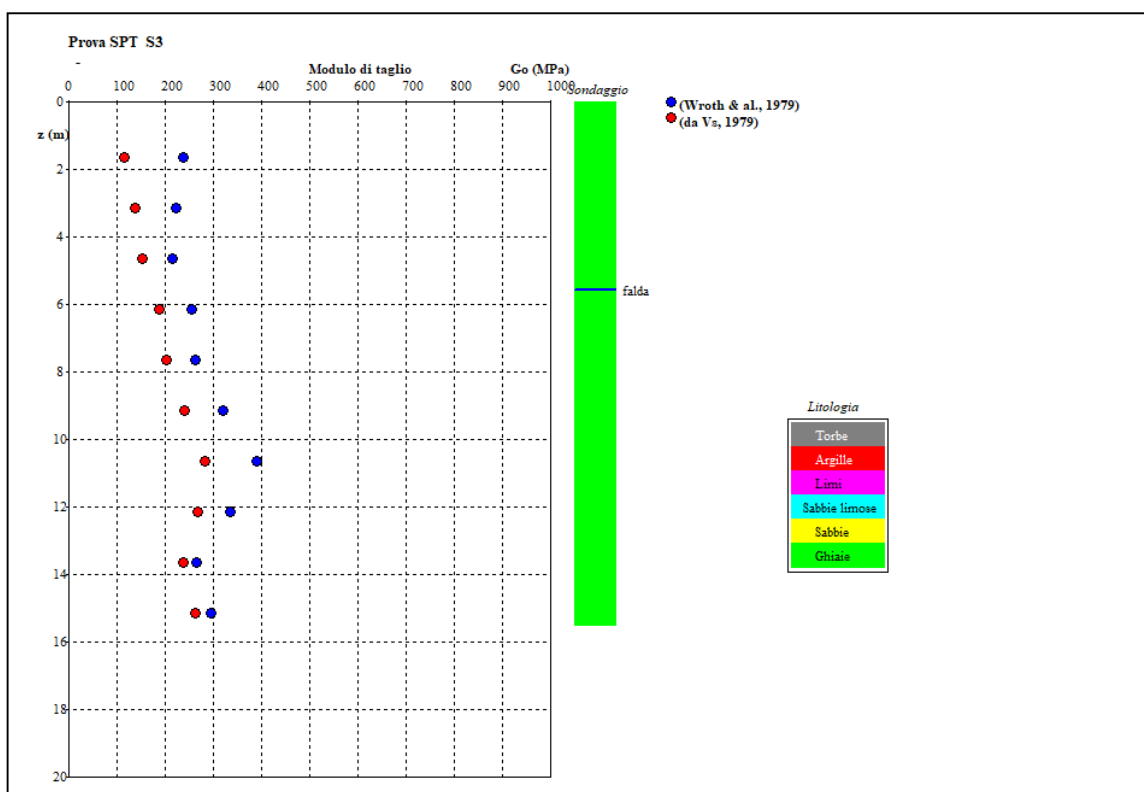
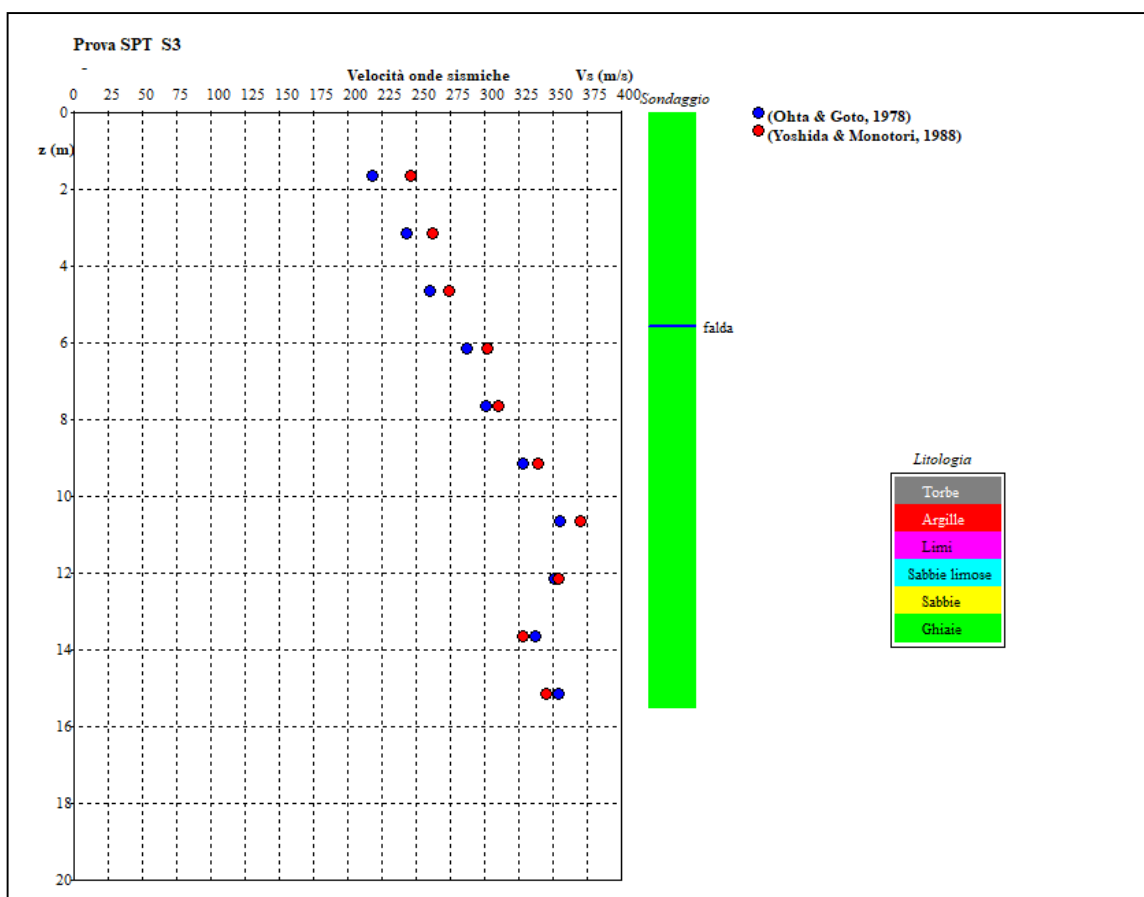
S3

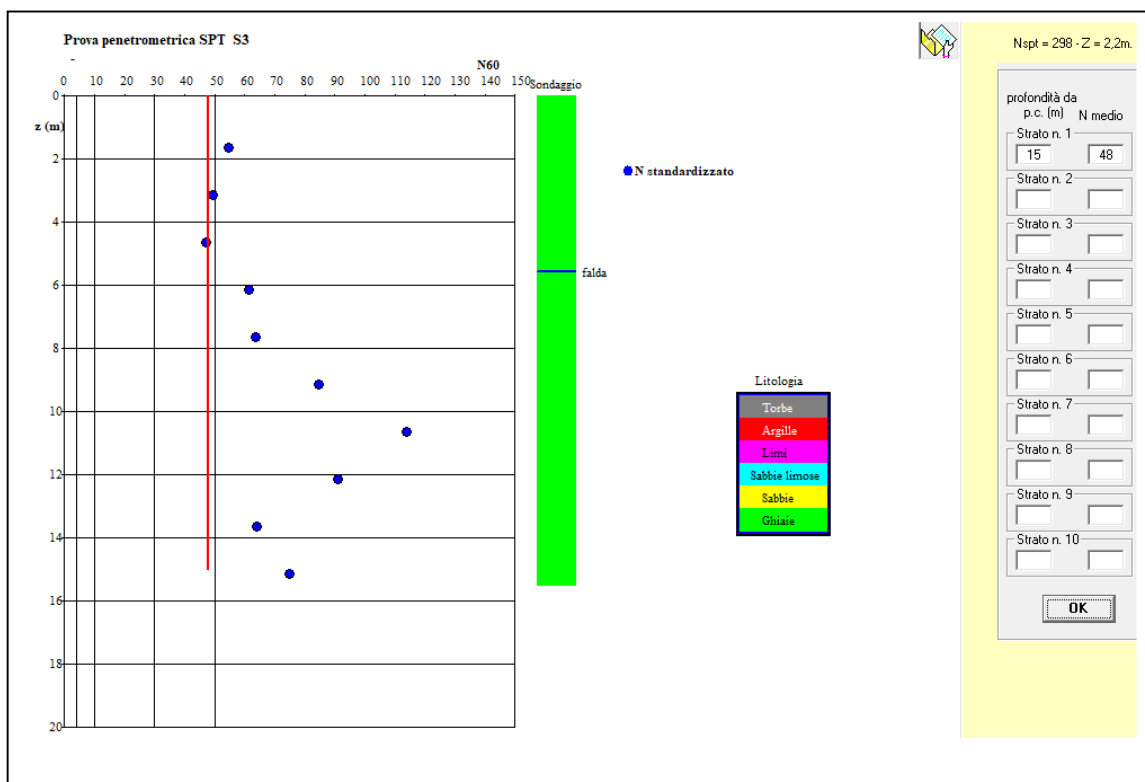
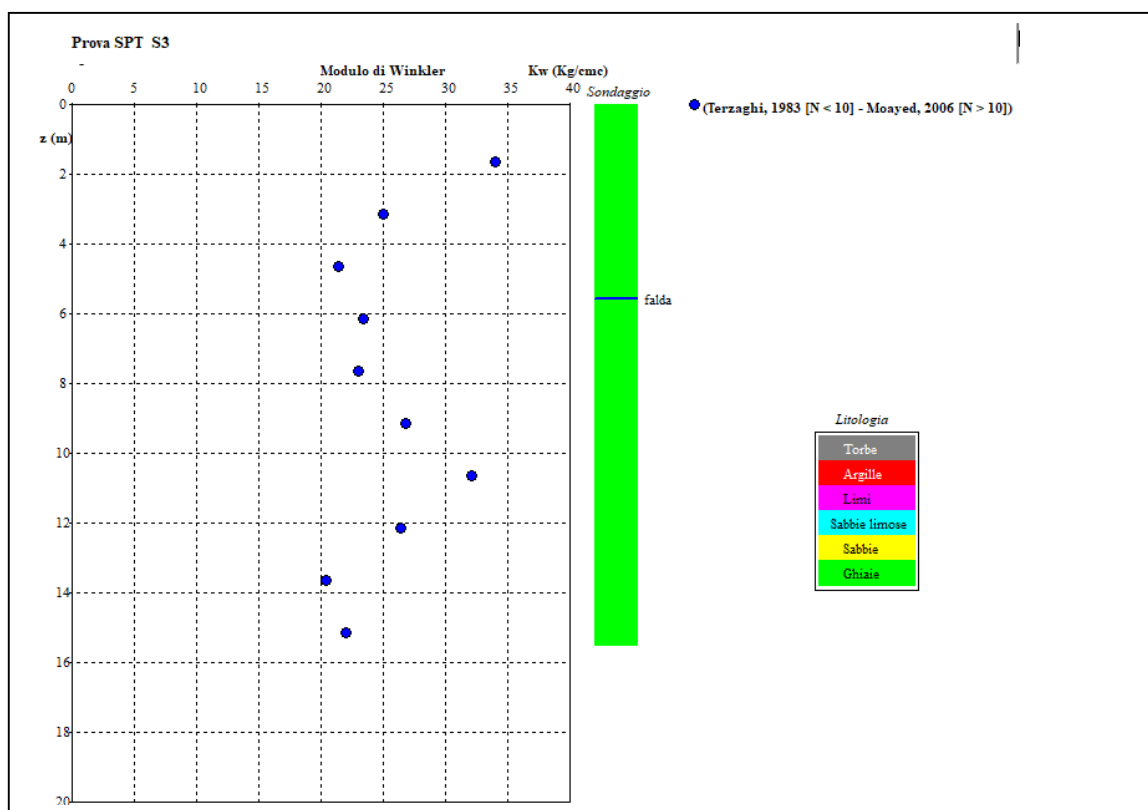


z	litologia	Nspt	g (kN/mc)	Id (%)	fi_p (°)	fi_vc (°)	Su (kPa)	OCR (-)	mu (-)	M (MPa)	E25 (MPa)	Go (MPa)	Vs (m/s)	w (%)
1,7	GW-GP	54,75	21	94	49,9	32,7			0,4735	53,3	57,2	175,9	232	
3,2	GW-GP	49,5	21	77	48,1	35,9			0,4465	49	42,5	178,9	253	
4,7	GW-GP	47,25	21	68	46,8	37			0,427	47,2	36,3	183,3	267	
6,2	GW-GP	61,2	21	73	47,3	37,1			0,4345	58,4	42,2	220,7	295	
7,7	GW-GP	63,65	21	72	47,1	37,3			0,4315	60,3	42,2	231,3	306	
9,2	GW-GP	84,55	21	81	48	36,9			0,445	76,1	51,7	278,4	334	
10,7	GW-GP	114	21	91	49,1	36,6			0,4615	97,3	64,2	335,8	363	
12,2	GW-GP	91	21	80	47,7	37,2			0,4405	80,8	52,3	300,5	353	
13,7	GW-GP	64	21	65	45,7	37,9			0,4105	60,6	38,7	250,2	333	
15,2	GW-GP	75	21	69	46,1	37,8			0,4165	69	43,1	277,6	350	

Legenda	
gamma	= peso di volume [kN/mc]
Id	= Densità relativa [%]
phi(p)	= angolo d'attrito di picco [°]
phi(vc)	= angolo d'attrito a volume costante [°]
Su	= Resistenza al taglio non drenata [kPa]
OCR	= grado di sovraconsolidamento [-]
M	= modulo confinato [MPa]
Go	= modulo di taglio iniziale [MPa]
Vs	= velocità onde di taglio [m/s]
k	= modulo di reazione verticale [kg/cm ²]







Stratigrafia



-15

Modello geotecnico per l'analisi fondazionale con metodi indiretti

GM - GC $[\gamma = 21 \mid \phi = 44 \mid \phi = 88 \mid S_u = 0 \mid M_d = 47,8]$

γ = peso di volume umido (kN/mc)
 ϕ = angolo d'attrito ($^\circ$)
 I_d = indice di densità relativa (%)
 S_u = resistenza al taglio non drenata (kPa)
 M_d = modulo confinato (MPa)

Analisi fondazione su plinto

Larghezza della fondazione (m)

Lunghezza della fondazione (m)

Profondità d'impasto (m)

OK

Portata ammissibile

Valore di N60 medio statistico fra le profondità 0,5B e 2B

OK

Portata ammissibile per un cedimento di 25 mm: 1276,8 kPa

Dati per il calcolo dei cedimenti

Carico netto sulla fondazione (kPa)

Probabilità di stima nel calcolo del cedimento [%]

☐ Carico statico

☒ Carico dinamico

OK

Stima dei cedimenti

Metodo di Burland-Burbridge - Cedimento per la portata ammissibile: 0,7 cm

Metodo di Parry = 0,63 cm

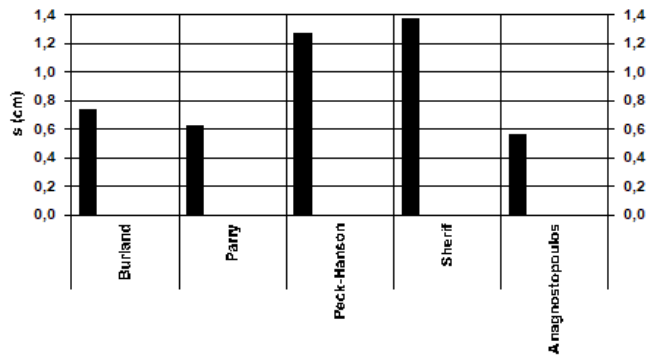
Metodo di Sherif = 1,37 cm

Metodo di Burland-Burbridge - Idem a 20 anni: 1,7 cm

Metodo di Peck = 1,27 cm

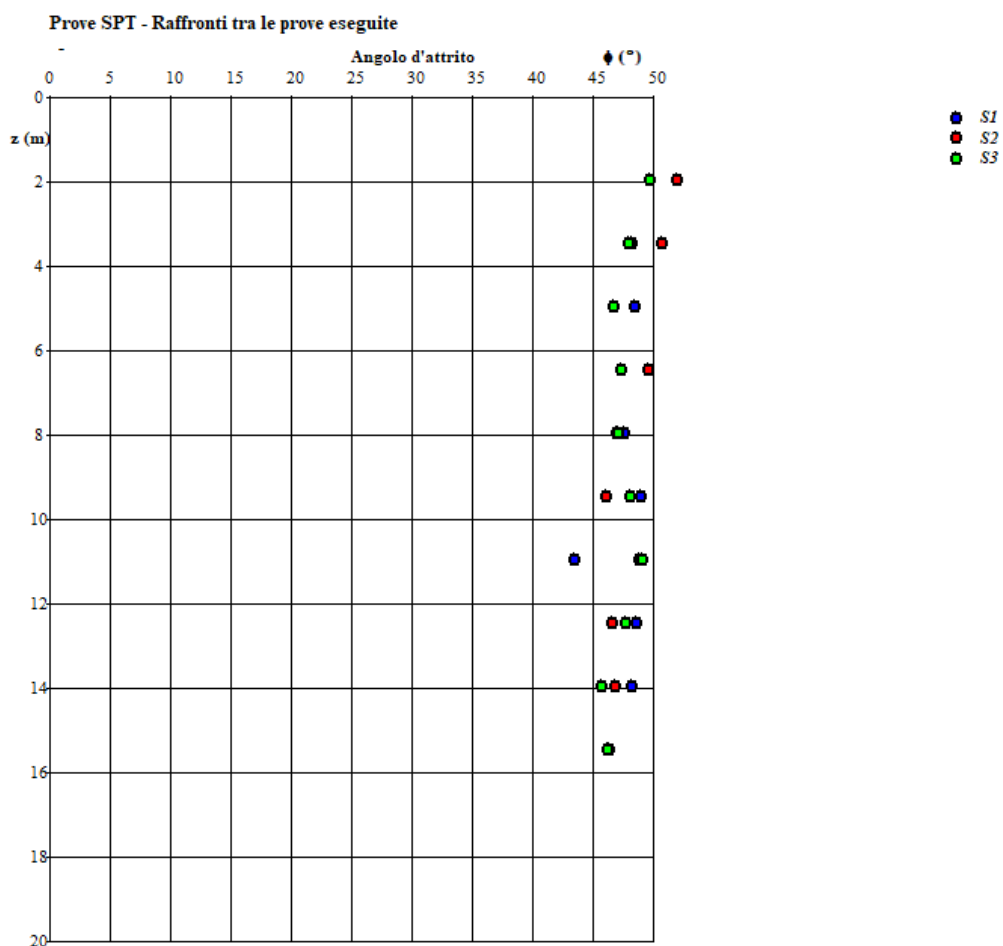
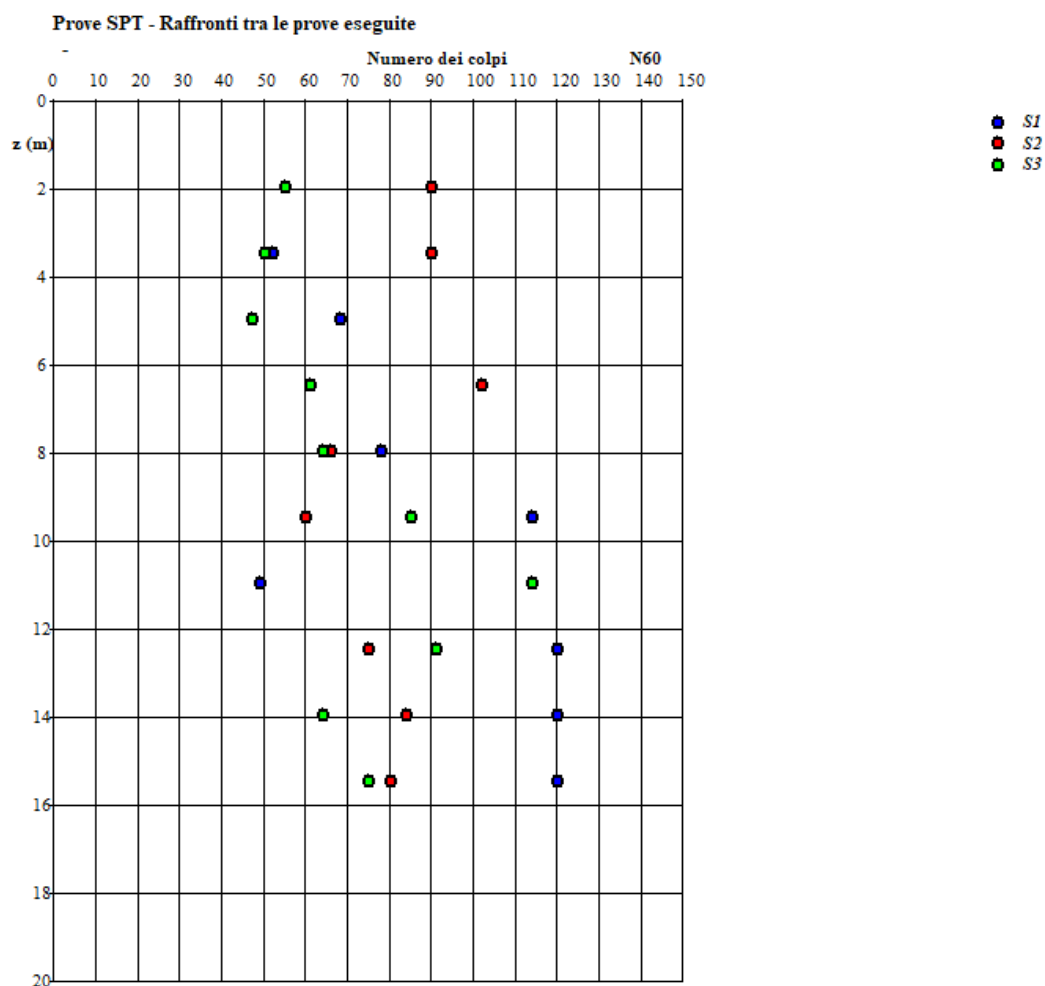
Metodo di Anagnostopoulos = 0,56 cm

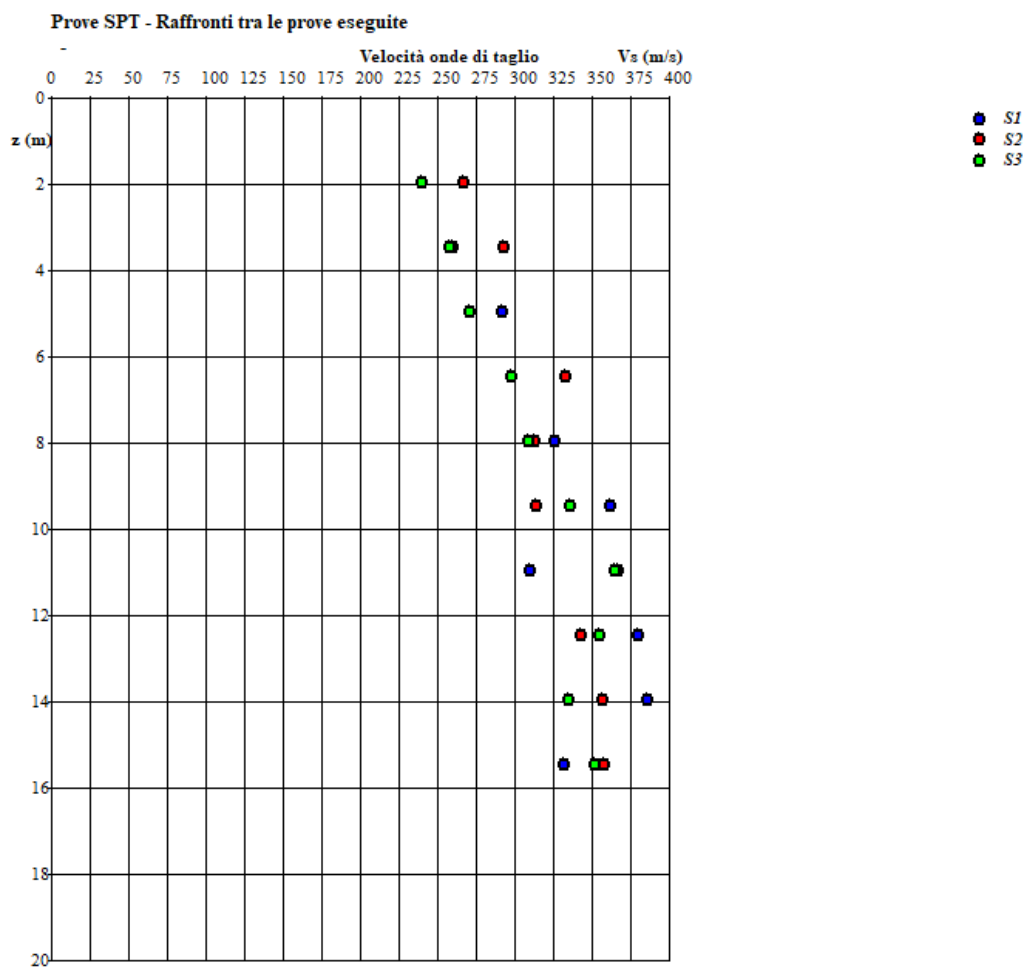
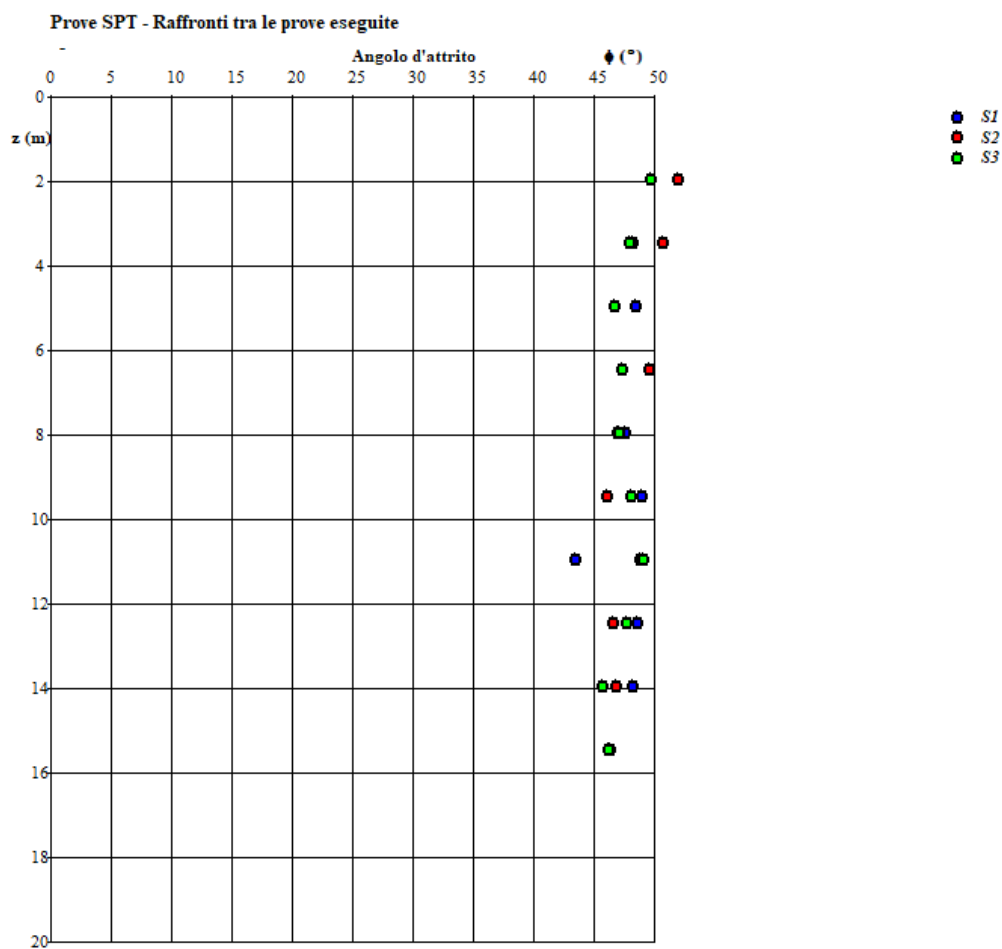
Cedimenti da prove in sito dinamiche



Metodo di calcolo	s (cm)
Burland	0,7
Parry	0,63
Peck-Hanson	1,27
Sherif	1,37
Anagnostopoulos	0,56

CONFRONTI





Panoramiche dei pozzetti geognostici eseguiti durante le fasi dell'indagine ambientale nell'area ex Ille di cui fa parte la zona in esame: si noti la sostanziale uniformità dei terreni, che comprendono sabbie, ghiaie e grossi massi granitici subarrotondati

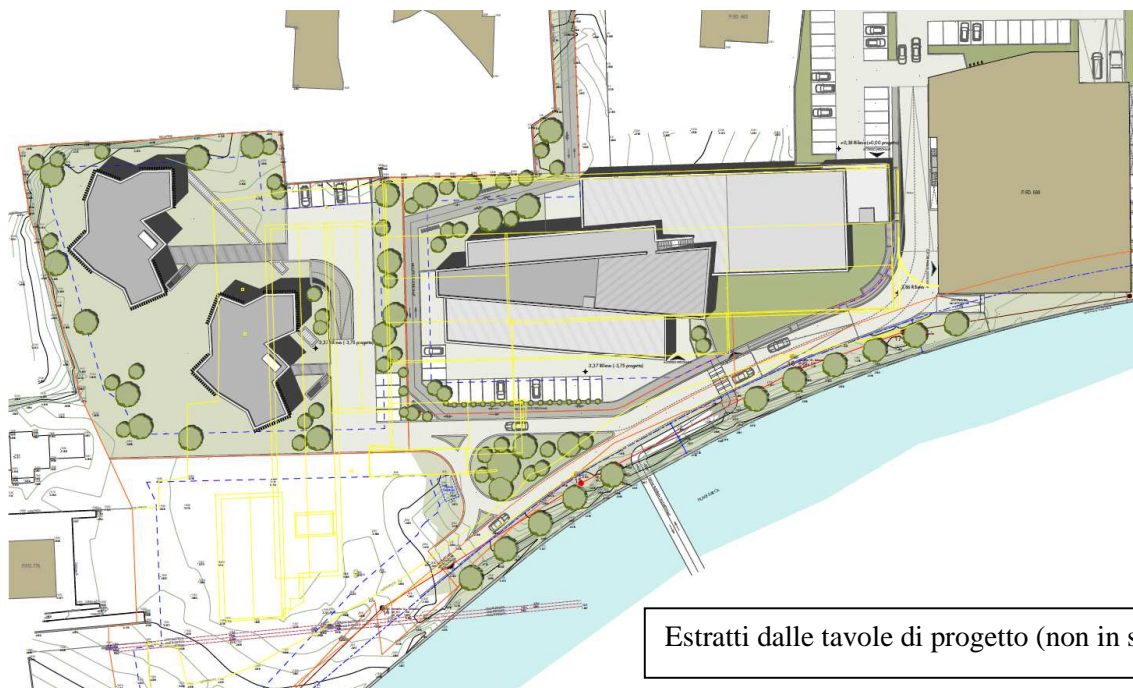


2. ANALISI DEL PROGETTO

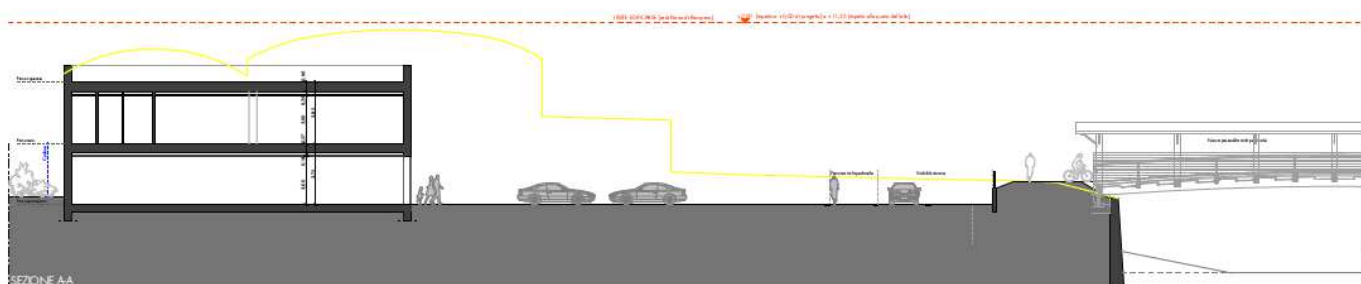
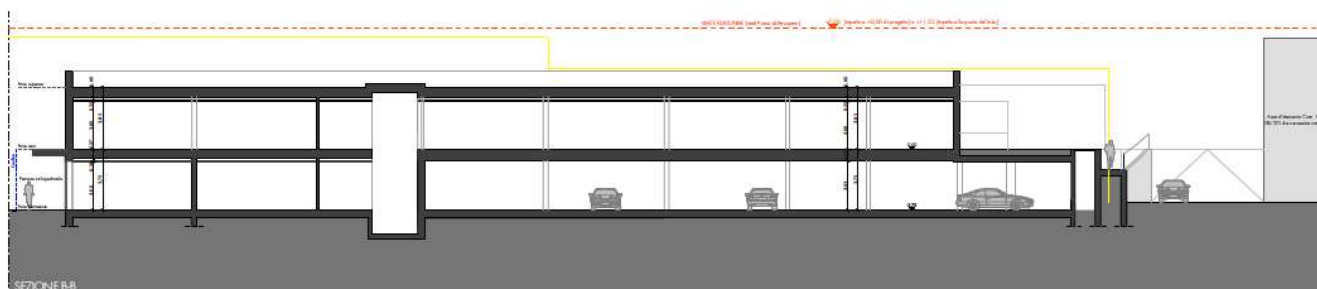
2.1 Opere in progetto

Il progetto prevede **il recupero di un'area esistente, ove un tempo sorgevano edifici ad uso artigianale (ora demoliti) e la realizzazione di alcune nuove costruzioni e di infrastrutture di servizio, nonché di una passerella sul fiume Sarca.**

Gli scavi previsti per la messa in opera degli edifici, dei sottoservizi, nonché della strada di penetrazione hanno profondità diversa, perchè diverse sono le quote del piano campagna attuale: come valutazione indicativa si può considerare una profondità massima rispetto a quest'ultimo pari a 3.5 m.

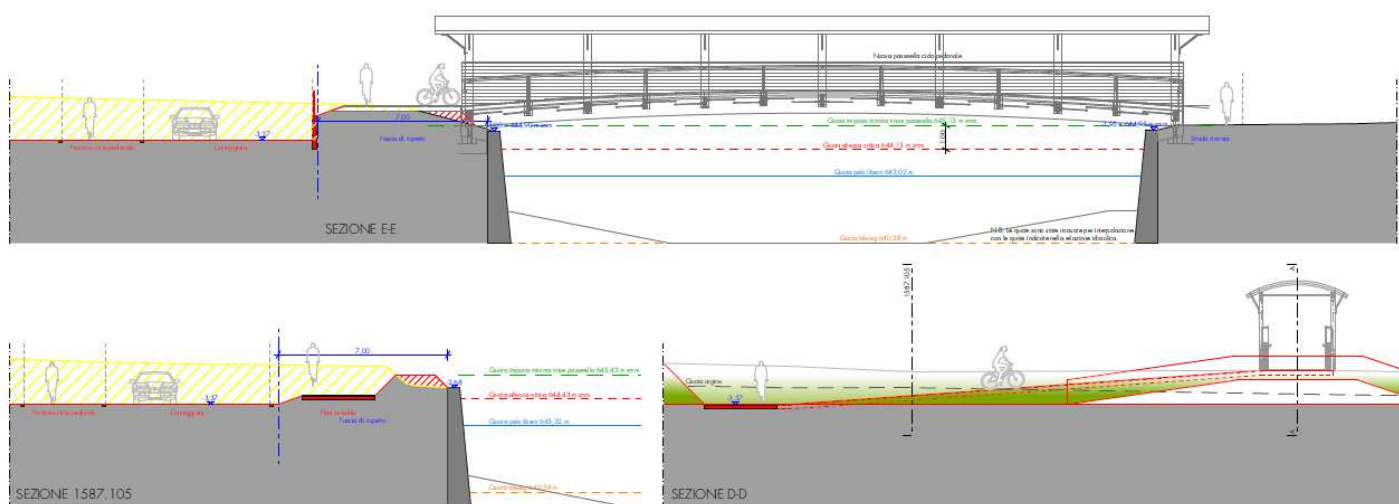


Il progetto prevede più fasi di realizzazione: in una prima fase verrà costruito l'edificio maggiore, verso il supermercato, con le opere di infrastrutturazione (strada di penetrazione e passerella); in una fase successiva le due costruzioni minori con interrato in comune.





Estratti dalle tavole di progetto (non in scala)



2.2 Scelta del tipo di fondazione

In ragione della presenza nel sottosuolo di sedimenti sabbiosi e ghiaiosi con buone caratteristiche geotecniche, le fondazioni potranno essere costituite da strutture superficiali (ad es. nastriformi continue, a plinto o a platea).

Le strutture fondazionali dovranno essere disposte nell'ambito del sedimento ghiaioso-sabbioso della porzione superficiale del deposito alluvionale; qualora si individuasse, nel punto ove è previsto il piano di posa delle fondazioni, un livello a granulometria ridotta, esso andrà asportato provvedendo a raggiungere il livello sabbio-ghiaioso sottostante o sostituendolo con un livello di materiale drenante, in modo da ridurre lo spessore di sedimento che necessita di consolidazione e limitare i cedimenti; si dovrà prevedere **la sostituzione del materiale naturale fino alla profondità di 0.8 – 1.0 m sotto il piano di posa delle fondazioni;** il materiale dovrà essere deposto per strati di spessore ridotto ed opportunamente costipato.

I materiali più idonei per la realizzazione dello strato inerte da porre sotto le fondazioni in sostituzione del naturale sono quelli appartenenti ai gruppi A-1, A-2-4, A-2-5 della tabella allegata (Tab. C.N.R. U.N.I. 1006), escludendo quindi totalmente terreni contenenti sostanze organiche, limi ed argille.

CLASSIFICAZIONE DELLE TERRE TABELLA C.N.R. U.N.I. 1006

Classificazione generale	Terre ghiaio-argillose Frazione passante allo staccio 0.075 UNI 2332 35 %						Terre limo-argillose Frazione passante allo staccio 0.075 UNI 2332 > 35 %					Torbe e terre organiche palustri
Gruppo	A 1		A 3	A 2			A 4	A 5	A 6	A 7		A 8
Sottogruppo	A 1-a	A 1-b		A 2-4	A 2-5	A 2-6	A 2-7				A 7-5	A 7-6
Analisi granulometrica Frazione passante allo staccio 2 UNI 2332 % 0,4 UNI 2332 % 0,075 UNI 2332 %	50 30 15	- 50 25	- >50 10	- 35	- 35	- 35	- 35	- >35	- >35	- >35	- >35	- >35
Caratteristiche della frazione passante allo staccio 0,4 UNI 2332												
Limite liquido	-		-	40	>40	40	>40	40	>40	40	>40	>40
Indice di plasticità	6		N.P.	10	10	>10	>10	10	10	>10	P > LL-30	IP > LL-30
Indice di gruppo	0		0	0		4		8	12	16	20	
Tipi usuali dei materiali caratteristici costituenti il gruppo	Ghiaia o breccia, ghiaia o breccia sabbiosa, sabbia grossa pomice, scorie vulcaniche, pozzolane.		Sabbia fine	Ghiaia e sabbia limosa o argillosa			Limi poco compressibili	Limi fortemente compressibili	Argille poco compressibili	Argille fortemente compressibili	Argille fortemente compressibili	Torbe di recente o remota formazione, detriti organici di origine palustre
Qualità portanti quale terreno di sottotondo in assenza di gelo	Da eccellente a buono					Da mediocre a scadente						Da scartare come sottotondo
Azione del gelo sulle qualità portanti del terreno di sottotondo	Nessuna o lieve			Media			Molto elevata		Media	Elevata	Media	
Ritiro o rigonfiamento	Nullo			Nullo o lieve			Lieve o medio		Elevato	Elevato	Molto elev.	
Permeabilità	Elevata			Media o scarsa					Scarsa o nulla			
Identificazione dei terreni in sito	Facilmente individuabili a vista		Aspri al tatto - Incoerenti allo stato asciutto	La maggior parte dei granuli sono individuabili ad occhio nudo - Aspri al tatto - Una tenacità media o elevata allo stato asciutto indica la presenza di argilla.			Reagiscono alla prova di scuotimento* - Polverulenti o poco tenaci allo stato asciutto - Non facilmente modellabili allo stato umido.		Non reagiscono alla prova di scuotimento* - Tenaci allo stato asciutto - Facilmente modellabili in bastoncini sottili allo stato umido.			Fibrosi di color bruno a nero - Facilmente individuabili a vista.

Al fine di evitare contaminazioni, punzonamenti e compenetrazioni tra il materiale inerte grossolano ed il sottostante terreno limoso, potrà risultare opportuno porre alla base ed alle pareti dello scavo **un foglio di geotessile sintetico di spessore adeguato**, che agisca separando il materiale soffice tramite l'azione cerchiante sul materiale inerte riportato, ottenendo tra l'altro una più uniforme distribuzione dei carichi; sul piano basale inoltre, si porrà in opera **una georete o geogriglia**, al fine di rafforzare l'azione legante del tessuto soprastante e garantire che le operazioni di sistemazione del materiale arido non provochino lesioni o sprofondamenti del tessuto stesso.

2.3 Calcolo portanza e cedimenti di fondazioni superficiali

Dati parametri sismici

Calcolo coefficienti sismici

Ag, 475 < 0.05g (sism. molto bassa)

Dati Generali

Località
Indirizzo:
Lat. Long. 0 0

Dati opera
Tipo opera: 2 - Opere ordinarie
Classe d'uso: Classe II
V. Nominale: 50 V. Rif.: 50

Dati struttura
Fattore di struttura [q]: 3
Periodo fond. struttura [T]: 0.25 [s]
Stima automatica Periodo fond. T?

Parametri sismici su sito di riferimento

SL	TR [Anni]	ag [m/s²]	F0 [-]	TC* [sec]
SLO	30.00	0.25	2.50	0.19
SLD	50.00	0.31	2.54	0.21
SLV	475.00	0.63	2.67	0.31
SLC	975.00	0.78	2.73	0.33

Zona sismica: Zona 4
Categoria sottosuolo: C
Categoria topografica: T1

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità pendii e Fondazioni

SL	amax [m/s²]	β	k _{hk} [-]	k _{vk} [-]	K _{hi} [-]
SLO	0.375	0.2	0.0076	0.0038	0.07
SLD	0.465	0.2	0.0095	0.0047	0.07
SLV	0.945	0.2	0.0193	0.0096	0.07
SLC	1.17	0.2	0.0239	0.0119	0.07

Stato limite di riferimento: SLV

Modello terreno

Stratigrafia

Nr. Stratigrafie...: Stratigrafia Nr. 1
Descrizione: Stratigrafia Nr. 1

N°	DB	Spessore strato (m)	G _k (kN/m³)	G _k Saturo (kN/m³)	F _{ik} (°)	c _k (kN/m²)	c _{uk} (kN/m²)	E _{yk} (kN/m²)	E _{dk} (kN/m²)	Dati aggiuntivi	Texture	Descrizione
1		15.00	20.5	21.0	33	0.0	0.0	42500.0	0.0	1 0 0 0	ghiaia e	C

Nspt - Liquefazione

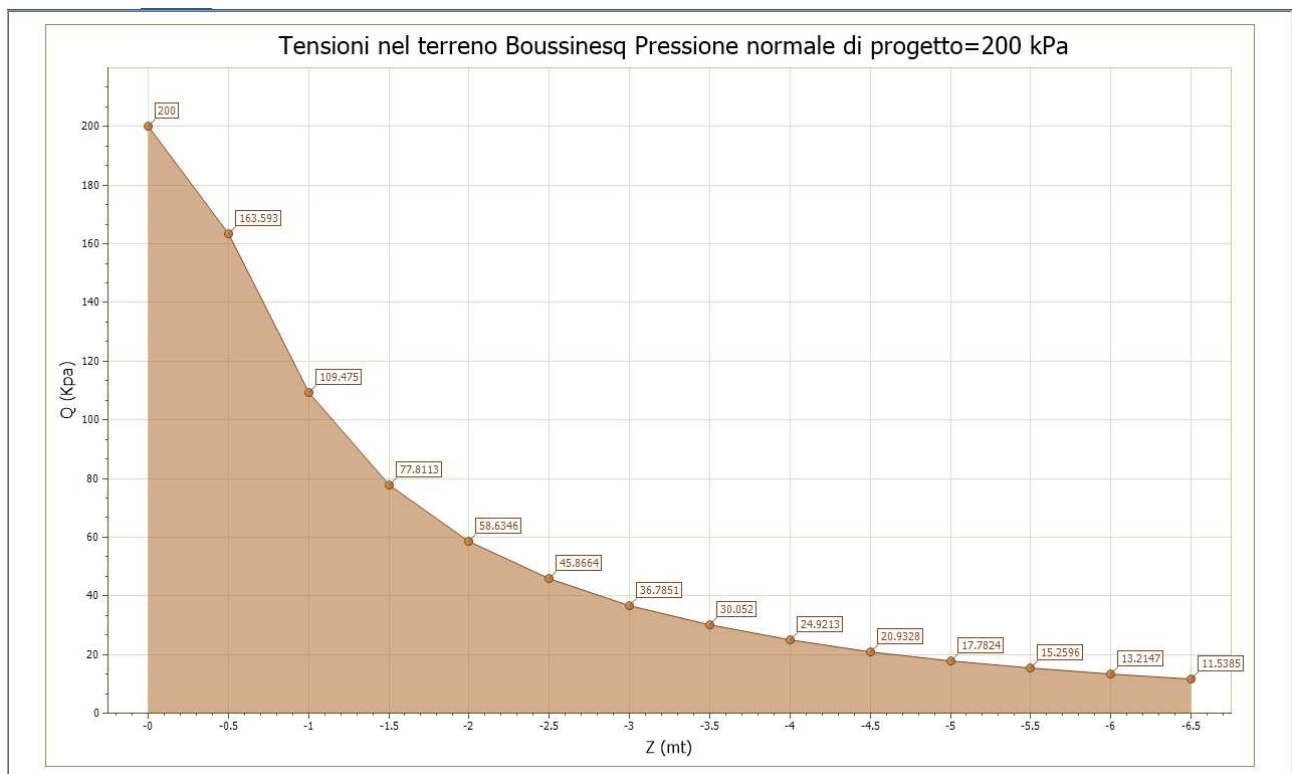
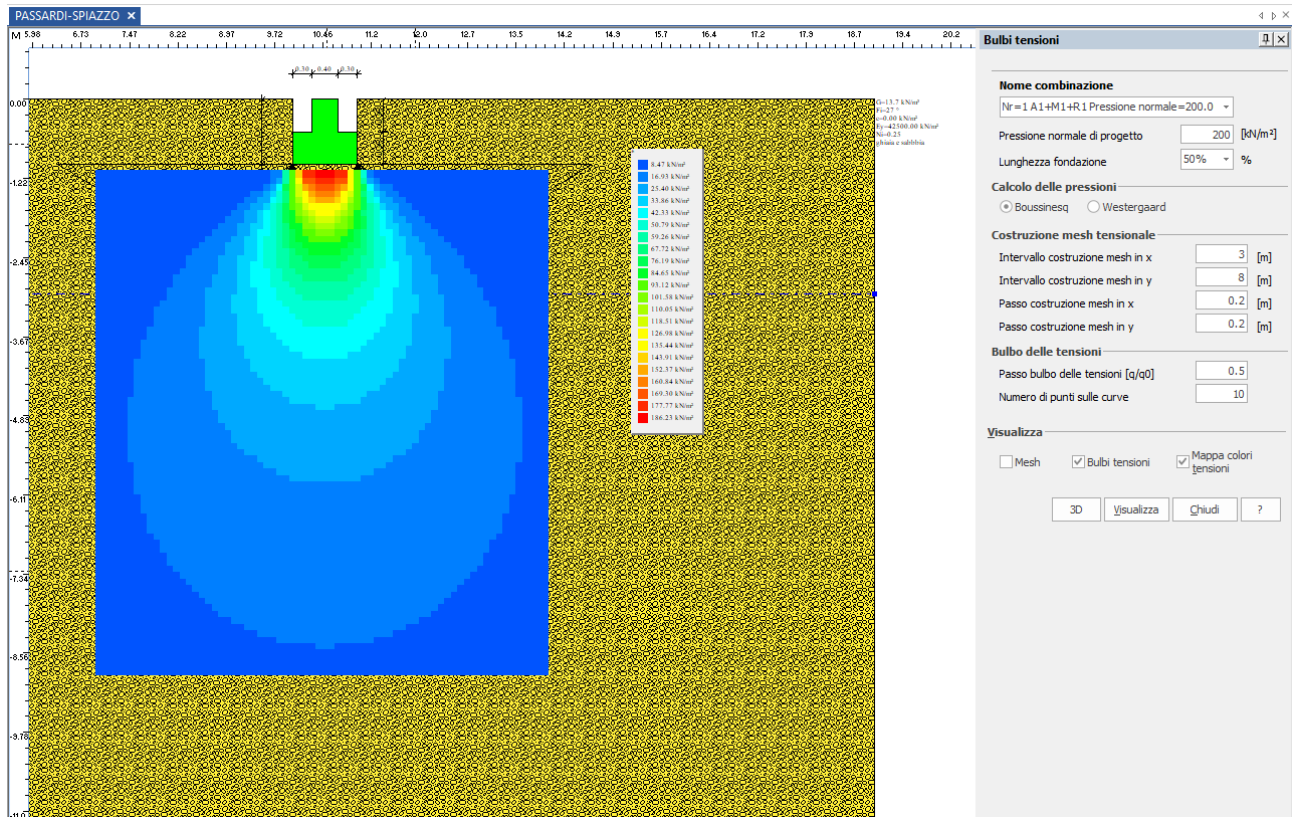
La liquefazione di un deposito sabbioso sotto falda è assente se:
a) il valore di Nspt' (corretto-normalizzato) è > 25 con contenuto

N°	Inclinazione strato (°)	Clay Fraction (%)	Nspt	Comportament o geotecnico	Coef. Poisson
1	0	0	42	Incoerente	0.25

Collasso per slittamento

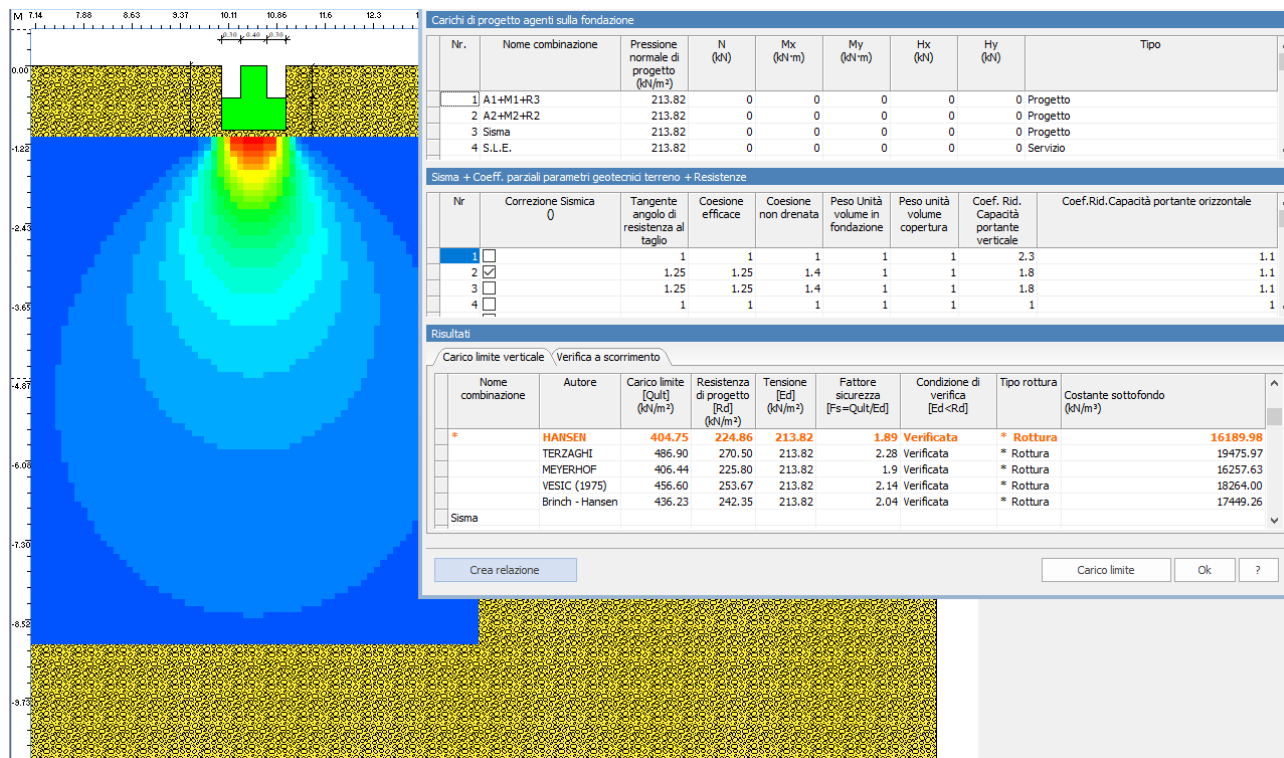
Adesione terreno fondazione (kN/m²): 0
Angolo di attrito terreno fondazione: 22°
Frazione spinta passiva: 0%

Tensioni sul terreno: esemplificazione con 2 kg/cmq

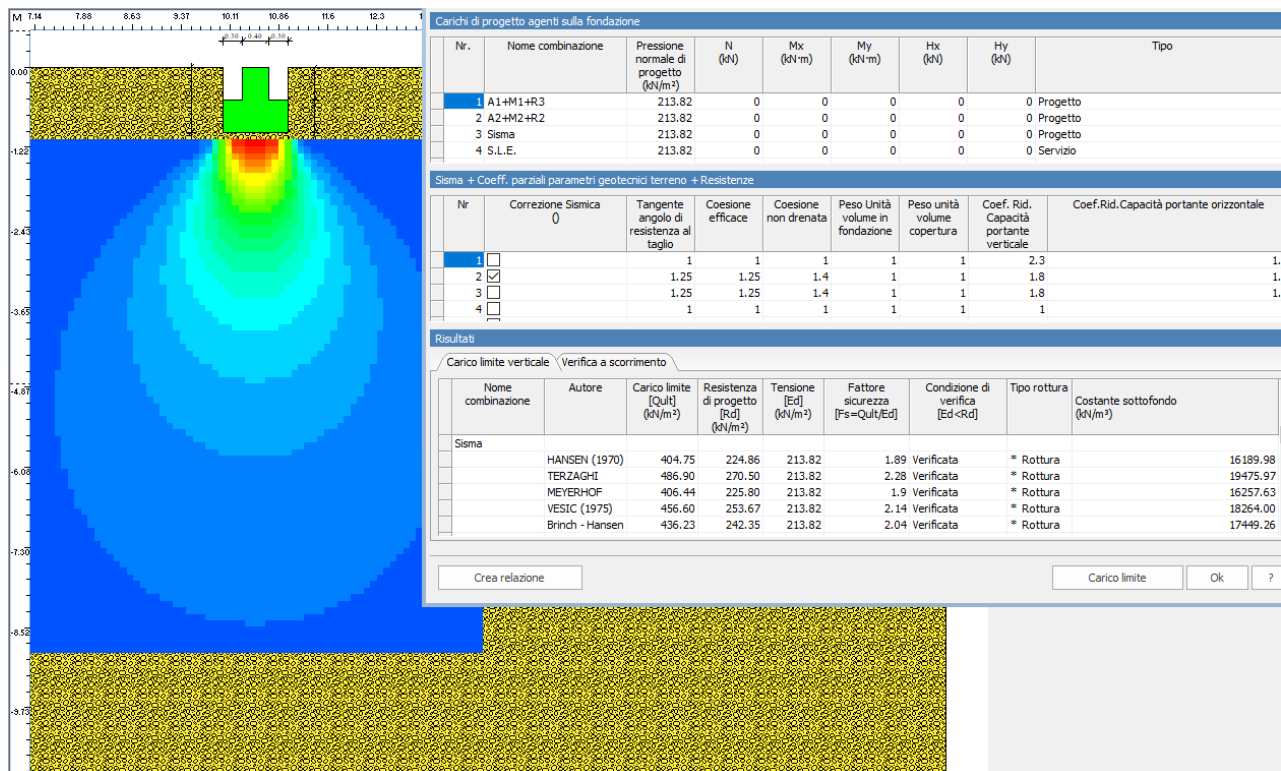


Valutazioni esemplificative

Combinazioni e coefficienti



NON SISMICO



SISMICO

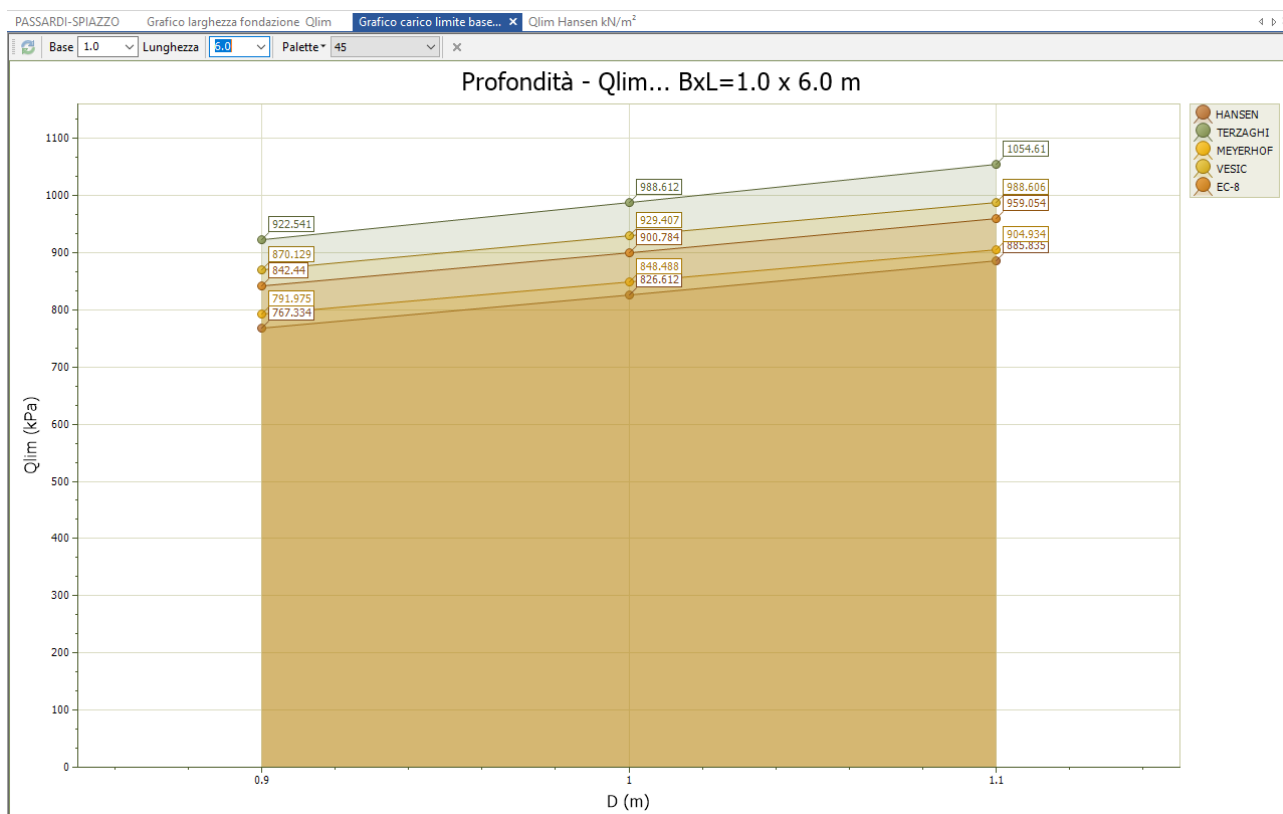
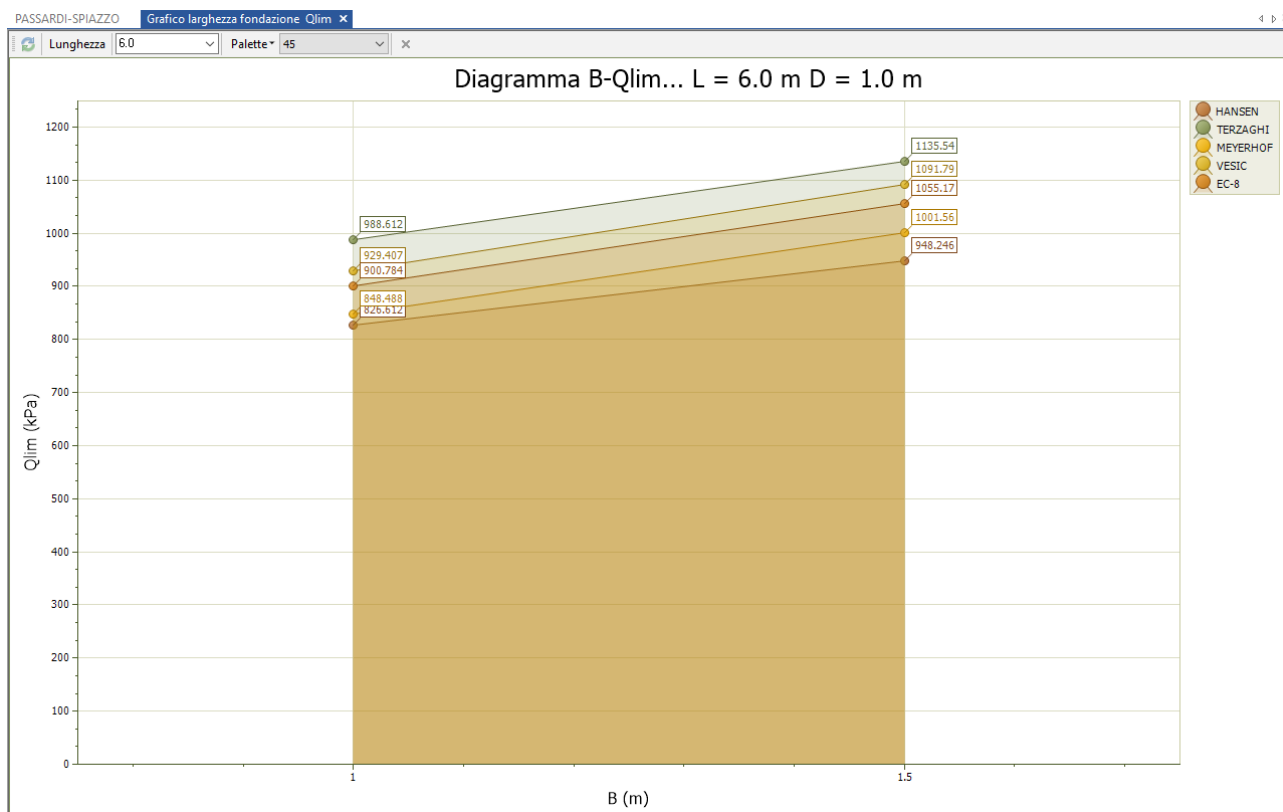
Risultati portanza per varie combinazioni di larghezza (B) e profondità (D)

Qlim Hansen kN/m ²				
Hansen				
D (m)	B=1.0	B=1.5	B=2.0	
0.9	767.33	891.41	987.89	
1.0	826.61	948.25	1043.75	
1.1	885.84	1003.48	1098.45	

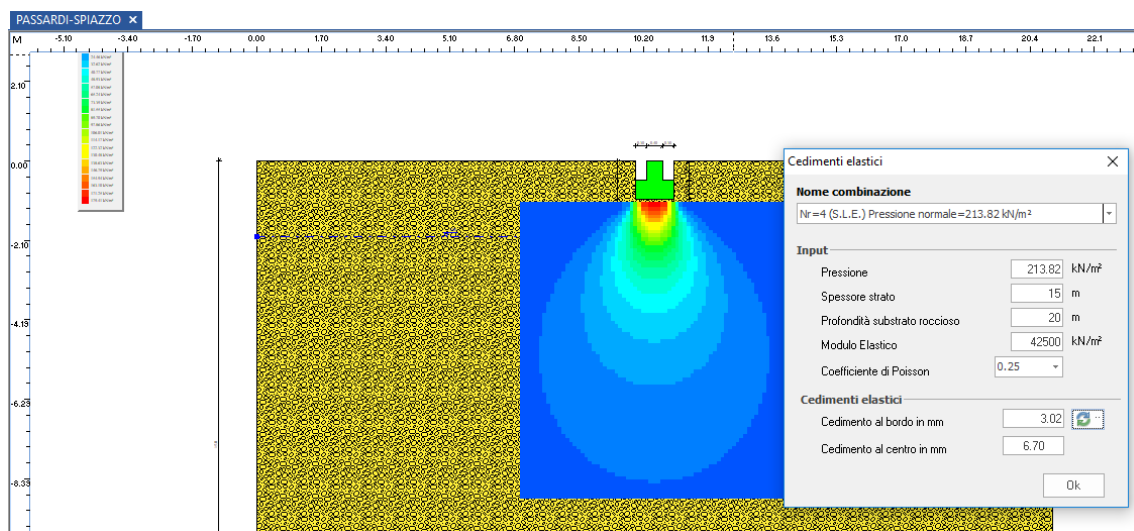
Qlim Terzaghi kN/m ²				
Terzaghi				
D (m)	B=1.0	B=1.5	B=2.0	
0.9	922.54	1077.23	1202.15	
1.0	988.61	1135.54	1254.32	
1.1	1054.61	1191.52	1304.74	

Qlim Vesic kN/m ²				
Vesic				
D (m)	B=1.0	B=1.5	B=2.0	
0.9	870.13	1037.29	1164.73	
1.0	929.41	1091.79	1216.55	
1.1	988.61	1143.97	1266.69	

Qlim Meyerhof kN/m ²				
Meyerhof				
D (m)	B=1.0	B=1.5	B=2.0	
0.9	791.97	950.42	1088.91	
1.0	848.49	1001.56	1135.79	
1.1	904.93	1050.63	1181.08	



Cedimenti elastici



RELAZIONE DI OUTPUT DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	1.0 m
Lunghezza fondazione	6.0 m
Profondità piano di posa	1.0 m
Altezza di incastro	0.9 m
Profondità falda	2.0

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0.096
Effetto sismico secondo	

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m³]	Peso unità di volume saturo [kN/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m²]	Coesione non drenata [kN/m²]	Modulo Elastico [kN/m²]	Modulo Edometrico [kN/m²]	Poisson	Coeff. consolid. az. primaria [cmq/s]	Coeff. consolid. azione secondaria	Descrizione
15.0	20.5	21.0	33.0	0.0	0.0	42500.0	0.0	0.25	0.0	0.0	ghiaia e sabbia

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	213.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	A2+M2+R2	213.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	Sisma	213.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
4	S.L.E.	213.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
5	S.L.D.	213.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1
3	No	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1
4	No	1	1	1	1	1	1	1
5	No	1	1	1	1	1	1	1

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

Autore: HANSEN (1970)

Carico limite [Qult]	404.75 kN/m ²
Resistenza di progetto[Rd]	224.86 kN/m ²
Tensione [Ed]	213.82 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	1.89
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 16189.98 kN/m³

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	26.09
Fattore [Nc]	38.64
Fattore [Ng]	24.44
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.11
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.93
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	826.61 kN/m ²
Resistenza di progetto	359.4 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	32.23
--------------	-------

Fattore [Nc]	48.09
Fattore [Ng]	31.99
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	988.61 kN/m ²
Resistenza di progetto	429.83 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	26.09
Fattore [Nc]	38.64
Fattore [Ng]	26.17
Fattore forma [Sc]	1.11
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.06
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.06
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	848.49 kN/m ²
Resistenza di progetto	368.91 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	26.09
Fattore [Nc]	38.64
Fattore [Ng]	35.19
Fattore forma [Sc]	1.11
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.11
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.93
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	929.41 kN/m ²
Resistenza di progetto	404.09 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	26.09
Fattore [Nc]	38.64
Fattore [Ng]	32.59
Fattore forma [Sc]	1.09
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.09
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.95
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	900.78 kN/m ²
Resistenza di progetto	391.65 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	13.86
Fattore [Nc]	24.76
Fattore [Ng]	10.03
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.09
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.93
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	404.75 kN/m ²
Resistenza di progetto	224.86 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16.73
Fattore [Nc]	30.28
Fattore [Ng]	14.04
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	486.9 kN/m ²
Resistenza di progetto	270.5 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	13.86
Fattore [Nc]	24.76
Fattore [Ng]	10.21
Fattore forma [Sc]	1.09
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.05
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.05
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	406.44 kN/m ²
Resistenza di progetto	225.8 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	13.86
Fattore [Nc]	24.76
Fattore [Ng]	15.45
Fattore forma [Sc]	1.09
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.09

Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.93
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	456.6 kN/m ²
Resistenza di progetto	253.67 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	13.86
Fattore [Nc]	24.76
Fattore [Ng]	13.37
Fattore forma [Sc]	1.08
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.08
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.95
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	436.23 kN/m ²
Resistenza di progetto	242.35 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	13.86
Fattore [Nc]	24.76
Fattore [Ng]	10.03
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0

Fattore forma [Sq]	1.09
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.93
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	404.75 kN/m ²
Resistenza di progetto	224.86 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16.73
Fattore [Nc]	30.28
Fattore [Ng]	14.04
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	486.9 kN/m ²
Resistenza di progetto	270.5 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	13.86
Fattore [Nc]	24.76
Fattore [Ng]	10.21
Fattore forma [Sc]	1.09
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.05
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.05
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	406.44 kN/m ²
Resistenza di progetto	225.8 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	13.86
Fattore [Nc]	24.76
Fattore [Ng]	15.45
Fattore forma [Sc]	1.09
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.09
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.93
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	456.6 kN/m ²
Resistenza di progetto	253.67 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	13.86
Fattore [Nc]	24.76
Fattore [Ng]	13.37
Fattore forma [Sc]	1.08
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.08
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.95
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	436.23 kN/m ²
Resistenza di progetto	242.35 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

***Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi**

Pressione normale di progetto 200.0 kN/m²

Cedimento dopo T anni 15.0

Distanza 0.00 m

Angolo 0.00 °

Cedimento totale 0 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione;

Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	7.85	0	0	Schmertmann	0	--	0

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto 213.82 kN/m²

Spessore strato 15.0 m

Profondità substrato roccioso 20.0 m

Modulo Elastico 42500.0 kN/m²

Coefficiente di Poisson 0.25

Coefficiente di influenza I1 0.98

Coefficiente di influenza I2 0.03

Coefficiente di influenza Is 1.01

Cedimento al centro della fondazione 6.7 mm

Coefficiente di influenza I1 0.87

Coefficiente di influenza I2 0.06

Coefficiente di influenza Is 0.91

Cedimento al bordo 3.02 mm

CEDIMENTI BURLAND E BURBIDGE

Pressione normale di progetto 200.0 kN/m²

Tempo 15.0

Profondità significativa Zi (m) 1.453

Media dei valori di Nspt all'interno di Zi 28.5

Fattore di forma fs 1.44

Fattore strato compressibile fh 1

Fattore tempo ft 1.44

Indice di compressibilità 0.016

Cedimento 6.055 mm

VERIFICA A LIQUEFAZIONE - Metodo del C.N.R. - GNDT Da Seed e Idriss

Svo: Pressione totale di confinamento; S'vo: Pressione efficace di confinamento; T: Tensione tangenziale ciclica; R: Resistenza terreno alla liquefazione; Fs: Coefficiente di sicurezza

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Nspt'	Svo (kN/m ²)	S'vo (kN/m ²)	T	R	Fs	Condizione:
1	15.00	42.00	27.442	313.995	186.506	0.081	1.206	14.82	Livello non liquefacibile

2.4 Stabilità dei fronti di scavo nel breve termine

Le opere in progetto prevedono scavi significativi per la messa in opera del livello interrato. Il progetto prevede fronti di scavo di circa 3/3.5 m d'altezza che interesseranno esclusivamente terreni tendenzialmente incoerenti, caratterizzati solo da una modesta coesione dovuta ad un certo grado di cementazione e alla, sia pur scarsa, matrice fine limosa.

Le verifiche di stabilità dei fronti dello scavo devono essere effettuate secondo quanto previsto dalle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" (D.M. 14.01.2008). La normativa prescrive che per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione $Ed \leq Rd$ dove Ed è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, mentre Rd è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico. La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). In particolare le N.T.C. 2008 considera due famiglie di combinazioni (indicate come A1-M1 e A2-M2) generate con le modalità: 1) caso A1-M1: in questo tipo di combinazioni vengono incrementati le azioni permanenti e variabili con i coefficienti (γ_G, γ_Q) e vengono lasciate inalterate le caratteristiche di resistenza del terreno; 2) caso A2-M2: in questo tipo di combinazioni sono incrementati i carichi variabili e vengono ridotte le caratteristiche di resistenza del terreno ($\tan(\phi)$, c' o c_u) secondo i coefficienti parziali ($\gamma \tan\phi'$, $\gamma c'$,).

Per la stabilità dei versanti le Norme indicano che le verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1: Combinazione 2 (A2 + M2 + R2).

I vari coefficienti considerati nelle verifiche di stabilità sono di seguito riportati:

COEFFICIENTI DI PARTECIPAZIONE CASO STATICO

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Carichi	Effetto		A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.30	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.30

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametri		M1	M2
Tangente dell'angolo d'attrito	$\gamma \tan\phi'$	1.0	1.25
Coesione efficace	$\gamma c'$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	γc_u	1.0	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γq_u	1.0	1.60
peso di volume	$\gamma \gamma$	1.0	1.00

COEFFICIENTI DI PARTECIPAZIONE CASO SISMICO

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Carichi	Effetto		A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

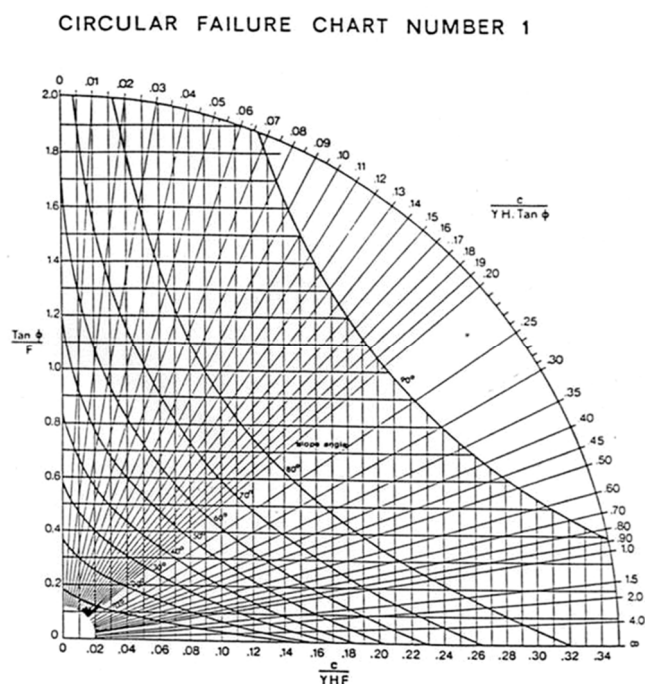
Parametri		M1	M2
Tangente dell'angolo d'attrito	$\gamma \tan\phi'$	1.0	1.25

Coesione efficace	$\gamma c'$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	γc_u	1.0	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γq_u	1.0	1.60
peso di volume	$\gamma \gamma$	1.0	1.00

Per quanto riguarda il coefficiente parziale per le verifiche di sicurezza, relativamente alla stabilità generale, il D.M. 14.01.2008 richiede un $\gamma_R \geq 1.1$. La normativa specifica al punto 2.4.1 che le verifiche sismiche possono omettersi per le opere provvisorie o per le strutture in fase costruttiva quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni; gli scavi previsti saranno realizzati per la collocazione dei muri di sostegno ed avranno quindi una durata limitata ed in relazione a ciò le verifiche di stabilità generale sono state effettuate non considerando l'azione sismica, ma solo i coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno evidenziati in giallo nella tabella della pagina precedente.

In definitiva utilizzando:

- in favore della sicurezza parametri geotecnici medio-bassi tra quelli indicati nello schema a pagina 14;
- i coefficienti parziali suddetti;
- un coefficiente di sicurezza $\gamma_R = 1.1$;
- una coesione efficace pari a $c' = c/1.25 = 0.6/1.25 = 0.48$ t/mq;
- gli abachi presenti in “Rock Slope Engineering” (HOEK & BRAY, 1981), ed in particolare il diagramma valido per fronti di scavo in assenza di falda acquifera (vedi schema);



- un fronte di scavo di altezza $H = 3.5$ m costituito dal materiale suddetto; e verificando l'intersezione tra l'ordinata $[(\tan 32^\circ / 1.25) / 1.1]$ e l'ascissa $[(c / 1.25) / (\gamma * 3.5 * 1.1)]$, si ottiene un angolo limite dei profili di scavo pari a $\beta \leq 45^\circ$ sull'orizzontale. Qualsiasi altro valore di β inferiore a quello ammissibile rientrerà entro le norme di sicurezza.

Qualora gli scavi si spingessero in adiacenza o sotto le fondazioni attuali, **si raccomanda l'adozione di strutture di sottomurazione al fine di non destabilizzare le fondazioni esistenti**, prevedendo la realizzazione di opere di contenimento provvisorie e l'esecuzione dello scavo per settori ristretti, iniziando gli sbancamenti dagli spigoli esterni, procedendo verso l'interno per sezioni alternate, avendo cura di porre in opera la fondazione ed il muro definitivi immediatamente dopo l'esecuzione dello scavo, avendo cura di aspettare il consolidamento della porzione di muro eseguita prima dell'escavazione del tratto adiacente.

In considerazione della presenza nel deposito costituente il sottosuolo di blocchi di grandi dimensioni, si sottolinea l'assoluta necessità di evitare di procedere alla loro rimozione e/o demolizione senza un'opportuna valutazione dei rapporti tra i massi stessi: infatti potrebbe verificarsi che la base dei blocchi sia stabilizzata dal masso adiacente, per cui un intervento frettoloso o malfatto potrebbe determinare movimentazioni degli stessi. Le operazioni di movimento terra dovranno essere compiute con la massima attenzione in prossimità di **eventuali massi di grandi dimensioni esistenti nel deposito** naturale, al fine di non destabilizzare l'attuale situazione di equilibrio, ed anche in caso di rimozione degli stessi, essa dovrà essere eseguita con estrema attenzione.

Ove si trovano manufatti e strutture diverse (tipo muri di confine, contenimento, ecc.), comunque, **la ristrettezza dell'area delle operazioni potrebbe richiedere l'utilizzo di angoli di scarpa differenti da quanto indicato**; in questo caso, per non estendere troppo lo scavo, si dovrà valutare l'adozione di opere di contenimento provvisorie, quali sbadacchiature, paratie di micropali, ecc. e/o, per non determinare un'estensione eccessiva del fronte con possibilità di instabilità della scarpata, di realizzare gli scavi per settori, collocando in fase immediatamente successiva il relativo tratto di muro definitivo, prima di effettuare lo scavo del settore successivo.

Al fine di garantire comunque la stabilità del ciglio superiore dei fronti di scavo si consiglia di:

1. proteggere i fronti di scavo con teli di nylon in concomitanza di piogge intense e persistenti;
2. evitare il posizionamento di sovraccarichi in prossimità del ciglio di scavo ed il passaggio in adiacenza allo stesso di mezzi meccanici, prevedendo una fascia di interdizione, opportunamente delimitata;
3. evitare il transito e la sosta di autoveicoli nell'area prossima alla zona degli scavi nel periodo richiesto dalla realizzazione degli stessi ed alla messa in opera dei muri definitivi che fungeranno da muri di contenimento, periodo che dovrà essere comunque limitato.

La stabilità degli scavi nelle condizioni illustrate nel presente capitolo si intende garantita a breve termine, cioè limitatamente al periodo necessario per la realizzazione delle opere di contenimento definitive.

3. MODALITA' DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE NERE E BIANCHE

3.1 ACQUE NERE ED ACQUE BIANCHE

Gli scarichi delle acque nere dovranno essere fatti confluire nel collettore comunale presente sulla vicina strada.

Le acque bianche provenienti dalla copertura degli edifici e dalle superfici impermeabilizzate potranno essere convogliate o **nell'apposita rete fognaria o in sistemi dispersori opportunamente dimensionati.**

3.2 DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' DI DISPERSIONE PER LE ACQUE BIANCHE

Il dimensionamento dei pozzetti a dispersione può essere fatto utilizzando la formula relativa alla prova di permeabilità a carico costante relativa a pozzetti circolari. Da essa si ricava la formula:

$$k = Q / d \times h_m \times \pi \quad \text{da cui} \quad Q = k \times d \times h_m \times \pi \quad \text{ove}$$

k = coefficiente di permeabilità (m/s)	h_m = altezza media del pozzetto (m)
Q = portata assorbita a livello costante (mc/s)	d = diametro del pozzetto cilindrico (m)

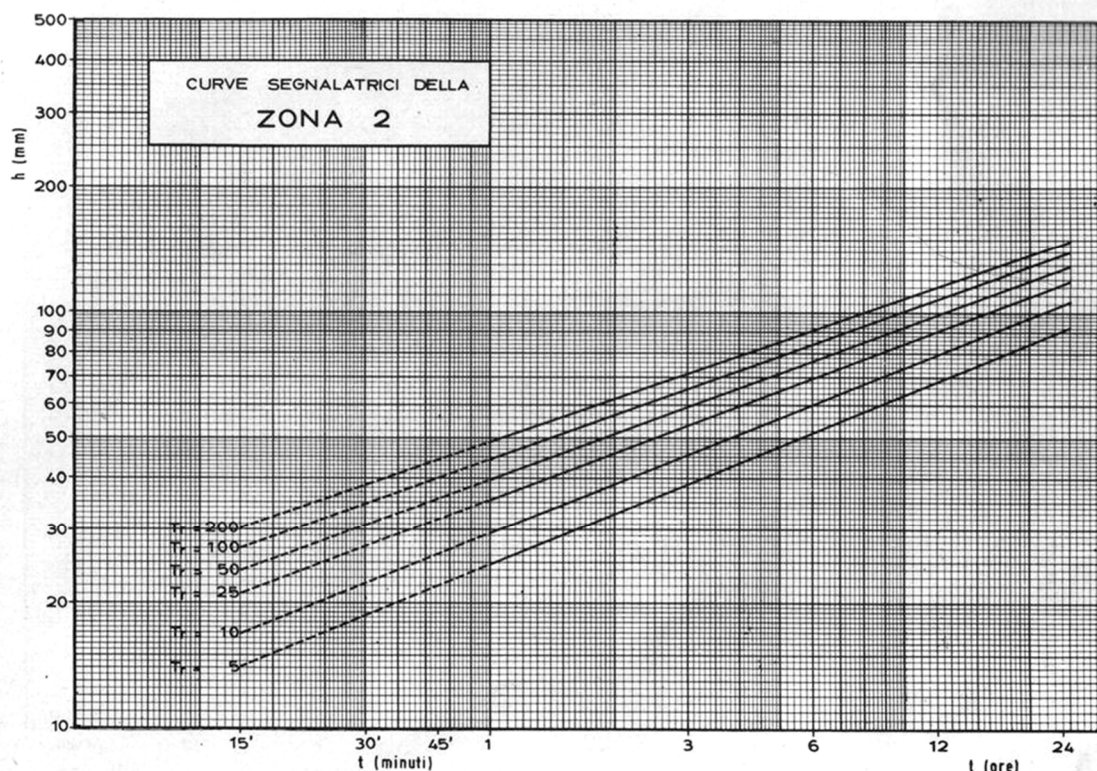
Il coefficiente di permeabilità del terreno è stato stimato per confronto con sedimenti analoghi precedentemente studiati, ottenendo un valore mediamente pari a:
 $5 \cdot 10^{-2} < k < 10^{-1}$ cm/sec.

Per una valutazione dei coefficienti di deflusso utili alla progettazione si è fatto riferimento alla tabella sottostante:

Valori di punta orari del coefficiente di deflusso consigliati da A.T.V.

CARATTERISTICHE DELLA SUPERFICIE SCOLANTE	Coefficiente di deflusso $\psi_f = \psi_1$
— Tetti di metallo o di ardesia	0,95
— Tetti normali in tegole di laterizio e cartone catramato .	0,90
— Tetti di cemento-amianto	0,5 – 0,70
— Lastricato d'asfalto e marciapiedi con manto impermeabile	0,85 – 0,90
— Lastricato in pietra o legno, con connessioni sigillate . . .	0,75 – 0,85
— Lastricato in pietre di grande taglio senza sigillatura dei giunti	0,5 – 0,7
— Massicciata in macadam all'acqua e lastricati in pietre di piccolo taglio	0,25 – 0,60
— Viali inghiaaiati	0,15 – 0,30
— Superfici non edificate, ferrovie	0,1 – 0,2
— Superfici di parchi e giardini	0 – 0,1

Una pioggia critica della durata di 15 minuti con un tempo di ritorno di 50 anni, produce un apporto idrico meteorico pari a $q = 0.0267$ l/s/m² (vedi grafico - da Determinazione delle zone omogenee per le piogge intense nel Trentino - DELLA LUCIA, FATTORELLI, PROVASI; 1976).



Per effettuare il calcolo indicativo a supporto della progettazione, si supponga di considerare una porzione di copertura pari a 100 mq:

Tipo di superficie	Area (mq)	Coefficiente di deflusso (C)	Portata al secondo (l/s)	Portata totale per il periodo critico (mc)
			$Q = \text{Area} * 0.0267 \text{ l/s} * C$	$Q_{\text{tot}} = Q \text{ al secondo} * 60s * 15'$
Copertura tetto in tegole	100,0	0.9	2.4	2160 l \approx 2.2
Superfici parcheggio in asfalto		0.85		
Superfici in mattonelle		0.5		

Il progettista potrà suddividere l'area secondo le diverse coperture e procedere analogamente ottenendo la quantità d'acqua in deflusso prevedibile.

3.3 POZZETTO PERDENTE

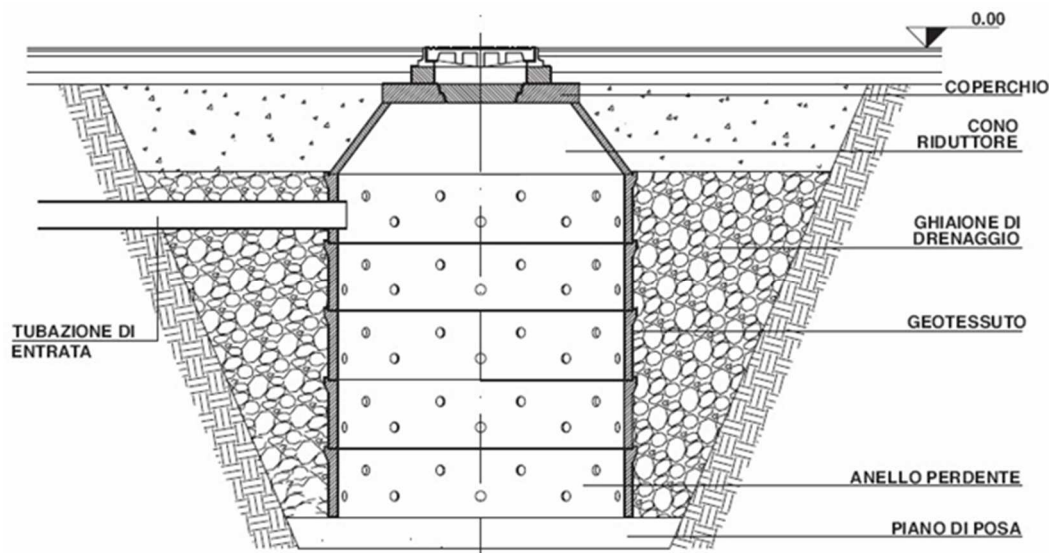
Come visto nei capitoli precedenti, il sottosuolo dell'area è costituito da **depositi alluvionali costituiti da sabbie con ghiaie in matrice sabbio-limosa con percentuale variabile e livelli limo-sabbiosi**, disposti secondo stratificazioni con percentuali di materiale grossolano maggiori o minori, in cui in relazione alle modalità di deposizione del materiale si possono rinvenire nel sottosuolo livelli con percentuale di materiale fine maggiore, per cui l'angolo di attrito interno risulterà leggermente ridotto, si può considerare una situazione sfavorevole con il **livello superficiale della falda freatica a profondità pari a circa 3 m dal p.c. attuale**.

Il sistema a dispersione potrà essere costituito da pozzi perdenti posti ad alcuni metri di distanza dalle fondazioni al fine di evitare che i moti di filtrazione dell'acqua possano influenzare negativamente i volumi di terreno interessati dalla diffusione dei sovraccarichi indotti dall'edificio. Per garantire la dispersione necessaria, si reputa

necessaria la realizzazione di un **pozzo perdente** costituito da anelli in calcestruzzo finestrato del diametro di 1.5 m con profondità utile pari a 3.0 m.

In base alla formula sopra riportata:

$$Q = 0.0005 \text{ (m/s)} * 1.5 \text{ (m)} * 3.0 \text{ (m)} * \pi = 0.00707 \text{ mc/s} = 7.0 \text{ l/s}$$



Per smaltire la portata calcolata, saranno quindi necessario un sistema con :

$$Q / 7 = N^{\circ} \text{ pozzi perdenti}$$

sufficiente a contenere la portata della pioggia critica anche in caso di parziale ostruzione.

Per evitare intasamenti e riduzioni della permeabilità naturale del terreno nel tempo, sarà necessario infine realizzare, a monte del punto di dispersione, un pozzetto con sezione di 50 x 50 cm per la decantazione di eventuali particelle solide; lo scarico del pozzetto sarà costituito da un tubo in PVC a gomito, in modo tale da evitare il passaggio delle frazioni solide. Il pozzetto dovrà essere periodicamente ispezionato e svuotato.

3.4 TRINCEA DISPERDENTE

In relazione alla buona permeabilità del sottosuolo, può presentarsi più favorevole l'utilizzo, al posto di pozzetti perdenti, di un **sistema di smaltimento mediante trincea disperdente, la quale avrà anche funzione di vasca di laminazione** (pur considerando una **permeabilità medio-bassa pari a $k = 5 * 10^{-2}$ cm/s**) per accogliere le acque derivanti dalla precipitazione critica precedentemente calcolata.

Indicativamente, considerando una porosità efficace pari a circa il 33%, per accogliere la quantità d'acqua relativa alla precipitazione critica calcolata in precedenza, si determina un volume di materiale ghiaioso necessario pari a:

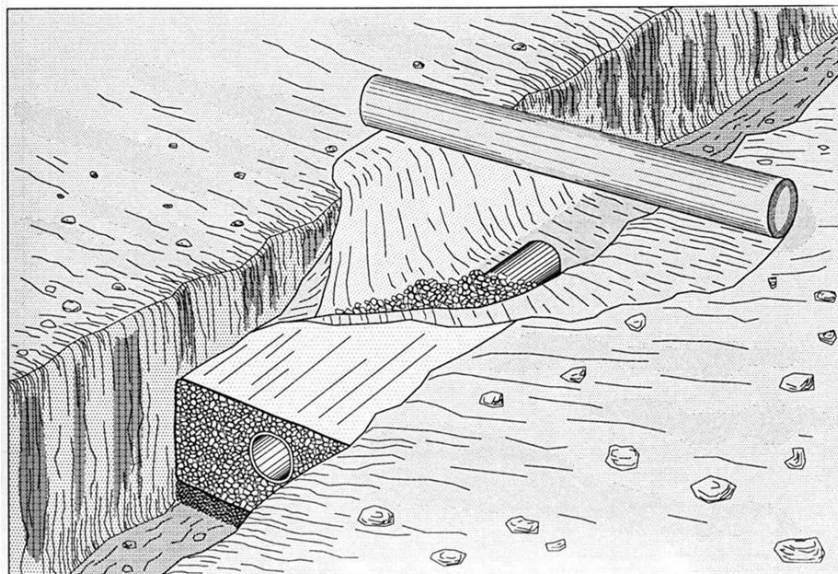
Volume della materiale arido da collocare nella trincea:

$$Q * 3 = \text{Volume complessivo trincea perdente (m}^3\text{)}$$

La trincea tipo può essere, ad esempio, predisposta nel modo seguente: lo scavo, dimensionato di seguito, sarà colmato con **materiale ad alta permeabilità e porosità (ghiaia e sabbia), senza frazioni fini; tra il materiale drenante ed il terreno naturale sarà disposta una guaina in geotessile per prevenire intasamenti del dreno stesso.**

In ogni caso nella parte superficiale della zona di dispersione verrà disposto uno **strato di geotessile che impedisca l'ingresso nel dispersore di materiale fine** e quindi potrà

essere ricoperto con la pavimentazione prevista o con terreno, onde realizzare, ad esempio, una superficie a parcheggio o a giardino.



Stesa di un geotessuto e realizzazione di una trincea disperdente.

Indicativamente, tenendo conto di una profondità utile ridotta della fossa, pari a 2.50 m circa, **il sistema disperdente potrà essere costituito da una (o più, qualora fossero distribuite in più punti) fosse perdenti**, con dimensioni complessive pari a:

B = XX.0 m con B = larghezza della trincea
L = YY.0 m L = lunghezza della trincea
H = 2.5 m H = altezza del battente d'acqua sul fondo

V fossa perdente = [XX.0 m * YY.0 m * 2.5 m] = ZZ mc

V totale = V fossa perdente * N° fosse = Q * 3

Come per i pozzetti, per evitare intasamenti e riduzioni della permeabilità naturale del terreno nel tempo, sarà necessario infine realizzare, a monte dei punti di dispersione, uno o più pozzetti con sezione di 50 x 50 cm per la decantazione delle particelle solide; lo scarico del pozzetto sarà costituito da un tubo in PVC a gomito, in modo tale da evitare il passaggio delle frazioni solide. I pozzetti dovranno essere periodicamente ispezionati e svuotati.

3.5 CONSIDERAZIONI SULLA PROFONDITA' DELLA FALDA FREATICA

Le letture effettuate ai piezometri posizionati in corrispondenza ai sondaggi eseguiti hanno fornito dati tali da impedire la definizione precisa dell'andamento della falda freatica nel sottosuolo (vedi tabella sottostante).

	S1 (644.328)	S2 (646.775)	S3 (643.833)
06/12/2017	- 8.60		
12/12/2017	danneggiato	-7.15	-6.97
22/01/2018		-5.60	-5.29
05/02/2018		-7.23	-5.58

E' presumibile che la vicinanza con il corso d'acqua, non solo porti alla presenza di una falda di subalveo (che quindi determina una profondità più ridotta del livello della falda

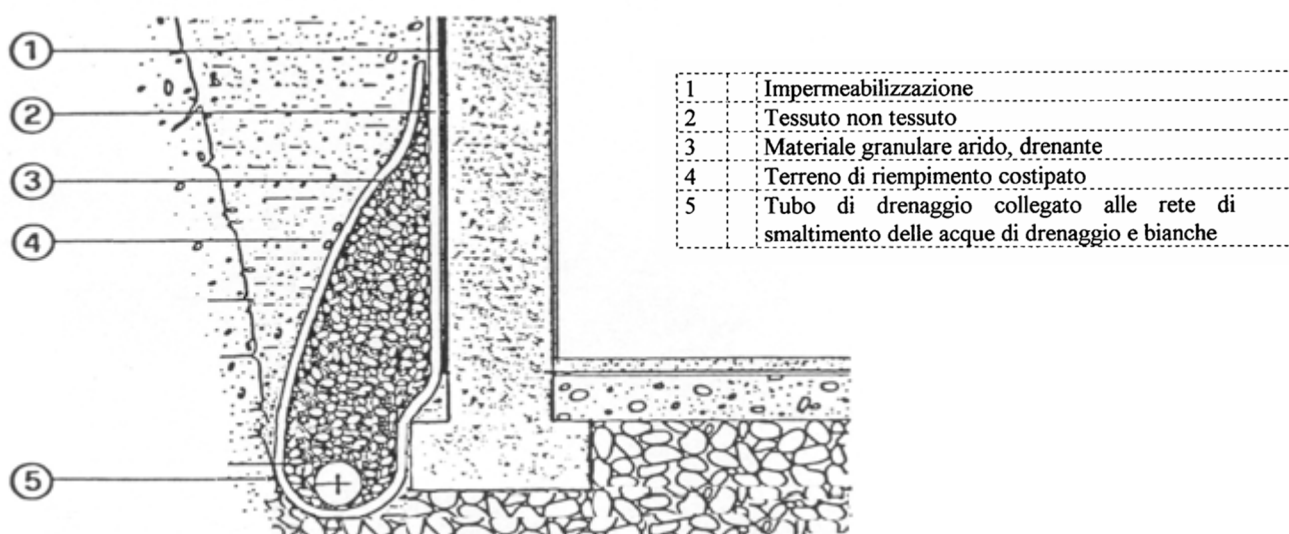
freatica in vicinanza dell'alveo), ma anche a vie preferenziali allungate subparallelamente al fiume, residuo di paleoalvei ormai non percepibili in superficie.

Al fine dei calcoli relativi alla portanza è stata presupposta la presenza della falda a circa 3 m dal piano di posa delle fondazioni; la lettura dei piezometri consentirà la verifica dell'andamento delle escursioni del livello di falda nel tempo.

4. OPERE DI DRENAGGIO

Entro le profondità che verranno interessate dagli scavi è esclusa la presenza di una falda acquifera; **nei periodi di intensa piovosità sono prevedibili comunque lievi circolazioni idriche di carattere episodico guidate da livelli a permeabilità ridotta all'interno dei depositi alluvionali**; negli stessi periodi si possono verificare inoltre infiltrazioni di acque di ruscellamento attraverso i riempimenti a tergo dei muri interrati, con possibili fenomeni di ristagno.

Sarà quindi **necessario creare intorno al nuovo corpo in qualunque porzione interrata, per garantirne condizioni di assenza di umidità, un sistema drenante opportunamente dimensionato** per raccogliere e smaltire tali acque, ad esempio secondo lo schema riportato; in particolare un tappeto drenante (od un'intercapedine areata) sarà pure realizzato al di sotto della soletta inferiore del corpo in progetto per rompere la risalita capillare dell'acqua e mantenerlo perfettamente asciutto.



Tali dreni potranno essere realizzati con la porzione a granulometria più elevata del terreno esistente in sito o con riporto di materiale granulare arido. Le acque raccolte potranno essere fatte confluire in idoneo pozzetto a dispersione, in rapporto alla natura del materiale che costituisce il sottosuolo, dotato in genere di elevata permeabilità.

5. INDAGINE AMBIENTALE E TERRE E ROCCE DA SCAVO

Le opere in progetto richiedono interventi che daranno origine a materiale di scavo che saranno in parte riutilizzati in sito, in parte conferiti in siti idonei.

Si sottolinea che tali materiali sono sottoposti alla disciplina che regola l'utilizzo e la destinazione di terre e rocce da scavo [articoli 185 e 186 del Decreto Legislativo 3 aprile 2006, n. 152 "Norme in materia ambientale"]; **sia in caso di mantenimento in cantiere, sia qualora sia necessario allontanare dalle aree di cantiere materiali derivanti dallo scavo o riportarne per la creazione di rilevati o drenaggi, si rende necessario predisporre l'esecuzione di analisi chimiche sul materiale derivante dallo scavo e su quello di riporto alloctono.**

Sulla Gazzetta Ufficiale n. 183 del 7 agosto 2017 è stato pubblicato il Decreto del Presidente della Repubblica (DPR n. 120 del 13 giugno 2017) relativo al **Regolamento recante la disciplina semplificata della gestione delle terre e rocce da scavo, entrato in vigore il 22 agosto 2017**; si rileva che per i cantieri di piccole dimensioni (volume scavo <6000 m³) ed i cantieri di grandi dimensioni (volume scavo >6000 m³) non soggetti a VIA o AIA è il "produttore" (*ndr. colui che produce le terre da scavo*) deve attestare la sussistenza dei requisiti per la gestione come sottoprodotti dei materiali scavati mediante la compilazione del Modulo Allegato 6 del DPR in oggetto e presentazione al Comune del luogo di produzione e all'Agenzia di protezione ambientale competente per territorio, almeno 15 giorni prima dell'inizio dei lavori di scavo (art. 20-21-22).

Per quanto si riferisce alla gestione e smaltimento delle terre e rocce da scavo, ed ai relativi moduli di comunicazione, si dovrà fare riferimento alla normativa vigente.

In relazione a ciò, nell'ambito delle attività svolte per la caratterizzazione ambientale del sito, è stato effettuato un dettagliato campionamento di materiale dalla zona in cui avverranno gli scavi ed analisi chimiche relative.

In riferimento a quanto sopra si rimanda agli elaborati:

- **Indagine ambientale inerente l'area ex Ille in C.C. Spiazzo Rendena - Prima rendicontazione successiva alle indagini del 29 agosto 2012 – ottobre 2012, Ing. G. Marcazzan, dott. P.Passardi;**
- **Indagine ambientale inerente l'area ex Ille in C.C. Borzago nel comune di Spiazzo – febbraio 2018, Ing. G. Marcazzan.**

6. CONCLUSIONI

In base ai dati rilevati nei sopralluoghi effettuati ed ai dati esaminati è stato riconosciuto che l'area individuata (**pp.ed. 689, 690, 808, e dalle pp. ff. 262/3, 312/1, 1602 del C.C. di Borzago nel territorio comunale di Spiazzo**) può essere considerata idonea dal punto di vista geotecnico alla realizzazione dell'intervento di recupero dell'area e realizzazione delle costruzioni in progetto, a condizione che vengano osservate le prescrizioni riportate nel presente elaborato:

- nel paragrafo 1.2 si specifica che, in relazione all'importanza dell'intervento, si è ritenuto necessario procedere ad una campagna geognostica mediante sondaggi meccanici, al fine di puntualizzare le caratteristiche del sottosuolo; essa ha comportato l'esecuzione di n. 3 sondaggi meccanici a carotaggio continuo, spinti a profondità di 15 m, e la posa in opera di 3 piezometri; le indagini sono descritte nel paragrafo 1.3;
- nel paragrafo 1.4 sono fornite le caratteristiche del materiale naturale costituente il sottosuolo, che possiede buone caratteristiche geotecniche;

- nel paragrafo 2.2 si specifica che in ragione della presenza nel sottosuolo di sedimenti sabbiosi e ghiaiosi con buone caratteristiche geotecniche, le fondazioni potranno essere costituite da strutture superficiali (ad es. nastriformi continue, a plinto o a platea);
- nel paragrafo 2.3 sono riportati valori indicativi del carico limite;
- gli scavi dovranno essere eseguiti secondo le prescrizioni riportate nel paragrafo 2.3; data la natura essenzialmente granulare ed in considerazione delle caratteristiche geotecniche del terreno costituente il sottosuolo dell'area si esclude la realizzazione di profili di scavo verticali;
- gli scarichi delle acque nere saranno fatti defluire nei sistemi di smaltimento esistenti, quelli delle acque bianche potranno essere conferiti nella rete fognaria comunale o smaltiti nel sottosuolo come indicato nel capitolo 3;
- per la realizzazione del sistema di drenaggio si adotteranno le indicazioni segnalate nel capitolo 4;
- nel capitolo 5 si specifica che terre e rocce derivanti dagli scavi, qualora fosse necessario allontanarli dal cantiere, sono sottoposti a specifica normativa; gli aspetti ambientali sono stati oggetto di apposito studio a cui si rimanda.

Il presente elaborato è redatto in ottemperanza ai contenuti del D.M. 14 gennaio 2008 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, fa riferimento alla relazione geologica del progetto definitivo e costituisce documento progettuale idoneo per il rilascio della concessione ad edificare. La presente relazione geotecnica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno riguarda la fase del progetto definitivo e dovrà essere integrata in fase esecutiva con tutte le previste verifiche della sicurezza e delle prestazioni di cui al capitolo 6.2.3. delle NTC.

Trento, aprile 2018



ALLEGATO:
Sondaggi meccanici

inserisci file: *“Report finale sondaggi meccanici area ex Ille Spiazzo.pdf”*