

Fondazione  
**Ri.MED**

Centro per le Biotecnologie  
e la Ricerca Biomedica

**Documento Preliminare alla Progettazione**

***Appendice VI: Relazioni di indagini  
geognostiche***

***PARTE II***

II R U P  
Ing. Massimo Inzerillo

Oggetto

Fondazione  
Ri.MED



REDAZIONE DEGLI STUDI GEOLOGICI, GEOTECNICI, SISMICI,  
IDROLOGICI ED IDRAULICI E DELLE RELATIVE INDAGINI IN  
SITO E IN LABORATORIO, A SUPPORTO DELLE ATTIVITÀ DI  
PROGETTAZIONE E DI REALIZZAZIONE DEL CBRB  
DELLA FONDAZIONE Ri.MED

**II. STUDIO GEOTECNICO**

23 novembre 2010

R.T.I. TRA:

Capogruppo - mandataria



**GEOLAB s.r.l.**  
L'Amministratore Unico  
Dr. Angelo Mulino

Geolab srl  
90044 Carini (Pa) / Area Industriale  
via De Spuches, s.n.  
T 091 8674029 / F 091 8933042  
e-mail [geolab@geolabsrl.it](mailto:geolab@geolabsrl.it)  
[www.geolabsrl.it](http://www.geolabsrl.it)  
P. IVA 04040700827  
CCIAA PA N. 128166

Mandante

**SICON** – STUDIO DI CONSULENZA PER L'INGEGNERIA CIVILE

**Prof. Ing. Gianni Rizzari**

via Siracusa n. 18 – tel/fax 091/332539 – 90141 Palermo

e-mail : [siconinggrizzari@virgilio.it](mailto:siconinggrizzari@virgilio.it)



Adesioni

Engineers  
Without Borders  
INTERNATIONAL



## II. STUDIO GEOTECNICO

### SOMMARIO

- Relazione geotecnica e sismica

- Allegati

#### **1 – Cartografia e grafici geotecnici**

**TAV. 1 - COROGRAFIA**

scala 1:25.000

**TAV. 2 - PLANIMETRIA**

scala 1:10.000

**TAV. 3 - PLANIMETRIA CON L'UBICAZIONE DELLE INDAGINI**

scala 1:2.000

**TAV. 4 - PROFILI STRATIGRAFICI SCHEMATICI DEI SONDAGGI**

scala 1:100

**TAV. 5 - SCHEDA SONDAGGIO S1**

**TAV. 6 - SCHEDA SONDAGGIO S2**

**TAV. 7 - SCHEDA SONDAGGIO S3**

**TAV. 8 - SCHEDA SONDAGGIO S4**

**TAV. 9 - SCHEDA SONDAGGIO S5**

**TAV. 10 - SCHEDA SONDAGGIO S6**

**TAV. 11 - SCHEDA SONDAGGIO S7**

**TAV. 12 - SEZIONI STRATIGRAFICHE SCHEMATICHE 1,2**

scala 1:2.000

**TAV. 13 - SEZIONI STRATIGRAFICHE SCHEMATICHE 3,4**

scala 1:2.000

**TAV. 14 - SEZIONI STRATIGRAFICHE SCHEMATICHE 5,6**

scala 1:2.000

**TAV. 15 - CARTA PERICOLOSITA' E RISCHIO GEOMORFOLOGICO**

#### **2 – Tabelle di sintesi dei risultati delle prove di laboratorio**

2.a Prove di laboratorio terreni TR

2.b Prove laboratorio rocce CA

#### **3 – Documentazione sismica**

3.a Stralcio O.P.C.M. 3274/2003

3.b Stralcio D.M. 14.01.2008

3.c Risultati prove geofisiche

Oggetto

Fondazione  
Ri.MED



REDAZIONE DEGLI STUDI GEOLOGICI, GEOTECNICI, SISMICI,  
IDROLOGICI ED IDRAULICI E DELLE RELATIVE INDAGINI IN  
SITO E IN LABORATORIO, A SUPPORTO DELLE ATTIVITÀ DI  
PROGETTAZIONE E DI REALIZZAZIONE DEL CBRB  
DELLA FONDAZIONE Ri.MED

**II. STUDIO GEOTECNICO**  
*Relazione geotecnica e sismica*

23 novembre 2010

R.T.I. TRA:

Capogruppo - mandataria



**GEOLAB s.r.l.**  
L'Amministratore Unico  
Dr. Angelo Mulone

Geolab srl  
90044 Carini (Pa) / Area Industriale  
via De Spuches. s.n.  
T 091 8674029 / F 091 8933042  
e-mail [geolab@geolabsrl.it](mailto:geolab@geolabsrl.it)  
[www.geolabsrl.it](http://www.geolabsrl.it)  
P. IVA 04040700827  
CCIAA PA N. 128166

Mandante

**SICON** – STUDIO DI CONSULENZA PER L'INGEGNERIA CIVILE

**Prof. Ing. Gianni Rizzari**

via Siracusa n. 18 – tel/fax 091/332539 – 90141 Palermo

e-mail : [siconingrizzari@virgilio.it](mailto:siconingrizzari@virgilio.it)



Adesioni



R.T.I.

*Capogruppo - mandataria*



Geolab srl  
90044 Carini (Pa) / Area Industriale  
via De Spuches, s.n.  
T 091 8674029 / F 091 8933042  
e-mail [geolab@geolabsrl.it](mailto:geolab@geolabsrl.it)  
www.geolabsrl.it  
P. IVA 04040700827  
CCIAA PA N. 128166

*Mandante*

**SICON** – *STUDIO DI CONSULENZA PER L'INGEGNERIA CIVILE*

**Prof. Ing. Gianni Rizzari**

*via Siracusa n. 18 – tel/fax 091/332539 – 90141 Palermo*

*e-mail : [siconingrizzari@virgilio.it](mailto:siconingrizzari@virgilio.it)*



*Adesioni*



REDAZIONE DEGLI STUDI GEOLOGICI, GEOTECNICI, SISMICI,  
IDROLOGICI ED IDRAULICI E DELLE RELATIVE INDAGINI IN  
SITO E IN LABORATORIO, A SUPPORTO DELLE ATTIVITÀ DI  
PROGETTAZIONE E DI REALIZZAZIONE DEL CBRB  
DELLA FONDAZIONE Ri.MED

## **II. STUDIO GEOTECNICO**

### **RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA**

#### **1 - PREMESSE**

Lo scrivente R.T.I. GEOLAB s.r.l. (Capogruppo mandataria) e SICON (Studio di Consulenza per l'ingegneria Civile) del prof. Ing. G. Rizzari è risultato aggiudicatario della procedura di affidamento ad evidenza pubblica del servizio in epigrafe (preliminare all'affidamento

del servizio di progettazione delle opere) , svolto, di seguito, in base alla stipula del contratto in data 8 ottobre 2010 tra la Fondazione Ri.MED e il R.T.I.

Le attività comprese nel Servizio, oggetto di affidamento, prevedono in base all'art. 3 – “Descrizione delle attività” del C.S.A. (Rif. : CAPITOLO I - OGGETTO E IMPORTO DEL SERVIZIO DESIGNAZIONE DELLE ATTIVITÀ) lo svolgimento delle prestazioni di seguito descritte:

**I. Studio geologico e relazione geologica;**

**II. Studio geotecnico e relazione geotecnica e sismica;**

**III. Studio idrologico e idraulico e relazione idrologica e idraulica;**

**IV. campagna d'indagini geognostiche in sito e in laboratorio.**

Nell'ambito del servizio il mandante SICON ha svolto le prestazioni I.,II.,III del servizio e la capogruppo GEOLAB s.r.l. le prestazioni IV.

Nella relazione in narrativa si tratta la parte del servizio II. studio Geotecnico e relazione geotecnica e sismica, a cura (in qualità di esperto) del Prof. Ing. Gianni Rizzari, iscritto all'Albo dell'Ordine degli ingegneri della provincia di Palermo al n. 3269, titolare e direttore tecnico dello STUDIO DI CONSULENZA PER L'INGEGNERIA CIVILE - SICON.

In base all' Art. 5 – “Descrizione dettagliata del Servizio” del C.S.A. (Rif. : CAPITOLO II CONTENUTI PRESTAZIONALI TECNICI)

**II. Lo Studio Geotecnico** comprende:

- la programmazione esecutiva delle indagini come sopra esposto;
- l'assistenza alle indagini sia in sito, sia in laboratorio definendo per ogni campione prelevato il tipo di prova da eseguire in funzione del terreno che costituisce i campioni stessi;
- la documentazione fotografica delle prove effettuate e dei campioni prelevati;

- la redazione della relazione geotecnica che illustra i risultati delle indagini svolte e che definisce il comportamento meccanico del terreno influenzato, direttamente o indirettamente, dalle future costruzioni e che a sua volta influenzerà il comportamento delle costruzioni stesse. Illustra, inoltre, i calcoli geotecnici preliminari per gli aspetti che si riferiscono al rapporto degli edifici con il terreno. Tale relazione evidenzierà eventuali criticità geotecniche che dovranno essere affrontate dai Progettisti anticipando a questi ultimi suggerimenti e soluzioni (fattibilità degli scavi, stabilità degli scavi; tipologia di fondazioni consigliate, dimensionamento preliminare delle fondazioni nei riguardi degli stati limite previsti dalla normativa vigente D.M. 14/01/08 e s.m.i.)

La suddetta relazione sarà provvista di specifiche conclusioni, in cui saranno evidenziate, da parte dell’Affidatario, le interpretazioni degli esiti delle indagini e gli aspetti caratteristici dello studio;

- alla relazione saranno allegate le planimetrie, le sezioni e gli elaborati grafici, alle opportune scale di rappresentazione (1/5000, 1/2000, 1/1000 e/o 1/500), che l’Affidatario riterrà necessarie per illustrare esaurientemente i risultati degli studi effettuati. In particolare, saranno allegate: la planimetria del lotto con illustrazione della caratterizzazione geomeccanica del sottosuolo (carta geologico-tecnica); la planimetria del lotto con ubicazione delle sezioni e delle tomografie elettriche; le sezioni del lotto in corrispondenza delle tomografie elettriche 2D; le sezioni geologico-tecniche in corrispondenza dei sondaggi eseguiti all’interno del lotto, i profili geotecnici.

La relazione in narrativa tratta nell’ordine i temi indicati dalla Committente nel C.S.A., La relazione in narrativa tratta nell’ordine i temi indicati dalla Committente nel C.S.A., richiamando la documentazione grafica e fotografica illustrativa in **ALLEGATI**, come da elenco seguente:

### **1 – Cartografia e grafici geotecnici**

**TAV. 1** - COROGRAFIA  
scala 1:25.000

**TAV. 2** - PLANIMETRIA  
scala 1:10.000

**TAV. 3** - PLANIMETRIA CON L’UBICAZIONE DELLE INDAGINI  
scala 1:2.000

**TAV. 4** - PROFILI STRATIGRAFICI SCHEMATICI DEI SONDAGGI  
scala 1:100

**TAV. 5** - SCHEDE SONDAGGIO S1

**TAV. 6** - SCHEDE SONDAGGIO S2

**TAV. 7** - SCHEDE SONDAGGIO S3

- TAV. 8 - SCHEDE SONDAGGIO S4
- TAV. 9 - SCHEDE SONDAGGIO S5
- TAV. 10 - SCHEDE SONDAGGIO S6
- TAV. 11 - SCHEDE SONDAGGIO S7
- TAV. 12 - SEZIONI STRATIGRAFICHE SCHEMATICHE 1,2  
scala 1:2.000
- TAV. 13 - SEZIONI STRATIGRAFICHE SCHEMATICHE 3,4  
scala 1:2.000
- TAV. 14 - SEZIONI STRATIGRAFICHE SCHEMATICHE 5,6  
scala 1:2.000
- TAV. 15 - CARTA PERICOLOSITA' E RISCHIO GEOMORFOLOGICO

## **2 – Tabelle di sintesi dei risultati delle prove di laboratorio**

- 2.a Prove di laboratorio terreni TR
- 2.b Prove laboratorio rocce CA

## **3 – Documentazione sismica**

- 3.a Stralcio O.P.C.M. 3274/2003
- 3.b Stralcio D.M. 14.01.2008
- 3.c Risultati prove geofisiche

Nella relazione vengono, inoltre, richiamati, per gli aspetti interdisciplinari e per la consultazione, anche specifici ALLEGATI grafici e fotografici le altre PARTI I, III, IV dello STUDIO.

Si evidenzia, infatti, che gli STUDI I, II, III, IV sono da intendersi (anche se trattati per temi nei corrispondenti elaborati specialistici) come unico contesto interdisciplinare la cui consultazione va di volta in volta correlata ed integrata reciprocamente utilizzando il PIANO DEGLI STUDI appositamente predisposto.

## 2 – NORME DI RIFERIMENTO

Indagini e studio geotecnico e sismico sono stati svolti secondo le norme di riferimento nazionali tematiche ed in particolare:

- D.M. LL.PP. 11 marzo 1988 *“Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturale e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”*
- Circolare Min. LL.PP. n. 30483 del 28 settembre 1988 concernente le *“Istruzioni”* al citato D.M. 11.03.1988
- Circolare Min. LL.PP. 9 gennaio 1996 n. 218/24/3 *“Istruzioni applicative per la redazione della relazione geologica e della relazione geotecnica”*.

Su quest’ultima circolare si richiama specificamente l’attenzione del Progettista affinché, per generale competenza e per l’attestazione di coordinamento e congruenza tra i vari elaborati del progetto, provveda a valutare il contenuto della relazione geotecnica ed a sottoscriverla.

- O.P.C.M. (Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri) n. 3274 del 20 marzo 2003 *“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”*
- D.M. 14 gennaio 2008 *“Norme tecniche sulle costruzioni”* e sss.mm.ii

### 3 – SVILUPPO DELLE ATTIVITA'

Di seguito alla stipula del contratto in data 8 ottobre 2010 tra la Fondazione Ri.MED e il R.T.I. si è dato inizio all'esecuzione del servizio in epigrafe.

Con nota in pari data il R.T.I. affidatario ha trasmesso alla Fondazione committente il crono-programma di esecuzione del servizio e con altra nota in pari data ha chiesto l'autorizzazione all'accesso sui luoghi preliminare alla consegna, al fine di eseguire alcuni scavi utili a definire l'assetto lito-stratigrafico del sito per l'eventuale perfezionamento del programma delle indagini in sito e in laboratorio.

Con nota n. prot. 836 in data 8 ottobre 2010 la Fondazione Ri.MED ha prontamente rilasciato l'autorizzazione e nel corso dello stesso giorno è stato eseguito lo scavo dei pozzetti esplorativi preliminari.

I risultati acquisiti sia mediante il rilievo di superficie che dall'esame degli scavi hanno suggerito alcune modifiche al programma di appalto e con nota dello stesso 8 ottobre il R.T.I. ha quindi trasmesso alla Fondazione Ri.MED il programma esecutivo delle indagini per acquisire l'approvazione della Committente in vista della prossima consegna dei lavori.

Con nota n. prot. 847 del 13.10.2010 la Fondazione Ri.MED (di concerto con l'UPMC) ha *“condiviso”* il programma esecutivo proposto, con la *“raccomandazione di inclusione di prove volte ad identificare le caratteristiche fisiche delle rocce sciolte e/o tenere presenti, pur anche soltanto a livello della coltre del terreno superficiale, così come originariamente previsto”*.

Con nota del 14 ottobre 2010 il R.T.I. ha trasmesso l'adeguamento del programma alle raccomandazioni, la cui esecuzione è stata autorizzata dal R.U.P. con nota n. prot. 854 del 15.10.2010 con inizio fissato per il 18 ottobre 2010.

Poiché le avverse condizioni atmosferiche e la conseguente impraticabilità dell'area non hanno consentito l'avvio per la data fissata, il R.T.I. con nota del 18 ottobre ha comunicato l'esigenza di sospendere le attività fino al ristabilirsi di idonee condizioni.

Con nota del 21 ottobre 2010 il R.T.I. ha comunicato alla Fondazione Ri.MED l'avvio delle indagini per il giorno 25 ottobre.

Le indagini sono state effettivamente avviate il 25 ottobre 2010, come preannunciato e, malgrado i notevoli disagi-rallentamenti dovuti al sopravvenire di nuovi eventi piovosi, sono proseguite senza interruzioni fino alla data odierna.

Con RAPPORTO SULLE ATTIVITA' N. 1 del 29 ottobre 2010 si è riferito sulle prime indagini svolte fino alla suddetta data.

Con RAPPORTO SULLE ATTIVITA' N. 2 del 5 novembre 2010 si è fornito il primo aggiornamento sulle indagini svolte fino alla suddetta data.

Con RAPPORTO SULLE ATTIVITA' N. 3 dell'11 novembre 2010 si è fornito il secondo aggiornamento sulle indagini svolte fino alla suddetta data.

Con RAPPORTO SULLE ATTIVITA' N. 4 del 15 novembre 2010 si è fornito il terzo aggiornamento sulle indagini svolte fino alla suddetta data comunicando il completamento della fase in sito delle indagini e il programma delle prove di laboratorio.

Acquisiti i risultati di tutte le indagini in sito e in laboratorio, si è proceduto a redigere l'elaborato geotecnico e sismico in narrativa.

#### **4 – INQUADRAMENTO TERRITORIALE DELL'AREA**

Il sito del C.B.R.B. ricade nella fascia settentrionale della Regione Sicilia in Provincia di Palermo, nel territorio del Comune di Carini (v. TAVV. 1 - **ALLEGATO 1**)

In particolare l'area destinata alla realizzazione del C.B.R.B. ricade nell'ambito del territorio di Carini (PA) in Contrada Ponticelli, in prossimità della frazione di Villagrazia di Carini. ed alla stessa si ha accesso dalla strada statale SS 113 imboccando la via Ponticelli in prossimità del Vallone delle Grazie (v. TAV. 2– **ALLEGATO 1**)

L'area è delimitata a Sud dalla via Berlinguer, a Ovest dalla via Ponticelli, a Est da una strada interpodereale sterrata, a Nord da un fondo rustico in prossimità della Linea ferroviaria PALERMO – TRAPANI. (v. TAV. 3– **ALLEGATO 1**)

## 5 – LINEAMENTI GEO-MORFOLOGICI DELL'AREA

In base allo STUDIO GEOLOGICO (v. Parte I degli STUDI) l' area oggetto di studio è localizzata nella piana di Carini (PA), Sicilia nord-occidentale, ad una quota di 50 m.s.m .e ricade nel foglio I.G.M.I. n. 249 "Palermo" (scala 1:100.000).

La Piana di Carini costituisce una vasta pianura costiera interessata da una successione di terrazzi marini situati a varie quote, la cui origine è stata legata alle oscillazioni relative del livello del mare durante il Quaternario (Gignoux 1913; Hugonie 1979). Le superfici di abrasione della maggior parte di questi terrazzi sono intagliate sui calcari dolomitici di piattaforma di età meso – cenozoica, appartenenti al dominio Panormide; pochi, di contro, sono i terrazzi impostati sui depositi calcarenitici del pleistocene (Abate et al. 1998; Di Maggio 2000). L' attuale assetto delle superfici terrazzate, tuttavia, è difficilmente riconoscibile a causa delle continue trasformazioni del territorio e dell' intensa antropizzazione. Verso l' interno la Piana è limitata da grandi paleofalesie degradate, intagliate nella successione calcareo – dolomitica e bordate da potenti falde detritiche. Le modificazioni dei rapporti reciproci tra mare e terra sono state determinate sia da variazioni eustatiche sia da movimenti tettonici di sollevamento (Mauz et al. 1997; Di Maggio 2000). Per gli ultimi 10000 anni l' area in esame è da considerarsi tettonicamente stabile (Lambeck et al. 2004).

Dal punto di vista morfologico l'area destinata all'impianto del C.B.R.B. ricade lungo un pendio di modesta pendenza (circa 3 %) al piede dei massicci ed erti rilievi rocciosi di Monte Pecoraro (902 m.s.l.m.) e Montagna Longa (Pizzo del Merio 934,10m.s.l.m.) a quote compresa tra 63 e 42 e m. s.l.m. circa (con un dislivello di 21 m ) che digrada progressivamente

verso la Piana di Carini e la linea costiera del Mar Tirreno, posta a distanza di circa 2 km circa dall'area stessa (v. TAVV. 1 , 2 – **ALLEGATO 1**)

L'assetto geo-morfologico dell'area visualizzato attraverso l'uso di foto panoramiche satellitari e di foto terrestri è chiaramente evidenziato negli **ALLEGATI** dello STUDIO GEOLOGICO (v. Parte I degli STUDI).

## 6- ASSETTO GEO-LITOLOGICO DELL'AREA

Richiamando lo studio geologico(v. Parte I degli STUDI), dal punto di vista geologico l'area in oggetto ricade nell'ambito dei Monti di Palermo riferendosi ad unità derivanti dalla deformazione della piattaforma carbonatica Panormide.

In particolare la formazione sedimentaria in affioramento sull'area del C.B.R.B. e sulle zone circostanti afferisce all'unità stratigrafico-strutturale Cozzo di Lupo, costituita da calcilutiti e marne con calpionelle e radiolari intercalate a bio-calcareni risedimentate (Neocomiano-Titonico Sup.) , calcareniti e breccie con elipsactinia, coralli, alghe, molluschi e resti di echinidi (marginella della piattaforma – Cretaceo inf.-Malm).

Tale formazione, che si evidenzia con continuità sui rilievi calcarei immediatamente a monte dell'area, è solcata da un sistema di faglie di cui una attraversa l'area in studio da nord a sud ed è causa, per gli stress tellurici correlati, di notevole cataclasi e frantumazione della roccia, rendendo complesso il comportamento del sistema geo-strutturale.

## 7 – CONFIGURAZIONE STRATIGRAFICA DELL'AREA

Sull'area è stata eseguita una campagna di indagini (v. planimetria nella TAV. 3 – **ALLEGATO 1**), nei limiti del programma e delle risorse finanziarie disponibili in base alla procedura di affidamento, che si è, comunque perfezionato, per quanto possibile, al fine di migliorare la qualità dei risultati.

In base all'esame dei profili dei sette sondaggi (S1-S7) eseguiti, l'assetto geologico e lito-stratigrafico dell'area (v. TAV. 4 – **ALLEGATO 1** e schede di dettaglio di dettaglio – TAVV. 6-11 - **ALLEGATO 1**) appare caratterizzato da una potente piattaforma di rocce calcaree (indicate con l'acronimo **CA**) di colore prevalentemente grigio biancastro e talora giallastro, a livelli variamente alternati di differente struttura (stratificata, fratturata, brecciata, frantumata) in rapporto alle intense azioni tettoniche (evidenziate dalla presenza di faglie – v. Parte I degli STUDI).

Il calcare, nella fascia superficiale immediatamente al di sotto dello strato di copertura detritica, presenta una fascia di alterazione di spessore inferiore a 1 m, assumendo colore bianco-rossastro e aspetto rimaneggiato.

La piattaforma calcarea, che costituisce con continuità il substrato dell'area, è occultata da una sottile coltre di copertura detritica colluviale e/o eluviale di rocce sciolte costituite da limo argilloso-sabbioso di colore rossastro con inclusioni di clasti ghiaiosi, blocchi e trovanti lapidei calcarei e mista a suolo agrario (Terre rosse indicate con l'acronimo **TR**) dello spessore variabile da 0,40 a 2 m.

Le sezioni stratigrafiche tracciate lungo le linee che congiungono le postazioni dei sondaggi (v. TAVV. 12,13,14 – **ALLEGATO 1**) confermano la sostanziale omogeneità a grande scala dell'assetto stratigrafico sull'intera area indagata.

Sulla base dell'esame della documentazione fotografica delle cassette catalogatrici (v. schede – TAVV. 6-11 - **ALLEGATO 1 e**) e dei Profili stratigrafici di dettaglio dei sondaggi (v. **ALLEGATO 2** nella Parte I degli STUDI), che consentono una visione di dettaglio delle condizioni stratigrafiche locali, si potranno effettuare più approfondite correlazioni e valutazioni sull'incidenza della struttura della roccia in fase di progetto quando saranno noti posizione, superficie di impronta e profondità delle costruzioni.

I risultati ottenuti mediante le indagini dirette sono concordanti con i profili geofisici di tomografia elettrica 2D.

Tali profili evidenziano, invero, nell'ambito del substrato roccioso calcareo, zone a resistività diversa corrispondenti a notevoli variazioni dell'assetto strutturale e quindi delle caratteristiche di resistenza (v. PARTE II – STUDIO GEOTECNICO).

Essi lasciano ipotizzare, inoltre la possibilità, suffragata dalla presenza di varie grotte in zone circostanti (v. Parte I degli STUDI), che la circolazione idrica sotterranea possa dare luogo a fenomeni di carsismo e a presenza di cavità.

Nessun vuoto è stato, comunque, intercettato durante le perforazioni, il cui numero (7) è comunque da considerarsi limitato rispetto alle dimensioni dell'area da indagare (circa 16,5 ha).

## 8 – CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI E DELLE ROCCE

Le indagini svolte (v. PARTI I e IV degli STUDI) hanno evidenziato sull'area la presenza di due tipi di roccia valutabili per gli aspetti geotecnici.

**TR** – Depositi di copertura recenti di origine detritica eluviale e/o colluviale (Terre rosse)

**CA**- Formazione calcarea di substrato

In base ai risultati delle indagini in sito e delle prove di laboratorio (v. PARTE IV degli STUDI) i tipi di roccia identificati possono classificarsi, dal punto di vista geotecnico, come segue.

### **TR – Depositi di copertura recenti**

Roccia sciolta a grana fina (terreno o suolo) incoerente, di composizione eterogenea, inquadrabile da punto di vista granulometrico come limo sabbioso-argilloso.

I principali risultati delle prove geotecniche (di identificazione e caratterizzazione fisica) e parametri sono riassunti nella Tabella in **ALLEGATO 2.a**

Tale terreno ha un peso dell'unità di volume medio di 1,95 t/mc, manifesta contenuto d'acqua elevato, maggiore del limite di plasticità e possiede, in generale, proprietà fisiche e meccaniche scadenti.

Esso ha infatti, modesta resistenza al taglio, comunque fortemente influenzata dalla componente sabbiosa-ghiaiosa eterogenea, e rilevante deformabilità.

Il modesto spessore di tale terreno in rapporto alle caratteristiche dell'intervento previsto suggerisce di prevedere la sua completa asportazione in corrispondenza delle aree di sedime delle costruzioni e dei manufatti in genere; per cui sullo stesso non sono state effettuate prove di caratterizzazione meccanica.

Si suggerisce, in ogni caso, al fine delle verifiche geotecniche, di tenere conto del suddetto terreno solo in termini di pressione lito-statica, trascurandone la resistenza al taglio.

### **CA - Substrato di roccia calcarea**

E' preliminarmente classificabile nell'ambito degli ammassi rocciosi lapidei e come tale si inquadra, per struttura, tra le rocce lapidee discontinue.

I principali risultati delle prove geotecniche (di identificazione, caratterizzazione fisica e caratterizzazione meccanica) e parametri, che si riferiscono alla parte campionabile più integra (fratturata ma estratta in carote) sono riassunti nella Tabella in **ALLEGATO 2.a**.

Le sue caratteristiche meccaniche sono fortemente influenzate dal notevole grado di fratturazione o di frantumazione (cataclasi) dovuti agli intensi sforzi tettonici subiti (v. Parte I e prove chimiche nella parte IV degli STUDI).

Tenendo conto dei risultati delle prove meccaniche, secondo la classificazione proposta Deere & Miller adottata dall'I.S.R.M. (International Society for Rock Mechanics) la roccia si colloca tra le classi:

- |                            |  |
|----------------------------|--|
| D – resistenza bassa       | con resistenza a compressione compresa tra 25 e 50 MPa |
| E – Resistenza molto bassa | con resistenza a compressione minore di 25 MPa         |

In base all'indice R.Q.D. (Rock Quality Designation) correlato alla qualità delle carote estratte, la roccia può essere classificata come di "qualità molto scadente".

I valori di permeabilità misurati nel corso delle prove in foro di sondaggio (v. PARTI I e IV degli STUDI) hanno fatto registrare valori del coeff. di permeabilità piuttosto variabili, da  $3,02 \cdot 10^{-8}$  e  $4,19 \cdot 10^{-4}$  che vanno estesi all'intera area in studio.

Proprio l'ampio campo di variabilità dei valori, che permettono di classificare la roccia da mediamente permeabile a poco permeabile, sono un ulteriore indizio della notevole variabilità dell'assetto strutturale della roccia.

Per gli aspetti progettuali si tratta in ogni caso, nel complesso, di una roccia a comportamento rigido, dotata di buone caratteristiche di resistenza al taglio dell'ammasso e di bassa deformabilità, assolutamente idonea quale sedime di fondazione, per la quale sono da escludere fenomeni di liquefazione e non sono da temere, in condizioni ordinarie, fenomeni di rottura per carico limite e cedimenti assoluti o differenziali apprezzabili delle costruzioni.

Nella Tabella in **ALLEGATO 2.a.** e nell'**ALLEGATO 2** della Parte IV degli STUDI sono raccolti tutti i dati per consentire la scelta ragionata dei parametri della roccia in base alle specifiche esigenze tecniche di progettazione geotecnica, secondo le prescrizioni del D.M. 14.01.2008 che si intendono integralmente richiamate (Cap. 7.11 – v. **ALLEGATO 3.b**).

## 9 – CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA E DELLE ROCCE

Si premette che la vigente normativa, ed in particolare l'O.P.C.M. n. 3274 del 20.03.2003, classifica il territorio nazionale in 4 zone sismiche in base ai valori di accelerazione orizzontale ( $a_g$ ) di ancoraggio dello spettro di risposta elastica, proporzionale a  $g$  - accelerazione di gravità.

Ciascuna zona è individuata con valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo ( $a_g$ ) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni. (v. **ALLEGATO 3.a**).

In particolare il territorio di Carini (in Provincia di Palermo), nel quale è ubicata l'area, è classificato come **zona sismica di categoria 2**, per cui l'accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico è pari a **0,25 g** (v. **ALLEGATO 3.a**).

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto il D.M. 14.01.2008 (v. **ALLEGATO 3b**) definisce le seguenti categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione (le profondità si riferiscono al piano di posa delle fondazioni), riferite al valore della velocità di propagazione delle onde sismiche di taglio alla profondità di 30 m  $V_{S30}$  e in particolare:

A – Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi, eventualmente compri in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo 3 m

$$V_{S30} > 800 \text{ m/s}$$

B – Rocce tenere e depositi di terreni grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti  
 $360 < V_{S30} < 800 \text{ m/s}$  con spessori superiori a 30 m.

C – Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m

$$360 < V_{S30} < 800 \text{ m/s}$$

D – Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m

$$V_{S30} < 180 \text{ m/s}$$

E – Terreni dei sottosuoli di ditpo C o D per spessore non superiore a 20 m , posti sul substrato di riferimento (con  $V_{S30} > 800 \text{ m/s}$ ).

Le indagini tematiche svolte sono state finalizzate alla determinazione del parametro

$V_{S30}$  al fine di individuare la categoria del suolo di fondazione.

Esse consistono (v. PARTE IV degli STUDI):

- nell'esecuzione di una prova sismica down hole (DH) nel foro di sondaggio S2
- nell'esecuzione di n, 5 prove sismiche passive (PSP) in corrispondenza delle postazioni dei sondaggi S1, S2, S5, S6, S7

#### **Risultati della prova down hole**

Attraverso l'analisi delle onde superficiali (v. PARTE IV degli STUDI) è stato possibile determinare un valore di  $V_{s30}$  pari a **757 m/s**.

Tenendo contale valore in base alla classificazione dei terreni prevista dal Testo Unico per le costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008 e successive modifiche del 04.02.2008, il tipo di suolo ricade, quindi, nella categoria:

**B:** *Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero  $NSPT_{,30} > 50$  nei terreni a grana grossa e  $c_{u,30} > 250 \text{ kPa}$  nei terreni a grana fina).*

**Risultati della prove sismiche passive**

Sono state effettuate (v. PARTE IV degli STUDI) n.5 registrazioni sismiche tipo HVSR di microtremore ambientale, denominate rispettivamente PSP S1, PSP S2, PSP S5, PSP S6, PSP S7. ottenendo valori di  $V_{s30}$  variabili da 610 a 752 m/sec

Anche secondo tale valore, in base alla classificazione dei terreni prevista dal Testo Unico per le costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008 e successive modifiche del 04.02.2008, il tipo di suolo ricade nella categoria:

**B:** *Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero  $NSPT_{,30} > 50$  nei terreni a grana grossa e  $cu_{,30} > 250$  kPa nei terreni a grana fina).*

Il valore ottenuto è prossimo al limite ( $V_{s30} = 800$  m/s) con il suolo di tipo A (valore individuato nel corso dello studio preliminare di progetto fornito dalla Committente).

I valori ottenuti (v. **ALLEGATO 3.c**) consentono in definitiva di assegnare al suolo di fondazione, ai fini del progetto da elaborare, la **categoria B**, evidenziando che i valori ottenuti sono, comunque, prossimi al limite ( $V_{s30} = 800$  m/s) con il suolo di tipo A (valore individuato nel corso dello studio preliminare di progetto fornito dalla Committente).

Per quanto attiene alle condizioni topografiche del sito, tenuto conto della posizione dell'area rispetto alle erte dorsali rocciose retrostanti, come di evidenza dallo studio geomorfologico (v. Parte I degli STUDI), si suggerisce ai Progettisti, in linea con il D.M. 14.01.2008 – Cap. 3.2 (v. **ALLEGATO 3.b**) di sviluppare un'accurata analisi della risposta sismica locale.

## 10 - PROBLEMATICHE E SOLUZIONI GEOTECNICHE PRELIMINARI

Si annota, in rapporto alle finalità del servizio, che gli STUDI sono stati svolti prima dell'affidamento (e quindi dell'elaborazione) dei livelli di progettazione definitiva ed esecutiva.

Le problematiche geotecniche da prendere in considerazione in tale fase sono, quindi, di ordine generale e riguardano principalmente:

- stabilità globale dell'area
- sicurezza rispetto alle condizioni di rottura per liquefazione e carico limite delle fondazioni degli edifici
- funzionalità delle costruzioni in rapporto ai cedimenti assoluti e differenziali delle fondazioni
- stabilità di eventuali scavi
- stabilità dei fronti e tecniche di scavo
- vulnerabilità sismica dell'area.
- Circolazione idrica sotterranea ed infiltrazioni

### **Stabilità globale**

L'area, in base agli studi svolti non presenta alcuna manifestazione di dissesto ed appare complessivamente stabile.

### **Sicurezza delle fondazioni**

La piattaforma delle rocce lapidee calcaree CA, nonostante la variabilità dell'assetto strutturale in rapporto al grado di fratturazione o frantumazione, si pone come substrato rigido per le fondazioni, escludendo l'insorgenza di fenomeni di liquefazione.

Tale roccia, pertanto, garantisce un comportamento meccanico soddisfacente ed un supporto stabile ed uniforme alle fondazioni, che, in termini generali, potranno essere, a meno di eccezionali concentrazioni di carico o presenza di spinte orizzontali straordinarie prive di adeguato contrasto, di tipo diretto a platea generale.

La complessiva rigidità del substrato consente di valutare in misura trascurabile i cedimenti sia assoluti che differenziali.

### **Scavi**

Gli scavi di sbancamento generale per la realizzazione di piazzali o a sezione obbligata per la realizzazione di sottoservizi superficiali potranno interessare in misura limitata i terreni detritici sciolti **DT** (di modesto spessore), che potranno essere trattati con pala meccanica ed escavatore a cucchiaio.

La maggior parte degli scavi si ritiene interesserà, invece, le rocce calcaree lapidee **CA**, classificabili, in termini tecnico-economici correlati agli oneri di scavo, tra le rocce lapidee con classi di resistenza a compressione variabile da 10 a 56,5 MPa ed aggredibili mediante mezzo meccanico dotato di martello demolitore idraulico di idonea potenza.

I fronti di scavo potranno essere sagomati, per ordinarie profondità, con i criteri e le pendenze tipiche delle rocce lapidee fratturate, senza opere speciali di presidio, curando un maggiore abbattimento della scarpata per la coltre detritica superficiale **DT**.

Valutazioni più approfondite su tali tematiche potranno essere svolte solo con la disponibilità di maggiori dati sull'intervento previsto, in fase di progetto.

### **Vulnerabilità sismica dell'area**

L'area è classificata, secondo le norme vigenti, in categoria 2; il suolo di fondazione è classificato come tipo B; per quanto attiene alle condizioni topografiche del sito, tenuto conto della posizione dell'area rispetto alle erte dorsali rocciose retrostanti, come di evidenza dallo studio geomorfologico (v. Parte I degli STUDI), si suggerisce ai Progettisti, in linea con il D.M. 14.01.2008, di sviluppare un'accurata analisi della risposta sismica locale.

### **Circolazione idrica sotterranea ed infiltrazioni**

In base alle prime misurazioni ai due piezometri nei fori di sondaggio S5 ed S7 non è stata rilevata nel sito in studio la presenza di falda, considerando, peraltro, che l'area è situata ad un'altitudine rispetto al livello del mare variabile da 42 a 63 m s.l.m. e la profondità dei piezometri stessi è di 30 m.

Non sono prevedibili, pertanto, apporti idrici sotterranei tali da interferire con gli scavi.

Si evidenzia, tuttavia, che composizione e struttura della roccia calcarea di substrato, soggetta a fenomeni di soluzione di seguito ai possibili fenomeni di circolazione idrica sotterranea, possono dar luogo a manifestazioni di carsismo e alla formazione di cavità, come ipotizzabile dalla presenza in zone circostanti di rinvenimenti ipogei come la Grotta di Carburangeli, la Grotta dei Puntali, la grotta di Caramello, la Grotta di Maccagnone.

Al riguardo, pur annotando che nel corso dei 7 sondaggi effettuati in base al programma previsto (comunque in numero limitato rispetto alle ampie dimensioni dell'area – 16,5 ha circa) non è stata rilevata la presenza di alcun vuoto, si ritiene indispensabile segnalare che un approfondimento di tale tematica dovrà essere effettuato in fase di progettazione esecutiva e/o in

corso d'opera con programma mirato di perforazioni non appena saranno note l'esatta impronta dell'area di sedime delle costruzioni e la profondità dei relativi scavi.

## 11 – CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Lo studio geotecnico (preliminare al servizio di progettazione) elaborato - sulla base del programma di indagini (perfezionato dal R.T.I. scrivente) previsto nell'affidamento e del contratto - ha permesso di individuare la tipologia, la configurazione stratigrafica, la classificazione e le caratteristiche meccaniche e di comportamento principali dei terreni e delle rocce interessati dall'intervento per il C.B.R.B., ricadenti in un complesso contesto geo-morfologico e geologico extra urbano.

La raccolta, l'elaborazione e l'interpretazione dei dati acquisiti hanno consentito di focalizzare, seppure in termini ovviamente generali, tutte le problematiche relative alla progettazione geotecnica delle opere per verificarne la fattibilità e garantirne la stabilità e la funzionalità rispetto ad ogni condizione.

Elaborazioni ed interpretazione proposti vanno, ovviamente, rimesse alle più ampie valutazioni dei futuri Progettisti e dovranno, comunque, essere perfezionate in dettaglio nel corso della redazione del progetto in funzione delle soluzioni tipologiche e strutturali scelte.

In tale ambito gli stessi Progettisti dovranno valutare l'esigenza di approfondimento delle indagini in merito alle problematiche focalizzate nell'ambito dello studio svolto.

Carini, 23.11.2010.

*R.T.I.*

*GEOLAB s.r.l. - SICON*



Fondazione  
Ri.MED



REDAZIONE DEGLI STUDI GEOLOGICI, GEOTECNICI, SISMICI,  
IDROLOGICI ED IDRAULICI E DELLE RELATIVE INDAGINI IN  
SITO E IN LABORATORIO, A SUPPORTO DELLE ATTIVITÀ DI  
PROGETTAZIONE E DI REALIZZAZIONE DEL CBRB  
DELLA FONDAZIONE Ri.MED

**II. STUDIO GEOTECNICO**  
*Allegati*

23 novembre 2010

R.T.I. TRA:

*Capogruppo - mandataria*



**GEOLAB s.r.l.**  
L'Amministratore Unico  
*Dr. Angelo Mulone*

Geolab srl  
90044 Carini (Pa) / Area Industriale  
via De Spuches, s.n.  
T 091 8674029 / F 091 8933042  
e-mail [geolab@geolabsrl.it](mailto:geolab@geolabsrl.it)  
[www.geolabsrl.it](http://www.geolabsrl.it)  
P. IVA 04040700827  
CCIAA PA N. 128166

*Mandante*

**SICON** – STUDIO DI CONSULENZA PER L'INGEGNERIA CIVILE

**Prof. Ing. Gianni Rizzari**

via Siracusa n. 18 – tel/fax 091/332539 – 90141 Palermo

e-mail : [siconinggrizzari@virgilio.it](mailto:siconinggrizzari@virgilio.it)



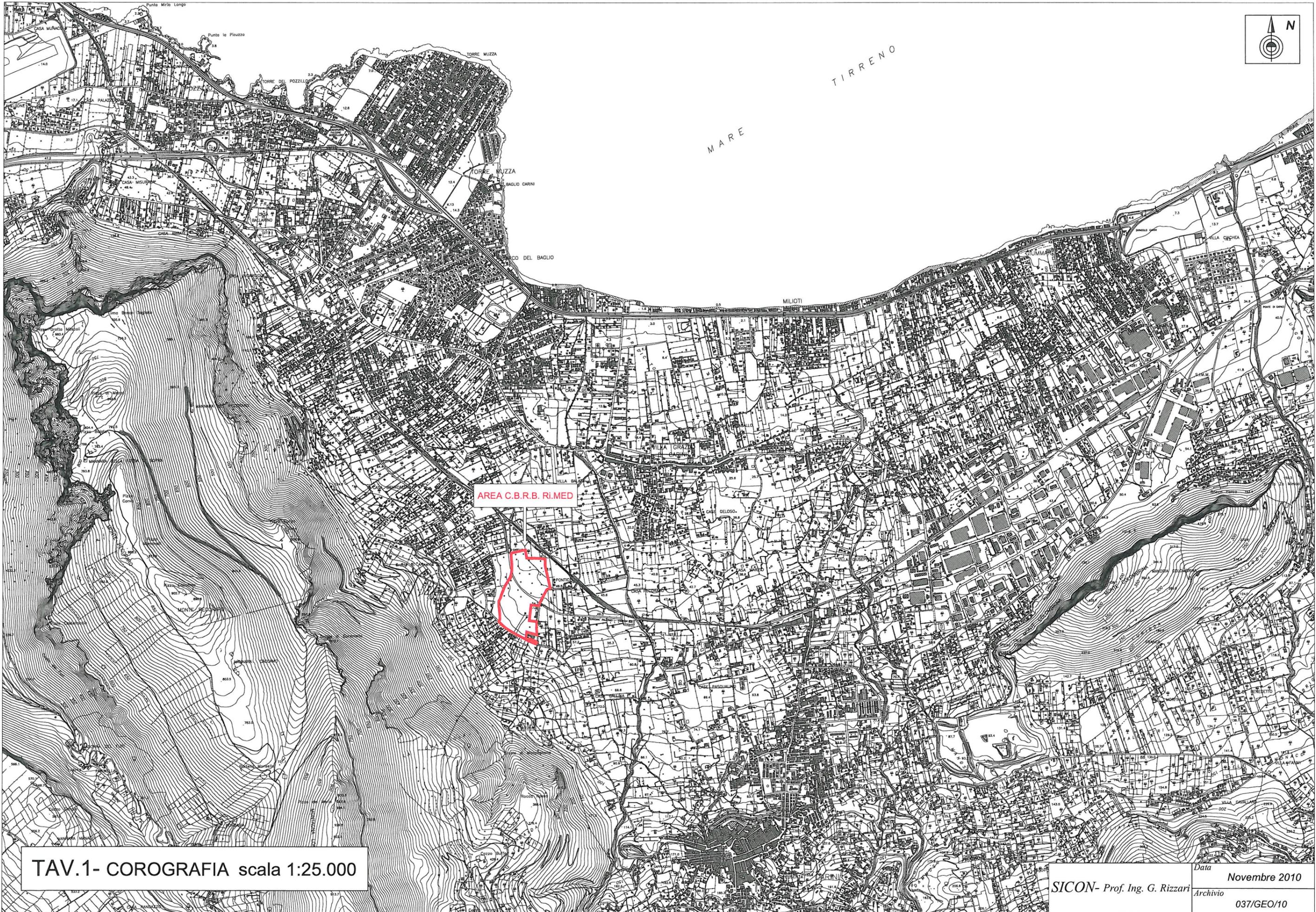
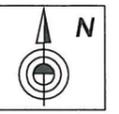
Adesioni

Engineers  
Without Borders  
INTERNATIONAL



# **ALLEGATO 1**

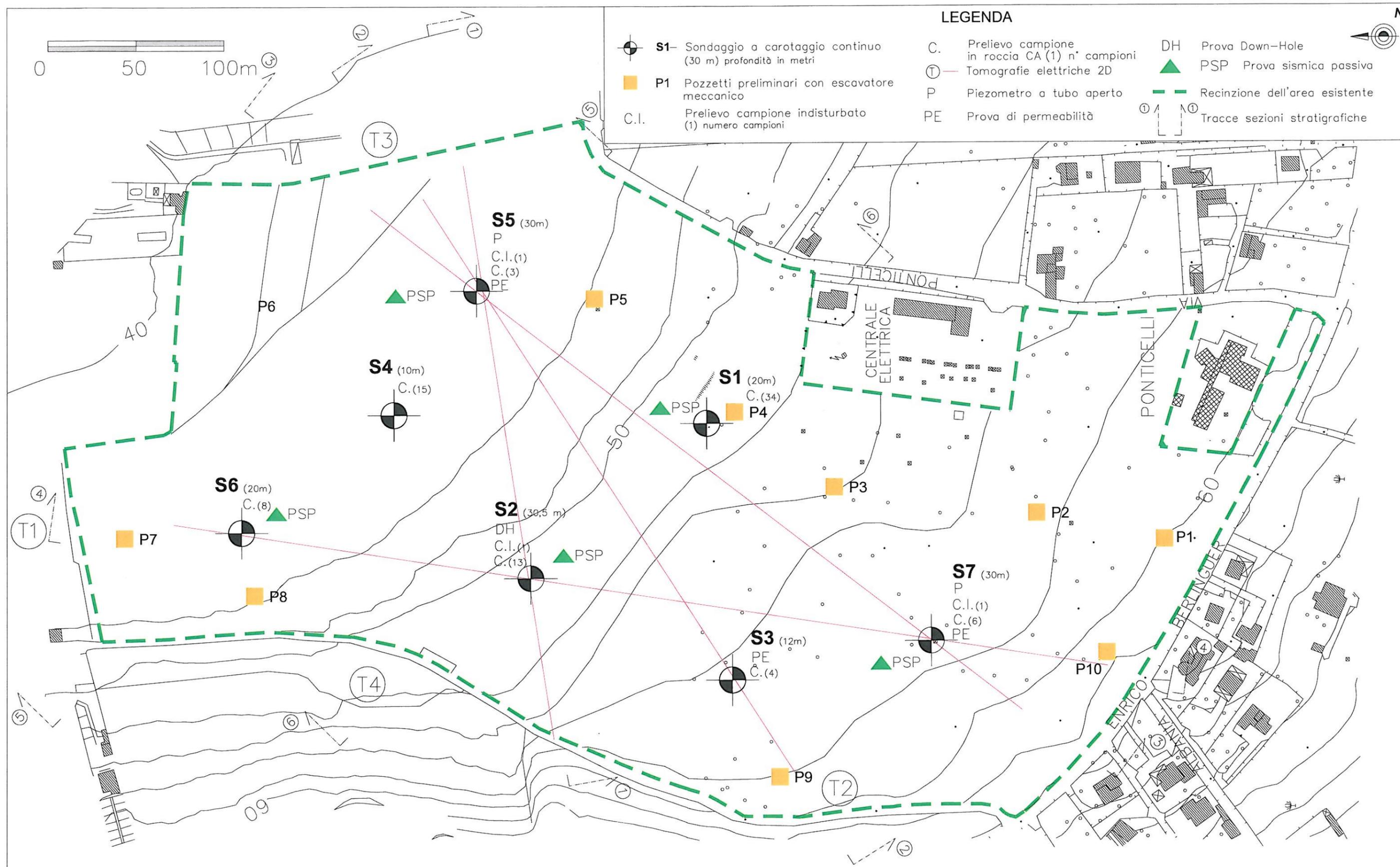
**Cartografia e grafici geotecnici**



TAV.1- COROGRAFIA scala 1:25.000

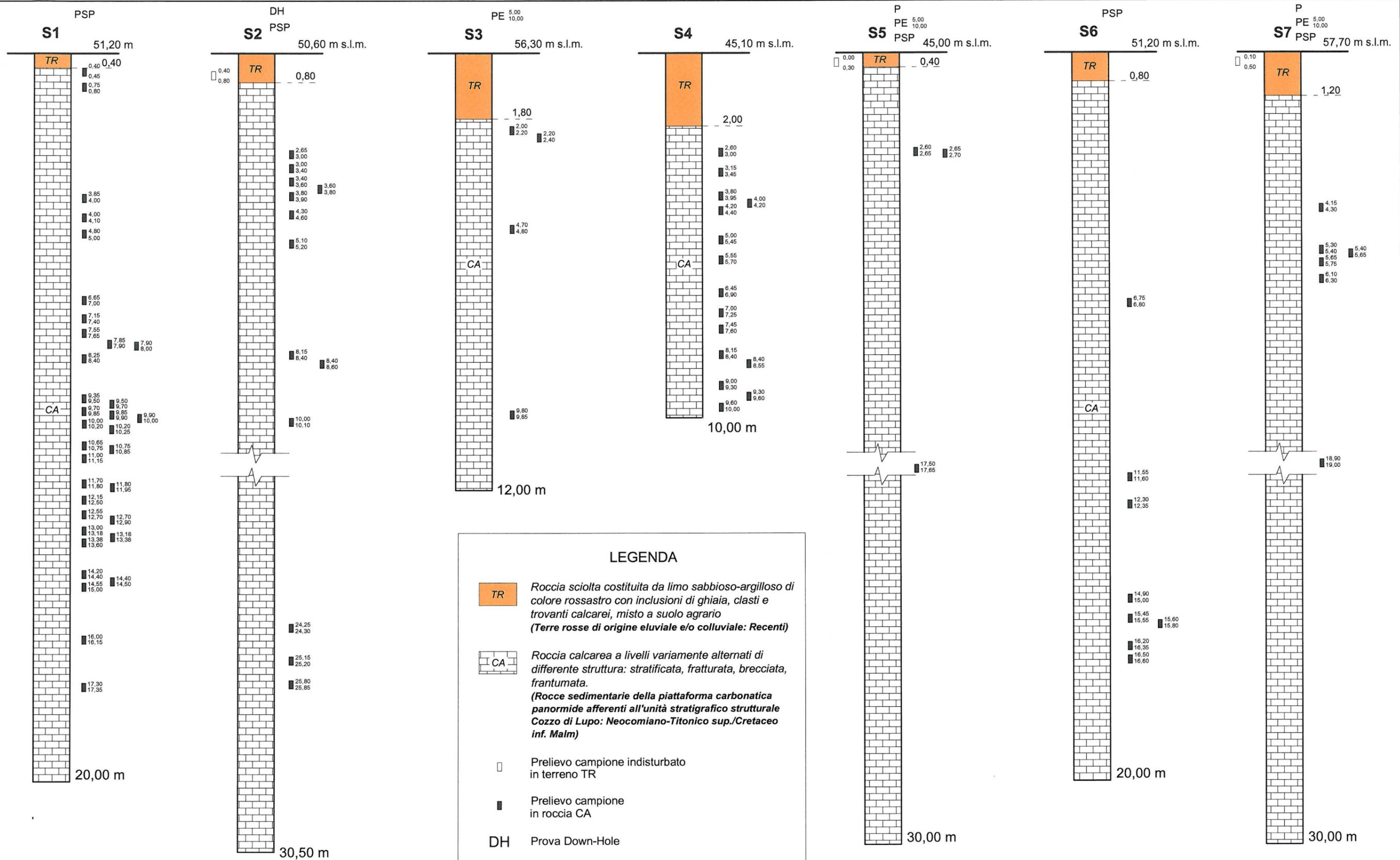
Data	Novembre 2010
SICON- Prof. Ing. G. Rizzari	
Archivio	037/GEO/10





- LEGENDA**
- S1** - Sondaggio a carotaggio continuo (30 m) profondità in metri
  - P1** - Pozzetti preliminari con escavatore meccanico
  - C.I.** - Prelievo campione indisturbato (1) numero campioni
  - C.** - Prelievo campione in roccia CA (1) n° campioni
  - T** - Tomografie elettriche 2D
  - P** - Piezometro a tubo aperto
  - PE** - Prova di permeabilità
  - DH** - Prova Down-Hole
  - PSP** - Prova sismica passiva
  - Recinzione dell'area esistente
  - Tracce sezioni stratigrafiche

**TAV.3- PLANIMETRIA CON L'BICAZIONE DELLE INDAGINI** scala 1:2.000



**LEGENDA**

**TR** Roccia sciolta costituita da limo sabbioso-argilloso di colore rossastro con inclusioni di ghiaia, clasti e trovanti calcarei, misto a suolo agrario (Terre rosse di origine eluviale e/o colluviale: Recenti)

**CA** Roccia calcarea a livelli variamente alternati di differente struttura: stratificata, fratturata, brecciata, frantumata. (Rocce sedimentarie della piattaforma carbonatica panormide afferenti all'unità stratigrafico strutturale Cozzo di Lupo: Neocomiano-Titonico sup./Cretaceo inf. Malm)

□ Prelievo campione indisturbato in terreno TR

■ Prelievo campione in roccia CA

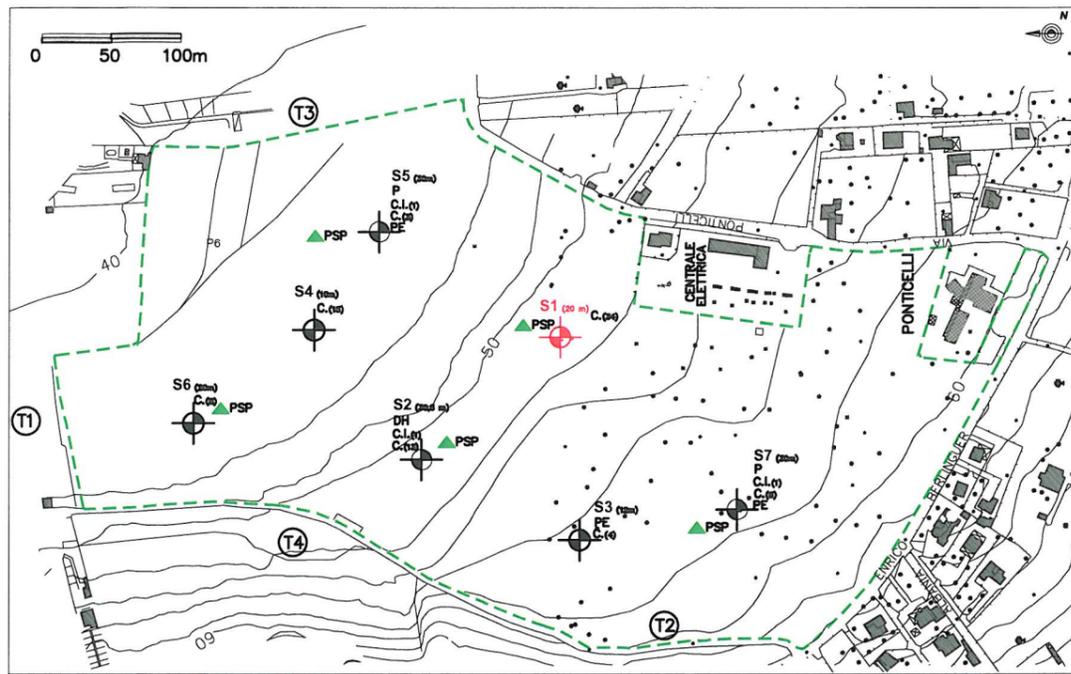
DH Prova Down-Hole

P Piezometro a tubo aperto

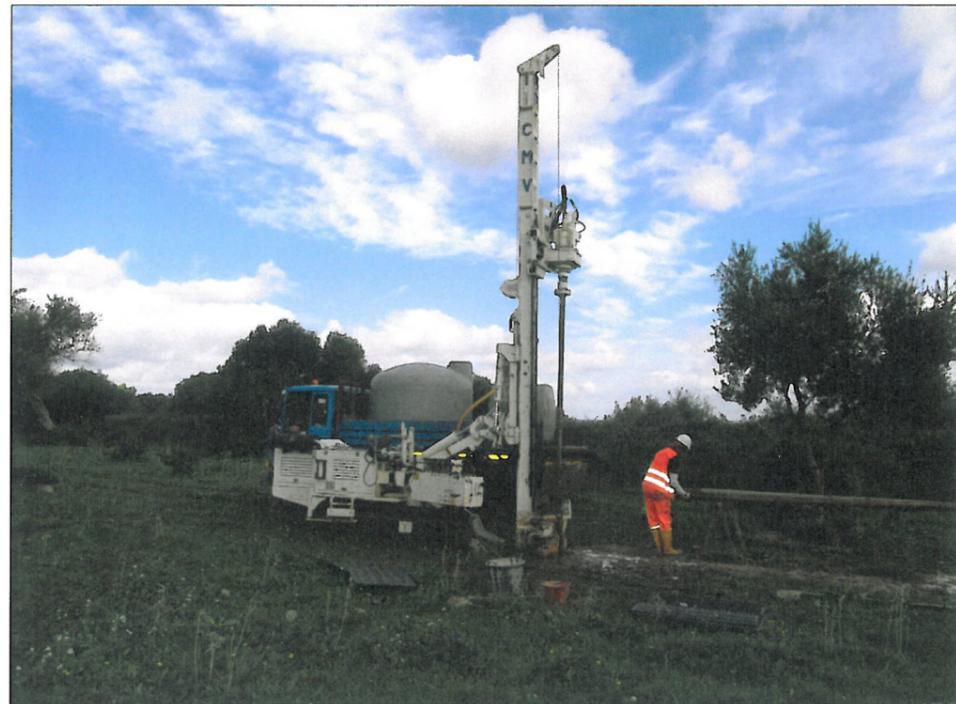
PE Prova di permeabilità

PSP Prova sismica passiva

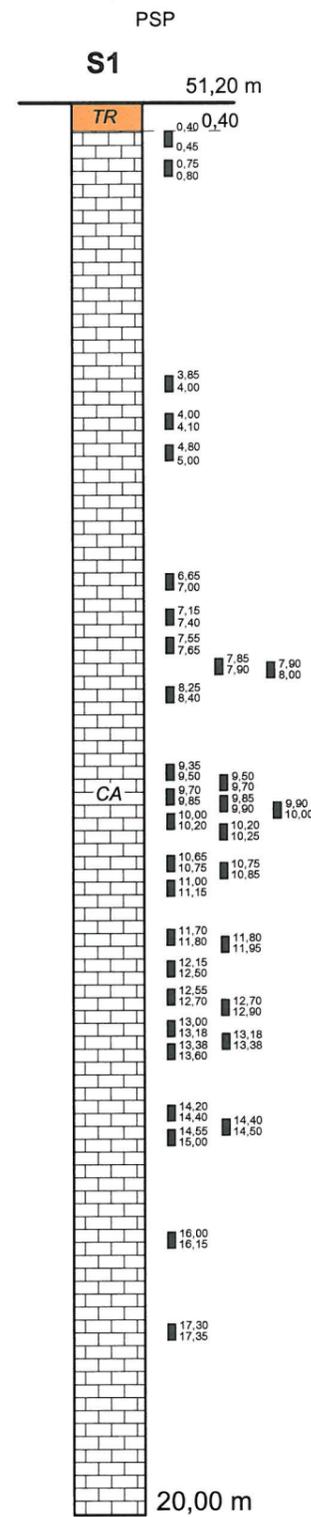
**TAV.4- PROFILI STRATIGRAFICI SCHEMATICI DEI SONDAGGI** scala 1:100



PLANIMETRIA CON L'UBICAZIONE DEL SONDAGGIO



POSTAZIONE SONDAGGIO



PROFILO STRATIGRAFICO



CASSETTA CATALOGATRICE C1- 0,00 - 5,00m



CASSETTA CATALOGATRICE C2- 5,00 - 10,00m



CASSETTA CATALOGATRICE C3- 10,00 - 15,00m



CASSETTA CATALOGATRICE C4- 15,00 - 20,00m

TAV.5- SCHEDA SONDAGGIO S1

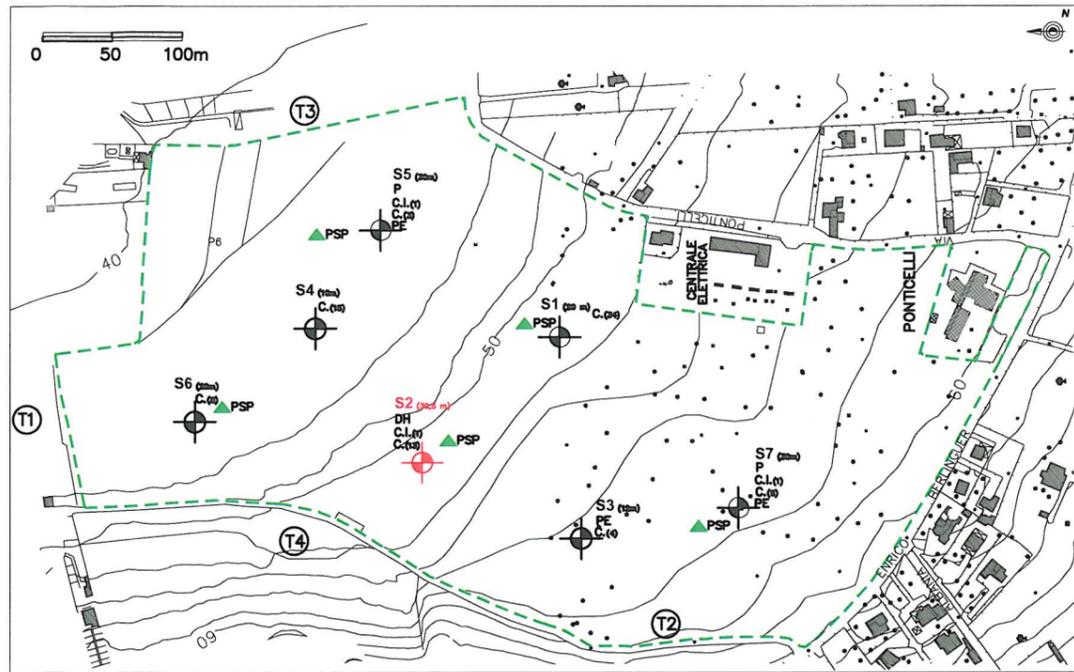
- TR Roccia sciolta costituita da limo sabbioso-argilloso di colore rossastro con inclusioni di ghiaia, clasti e trovanti calcarei, misto a suolo agrario (Terre rosse di origine eluviale e/o colluviale: Recenti)
- Prelievo campione indisturbato in terreno TR
- Prelievo campione in roccia CA

- CA Roccia calcarea a livelli variamente alternati di differente struttura: stratificata, fratturata, brecciata, frantumata. (Rocce sedimentarie della piattaforma carbonatica panormide afferenti all'unità stratigrafico strutturale Cozzo di Lupo: Neocomiano-Titonico sup./Cretaceo inf. Malm)

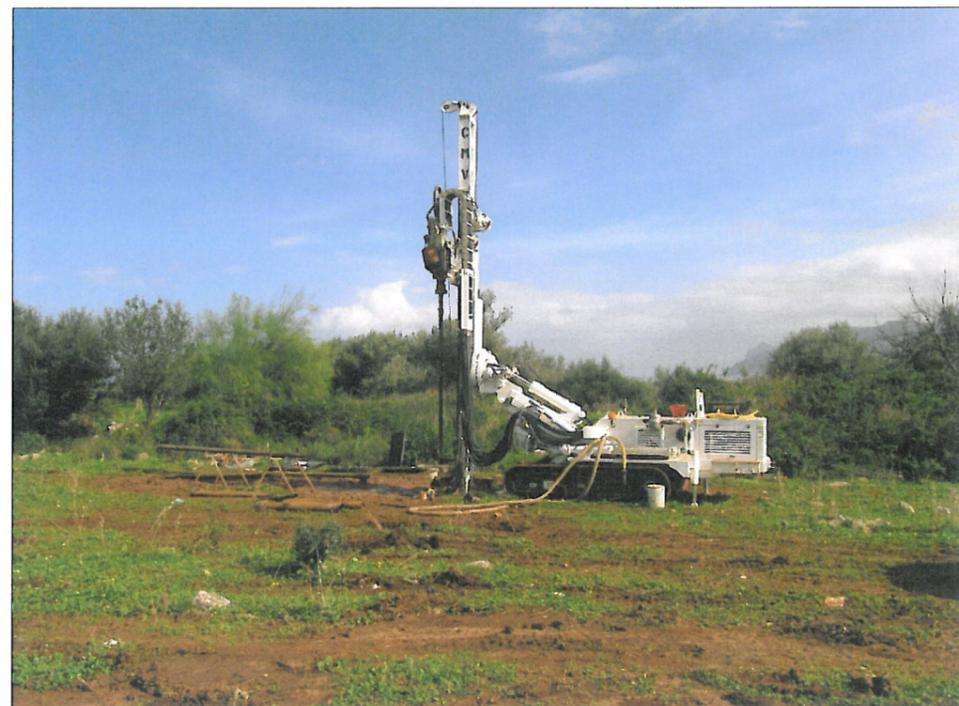
LEGENDA

- DH Prova Down-Hole
- PE Prova di permeabilità
- P Piezometro a tubo aperto
- PSP Prova sismica passiva

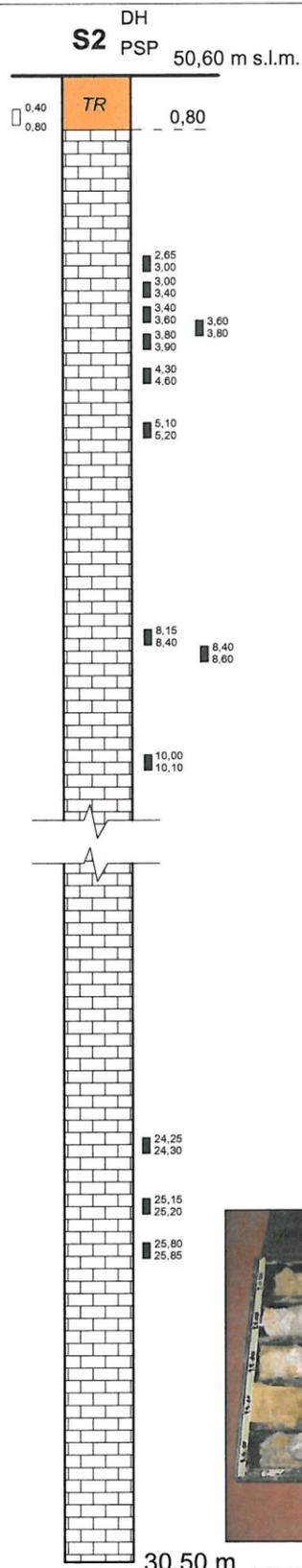
SICON- Prof. Ing. G. Rizzari	Data	Novembre 2010
	Archivio	037/GEO/10



PLANIMETRIA CON L'UBICAZIONE DEL SONDAGGIO



POSTAZIONE SONDAGGIO



PROFILO STRATIGRAFICO



CASSETTA CATALOGATRICE C1- 0,00 - 5,00m



CASSETTA CATALOGATRICE C2- 5,00 - 10,00m



CASSETTA CATALOGATRICE C3- 10,00 - 15,00m



CASSETTA CATALOGATRICE C4- 15,00 - 20,00m



CASSETTA CATALOGATRICE C5- 20,00 - 24,30m



CASSETTA CATALOGATRICE C6- 24,30 - 29,00m



CASSETTA CATALOGATRICE C7- 29,00 - 30,50m

TAV.6- SCHEDA SONDAGGIO S2

**TR** Roccia sciolta costituita da limo sabbioso-argilloso di colore rossastro con inclusioni di ghiaia, clasti e trovanti calcarei, misto a suolo agrario (Terre rosse di origine eluviale e/o colluviale: Recenti)

□ Prelievo campione indisturbato in terreno TR

■ Prelievo campione in roccia CA

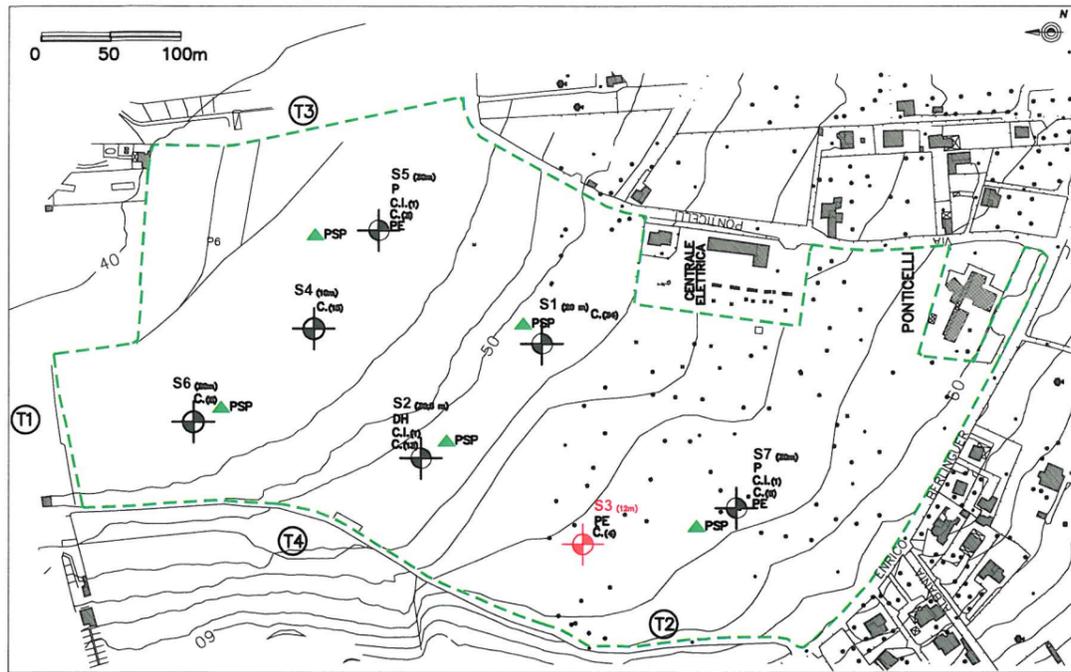
**CA** Roccia calcarea a livelli variamente alternati di differente struttura: stratificata, fratturata, brecciata, frantumata.  
(Rocce sedimentarie della piattaforma carbonatica panormide afferenti all'unità stratigrafica strutturale Cozzo di Lupo: Neocomiano-Titonico sup./Cretaceo inf. Malm)

LEGENDA

DH Prova Down-Hole PE Prova di permeabilità  
P Piezometro a tubo aperto PSP Prova sismica passiva

SICON- Prof. Ing. G. Rizzari

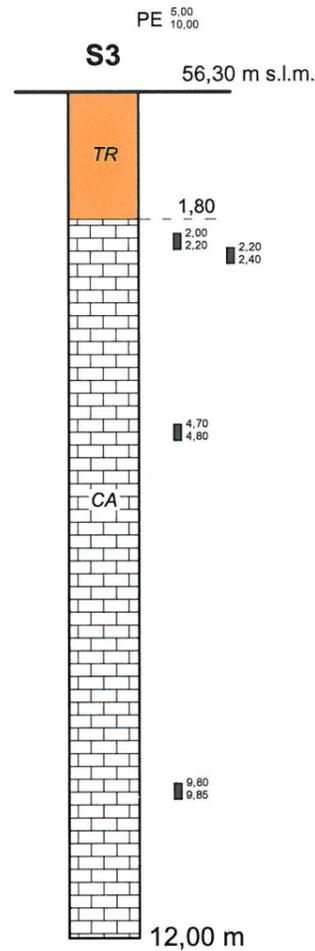
Data Novembre 2010  
Archivio 037/GEO/10



PLANIMETRIA CON L'UBICAZIONE DEL SONDAGGIO



POSTAZIONE SONDAGGIO



PROFILO STRATIGRAFICO



CASSETTA CATALOGATRICE C1- 0,00 - 5,00m



CASSETTA CATALOGATRICE C2- 5,00 - 10,00m



CASSETTA CATALOGATRICE C3- 10,00 - 12,00m

TAV.7- SCHEDA SONDAGGIO S3

**TR** Roccia sciolta costituita da limo sabbioso-argilloso di colore rossastro con inclusioni di ghiaia, clasti e trovanti calcarei, misto a suolo agrario (Terre rosse di origine eluviale e/o colluviale: Recenti)

□ Prelievo campione indisturbato in terreno TR

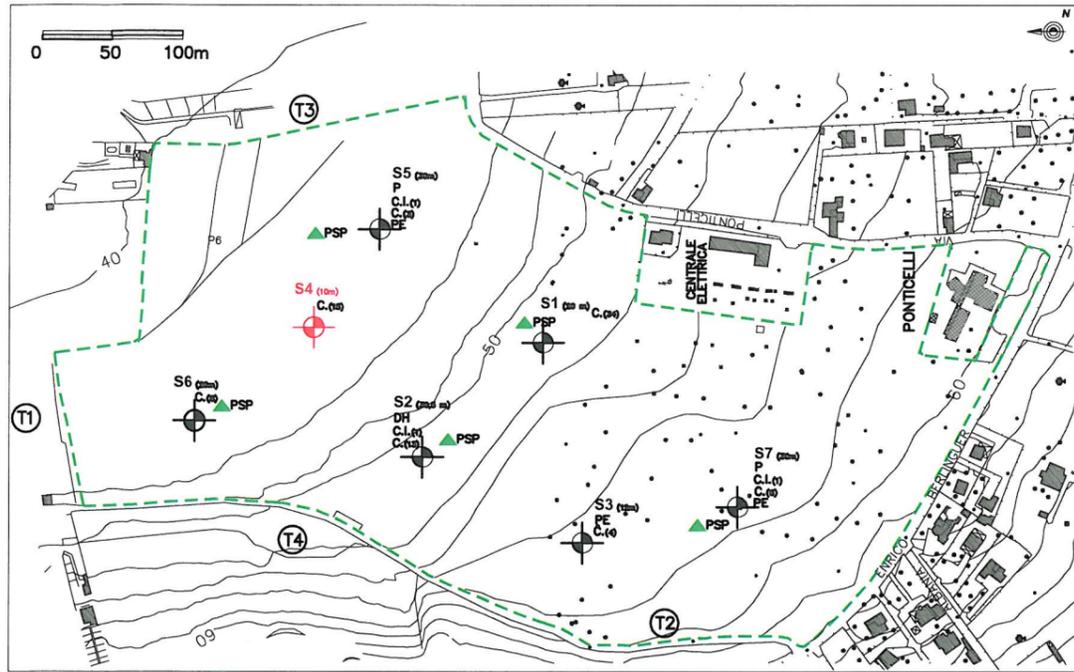
■ Prelievo campione in roccia CA

**CA** Roccia calcarea a livelli variamente alternati di differente struttura: stratificata, fratturata, brecciata, frantumata. (Rocce sedimentarie della piattaforma carbonatica panormide afferenti all'unità stratigrafico strutturale Cozzo di Lupo: Neocomiano-Titonico sup./Cretaceo inf. Malm)

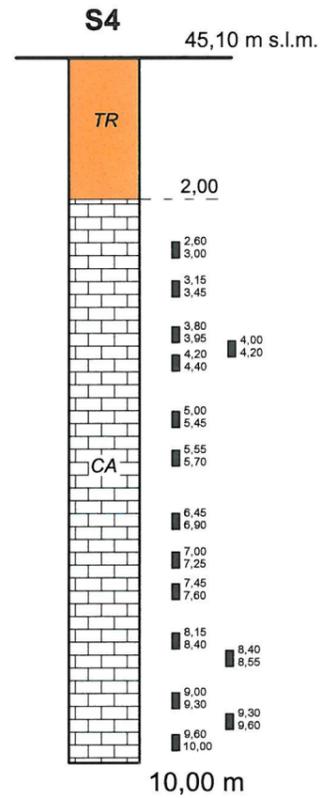
LEGENDA

DH Prova Down-Hole PE Prova di permeabilità  
P Piezometro a tubo aperto PSP Prova sismica passiva

SICON- Prof. Ing. G. Rizzari  
Data Novembre 2010  
Archivio 037/GEO/10



PLANIMETRIA CON L'UBICAZIONE DEL SONDAGGIO



PROFILO STRATIGRAFICO



CASSETTA CATALOGATRICE C1- 0,00 - 5,00m



POSTAZIONE SONDAGGIO



CASSETTA CATALOGATRICE C2- 5,00 - 10,00m

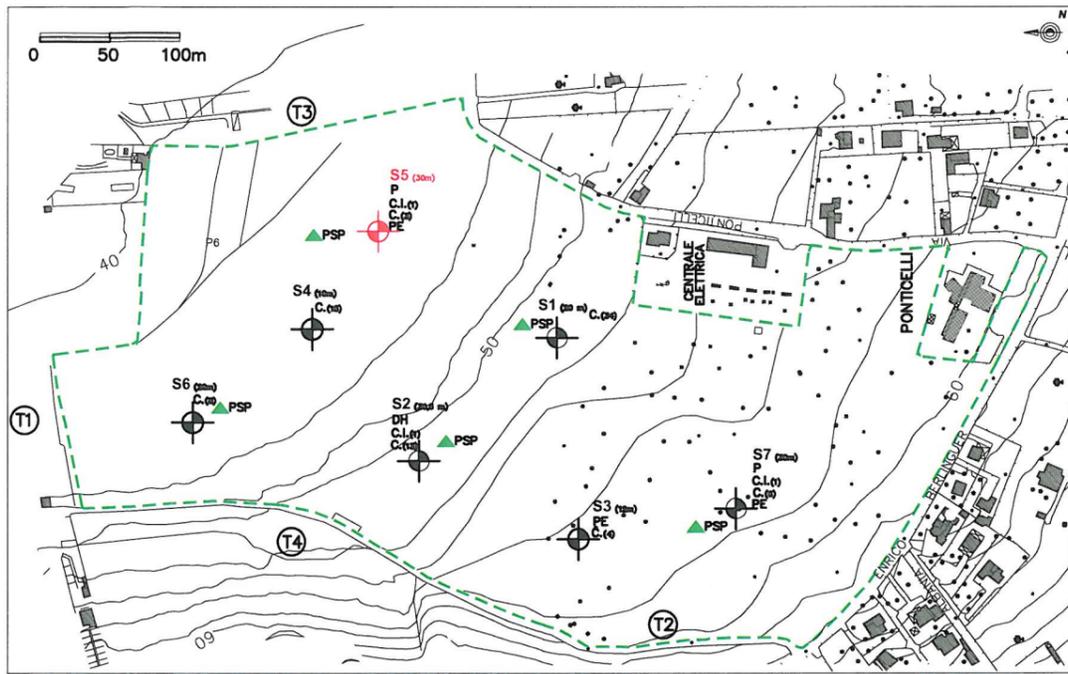
TAV.8- SCHEDA SONDAGGIO S4

**LEGENDA**

<b>TR</b> Roccia sciolta costituita da limo sabbioso-argilloso di colore rossastro con inclusioni di ghiaia, clasti e trovanti calcarei, misto a suolo agrario (Terre rosse di origine eluviale e/o colluviale: Recenti)	<b>CA</b> Roccia calcarea a livelli variamente alternati di differente struttura: stratificata, fratturata, brecciata, frantumata. (Rocce sedimentarie della piattaforma carbonatica panormide afferenti all'unità stratigrafico strutturale Cozzo di Lupo: Neocomiano-Titonico sup./Cretaceo inf. Malm)	DH Prova Down-Hole	PE Prova di permeabilità
Prelievo campione indisturbato in terreno TR	Prelievo campione in roccia CA	P Piezometro a tubo aperto	PSP Prova sismica passiva

Data	Novembre 2010
Archivio	037/GEO/10

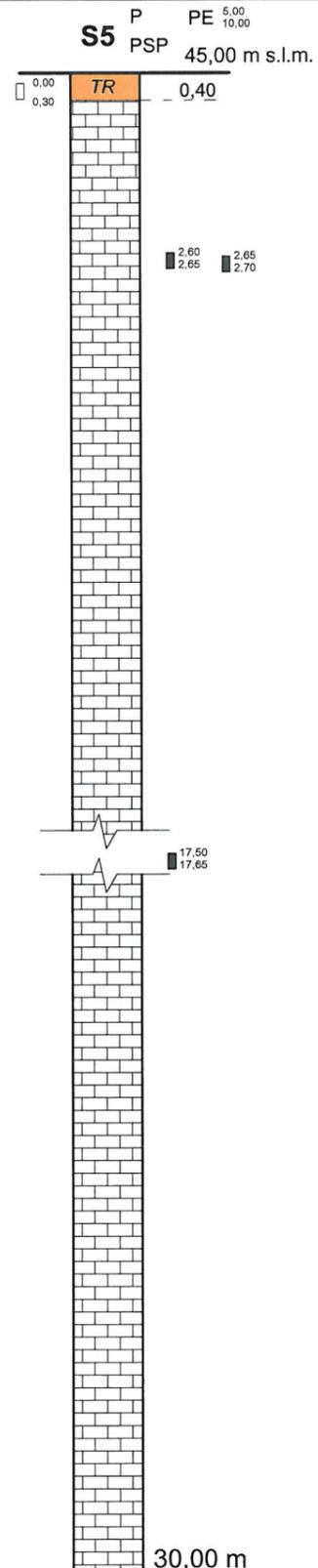
SICON- Prof. Ing. G. Rizzari



PLANIMETRIA CON L'UBICAZIONE DEL SONDAGGIO



POSTAZIONE SONDAGGIO



PROFILO STRATIGRAFICO



CASSETTA CATALOGATRICE C1- 0,00 - 5,00m



CASSETTA CATALOGATRICE C2- 5,00 - 10,00m



CASSETTA CATALOGATRICE C3- 10,00 - 15,00m



CASSETTA CATALOGATRICE C4- 15,00 - 20,00m



CASSETTA CATALOGATRICE C5- 20,00 - 25,00m



CASSETTA CATALOGATRICE C6- 25,00 - 30,00m

TAV.9- SCHEDA SONDAGGIO S5

**TR** Roccia sciolta costituita da limo sabbioso-argilloso di colore rossastro con inclusioni di ghiaia, clasti e trovanti calcarei, misto a suolo agrario (Terre rosse di origine eluviale e/o colluviale: Recenti)

□ Prelievo campione indisturbato in terreno TR

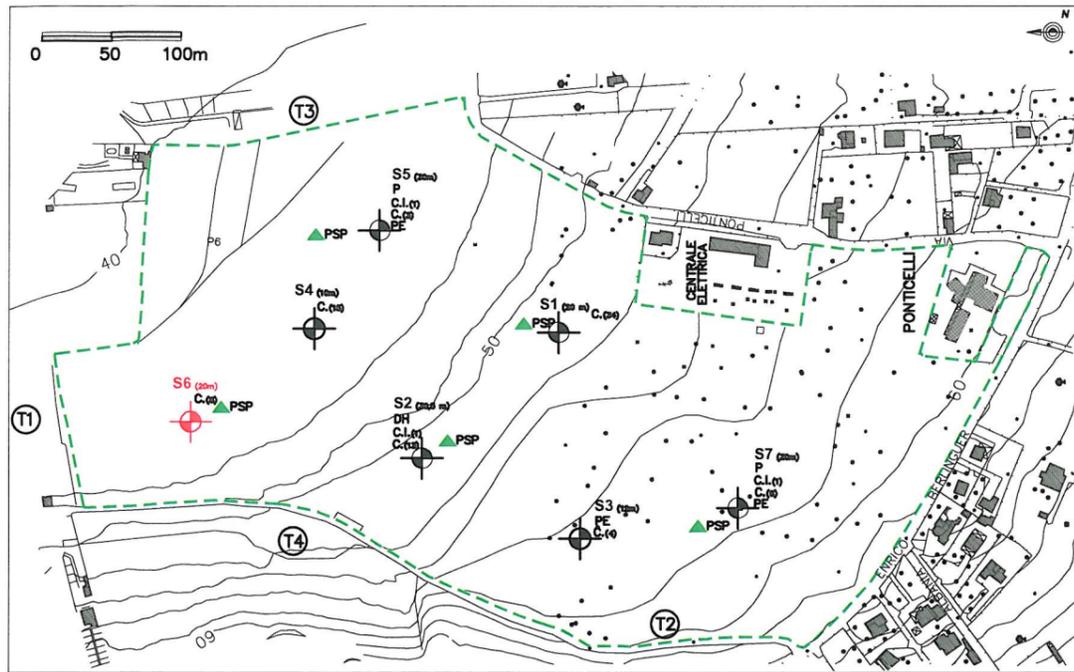
■ Prelievo campione in roccia CA

**CA** Roccia calcarea a livelli variamente alternati di differente struttura: stratificata, fratturata, brecciata, frantumata. (Rocce sedimentarie della piattaforma carbonatica panormide afferenti all'unità stratigrafico strutturale Cozzo di Lupo: Neocomiano-Titonico sup./Cretaceo inf. Malm)

LEGENDA

DH Prova Down-Hole PE Prova di permeabilità  
P Piezometro a tubo aperto PSP Prova sismica passiva

SICON- Prof. Ing. G. Rizzari	Data	Novembre 2010
	Archivio	037/GEO/10

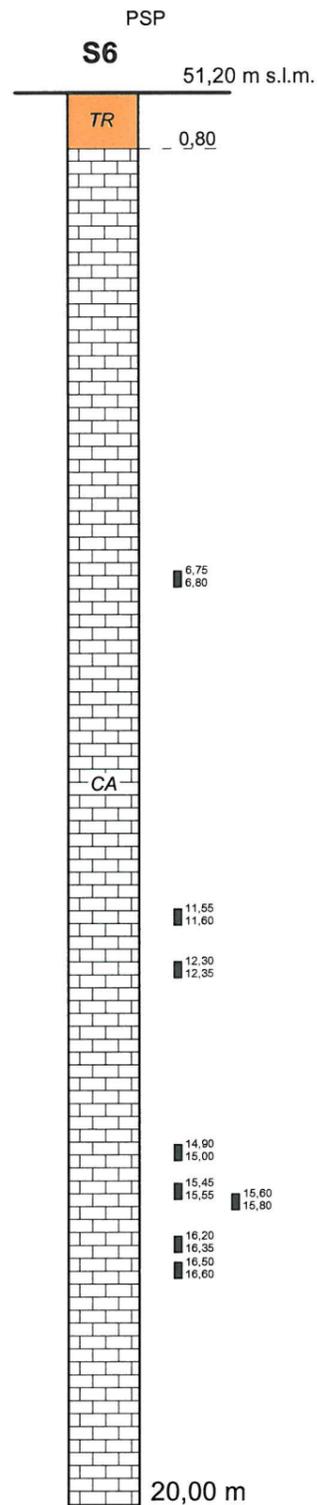


PLANIMETRIA CON L'UBICAZIONE DEL SONDAGGIO



POSTAZIONE SONDAGGIO

TAV.10- SCHEDA SONDAGGIO S6



PROFILO STRATIGRAFICO



CASSETTA CATALOGATRICE C1- 0,00 - 5,00m



CASSETTA CATALOGATRICE C2- 5,00 - 10,00m



CASSETTA CATALOGATRICE C3- 10,00 - 15,00m



CASSETTA CATALOGATRICE C4- 15,00 - 20,00m

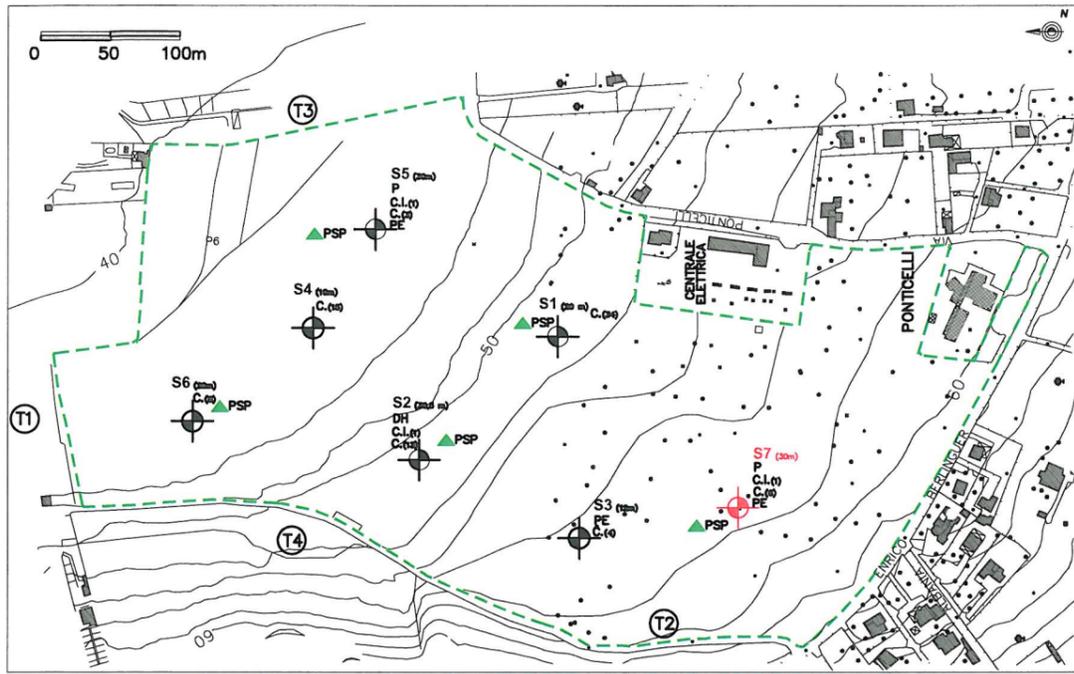
LEGENDA

- TR Roccia sciolta costituita da limo sabbioso-argilloso di colore rossastro con inclusioni di ghiaia, clasti e trovanti calcarei, misto a suolo agrario (Terre rosse di origine eluviale e/o colluviale: Recenti)
- Prelievo campione indisturbato in terreno TR
- Prelievo campione in roccia CA

- CA Roccia calcarea a livelli variamente alternati di differente struttura: stratificata, frantumata, brecciata, frantumata. (Rocce sedimentarie della piattaforma carbonatica panormide afferenti all'unità stratigrafico strutturale Cozzo di Lupo: Neocomiano-Titonico sup./Cretaceo inf. Malm)

- DH Prova Down-Hole
- PE Prova di permeabilità
- P Piezometro a tubo aperto
- PSP Prova sismica passiva

SICON- Prof. Ing. G. Rizzari	Data	Novembre 2010
	Archivio	037/GEO/10

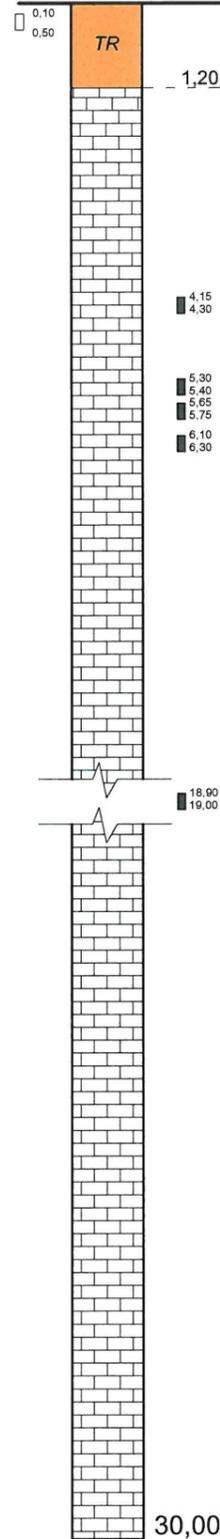


PLANIMETRIA CON L'UBICAZIONE DEL SONDAGGIO



POSTAZIONE SONDAGGIO

S7 P PE 5,00  
PSP 10,00  
57,70 m s.l.m.



PROFILO STRATIGRAFICO



CASSETTA CATALOGATRICE  
C1- 0,00 - 5,00m



CASSETTA CATALOGATRICE  
C2- 5,00 - 10,00m



CASSETTA CATALOGATRICE  
C3- 10,00 - 15,00m



CASSETTA CATALOGATRICE  
C4- 15,00 - 20,00m



CASSETTA CATALOGATRICE  
C5- 20,00 - 25,00m



CASSETTA CATALOGATRICE  
C6- 25,00 - 30,00m

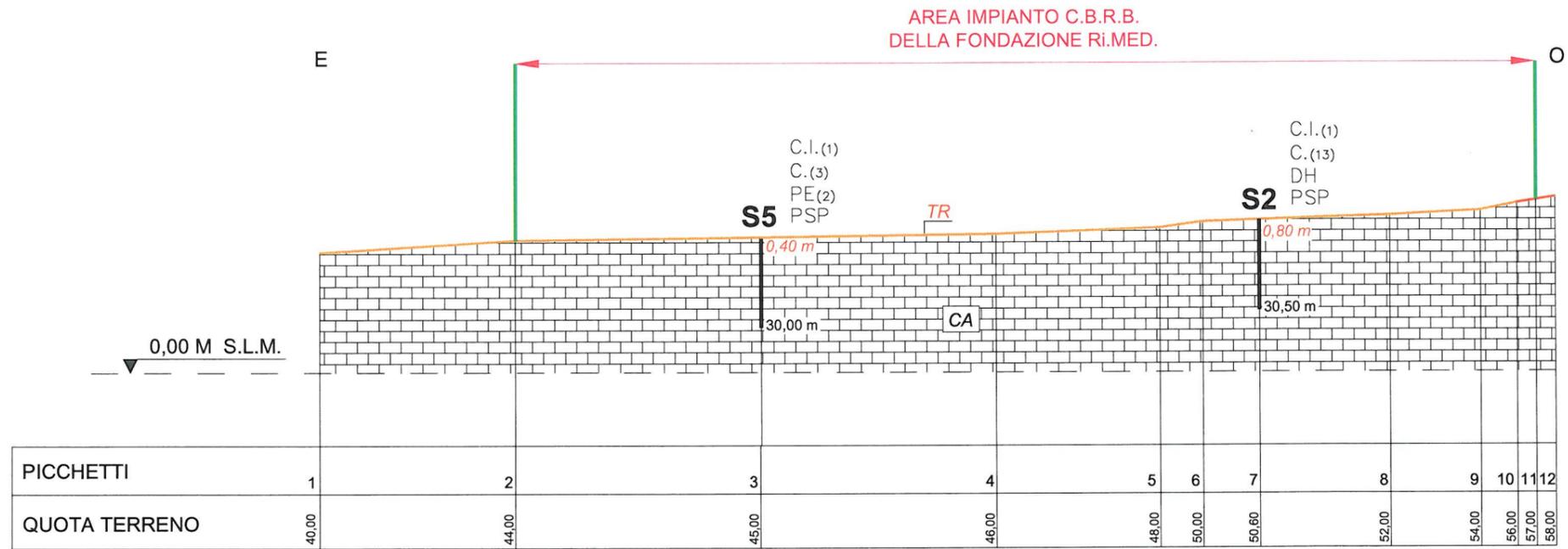
TAV.11- SCHEDA SONDAGGIO S7

- TR Roccia sciolta costituita da limo sabbioso-argilloso di colore rossastro con inclusioni di ghiaia, clasti e trovanti calcarei, misto a suolo agrario (Terre rosse di origine eluviale e/o colluviale: Recenti)
- CA Roccia calcarea a livelli variamente alternati di differente struttura: stratificata, fratturata, brecciata, frantumata. (Rocce sedimentarie della piattaforma carbonatica panormide afferenti all'unità stratigrafico strutturale Cozzo di Lupo: Neocomiano-Titonico sup./Cretaceo inf. Malm)
- Prelievo campione indisturbato in terreno TR
- Prelievo campione in roccia CA

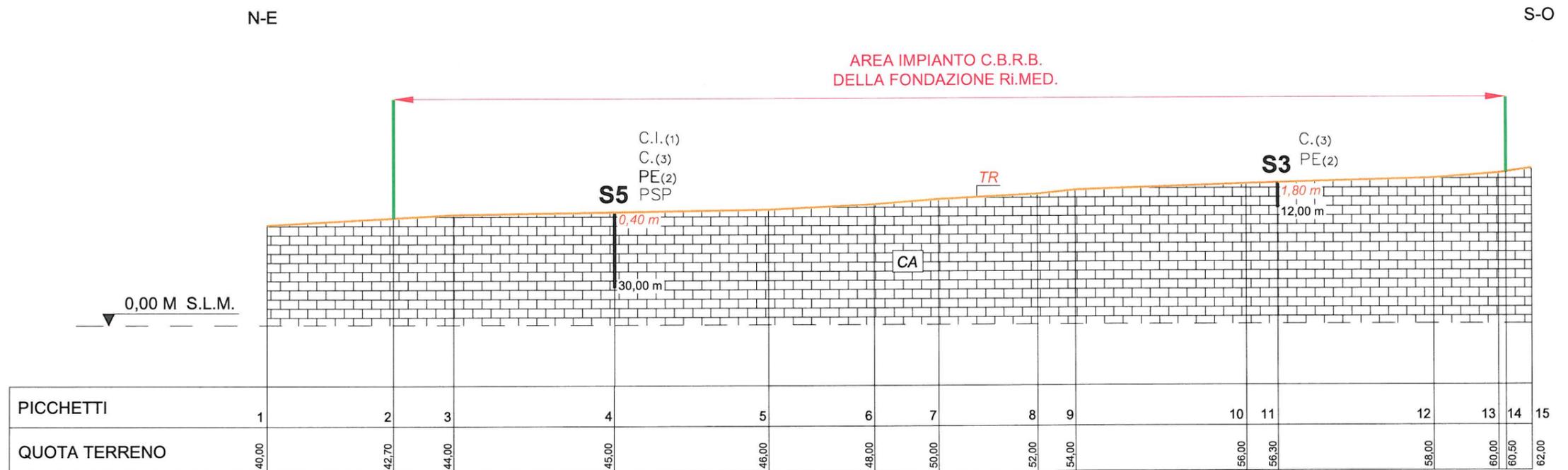
LEGENDA

- DH Prova Down-Hole
- PE Prova di permeabilità
- P Piezometro a tubo aperto
- PSP Prova sismica passiva

SICON- Prof. Ing. G. Rizzari	Data	Novembre 2010
	Archivio	037/GEO/10



SEZIONE 1 - E, O



SEZIONE 2 - N-E, S-O

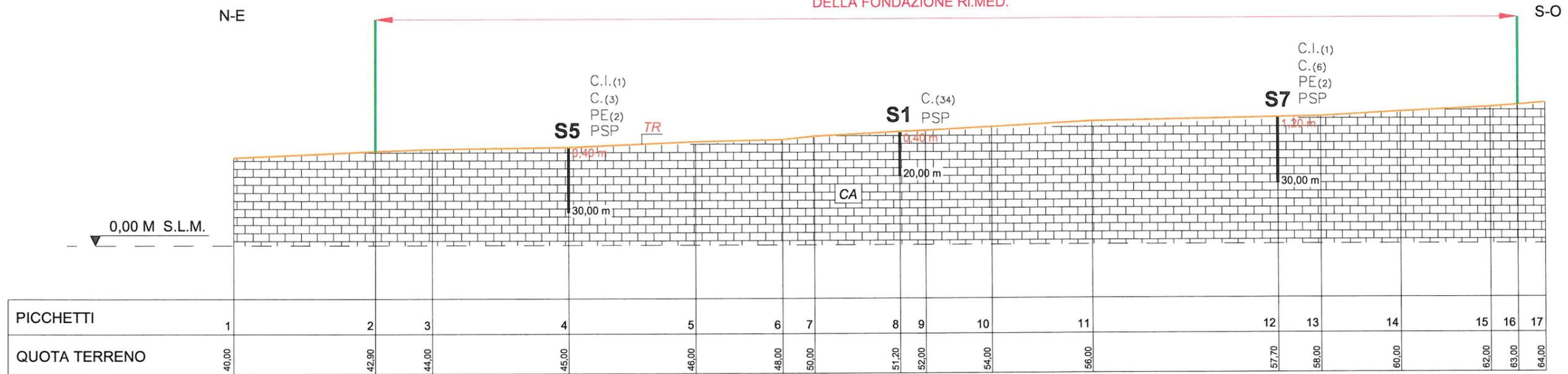
**TAV.12- SEZIONI STRATIGRAFICHE  
SCHEMATICHE 1, 2**  
scala 1:2000

<b>LEGENDA</b>							
	Roccia sciolta costituita da limo sabbioso-argilloso di colore rossastro con inclusioni di ghiaia, clasti e trovanti calcarei, misto a suolo agrario (Terre rosse di origine eluviale e/o colluviale: Recenti)		Recinzione dell'area esistente	DH	Prova Down-Hole	PE	Prova di permeabilità (1) numero prove
	Roccia calcarea a livelli variamente alternati di differente struttura: stratificata, fratturata, brecciata, frantumata. (Rocce sedimentarie della piattaforma carbonatica panormide afferenti all'unità stratigrafica strutturale Cozzo di Lupo: Neocomiano-Titonico sup./Cretaceo inf. Malm)		Prelievo campione indisturbato in terreno TR (1) numero campioni	P	Piezometro a tubo aperto	PSP	Prova sismica passiva
			Prelievo campione in terreno CA (1) numero campioni				

SICON- Prof. Ing. G. Rizzari

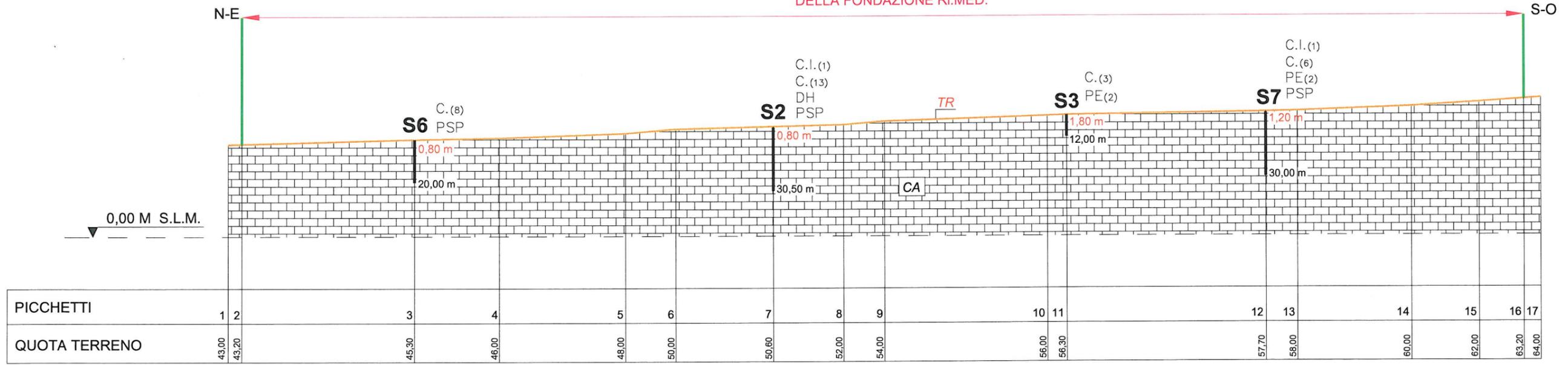
Data	Novembre 2010
Archivio	037/GEO/10

AREA IMPIANTO C.B.R.B.  
DELLA FONDAZIONE RI.MED.



SEZIONE 3 - N-E, S-O

AREA IMPIANTO C.B.R.B.  
DELLA FONDAZIONE RI.MED.



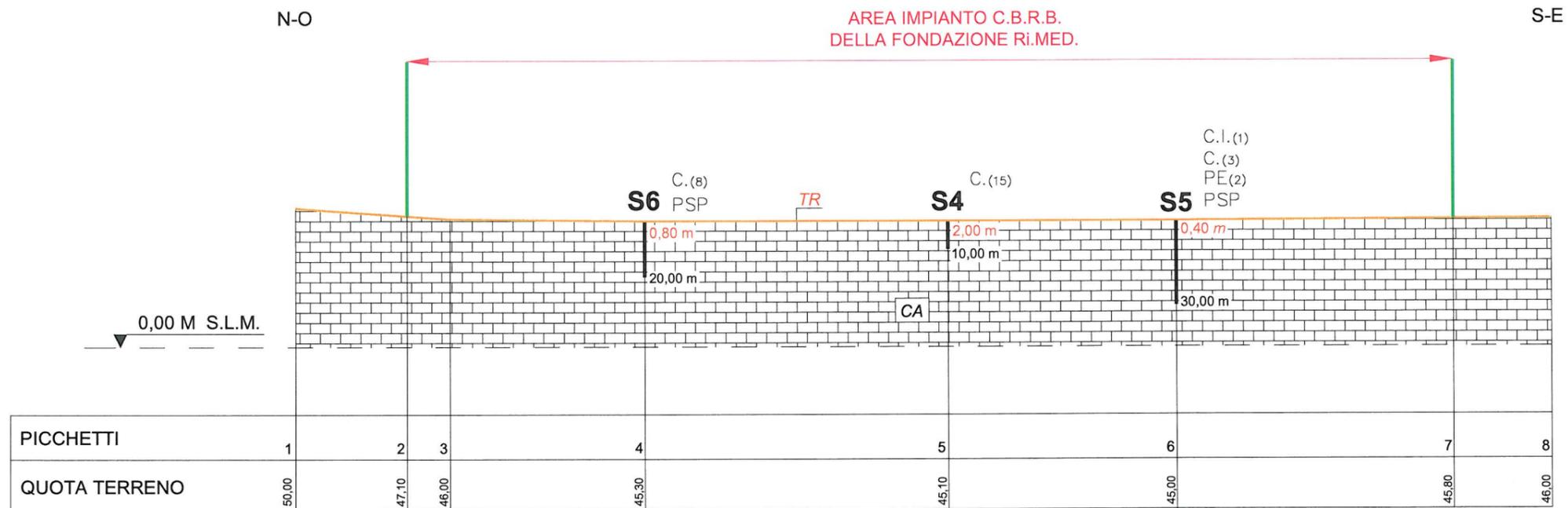
SEZIONE 4 - N-E, S-O

TAV.13- SEZIONI STRATIGRAFICHE  
SCHEMATICHE 3, 4  
scala 1:2000

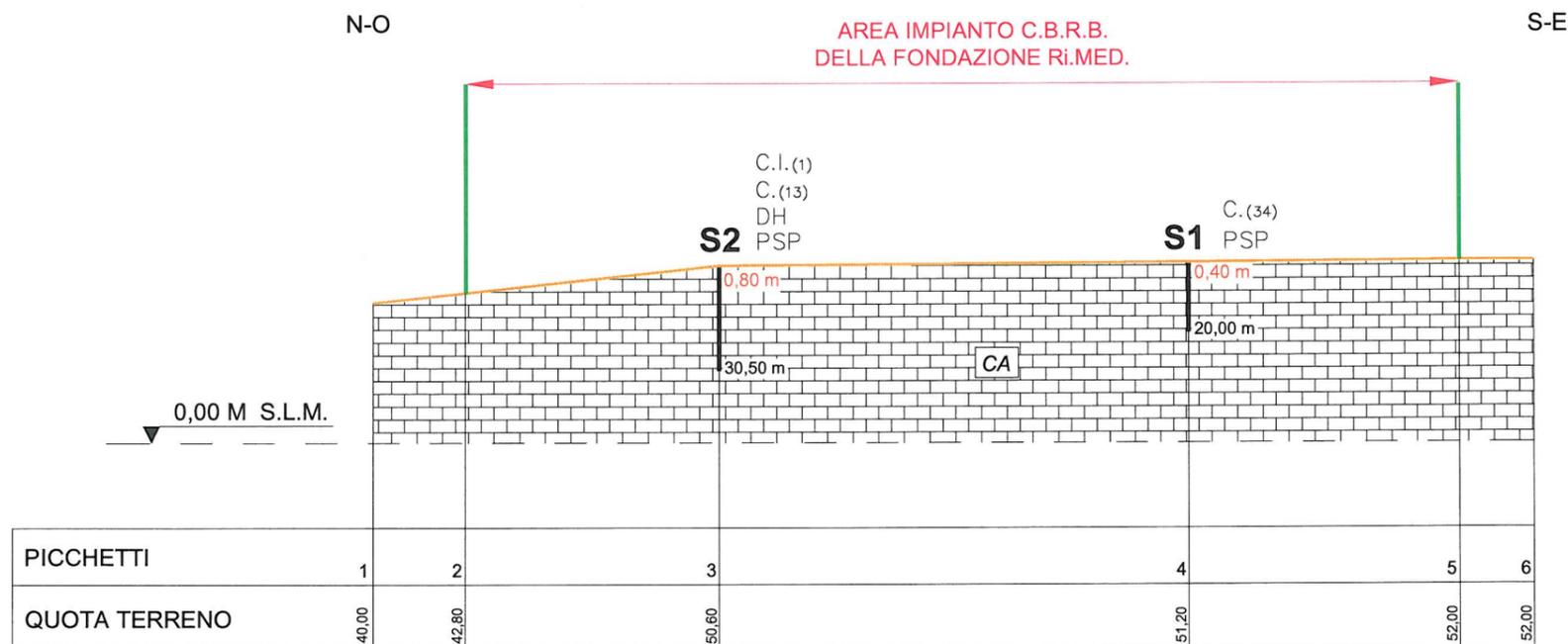
LEGENDA

- TR Roccia sciolta costituita da limo sabbioso-argilloso di colore rossastro con inclusioni di ghiaia, clasti e trovanti calcarei, misto a suolo agrario (Terre rosse di origine eluviale e/o colluviale: Recenti)
- CA Roccia calcarea a livelli variamente alternati di differente struttura: stratificata, fratturata, brecciata, frantumata. (Rocce sedimentarie della piattaforma carbonatica panormide afferenti all'unità stratigrafica strutturale Cozzo di Lupo: Neocomiano-Titonico sup./Cretaceo inf. Malm)
- Recinzione dell'area esistente
- C.I. Prelievo campione indisturbato in terreno TR (1) numero campioni
- C. Prelievo campione in terreno CA (1) numero campioni
- DH Prova Down-Hole
- P Piezometro a tubo aperto
- PE Prova di permeabilità (1) numero prove
- PSP Prova sismica passiva

SICON- Prof. Ing. G. Rizzari  
Data: Novembre 2010  
Archivio: 037/GEO/10



SEZIONE 5 - N-O, S-E



SEZIONE 6 - N-O, S-E

**TAV.14- SEZIONI STRATIGRAFICHE SCHEMATICHE 5, 6**  
scala 1:2000

**LEGENDA**

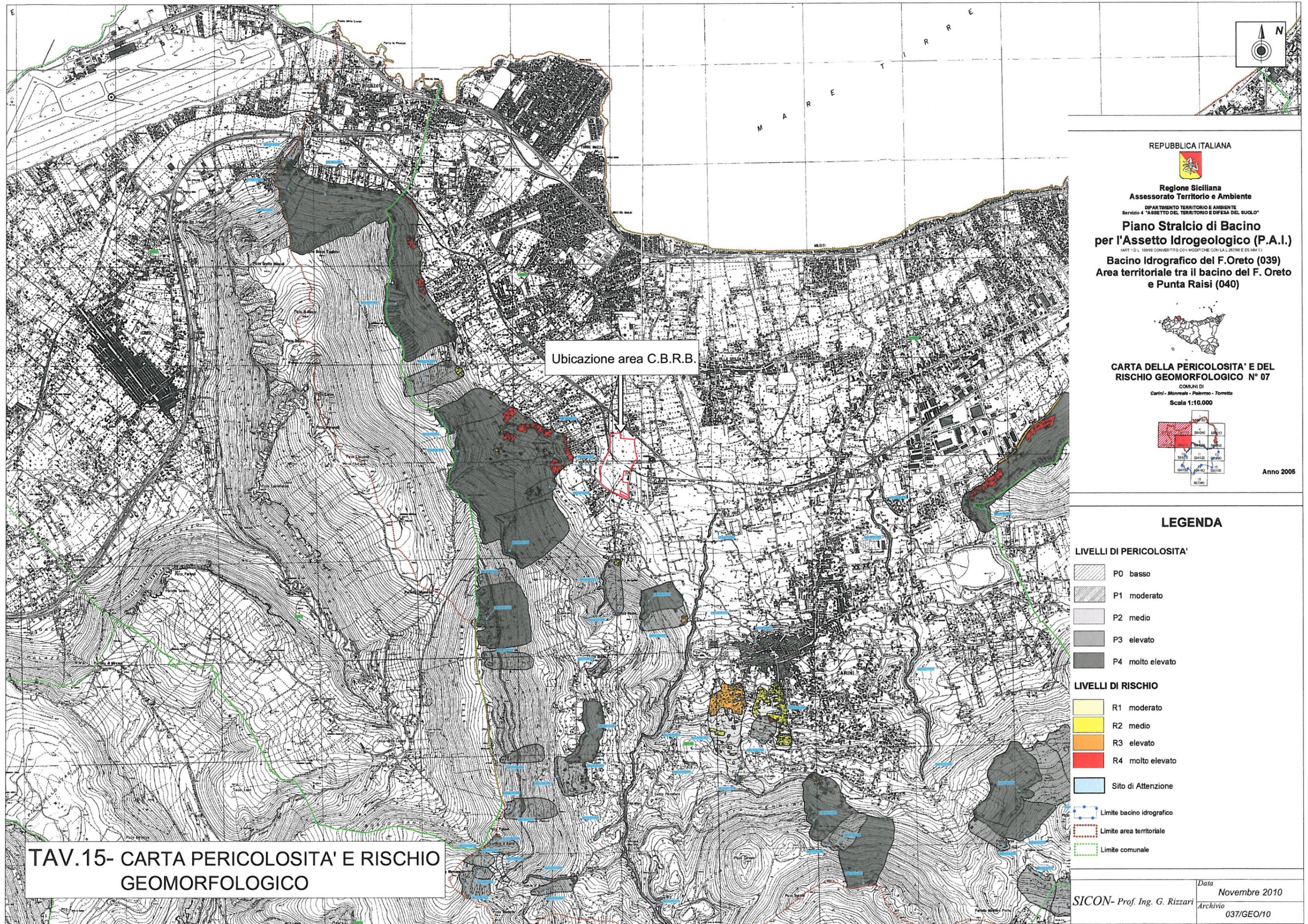
- TR** Roccia sciolta costituita da limo sabbioso-argilloso di colore rossastro con inclusioni di ghiaia, clasti e trovanti calcarei, misto a suolo agrario (Terre rosse di origine eluviale e/o colluviale: Recenti)
- CA** Roccia calcarea a livelli variamente alternati di differente struttura: stratificata, fratturata, brecciata, frantumata. (Rocce sedimentarie della piattaforma carbonatica panormide afferenti all'unità stratigrafica strutturale Cozzo di Lupo: Neocomiano-Titonico sup./Cretaceo inf. Malm)

- Recinzione dell'area esistente
- C.I.** Prelievo campione indisturbato in terreno TR (1) numero campioni
- C.** Prelievo campione in terreno CA (1) numero campioni

- DH** Prova Down-Hole
- P** Piezometro a tubo aperto
- PE** Prova di permeabilità (1) numero prove
- PSP** Prova sismica passiva

*SICON- Prof. Ing. G. Rizzari*

Data	Novembre 2010
Archivio	037/GEO/10



**TAV.15- CARTA PERICOLOSITA' E RISCHIO GEOMORFOLOGICO**

REPUBBLICA ITALIANA



Regione Siciliana  
Assessorato Territorio e Ambiente

DIPARTIMENTO TERRITORIO E AMBIENTE  
Servizio 4 "ASSETTO DEL TERRITORIO E DIFESA DEL SUOLO"

**Piano Stralcio di Bacino  
per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.)**  
(ART. 1 D.L. 150/93 CONVERTITO CON MODIFICHE CON LA L. 267/98 E SS.MM.I.I.)

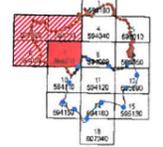
**Bacino Idrografico del F. Oreto (039)  
Area territoriale tra il bacino del F. Oreto  
e Punta Raisi (040)**



**CARTA DELLA PERICOLOSITA' E DEL  
RISCHIO GEOMORFOLOGICO N° 07**

COMUNI DI  
Carini - Monreale - Palermo - Torretta

Scala 1:10.000



Anno 2005

**LEGENDA**

**LIVELLI DI PERICOLOSITA'**

-  P0 basso
-  P1 moderato
-  P2 medio
-  P3 elevato
-  P4 molto elevato

**LIVELLI DI RISCHIO**

-  R1 moderato
-  R2 medio
-  R3 elevato
-  R4 molto elevato
-  Sito di Attenzione

-  Limite bacino idrografico
-  Limite area territoriale
-  Limite comunale

SICON- Prof. Ing. G. Rizzari

Data **Novembre 2010**  
Archivio **037/GEO/10**

## **ALLEGATO 2**

**Tabelle di sintesi dei risultati delle prove di  
laboratorio**

## **ALLEGATO 2.a**

**Prove di laboratorio terreni TR**

RISULTATI DELLE PROVE GEOTECNICHE SUI TERRENI DI COPERTURA TR

Campione		Tipo di terreno	Prove di identificazione							
sond.	prel.		$\gamma$	$\gamma_s$	n	$w_n$	$w_p$	$w_l$	$w_r$	AG
S2	m 0,40-0,80	TR	2,02	2,60		27,80	46,50	20,60	15,90	Limo argilloso - sabbioso
S5	m 0,00-0,30	TR	1,96	2,61		27,73	39,80	19,80	14,10	Limo argilloso - sabbioso
S7	m 0,10-0,50	TR	1,88	2,60		26,23	45,40	23,20	14,40	Limo argilloso - sabbioso

Legenda

$\gamma$	peso dell'unità di volume
$\gamma_s$	peso specifico dei grani
n	porosità
$w_n$	contenuto naturale d'acqua
$w_p$	limite di plasticità
$w_l$	limite di liquidità
$w_r$	limite di ritiro
AG	analisi granulometrica

## **ALLEGATO 2.b**

**Prove laboratorio rocce CA**



# **ALLEGATO 3**

## **Documentazione sismica**

## **ALLEGATO 3.a**

**Stralcio O.P.C.M. 3274/2003**

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri  
20 marzo 2003

PRIMI ELEMENTI IN MATERIA DI CRITERI GENERALI PER LA  
**CLASSIFICAZIONE SISMICA**  
DEL TERRITORIO NAZIONALE E DI NORMATIVE TECNICHE PER LE  
**COSTRUZIONI IN ZONA SISMICA**  
(ORDINANZA N. 3274)

DALLA

GAZZETTA  UFFICIALE  
DELLA REPUBBLICA ITALIANA

S.O. ALLA G.U. N. 105 DELL'8 MAGGIO 2003 - SERIE GENERALE

 DARIO  
FLACCOVIO  
EDITORE

Codice Istat 2001	Denominazione	Categoria secondo la classificazione precedente (Decreti fino al 1984)	Categoria secondo la proposta del GdL del 1998	Zona ai sensi del presente documento (2003)
18102036	Sant'Onofrio	I	I	1
18102037	Serra San Bruno	II	I	1
18102038	Simbario	I	I	1
18102039	Soriano	I	I	1
18102040	Soriano Calabro	I	I	1
18102041	Spadola	I	I	1
18102042	Spilinga	I	I	1
18102043	Stefanaconi	I	I	1
18102044	Tropea	I	I	1
18102045	Vallelonga	I	I	1
18102046	Vazzano	I	I	1
18102047	Vibo Valentia	I	I	1
18102048	Zaccanopoli	I	I	1
18102049	Zambrone	I	I	1
18102050	Zungri	I	I	1
19081001	Alcamo	II	III	2
19081002	Buseto Palizzolo	II	N.C.	2
19081003	Calatafimi	II	N.C.	2
19081004	Campobello di Mazara	II	N.C.	2
19081005	Castellammare del Golfo	II	N.C.	2
19081006	Castelvetrano	II	III	2
19081007	Custonaci	II	N.C.	2
19081008	Erice	II	N.C.	2
19081009	Favignana	II	N.C.	2
19081010	Gibellina	I	III	1
19081011	Marsala	II	N.C.	2
19081012	Mazara del Vallo	II	N.C.	2
19081013	Paceco	II	N.C.	2
19081014	Pantelleria	N.C.	N.C.	4
19081015	Partanna	I	III	1
19081016	Poggioreale	I	III	1
19081017	Salaparuta	I	III	1
19081018	Salemi	I	III	1
19081019	Santa Ninfa	I	III	1
19081020	San Vito Lo Capo	II	N.C.	2
19081021	Trapani	II	N.C.	2
19081022	Valderice	II	N.C.	2
19081023	Vita	II	N.C.	2
19081024	Petrosino	II	N.C.	2
19082001	Alia	II	N.C.	2
19082002	Alimena	II	III	2
19082003	Aliminusa	II	III	2
19082004	Altavilla Milicia	II	III	2
19082005	Altfonte	II	III	2
19082006	Bagheria	II	III	2
19082007	Balestrate	II	III	2
19082008	Baucina	II	III	2
19082009	Belmonte Mezzagno	II	III	2
19082010	Bisacchino	II	III	2
19082011	Bolognetta	II	III	2
19082012	Bompietro	II	III	2
19082013	Borgetto	II	III	2
19082014	Caccamo	II	III	2
19082015	Caltavuturo	II	III	2
19082016	Campofelice di Fitalia	II	N.C.	2
19082017	Campofelice di Roccella	II	III	2
19082018	Campofiorito	II	III	2
19082019	Camporeale	II	III	2
19082020	Capaci	II	III	2
19082021	Carini	II	III	2

## **ALLEGATO 3.b**

**Stralcio D.M. 14.01.2008**

## 3.2 AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{V_R}$ , come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento  $V_R$ , come definito nel § 2.4. In alternativa è ammesso l’uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla *pericolosità sismica* del sito.

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{V_R}$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

$a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;

$F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

$T_C^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

In allegato alla presente norma, per tutti i siti considerati, sono forniti i valori di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$  necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

### 3.2.1 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell’interruzione d’uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{V_R}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva Tab. 3.2.I.

**Tabella 3.2.I** – Probabilità di superamento  $P_{V_R}$  al variare dello stato limite considerato

Stati Limite		$P_{V_R}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di  $P_{V_R}$  forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

### 3.2.2 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

#### Categorie di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel § 7.11.3. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III).

**Tabella 3.2.II** – Categorie di sottosuolo

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

Fatta salva la necessità della caratterizzazione geotecnica dei terreni nel volume significativo<sup>1</sup>, ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente  $V_{s,30}$  di propagazione delle onde di taglio (definita successivamente) entro

<sup>1</sup> Per *volume significativo* di terreno si intende la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso.

i primi 30 m di profondità. Per le fondazioni superficiali, tale profondità è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

La misura diretta della velocità di propagazione delle onde di taglio è fortemente raccomandata. Nei casi in cui tale determinazione non sia disponibile, la classificazione può essere effettuata in base ai valori del numero equivalente di colpi della prova penetrometrica dinamica (*Standard Penetration Test*)  $N_{SPT,30}$  (definito successivamente) nei terreni prevalentemente a grana grossa e della resistenza non drenata equivalente  $c_{u,30}$  (definita successivamente) nei terreni prevalentemente a grana fina.

Per queste cinque categorie di sottosuolo, le azioni sismiche sono definite al § 3.2.3 delle presenti norme.

Per sottosuoli appartenenti alle ulteriori categorie **S1** ed **S2** di seguito indicate (Tab. 3.2.III), è necessario predisporre specifiche analisi per la definizione delle azioni sismiche, particolarmente nei casi in cui la presenza di terreni suscettibili di liquefazione e/o di argille d'elevata sensibilità possa comportare fenomeni di collasso del terreno.

**Tabella 3.2.III** – *Categorie aggiuntive di sottosuolo.*

Categoria	Descrizione
<b>S1</b>	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
<b>S2</b>	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

La velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,30}$  è definita dall'espressione

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}} \quad [\text{m/s}]. \quad (3.2.1)$$

La resistenza penetrometrica dinamica equivalente  $N_{SPT,30}$  è definita dall'espressione

$$N_{SPT,30} = \frac{\sum_{i=1,M} h_i}{\sum_{i=1,M} \frac{h_i}{N_{SPT,i}}}. \quad (3.2.2)$$

La resistenza non drenata equivalente  $c_{u,30}$  è definita dall'espressione

$$c_{u,30} = \frac{\sum_{i=1,K} h_i}{\sum_{i=1,K} \frac{h_i}{c_{u,i}}}. \quad (3.2.3)$$

Nelle precedenti espressioni si indica con:

- $h_i$  spessore (in metri) dell'*i*-esimo strato compreso nei primi 30 m di profondità;
- $V_{s,i}$  velocità delle onde di taglio nell'*i*-esimo strato;
- $N_{SPT,i}$  numero di colpi  $N_{SPT}$  nell'*i*-esimo strato;
- $c_{u,i}$  resistenza non drenata nell'*i*-esimo strato;
- $N$  numero di strati compresi nei primi 30 m di profondità;
- $M$  numero di strati di terreni a grana grossa compresi nei primi 30 m di profondità;
- $K$  numero di strati di terreni a grana fina compresi nei primi 30 m di profondità.

Nel caso di sottosuoli costituiti da stratificazioni di terreni a grana grossa e a grana fina, distribuite con spessori confrontabili nei primi 30 m di profondità, ricadenti nelle categorie da **A** ad **E**, quando non si disponga di misure dirette della velocità delle onde di taglio si può procedere come segue:

- determinare  $N_{SPT,30}$  limitatamente agli strati di terreno a grana grossa compresi entro i primi 30 m di profondità;
- determinare  $c_{u,30}$  limitatamente agli strati di terreno a grana fina compresi entro i primi 30 m di profondità;
- individuare le categorie corrispondenti singolarmente ai parametri  $N_{SPT,30}$  e  $c_{u,30}$ ;
- riferire il sottosuolo alla categoria peggiore tra quelle individuate al punto precedente.

### Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.IV):

**Tabella 3.2.IV** – *Categorie topografiche*

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 $i > 30^\circ$

Le suesposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

## 3.2.3 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

### 3.2.3.1 Descrizione del moto sismico in superficie e sul piano di fondazione

Ai fini delle presenti norme l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti. Salvo quanto specificato nel § 7.11 per le opere e i sistemi geotecnici la componente verticale verrà considerata ove espressamente specificato (v. Cap. 7) e purché il sito nel quale la costruzione sorge non sia in Zone 3 e 4.

Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima attesa in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
- accelerogramma.

Sulla base di apposite analisi di risposta sismica locale si può poi passare dai valori in superficie ai valori sui piani di riferimento definiti nel § 3.2.2; in assenza di tali analisi l'azione in superficie può essere assunta come agente su tali piani.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta o dalle due componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

La componente che descrive il moto verticale è caratterizzata dal suo spettro di risposta o dalla componente accelerometrica verticale. In mancanza di documentata informazione specifica, in via semplificata l'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in

## 7.11 OPERE E SISTEMI GEOTECNICI

Le presenti norme disciplinano la progettazione e la verifica delle opere e dei sistemi geotecnici di cui al § 6.1.1 soggetti ad azioni sismiche, nonché i requisiti cui devono soddisfare i siti di costruzione e i terreni interagenti con le opere in presenza di tali azioni.

In aggiunta alle prescrizioni contenute nel presente paragrafo, le opere e i sistemi geotecnici devono soddisfare le prescrizioni contenute nel Cap. 6, relative alle combinazioni di carico non sismico.

### 7.11.1 REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto, definita al Cap. 3, le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, con i requisiti di sicurezza indicati nel § 7.1.

Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali indicati nel Cap. 6.

### 7.11.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA AI FINI SISMICI

Le indagini geotecniche devono essere predisposte dal progettista in presenza di un quadro geologico adeguatamente definito, che comprenda i principali caratteri tettonici e litologici, nonché l'eventuale preesistenza di fenomeni di instabilità del territorio. Le indagini devono comprendere l'accertamento degli elementi che, unitamente agli effetti topografici, influenzano la propagazione delle onde sismiche, quali le condizioni stratigrafiche e la presenza di un substrato rigido o di una formazione ad esso assimilabile.

La caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e la scelta dei più appropriati mezzi e procedure d'indagine devono essere effettuate tenendo conto della tipologia del sistema geotecnico e del metodo di analisi adottato nelle verifiche.

Nel caso di opere per le quali si preveda l'impiego di metodi d'analisi avanzata, è opportuna anche l'esecuzione di prove cicliche e dinamiche di laboratorio, quando sia tecnicamente possibile il prelievo di campioni indisturbati. In ogni caso, la caratterizzazione geotecnica dei terreni deve consentire almeno la classificazione del sottosuolo secondo i criteri esposti nel § 3.2.2.

Nella caratterizzazione geotecnica è necessario valutare la dipendenza della rigidità e dello smorzamento dal livello deformativo.

Nelle analisi di stabilità in condizioni post-sismiche si deve tener conto della riduzione di resistenza al taglio indotta dal decadimento delle caratteristiche di resistenza per degradazione dei terreni e dall'eventuale accumulo di pressioni interstiziali che può verificarsi nei terreni saturi.

Nei terreni saturi si assumono generalmente condizioni di drenaggio impedito. In tal caso, nelle analisi condotte in termini di tensioni efficaci, la resistenza al taglio è esprimibile mediante la relazione

$$\tau_f = c' + (\sigma'_n - \Delta u) \tan \varphi' \quad (7.11.1)$$

dove  $\sigma'_n$  è la tensione efficace iniziale normale alla giacitura di rottura,  $\Delta u$  è l'eventuale sovrappressione interstiziale generata dal sisma e i parametri  $c'$  e  $\varphi'$  tengono conto della degradazione dei terreni per effetto della storia ciclica di sollecitazione.

Nei terreni a grana fina, le analisi possono essere condotte in termini di tensioni totali esprimendo la resistenza al taglio mediante la resistenza non drenata, valutata in condizioni di sollecitazione ciclica

$$\tau_f = c_{u,c} \quad (7.11.2)$$

dove  $c_{u,c}$  include gli effetti di degradazione dei terreni.

### 7.11.3 RISPOSTA SISMICA E STABILITÀ DEL SITO

#### 7.11.3.1 Risposta sismica locale

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. Alla scala della singola opera o del singolo sistema geotecnico, la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A, definito al § 3.2.2).

#### 7.11.3.2 Amplificazione stratigrafica

L'influenza del profilo stratigrafico sulla risposta sismica locale può essere valutata in prima approssimazione con riferimento alle categorie di sottosuolo di cui al § 3.2.2. Il moto sismico alla superficie di un sito, associato a ciascuna categoria di sottosuolo, è definito mediante l'accelerazione massima ( $a_{\max}$ ) attesa in superficie ed una forma spettrale ancorata ad essa. Il valore di  $a_{\max}$  può essere ricavato dalla relazione  $a_{\max} = S_s \cdot a_g$  dove  $a_g$  è l'accelerazione massima su sito di riferimento rigido ed  $S_s$  è il coefficiente di amplificazione stratigrafica.

Per categorie speciali di sottosuolo (Tab. 3.2.III), per determinati sistemi geotecnici o se si intende aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante specifiche analisi di risposta sismica locale. Queste analisi presuppongono un'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni, da determinare mediante specifiche indagini e prove.

Nelle analisi di risposta sismica locale, l'azione sismica di ingresso è descritta in termini di storia temporale dell'accelerazione su di un sito di riferimento rigido ed affiorante con superficie topografica orizzontale (sottosuolo tipo A). Per quanto riguarda la scelta degli accelerogrammi di ingresso, si rimanda al § 3.2.3.6.

#### 7.11.3.3 Amplificazione topografica

Per la progettazione o la verifica di opere e sistemi geotecnici realizzati su versanti e per l'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii, la valutazione dell'amplificazione topografica può essere effettuata mediante analisi di risposta sismica locale o utilizzando il coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$ . Il parametro  $S_T$  deve essere applicato nel caso di configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, di altezza superiore a 30 m.

Gli effetti topografici possono essere trascurati per pendii con inclinazione media inferiore a 15°, altrimenti si applicano i criteri indicati nel § 3.2.2.

#### 7.11.3.4 Stabilità nei confronti della liquefazione

##### 7.11.3.4.1 Generalità

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

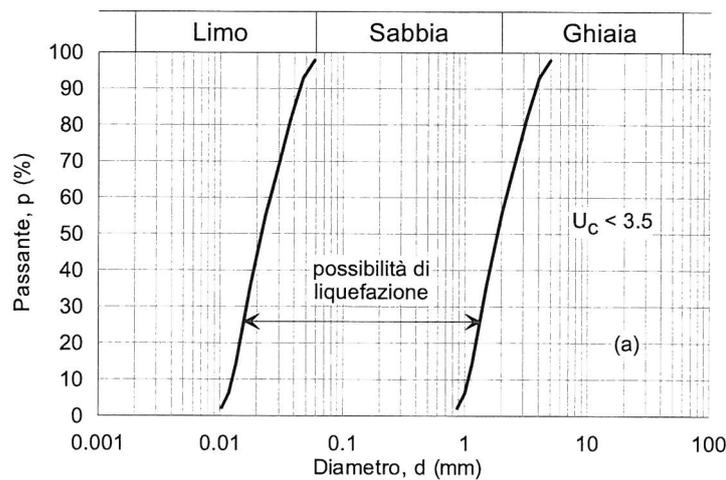
Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

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

#### 7.11.3.4.2 *Esclusione della verifica a liquefazione*

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

1. eventi sismici attesi di magnitudo  $M$  inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60} > 30$  oppure  $q_{cIN} > 180$  dove  $(N_1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $q_{cIN}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$ .



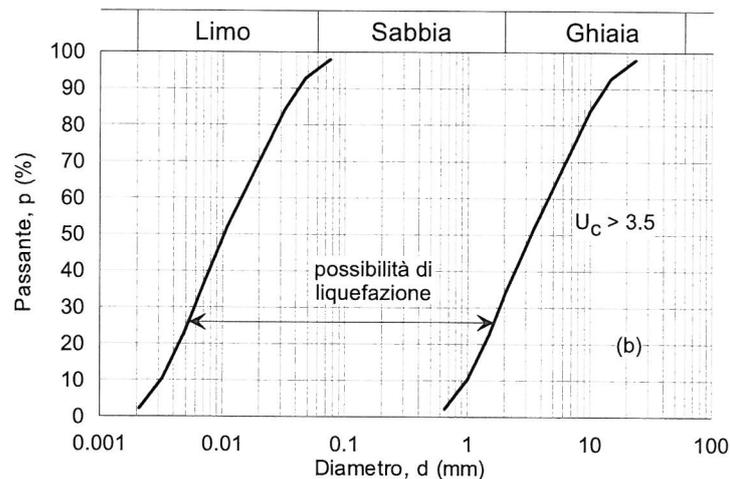


Figura 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

Quando le condizioni 1 e 2 non risultino soddisfatte, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 3, 4 e 5.

#### 7.11.3.4.3 Metodologie di analisi

Quando nessuna delle condizioni del § 7.11.3.4.2 risulti soddisfatta e il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, occorre valutare il coefficiente di sicurezza alla liquefazione alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili.

Salvo utilizzare procedure di analisi avanzate, la verifica può essere effettuata con metodologie di tipo storico-empirico in cui il coefficiente di sicurezza viene definito dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto. La resistenza alla liquefazione può essere valutata sulla base dei risultati di prove in sito o di prove cicliche di laboratorio. La sollecitazione indotta dall'azione sismica è stimata attraverso la conoscenza dell'accelerazione massima attesa alla profondità di interesse.

L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista.

#### 7.11.3.5 Stabilità dei pendii

La realizzazione di strutture o infrastrutture su versanti o in prossimità del piede o della sommità di pendii naturali richiede la preventiva verifica delle condizioni di stabilità, affinché prima, durante e dopo il sisma la resistenza del sistema sia superiore alle azioni ovvero gli spostamenti permanenti indotti dal sisma siano di entità tale da non pregiudicare le condizioni di sicurezza o di funzionalità delle strutture o infrastrutture medesime.

##### 7.11.3.5.1 Azione sismica

L'azione sismica di progetto da assumere nelle analisi di stabilità deve essere determinata in accordo ai criteri esposti nel § 3.2.3.

Nel caso di pendii con inclinazione maggiore di  $15^\circ$  e altezza maggiore di 30 m, l'azione sismica di progetto deve essere opportunamente incrementata o attraverso un coefficiente di amplificazione topografica (vedi §§ 3.2.2 e 3.2.3) o in base ai risultati di una specifica analisi bidimensionale della risposta sismica locale, con la quale si valutano anche gli effetti di amplificazione stratigrafica.

In generale l'amplificazione tende a decrescere sotto la superficie del pendio. Pertanto, gli effetti topografici tendono a essere massimi lungo le creste di dorsali e rilievi, ma si riducono

sensibilmente in frane con superfici di scorrimento profonde. In tali situazioni, nelle analisi pseudostatiche gli effetti di amplificazione topografica possono essere trascurati ( $S_T = 1$ ).

### 7.11.3.5.2 *Metodi di analisi*

L'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi di analisi dinamica.

Nelle analisi, si deve tenere conto dei comportamenti di tipo fragile, che si manifestano nei terreni a grana fina sovraconsolidati e nei terreni a grana grossa addensati con una riduzione della resistenza al taglio al crescere delle deformazioni. Inoltre, si deve tener conto dei possibili incrementi di pressione interstiziale indotti in condizioni sismiche nei terreni saturi. Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso  $W$  del volume di terreno potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come  $F_h = k_h \cdot W$  ed  $F_v = k_v \cdot W$ , con  $k_h$  e  $k_v$  rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad (7.11.3)$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad (7.11.4)$$

dove

$\beta_s$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

$a_{\max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (7.11.5)$$

dove

$S$  = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_S$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ ), di cui al § 3.2.3.2;

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di  $\beta_s$  sono riportati nella Tab. 7.11.I.

La condizione di stato limite deve essere valutata con riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici e riferita alla superficie di scorrimento critica, caratterizzata dal minore margine di sicurezza. L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della stabilità del pendio deve essere valutata e motivata dal progettista.

In terreni saturi e in siti con accelerazione orizzontale massima attesa  $a_{\max} > 0,15 \cdot g$ , nell'analisi statica delle condizioni successive al sisma si deve tenere conto della possibile riduzione della resistenza al taglio per incremento delle pressioni interstiziali o per decadimento delle caratteristiche di resistenza indotti dalle azioni sismiche.

Nell'analisi di stabilità di frane quiescenti, che possono essere riattivate dall'azione del sisma, si deve fare riferimento ai valori dei parametri di resistenza attinti a grandi deformazioni. L'eventuale incremento di pressione interstiziale indotto dal sisma, da considerare in dipendenza della natura dei terreni, deve considerarsi uniformemente distribuito lungo la superficie di scorrimento critica.

**Tabella 7.11.I** – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Le analisi del comportamento dei pendii in condizioni sismiche possono essere svolte anche mediante il metodo degli spostamenti, in cui la massa di terreno potenzialmente in frana viene assimilata ad un corpo rigido che può muoversi rispetto al terreno stabile lungo una superficie di scorrimento. Il metodo permette la valutazione dello spostamento permanente indotto dal sisma nella massa di terreno potenzialmente instabile.

L'applicazione del metodo richiede che l'azione sismica di progetto sia rappresentata mediante storie temporali delle accelerazioni. Gli accelerogrammi impiegati nelle analisi, in numero non inferiore a 5, devono essere rappresentativi della sismicità del sito e la loro scelta deve essere adeguatamente giustificata (vedi § 3.2.3.6). Non è ammesso l'impiego di accelerogrammi artificiali.

Nel metodo degli spostamenti, la valutazione delle condizioni di stabilità del pendio è effettuata mediante il confronto tra lo spostamento calcolato per il cinematiso di collasso critico e valori limite o di soglia dello spostamento. La scelta dei valori limite di spostamento nei riguardi di condizioni di stato limite ultimo o di servizio deve essere effettuata e opportunamente motivata dal progettista.

Lo studio del comportamento in condizioni sismiche dei pendii può essere effettuato anche impiegando metodi avanzati di analisi dinamica, purché si tenga conto della natura polifase dei terreni e si descriva realisticamente il loro comportamento meccanico in condizioni cicliche. Per questi motivi, il ricorso alle analisi avanzate comporta indagini geotecniche adeguatamente approfondite.

#### **7.11.4 FRONTI DI SCAVO E RILEVATI**

Il comportamento in condizioni sismiche dei fronti di scavo e dei rilevati può essere analizzato con gli stessi metodi impiegati per i pendii naturali.

Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni impiegando i coefficienti parziali di cui al § 7.11.1.. Si deve inoltre tener conto della presenza di manufatti interagenti con l'opera.

#### **7.11.5 FONDAZIONI**

##### **7.11.5.1 Regole generali di progettazione**

La progettazione delle fondazioni è condotta unitamente alla progettazione dell'opera alla quale appartengono e richiede preliminarmente:

1. la valutazione della sicurezza del sito nei confronti della liquefazione e della stabilità dei pendii, secondo quanto indicato rispettivamente ai §§ 7.11.3.4. e 7.11.3.5;
2. la valutazione della risposta sismica locale del sito, secondo quanto indicato al § 7.11.3.1;

Le analisi di cui al punto (1) devono indicare esplicitamente gli interventi eventualmente necessari a garantire la stabilità del sito; le analisi di cui al punto (2) devono consentire di motivare la scelta dell'azione sismica adottata nella progettazione dell'intera opera.

Per le azioni trasmesse in fondazione, nonché per i requisiti e i criteri di modellazione della stessa, si rinvia ai precedenti §§ 7.2.5 e 7.2.6.

#### **7.11.5.2 Indagini e modello geotecnico**

Il modello geotecnico del sottosuolo da utilizzare nelle verifiche deve essere definito mediante l'interpretazione dei risultati di indagini e prove definite dal progettista ed eseguite con specifico riferimento alle scelte tipologiche del sistema di fondazione adottato per l'opera in progetto, tenendo conto di quanto riportato al Cap. 3 della presente norma.

#### **7.11.5.3 Verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) e allo Stato Limite di Danno (SLD)**

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali e su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa. Devono essere considerati almeno gli stessi stati limite ultimi di cui ai § 6.4.2.1 e 6.4.3.1.

Le verifiche allo stato limite ultimo di fondazioni superficiali e su pali sono condotte con i due approcci indicati nel Cap. 6, con le prescrizioni di cui al § 7.11.1.

Nelle verifiche di fondazioni su pali, effettuate con l'Approccio 1 Combinazione 2, si deve fare riferimento ai coefficienti R3 di cui alle Tabelle 6.4.II e 6.4.VI.

Per le fondazioni miste di cui al § 6.4.3, si deve fare riferimento al solo approccio 2.

Nelle verifiche si deve tener conto delle pressioni interstiziali preesistenti e di quelle eventualmente indotte dal moto sismico.

##### **7.11.5.3.1 Fondazioni superficiali**

La sicurezza del complesso fondazione-terreno deve essere verificata nei confronti del collasso per carico limite e per scorrimento, nel rispetto della condizione (6.2.1). Per tutte le verifiche, la procedura adottata per il calcolo della resistenza deve essere congruente con quella adottata per il calcolo delle azioni. Più precisamente, la resistenza può essere valutata con approcci di tipo pseudostatico se la determinazione delle azioni discende da un'analisi pseudo-statica o di dinamica modale.

##### **Stato Limite Ultimo di collasso per carico limite**

Le azioni derivano dall'analisi della struttura in elevazione come specificato al § 7.2.5. Le resistenze sono i corrispondenti valori limite che producono il collasso del complesso fondazione-terreno; esse sono valutabili mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica, tenendo anche conto dell'effetto dell'inclinazione e dell'eccentricità delle azioni in fondazione.

##### **Stato Limite Ultimo per collasso per scorrimento sul piano di posa**

Per azione si intende il valore della forza agente parallelamente al piano di scorrimento, per resistenza si intende la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione.

Specificamente, si tiene conto della resistenza lungo le superfici laterali nel caso di contatto diretto fondazione-terreno in scavi a sezione obbligata o di contatto diretto fondazione-calcestruzzo o fondazione-acciaio in scavi sostenuti da paratie o palancole. In tali casi, il progettista deve indicare l'aliquota della resistenza lungo le superfici laterali che intende portare in conto, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni ed ai criteri costruttivi dell'opera.

## **Stato Limite di Danno**

In aggiunta all'analisi della sicurezza del complesso fondazione-terreno rispetto allo stato limite ultimo, devono essere condotte verifiche nei confronti dello stato limite di danno. In particolare, devono essere valutati gli spostamenti permanenti indotti dal sisma, verificando che essi siano accettabili per la fondazione e siano compatibili con la funzionalità dell'intera opera.

### **7.11.5.3.2                    Fondazioni su pali**

#### **Stati Limite Ultimi**

Le fondazioni su pali devono essere verificate agli stati limite ultimi sotto l'azione del moto sismico di riferimento.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si devono prendere in considerazione tutti gli stati limite rilevanti e almeno i seguenti:

- collasso per carico limite verticale del complesso pali-terreno;
- collasso per carico limite orizzontale del complesso pali-terreno;
- liquefazione del terreno di fondazione;
- spostamenti o rotazioni eccessive che possano indurre il raggiungimento di uno stato limite ultimo nella struttura in elevazione;
- rottura di uno degli elementi strutturali della palificata (pali o struttura di collegamento).

Le verifiche nei confronti del collasso per carico limite (verticale e orizzontale) consistono nel raffronto tra le azioni (forza assiale e forza trasversale sul palo) e le corrispondenti resistenze, nel rispetto della condizione (6.2.1) e con le prescrizioni di cui al § 7.11.1.

Le azioni trasmesse in fondazione sono determinate, in accordo con quanto riportato al § 7.2.5, dalla corrispondente analisi della struttura in elevazione sotto la combinazione di carico sismico per stato limite ultimo.

La valutazione delle resistenze del complesso pali-terreno soggetto all'azione verticale e trasversale deve essere effettuata nel rispetto delle indicazioni di cui ai §§ 7.11.2 e 7.11.5.2, tenendo conto di eventuali riduzioni di resistenza dei terreni per effetto dell'azione sismica.

Nelle verifiche condotte in termini di tensioni efficaci in terreni saturi si deve tenere conto degli eventuali incrementi di pressione interstiziale indotti dal moto sismico e, in particolare, si deve trascurare il contributo alla resistenza di eventuali strati di terreno suscettibili di liquefazione.

Nelle verifiche nei confronti del collasso per carico limite trasversale si deve porre particolare attenzione alla caratterizzazione geotecnica degli strati di terreno più superficiali.

In presenza di moto sismico, nei pali si sviluppano sollecitazioni dovute sia alle forze inerziali trasmesse dalla sovrastruttura (interazione inerziale) sia all'interazione tra palo e terreno (interazione cinematica).

È opportuno che i momenti flettenti dovuti all'interazione cinematica siano valutati per le costruzioni di classe d'uso III e IV, per sottosuoli di tipo D o peggiori, in siti a sismicità media o alta ( $a_g > 0,25g$ ) e in presenza di elevati contrasti di rigidità al contatto fra strati contigui di terreno.

Le analisi per la valutazione delle sollecitazioni e degli spostamenti dei pali (dovute alle azioni inerziali e all'interazione cinematica) devono tener conto della rigidità flessionale del palo e della dipendenza della rigidità del terreno dallo stato tensionale e deformativo.

Per le fondazioni miste, di cui al § 6.4.3, l'interazione fra il terreno, i pali e la struttura di collegamento deve essere studiata con appropriate modellazioni, allo scopo di pervenire alla determinazione dell'aliquota dell'azione di progetto trasferita al terreno direttamente dalla struttura di collegamento e dell'aliquota trasmessa ai pali. Nei casi in cui l'interazione sia considerata non

significativa o, comunque, si ometta la relativa analisi, le verifiche SLU e SLD devono essere condotte con riferimento ai soli pali. Nei casi in cui si consideri significativa tale interazione e si svolga la relativa analisi, le verifiche SLU e SLD devono soddisfare quanto riportato ai §§ 6.4.3.4 e 6.4.3.5, ove le azioni e le resistenze di progetto ivi menzionate sono da intendersi determinate secondo quanto specificato nel presente capitolo 7.

### **Stato Limite di Danno**

In aggiunta all'analisi della sicurezza delle fondazioni su pali rispetto agli stati limite ultimi, devono essere condotte verifiche nei confronti degli stati limite di danno. In particolare, gli spostamenti permanenti indotti dal sisma non devono alterare significativamente la resistenza della fondazione e devono essere compatibili con la funzionalità dell'opera.

## **7.11.6 OPERE DI SOSTEGNO**

### **7.11.6.1 Requisiti generali**

La sicurezza delle opere di sostegno deve essere garantita prima, durante e dopo il terremoto di progetto.

Sono ammissibili spostamenti permanenti indotti dal sisma che non alterino significativamente la resistenza dell'opera e che siano compatibili con la sua funzione e con quella di eventuali strutture o infrastrutture interagenti con essa.

Le indagini geotecniche devono avere estensione tale da consentire la caratterizzazione dei terreni che interagiscono direttamente con l'opera e di quelli che determinano la risposta sismica locale.

L'analisi sismica delle opere di sostegno deve considerare quei fattori che ne influenzino significativamente il comportamento.

È comunque necessario portare in conto i seguenti aspetti:

- effetti inerziali nel terreno, nelle strutture di sostegno e negli eventuali carichi aggiuntivi presenti;
- comportamento anelastico e non lineare del terreno;
- effetto della distribuzione delle pressioni interstiziali, se presenti, sulle azioni scambiate fra il terreno e l'opera di sostegno;
- condizioni di drenaggio;
- influenza degli spostamenti dell'opera sulla mobilitazione delle condizioni di equilibrio limite.

È ammesso l'uso dei metodi pseudostatici, come specificato nei successivi §§ 7.11.6.2.1 e 7.11.6.3.1.

Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse. Devono essere considerati almeno gli stessi stati limite ultimi di cui ai §§ 6.5.3.1.1, 6.5.3.1.2 e 6.6.2.

### **7.11.6.2 Muri di sostegno**

I sistemi di drenaggio a tergo della struttura devono essere in grado di tollerare gli spostamenti transitori e permanenti indotti dal sisma, senza che sia pregiudicata la loro funzionalità.

Si deve verificare preliminarmente l'esistenza di un adeguato margine di sicurezza a liquefazione dei terreni interagenti con il muro.

### 7.11.6.2.1 *Metodi di analisi*

A meno di analisi dinamiche avanzate, l'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante i metodi pseudostatici e i metodi degli spostamenti.

L'analisi pseudostatica si effettua mediante i metodi dell'equilibrio limite. Il modello di calcolo deve comprendere l'opera di sostegno, il cuneo di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo (se la struttura può spostarsi), e gli eventuali sovraccarichi agenti sul cuneo suddetto.

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad (7.11.6)$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad (7.11.7)$$

dove

$a_{max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (7.11.8)$$

dove

$S$  = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_S$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ ), di cui al § 3.2.3.2;

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente  $\beta_m$  assume i valori riportati nella Tab. 7.11-II.

Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente  $\beta_m$  assume valore unitario.

Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

**Tabella 7.11.II** - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_m$	$\beta_m$
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

Per opere particolari con terrapieno in falda, quali le opere marittime, si devono distinguere due differenti condizioni:

- permeabilità del terreno bassa ( $k < 5 \cdot 10^{-4}$  m/s), in cui l'acqua interstiziale si muove insieme allo scheletro solido;
- permeabilità del terreno elevata ( $k > 5 \cdot 10^{-4}$  m/s), in cui l'acqua interstiziale si muove rispetto allo scheletro solido.

Nel primo caso, per la valutazione dell'azione inerziale il terreno può essere trattato come un mezzo monofase.

Nel secondo caso, gli effetti indotti dall'azione sismica sullo scheletro solido e sull'acqua devono essere valutati separatamente (analisi disaccoppiata).

In presenza di acqua libera contro la parete esterna del muro, si deve tenere conto dell'effetto idrodinamico indotto dal sisma, valutando le escursioni (positiva e negativa) della pressione dell'acqua rispetto a quella idrostatica.

La verifica nei confronti del collasso per scorrimento può essere eseguita anche con il metodo degli spostamenti (§ 7.11.3.5.2). In tal caso, la valutazione delle condizioni di sicurezza è effettuata mediante il confronto tra lo spostamento calcolato e il valore limite o di soglia dello spostamento. La scelta dei valori limite di spostamento deve essere effettuata e opportunamente motivata dal progettista.

### 7.11.6.2 *Verifiche di sicurezza*

I muri di sostegno devono soddisfare le condizioni di stabilità globale con i metodi di analisi di cui al § 7.11.3.5 e le verifiche di sicurezza delle fondazioni di cui al § 7.11.5. In tali verifiche, si richiede il rispetto della condizione (6.2.1) con le prescrizioni di cui al § 7.11.1.

Le azioni da considerare nelle analisi di sicurezza delle fondazioni sono fornite dalla spinta esercitata dal terrapieno, dalle azioni gravitazionali permanenti e dalle azioni inerziali agenti nel muro, nel terreno e negli eventuali sovraccarichi.

In aggiunta all'analisi della sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo, devono essere condotte verifiche nei confronti dello stato limite di danno. In particolare, gli spostamenti permanenti indotti dal sisma devono essere compatibili con la funzionalità dell'opera e con quella di eventuali strutture o infrastrutture interagenti con essa.

### 7.11.6.3 **Paratie**

#### 7.11.6.3.1 *Metodi pseudostatici*

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo.

Le componenti orizzontale e verticale  $a_h$  e  $a_v$  dell'accelerazione equivalente devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici,  $a_h$  può essere legata all'accelerazione di picco  $a_{max}$  attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} \quad (7.11.9)$$

dove  $g$  è l'accelerazione di gravità,  $k_h$  è il coefficiente sismico in direzione orizzontale,  $\alpha \leq 1$  è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e  $\beta \leq 1$  è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

Per le paratie si può porre  $a_v = 0$ .

L'accelerazione di picco  $a_{max}$  è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, ovvero come

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (7.11.10)$$

dove  $S_S$  è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_S$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ ), di cui al § 3.2.3.2, ed  $a_g$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Il valore del coefficiente  $\alpha$  può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva  $H$  della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma di Figura 7.11.2.

Per la valutazione della spinta nelle condizioni di equilibrio limite passivo deve porsi  $\alpha = 1$ .

Il valore del coefficiente  $\beta$  può essere ricavato dal diagramma di Figura 7.11.3, in funzione del massimo spostamento  $u_s$  che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza.

Per  $u_s = 0$  è  $\beta = 1$ . Deve comunque risultare:

$$u_s \leq 0,005 \cdot H. \quad (7.11.11)$$

Se  $\alpha \cdot \beta \leq 0,2$  deve assumersi  $k_h = 0,2 \cdot a_{\max} / g$ .

Possono inoltre essere trascurati gli effetti inerziali sulle masse che costituiscono la paratia.

È necessario verificare che il sito, per effetto del terremoto di progetto, non sia suscettibile di liquefazione. In caso contrario occorre predisporre le misure necessarie perché non si verifichi tale fenomeno.

Per valori dell'angolo d'attrito tra terreno e parete  $\delta > \phi'/2$ , ai fini della valutazione della resistenza passiva è necessario tener conto della non planarità delle superfici di scorrimento.

### 7.11.6.3.2 Verifiche di sicurezza

Per le paratie devono essere soddisfatte le condizioni di sicurezza rispetto ai possibili cinatismi di collasso verificando il rispetto della condizione (6.2.1) con le prescrizioni di cui al § 7.11.1.

Nelle verifiche, per azioni si intendono le risultanti delle spinte a tergo della paratia e per resistenze si intendono le risultanti delle spinte a valle della paratia e le reazioni dei sistemi di vincolo.

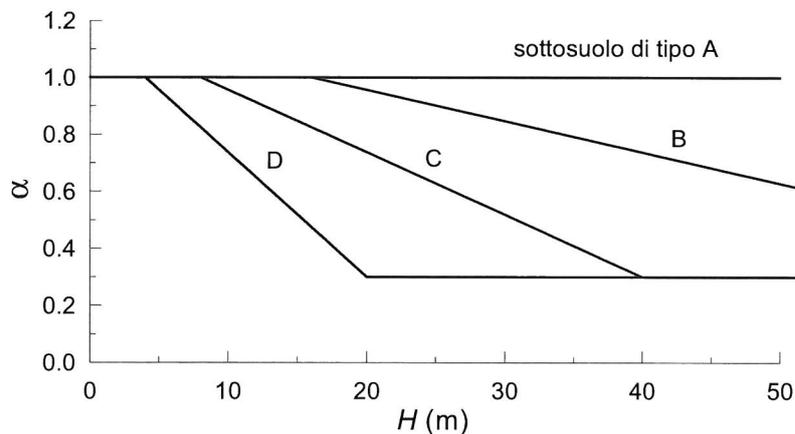


Figura 7.11.2 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità  $\alpha$

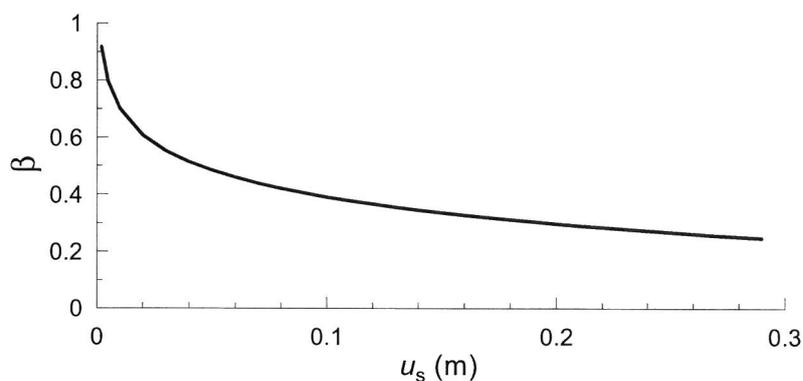


Figura 7.11.3 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento  $\beta$ .

#### 7.11.6.4 Sistemi di vincolo

Gli elementi di contrasto sollecitati a compressione (puntoni) devono essere dimensionati in maniera che l'instabilità geometrica si produca per forze assiali maggiori di quelle che provocano il raggiungimento della resistenza a compressione del materiale di cui sono composti. In caso contrario si deve porre  $\beta = 1$ .

Nel caso di strutture ancorate, ai fini del posizionamento della fondazione dell'ancoraggio si deve tenere presente che, per effetto del sisma, la potenziale superficie di scorrimento dei cunei di spinta presenta un'inclinazione sull'orizzontale minore di quella relativa al caso statico. Detta  $L_s$  la lunghezza libera dell'ancoraggio in condizioni statiche, la corrispondente lunghezza libera in condizioni sismiche  $L_e$  può essere ottenuta mediante la relazione:

$$L_e = L_s \left( 1 + 1,5 \cdot \frac{a_{\max}}{g} \right) \quad (7.11.12)$$

dove  $a_{\max}$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito.

Gli elementi di ancoraggio devono avere resistenza e lunghezza tali da assicurare l'equilibrio dell'opera prima, durante e dopo l'evento sismico.

Si deve inoltre accertare che il terreno sia in grado di fornire la resistenza necessaria per il funzionamento dell'ancoraggio durante il terremoto di riferimento e che sia mantenuto un margine di sicurezza adeguato nei confronti della liquefazione.

##### 7.11.6.4.1 Verifiche di sicurezza

Per i sistemi di vincolo devono essere verificate le condizioni di sicurezza. In particolare, per gli ancoraggi, in aggiunta alle verifiche strutturali, deve essere soddisfatta la verifica di sicurezza allo sfilamento della fondazione. In tale verifica, si richiede il rispetto della condizione (6.2.1) con le prescrizioni di cui al § 7.11.1, intendendo per azione il valore della forza agente nell'ancoraggio e per resistenza la risultante delle tensioni tangenziali limite sulla superficie laterale della fondazione dell'ancoraggio.

## **ALLEGATO 3.c**

### **Risultati prove geofisiche**

SONDAGGIO	$V_{S30}$
	[m/s]
S2	757

PROVA DOWN HOLE (DH)

PROVA	$V_{S30}$
	[m/s]
PSP S1	610
PSP S2	702
PSP S5	734
PSP S6	740
PSP S7	752

PROVE SISMICHE PASSIVE (PSP)

RISULTATI DELLE PROVE SISMICHE