

REGIONE PIEMONTE

PROVINCIA DI CUNEO

COMUNE DI SALUZZO

Recupero funzionale del  
convento di San Bernardino in  
centro diurno  
socio-terapeutico-educativo  
PROGETTO ESECUTIVO

Arch. Fulvio BACHIORRINI  
p.tta San Nicola 3 - SALUZZO  
tel./fax 0175/46827

Coll.:  
Geol. Gian Mario ASSELLE  
Corso Italia 12 - SALUZZO  
tel./fax 0175/42463

RELAZIONE GEOLOGICA

SCALA ----

**TAV. C03 D**

D42\_017\_C03 D

STUDIO DI GEOLOGIA  
dott.geologo Gian Mario ASSELLE  
Geofisica Geotecnica Idrogeologia  
Corso Italia, 12  
12037 SALUZZO (CN) tel. fax 017542463  
E-mail:asselleg1@assellegianmario.191.it

-----  
c.f. SSL GMR 62H30 L219V  
P.I. 02154010041

PROVINCIA DI CUNEO  
**COMUNE DI SALUZZO**

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E DI CARATTERIZZAZIONE SISMICA  
DELL'AREA RIFERITA AL PROGETTO DI “RECUPERO FUNZIONALE DEL  
CONVENTO DI SAN BERNARDINO IN STRUTTURA SOCIO SANITARIO  
ASSISTENZIALE”.

COMMITTENTE: RESIDENZA EMANUELE TAPPARELLI D'AZEGLIO (Via Cuneo,16-  
SALUZZO).

PROGETTISTA: arch. Fulvio BACHIORRINI (P.tta San Nicola, 3 - SALUZZO).

IN APPLICAZIONE DELLE L.R. 05/12/1977 N° 56 e s.m.i., DEL D.M. 14/01/2008 (NUOVE NORME  
TECNICHE PER LE COSTRUZIONI) e s.m.i., DELLA D.G.R. 21/05/2014 N° 65-7656 (PROCEDURE DI  
PREVENZIONE DEL RISCHIO SISMICO), DEL D.lgs 152/2006 e s.m.i. (T.U. AMBIENTE) E DELLA  
L. 09/08/2013 N° 98 art. 41 bis (ULTERIORI DISPOSIZIONI IN MATERIA DI TERRE E ROCCE DA  
SCAVO), DELLE N.T.A. DEL P.R.G.C.

SALUZZO, lì 22/09/2015



## PREMESSA

La presente relazione, svolta su incarico della committenza, è stata redatta in scrupolosa osservanza delle leggi e norme citate, e determina dell'area in esame:

- ) l'inquadramento geomorfologico, litologico, idrogeologico, pag. 8;
- ) l'inquadramento dell'intervento nel rispetto delle disposizioni in materia di terre e rocce da scavo, pag. 11;
- ) i parametri sismici dell'area, la caratterizzazione geotecnica del sottosuolo, le verifiche di stabilità del pendio, la resistenza di progetto dei terreni, pag. 13;  
che permettono di definire,
- ) le conclusioni, pag. 48.

Allo scopo sono stati eseguiti:

-) la consultazione della Carta Geologica d'Italia (Foglio CUNEO, scala 1:100.000), del Piano per l'Assetto Idrogeologico (PAI), della documentazione a supporto del PRGC, e della pubblicazione LE ACQUE SOTTERRANEE DELLA PIANURA E DELLA COLLINA CUNEESE (2011, Civita, Vigna, De Maio, Fiorucci, Pizzo, Gandolfo, Banzato, Menegatti, Offi, Moitre, Politecnico Torino, Provincia di Cuneo, SCRIBO-FIRENZE);

-) l'esecuzione di una prospezione sismica tipo MASW con sismografo a 16 canali modello SOILSPY della società MICROMED S.p.A. (Via Giotto n. 2, MOGLIANO VENETO – PROV. TREVISO), realizzando uno stendimento rettilineo con schema di acquisizione ZVF lungo circa 45 m con geofoni verticali a frequenza di 4,5 Hz ad equidistanza di 3 m ed offset minimo di 4 m, mediante energizzazione ad un estremo con massa vibrante di 2 tonnellate, e procedura di acquisizione con registrazione delle onde superficiali Rayleigh ottenuta mediante il software GRILLA (versione 6.4 2012, società MICROMED S.p.A.) al fine di definire il valore di  $V_{s,30}$  (spettro e profilo sismico allegati a pag. 45);

-) la raccolta dei dati stratigrafici e geotecnici riferiti alle estese indagini, eseguite nel giugno-luglio 1986, dall'impresa Ing. Giovanni Rodio & C. S.p.A., su incarico del Ministero dei Lavori

Pubblici- Provveditorato Regionale delle Opere Pubbliche del Piemonte e Valle d'Aosta - ufficio operativo di Cuneo (direttore dei lavori ing. R. Rovere), nel contesto di un considerevole intervento di consolidamento strutturale delle colonne del chiostro del convento, che hanno comportato l'esecuzione di n.6 sondaggi geognostici verticali ( $\varnothing$  100÷130 mm, profondità 25÷38 m dal p.c., planimetria allegata a pag. 7), con carotaggio continuo e prelievo di 20 campioni indisturbati (stratigrafie e tabella di sintesi delle prove ed analisi di laboratorio per la caratterizzazione geotecnica del sottosuolo, allegate a pag. 31 e 36), e l'installazione di tubi per la misura con sonda inclinometrica nei 2 fori di sondaggio più profondi e di un tubo piezometrico nel foro del sondaggio 3;

-) la definizione dei parametri sismici dell'area e delle sue caratteristiche litostratigrafiche (sezioni geologiche 1-1' e 2-2' allegate a pag. 28), dello schema della circolazione idrica sotterranea e la caratterizzazione geotecnica dei terreni influenzati dall'intervento, secondo il D.M. 14/01/2008;

-) le valutazioni per una tipologia di fondazione diretta, secondo il D.M. 14/01/2008, della resistenza di progetto (verifica SLU), e del valore di progetto dell'effetto delle azioni (verifica SLE), condotte mediante l'analisi del carico limite del complesso fondazione-terreno, utilizzando la formula di Brinch-Hansen (1970), secondo le indicazioni di altri autori (Skempton, 1948; Bjerrum, 1972), i cui risultati sono stati confrontati con la previsione dei cedimenti indotti ai terreni di fondazione per mezzo della metodologia di Janbu e al. (1956), ed utilizzando i raffronti con i cedimenti ammissibili forniti dalla letteratura (R. Lancellotta, 1987 *Geotecnica*. Zanichelli, Bologna);

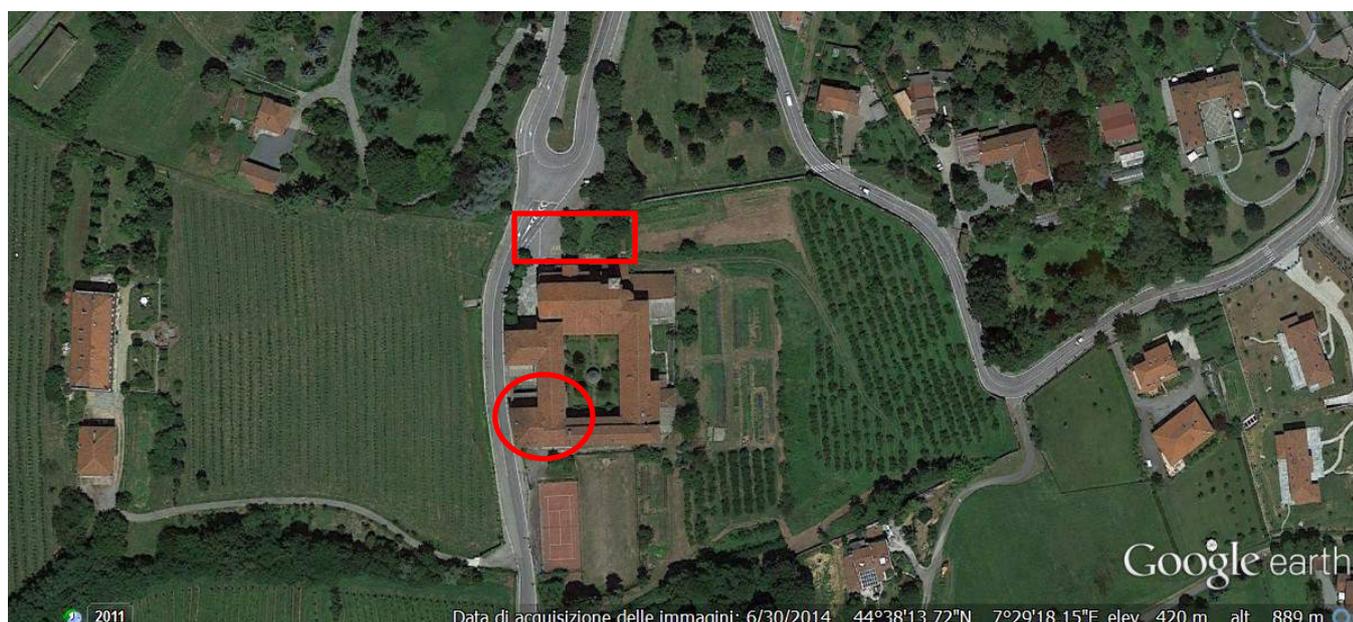
-) le verifiche delle condizioni di stabilità globale del pendio interessato dalla realizzazione dei parcheggi, secondo il D.M. 14/01/2008, utilizzando il programma di calcolo I.L.A., basato sui metodi di Sarma ed Hoek (1979, 1981, 1983, 1987);

-) la documentazione fotografica dell'indagine sismica eseguita (pag. 54).

# FOTOAEREA DI INQUADRAMENTO

## Legenda

-  Sito interessato dai parcheggi in progetto.
-  Sito interessato dai principali interventi di recupero funzionale sul fabbricato esistente.



# COROGRAFIA DELL'AREA ESTRATTA DALLA CARTA TECNICA

REGIONALE

Scala 1:10.000

 Area in oggetto



PLANIMETRIA ESTRATTA DAL PRGC VIGENTE  
(TAV. P 3.c ASSETTO DEL PIANO E VINCOLI IDROGEOLOGICI)

Scala 1:5.000

Area in oggetto



(Compresa nella classe II B di idoneità alla utilizzazione  
Urbanistica, caratterizzata da moderata pericolosità geologica)



ESTRATTO DALLE N.D.A. DEL PRGC VIGENTE

33.2. Sottoclasse II A

Tali ambiti sono rappresentati da:

- settori di raccordo tra il versante e la pianura, ad acclività moderata, talora urbanizzate (Centro Storico) e caratterizzate dall'assenza di evidenze geomorfologiche testimoni di dissesti in atto o pregressi;
- aree sub-pianeggianti localizzate in corrispondenza della sommità del rilievo collinare.

Ogni intervento eccedente la RS dovrà prevedere uno studio geologico a norma del D.M. 11/3/1988 n. 47 e s.m.i. e del D. M. 14/01/2008 e s.m.i., volto soprattutto a precisare le caratteristiche geomorfologiche, idrogeologiche e geotecniche puntuali, a individuare gli indirizzi di intervento necessari a superare le locali condizioni di moderata pericolosità e a valutarne la ricaduta sulla destinazione urbanistica prevista; tali interventi dovranno essere esplicitati a livello di progetto esecutivo. Questi ultimi potranno essere limitati al singolo lotto edificatorio o estesi ad un settore circostante significativo.

Per tutti gli interventi edilizi si devono inoltre rispettare le seguenti prescrizioni:

- impiego, in fase di scavo, di opere di sostegno provvisorie a salvaguardia della stabilità dei fronti e delle aree adiacenti,
- manutenzione delle linee drenanti esistenti e alla raccolta e smaltimento delle acque reflue e di scorrimento superficiale, di precipitazione meteorica (con particolare riferimento a quelle convogliate da tratti stradali) e di infiltrazione, indicando, per queste ultime, le opere di drenaggio necessarie, escludendo in modo tassativo la dispersione non controllata.

33.3. Sottoclasse II B

Gli ambiti di questa sottoclasse si differenziano dai precedenti in quanto soggetti a maggiore acclività e/o localizzati sui versanti collinari al di fuori delle aree urbanizzate consolidate. Ogni intervento eccedente la RS dovrà prevedere, oltre quanto previsto al comma precedente, la realizzazione di un'adeguata campagna d'indagini geognostiche e di specifiche verifiche di stabilità, in condizioni ante e post operam, riferite ai fronti di scavo, agli eventuali accumuli di terreno (provenienti da scavi e sbancamenti) da posizionarsi in loco, alle modificazioni del suolo in genere e al pendio interessato dall'intervento nel suo complesso. Per tutti gli interventi edilizi si devono inoltre rispettare le prescrizioni di cui al comma precedente.

ESTRATTO DELLA PLANIMETRIA DEGLI INTERVENTI,  
FORNITO DAL PROGETTISTA

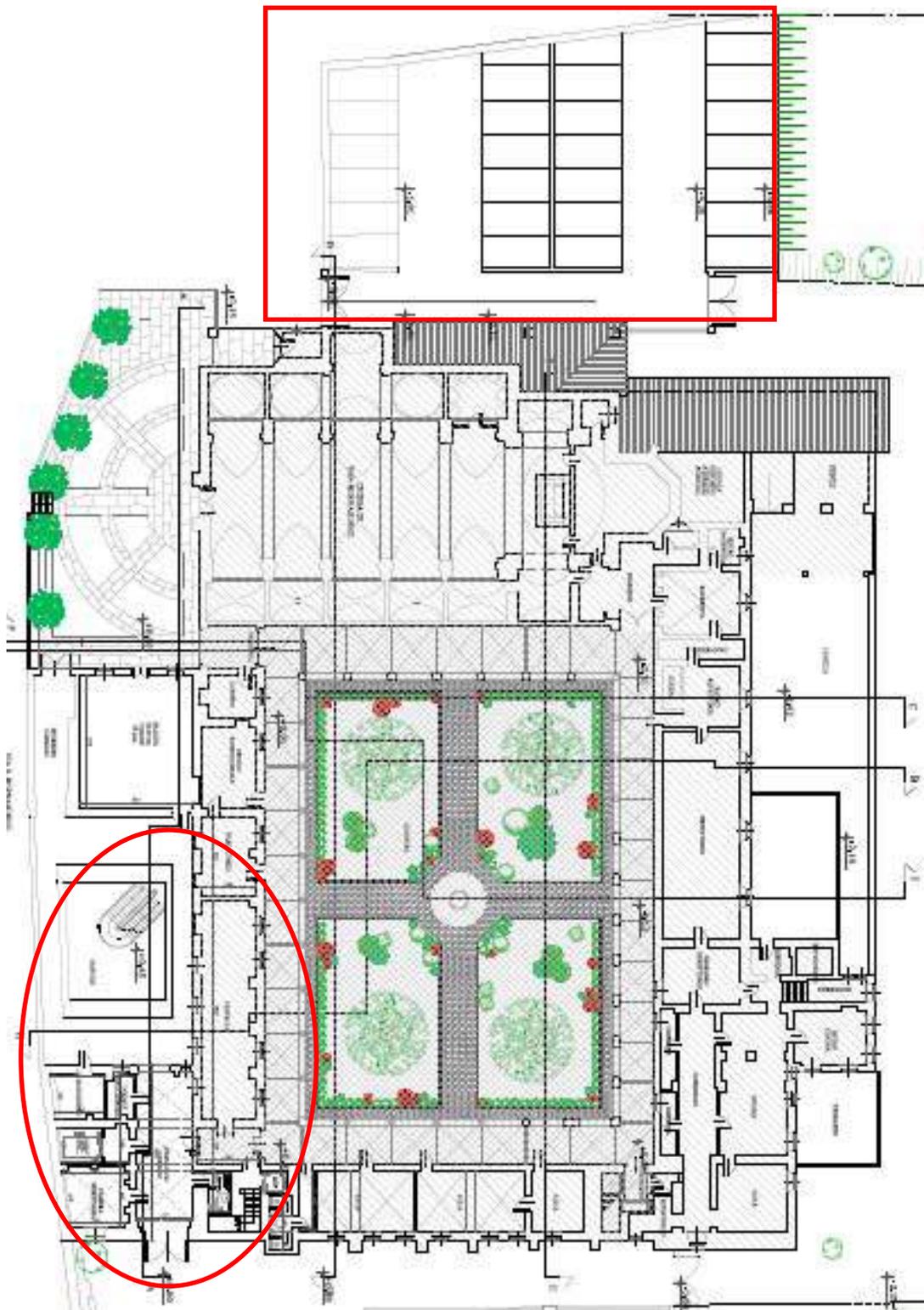
Legenda



Sito interessato dai parcheggi in progetto.



Sito interessato dai principali interventi di recupero funzionale sul fabbricato esistente.

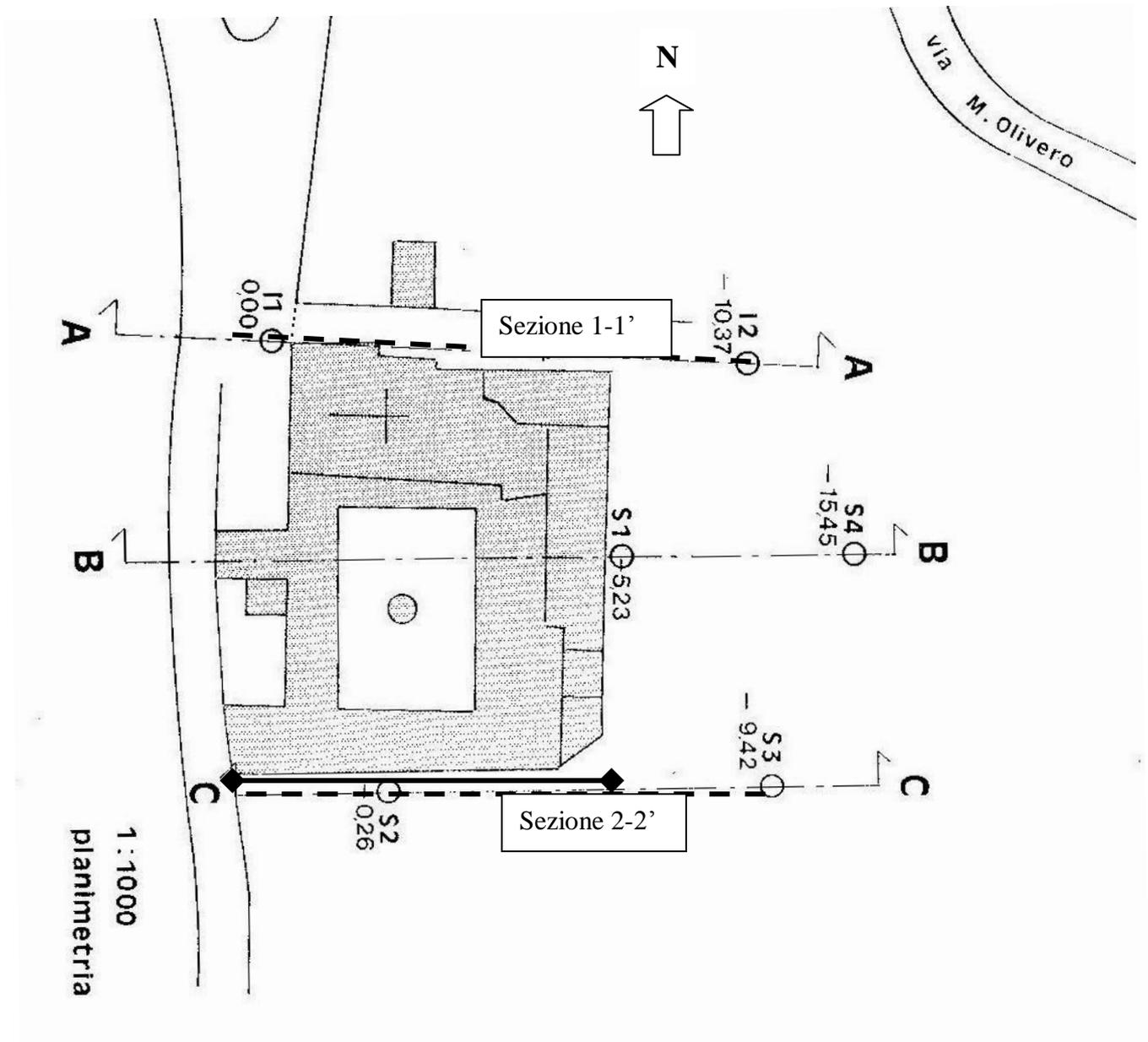


PLANIMETRIA DELLE INDAGINE ESEGUITE DALLA Ing. Giovanni Rodio & C. S.p.A.  
E LOCALIZZAZIONE DELL'INDAGINE SISMICA E DELLE SEZIONI GEOLOGICHE

Scala 1:1.000

Legenda

-  Sondaggi Rodio S1÷4 (I1÷2: attrezzati con inclinometro)
-  Stendimento sismico MASW (profilo sismico verticale)
-  Traccia sezioni geologiche 1-1' e 2-2'



## **INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO, LITOSTRATIGRAFICO, IDROGEOLOGICO**

L'area in esame (circa 410 m s.l.m.), ad ampia scala, è ubicata sul settore intermedio del fianco orientale della dorsale collinare a sviluppo lineare che costituisce la “Collina Saluzzese”, ed è ubicata a circa 800 m verso Sud dal centro storico della Città di Saluzzo, in corrispondenza del fabbricato del “Convento di San Bernardino”.

La morfologia collinare sopraccitata rappresenta il prodotto della disgregazione chimico- fisica e della intensa attività erosiva e di deposizione esercitata dalle acque superficiali, in conseguenza delle oscillazioni climatiche che si sono alternate in seguito ai più antichi eventi glaciali, la cui azione risulta ampiamente documentata nelle vallate circostanti.

Il sito risente delle modificazioni al profilo naturale di versante operate dall'attività umana durante i secoli scorsi, che hanno determinato la costruzione di opere di contenimento (muri di sottoscarpa lungo la Via S. Bernardino), e la realizzazione di livellamenti e riporti destinati a formare superfici terrazzate all'intorno del fabbricato del Convento.

Le nuove opere previste nel fabbricato esistente sono costituite, in sintesi, da un montalettighe ed un ascensore oltre ad una scala di sicurezza con annesso terrazzo, inoltre, all'esterno, lungo il prospetto Nord è prevista la realizzazione di una area a parcheggio con l'inserimento di muri di sostegno.

In particolare, il pendio sul quale insiste il fabbricato del Convento è connotato da una superficie topografica rivestita da una diffusa copertura vegetale, con locali blande ondulazioni, ed è caratterizzata da un profilo trasversale con una blanda e uniforme inclinazione, avente valore medio di circa 10° verso Est, che si smorza progressivamente procedendo verso valle.

Infine, si evidenzia che corrispondenza dell'area di intervento non vi sono indizi di dissesti geomorfologici determinati dalle acque superficiali o da movimenti gravitativi (frane), in accordo con la documentazione consultata, citata in premessa.

\*\*\*

I dati litostratigrafici ricavati dalle indagini descritte in premessa, permettono una descrizione

della probabile sequenza stratigrafica rinvenibile in corrispondenza degli interventi in progetto (sezioni geologiche 1-1' e 2-2' allegate a pag. 28, stratigrafie sondaggi a pag. 31), che è definita dall'alto verso il basso secondo la suddivisione di seguito riportata.

0,0÷1(5) m Terreni di copertura eluvio colluviali, prodotti dall'azione di disfacimento chimico-fisico e di trasporto a carico del substrato roccioso che costituisce il settore collinare; sono costituiti in genere da limi sabbioso argillosi e sabbie limose, in genere con indice di consistenza solido-plastica, e talora inglobano corpi lentiformi ghiaioso sabbiosi e riporti eterogenei dovuti all'attività antropica.

Gli spessori di questi terreni sono variabili sui settori di versante interessati dagli interventi e sono compresi tra circa 2,8÷4,8 m in corrispondenza della sezione geologica 1-1' (sez. C-C di progetto, area parcheggi), e tra circa 1÷5 m lungo sezione geologica 2-2' (lungo il prospetto Sud del fabbricato).

1(5) ÷6(12-13) m Terreni eluviali, prodotti dall'azione di disfacimento chimico-fisico del substrato roccioso che costituisce il settore collinare; sono costituiti in genere da limi sabbiosi e sabbie limose, talora inglobanti frammenti di roccia molto alterata e lenti argillose, in genere con indice di consistenza semi-solida e con colore da ocraceo a rossiccio.

Gli spessori di questi terreni sono variabili sui settori di versante interessati dagli interventi e sono compresi tra circa 3,5÷8 m in corrispondenza della sezione geologica 1-1' (sez. C-C di progetto, area parcheggi), e tra circa 4,5÷8 m lungo sezione geologica 2-2' (lungo il prospetto Sud del fabbricato).

6(12-13) ÷ 20(30) m ed oltre per almeno alcune centinaia di metri

Substrato roccioso metamorfico, da molto alterato a parzialmente alterato nel tratto attraversato dai sondaggi; costituito da micascisti gneissici e gneiss minuti (appartenenti alle metamorfite erciniche del complesso Dora Maira), fratturati secondo un reticolo a spaziatura decimetrica, con piani di scistosità da millimetrici a centimetrici, aventi immersione prevalente verso Est (con locali variazioni), e inclinazione in genere di circa 20°÷40°.

\*\*\*

Lo schema generale della circolazione idrica superficiale è definito dalla rete di collettori artificiali (cunette, tubazioni), che si sviluppano lungo la rete stradale, oltre agli impluvi naturali

prodotti dalle ondulazioni del settore di dorsale collinare su cui è localizzata l'area in esame.

Tali elementi non determinano evidenti condizioni di pericolosità o interferenze con gli interventi in progetto.

Per quanto concerne la circolazione idrica sotterranea, si evidenzia che i terreni eterogenei di riporto e di copertura hanno una permeabilità da mediocre a moderata, che risulta condizionata dalle variazioni granulometriche, mentre il substrato metamorfico è permeabile per fratturazione, ed ospita probabilmente una circolazione idrica nelle discontinuità.

La presenza di terreni a differente permeabilità favorisce la formazione di una circolazione idrica di tipo superficiale, influenzata dal regime di precipitazioni che si distribuiscono sul settore collinare.

Una circolazione idrica più profonda si sviluppa in alcuni settori del reticolo di fratture del substrato roccioso, anche favorendo probabilmente l'alimentazione della circolazione più superficiale, come appare documentato dal pozzo situato all'interno del chiostro del convento (livello di falda a circa 2 m di profondità dal p.c.), e da altri distribuiti sul settore collinare, oltre all'esistenza di una sorgente perenne localizzata a circa 500 m verso Sud ("fonte di Santa Caterina").

## **INQUADRAMENTO DELL'INTERVENTO NEL RISPETTO DELLE DISPOSIZIONI IN MATERIA DI TERRE E ROCCE DA SCAVO**

Per quanto concerne le terre e rocce da scavo prodotte con l'intervento in progetto, si presume che i volumi di terreni scavati siano compensati con i riporti necessari al livellamento dell'area a parcheggio.

Con riferimento alla natura dei materiali, essi saranno presumibilmente costituiti dai descritti terreni di copertura eluvio colluviali, costituiti in genere da limi sabbioso argillosi e sabbie limose, che talora inglobano corpi lentiformi ghiaioso sabbiosi e riporti eterogenei dovuti all'attività antropica.

Al fine di chiarire la procedura alla quale è sottoposto questo intervento, si ritiene utile riportare nel seguito la sintesi delle recenti disposizioni normative.

Secondo le indicazioni della legge 9 agosto 2013 n. 98 di conversione del D.L. n. 69/2013, è consentito gestire al di fuori del regime dei rifiuti il suolo non contaminato e altro materiale allo stato naturale scavato nel corso di attività di costruzione, ove è certo che lo stesso sarà utilizzato ai fini di costruzione nello stesso sito in cui è stato prelevato.

Inoltre, per i materiali da scavo gestiti al di fuori del sito di produzione, per i quali non si applica la disciplina del D.M. 161/2012, il nuovo art. 41 bis del D.L. n. 69/2013, introdotto in sede di conversione in legge, dispone che, in deroga a quanto previsto dal D.M. 161/2012, i materiali da scavo prodotti nel corso di attività e interventi autorizzati in base alle norme vigenti, sono sottoposti al regime dei sottoprodotti di cui all'art. 184-bis del D.Lgs. n. 152/06, se si dimostra che vengono soddisfatte le seguenti 4 condizioni:

a) che è certa la destinazione all'utilizzo direttamente presso uno o più siti o cicli produttivi determinati (che devono pertanto essere definiti con precisione);

b) che, in caso di destinazione a recuperi, ripristini, rimodellamenti, riempimenti ambientali o altri utilizzi sul suolo, non sono superati i valori delle concentrazioni soglia di contaminazione di cui alle colonne A e B della tabella 1 dell'allegato 5 alla parte IV del decreto legislativo n. 152 del 2006, con riferimento alle caratteristiche delle matrici ambientali e alla destinazione d'uso urbanistica del sito di destinazione, e i materiali non costituiscono fonte

di contaminazione diretta o indiretta per le acque sotterranee, fatti salvi i valori di fondo naturale;

c) che, in caso di destinazione ad un successivo ciclo di produzione, l'utilizzo non determina rischi per la salute né variazioni qualitative o quantitative delle emissioni rispetto al normale utilizzo delle materie prime;

d) che ai fini di cui alle lettere b) e c) non è necessario sottoporre i materiali da scavo ad alcun preventivo trattamento, fatte salve le normali pratiche industriali e di cantiere.

Le caratteristiche di terre e rocce da scavo naturali, dei materiali di scavo previsti con l'intervento in oggetto, consentono di affermare che sono pienamente rispettabili tutte le 4 condizioni sopraelencate e che, in base alle disposizioni vigenti, potrà essere comunicata all'ARPA territorialmente competente la dichiarazione predisposta da tale ente, richiamata nel seguito.

DICHIARAZIONE IN MERITO AL RISPETTO DEI CRITERI PREVISTI IN TEMA DI RIUTILIZZO DI TERRE E ROCCE DA SCAVO DAL COMMA 1 DELL'ART. 41bis DEL DECRETO LEGGE 21 GIUGNO 2013, N° 69, RECANTE DISPOSIZIONI URGENTI PER IL RILANCIO DELL'ECONOMIA, CONVERTITO CON MODIFICHE NELLA LEGGE N° 98 DEL 9 AGOSTO 2013

A tale dichiarazione sarà opportuno allegare una analisi chimica secondo le indicazioni della tabella 1 dell'allegato 5 alla parte IV del decreto legislativo n. 152 del 2006, che certifichi la conformità alle concentrazioni indicate nelle colonne A o B, riferita ad un campione significativo dei terreni di riporto e copertura.

Il numero dei punti di indagine, nel rispetto delle indicazioni di normativa (D.M. 161/2012), saranno di almeno 3, poiché l'intervento significativo dell'area a parcheggio si estende su un'area inferiore a 2.500 m<sup>2</sup>, così da permettere la raccolta di almeno un campione rappresentativo dei terreni sommitali di copertura.

# PARAMETRI SISMICI DELL'AREA, CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO , VERIFICHE DI STABILITÀ DEL PENDIO, RESISTENZA DI PROGETTO DEI TERRENI

In accordo con la zonizzazione sismica vigente, si segnala che il Comune di Saluzzo ricade in Zona Sismica 3, per la quale è previsto un valore di accelerazione orizzontale di picco  $a_g/g = 0,15$ .

Tuttavia, le nuove Norme Tecniche del gennaio 2008 (N.T.C.) prevedono la determinazione dell'accelerazione orizzontale in modo più dettagliato, in funzione delle coordinate geografiche e delle caratteristiche geomorfologiche del sito, a partire dai valori forniti dalla normativa stessa, e attribuiti ad un reticolo di riferimento i cui nodi non distano oltre 10 km.

I parametri che definiscono lo spettro sismico sono stati pertanto ottenuti per interpolazione considerando i valori di riferimento, utilizzando il foglio di calcolo "Spettri di risposta" ver. 1.0.3 elaborato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Si riportano di seguito i risultati dell'elaborazione effettuata, considerando le coordinate rappresentative del sito LON 7,48806773° LAT 44,63787181°.

**INTRO**

**D.M. 14 gennaio 2008 - Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni**  
**Spettri di risposta** ver. 1.0.3

Il documento Excel **SPETTRI-NTC** fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale. La definizione degli spettri di risposta relativi ad uno Stato Limite è articolata in 3 fasi, ciascuna delle quali prevede la scelta dei valori di alcuni parametri da parte dell'utente:  
**FASE 1.** Individuazione della pericolosità del sito (sulla base dei risultati del progetto S1 - INGV);  
**FASE 2.** Scelta della strategia di progettazione;  
**FASE 3.** Determinazione dell'azione di progetto.  
La schermata relativa a ciascuna fase è suddivisa in sotto-schermate: l'utente può intervenire nelle sotto-schermate con sfondo grigio scuro mentre quelle con sfondo grigio chiaro consentono un immediato controllo grafico delle scelte effettuate. In ogni singola fase l'utente può visualizzare e stampare i risultati delle elaborazioni -in forma sia grafica che numerica- nonché i relativi riferimenti alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008 pubblicate nella G.U. n.29 del 04.02.2008 Suppl. Ord. n.30 e scaricabile dal sito [www.csip.it](http://www.csip.it)

Programma ottimizzato per una visualizzazione schermo 1024 x 768

*La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.*

**INTRO**      **FASE 1**      **FASE 2**      **FASE 3**

## FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE:  LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE:  PROVINCIA:  COMUNE:

**Elaborazioni grafiche**

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

**Elaborazioni numeriche**

Tabella parametri

**Nodi del reticolo intorno al sito**

**Reticolo di riferimento**

**Controllo sul reticolo**

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

**Interpolazione**

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate (ISTAT) del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_U$   info

**Valori di progetto**

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	45
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	75
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	712
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	1462

**Elaborazioni**

Grafici parametrizzazione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametrizzazione

**LEGENDA GRAFICO**

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

**Strategia di progettazione**

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

**Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati a ciascuno SL**

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	45	0,044	2,461	0,217
SLD	75	0,056	2,480	0,234
SLV	712	0,137	2,494	0,274
SLC	1462	0,172	2,516	0,282

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_U$   info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE { SLD -  $P_{VR} = 81\%$    
 SLD -  $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU { SLV -  $P_{VR} = 10\%$    
 SLC -  $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

- Grafici parametrizzazione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametrizzazione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO      FASE 1      **FASE 2**      FASE 3

### Valori dei parametri $a_g$ , $F_o$ , $T_C^*$ per i periodi di ritorno $T_R$ associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	30	0,036	2,467	0,202
SLD	50	0,047	2,460	0,222
SLV	475	0,120	2,482	0,269
SLC	975	0,152	2,502	0,277

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Considerando le condizioni di verifica indicate dalla normativa, riferita allo Stato limite SLV con  $P_{VR} = 10\%$ , in merito agli **interventi di recupero funzionale sul fabbricato esistente** è stata considerata una  $V_N = 50$  anni e Classe uso III (Coefficiente d'uso  $C_U = 1,5$ ), da cui  $V_R = V_N C_U = 75$  anni, Tempo ritorno = 712 anni, si ottiene per il sito in esame:

$$a_g/g = 0,137, F_o = 2,494, T_c^* = 0,274.$$

Altresì, in corrispondenza degli **interventi sull'area a parcheggio**, esterna al fabbricato, è stata considerata una  $V_N = 50$  anni e Classe uso II (Coefficiente d'uso  $C_U = 1$ ), da cui  $V_R = V_N C_U = 50$  anni, Tempo ritorno = 475 anni, si ottiene per il sito in esame:

$$a_g/g = 0,120, F_o = 2,482, T_c^* = 0,269.$$

Nelle tabelle allegate sono riportati i valori dei parametri relativi ai restanti Stati Limite indicati dalla normativa.

\*\*\*

Le indicazioni delle norme tecniche vigenti e della letteratura specifica (Cestelli Guidi,1981; Lancellotta,1987), unitamente all'ampia serie di dati forniti dalle indagini e prove geotecniche svolte dall'impresa Ing. Giovanni Rodio & C. S.p.A. ed alla prospezione sismica eseguita (descritte in premessa), hanno permesso di definire la caratterizzazione geotecnica del sottosuolo influenzato dagli interventi in progetto.

Le tabelle di sintesi dei dati delle prove di laboratorio eseguite dall'impresa Ing. Giovanni Rodio & C. S.p.A. sono state allegate a pag. 36, esse permettono di evidenziare le caratteristiche salienti dei terreni e del substrato roccioso rinvenuto.

Il substrato roccioso metamorfico risulta da molto alterato a parzialmente alterato nel tratto attraversato dai sondaggi, è costituito da micascisti gneissici e gneiss minuti e si rinviene a profondità variabili, comprese tra 6÷30 m, dove è connotato da resistenze alla compressione in media comprese tra 2÷3 kg/cm<sup>2</sup> (20÷30 t/m<sup>2</sup>), ed è rivestito da una potente coltre di terreni di alterazione prodotti con vari processi chimico-fisici e meccanismi di deposizione.

#### **Caratteristiche granulometriche dei terreni di copertura del substrato roccioso**

Si tratta di limi variamente sabbiosi e sabbie limose con scheletro ghiaioso da scarso ad abbondante di frammenti lapidei, ed una modesta frazione argillosa.

In considerazione del grado di umidità e dei valori dei limiti di consistenza (limiti di Atterberg) dei terreni si osserva che il Limite Liquido (LL) è compreso tra il 30÷50 % e l'indice di consistenza [  $IC = LL - \text{contenuto acqua stato naturale} / \text{Indice di Plasticità (IP=LL-LP)}$  ] è prossimo all'unità nei primi 10 m (dove l'umidità è prossima al limite plastico LP), e cresce verso valori prossimi a 2 con la profondità.

In sintesi si tratta di terreni da poco a mediamente plastici, di consistenza elevata e tendente ad aumentare con la profondità.

#### **Caratteristiche volumetriche**

La determinazione sui campioni dei terreni del peso specifico naturale e secco ha consentito di definire: l'indice dei vuoti, la porosità ed il grado di saturazione.

Il peso specifico naturale ( $\gamma_k$ , secondo la simbologia delle N.T.C. gennaio 2008) è generalmente superiore a  $2 \text{ t/m}^3$  (valore medio  $2,16 \text{ t/m}^3$  nei primi 10 metri) e talora supera  $2,3 \text{ t/m}^3$  (valore medio  $2,28 \text{ t/m}^3$  tra 12 m e 26 m).

Come conseguenza di questa condizione la porosità è generalmente bassa, con un valore medio del 36% nei primi 10 metri, e del 30 % tra 12 m e 26 m.

### **Resistenza al taglio**

Alcuni campioni, in condizioni di consolidazione e drenaggio nulli, sono stati sottoposti a prove di compressione semplice ad espansione laterale libera e prove di compressione triassiale (UU), ed in condizioni drenate è stata eseguita una prova di compressione triassiale consolidata e drenata (CD).

Nel tratto sommitale delle indagini sono stati ricavati valori molto variabili di resistenza non drenata o coesione non drenata ( $c_{uk}$ , secondo la simbologia delle N.T.C. gennaio 2008):

Sondaggio 2 (Campione1, prof.  $2,9 \div 3,3 \text{ m}$ )  $c_{uk} = 10 \text{ t/m}^2$ ;

Sondaggio 3 (Campione1A e 1B, prof.  $5 \div 5,5 \text{ m}$ )  $c_{uk} = 5 \text{ t/m}^2$ ;

Sondaggio 1I (Campione1A e 1B, prof.  $5,4 \div 5,8 \text{ m}$ )  $c_{uk} = 4 \text{ t/m}^2$ ;

I valori ricavati dal Sondaggio 1 (Campione 1, prof.  $4,6 \div 5,1 \text{ m}$ ) definiscono un angolo di resistenza al taglio o di attrito interno ( $\varphi'_k$ , secondo la simbologia delle N.T.C. gennaio 2008) pari a  $29^\circ$  con un valore di coesione efficace in condizioni drenate ( $c'_k$ , secondo la simbologia delle N.T.C. gennaio 2008) pari ad  $1 \text{ t/m}^2$ .

### **Compressibilità e permeabilità**

Su alcuni campioni sono state eseguite prove di compressione edometrica, che in corrispondenza del tratto sommitale delle indagini (Sondaggio 1 Campione 1, prof.  $4,6 \div 5,1 \text{ m}$ ; Sondaggio 1I (Campione1A prof.  $5,4 \text{ m}$ ), hanno fornito valori del modulo edometrico compreso tra  $2000 \div 3000 \text{ t/m}^2$  e coefficienti di permeabilità compresi tra  $1 \div 4 \cdot 10^{-7} \text{ cm/s}$  e  $1 \div 4 \cdot 10^{-8} \text{ cm/s}$ .

La prospezione sismica descritta in premessa, destinata a definire il valore della velocità equivalente  $V_{s,30}$  di propagazione delle onde di taglio nel terreno entro i primi 30 m di profondità, come richiesto dalla normativa vigente, ha permesso di ricavare il valore  $V_{s,30} = 412 \text{ m/s}$ , in corrispondenza del profilo sismico eseguito a lato della facciata Sud del convento, in

corrispondenza della sezione geologica 2-2' (sondaggi n°2 e 3).

Il profilo sismico è stato ottenuto grazie alla elaborazione, con software specifico, dell'acquisizione eseguita mediante la metodologia MASW, che ha permesso di definire la curva di dispersione delle velocità di fase in funzione delle frequenze di onde superficiali tipo Rayleigh (spettro ed interpretazione allegati a pag. 45).

Si evidenzia la buona correlazione tra le variazioni dei valori di  $V_s$ , registrati nei vari livelli del sottosuolo, con le suddivisioni in litotipi ottenuta dai dati dei sondaggi e rappresentata nella sezione geologica 2-2'.

Pertanto, il sottosuolo di fondazione degli interventi in progetto, nel rispetto delle categorie individuate dalle norme vigenti, considerando cautelativamente sia il valore di  $V_{s,30}$  ricavato dall'indagine sismica sia i valori di  $c_{uk}$  ricavati dalle prove di laboratorio, è classificabile nella **categoria C** che risulta definita:

*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < N_{SPT,30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < c_{u,30} < 250$  kPa).

Sulla base dei dati geotecnici e geofisici descritti, seguendo la successione stratigrafica riportata nelle sezioni geologiche 1-1' e 2-2', è possibile individuare i corpi (litotipi) con i parametri geotecnici omogenei di seguito descritti.

#### Litotipo 1

0,0÷1(5) m Terreni di copertura eluvio colluviali, prodotti dall'azione di disfacimento chimico-fisico e di trasporto a carico del substrato roccioso che costituisce il settore collinare; sono costituiti in genere da limi sabbioso argillosi e sabbie limose, in genere con indice di consistenza solido-plastica, e talora inglobano corpi lentiformi ghiaioso sabbiosi e riporti eterogenei dovuti all'attività antropica.

Gli spessori di questi terreni sono variabili sui settori di versante interessati dagli interventi e sono compresi tra circa 2,8÷4,8 m in corrispondenza della sezione geologica 1-1' (sez. C-C di progetto, area parcheggi), e circa 1÷5 m lungo sezione geologica 2-2' (lungo il prospetto Sud

del fabbricato).

I parametri geotecnici sono definiti da:

angolo di resistenza al taglio (o di attrito interno)  $\varphi'_k = 26^\circ \div 29^\circ$ ;

peso dell'unità di volume (peso specifico naturale)  $\gamma_k = 1,9 \div 2,0 \text{ t/m}^3$ ;

coesione efficace (condizioni drenate)  $c'_k = 0 \div 1 \text{ t/m}^2$ .

Questi terreni non sono in genere idonei come piano di posa di fondazioni, poiché sono compressibili, molto sensibili alle condizioni di saturazione e gelivi in superficie.

La realizzazione di scavi, in questi terreni, richiede una corretta profilatura secondo inclinazioni stabili, verificate nel rispetto dei parametri indicati.

## Litotipo 2

1(5) ÷ 6(12-13) m Terreni eluviali, prodotti dall'azione di disfacimento chimico-fisico del substrato roccioso che costituisce il settore collinare; sono costituiti in genere da limi sabbiosi e sabbie limose, talora inglobanti frammenti di roccia molto alterata e lenti argillose, in genere con indice di consistenza semi-solida e con colore da ocraceo a rossiccio.

Gli spessori di questi terreni sono variabili sui settori di versante interessati dagli interventi e sono compresi tra circa 3,5 ÷ 8 m in corrispondenza della sezione geologica 1-1' (sez. C-C di progetto, area parcheggio), e circa 4,5 ÷ 8 m lungo sezione geologica 2-2' (lungo il prospetto Sud del fabbricato).

I parametri geotecnici sono definiti da:

angolo di resistenza al taglio (o di attrito interno) in condizioni non drenate  $\varphi_u = 0^\circ$ ;

peso dell'unità di volume (peso specifico naturale)  $\gamma_k = 2,1 \div 2,2 \text{ t/m}^3$ ;

resistenza non drenata (coesione non drenata)  $c_{uk} = 5 \div 7 \text{ t/m}^2$ .

Questi terreni costituiscono il probabile piano di posa delle fondazioni del fabbricato esistente (convento).

La realizzazione di scavi, in questi terreni, richiede una corretta profilatura secondo inclinazioni stabili, verificate nel rispetto dei parametri indicati.

La realizzazione di fondazioni, in questi terreni, richiede un accurato dimensionamento nel pieno rispetto della normativa vigente, con verifiche delle condizioni di progetto in corso di

esecuzione delle opere.

### Litotipo 3

6(12-13) ÷ 20(30) m ed oltre per almeno alcune centinaia di metri

Substrato roccioso metamorfico, da molto alterato a parzialmente alterato nel tratto attraversato dai sondaggi; costituito da micascisti gneissici e gneiss minuti (appartenenti alle metamorfite erciniche del complesso Dora Maira), fratturati secondo un reticolo a spaziatura decimetrica, con piani di scistosità da millimetrici a centimetrici, aventi immersione prevalente verso Est (con locali variazioni), e inclinazione in genere di circa  $20^{\circ} \div 40^{\circ}$ .

I parametri geotecnici sono definiti da:

angolo di resistenza al taglio (o di attrito interno) in condizioni non drenate  $\varphi_u = 0^{\circ}$ ;

peso dell'unità di volume (peso specifico naturale)  $\gamma_k = 2,1 \div 2,3 \text{ t/m}^3$ ;

resistenza non drenata (coesione non drenata)  $c_{uk} = 5 \div 15 \text{ t/m}^2$ .

Il corpo a minore alterazione di questo litotipo ha buoni parametri geotecnici, che consentono l'esecuzione di svariate tipologie di fondazione, il cui dimensionamento deve seguire la normativa vigente.

La realizzazione di scavi in questo litotipo, richiede una corretta profilatura secondo inclinazioni stabili, verificate nel rispetto dei parametri indicati.

Sulla base dei dati descritti, è stata eseguita la verifica di possibile liquefazione (elaborato di seguito allegato), come indicato dal Cap. 7.11.3.4.2 delle Norme Tecniche vigenti.

Tale verifica è stata condotta secondo il metodo di Andrus e Stokoe (1997), considerando i terreni influenzati dagli interventi in progetto, ottenendo un valore che esclude la liquefazione.

VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE				
(da prove sismiche a rifrazione)				
Metodo semplificato				
Metodo di Andrus e Stokoe (1987) modificato				
<b>PARAMETRI:</b>				
$\gamma$	=	2	g/cm <sup>3</sup>	
$\sigma_{va}$	=	0,6	kg/cm <sup>2</sup>	
$\sigma_{va}'$	=	0,5	kg/cm <sup>2</sup>	
profondità della prova	=	300	cm	
profondità falda	=	200	cm	
$\gamma_{H2O}$	=	1	g/cm <sup>3</sup>	
Pressione neutra	=	0,1	kg/cm <sup>2</sup>	
$z$	=	3	m	
$V_S$	=	150		
$V_{S1c}$	=	200	m/s	
				FC<5%    FC=20%    FC>35%
				220        210        200
$V_{S1}$	=	178,38		
$M$	=	6,0		
$MSF$	=	2,09	se $M \leq 7,5$	
		1,77	se $M > 7,5$	
<b>FORMULE:</b>				<b>RISULTATI:</b>
$V_{S1}$	=	$V_S (1/\sigma_{va})^{1,25}$		178,38 $V_{S1}$
$R$	=	$0,03 \cdot (V_{S1}/100)^2 \cdot (0,9/(V_{S1c}-V_{S1})) - (0,9/V_{S1c})$		0,132589593 $R$
$T$	=	$0,65 \cdot ((a_{max}/g) \cdot (\sigma_{va}'/\sigma_{va})) \cdot r_d \cdot 1/MSF$	se $M \leq 7,5$ se $M > 7,5$	0,07481044 $T_{M \leq 7,5}$ 0,088273928 $T_{M > 7,5}$
$a_{max}/g$	=	0,205		
$r_d$	=	0,97705		
$F_s = R/T$	>	1	se $M \leq 7,5$ se $M > 7,5$	1,772340764    Verificato $F_s$ 1,502024382    Verificato $F_s$

Sviluppando le successive verifiche con il metodo degli Stati Limite, applicando le N.T.C. citate, ed in particolare le prescrizioni riferite alla progettazione geotecnica delle opere di fondazione (Cap. 6), e alla progettazione per azioni sismiche (Cap. 7), è necessario considerare opportuni coefficienti correttivi dei parametri geotecnici necessari al calcolo della Resistenza di progetto del terreno ( $R_d$ ), così da tener conto della presenza di azioni indotte dal sisma sul terreno di fondazione, secondo quanto indicato dalla norma stessa.

Considerando lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), i coefficienti parziali  $\gamma_M$  per i parametri del terreno nella combinazione più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico (M2), sono pari a:

$$\gamma_{\varphi'} = 1,25 \text{ da applicare a } \tan\varphi'_k ; \gamma_\gamma = 1,00 \text{ da applicare al peso di volume } \gamma_k ;$$

$$\gamma_c = 1,25 \text{ da applicare al valore della coesione in termini efficaci } c'_k ;$$

$$\gamma_{cu} = 1,40 \text{ da applicare alla resistenza non drenata (coesione non drenata) } c_{uk} .$$

Nell'analisi pseudo-statica adottata per la verifica di stabilità del pendio interessato dall'area a parcheggio, modellando l'azione sismica attraverso le due componenti orizzontale e verticale, possono essere valutati questi effetti mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati  $K_h$  e  $K_v$ , definiti al par. 7.11.3.5.2 delle NTC:

$$K_h = \frac{\beta \cdot i_{\max}}{g} \quad \text{e} \quad K_v = 0,5 \cdot K_h$$

dove  $\frac{a_{\max}}{g}$  rappresenta il valore di accelerazione orizzontale massimo atteso, e  $\beta_s$  è un coefficiente di riduzione dell'accelerazione che è pari a 0,24 per  $0,1 < a_g(g) \leq 0,2$  e categorie di sottosuolo B,C,D,E (categoria definita nel caso in esame: C).

Il valore di  $a_{\max}/g$  da utilizzare si ricava a sua volta dal valore di  $a_g$  ottenuto in precedenza, pari a **0,120** per il sito in esame ed il Tempo di ritorno di 475 anni considerato, mediante la formula:

$$a_{\max} = S_s S_T a_g$$

dove  $S_s$  e  $S_T$  sono i coefficienti relativi all'amplificazione stratigrafica e topografica di cui al Cap. 3.2.3.2 delle N.T.C.

In particolare, per la categoria di sottosuolo C, si ha:

$$S_s = 1,00 \leq 1,70 - 0,60 F_0 a_g / g \leq 1,50$$

Da cui, con  $a_g / g = 0,120$  e  $F_0 = 2,482$  si ottiene  $S_s = 1,50$

Sulla base delle condizioni topografiche del sito è poi possibile individuare una categoria topografica T1 (pendii con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ ), alla quale corrisponde un valore di  $S_T = 1$ .

Si ricava pertanto, per le condizioni assunte e calcolate:  $\beta_s=0,24$ ,  $S_s=1,50$ ,  $S_T=1,0$ ,  $a_{\max}=0,180$ , da cui  $K_h=0,043$ ,  $K_v= \pm 0,022$ .

La ricerca delle superfici di scorrimento critiche, a forma circolare, è stata eseguita sulla base degli elementi geometrici descritti, utilizzando il programma per elaboratore I.L.A., di cui si allegano gli elaborati di calcolo, ricavando una serie di rapporti Resistenza di progetto del terreno/ Effetto delle azioni ( $FS = R_d / E_d$ ).

In questo tipo di verifiche sono state considerate le seguenti condizioni:

- profilo e sottosuolo descritto nella sezione geologica 1-1';

- falda idrica a modesta profondità dal profilo topografico (circa 2 m);
- sovraccarichi pari a  $1 \text{ t/m}^2$ , secondo la tabella di seguito allegata, estratta dalle NTC 2008, dalla quale si ricava che all'automezzo a pieno carico di 3 tonnellate corrisponde il carico distribuito di  $0,25 \text{ t/m}^2$ , perciò, al carico distribuito di  $1 \text{ t/m}^2$  corrisponde il valore cautelativo di un peso dell'automezzo pari a 12 tonnellate;

**Tabella 3.1.II** – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
	<b>Rimesse e parcheggi.</b>			
Cat. F	Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN	2,50	2 x 10,00	1,00**

- coefficienti sismici  $K_h=0,043$ ,  $K_v= 0,022$ ;
- parametri geotecnici ridotti ( $\varphi_d =21^\circ$ ,  $c_{ud}=3,5 \text{ t/m}^2$ ), ottenuti con i valori dei coefficienti parziali (M) precedentemente descritti.

Si evidenzia, come in ottemperanza alla normativa vigente, il valore di  $FS = R_d / E_d$  ottenuto con le verifiche svolte è sempre maggiore a 1,1 ( $FS = 1,51 \div 2,06$ ).

Le verifiche di sicurezza allo SLU hanno come riferimento il par. 6.8.2 delle NTC, secondo l'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2), con  $R_2 \geq 1,1$ .

Trattandosi di verifiche effettuate in condizioni sismiche, in accordo con il par. 7.11.1 delle NTC, le verifiche agli stati limite ultimi sono effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni (A) e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto con i valori dei coefficienti parziali (M) indicati nel Cap. 6.

\*

Il calcolo della capacità portante delle fondazioni degli interventi di recupero funzionale sul fabbricato esistente, è sviluppato eseguendo le verifiche con il metodo degli Stati Limite, applicando le N.T.C. citate, ed in particolare secondo le prescrizioni riferite alla progettazione geotecnica delle opere di fondazione (Cap. 6), e alla progettazione per azioni sismiche (Cap. 7); anche in questo caso utilizzando gli opportuni coefficienti correttivi dei parametri geotecnici, necessari al calcolo della Resistenza di progetto del terreno ( $R_d$ ), così da tener conto della presenza di azioni indotte dal sisma sul terreno di fondazione, secondo quanto indicato dalla norma stessa.

Considerando lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), i coefficienti parziali  $\gamma_M$  per i parametri del terreno nella combinazione più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico (M2), già indicati in precedenza, sono:

$\gamma_{\varphi'} = 1,25$  da applicare a  $\tan\varphi'_k$ ;  $\gamma_\gamma = 1,00$  da applicare al peso di volume  $\gamma_k$ ;

$\gamma_{c'} = 1,25$  da applicare al valore della coesione in termini efficaci  $c'_k$ ;

$\gamma_{cu} = 1,40$  da applicare alla resistenza non drenata (coesione non drenata)  $c_{uk}$ .

Si evidenzia che l'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto inerziale).

Nell'analisi pseudo-statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, possono essere valutati questi effetti mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati  $K_{hi}$  e  $K_{hk}$ .

Il primo, è definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione, ed è ottenuto imponendo una riduzione della superficie efficace della fondazione per effetto dell'eccentricità ricavata, ed applicando i coefficienti correttivi del carico limite, in funzione dell'inclinazione rispetto alla verticale del carico agente sul piano di posa.

Il secondo, è invece funzione dell'accelerazione massima attesa in sito, ricavata secondo la procedura riportata in precedenza; i valori di  $K_{hk}$  possono essere valutati facendo riferimento ai dati di normativa specificati per i pendii (Cap. 7.11.3.5.2).

Inoltre, si evidenzia che l'effetto cinematico modifica il solo coefficiente  $N_\gamma$  in funzione del coefficiente sismico  $K_{hk}$ .

Secondo quanto previsto dalle nuove Norme Tecniche precedentemente citate, si introduce pertanto nella formula il seguente coefficiente:

$$z_\gamma = z_q = \left( -\frac{K_h}{\tan\varphi'} \right)^{35} \quad \text{con } K_h = \frac{\beta \cdot l_{\max}}{g} \quad \text{e} \quad z_c = 1 - 0,32 K_h$$

dove  $\frac{a_{\max}}{g}$  rappresenta il valore di accelerazione orizzontale massimo atteso, e  $\beta_s$  è un coefficiente di riduzione dell'accelerazione che è pari a 0,24 per  $0,1 < ag(g) \leq 0,2$  e categorie di sottosuolo B, C, D, E (categoria definita nel caso in esame: C).

Il valore di  $a_{\max}/g$  da utilizzare si ricava a sua volta dal valore di  $a_g$  ottenuto in precedenza, pari a **0,137** per il sito in esame ed il Tempo di ritorno di 712 anni considerato, mediante la formula:

$$a_{\max} = S_s S_T a_g$$

dove  $S_s$  e  $S_T$  sono i coefficienti relativi all'amplificazione stratigrafica e topografica di cui al Cap. 3.2.3.2 delle N.T.C.

In particolare, per la categoria di sottosuolo C, si ha:

$$S_s = 1,00 \leq 1,70 - 0,60 F_0 a_g / g \leq 1,50$$

Da cui, con  $a_g / g = 0,137$  e  $F_0 = 2,494$  si ottiene  $S_s = 1,50$

Sulla base delle condizioni topografiche del sito è poi possibile individuare una categoria topografica T1 (pendii con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ ), alla quale corrisponde un valore di  $S_T = 1$ .

Si ricava pertanto, per le condizioni assunte (pararametri geotecnici in termini di tensioni totali) e calcolate  $\varphi'_k = \varphi_u = 0^\circ$ ,  $\beta_s = 0,24$ ,  $S_s = 1,50$ ,  $S_T = 1,0$ ,  $a_{\max} = \mathbf{0,205}$ , da cui  $\mathbf{K_h = 0,049}$  e  $z_c = 0,98$ .

La definizione della resistenza di progetto del terreno di fondazione ( $R_d$ ), è ricavabile mediante l'analisi del carico limite ( $q_{LIM}$ ) del complesso fondazione-terreno, per la quale si fa riferimento alla formula di Brinch-Hansen (1970), secondo l'approccio in termini di tensioni totali (Skempton, 1948; Bjerrum, 1972), ed è data da:

$$q_{LIM} = c_u * N_c * S_c * d_c * i_c * b_c * g_c * z_c + q$$

nella quale:

$q = \gamma D =$  sovraccarico dovuto all'approfondimento della fondazione;

$N_c =$  fattore di capacità portante ( $2 + \pi$ );

$S_c =$  fattore di forma della fondazione;

$d_c =$  fattore dipendente dalla profondità del piano di posa;

$i_c =$  fattore che tiene conto dell'inclinazione del carico;

$b_c =$  fattore correttivo che tiene conto dell'inclinazione della base della fondazione;

$g_c =$  fattore correttivo che tiene conto dell'inclinazione del piano campagna;

$z_c =$  fattore cinematico dovuto alle condizioni sismiche.

Riferendosi agli interventi in oggetto, è stato ipotizzato il seguente schema, con piano di posa nel descritto litotipo 2, rinvenibile dalla profondità di circa 1÷6 m dal p.c. attuale in

corrispondenza della sezione geologica 2-2' (prospetto Sud del fabbricato):

fondazione diretta, sollecitata da carichi verticali e centrati, avente dimensioni indicative definite da larghezza effettiva (B) = 2 m, lunghezza (L) = 2 m, ammorsamento (D) = 0,5 m.

Considerando lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), i coefficienti parziali  $\gamma_M$  per i parametri del terreno, nella combinazione più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico (M2), sono definiti da  $\gamma_{cu} = 1,40$  da applicare a  $c_{uk}$ , e  $\gamma_\gamma = 1,00$  da applicare al peso di volume  $\gamma_k$ .

Considerando cautelativamente i coefficienti  $S_c, d_c, i_c, b_c, g_c = 1$ , ed i parametri  $c_{ud} = (c_{uk} / \gamma_{cu}) = 3,5 \text{ t/m}^2$  e  $\gamma_d (\gamma_k / \gamma_\gamma) = 2,1 \text{ t/m}^3$ ,  $z_c = 0,98$ , si ottiene in questo caso:

$$q_{LIM} = c_{ud} * N_c * z_c + q \quad N_c = 5,14 \quad q = 1 \text{ t/m}^2$$

$$q \text{ limite} = 3,5 * 5,14 * 0,98 + 1,0 = 18,6 \text{ t/m}^2 = 1,86 \text{ kg/cm}^2 = 182 \text{ kPa}$$

Quindi, operando la verifica SLU di tipo GEO riferita al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno secondo l'approccio 1 e combinazione 2 (A2+M2+R2), ed applicando il coefficiente  $\gamma_R = 1,8$ , si ricava una resistenza di progetto del terreno di fondazione definita da:

$$\text{approccio DA1 C2, } R_d = q_{LIM} / \gamma_R = 1,0 \text{ kg/cm}^2 = 98 \text{ kPa},$$

mentre, secondo l'approccio 1 e combinazione 1 (A1+M1+R1), si ricava una resistenza di progetto del terreno di fondazione definita da:

$$\text{approccio DA1 C1, } R_d = q_{LIM} / \gamma_R = 2,6 \text{ kg/cm}^2 = 255 \text{ kPa},$$

infine, secondo l'approccio 2 e combinazione 1 (A1+M1+R3), si ricava una resistenza di progetto del terreno di fondazione definita da:

$$\text{approccio DA2 C1, } R_d = q_{LIM} / \gamma_R = 1,1 \text{ kg/cm}^2 = 108 \text{ kPa}.$$

Il minore dei valori ottenuti di  $R_d = 1,0 \text{ kg/cm}^2 = 98 \text{ kPa}$ , è stato confrontato con la condizione SLE svolta nel seguito, secondo la valutazione dei cedimenti indotti al litotipo considerato.

Nel rispetto delle N.T.C. il valore di progetto dell'effetto delle azioni ( $E_d$ ), cioè il cedimento differenziale calcolato, viene infatti confrontato con il cedimento differenziale ammissibile ( $C_d$ ), ricavato dalla letteratura citata in premessa.

Tale analisi è stata verificata in funzione dei cedimenti indotti ai terreni, utilizzando la formula di Janbu, Christian e Carrier (1956,1977):

$$S_i = (q B / E_u) \mu_0 \mu_1$$

$q$  = pressione trasmessa al terreno;  $S_i$  = cedimento medio immediato;

$E_u$  = modulo di Young in condizioni non drenate, assunto pari a  $2000 \text{ t/m}^2$  sulla base dei dati di laboratorio citati;  $B$  = larghezza della fondazione;

$\mu_0$  e  $\mu_1$  = coefficienti correttivi in funzione di forma, profondità della fondazione e spessore strato compressibile, definiti dai valori  $\mu_0 = 0,95$  e  $\mu_1 = 0,60$  con  $B = 2 \text{ m}$  e strato compressibile di spessore pari a  $3 \text{ m}$ .

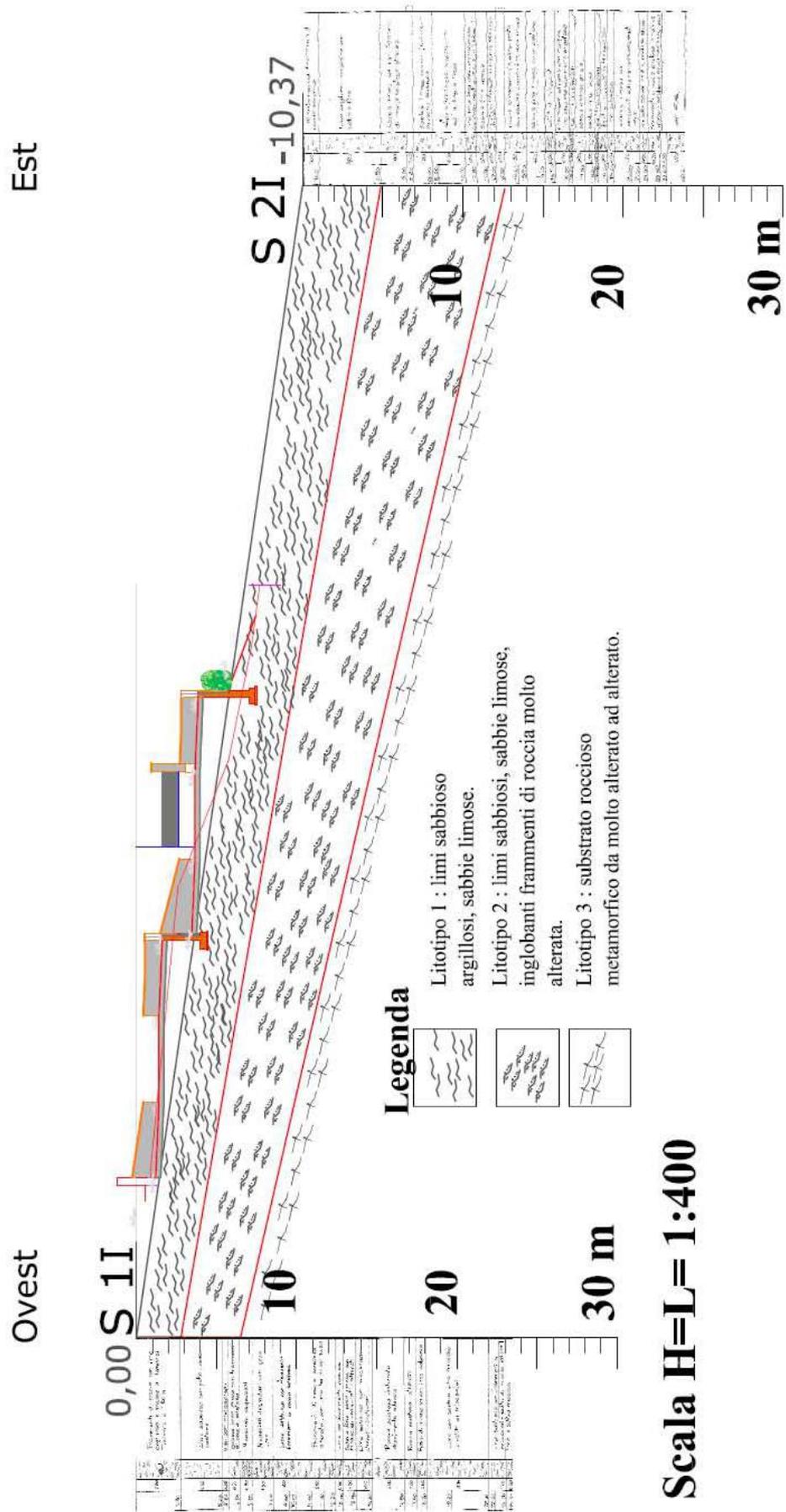
Dalla quale si ricava: con  $q = 10 \text{ t/m}^2 = 1,0 \text{ kg/cm}^2 = 98 \text{ kPa}$ ,

$$S_i = (10 * 2 / 2000) * 0,95 * 0,60 = 0,0057 \text{ m} \approx 6 \text{ mm} ,$$

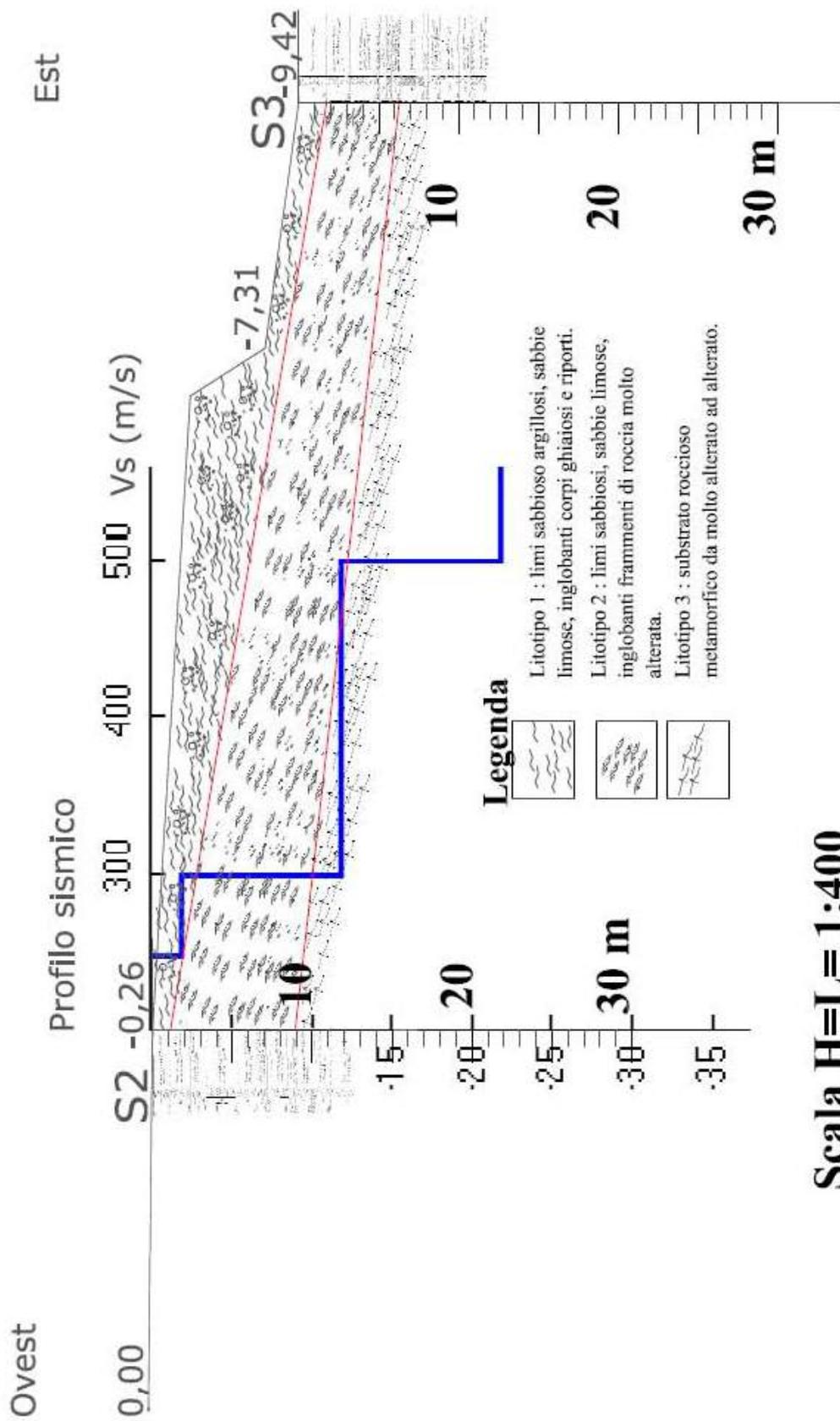
e considerando che  $S_t$  (cedimento totale), per i terreni descritti è stimabile pari a circa 2 volte  $S_i$ , si ricava un valore di  $S_t = 12 \text{ mm}$ , il cui valore risulta ammissibile e cautelativo rispetto a quelli riportati nella letteratura citata per costruzioni analoghe a quelle in progetto, nel rispetto delle seguenti indicazioni: cedimento massimo per fondazioni dirette isolate su terreni coesivi  $\leq 60 \text{ mm}$ , e rotazione relativa  $\leq 2/1000$ .

## **SEZIONI GEOLOGICHE 1-1' E 2-2'**

# Sezione geologica 1-1' (SEZIONE C-C progetto - SEZIONE A-A indagini RODIO lungo prospetto Nord)



# Sezione geologica 2-2' (SEZIONE C-C indagini RODIO lungo prospetto Sud)



**Scala H=L= 1:400**

STRATIGRAFIE DEI SONDAGGI S1I, S2I, S2, S3 ESEGUITI DELL'IMPRESA

**Ing. Giovanni Rodio & C. S.p.A.**

RODIO		SALUZZO		RIF. L.3205		SONDAGGIO 11				
SEZIONE GEOTECNICA		S. Bernardino		TAV. 7		Quota testa foro -0.00 m s.l.d.				
Peforazione Sistema e 17	Rivestimenti	Profondità dal p.c.	Spessore strati	Profilo	Descrizione terreno attraversato	Campioni		Prove in sito		
						N	Tipo	Profondità dal p.c.	Profondità dal p.c.	Vane Test Cu Kg/cm <sup>2</sup> Ind. R:m
1		2.80			Frammenti di roccia con limo argilloso e tracce di laterizi. Trovante a 1.80m.					
2		2.80								
3		2.45			Limo sabbioso compatto, color castano					
4		5.45								
5		5.80	0.35		S.s. con micascisti	1	PPS	5.45		
6		6.50	0.70		Sabbia poco limosa con frammenti di roccia scistosa			5.80		
7		7.30	0.80		Micascisti degradati					
8		8.60	1.30		Micascisti degradati con poco limo					
9		9.60	1.40		Limo sabbioso con frequenti frammenti di roccia scistosa					
10		10.00								
11		11.00	2.00		Frammenti di roccia scistosa alterata, con limo tra 10.00-10.20					
12		11.80								
13		12.50	0.50		Limo con frammenti rocciosi					
14		13.00	0.80		Sabbia fine poco limosa con micascisti fratturati - alterati					
15		13.80	1.00		Limo sabbioso con micascisti alterati - fratturati					
16		14.80								
17		16.80	2.00		Roccia scistosa fratturata debolmente alterata					
18		17.60	0.80		Roccia scistosa alterata					
19		18.20	0.60		Relitti di micascisti con limo sabbioso					
20		19.80								
21		19.80	3.90		Limo con sabbia fine micacea e relitti di micascisti					
22		22.10								
23		22.50								
24		23.20	1.10		Limo sabbioso con frammenti di micascisti relitti di micascisti con limo e sabbia micacea					
25		23.70	0.50		Sabbia micacea grigia			23.70		
26		24.10	0.40			2	PPS	24.10		
27		26.40	2.30		Sabbia micacea grigia					
28		27.00	0.60		Sabbia limosa con frammenti di micascisti degradati					
29		29.00	1.00		Sabbia micacea grigia					
30		29.00	1.00		Sabbia micacea grigia con limo					
31		29.40	0.40		Roccia degradata con limo sabbioso					
32		29.80	0.70		Limo sabbioso micacea					
33		30.50	1.00		Limo sabbioso con relitti di roccia scistosa					
34		32.20	1.70		Gnaiss minuti fratturati poco alterati					
35		33.90								
36		35.00	5.00		Gnaiss minuti fratturati alterati					
37		36.80								
38		38.00								

PPS: Pistone parete sottile

**RODIO**

**SALUZZO**  
S. Bernardino

RIF. L. 3205  
TAV. 8

**SONDAGGIO 2 I**

Quota testa foro = 1037 m s. d. r.

Profondità del p.c.	Spessore strati	Profilo	Descrizione terreno attraversato	Campioni		Prove in sito			
				N°	Profondità dal p.c.	Profondità dal p.c.	Vane Test Kg/cm <sup>2</sup>	Ind. Rim.	Periometrici
1.00	100		limo sabbioso con frammenti di roccia scistosa						
3.00	300		limo argilloso rossastro con sabbia fine						
4.80	160		Sabbia limosa con rari frammenti di roccia scistosa alterata						
5.40	040			1	PPS	5.40			
6.80	040					6.80			
8.00	120		Sabbia limosa con rari frammenti di roccia scistosa						
8.40									
8.80	210		sabbia fine limosa micacea con lenti di argilla rossa						
10.10									
10.80	070		limo poco argilloso - poco sabbioso con frammenti di roccia (micascisti)						
11.50	070		Sabbia fine limosa						
12.00	050		reli di micascisti in matrice sabbiosa limosa						
12.55	055			2	PPS	12.00			
12.55						12.55			
13.40	035		roccia estremamente decomposta con sabbia medio-fine poco limosa						
13.90									
15.10	120		Sabbia fine limosa color castano						
15.70	060		reli di micascisti						
16.40	070		frammenti di roccia con matrice limo sabbioso debolmente argilloso						
16.80	040		reli di micascisti						
17.00	080		Sabbia micacea grigia						
18.30	060		Sabbia fine limosa						
18.70	040		reli di micascisti						
19.00	060		reli di micascisti in limo sabbioso						
19.40	040		limo sabbioso						
20.50	160		sabbia limosa con micascisti estremamente degradati reli						
21.00									
21.50	050		limo sabbioso con reli di roccia scistosa						
22.20	070		frammenti di roccia scistosa in matrice limosa - sabbiosa debolmente argillosa						
22.60	240			3	PPS	22.20			
22.60						22.60			
23.80	170		idem C.S.						
24.10	030		roccia scistosa degradata con limo sabbia fine						
25.00	090		frammenti di roccia scistosa alterata						
25.50	050		limo debolmente argilloso - debolmente sabbioso con qualche frammento di roccia scistosa						
26.50	050		roccia scistosa estremamente degradata con sabbia fine						
27.70									
28.50									
29.80	1.80		Micascisti estremamente degradati						
29.80									
30.70	020		limo con grossi frammenti di roccia scistosa						
31.00	230		Sabbia limosa con frammenti di roccia scistosa						
32.00									
32.00	1.00		frammenti di gneiss minuti alterati						
32.00									
34.00	1.00		frammenti di roccia con limo sabbioso						
35.30	1.30		gneiss minuti estremamente degrada- ti - fratturati						
35.30									
36.50	1.20		limo sabbioso con frammenti di roccia scistosa						
37.20	070		limo poco argilloso con sabbia fine e frammenti di roccia scistosa degradata						
38.00	080		gneiss minuti fratturati - alterati						

PPS. = Pistone Parete sottile

SEZIONE GEOTECNICA		SALUZZO S. Bernardino		RIF. L. 54/b TAV. 4		SONDAGGIO S2	
Quota testa foro - 0.25 m s.l.g.							
Profondità dal p.c.	Sondaggio profilo	Descrizione terreno attraversato	Campioni		Prove in sito		
			Tipi	Profondità dal p.c.	Profondità dal p.c.	Vano Test Su 1 Kg/cm <sup>2</sup> Ind. Rim.	
1.00		Ghiaia e frammenti di roccia sciolta					
1.30		Relitti di micascisti in limo molto sabbioso - Color nocciola					
2.30		Limo sabbioso con frammenti di relitti di micascisti	1	PPS	2.90		
3.30		Limo sabbioso con frammenti di relitti di micascisti			3.30		
4.00		Limo sabbioso con frammenti di relitti di micascisti					
5.20		Sabbia limosa con frammenti di micascisti degradati					
6.60		Limo molto sabbioso con frammenti di roccia scistosa alterata					
7.00		Limo molto sabbioso con frammenti di roccia scistosa alterata	2	PPS	7.00		
7.30		Limo molto sabbioso con frammenti di roccia scistosa			7.30		
8.30		Idem c.s.					
8.70		Sabbia limosa con relitti di micascisti	3	PPS	8.30		
8.80		Roccia scistosa fratturata - degradata					
9.80		Limo e sabbia fine con frammenti di roccia alterata					
10.00		Limo e sabbia fine con frammenti di roccia alterata					
11.00		Limo e sabbia fine con frammenti di roccia alterata					
12.00		Micascisti estremamente degradati					
13.00		Sabbia medio-fine micacea con noduli di limo					
14.00		Sabbia fine limosa con frammenti di roccia scistosa					
14.80		Limo sabbioso con relitti di micascisti friabili	4	PPS	14.50		
15.00		Frammenti di roccia (gnais minuti)			15.00		
15.80		Sabbia fine poco limosa con alternanti piccoli frammenti di roccia (gnais minuti)					
16.60		Sabbia medio-grossa micacea con piccoli frammenti di roccia					
17.30		Sabbia limosa con piccoli frammenti di roccia					
19.20		Sciolti molto degradati con tracce di limo argilloso	5	PPS	19.20		
19.80		Limo argilloso color nocciola			19.80		
20.50		Sabbia medio-grossa micacea con tracce di limo e piccoli frammenti di roccia					
21.00		Idem con progressivo aumento della frazione limo-argillosa					
21.80		Sabbia fine poco limosa con frammenti di roccia degradata tra 22.70 e 22.80					
22.70		Sabbia fine micacea molto limosa					
22.80		Sabbia micacea con tracce di limo e frammenti sempre più frequenti di roccia scistosa					
24.40		Idem c.s.					
25.30		Limo con roccia degradata	6	PPS	25.30		
26.80		Limo con roccia degradata			25.80		
28.00		Roccia scistosa degradata					
28.80		Limo con relitti di micascisti					

PPS = Pistone parete sottile

Purificazione Sistemi n. 1	Rivestimenti	Profondità dal p.c.	Spessore strati	Profilo	Descrizione terreno attraversato	N	Campioni		Prove in sito	
							Tipo	Profondità dal p.c.	Profondità dal p.c.	Vano Test Cu (Kg/cm <sup>2</sup> ) Ind. Rm
		170			Terreno ghiaioso-sabbioso					
		150			Sabbia limosa con frammenti di roccia scistosa estremamente alterata					
		170			Limo argilloso rosastro con abbondanti frammenti di roccia alterata (micascisti)					
		180			Frammenti di roccia alterata			300		
		180			Idem B20-4,90	1	PPS			
		180			Frammenti di roccia alterata			550		
		180			Sabbia limosa derivata dalla spintissima alterazione della roccia scistosa a tratti ancora riconoscibile					
		180			Frammenti di roccia scistosa					
		180			Idem C.6.	2	PPS			
		180			Sabbia fine limosa con frequenti frammenti di roccia scistosa			780		
		180			Sabbia media-fine pulita, color nocciola			810		
		180			Sabbia grossa-media, quarzosa- micacea pulita			810		
		180			Frammenti di roccia					
		180			Frammenti rocciosi in matrice di sabbia limosa di colore variabile da giallo aranciato ad ocra					
		180			Idem C.6.	3	PPS			
		180			Micascisti			1030		
		180						1070		
		180			Frammenti di micascisti alterati					
		180			Gnaiss minuti (gnaiss a grana fine e ricchi di muscovite)					
		180			Frammenti di roccia (gnaiss minuti) debolmente alterata					
		180			Frammenti di roccia (gnaiss minuti) alterata					
		180			Frammenti di roccia (gnaiss minuti) debolmente alterata					
		180			Gnaiss minuti					
		180			Frammenti di roccia (gnaiss minuti) debolmente alterata					
		180			Frammenti di roccia gnaissica inalterata					
		180			Frammenti di roccia debol. alterata					
		180			Roccia scistosa					

PPS = Pistone parete sottile

TABELLE DI SINTESI DELLE PROVE DI LABORATORIO ESEGUITE CON L'INDAGINE  
DELL'IMPRESA **Ing. Giovanni Rodio & C. S.p.A.**

**SOMMARIO DELLE CARATTERISTICHE GEOTECNICHE**

Sondaggio N°		S1						S1
Campione N°		1						2
Profondità		da m. a m.		460		5-10		20-40 21-00
Caratteristiche volumetriche	Densità umida	$\gamma_u$	(gr/cm <sup>3</sup> )	2.049	2.079	2.037	2.037	2.358
	Densità secca	$\gamma_s$	(gr/cm <sup>3</sup> )	1.702	1.788	1.829	1.719	2.105
	Peso specifico dei grani	$\gamma$	(gr/cm <sup>3</sup> )	2.84	2.84	2.84	2.84	(2.84)
	Indice dei vuoti	$e$	(-/-)	0.670	0.590	0.550	0.650	0.349
	Porosità	$n$	(%)	40.1	37.1	35.6	39.5	25.9
	Grado di saturazione	$S$	(%)	86.6	78.7	58.4	80.9	97.8
	Grado di umidità	$w_n$	(%)	20.4	16.3	11.4	18.5	12.0
Caratterist. di consist. (Atterberg)	Limite di liquidità	$w_L$	(%)	39.07				38.14
	Limite di plasticità	$w_P$	(%)	17.52				24.00
	Indice di plasticità	$I_P$	(%)	21.55				14.14
	Indice di consistenza	$I_c$		0.87	1.06	1.29	0.95	1.85
Caratteristiche granulometriche	Composizione granulometrica	Ciottoli (> 60 mm)	(%)	-				-
		Ghiaia (60+2 mm)	(%)	-				32
		Sabbia (2+0.06 mm)	(%)	27				32
		Limo (0.06+0.002 mm)	(%)	64				31
		Argilla (< 0.002 mm)	(%)	9				5
	Classificazione geotecnica in base alla granulometria			Limo sabbioso debolmente argilloso				Limo sabbioso con ghiaia
Caratteristiche di resistenza al taglio	Pocket penetrometer	Pr = 2Cu	(kg/cm <sup>2</sup> )	3.00				
	Vane test o torvane	Cu	(kg/cm <sup>2</sup> )	Prova triassiale CD				
	UU o CS	Pressione in cella	$\sigma_3$	(kg/cm <sup>2</sup> )	1.00	1.50	3.00	4.50
		Pressione a rottura	Pr = 2Cu	(kg/cm <sup>2</sup> )	2.77	3.12	6.78	8.67
		Deformazione a rottura	Er	(%)	13.78	5.91	6.56	7.22
		Modulo tangente iniziale	Eu	(kg/cm <sup>2</sup> )	152	145	72	400
	TS	Coesione	C	(kg/cm <sup>2</sup> )				
		Angolo di attrito	$\phi$	(°)				
ES	Coesione	C'	(kg/cm <sup>2</sup> )	0.103				
	Angolo di attrito	$\phi'$	(°)	28°.80				
Caratteristiche edometriche	Pressione di consolidazione	$\sigma_{vo}$	(kg/cm <sup>2</sup> )					
	Grado di consolidazione	OCR	(-)					
	Rapporto di ricomprensione	RR	(-)					
	Rapporto di consolidazione	CR	(-)					
	$\sigma = 1$ kg/cm <sup>2</sup>	Coeff. permeab. k	(10 <sup>-8</sup> cm/sec.)	35.8				
	$\sigma = 2$ kg/cm <sup>2</sup>	Coeff. permeab. k	(10 <sup>-8</sup> cm/sec.)	24.8				
	$\sigma = 4$ kg/cm <sup>2</sup>	Coeff. permeab. k	(10 <sup>-8</sup> cm/sec.)	17.4				
Tenore di sostanze organiche			(%)					
Tenore di carbonati			(%)					

NOTE :

S1	S1	S2	S2	S2	S2	S2	S2	S2	S2
2	3	1	2	3a	3b	4	5	6	
20.40	22.70	2.90	7.00	8.30		14.50	19.20	25.30	
21.00	23.20	3.30	7.30		8.70	15.00	19.80	25.80	
2.358	2.279	2.182	2.204	2.164	2.299	2.239	21.45	2.213	
2.105	1.968	1.900	1.852	1.806	2.004	1.906	1.803	1.866	
(2.84)	(2.84)	(2.84)	(2.84)	(2.84)	(2.84)	2.928	(2.85)	(2.85)	
0.349	0.443	0.500	0.528	0.572	0.417	0.536	0.580	0.530	
25.9	30.7	33.1	34.5	36.4	29.4	34.9	36.7	34.5	
97.8	100.0	84.9	100.0	98.4	100	95.4	93.1	100.0	
12.0	15.8	14.8	18.6	19.8	14.7	17.5	19.0	18.6	
38.14	35.11		40.55			32.16	44.64	32.40	
24.00	25.27		21.19			21.84	21.70	23.81	
14.14	9.84		19.36			10.30	22.94	8.59	
1.85	1.96		1.08			1.43	1.12	1.61	
-	-		-	-	-	-	-	-	
32	30	31	31	30	52	10	-	3	
32	36	44	35	36	25	45	34	59	
31	32	21	26	30	23	40	58	35	
5	2	4	8	4	0	5	8	3	
Limo sabbioso con ghiaia	Sabbia e limo con ghiaia	Sabbia molto limosa con ghiaia	Limo debolmente argilloso e sabbia con ghiaia	Sabbia e limo con ghiaia	Ghiaia e sabbia-limo	Limo e sabbia con pochissima ghiaia	Limo debolmente argilloso con sabbia	Sabbia molto limosa	
		2.25							
		1.00					0.00	0.00	
		2.18					3.44	2.53	
		20.34					1.68	2.35	
		65					375	392	

**SOMMARIO DELLE CARATTERISTICHE GEOTECNICHE**

Sondaggio N°			S3				
Campione N°			1A	1B	2	3	
Profondità			5.00	5.50	7.80	12.30	
			da m.		8.10	12.70	
			a m.				
Caratteristiche volumetriche	Densità umida	Y <sub>u</sub> (gr/cm <sup>3</sup> )	1.983			2.447	
	Densità secca	Y <sub>s</sub> (gr/cm <sup>3</sup> )	1.664			2.244	
	Peso specifico dei grani	Y (gr/cm <sup>3</sup> )	2.854			(2.85)	
	Indice dei vuoti	e (-/-)	0.715			0.270	
	Porosità	n (%)	41.7			21.3	
	Grado di saturazione	S (%)	76.5			95.5	
	Grado di umidità	W <sub>n</sub> (%)	19.2			9.05	
Caratteristiche di consist. (Atterberg)	Limite di liquidità	W <sub>L</sub> (%)	33.77				
	Limite di plasticità	W <sub>P</sub> (%)	24.70				
	Indice di plasticità	I <sub>P</sub> (%)	13.07				
	Indice di consistenza	I <sub>C</sub>	1.12				
Caratteristiche granulometriche	Composizione granulometrica	Ciottoli (> 60 mm) (%)			18	15	
		Ghiaia (60+2 mm) (%)	16		48	40	
		Sabbia (2+0,06 mm) (%)	32		17	22	
		Limo (0,06+0,002 mm) (%)	41		16	20	
		Argilla (<0,002 mm) (%)	11		1	3	
	Classificazione geotecnica in base alla granulometria o descrizione macroscopica (tra parentesi)			Limo argilloso molto sabbioso con poca ghiaia	(micaccisti grigi alterati)	Ghiaia con limo e sabbia	Ghiaia con ciottoli, limo e sabbia
Caratteristiche di resistenza al taglio	Pocket penetrometer	Pr = 2Cu (kg/cm <sup>2</sup> )	1.25				
	Van e test o torwans	Cu (kg/cm <sup>2</sup> )					
	UU o CS	Pressione in cella	σ <sub>3</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	1.00			0.00
		Pressione a rottura	Pr = 2Cu (kg/cm <sup>2</sup> )	1.06			1.14
		Deformazione a rottura	ε <sub>r</sub> (%)	21.00			2.18
		Modulo tangente iniziale	E <sub>u</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	33.35			88.63
	IS	Coesione	C (kg/cm <sup>2</sup> )				
		Angolo di attrito	φ (°)				
ES	Coesione	C' (kg/cm <sup>2</sup> )					
	Angolo di attrito	φ' (°)					
Caratteristiche edometriche	Pressione di consolidazione	G <sub>vo</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )					
	Grado di consolidazione	OCR (-)					
	Rapporto di ricomprensione	RR (-)					
	Rapporto di consolidazione	CR (-)					
	Δ p = (kg/cm <sup>2</sup> )	Coeff. compress.	C <sub>v</sub> (10 <sup>-7</sup> cm <sup>2</sup> /sec.)				
		Coeff. permeab.	K (10 <sup>-7</sup> cm/sec.)				
Δ p = (kg/cm <sup>2</sup> )	Coeff. compress.	C <sub>v</sub> (10 <sup>-7</sup> cm <sup>2</sup> /sec.)					
	Coeff. permeab.	K (10 <sup>-7</sup> cm/sec.)					
Tenore di sostanze organiche (%)							
Tenore di carbonati (%)							

NOTE :



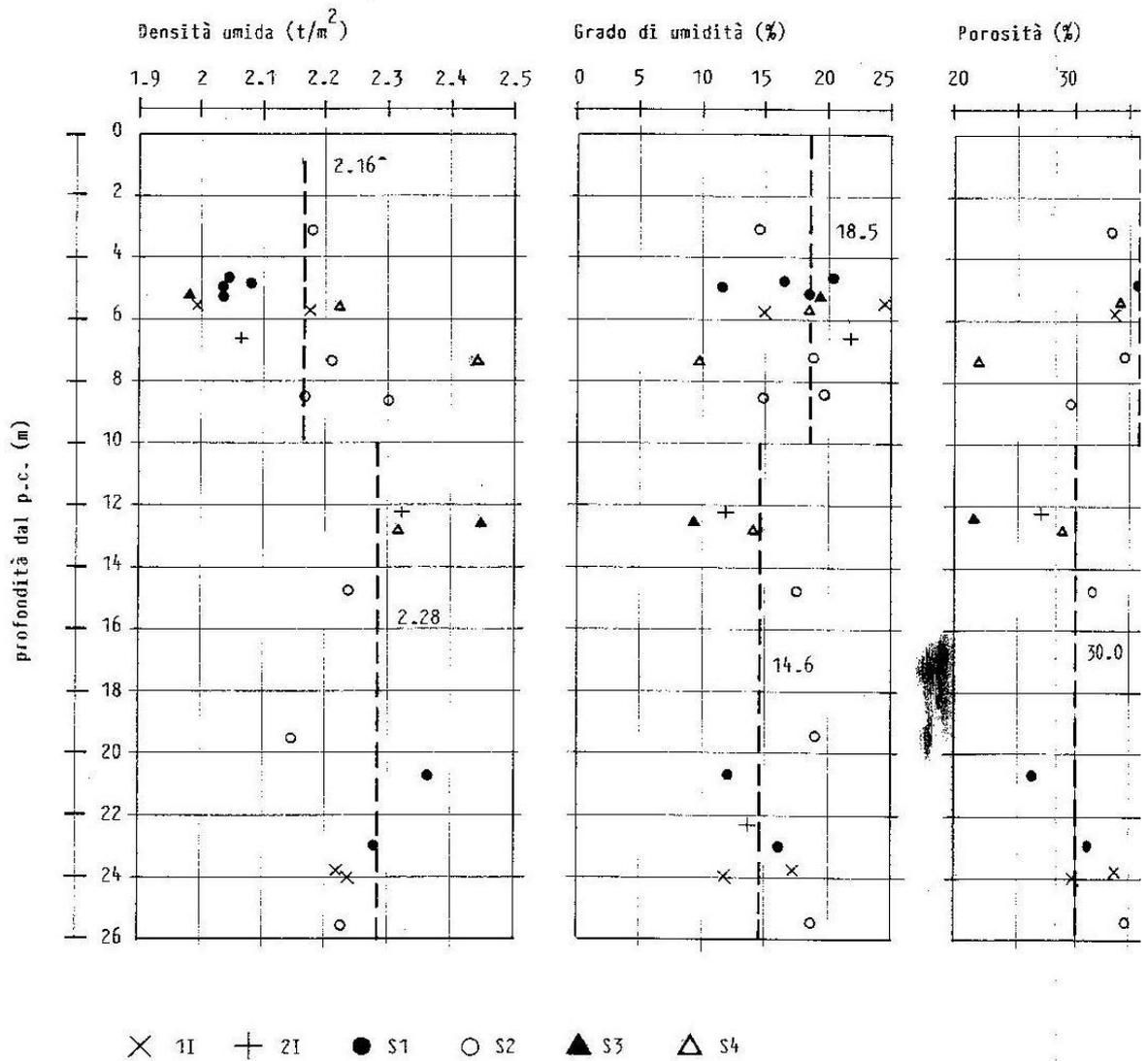
**SOMMARIO DELLE CARATTERISTICHE GEOTECNICHE**

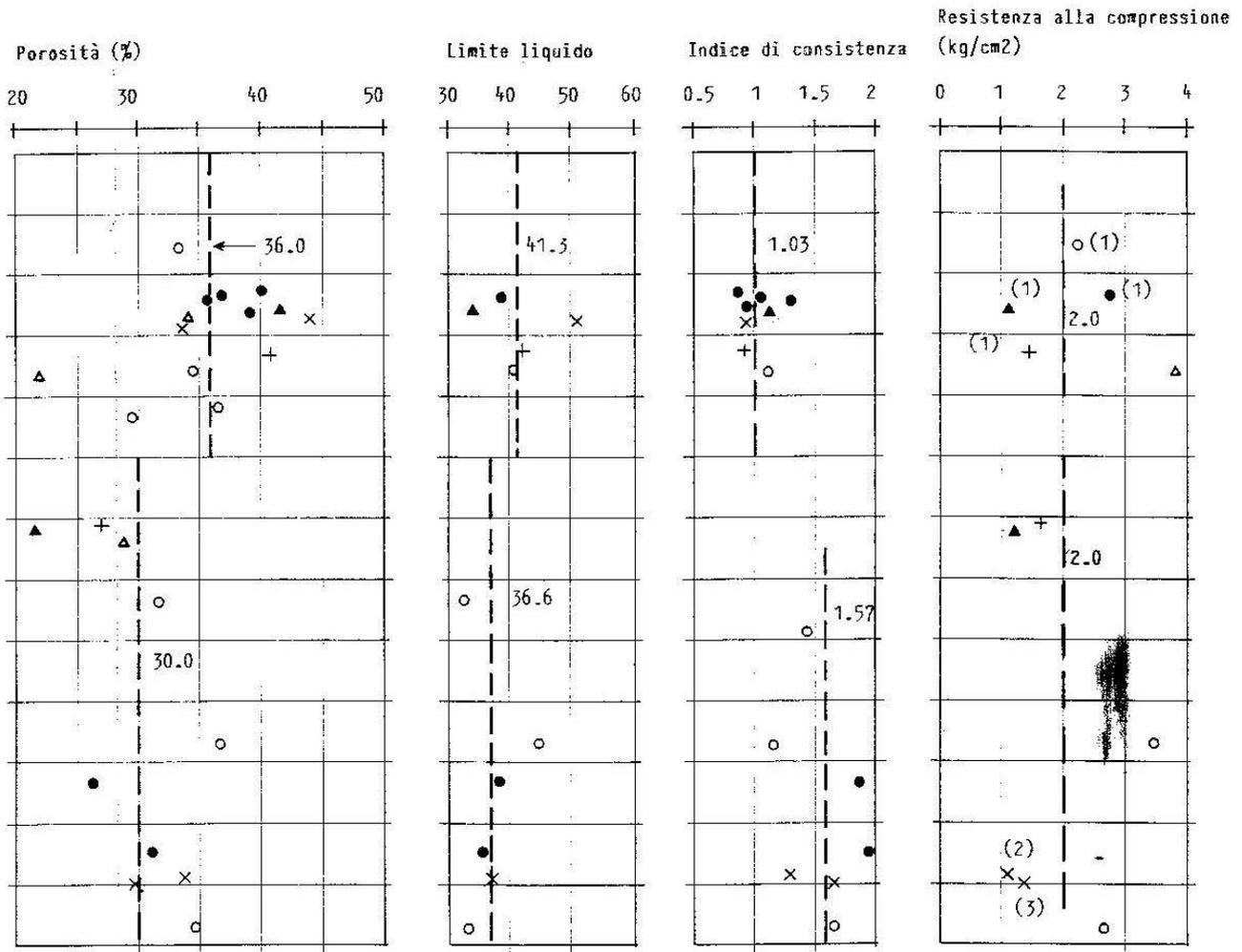
Sondaggio N°				1I				
Campione N°				1A		1B	2	
Profondità				5.45		5.80	23.70	
							24.10	
Caratteristiche volumetriche	Densità umida	$\gamma_u$	(gr/cm <sup>3</sup> )	1.995	2.186	2.217	2.241	
	Densità secca	$\gamma_s$	(gr/cm <sup>3</sup> )	1.598	1.900	1.888	2.002	
	Peso specifico dei grani	$\gamma$	(gr/cm <sup>3</sup> )	(2.85)	(2.85)	(2.85)	(2.85)	
	Indice dei vuoti	$e$	(-/-)	0.783	0.500	0.509	0.424	
	Porosità	$n$	(%)	43.9	33.3	33.7	29.8	
	Grado di saturazione	$S$	(%)	90.4	85.8	97.6	80.3	
	Grado di umidità	$w_n$	(%)	24.8	15.0	17.4	11.9	
Caratteristiche di consist. (Atterberg)	Limite di liquidità	$w_L$	(%)	51.35		37.10		
	Limite di plasticità	$w_P$	(%)	23.91		21.67		
	Indice di plasticità	$I_P$	(%)	27.44		15.43		
	Indice di consistenza	$I_c$		0.97		1.27	1.63	
Caratteristiche granulometriche	Composizione granulometrica	Settoli	(>60 mm)	(%)	-	-	-	
		Ghiaia	(60+2 mm)	(%)	12	55	5	
		Sabbia	(2+0,06 mm)	(%)	36	27	47	
		Limo	(0,06+0,002 mm)	(%)	34	18	32	
		Argilla	(<0,002 mm)	(%)	18	0	16	
	Classificazione geotecnica in base alla granulometria o descrizione macroscopica (tra parentesi)				Limo argilloso molto sabbioso con poca ghiaia	Ghiaia e sabbia molto limosa	Limo argilloso e sabbia	
Caratteristiche di resistenza al taglio	Pocket penetrometer	$Pr = 2Cu$	(kg/cm <sup>2</sup> )	0.8	0.8	1		
	Vane test o torvane	$Cu$	(kg/cm <sup>2</sup> )	0.6	0.6			
	UU o CS	Pressione in cella	$\sigma_3$	(kg/cm <sup>2</sup> )		1.00	2.00	3.00
		Pressione a rottura	$Pr = 2Cu$	(kg/cm <sup>2</sup> )	0.89		1.05	1.31
		Deformazione a rottura	$\epsilon_r$	(%)	13.12		5.56	5.91
		Modulo tangente iniziale	$E_u$	(kg/cm <sup>2</sup> )	42		52	58
	TS	Coesione	$C$	(kg/cm <sup>2</sup> )				
		Angolo di attrito	$\theta$	(°)				
ES	Coesione	$C'$	(kg/cm <sup>2</sup> )					
	Angolo di attrito	$\theta'$	(°)					
Caratteristiche edometriche	Pressione di consolidazione	$\sigma_{vo}$	(kg/cm <sup>2</sup> )					
	Grado di consolidazione	OCR	(-)					
	Rapporto di ricomprensione	RR	(-)					
	Rapporto di consolidazione	CR	(-)					
		Coeff. compress.	$C_v$	(10 <sup>-6</sup> cm <sup>2</sup> /sec.)				
	$\sigma = 1$ kg/cm <sup>2</sup>	Coeff. permeab.	$K$	(10 <sup>-8</sup> cm/sec.)	4.4		11.1	
	$\sigma = 2$ kg/cm <sup>2</sup>	Coeff. permeab.	$k$	(10 <sup>-8</sup> cm/sec.)	1.8		9.9	
$\sigma = 4$ kg/cm <sup>2</sup>	Coeff. permeab.	$K$	(10 <sup>-8</sup> cm/sec.)	1.3		8.9		
Tenore di sostanze organiche				(%)				
Tenore di carbonati				(%)				

NOTE :

1I				2I		
1A	1B	2		1	2	3
5.45		23.70		6.50	12.00	22.20
	5.80		24.10	6.80	12.55	22.60
1.995	2.186	2.217	2.241	2.069	2.327	
1.598	1.900	1.888	2.002	1.698	2.073	
(2.85)	(2.85)	(2.85)	(2.85)	(2.85)	(2.85)	
0.783	0.500	0.509	0.424	0.678	0.375	
43.9	33.3	33.7	29.8	40.4	27.3	
90.4	85.8	97.6	80.3	91.8	93.1	
24.8	15.0	17.4	11.9	21.8	12.2	13.8
51.35		37.10		42.00		
23.91		21.67		20.17		
27.44		15.43		21.83		
0.97		1.27	1.63	0.92		
-	-	-	-	-	-	-
12	55	5				44
36	27	47		34		32
34	18	32		58		22
18	0	16		8		2
Limo argilloso molto sab- bioso con poca ghiaia	Ghiaia e sabbia molto limosa	Limo argilloso e sabbia		Limo sabbioso debolmente argilloso	(Micascisti alterati in- tercal. da uno straterello obliquo di argilla rossa)	Sabbia molto limosa con molta ghiaia
0.8	0.8	1				
0.6	0.6					
	1.00	2.00	3.00	0.00	0.00	
	0.89	1.05	1.31	1.43	1.59	
	13.12	5.56	5.91	4.31	2.40	
	42	52	58	96	111	
4.4		11.1				
1.8		9.9				
1.3		8.9				

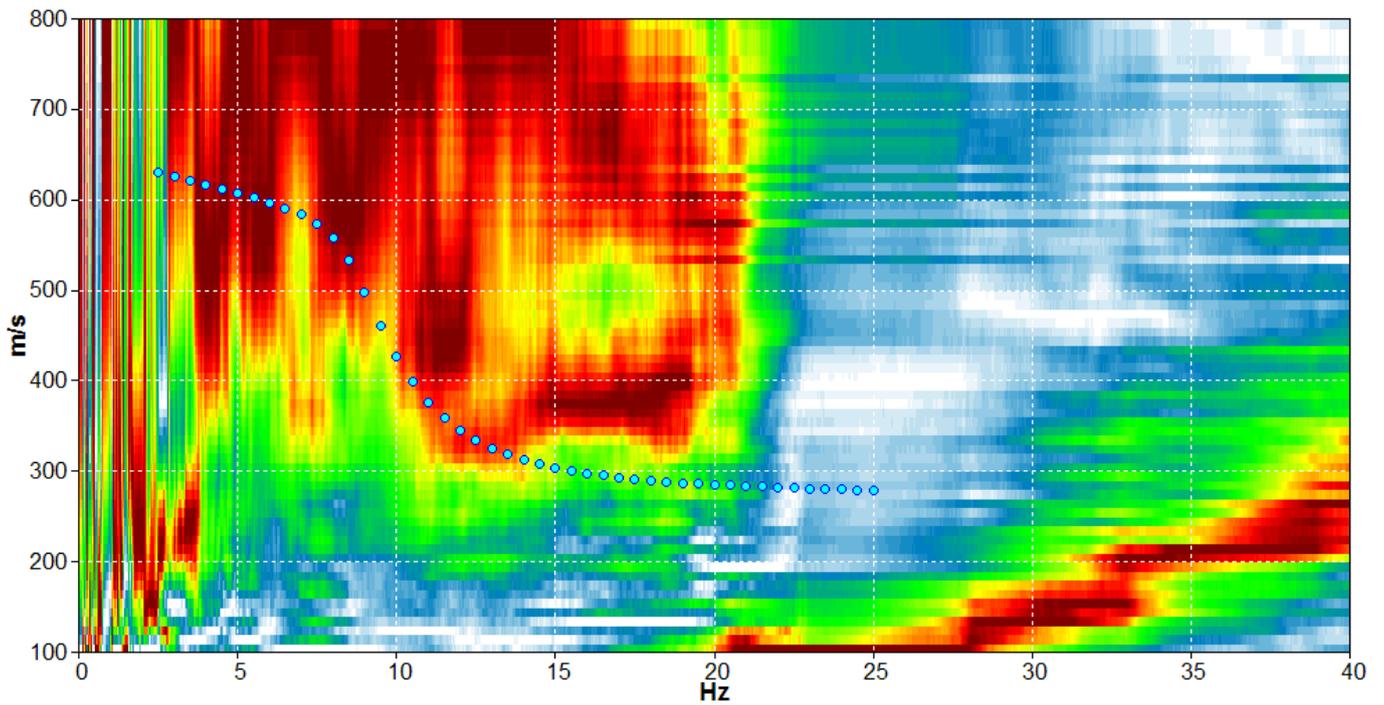
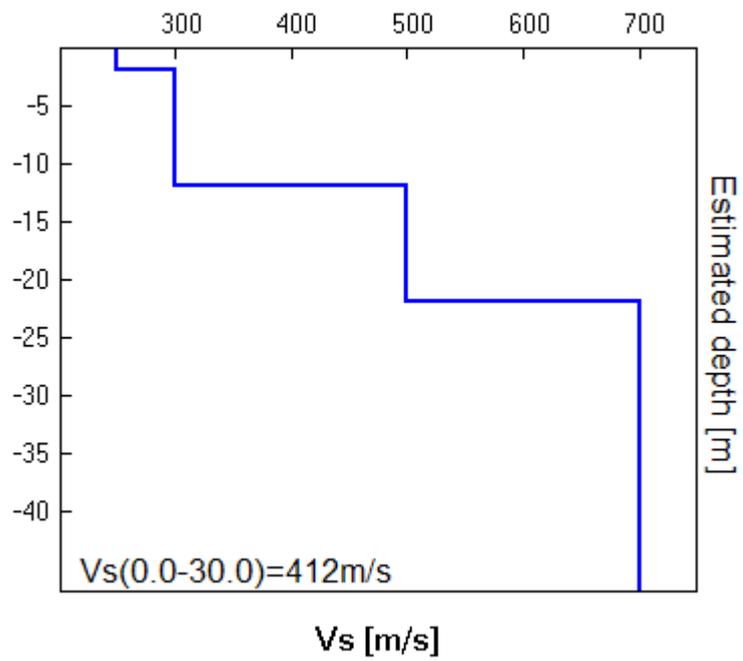
CARATTERISTICHE GEOTECNICHE IN FUNZIONE DELLA PROFONDITA'





Prove CS e TUU  
 ( ) =  $\sigma_3$  nelle prove TUU

# PROFILO SISMICO E SPETTRO OTTENUTO CON LA PROSPEZIONE MASW



## ELABORATI DI CALCOLO DELLE VERIFICHE DI STABILITA'

Program I.L.A. 32  
VERIFICA DI STABILITA'

COMUNE DI SALUZZO  
Recupero funz. S. Bernardino strutt. socio s. ass.  
Verifica di stabilità globale area parcheggio  
sezione geologica 1-1' (sez. BB progetto)  
Scala 1:1000

LEGENDA  
CODICE DESCRIZIONE  
N. Numero superficie  
Asc. Ascissa del centro [m]  
Ord. Ordinata del centro [m]  
FS Fattore di sicurezza  
(C) 1990-2000 geo&soft international

PIANO DI CAMPAGNA  
PARAMETRI GEOTECNICI  
Angolo di attrito [°] 21  
Coesione [kN/m<sup>2</sup>] 0  
Peso di volume [kN/m<sup>3</sup>] 19

PUNTI				RISULTATI DEL CALCOLO				
N. punto	Progressiva [m]	Quota [m]	N.	Asc.	Ord.	FS		
1	0	-10.37	1		5.00		70.00	2.06
2	72.5	0	2		11.67		70.00	1.73
			3		18.33		70.00	1.85
SUPERFICIE FALDA				4		25.00	70.00	1.51
Peso di volume dell'acqua [kN/m <sup>3</sup> ]			5		5.00		81.67	2.05
			6		11.67		81.67	1.82
			7		18.33		81.67	1.91
PUNTI				8		25.00	81.67	1.65
N. punto	Progressiva [m]	Quota [m]	9		5.00		93.33	2.05
1	0	-12.37	10		11.67		93.33	1.90
2	72.5	-2	11		18.33		93.33	1.83
DISCONTINUITA' n. 1				12		25.00	93.33	1.77
PARAMETRI GEOTECNICI				13		5.00	105.00	2.04
Angolo di attrito [°]			14		11.67		105.00	1.96
Coesione [kN/m <sup>2</sup> ]			15		18.33		105.00	1.71
Peso di volume [kN/m <sup>3</sup> ]			16		25.00		105.00	1.89

PUNTI  
N. punto Progressiva [m] Quota [m]  
1 0 -15.17  
2 72.5 -2.8

COMPONENTI SISMICHE  
Componente sismica orizzontale 0.043  
Componente sismica verticale 0.022

SOVRACCARICHI APPLICATI  
Progressiva [m] Carico [kN/m<sup>2</sup>]  
32 10  
72.5 10

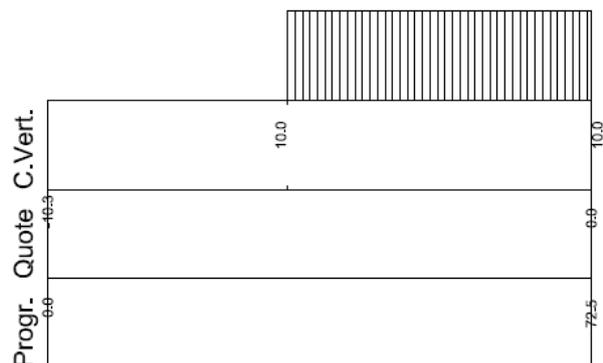
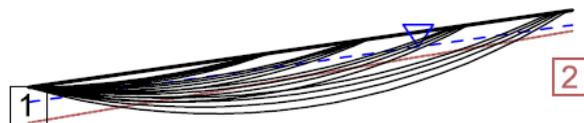
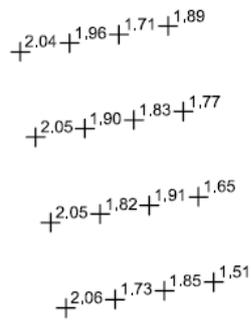
SUPERFICI DI SCIVOLAMENTO  
TIPOLOGIA SUPERFICI: CIRCOLARI PASSANTI PER UN PUNTO

DESCRIZIONE MAGLIA DEI CENTRI  
Larghezza maglia [m] 35  
Altezza maglia [m] 20  
N. centri base 4  
N. centri lato 4  
Inclinazione maglia [°] 10  
Ascissa punto passaggio [m] 0  
Ordinata punto passaggio [m] -10.37

Recupero funz. S. Bernardino strutt. socio s. ass.

Verifica di stabilità globale area parcheggio  
sezione geologica 1-1' (sez. BB progetto)  
Scala 1:1000

Litotipo 1:                     $\phi$  [°] = 21       $c$  [kN/m<sup>2</sup>] = 0       $\gamma$  [kN/m<sup>3</sup>] = 19  
Litotipo 2:                     $\phi$  [°] = 0         $c$  [kN/m<sup>2</sup>] = 35       $\gamma$  [kN/m<sup>3</sup>] = 21  
Gamma acqua [kN/m<sup>3</sup>] = 10      Comp. sismica orizz. = .043      Comp. sismica vert. = .022  
Metodo: Sarma



## CONCLUSIONI

I dati geologici e geotecnici a disposizione dello scrivente, ottenuti da una estesa tipologia di indagini eseguite in corrispondenza del sito (sondaggi, prove di laboratorio, misure inclinometriche, prospezione sismica), unitamente alle osservazioni svolte sull'area in esame, ed alle indicazioni della legislazione e normativa vigente sulle costruzioni ed in materia di terre e rocce da scavo, al fine di garantire la fattibilità geologica e geotecnica degli interventi in progetto (opere di riqualificazione funzionale nel fabbricato esistente, area a parcheggio esterna con l'inserimento di muri di sostegno), consentono di indicare quanto elencato nel seguito.

1) La zonizzazione sismica vigente individua il Comune di Saluzzo in Zona Sismica 3, inoltre, l'area non presenta, attualmente, condizioni di pericolo geomorfologico determinato da fenomeni di dissesto prodotti dal reticolo idrografico superficiale o da movimenti franosi, ed in particolare si osserva come il sito in oggetto è escluso dalle delimitazioni delle aree in dissesto riportate nel PAI e nella documentazione del PRGC, in congruenza con la sua individuazione di idoneità alla utilizzazione urbanistica nella Classe IIB.

2) I dati litostratigrafici ricavati dalle indagini citate (sezioni geologiche 1-1' e 2-2' allegate a pag. 28, stratigrafie sondaggi a pag. 31), permettono di individuare i corpi (litotipi) con le caratteristiche geotecniche omogenee di seguito descritti (dettagli in paragrafo a pag. 13).

### Litotipo 1

0,0÷1(5) m Terreni di copertura eluvio colluviali, prodotti dall'azione di disfacimento chimico-fisico e di trasporto a carico del substrato roccioso che costituisce il settore collinare; sono costituiti in genere da limi sabbioso argillosi e sabbie limose, in genere con indice di consistenza solido-plastica, e talora inglobano corpi lentiformi ghiaioso sabbiosi e riporti eterogenei dovuti all'attività antropica.

Gli spessori di questi terreni sono variabili sui settori di versante interessati dagli interventi e sono compresi tra circa 2,8÷4,8 m in corrispondenza della sezione geologica 1-1' (sez. C-C di progetto, area parcheggi), e circa 1÷5 m lungo sezione geologica 2-2' (lungo il prospetto Sud

del fabbricato).

Questi terreni non sono in genere idonei come piano di posa di fondazioni, poiché sono compressibili, molto sensibili alle condizioni di saturazione e gelivi in superficie.

La realizzazione di scavi, in questi terreni, richiede una corretta profilatura secondo inclinazioni stabili, verificate nel rispetto dei parametri indicati.

#### Litotipo 2

1(5) ÷ 6(12-13) m Terreni eluviali, prodotti dall'azione di disfacimento chimico-fisico del substrato roccioso che costituisce il settore collinare; sono costituiti in genere da limi sabbiosi e sabbie limose, talora inglobanti frammenti di roccia molto alterata e lenti argillose, in genere con indice di consistenza semi-solida e con colore da ocraceo a rossiccio.

Gli spessori di questi terreni sono variabili sui settori di versante interessati dagli interventi e sono compresi tra circa 3,5 ÷ 8 m in corrispondenza della sezione geologica 1-1' (sez. C-C di progetto, area parcheggi), e circa 4,5 ÷ 8 m lungo sezione geologica 2-2' (lungo il prospetto Sud del fabbricato).

Questi terreni costituiscono il probabile piano di posa delle fondazioni del fabbricato esistente (convento).

La realizzazione di scavi, in questi terreni, richiede una corretta profilatura secondo inclinazioni stabili, verificate nel rispetto dei parametri indicati.

La realizzazione di fondazioni, in questi terreni, richiede un accurato dimensionamento nel pieno rispetto della normativa vigente, con verifiche delle condizioni di progetto in corso di esecuzione delle opere.

#### Litotipo 3

6(12-13) ÷ 20(30) m ed oltre per almeno alcune centinaia di metri

Substrato roccioso metamorfico, da molto alterato a parzialmente alterato nel tratto attraversato dai sondaggi; costituito da micascisti gneissici e gneiss minuti (appartenenti alle metamorfite erciniche del complesso Dora Maira), fratturati secondo un reticolo a spaziatura decimetrica, con piani di scistosità da millimetrici a centimetrici, aventi immersione prevalente verso Est (con locali variazioni), e inclinazione in genere di circa 20° ÷ 40°.

Il corpo a minore alterazione, di questo litotipo, ha buoni parametri geotecnici, che consentono

l'esecuzione di svariate tipologie di fondazione, il cui dimensionamento deve seguire la normativa vigente.

La realizzazione di scavi, in questo litotipo, richiede una corretta profilatura secondo inclinazioni stabili, verificate nel rispetto dei parametri indicati.

3) Per quanto concerne la circolazione idrica sotterranea, si evidenzia come la presenza di terreni a differente permeabilità favorisce la formazione di una circolazione idrica di tipo superficiale, influenzata dal regime di precipitazioni che si distribuiscono sul settore collinare.

Una circolazione idrica più profonda si sviluppa in alcuni settori del reticolo di fratture del substrato roccioso, anche favorendo probabilmente l'alimentazione della circolazione più superficiale, come appare documentato dal pozzo situato all'interno del chiostro del convento (livello di falda a circa 2 m di profondità dal p.c.), e da altri distribuiti sul settore collinare, oltre all'esistenza di una sorgente perenne localizzata a circa 500 m verso Sud ("fonte di Santa Caterina").

4) In merito ai parametri sismici, la prospezione sismica descritta in premessa, destinata a definire il valore della velocità equivalente  $V_{s,30}$  di propagazione delle onde di taglio nel terreno entro i primi 30 m di profondità, come richiesto dalla normativa vigente, ha permesso di ricavare il valore  $V_{s,30} = 412$  m/s (spettro ed interpretazione allegati a pag.45), in corrispondenza del profilo sismico eseguito a lato della facciata Sud del convento (sezione geologica 2-2', sondaggi n°2 e 3).

Pertanto, il sottosuolo di fondazione degli interventi in progetto, nel rispetto delle categorie individuate dalle norme vigenti, considerando cautelativamente sia il valore di  $V_{s,30}$  ricavato dall'indagine sismica sia i valori di  $c_{uk}$  ricavati dalle prove di laboratorio, è classificabile nella **categoria C** che risulta definita: *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < N_{SPT,30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < c_{u,30} < 250$  kPa).

I risultati delle indagini e la definizione della categoria del sottosuolo ha permesso di ricavare il valore di accelerazione orizzontale massimo ( $a_{max}$ ), che tiene conto delle condizioni di amplificazione stratigrafica e topografica caratteristici del sito (Cap. 3.2.3.2 delle N.T.C.). Considerando le condizioni di verifica indicate dalla normativa, riferita allo Stato limite SLV con  $P_{VR} = 10\%$ , in merito agli **interventi di recupero funzionale sul fabbricato esistente** è stata considerata una  $V_N = 50$  anni e Classe uso III (Coefficiente d'uso  $C_U = 1,5$ ), da cui  $V_R = V_N C_U = 75$  anni, Tempo ritorno = 712 anni, è stato ottenuto per il sito in esame:

$$ag/g = 0,137, Fo = 2,494, Tc^* = 0,274, a_{max} = \mathbf{0,205}.$$

Altresì, in corrispondenza degli **interventi sull'area a parcheggio**, esterna al fabbricato, è stata considerata una  $V_N = 50$  anni e Classe uso II (Coefficiente d'uso  $C_U = 1$ ), da cui  $V_R = V_N C_U = 50$  anni, Tempo ritorno = 475 anni, è stato ottenuto per il sito in esame:

$$ag/g = 0,120, Fo = 2,482, Tc^* = 0,269, a_{max} = \mathbf{0,180}.$$

5) In ottemperanza alle indicazioni del PRGC vigente per la Classe IIB di idoneità alla utilizzazione urbanistica e delle norme tecniche nazionali (N.T.C. 2008), sono state verificate le condizioni di stabilità globali del pendio interessato dall'area a parcheggi.

Si evidenzia, come in ottemperanza alla normativa vigente, il rapporto tra la Resistenza di progetto del terreno/ Effetto delle azioni ( $FS = R_d / E_d$ ), ottenuto con le verifiche svolte è sempre maggiore a 1,1 ( $FS = 1,51 \div 2,06$ ).

Le verifiche necessarie al dimensionamento delle singole opere di sostegno in progetto, nel rispetto delle norme tecniche nazionali, saranno sviluppate a cura del progettista strutturale, che potrà riferirsi alle caratterizzazioni sismiche e geotecniche descritte nei punti precedenti.

6) La resistenza di progetto ( $R_d$ ) del probabile terreno di fondazione (litotipo 2), è stata inquadrata secondo 3 approcci (DA1C1, DA1C2, DA2C1), considerando uno schema tipo di fondazione.

Le verifiche SLU, secondo l'approccio DA1C1 hanno fornito un valore di  $R_d = 2,6 \text{ kg/cm}^2 = 255 \text{ kPa}$ , secondo l'approccio DA1C2 hanno fornito un valore di  $R_d = 1,0 \text{ kg/cm}^2 = 98 \text{ kPa}$ , e con l'approccio DA2C1 hanno fornito un valore di

$R_d = 1,1 \text{ kg/cm}^2 = 108 \text{ kPa}$ .

Il minore dei valori ottenuti di  $R_d = 1,0 \text{ kg/cm}^2 = 98 \text{ kPa}$ , risulta adeguato a quello ottenuto con la verifica SLE, svolta secondo la valutazione dei cedimenti indotti al sottosuolo di fondazione.

I dati sopraindicati possono rappresentare dei valori di inquadramento per il dimensionamento esecutivo delle singole opere, che sarà sviluppato a cura del progettista strutturale, nel rispetto della normativa vigente.

7) L'esecuzione di scavi per la realizzazione degli interventi in progetto, richiede di adottare inclinazioni stabili o in alternativa le necessarie opere di sostegno provvisoriale (sbatacchi, o tipologie idonee), opportunamente verificate e dimensionate secondo la normativa vigente, al fine di garantire la completa sicurezza degli addetti e la stabilità, unitamente alla piena integrità, delle costruzioni esistenti.

8) Le caratteristiche del sottosuolo, descritte nei punti precedenti, richiedono la idonea e completa impermeabilizzazione dei vani e locali completamente o parzialmente interrati, e rendono necessaria la realizzazione degli idonei drenaggi lungo le pareti contro terra delle opere di sostegno, al fine di evitare danneggiamenti causati dalle acque di infiltrazione superficiale e dalla circolazione idrica sotterranea.

9) Per quanto concerne le terre e rocce da scavo prodotte con l'intervento in progetto, si presume che i volumi di terreni scavati siano compensati con i riporti necessari al livellamento dell'area a parcheggio.

Con riferimento alla natura dei materiali, essi saranno presumibilmente costituiti dai descritti terreni di copertura eluvio colluviali, costituiti in genere da limi sabbioso argillosi e sabbie limose, che talora inglobano corpi lentiformi ghiaioso sabbiosi e riporti eterogenei dovuti all'attività antropica.

Secondo le indicazioni della legge 9 agosto 2013 n. 98 (conversione del D.L. n. 69/2013), hanno validità le disposizioni dell'art. 185 del D.lgs 152/2006 comma 1, lettera c), che

consentono di gestire al di fuori del regime dei rifiuti il suolo non contaminato e altro materiale allo stato naturale scavato nel corso di attività di costruzione, ove è certo che lo stesso sarà utilizzato ai fini di costruzione nello stesso sito in cui è stato prelevato.

Inoltre, per i materiali da scavo gestiti al di fuori del sito di produzione, per i quali non si applica la disciplina del D.M. 161/2012, il nuovo art. 41 bis del D.L. n. 69/2013, dispone che i materiali da scavo prodotti nel corso di attività e interventi autorizzati in base alle norme vigenti, sono sottoposti al regime dei sottoprodotti di cui all'art. 184-bis del D.Lgs. n. 152/06, se si dimostra che vengono soddisfatte le condizioni descritte nel paragrafo a pag. 11.

Le caratteristiche di terre e rocce da scavo naturali, dei materiali di scavo previsti con l'intervento in oggetto, consentono di affermare che potrà essere comunicata all'ARPA territorialmente competente la dichiarazione predisposta da tale ente (paragrafo a pag. 11).

A tale dichiarazione sarà opportuno allegare una analisi chimica secondo le indicazioni della tabella 1 dell'allegato 5 alla parte IV del decreto legislativo n. 152 del 2006, che certifichi la conformità alle concentrazioni indicate nelle colonne A o B, riferita ad un campione significativo dei terreni di riporto e copertura.

10) Si raccomanda la attenta verifica ed adeguamento delle scelte progettuali alle condizioni geologiche e geotecniche riscontrate durante l'esecuzione delle opere, così da ottenere la completa sicurezza e funzionalità delle costruzioni previste ed esistenti.

Infine, si evidenzia come gli interventi in progetto, nel rispetto delle indicazioni formulate, non comportano modificazioni all'equilibrio idrogeologico dell'area influenzata, sulla quale non sono stati osservati fenomeni di instabilità generale o dissesti determinati dalle acque superficiali (in accordo con la documentazione consultata), e sono compatibile con le condizioni di pericolosità geomorfologica e di idoneità all'utilizzazione urbanistica del PRGC vigente (Classe IIB).

Saluzzo, li 22/09/2015



Gian Mario Aselle

## DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Le riprese in alto (da Est verso Ovest), documentano lo stendimento sismico tipo MASW eseguito per la definizione della velocità equivalente  $V_{s,30}$  in corrispondenza del prospetto Sud dell'edificio (settore interessato da interventi di recupero funzionale).

In basso, la ripresa da Ovest verso Est, documenta l'estensione del prospetto Sud dell'edificio.