

COMUNE DI SANTA MARIA A MONTE

(PISA)

AMPLIAMENTO CIMITERO DI MONTECALVOLI VIA DEL CIMITERO DI MONTECALVOLI PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA E DEFINITIVO – ESECUTIVO LOTTO 1

Relazione geologica

(D.M. 17/01/18 – N.T.A. DEL. C.I. 185/04 - D.P.G.R. 36/R – D.P.G.R. 48/r)

COMMITTENZA: AMMINISTRAZIONE COMUNALE SANTA MARIA A MONTE

PROGETTISTA: ARCH. FABIANO BERTELLI

GEOLOGO : Dott. PAOLO GIANI

MAGGIO 2020

PREMESSA

In ottemperanza al D.M. 17.1.18 viene redatta la presente relazione geologica relativa all'ampliamento del cimitero (Lotto 1) di Montecalvoli nel comune di Santa Maria a Monte.

Il presente studio verifica in primo luogo la fattibilità urbanistica dell'intervento edilizio nei riguardi delle normative comunali e sovracomunali e in secondo luogo definisce stratigrafia e parametri geotecnici del terreno di appoggio di un piccolo muretto di confine posto al margine sud del lotto di intervento.

L'indagine effettuata in loco è consistita in n. 1 prova penetrometrica statica, mentre la classificazione del suolo di fondazione per la definizione dell'azione sismica di progetto viene definita a partire da un'indagine sismica effettuata entro l'area cimiteriale e messa a disposizione da parte dell'Amministrazione Comunale, pertanto in accordo con le disposizioni contenute nel D.P.G.R. n. 36/R.

Le condizioni di pericolosità ed il conseguente grado di fattibilità geologica definito per il lotto 1 in esame, alla luce delle cartografie di base disponibili, sono validi anche relativamente al progetto di fattibilità tecnico-economico dell'ampliamento del cimitero redatto dall'Arch. Fabiano Bertelli per lo sviluppo del Lotto n. 2 (blocco loculi), ferma restando la necessità, in fase esecutiva, dell'esecuzione di indagini geognostiche di dettaglio in accordo con la classe di indagine dell'intervento edilizio ai sensi del D.P.G.R. n. 36/R.

- 1.NORME SOVRAORDINATE AL P.R.G. SUL RISCHIO GEOMORFOLOGICO ED IDRAULICO

Facendo riferimento agli elaborati di base esistenti risulta che:

- la **CARTA GUIDA DELLE AREE ALLAGATE**, redatta nell'ambito dell'Approvazione del Piano Stralcio relativo alla riduzione del rischio idraulico nel bacino del Fiume Arno – DPCM 5/11/1999, non inserisce l'area di studio in zone soggette ad allagamenti seppur eccezionali;
- per quanto attiene il **PROGETTO DI PIANO STRALCIO ASSETTO IDROGEOLOGICO** approvato dal Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino del Fiume Arno (DPCM 6/05/2005) l'area non rientra in zone classificate a geomorfologica elevata o molto elevata (vedi stralci cartografici allegati).

- Nella cartografia a supporto del **P.G.R.A.** (Piano di gestione del rischio alluvioni, redatto ai sensi della direttiva 2007/60/CE e del decreto legislativo 23 febbraio 2010, n. 49, adottato in data 17/12/2015) l'area in esame risulta esclusa dalle perimetrazioni delle aree a pericolosità di alluvione.
- In relazione alle misure di salvaguardia adottate dalla Regione Toscana in materia di rischio idraulico e tutela dei corsi d'acqua (**L.R. 41/2018**) si rileva che l'area in esame è esterna alle fasce della larghezza di 10 metri dai cigli di sponda o dal piede esterno degli argini dei corsi d'acqua censiti nel comune di Santa Maria a Monte, per cui non è soggetta ai vincoli di cui all' art. 1.

2.CARTOGRAFIA DI PIANO STRUTTURALE

Si allegano alla perizia idrogeologica gli stralci delle carte di rischio geomorfologico ed idraulico redatte a supporto del Piano Strutturale del comune di Santa Maria a Monte. L'area di intervento risulta classificata come segue ai sensi del D.P.G.R. n. 53/R (cfr. Stralci cartografie scala 1:10000 all.):

➤ **PERICOLOSITA' GEOMORFOLOGICA (CLASSE G2 – PERICOLOSITA' GEOMORFOLOGICA MEDIA)**
Ricadono in questa classe “.....aree in cui sono presenti fenomeni franosi inattivi e stabilizzati (naturalmente o artificialmente); aree con elementi geomorfologici, litologici e giacitureali dalla cui valutazione risulta una bassa propensione al dissesto; corpi detritici su versanti con pendenze inferiori al 25%..”

➤ **PERICOLOSITA' IDRAULICA (CLASSE I1 – PERICOLOSITA' IDRAULICA BASSA)**
CLASSE I1: Ricadono in questa classe “Aree collinari o montane prossime ai corsi d'acqua per le quali ricorrono le seguenti condizioni:

- a) *Non vi sono notizie storiche di inondazioni*
- b) *Sono in situazione favorevole di alto morfologico, di norma a quote altimetriche superiori rispetto alla quota posta a ml 2 sopra il piede esterno dell'argine o, in mancanza, al ciglio di sponda*

➤ **PERICOLOSITA' SISMICA (CLASSE S2 – PERICOLOSITA' SISMICA MEDIA)**

Ricadono in questa classe “.....zone suscettibili di instabilità di versante inattiva e che pertanto potrebbero subire una riattivazione dovuta ad effetti dinamici quali possono verificarsi in occasione di eventi sismici; zone stabili suscettibili di amplificazioni locali (che non rientrano tra quelli previsti per la classe di pericolosità sismica S.3)

➤ ***Vulnerabilità Classe 3a (media)***

“Corrisponde a situazioni in cui la risorsa idrica considerata presenta un certo grado di protezione, insufficiente tuttavia a garantirne la salvaguardia...”

La fattibilità conseguente ai gradi di pericolosità sopra evidenziati è senza particolari limitazioni (1) dal punto di vista idraulico e condizionata (2) in merito al grado geologico-geomorfologico e sismico.

Nel caso specifico, alla luce della conformazione morfologica dell'area di intervento e del progetto architettonico non si ravvisano problematiche di tipo geotecnico relativamente al muro di confine in progetto purchè le fondazioni siano attestate al di sotto del suolo pedologico maggiormente sensibile alle variazioni di umidità stagionali, stimato dell'ordine dei 60cm.

3.GEOMORFOLOGIA, GEOLOGIA E IDROGEOLOGIA DEL SITO

Durante il rilevamento geomorfologico eseguito, non sono stati evidenziati fenomeni gravitativi in atto né segni geomorfologici precursori di dissesto in concordanza con quanto indicato nelle cartografie del P.A.I. Il muro di confine in progetto andrà ad attestarsi ad una quota media sul l.m.m. di circa 45,0 metri, nella parte alta di un declivio che degrada con pendenze variabili verso sud-sudest.

A livello di area complessiva non si rilevano entro il lotto di intervento rigonfiamenti o avvallamenti del terreno, “fuori piombo” di essenze arboree di alto fusto, pali o tralicci, né infine sono evidenti lesioni, crepe o solchi d'erosione sul terreno né indizi di trasporto di materiale solido verso le aree adiacenti.

Dal punto di vista geologico la zona è inserita nel domino delle Cerbaie il quale si estende per largo tratto del territorio circostante al sito in oggetto.

I litotipi comunemente presenti nel substrato più superficiale sono rappresentati da sabbie limo-argillose, generalmente arrossate per ossidazione, e ghiaie fluviali arrotondate, che si possono osservare frequentemente in affioramento lungo le scarpate raccordanti i pianori sommitali; questi terreni pleistocenici (Formazione di Casa Poggio ai Lecci) sono poi ricoperti da un livello di suolo superficiale pedologico-arativo dello spessore di circa 0.60±1,2 mt.

I suoli superficiali, nelle zone dove prevalgono sedimenti sabbioso-limosi e limo-sabbiosi garantiscono un apprezzabile drenaggio verticale. Nei siti dove invece prevalgono sedimenti fini limo-argillosi l'infiltrazione verticale risulta difficoltosa per cui la filtrazione delle acque piovane si concentra nel primo metro provocando nei periodi molto umidi saturazioni e ristagni temporanei. In merito alla circolazione idrica nel sottosuolo e quindi alle condizioni idrogeologiche locali, sulla base di quanto osservato durante l'esecuzione delle indagini non si è evidenziata la presenza di acqua sotterranea di falda per la profondità indagata (circa 10 m) .

4.MODELLAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA DEL SITO

4.1 – Stratigrafia e parametrizzazione geomeccanica

La prova effettuata, unitamente alle informazioni geologiche desunte dalle osservazioni sui luoghi, consente di caratterizzare il sottosuolo di intervento, differenziandolo nei livelli a diverso grado di addensamento. Sulla base delle correlazioni empiriche e semiempiriche proposte dalla letteratura specializzata ed in ragione della diversa resistenza geomeccanica dei terreni rilevati, si sono quindi attribuiti i parametri geotecnici ai vari litotipi differenziati nel sottosuolo dell'area sottoposta ad indagine.

L'interpretazione sotto riportata risente della naturale approssimazione caratteristica delle prove indirette, per cui la definizione litologica, derivando da correlazioni empiriche, può

talvolta non rispondere alla realtà; la stratigrafia dedotta dalle indagini è stata correlata, per quanto possibile, con l'osservazione diretta del terreno rimasto sulle aste penetrometriche.

Dato poi che le prove penetrometriche consentono un'interpretazione puntuale del terreno investigato, si ritiene necessario verificare in fase esecutiva l'omogeneità del terreno di appoggio delle fondazioni. Per i parametri efficaci sono stati considerati, in via cautelativa, valori ridotti rispetto a campioni analizzati in laboratorio in contesti omologhi. Facendo riferimento alla sezione litostratigrafica all., gli orizzonti litologici con differenti caratteristiche geotecniche individuati lungo la verticale d'indagine sono i seguenti:

LITOTIPO A: TERRENI MISTI SABBIOSO ARGILLOSI DI BUONA CONSISTENZA/ADDENSAMENTO. Questo litotipo è stato individuato a partire dal piano di prova fino a 3,8mt e da 5,6mt a 9,4mt. In relazione ai parametri meccanico-fisici possono essere derivati i seguenti valori:

- Resistenza statica alla punta	$24 < Q_c < 56 \text{ Kg/cm}^2$
- Coesione non drenata	$C_u = 0,9-1,80 \text{ kg / cm}^2$
- Peso di volume	$\gamma = 1.85 \text{ kg/dmc}$
- Angolo di attrito interno	$\phi = 28^\circ-31^\circ$
- Modulo di deformazione edometrico	$72 < M_o < 170 \text{ Kg/cm}^2$
- Angolo di attrito efficace	$\phi' = 26^\circ$
- Coesione efficace	$C' = 0,10 \text{ kg / cm}^2$

LITOTIPO B: LIMI ARGILLOSI DI MEDIA CONSISTENZA. Questo litotipo è stato individuato tra 3,8mt e 5,6mt dal piano di prova. In relazione ai parametri meccanico-fisici possono essere derivati i seguenti valori:

- Resistenza statica alla punta	$15 < Q_c < 19 \text{ Kg/cm}^2$
- Coesione non drenata	$C_u = 0,67-0,78 \text{ kg / cm}^2$

- Peso di volume	$\gamma = 1.85 \text{ kg/dmc}$
- Modulo di deformazione edometrico	$50 < M_o < 58 \text{ Kg/cmq}$
- Angolo di attrito efficace	$\phi' = 18^\circ$
- Coesione efficace	$C' = 0,15 \text{ kg / cmq}$

LITOTIPO C: SABBIE ADDENSATE/CEMENTATE. Questo litotipo è stato individuato a partire da 9,4mt e rappresenta l'ultimo orizzonte investigato. In relazione ai parametri meccanico-fisici possono essere derivati i seguenti valori:

- Resistenza statica alla punta	$118 < Q_c < 290 \text{ Kg/cmq}$
- Angolo di attrito interno	$\phi = 34^\circ - 40^\circ$
- Peso di volume	$\gamma = 1.85 \text{ kg/dmc}$
- Modulo di deformazione edometrico	$354 < M_o < 870 \text{ Kg/cmq}$
- Angolo di attrito efficace	$\phi' = 29^\circ$
- Coesione efficace	$C' = 0,04 \text{ kg / cmq}$

4.2 - Parametri geotecnici caratteristici

Per valore caratteristico si intende quel valore al quale è associata una prefissata probabilità di non superamento. I valori caratteristici di C' e Φ' sono determinabili con le seguenti relazioni:

$$(1) \Phi'k = \Phi'm(1+X V\Phi)$$

$$(2) C'k = C'm(1+X VC)$$

dove:

$\Phi'k$ = valore caratteristico dell'angolo di attrito interno

$C'k$ = valore caratteristico della coesione

$\Phi'm$ = valore medio dell'angolo di attrito

$C'm$ = valore medio della coesione

$V\Phi$ = coefficiente di variazione (COV) di Φ' , definito come il rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori di Φ'

VC = coefficiente di variazione (COV) di C' , definito come il rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori di C'

X = parametro dipendente dalla legge di distribuzione della probabilità e dalla probabilità di non superamento adottata

L'Eurocodice 7 fissa, per i parametri della resistenza al taglio, una probabilità di non superamento del 5%, alla quale corrisponde, per una distribuzione di tipo gaussiano, un valore di X uguale a -1,645. Per lavori rilevanti e di grande impatto sul terreno è opportuno utilizzare il metodo suggerito dall'EC7. Dalle "Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (CSLP) sulle NTC risulta che, per modesti lavori, per pervenire ad una scelta corretta dei valori caratteristici appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi ("media spaziale") quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno (es. terreno di sedime di fondazioni superficiali) con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti.

Valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici appaiono invece più giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno (ad esempio terreno di base di un palo) con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua insufficiente rigidità.

Ai fini della relativa progettazione geotecnica riteniamo corretta la definizione dei seguenti **parametri caratteristici** per le verifiche sulle fondazioni, stimati, a vantaggio della sicurezza, intorno ai valori minimi dei "dati disaggregati":

Fondazioni

LITOTIPO	ϕ	γ (g/cm ³)	M_0 (Kg/cm ²)	C_u (Kg/cm ²)	ϕ'	C' (Kg/cm ²)
A	28°	1.85	70	0,90	26°	0,10
B	-	1.85	50	0,67	18°	0,15
C	34°	1.85	350	-	29°	0,04

5 ASPETTI SISMICI ED AZIONI SISMICHE

5.1 Zonizzazione sismica dell'area

In relazione alle disposizioni dell'aggiornamento delle *norme tecniche per le costruzioni*' (D.M. 17.01.2018), la stima della pericolosità sismica è effettuata con approccio "sito dipendente". L'azione sismica di progetto viene definita in funzione della pericolosità di base del sito.

I caratteri del moto sismico (su sito di riferimento rigido orizzontale) sono descritti dalla distribuzione su territorio nazionale delle seguenti grandezze, sulla base delle quali sono definite le forme spettrali per la generica probabilità di eccedenza nel periodo di riferimento PV_R :

a_g = *accelerazione 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*

Il valore di a_g è desunto direttamente dalla pericolosità di riferimento, mentre F_0 e T_c^* sono calcolati in modo che gli spettri di risposta elastici in accelerazione, velocità e spostamento forniti dalle NTC approssimino al meglio i corrispondenti spettri di risposta elastici in accelerazione, velocità e spostamento derivanti dalla pericolosità di riferimento.

Lo scuotimento del suolo così individuato deve essere corretto per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali del sottosuolo del sito di costruzione e dalla morfologia della superficie. Vengono pertanto determinati *categoria di suolo di fondazione e categoria topografica* e relativi *coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica*. In questo caso per la loro definizione è

stata condotta una specifica prospezione geofisica utilizzando la metodologia MASW e l'analisi del locale andamento topografico.

INTERPRETAZIONE DEI DATI

Per l'interpretazione dei dati è stato impiegato il software winMASW, il quale consente la determinazione di profili verticali della velocità delle onde di taglio V_s tramite l'inversione delle curve di dispersione ottenute, effettuata con algoritmi "genetici". Tale programma è in grado di operare sui records in formato SGY prodotti dalla strumentazione Ambrogeo secondo la procedura specifica descritta nel capitolo introduttivo della relativa relazione.

5.2 Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche

Categorie di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3 delle NTC 2018. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_S . I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità V_S per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2 delle NTC 2018.

I valori di V_S sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

con: h_i spessore dell' i -esimo strato;

$V_{S,i}$ velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;

N numero di strati;

H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_S non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato 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.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{S,eq}$ è definita dal parametro $V_{S,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Per queste cinque categorie di sottosuolo, le azioni sismiche sono definibili come descritto al § 3.2.3 delle presenti norme (NTC 2018). Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

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.III):

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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

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.

Per la determinazione del parametro $V_{S,eq}$ e definizione della categoria di suolo di fondazione del sito di progetto è stata condotta una indagine sismica *in situ* con tecnica *M.A.S.W.* in corrispondenza del lotto di interesse.

L'elaborazione dei risultati ha permesso di individuare la corrispondenza tra $V_{S,eq}$ con $V_{S,30}$ e che nel caso specifico **la categoria di sottosuolo del sito in esame è assimilabile al tipo B** secondo la tabella 3.2.II delle NTC 2018, corrispondente a:

“Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori del V_{S30} 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)”, **in un contesto topografico riconducibile (in via cautelativa, essendo in realtà il dislivello rispetto alla piana adiacente di 28mt) alla categoria T2.**

Per i parametri sismici del sito di intervento e per la descrizione dell'indagine sismica si rimanda agli allegati specifici.

5.3 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 e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale. Alle azioni sismiche contribuiscono i ***parametri statici***, che dipendono essenzialmente dalla sorgente del terremoto (accelerazione di picco orizzontale al suolo a_0 , intensità macrosismica **I**) ed i ***parametri dinamici***, che dipendono dalla posizione e dalle caratteristiche geologiche del sito (fattori di amplificazione **S** e **Fo**) e dal periodo dello spettro di risposta (periodi di oscillazione massima del suolo). Entrambi i parametri definiscono la pericolosità sismica dell'area. Come già accennato, 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 come definita al § 3.2.2 delle NTC 2018), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PV_R come definite nel § 3.2.1 (NTC 2018), nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4 (NTC 2018). In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica locale dell'area della costruzione. Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento PV_R nel periodo di riferimento 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^* valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per i valori di a_g , F_0 e T_C^* , necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si fa riferimento agli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n.29, ed eventuali successivi aggiornamenti.

5.3.1 Periodo di riferimento

Il primo aspetto da considerare riguarda la definizione del *periodo di riferimento* V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la *vita nominale di progetto* V_N per il *coefficiente d'uso* C_U .

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

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

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_u

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_u	0,7	1,0	1,5	2,0

Nel caso specifico, in base a quanto comunicato dal Progettista, si ha:

$$V_r = V_n * C_u = 50 * 0,7 = \mathbf{35 \text{ anni}}$$

5.3.2 Stati limite e relative probabilità di superamento

Nei confronti delle azioni sismiche, sia gli Stati limite di esercizio (SLE) che gli Stati limite ultimi (SLU) 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 (**SLE**) comprendono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO)**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione 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 e 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 (**SLU**) comprendono:

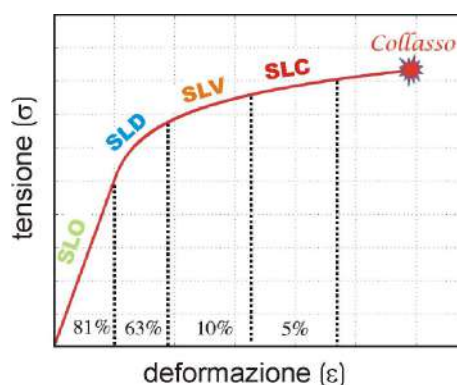
- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza 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 Tab. 3.2.I.

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} in funzione 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%



5.3.3 Valutazione dell'azione sismica

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. Nelle espressioni per il calcolo degli spettri di risposta elastici in accelerazione, orizzontali e verticale, ai fini della descrizione delle componenti traslazionali indicate (si rimanda al § 3.2.3.2 delle NTC 2018 per dettagli e approfondimenti) compare il coefficiente **S** che tiene conto dell'amplificazione dell'azione sismica dipendente dalla categoria di sottosuolo e dalle condizioni topografiche locali mediante la relazione: $S = S_s \cdot S_T$

Il coefficiente **S_s** (contributo correlato all'assetto stratigrafico) deriva dalla tab 3.2 IV delle NTC 2018:

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,35}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Il coefficiente **S_T** (contributo correlato all'assetto topografico) deriva dalla tabella 3.2.V delle NTC 2018:

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

nel caso specifico avremo: $S_s = 1,2$ (categoria di sottosuolo **B**)

$S_T = 1,2$ (categoria topografica **T2**)

da cui $S = 1,44$

5.3.4 Azioni sismiche: dati di riferimento di base

Con l'ausilio del programma fornito gratuitamente *on line* dalla ditta *GEOSTRU* sono stati calcolati i parametri sismici riferiti al sito in esame per il due stati limite SLV e SLD, e riportati in allegato.

6. RISCHIO SISMICO POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

Il potenziale di liquefazione prodotto per tensioni cicliche derivate da un evento tellurico nasce dall'istantaneo incremento di pressioni neutre sottoposte all'accelerazione sismica, che possono comportare il totale annullamento delle pressioni effettive intergranulari, determinando il completo decadimento della resistenza tangenziale di un terreno a comportamento esclusivamente granulare.

Perché ciò possa accadere occorre che il sedimento non sia dotato di coesione e che il drenaggio non sia talmente rapido da avvenire istantaneamente. Per tali motivazioni, soltanto i depositi sabbiosi fini monogranulari, saturi e non addensati risultano soggetti a tale tipo di rischio.

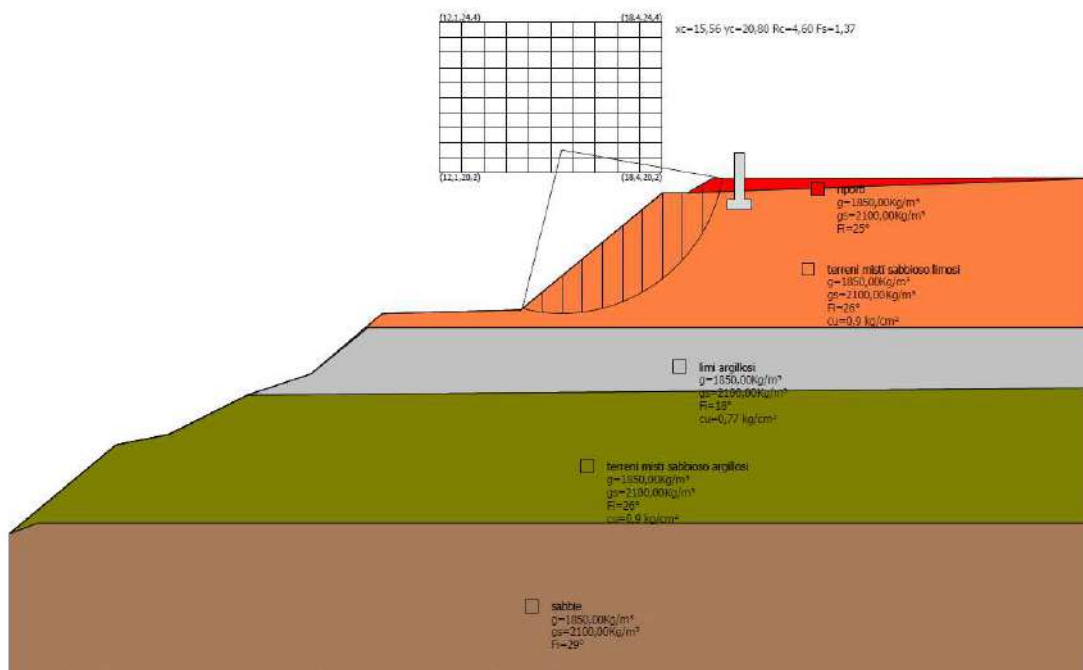
Nel caso esaminato in questa sede, l'assenza di falda fa ritenere che la potenzialità di liquefazione sia del tutto assente per l'area di indagine.

7. VERIFICA DI STABILITA' DEL COMPLESSO OPERA/PENDIO

La verifica di stabilità del complesso opera/pendio (RIPORTATA PER ESTESO IN ALLEGATO) è stata effettuata con il metodo di Bishop nella situazione più penalizzante ovvero tenendo conto degli effetti dell'azione sismica. A tal riguardo si sottolinea come l'interazione del piccolo muro di confine con il versante si esaurisce già entro il primo ciglio a

valle, per cui la maglia dei centri è stata collocata per verificare la stabilità fino al piede del primo ciglio a valle dell'opera muraria.

I risultati mostrano come il minimo valore di F_s venga raggiunto per un cerchio di rottura che attraversa il ciglio lato valle dove assume il valore di 1,37, eccedente il grado di sicurezza ritenuto accettabile ai sensi delle NTC 2018.



8. D.P.G.R. 48/R e succ. mod.

Alla luce delle indagini effettuate e delle cartografie di base disponibili le conclusioni che possono essere tratte in relazione alla richiesta in esame sono le seguenti:

- Il regime idrologico sia delle acque superficiali che sotterranee non viene influenzato dalle opere in progetto; le opere oggetto della presente infatti, non ostacolano il

normale deflusso delle acque superficiali e non creano condizioni di rischio per il verificarsi di smottamenti, franamenti o altri movimenti gravitativi

- Le acque meteoriche alla luce della conformazione morfologica sub-orizzontale e della buona permeabilità dei terreni superficiali tendono a infiltrarsi senza determinare ristagni superficiali o trasporto di materiale solido verso le aree adiacenti; è prevista altresì una accurata regimazione delle acque affluenti da ovest mediante un sistema di pozzetti e canalizzazioni collegati alla fognatura pubblica corrente lungo via del Cimitero

- L'intervento prevederà opere di scavo legate al rimodellamento per il livellamento del lotto, per l'accesso all'area di cantiere da parte dei mezzi meccanici e per la realizzazione delle strutture fondali del piccolo muretto di confine; il terreno scavato, quantificato in poco meno di 100mc, sarà risistemato totalmente entro la proprietà senza alcun rischio di alterazione dell'assetto idrogeologico dei luoghi. La risistemazione avverrà senza determinare apprezzabili modificazioni di assetto o pendenza dei terreni. Si dovrà quindi provvedere ad un adeguato compattamento del terreno stesso (procedendo per strati), evitando che abbiano così a verificarsi fenomeni erosivi e di ristagno. Le terre di scavo dovranno essere sottoposte alla disciplina di cui al D.P.R. 120 DEL 13 Giugno 2017.

- Alla luce delle cartografie di base disponibili e dell'indagine geognostica condotta in loco si ritiene che l'area di imposta del muro di confine sia stabile dal punto di vista geomorfologico. La verifica di stabilità del complesso opera/pendio infatti, effettuata con il metodo di Bishop nella situazione più penalizzante ovvero tenendo conto degli effetti dell'azione sismica, mostra come il minimo valore di F_s venga raggiunto per un

cerchio di rottura che attraversa il ciglio lato valle dove assume il valore di 1,37, eccedente il grado di sicurezza ritenuto accettabile ai sensi delle NTC 2018.

Rimango a disposizione del Progettista e dello Strutturista per chiarimenti in merito al presente relazione e/o per problematiche da valutarsi in fase esecutiva.

Castel del Bosco, 11/05/2020


















Il Geologo

APPENDICI

- Perimetrazione delle aree con pericolosità geomorfologica (tratta da PAI - Bacino del fiume Arno) scala 1:25000
- Estratto P.G.R.A
- Carta dei Vincoli
- Carta Geologica scala 1:10.000
- Carta litotecnica scala 1:5000
- Carta della vulnerabilità idrogeologica
 - Carta di pericolosità geomorfologica (da P.S.)
 - Carta di pericolosità idraulica (da P.S.)
 - Carta di pericolosità sismica (da P.S.)
- Corografia C.T.R. scala 1:1000
- Planimetria generale con individuazione scavi e riporti
- Planimetria generale con schema regimazione acque piovane
- Piante con ubicazione indagini
- Sezione litostratigrafica scala 1:100
- Elaborati prova penetrometrica statica CPT1
- Indagine Sismica MASW
- Parametri sismici
- Verifica di stabilità

ESTRATTO REGOLAMENTO URBANISTICO - CARTA dei VINCOLI QC3

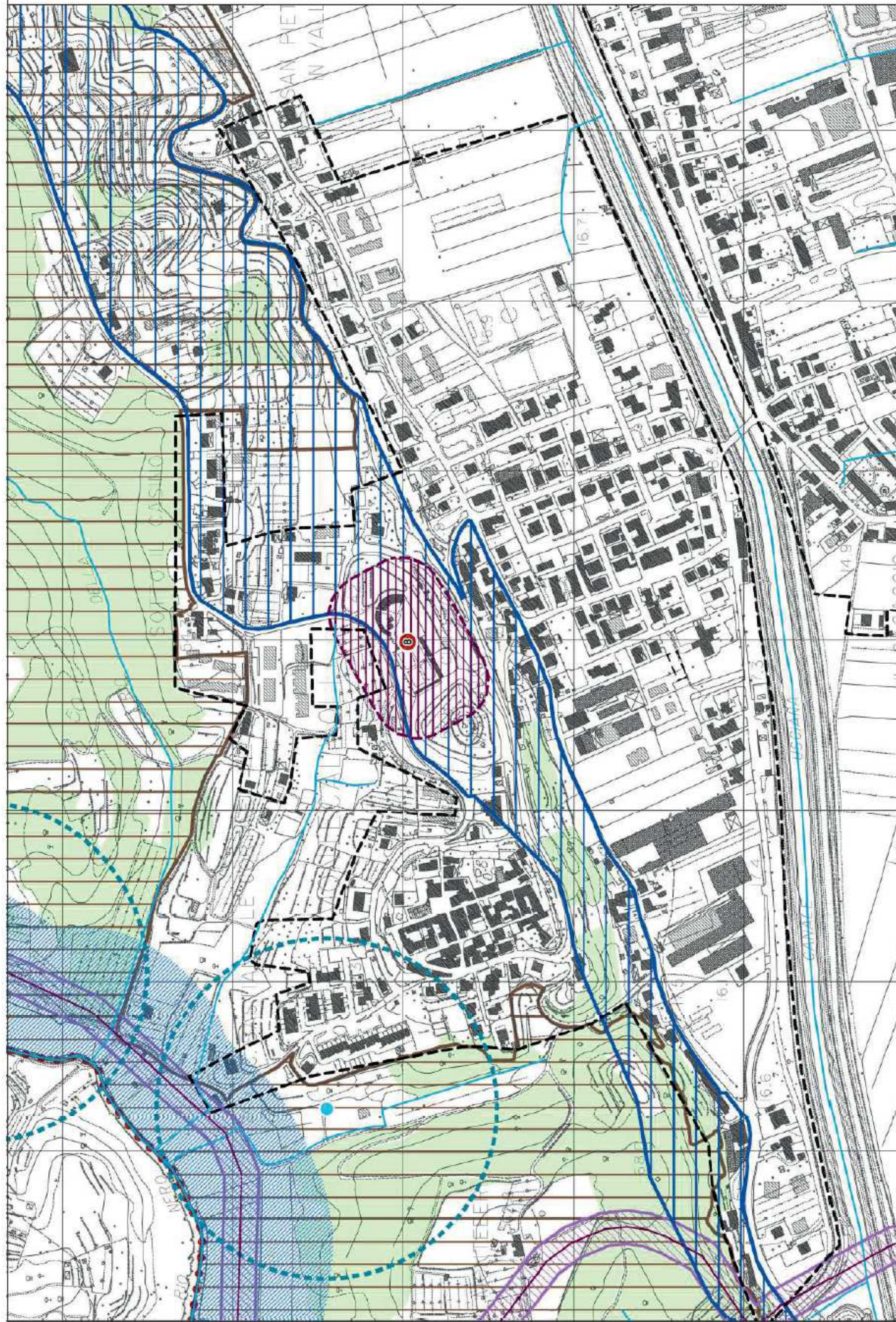
LEGENDA

-  Beni architettonici tutelati ai sensi della Parte II del D.Lgs. 42/2004
- 1- Complesso Villa Mayer già fattoria Medicea
- 2- Canonica della Chiesa di Santa Cristina alle Pianure
- 3- Chiesa di Santa Cristina alle Pianure
- 4- Cimitero di proprietà comunale Loc. Pianore
- 5- Cimitero di proprietà comunale Santa Maria a Monte
- 6- Chiesa della Madonna
- 7- Complesso architettonico costituito dalla torre, dai resti della cinta muraria e dell'ex Casa del Fascio con annesso residence
- 8- Cimitero di proprietà comunale Loc. Montecalvoli
- 9- Chiesa e campanile dei Santi Giuseppe e Anna
- 10- Cimitero di proprietà comunale Loc. San Donato
Fonte: P.I.T.
-  "Zona del Parco della Rimembranza e del centro storico" D.Lgs. 42/04 art. 136 co. 1 lettera d) ex L. 1497/39, Vincolo D.M. 17/05/1958 G.U. 127/1958
Fonte: P.I.T.
-  Territori contigui ai laghi compresi in una fascia di profondità di 300 metri, a partire dalla linea di battigia, anche per i territori elevati sui laghi (D.Lgs. 42/04 art. 142, co. 1 lettera b)
Fonte: P.I.T.
-  Area di rispetto di 150 metri dalle sponde dei fiumi, torrenti, e corsi d'acqua (D.Lgs. 42/04 art. 142, co. 1 lettera c - ex L. 431/65)
Fonte: P.I.T.
-  Territori coperti da foreste e da boschi (D.Lgs. 42/04 art. 142, co. 1 lettera g - ex 431/65)
Fonte: O.C. di P.S. con aggiornamento diretto
-  Aree peronee da incendi (D.Lgs. 42/04 art. 142, co. 1 lettera g)
Fonte: Analisi agronomiche O.C. di P.S.
-  Rete idraulica con fascia di rispetto di 10 metri dagli argini o dai cigli di sponda (L.R. 27 dicembre 2012, n. 79)
Fonte: Regione Toscana
-  Vincolo idrogeologico (R.D. 3267/1923)
Fonte: O.C. di P.S.
-  Impianti di captazione ad uso acquedotto pubblico e relativa area di rispetto (Art. 94 D.Lgs. 152/2006)
Fonte: O.C. di P.S.
-  Vincolo dimorfale
Fonte: Ufficio tecnico Comunale
-  Perimetro dei centri abitati (P.R.G. 1965)
Fonte: Ufficio tecnico Comunale
-  Vincolo impianti di depurazione delle acque reflue (DM 11/11/99 art. 1.2)
Fonte: O.C. di P.S.
- Elettrodoti e relativa fascia di rispetto (Cfr. D.M. 28/05/2008)**
-  Linea 132 KV - Fascia di rispetto di 18 m.
-  Linea 220 KV - Fascia di rispetto di 32 m.
-  Linea 380 KV - Fascia di rispetto di 42 m.
Fonte: ARPAT
-  Metanodotto e relativa fascia di rispetto
Fonte: Ufficio tecnico Comunale
-  Sito di importanza regionale - S.I.R. 63 Cerbaie (Art. 62)
Fonte: P.I.T.

Riferimenti cartografici di base

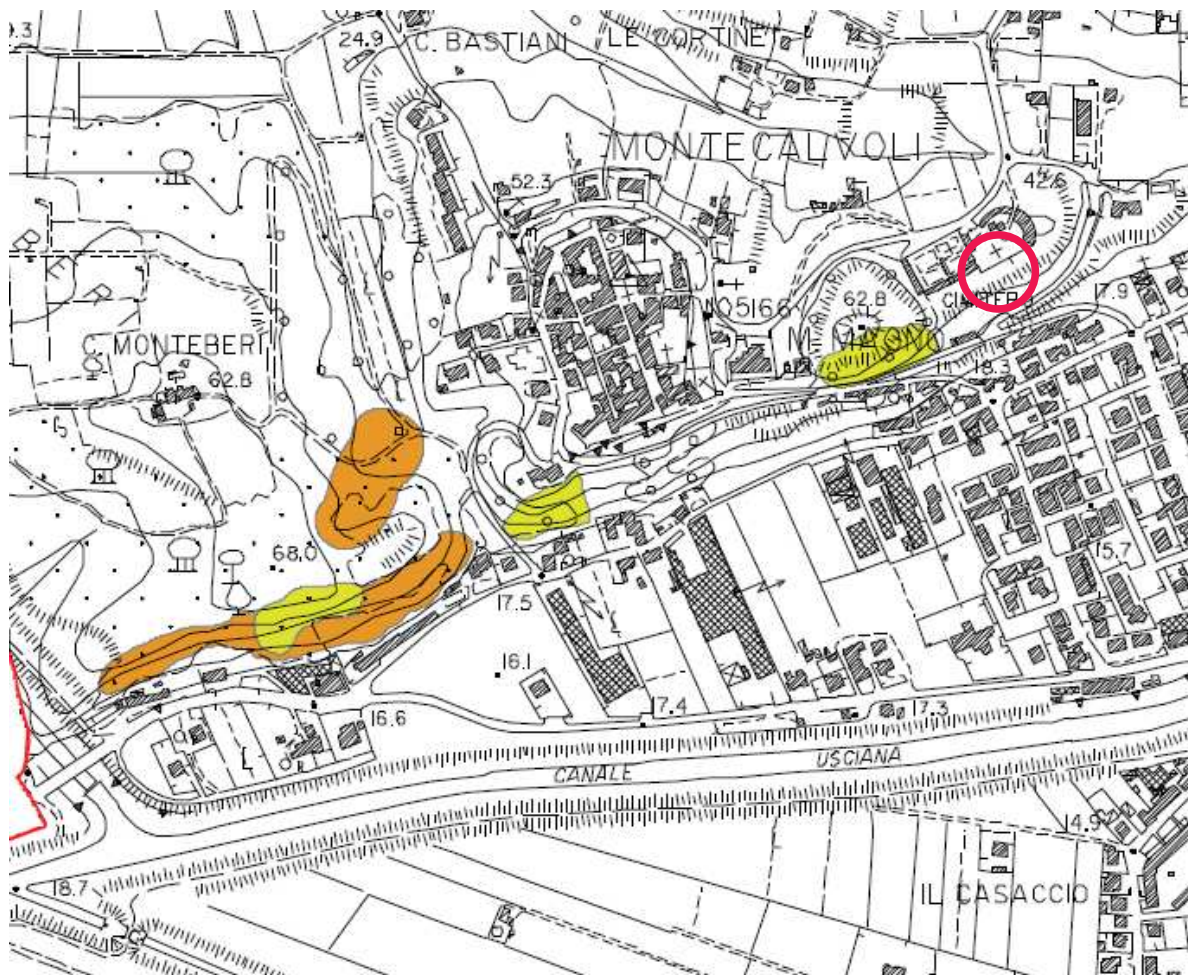
-  Edificio aggiornato al 2015
-  Viabilità aggiornata al 2015
-  Confine comunale


Cartografia di base: C.T.R. Scala 1:2.000 e 1:10.000



**TAV.
n° 7a**

**SINTESI DELLE CONOSCENZE
Carta della Pericolosità
Geomorfologica - PAI**



 Area di intervento

Legenda



Confine Comunale



PF 4 - pericolosità molto elevata da frana: pericolosità indotta da fenomeni franosi attivi che siano anche causa di rischio molto elevato;



PF 3 - pericolosità elevata da frana: pericolosità indotta da fenomeni franosi attivi o da fenomeni franosi inattivi che presentano segni di potenziale instabilità (frane quiescenti) causa potenziale di rischio elevato;

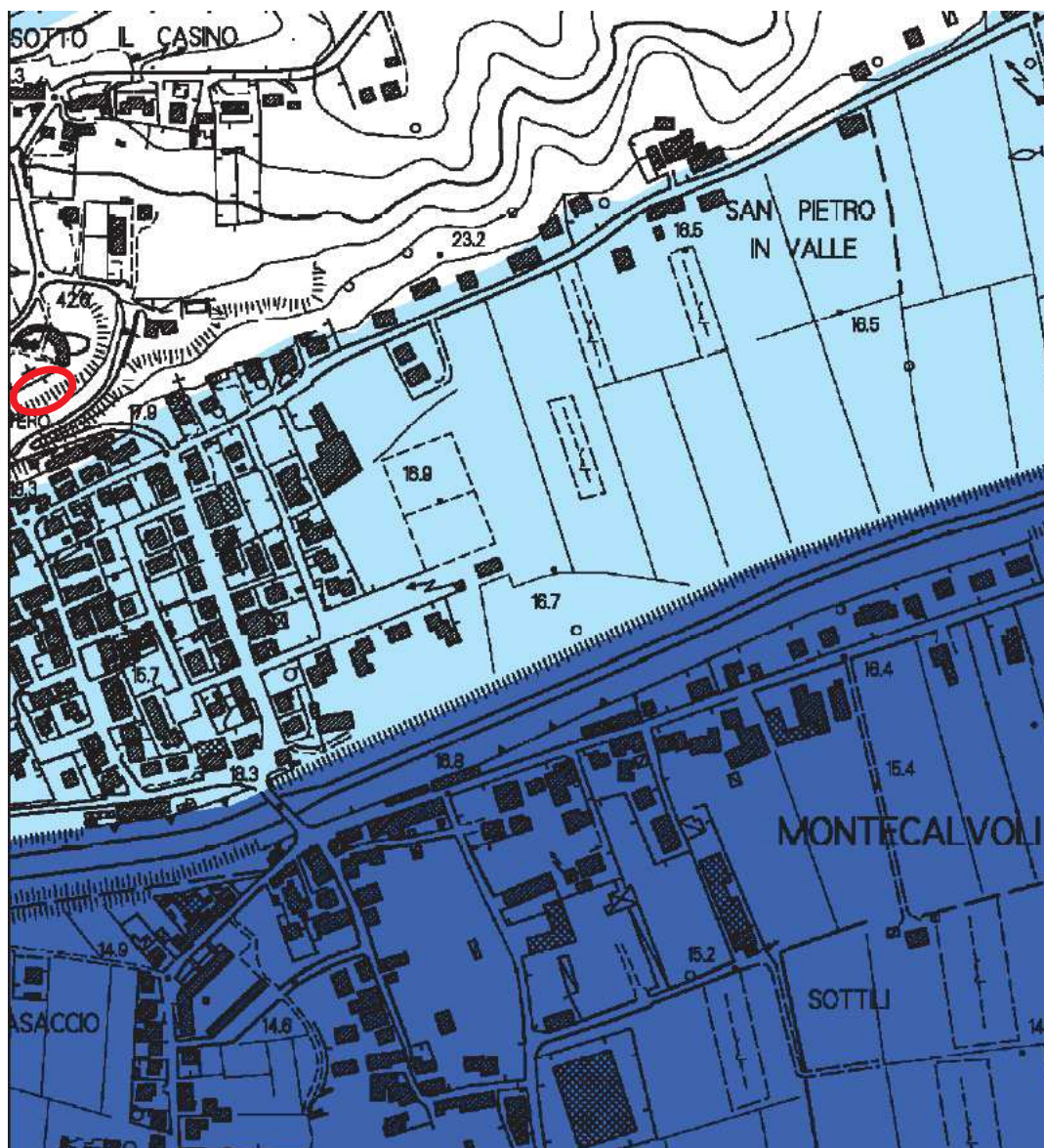
0

500 Metri



PIANO DI GESTIONE DEL RISCHIO ALLUVIONI PERICOLOSITA' IDRAULICA SCALA 1:10000

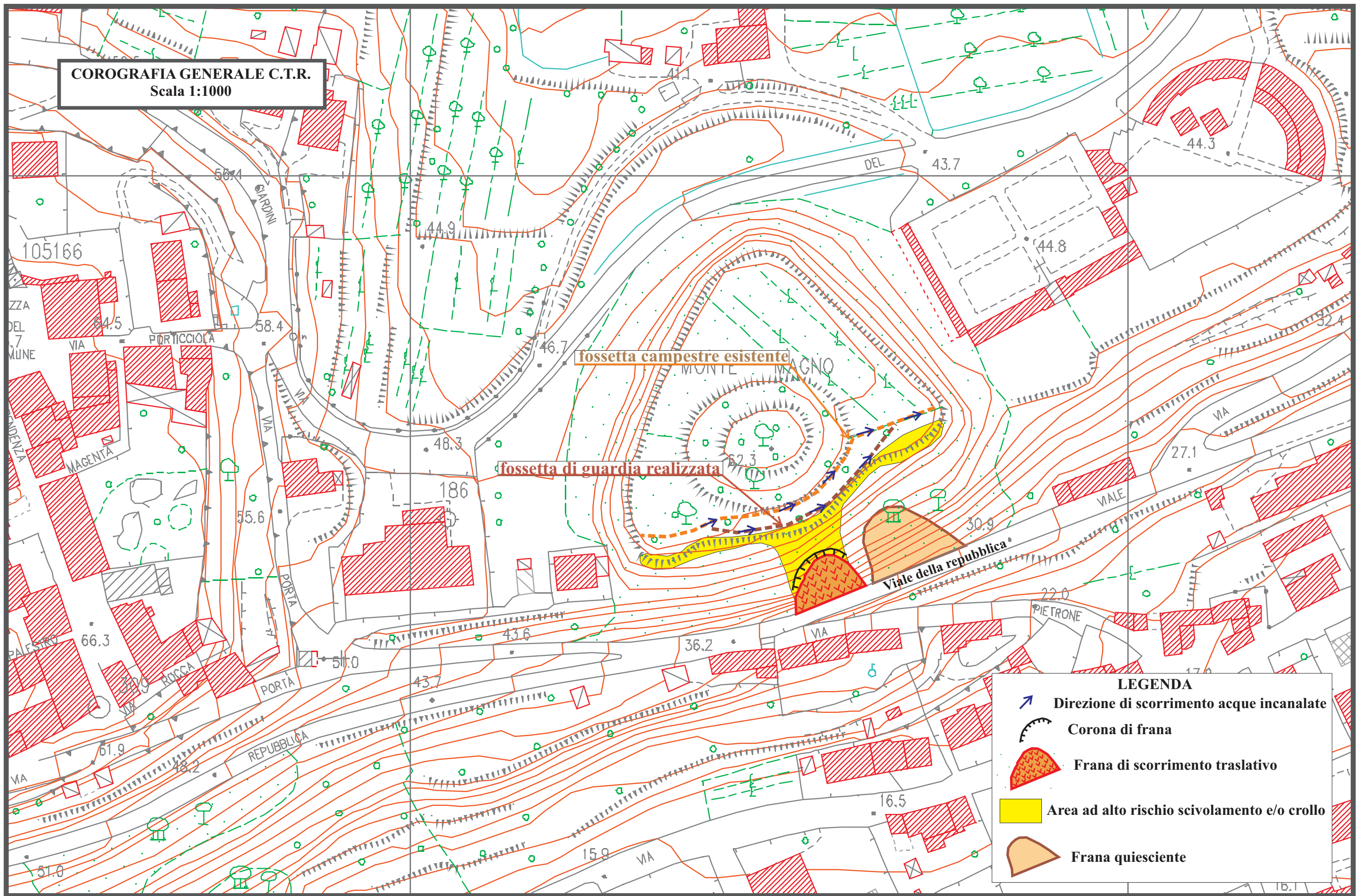
stralcio n. 392



□ P1 □ P2 □ P3

○ AREA DI INTERVENTO

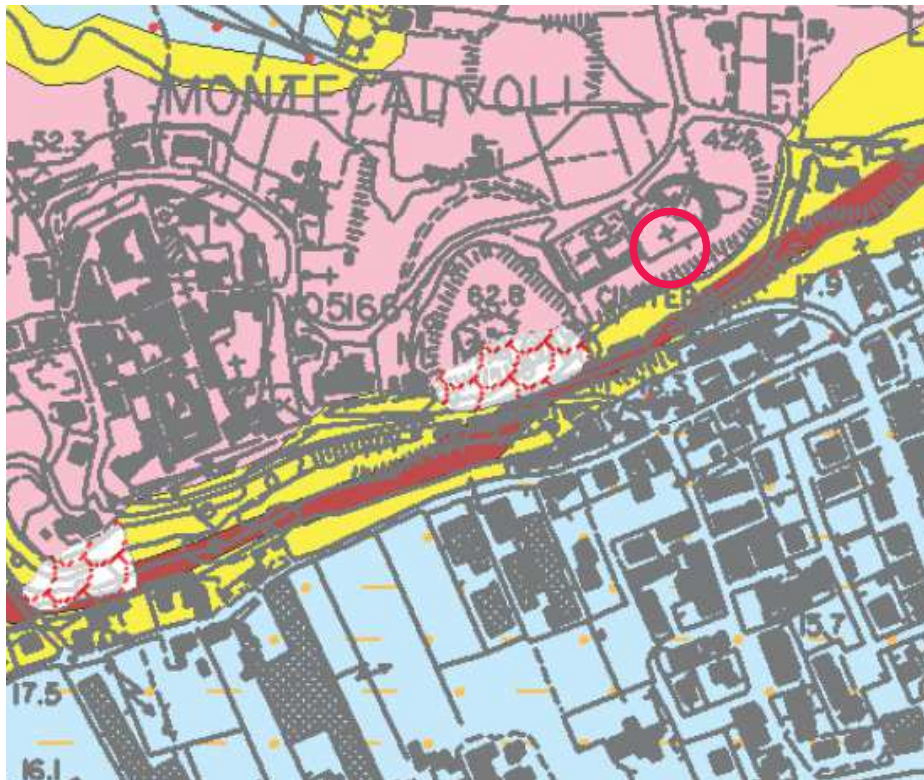
COROGRAFIA GENERALE C.T.R.
Scala 1:1000



LEGENDA





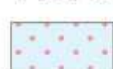

- Direzione di scorrimento acque incanalate
- Corona di frana
- Frana di scorrimento traslativo
- Area ad alto rischio scivolamento e/o crollo
- Frana quiescente

**CARTA GEOLOGICA
SCALA 1:10000**



 **Area di intervento**

DEPOSITI QUATERNARI

-  Terreni di riporto, bonifiche per colmata (h5)
-  Corpi di frana senza indizi di evoluzione (a1q)
-  Corpi di frana in evoluzione (a1a)
-  Corpi di frana stabilizzati (a1s)
-  Depositi di versante (aa)
-  Depositi alluvionali attuali e recenti (b)

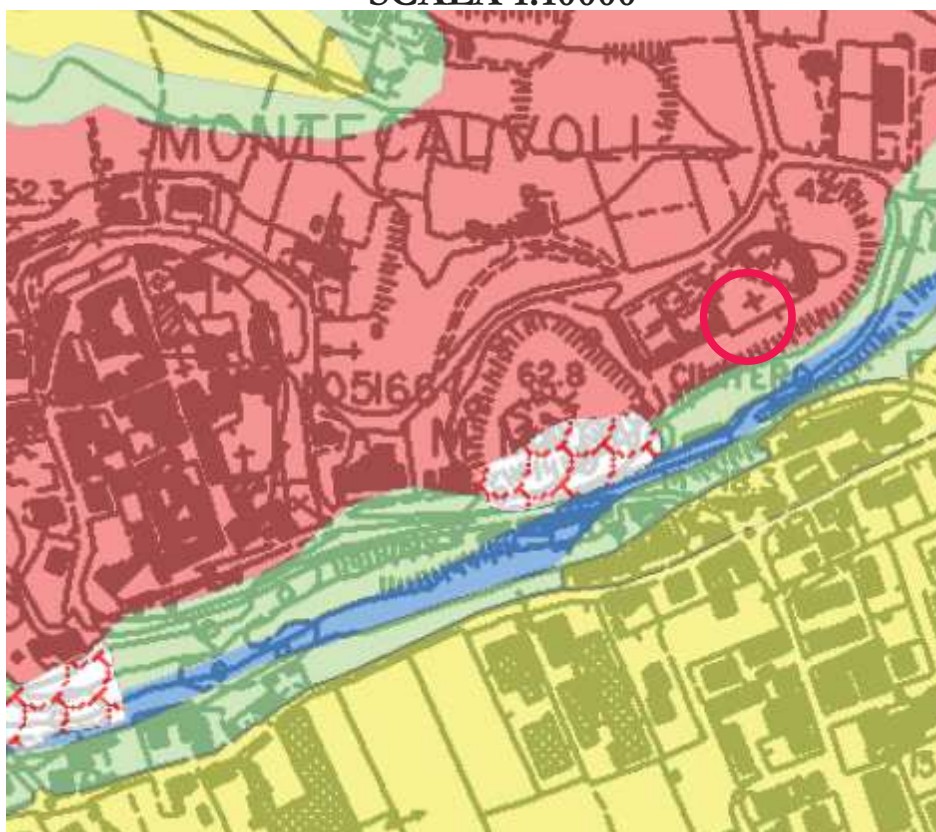
DEPOSITI FLUVIALI DELLE CERBAIE - ALTOPASCIO

-  Formazione delle Cerbaie (Pliocene Medio) - BCE

**DEPOSITI FLUVIALI E LACUSTRI DEL BACINO DI
LUCCA - MONTECARLO - VINCI**

-  Argille e sabbie di Marginone - Mastromarco - MNG, con presenza della litofacies conglomeratica - cg (RUSCIANO SUP.? - VILAFRANCHIANO SUP.)

CARTA LITOTECNICA
SCALA 1:10000



 Area di intervento

LEGENDA



1.1 Successioni conglomeratiche (cg)



1.2 Successioni sabbioso ghiaiose (BCE)



1.3 Sabbie e argille (MNG)



2.1 Successioni di depositi palustri e di colmata (h5)




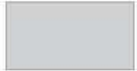




2.2 Successioni di depositi a prevalenze argillosa (b+aa)

**TAV.
n° 10**

**SINTESI DELLE CONOSCENZE
Carta delle Aree con
Problematiche Idrogeologiche**

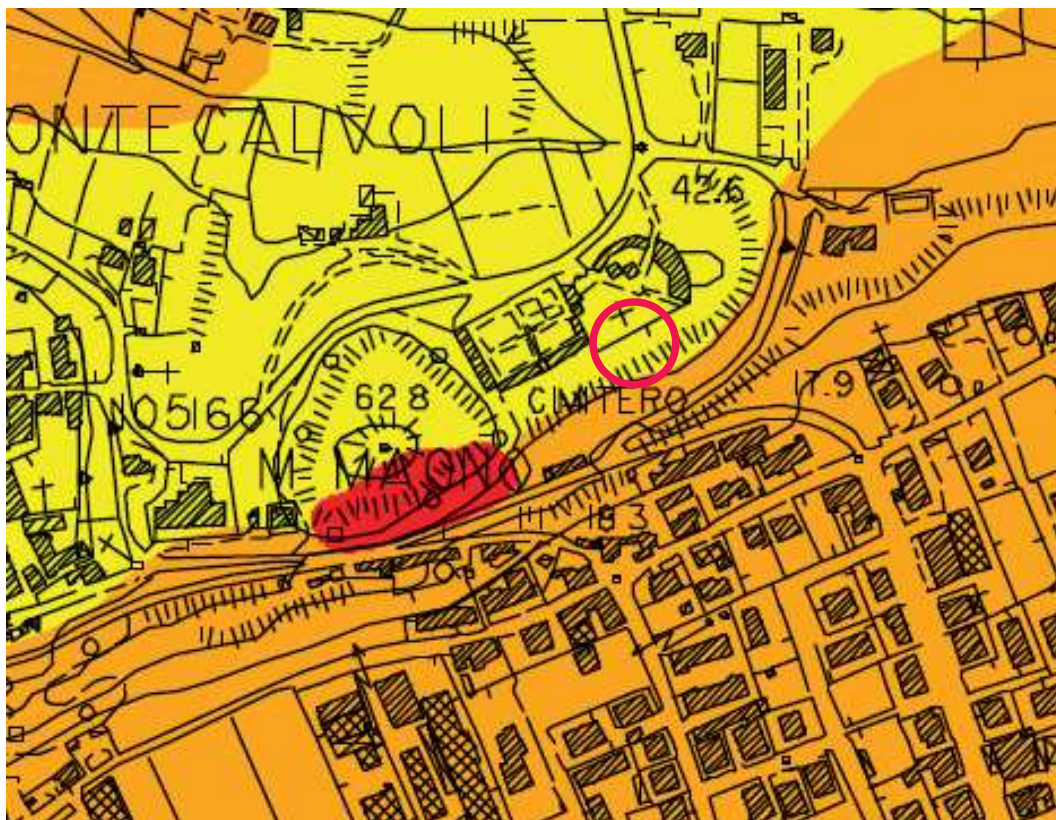
Legenda



-  **Confine Comunale**
-  1 - Vulnerabilità irrilevante
-  2 - Vulnerabilità bassa
-  3A - Vulnerabilità media
-  3B - Vulnerabilità media
-  4A - Vulnerabilità elevata
-  4B - Vulnerabilità elevata





 **AREA IN ESAME**

CARTA DELLA PERICOLOSITA' GEOLOGICA

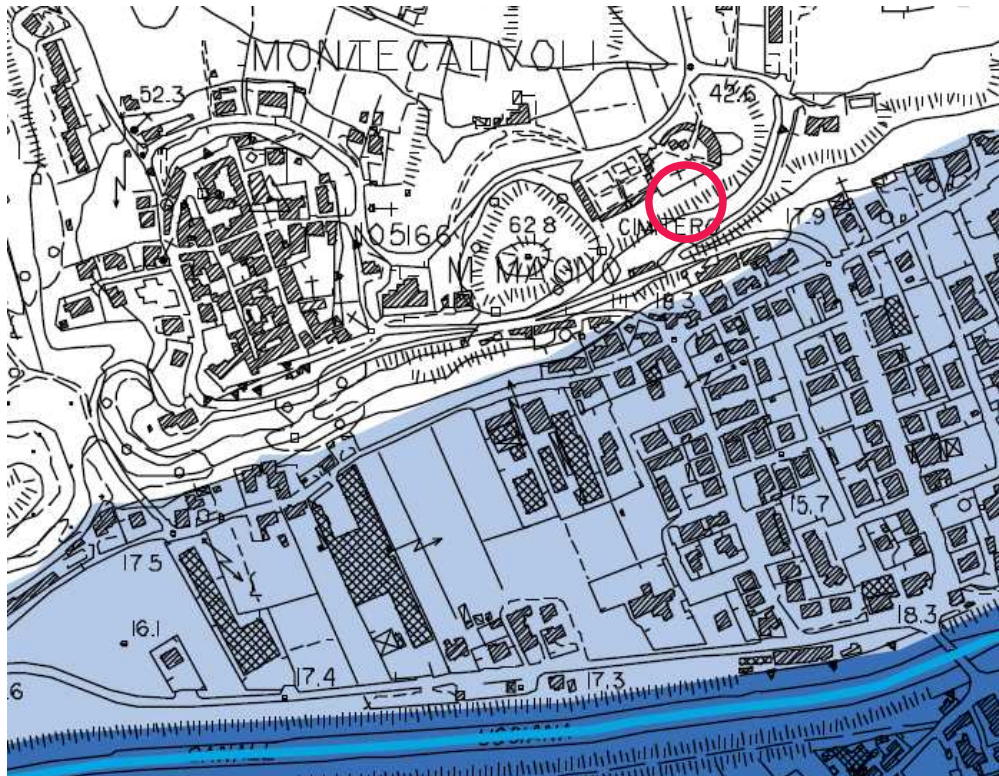



 Area di intervento

Legenda

-  Asta fluviale
-  Pericolosità Geologica molto elevata (G.4)
-  Pericolosità Geologica elevata (G.3)
-  Pericolosità Geologica media (G.2)

CARTA DELLA PERICOLOSITA' IDRAULICA



 Area di intervento

Perimetrazione ambito asta Fiume Amo basata su metodo analitico



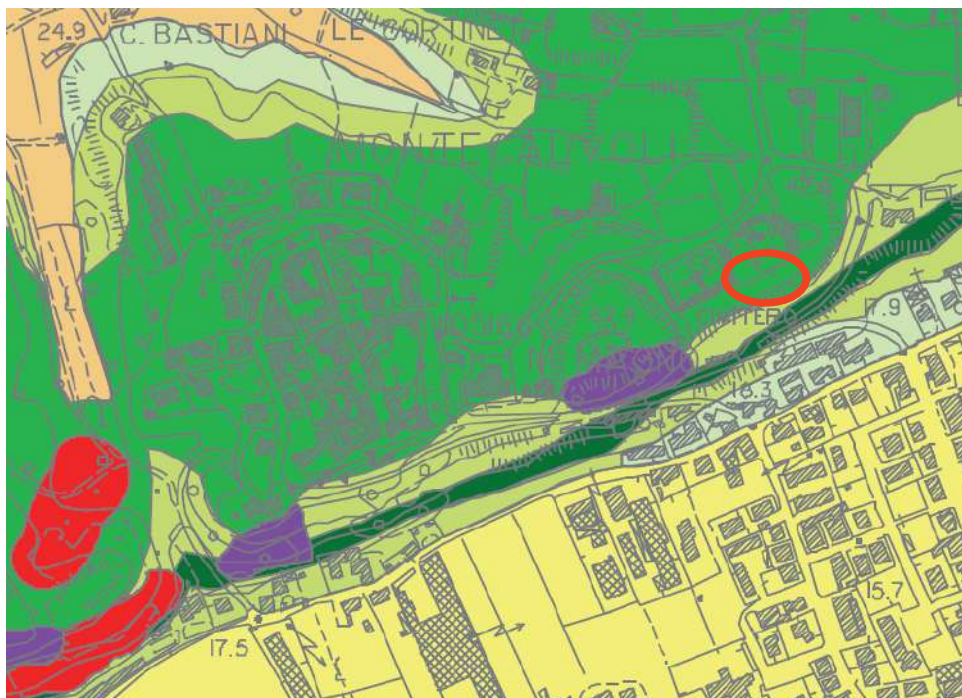
Pericolosità idraulica molto elevata (I.4):
Aree interessate da allagamenti per eventi con $TR \leq 30$ anni.












Pericolosità idraulica elevata (I.3):
Aree interessate da allagamenti per eventi compresi tra $30 < TR \leq 200$ anni.



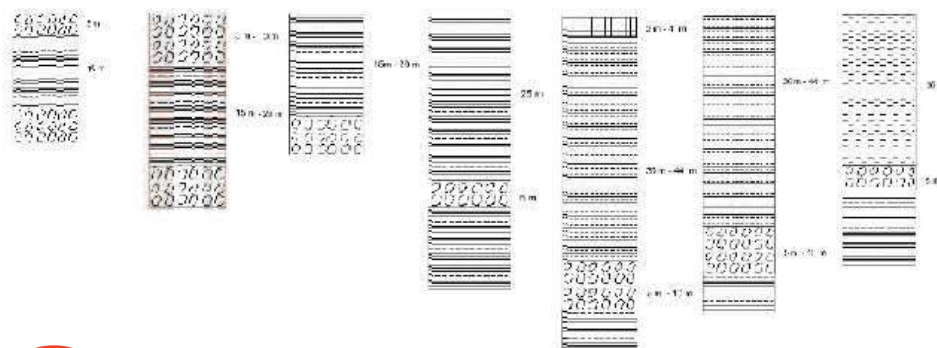
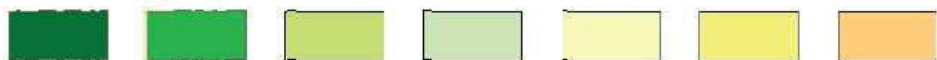
Pericolosità idraulica media (I.2):
Aree interessate da allagamenti per eventi compresi tra $200 < TR \leq 500$ anni.



 ZONA 1  ZONA 2  ZONA 3  ZONA 4	S.2 - Pericolosità sismica locale MEDIA
 ZONA 5  ZONA 6  ZONA 7 	
	S.4 - Pericolosità sismica locale MOLTO ELEVATA

ZONE STABILI SUSCETTIBILI DI AMPLIFICAZIONI LOCALI

Zona 1 Zona 2 Zona 3 Zona 4 Zona 5 Zona 6 Zona 7

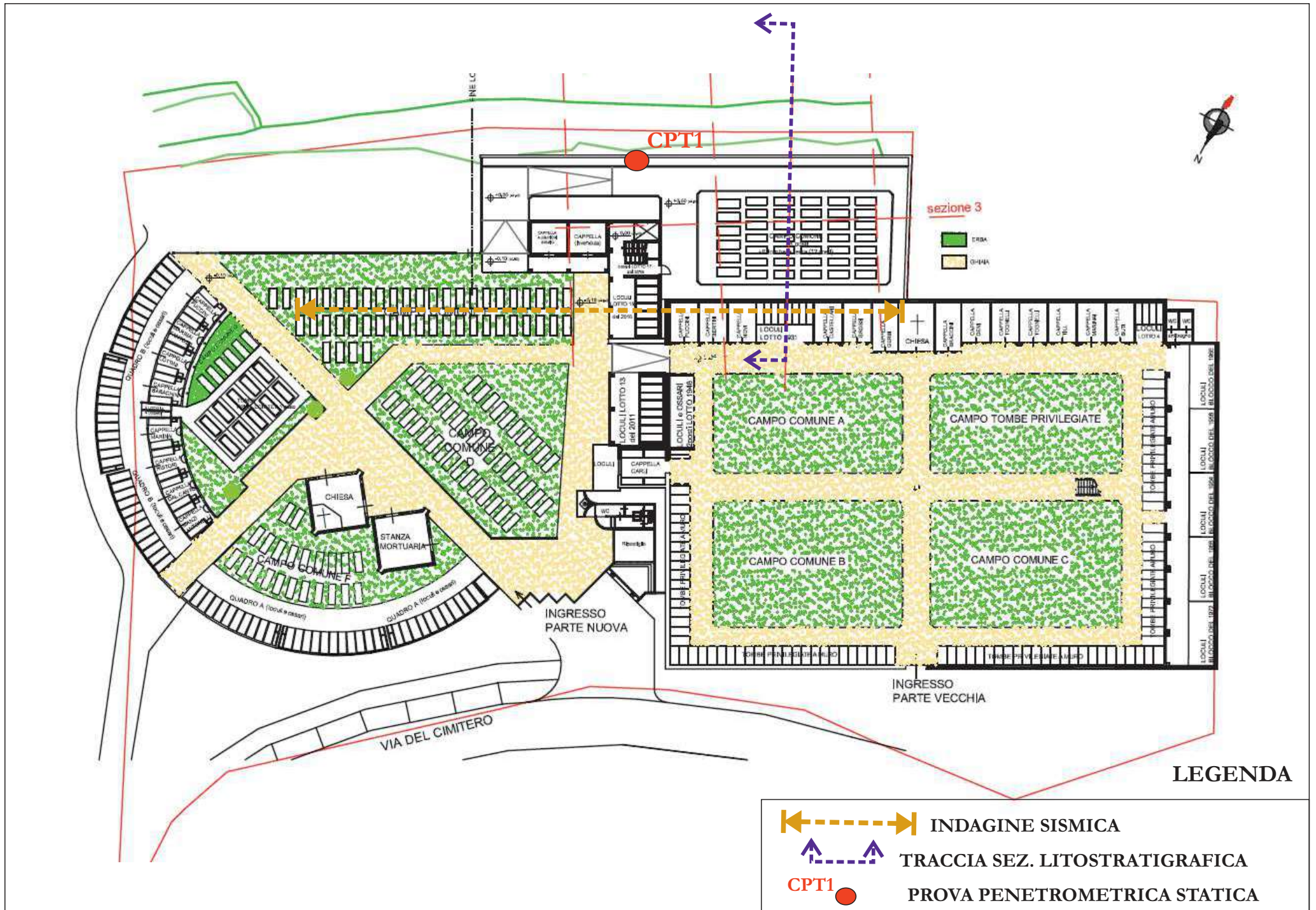


 AREA IN ESAME

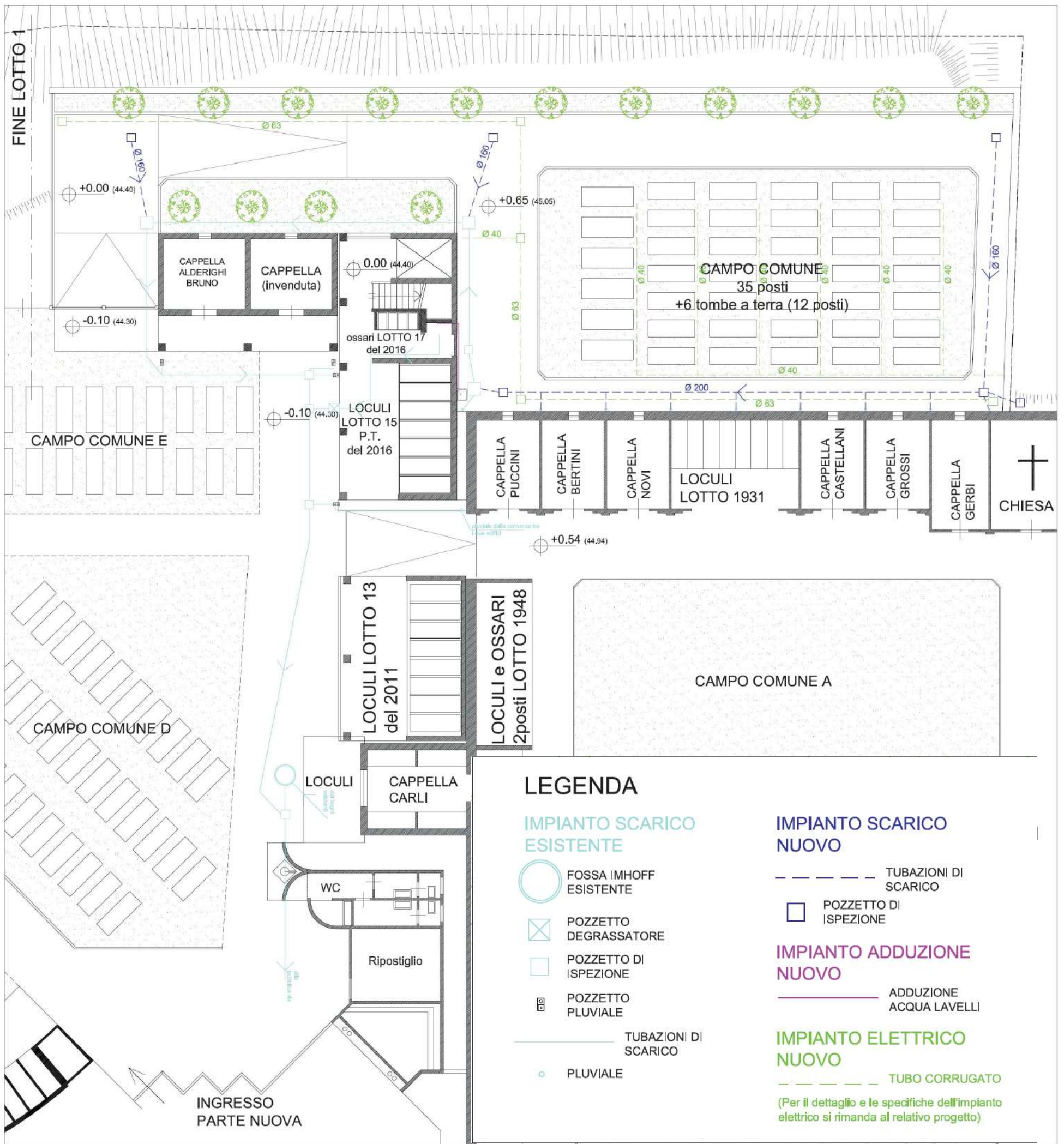
**TAV.
n° 13**

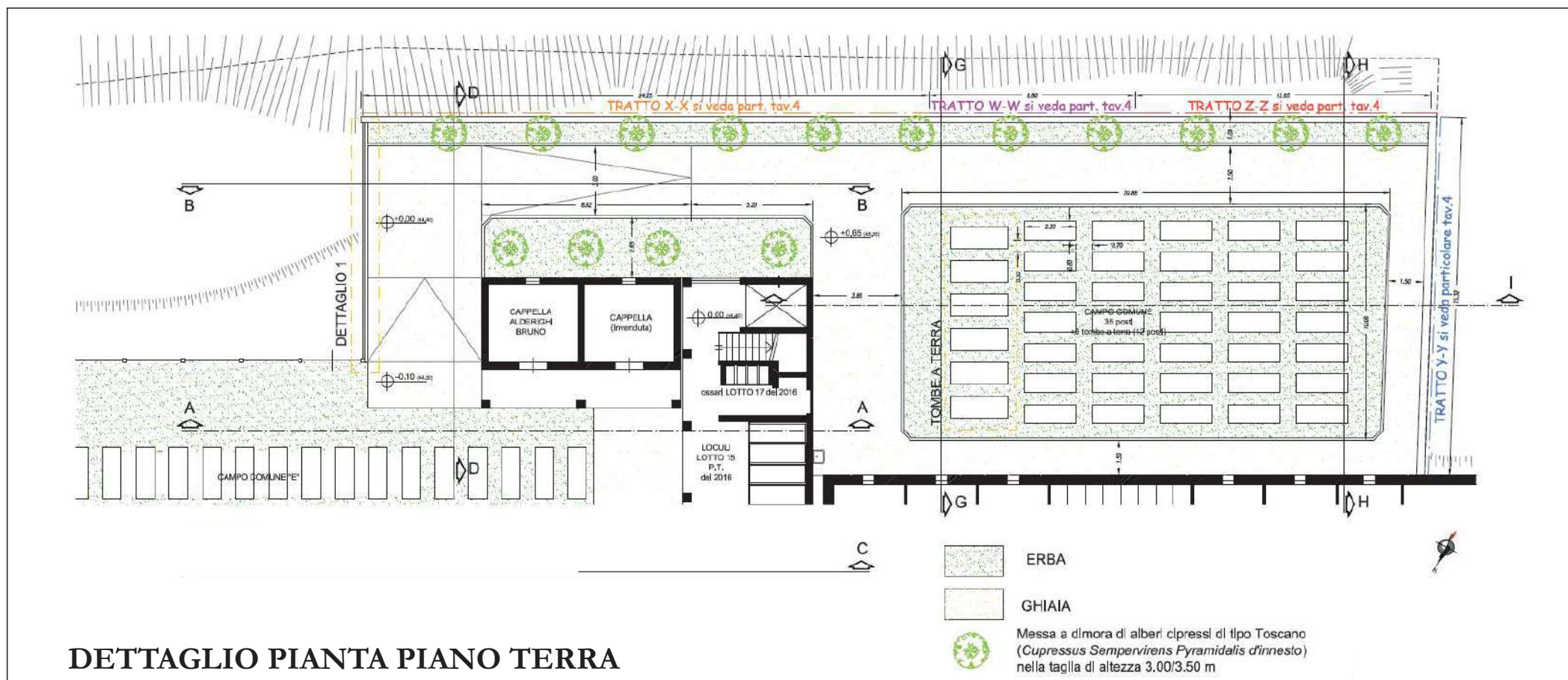
**SINTESI DELLE CONOSCENZE
Carta della
Pericolosità Sismica**

Luglio 2014



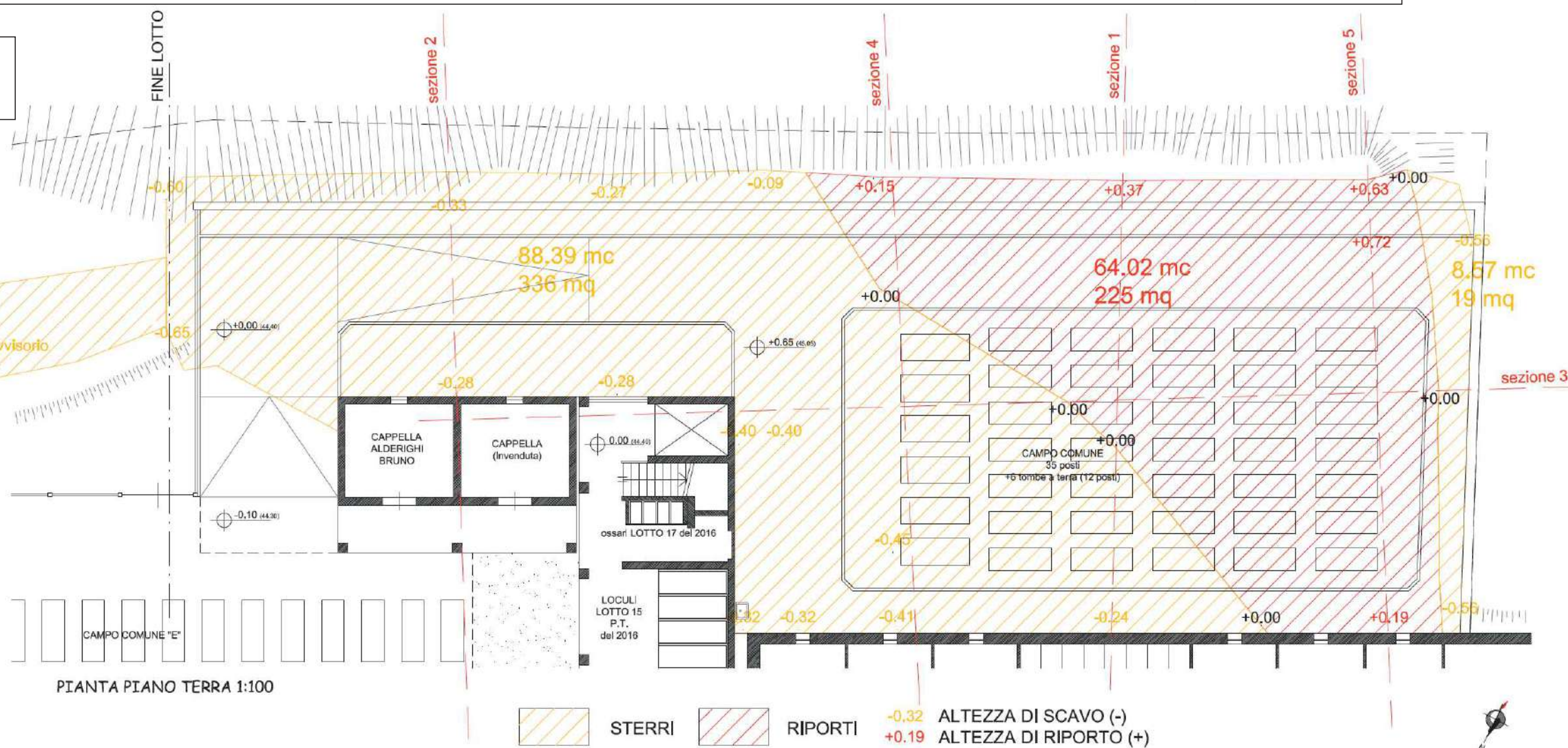
PLANIMETRIA GENERALE CON SCHEMA REGIMAZIONE ACQUE





DETTAGLIO PIANTA PIANO TERRA

**PLANIMETRIA GENERALE
SCAVI E RIPORTI**

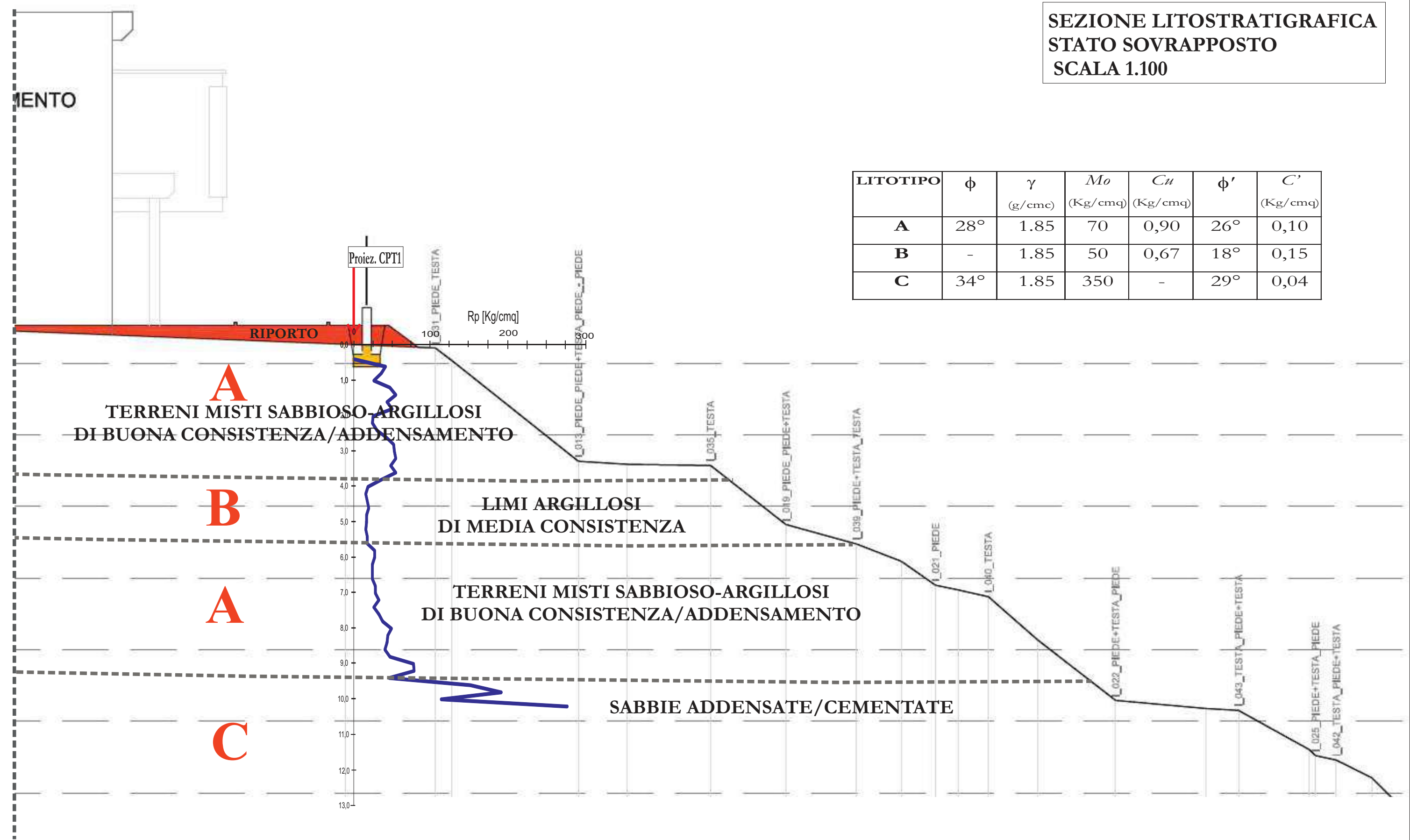


Gli sterri-riporti rappresentati, fanno riferimento agli effettivi movimenti terra per la creazione del piano di livellamento (si veda DETTAGLIO 2 - Tav. 11), sul quale poi andranno realizzati i vialetti e le aiuole che porteranno il piano finito a + 20 cm rispetto al piano di livellamento

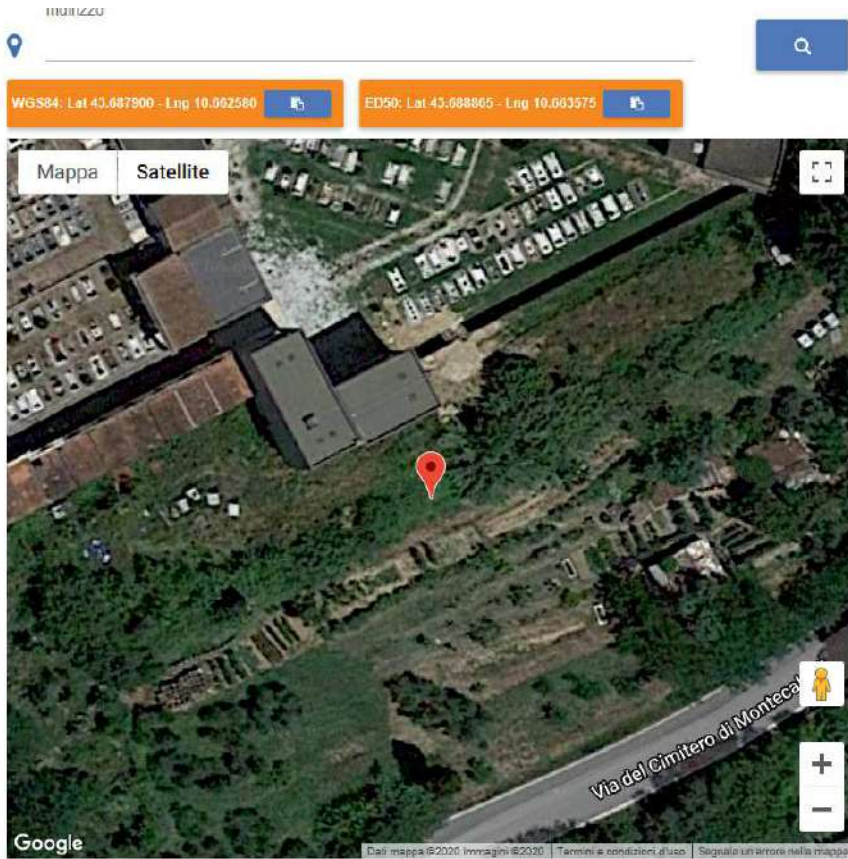
LOTTO 1	
STERRI	-96.96 mc
RIPORTI	64.02 mc
RIPORTI AIUOLE	55.82 mc
STERRI MURI	-14.58 mc
STERRI ACCESSO DI CANTIERE	-8.30 mc
DIFFERENZA	0.00 mc

**SEZIONE LITOSTRATIGRAFICA
STATO SOVRAPPOSTO
SCALA 1.100**

LITOTIPO	ϕ	γ (g/cm ³)	M_o (Kg/cm ²)	C_u (Kg/cm ²)	ϕ'	C' (Kg/cm ²)
A	28°	1.85	70	0,90	26°	0,10
B	-	1.85	50	0,67	18°	0,15
C	34°	1.85	350	-	29°	0,04



PARAMETRI SISMICI



Visualizza vertici della maglia di appartenenza

Stati limite

Classe Edificio

I. Presenza occasionale di persone, edifici agricoli...

Vita Nominale 50

Interpolazione Media ponderata

CU = 0.7

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	F_0	T_c [s]
Operatività (SLO)	30	0.042	2.564	0.238
Danno (SLD)	35	0.045	2.553	0.242
Salvaguardia vita (SLV)	332	0.107	2.642	0.276
Prevenzione collasso (SLC)	682	0.138	2.497	0.285
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	35			

Coefficienti sismici

Tipo Stabilità dei pendii e fondazioni

Mun di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m) us (m)
1 0.1

Cat. Sottosuolo B

Cat. Topografica T2

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20
CC Coeff. funz categoria	1,47	1,46	1,42	1,41
ST Amplificazione topografica	1,20	1,20	1,20	1,20

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

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.012	0.013	0.037	0.048
kv	0.006	0.007	0.018	0.024
Amax [m/s ²]	0.597	0.638	1.508	1.956
Beta	0.200	0.200	0.240	0.240

PENETRATIO s.n.c.

di Lotti Giuseppe e Giani Paolo
Via P.Maioli 37, 56028 San Miniato (PI)
tel.0571418116
PEC: penetratiosnc@lamiapec.it

Rif.	139	2020
------	-----	------

PROVA PENETROMETRICA STATICA CPT 1

committente:	COMUNE DI SANTA MARIA A MONTE	data:	30/4/20
cantiere:		profondità prova:	10,20
località:	CIMITERO MONTECALVOLI	quota inizio:	p.c.
operatore:	Geol. G. Lotti P. Giani	profondità falda:	

CARATTERISTICHE DEL SISTEMA

Penetrometro: statico/dinamico PAGANI TG 63-200 da 20 ton, autoancorante

Sistema di ancoraggio: aste elicoidali di serie (mm) $\varnothing 100 \times 750$

Sistema di misura: cella di carico AEP con visualizzatore Pagani

Punta: conica meccanica $\varnothing 35.7$ mm, angolo di apertura $\alpha = 60^\circ$ - (area punta $A_p = 10$ cm²)

Manicotto laterale di attrito tipo 'Begemann' ($\varnothing 35.7$ mm - h 133 mm - sup. lat. Am. = 150 cm²)

Velocità di avanzamento costante $V = 2$ cm / sec ($\pm 0,5$ cm / sec)

Spinta massima rilevabile dalla cella di carico 200 kN

Passo di lettura 0,20 m



PROVA PENETROMETRICA STATICA LETTURE DI CAMPAGNA / VALORI DI RESISTENZA

CPT 1

2.0105-157

- committente : AMMINISTRAZIONE COMUNALE SANTA MARIA A MONTE - lavoro : CIMITERO COMUNALE - località : SANTA MARIA A MONTE - assist. cantiere :	- data : 30/04/2020 - quota inizio : Piano Campagna - falda : Falda non rilevata
--	--

prf	L1	L2	qc	fs	qc/fs	prf	L1	L2	qc	fs	qc/fs
m	-	-	Kg/cm ²	Kg/cm ²	-	m	-	-	Kg/cm ²	Kg/cm ²	-
0,20	----	----	--	-----	----	5,40	17,0	26,0	17,0	0,73	23,0
0,40	----	----	--	2,87	----	5,60	17,0	28,0	17,0	1,20	14,0
0,60	42,0	85,0	42,0	3,20	13,0	5,80	27,0	45,0	27,0	1,67	16,0
0,80	36,0	84,0	36,0	2,73	13,0	6,00	27,0	52,0	27,0	1,80	15,0
1,00	26,0	67,0	26,0	2,40	11,0	6,20	24,0	51,0	24,0	1,60	15,0
1,20	48,0	84,0	48,0	3,13	15,0	6,40	24,0	48,0	24,0	1,53	16,0
1,40	56,0	103,0	56,0	4,33	13,0	6,60	24,0	47,0	24,0	1,60	15,0
1,60	44,0	109,0	44,0	3,27	13,0	6,80	28,0	52,0	28,0	1,60	17,0
1,80	51,0	100,0	51,0	4,20	12,0	7,00	28,0	52,0	28,0	1,53	18,0
2,00	25,0	88,0	25,0	2,13	12,0	7,20	33,0	56,0	33,0	1,80	18,0
2,20	24,0	56,0	24,0	1,53	16,0	7,40	26,0	53,0	26,0	1,47	18,0
2,40	30,0	53,0	30,0	1,60	19,0	7,60	33,0	55,0	33,0	1,80	18,0
2,60	43,0	67,0	43,0	2,47	17,0	7,80	38,0	65,0	38,0	2,13	18,0
2,80	53,0	90,0	53,0	2,40	22,0	8,00	50,0	82,0	50,0	3,00	17,0
3,00	54,0	90,0	54,0	1,87	29,0	8,20	45,0	90,0	45,0	3,07	15,0
3,20	56,0	84,0	56,0	3,07	18,0	8,40	44,0	90,0	44,0	3,27	13,0
3,40	49,0	95,0	49,0	2,27	22,0	8,60	41,0	90,0	41,0	3,47	12,0
3,60	56,0	90,0	56,0	3,27	17,0	8,80	48,0	100,0	48,0	3,33	14,0
3,80	36,0	85,0	36,0	2,33	15,0	9,00	80,0	130,0	80,0	4,20	19,0
4,00	18,0	53,0	18,0	0,53	34,0	9,20	81,0	144,0	81,0	5,53	15,0
4,20	15,0	23,0	15,0	0,93	16,0	9,40	47,0	130,0	47,0	2,13	22,0
4,40	17,0	31,0	17,0	1,07	16,0	9,60	158,0	190,0	158,0	3,00	53,0
4,60	19,0	35,0	19,0	0,93	20,0	9,80	200,0	245,0	200,0	10,07	20,0
4,80	16,0	30,0	16,0	0,80	20,0	10,00	118,0	269,0	118,0	4,07	29,0
5,00	16,0	28,0	16,0	1,00	16,0	10,20	290,0	351,0	290,0	-----	----
5,20	15,0	30,0	15,0	0,60	25,0						

- PENETROMETRO STATICO tipo da 20 t - (senza anello allargatore) -
- COSTANTE DI TRASFORMAZIONE Ct = 10 - Velocità avanzamento punta 2 cm/s
- punta meccanica tipo Begemann $\phi = 35.7$ mm (area punta 10 cm² - apertura 60°)
- manicotto laterale (superficie 150 cm²)

PROVA PENETROMETRICA STATICA

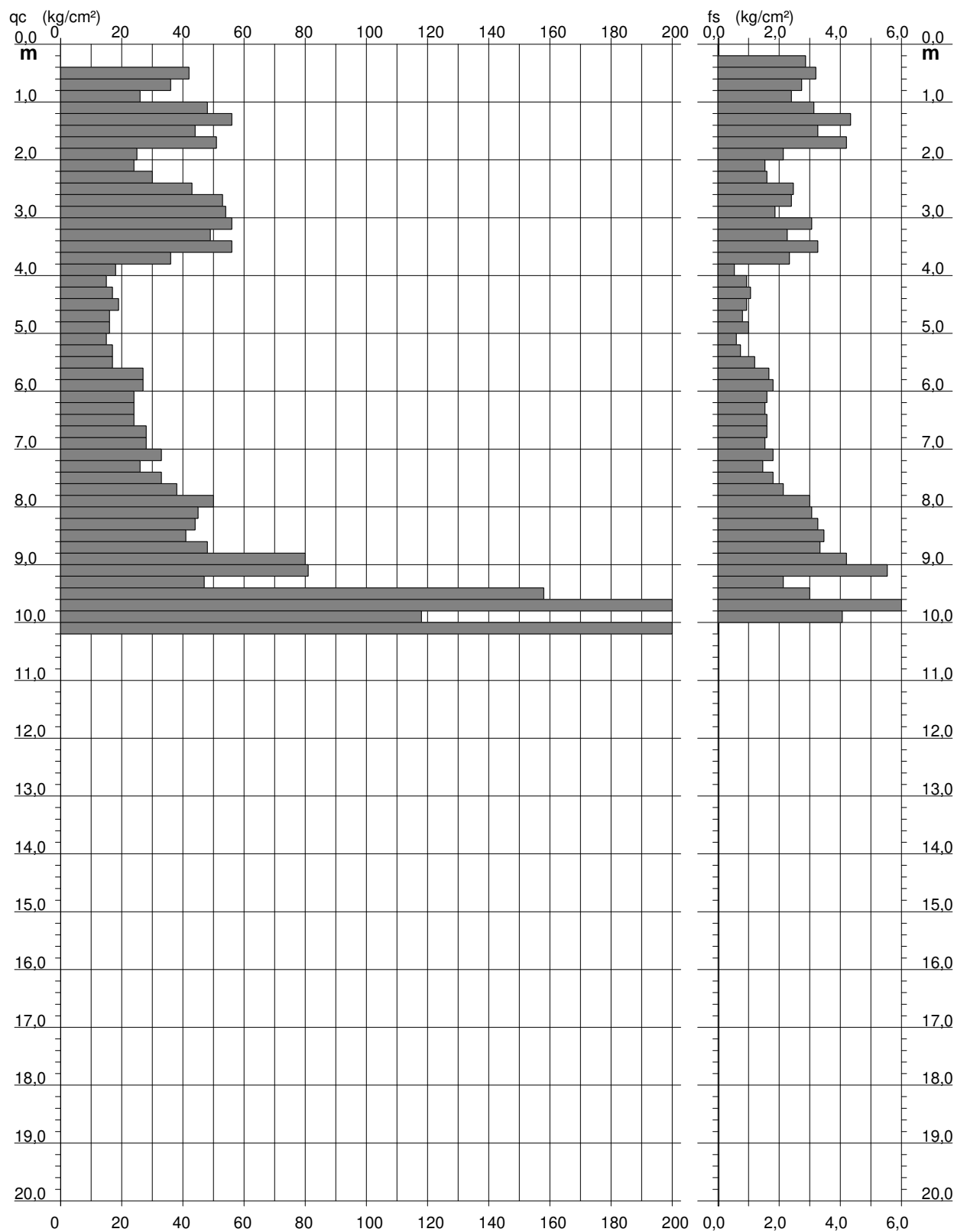
DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 1

2.0105-157

- committente : AMMINISTRAZIONE COMUNALE SANTA MARIA A MONTE
 - lavoro : CIMITERO COMUNALE
 - località : SANTA MARIA A MONTE
 - assist. cantiere :

- data : 30/04/2020
 - quota inizio : Piano Campagna
 - falda : Falda non rilevata



PROVA PENETROMETRICA STATICA TABELLA PARAMETRI GEOTECNICI

CPT 1

2.0105-157

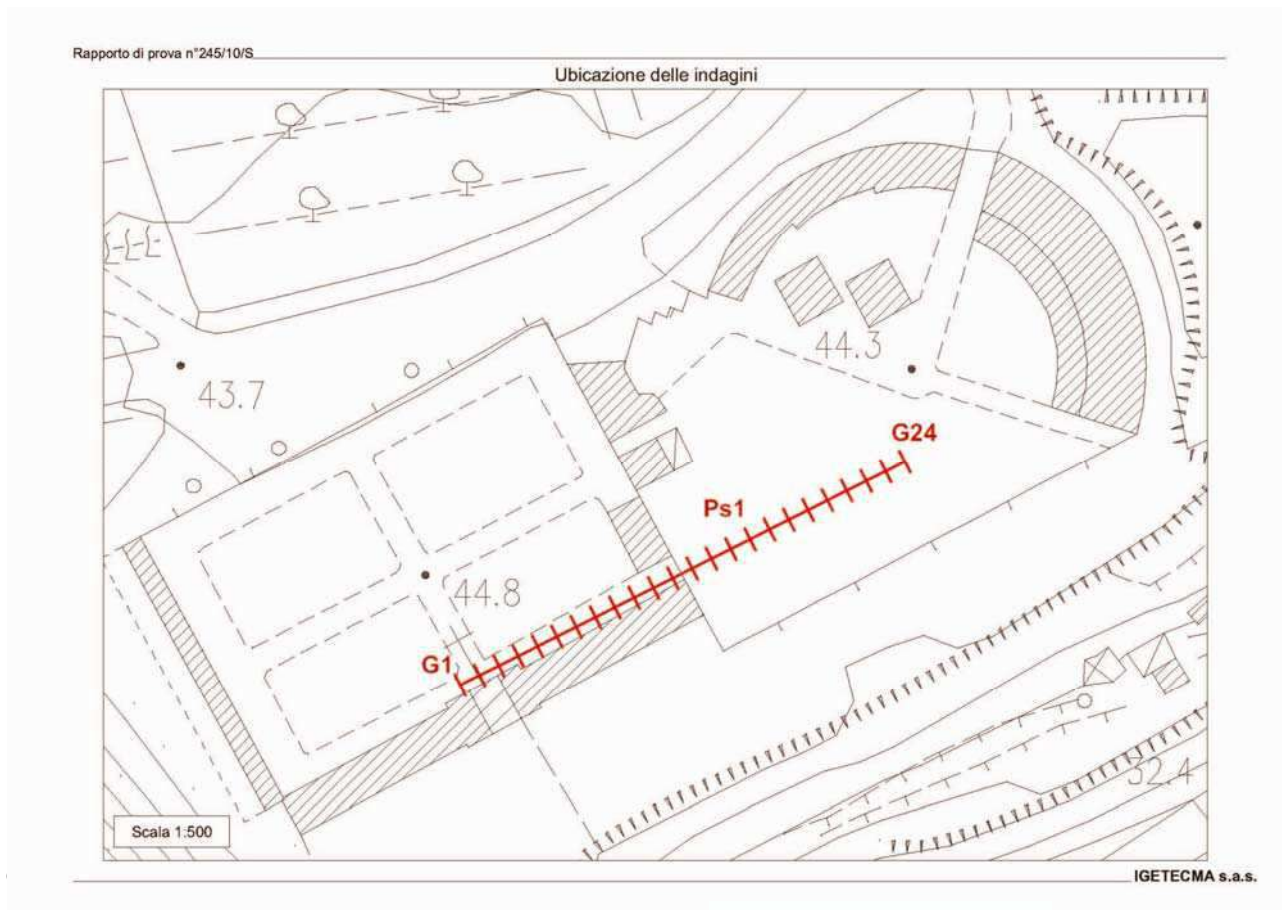
- committente : AMMINISTRAZIONE COMUNALE SANTA MARIA A MONTE
 - lavoro : CIMITERO COMUNALE
 - località : SANTA MARIA A MONTE
 - assist. cantiere :

- data : 30/04/2020
 - quota inizio : Piano Campagna
 - falda : Falda non rilevata

NATURA COESIVA											NATURA GRANULARE											
Prof. m	qc kg/cm ²	qc/fs (-)	Natura Litol.	Y' t/m ³	p'vo kg/cm ²	Cu kg/cm ²	OCR (-)	Eu50 kg/cm ²	Eu25 kg/cm ²	Mo kg/cm ²	Dr %	ø1s (°)	ø2s (°)	ø3s (°)	ø4s (°)	ødm (°)	ømy (°)	Amax/g (-)	E'50 kg/cm ²	E'25 kg/cm ²	Mo	
0,20	--	--	???	1,85	0,04	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
0,40	--	--	???	1,85	0,07	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
0,60	42	13	4/4	1,85	0,11	1,40	99,9	238	357	126	96	41	43	44	46	43	30	0,243	70	105	126	
0,80	36	13	4/4	1,85	0,15	1,20	85,9	204	306	108	83	40	41	43	45	41	30	0,201	60	90	108	
1,00	26	11	4/4	1,85	0,19	0,93	47,2	158	237	78	67	37	39	41	43	39	28	0,150	43	65	78	
1,20	48	15	4/4	1,85	0,22	1,60	74,1	272	408	144	83	40	41	43	45	40	31	0,201	80	120	144	
1,40	56	13	4/4	1,85	0,26	1,87	74,1	317	476	168	85	40	41	43	45	40	31	0,206	93	140	168	
1,60	44	13	4/4	1,85	0,30	1,47	46,4	249	374	132	73	38	40	42	44	39	31	0,170	73	110	132	
1,80	51	12	4/4	1,85	0,33	1,70	48,2	289	434	153	76	39	40	42	44	39	31	0,176	85	128	153	
2,00	25	12	4/4	1,85	0,37	0,91	19,3	155	232	75	49	35	37	39	42	35	28	0,100	42	63	75	
2,20	24	16	4/4	1,85	0,41	0,89	16,7	151	227	72	45	34	37	39	42	34	28	0,091	40	60	72	
2,40	30	19	4/4	1,85	0,44	1,00	17,3	170	255	90	50	35	37	40	42	35	29	0,105	50	75	90	
2,60	43	17	4/4	1,85	0,48	1,43	24,6	244	366	129	61	37	39	41	43	36	30	0,133	72	108	129	
2,80	53	22	4/4	1,85	0,52	1,77	29,1	300	451	159	66	37	39	41	43	37	31	0,148	88	133	159	
3,00	54	29	4/4	1,85	0,55	1,80	27,3	306	459	162	65	37	39	41	43	37	31	0,145	90	135	162	
3,20	56	18	4/4	1,85	0,59	1,87	26,4	317	476	168	65	37	39	41	43	37	31	0,144	93	140	168	
3,40	49	22	4/4	1,85	0,63	1,63	20,7	278	417	147	59	36	38	40	43	36	31	0,127	82	123	147	
3,60	56	17	4/4	1,85	0,67	1,87	22,8	317	476	168	62	37	39	41	43	36	31	0,136	93	140	168	
3,80	36	15	4/4	1,85	0,70	1,20	12,2	204	306	108	45	34	37	39	42	33	30	0,093	60	90	108	
4,00	18	34	4/4	1,85	0,74	0,75	6,4	192	288	56	20	31	34	37	40	29	27	0,039	30	45	54	
4,20	15	16	2////	1,85	0,78	0,67	5,2	213	320	50	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
4,40	17	16	2////	1,85	0,81	0,72	5,4	221	332	54	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
4,60	19	20	2////	1,85	0,85	0,78	5,6	230	345	58	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
4,80	16	20	2////	1,85	0,89	0,70	4,6	247	371	52	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
5,00	16	16	2////	1,85	0,93	0,70	4,4	258	387	52	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
5,20	15	25	2////	1,85	0,96	0,67	4,0	269	403	50	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
5,40	17	23	2////	1,85	1,00	0,72	4,2	279	419	54	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
5,60	17	14	2////	1,85	1,04	0,72	4,0	289	433	54	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
5,80	27	16	4/4	1,85	1,07	0,95	5,4	292	438	81	25	32	34	37	40	29	28	0,048	45	68	81	
6,00	27	15	4/4	1,85	1,11	0,95	5,2	305	457	81	24	31	34	37	40	29	28	0,047	45	68	81	
6,20	24	15	4/4	1,85	1,15	0,89	4,6	320	479	72	20	31	34	36	40	28	28	0,037	40	60	72	
6,40	24	16	4/4	1,85	1,18	0,89	4,4	331	496	72	19	31	34	36	40	28	28	0,036	40	60	72	
6,60	24	15	4/4	1,85	1,22	0,89	4,2	341	512	72	18	31	33	36	39	28	28	0,034	40	60	72	
6,80	28	17	4/4	1,85	1,26	0,97	4,5	351	526	84	23	31	34	37	40	29	28	0,043	47	70	84	
7,00	28	18	4/4	1,85	1,30	0,97	4,3	362	542	84	22	31	34	37	40	28	28	0,042	47	70	84	
7,20	33	18	4/4	1,85	1,33	1,10	4,9	368	552	99	27	32	34	37	40	29	29	0,051	55	83	99	
7,40	26	18	4/4	1,85	1,37	0,93	3,9	385	577	78	18	31	33	36	39	28	28	0,034	43	65	78	
7,60	33	18	4/4	1,85	1,41	1,10	4,6	391	587	99	26	32	34	37	40	29	29	0,049	55	83	99	
7,80	38	18	4/4	1,85	1,44	1,27	5,3	394	591	114	30	32	35	38	40	30	30	0,057	63	95	114	
8,00	50	17	4/4	1,85	1,48	1,67	7,3	366	549	150	39	33	36	38	41	31	31	0,077	83	125	150	
8,20	45	15	4/4	1,85	1,52	1,50	6,2	398	596	135	34	33	35	38	41	30	31	0,067	75	113	135	
8,40	44	13	4/4	1,85	1,55	1,47	5,8	415	622	132	33	33	35	38	41	30	31	0,064	73	110	132	
8,60	41	12	4/4	1,85	1,59	1,37	5,2	436	655	123	30	32	35	38	40	29	30	0,058	68	103	123	
8,80	48	14	4/4	1,85	1,63	1,60	6,1	428	642	144	35	33	35	38	41	30	31	0,068	80	120	144	
9,00	80	19	4/4	1,85	1,66	2,67	11,3	453	680	240	52	35	37	40	42	33	33	0,109	133	200	240	
9,20	81	15	4/4	1,85	1,70	2,70	11,2	459	689	243	52	35	37	40	42	33	33	0,109	135	203	243	
9,40	47	22	4/4	1,85	1,74	1,57	5,5	471	707	141	33	33	35	38	41	30	31	0,063	78	118	141	
9,60	158	53	3:~:~:	1,85	1,78	--	--	--	--	--	74	38	40	42	44	36	36	0,170	263	395	474	
9,80	200	20	4/4	1,85	1,81	6,67	32,0	1133	1700	600	81	39	41	43	45	38	38	0,194	333	500	600	
10,00	118	29	4/4	1,85	1,85	3,93	16,1	669	1003	354	63	37	39	41	43	34	35	0,138	197	295	354	
10,20	290	--	3:~:~:	1,85	1,89	--	--	--	--	--	93	41	42	44	45	39	40	0,234	483	725	870	

- SISMICA A RIFRAZIONE CON ONDE SH -

Indagine Geofisica mediante sismica a rifrazione con onde SH, presso
il cimitero di Montecalvoli, Santa Maria a Monte (PI)



IMPRESA INCARICATA : Consorzio Imprese Edili " CO.IM.ED."

CO. IM. ED.
Consorzio Imprese Edili
Opere Speciali
Amministratore Unico
Dott. Nesti Giovanni

IMPRESA ESECUTRICE: IGETECMA s.a.s.

Maggio 2010



IGETECMA s.a.s.

Istituto Sperimentale di Geotecnica e Tecnologia dei Materiali

Concessione Ministeriale D.M. 54143 del 7/11/05

Rapporto di Prova n°245/10/S

SETTORE: Geofisica - sismica a rifrazione con onde SH
COMMITTENTE: CO.IM.ED.
D.L.: Geol. G. Nesti
CANTIERE: Cimitero di Montecalvoli, Santa Maria a Monte (PI)
RIFERIMENTO: R.P.E. n°282/10

Indice:

1. Scopo dell'indagine
2. Indagine mediante sismica a rifrazione
 - 2.1. Procedure di campagna
 - 2.2. Metodo di elaborazione dei dati
3. Presentazione dei dati
4. Risultati dell'indagine
5. Normativa sismica e calcolo del VS30
6. Caratteristiche della strumentazione

Il Direttore del Laboratorio
Ing. F. Politi

Il Tecnico
Geol. A. Farolfi

1 Scopo dell'indagine

Per conto della CO.IM.ED., è stata eseguita una indagine geofisica mediante sismica a rifrazione con onde SH presso il cimitero di Montecalvoli, Santa Maria a Monte (PI).

E' stato eseguito n°1 profilo di sismica a rifrazione con onde SH, utilizzando 24 canali con una spaziatura di 2.5 m, per un totale di 57.5 m di rilievo. L'ubicazione è stata decisa in accordo con la D.L.

Scopo dell'indagine è stata la caratterizzazione sismostratigrafica dei terreni ed il calcolo del parametro Vs30.

2 Indagine mediante sismica a rifrazione

2.1 Procedure di campagna

Vengono stesi i cavi sismici lungo la zona di interesse e ad essi vengono collegati i geofoni precedentemente infissi nel terreno alle equidistanze prestabilite.

La produzione di onde di taglio viene effettuata ponendo una trave di legno a diretto contatto con il terreno in senso trasversale al profilo ed energizzando su entrambi i lati dopo averla adeguatamente caricata, l'impatto rende operativo, tramite un accelerometro reso solidale con la fonte di energizzazione (*trigger*), il sistema di acquisizione dati, permettendo così la registrazione ai geofoni della forma d'onda rappresentativa della velocità di spostamento del suolo. Le registrazioni vengono effettuate alternativamente su entrambi i lati, mediante massa battente, e sommate con polarità scambiata in modo da migliorare l'individuazione dell'onda di taglio polarizzata orizzontalmente che viene generata. Al fine di ottenere una migliore risoluzione della sismo-stratigrafia, i punti di energizzazione, detti punti di scoppio (*shot points*), vengono disposti simmetricamente rispetto al profilo: ai suoi estremi (*end*), esternamente (*offset*) ed a distanze variabili entro il profilo stesso (punti di scoppio centrali). La profondità di investigazione è, in linea teorica direttamente correlata alla lunghezza del profilo, alla distanza degli offset e soprattutto al contrasto di velocità dei mezzi attraversati. I tempi di arrivo delle onde sismiche nel terreno sono funzione della distanza tra i geofoni, delle caratteristiche meccaniche dei litotipi attraversati e della loro profondità.

2.2 Metodo di elaborazione dei dati

La procedura d'elaborazione dati consiste di due fasi: la lettura dei tempi d'arrivo ai vari geofoni dello stendimento per ciascuna energizzazione effettuata e la loro successiva elaborazione mediante metodi di calcolo.

I tempi di primo arrivo delle onde sismiche vengono riportati su diagrammi spazio-tempo (dromocrone) nei quali l'asse dei tempi ha l'origine coincidente con l'istante in cui viene prodotta l'onda sismica (to), mentre nelle ascisse si hanno le distanze relative fra i geofoni

dello stendimento. Tali diagrammi consentono di determinare, nei punti di flesso, le variazioni di velocità fra i vari strati attraversati dai raggi sismici e, tramite elaborazioni, le profondità a cui si verificano tali variazioni. In Tabella I sono riportate le relazioni tra le velocità medie delle onde sismiche di compressione P e di taglio SH (espresse in m/sec) e le principali litologie, desunte da letteratura. Il procedimento di elaborazione dei tempi d'arrivo per ottenere le profondità dei rifrattori, utilizza più metodi: il Metodo del tempo di ritardo (*delay time*), il Metodo del tempo di intercetta ed il Metodo reciproco generalizzato (G.R.M.) proposto da Palmer (1980). Il G.R.M. è un metodo interpretativo che si basa su tempi d'arrivo da energizzazioni coniugate, effettuate cioè da parti opposte del profilo sismico: tramite la determinazione di due funzioni (analisi della velocità e tempo-profondità) si determinano le velocità e quindi le profondità dei rifrattori individuati sulle dromocrone.

La funzione di analisi della velocità corrisponde al tempo necessario al raggio sismico a percorrere un tratto di lunghezza nota sul rifrattore (distanza intergeofonica), per cui la sua determinazione permette di ottenere una precisa stima della velocità delle onde sismiche nel rifrattore stesso. Tramite un procedimento di migrazione dei dati, sia la funzione tempo-profondità che quella di analisi della velocità vengono calcolate per distanze intergeofoniche crescenti (da 0 a multipli interi dell'equidistanza dei geofoni): viene scelta poi quella distanza per la quale le curve presentano il miglior andamento rettilineo. I limiti del metodo a rifrazione risiedono nella impossibilità teorica di rilevare successioni stratigrafiche composte da strati a velocità decrescente con la profondità, in tal caso lo strato o gli strati non possono essere messi in evidenza dalle onde rifratte in quanto l'energia incidente, al contatto fra la sommità dello strato e la base dello strato sovrastante a più alta velocità, subisce una flessione verso il basso e non può venire di conseguenza rifratta; tale situazione è nota come "orizzonte nascosto". Altra limitazione consiste nella presenza di uno strato a velocità intermedia ma di ridotto spessore; anche in questo caso l'orizzonte non produce alcun cambiamento di pendenza sulle dromocrone, e non è quindi sismicamente rilevabile. Ambedue le situazioni stratigrafiche portano a sovraestimare o sottostimare lo spessore delle coperture. Quando da altri rilievi si è a conoscenza della possibile presenza di orizzonti sismici nascosti è possibile, in fase di elaborazione dei dati con il metodo G.R.M., la verifica dello spessore di tali zone, poiché negli strati nascosti si ha sempre un aumento di velocità con la profondità, ma il loro spessore è sottile e/o il contrasto di velocità con lo strato sottostante è così piccolo, per cui i raggi sismici che partono da questi strati vengono oscurati dai raggi che partono dallo strato sottostante. Gli strati a bassa velocità presentano invece una velocità sismica minore rispetto allo strato sovrastante (inversione di velocità), per cui alla loro interfaccia non si verifica una rifrazione critica e così non vengono evidenziati sul grafico tempo-distanza. L'individuazione di eventuali strati nascosti e/o inversioni di velocità viene effettuata attraverso il confronto fra

i valori delle funzioni tempo-velocità misurate e quelle ricalcolate in base al valore di XY utilizzata per l'elaborazione (Palmer 1980).

Materiale	V P m/s	V SH m/s	
		VP/VSH 1.9 - 3.5	VP/VSH 1.9 - 3.5
Detrito superficiale alterato	300 - 600	86 - 158	171 - 316
Ghiaia, pietrisco, sabbia asciutta	500 - 900	143 - 263	257 - 474
Sabbia bagnata	600 - 1800	171 - 316	514 - 947
Argilla	900 - 2700	257 - 474	771 - 1421
Acqua	1430 - 1680	-	-
Arenaria	1800 - 4000	514 - 947	1143 - 2105
Scisti argillosi	2500 - 4200	714 - 1316	1200 - 2211
Calcare	2000 - 6000	571 - 1053	1714 - 3158
Sale	4200 - 5200	1200 - 2211	1486 - 2737
Granito	4000 - 6000	1143 - 2105	1714 - 3158
Rocce metamorfiche	3000 - 7000	857 - 1579	2000 - 3684

Tabella I – Velocità dei principali materiali.

3 Presentazione dei dati

Nella presente relazione vengono forniti i seguenti elaborati:

- planimetria con ubicazioni delle indagini
- sezioni sismiche interpretate, rappresentazioni bidimensionali delle velocità sismiche e degli spessori degli strati individuati lungo il profilo
- tabulati numerici delle velocità delle onde sismiche e degli spessori relativi ad ogni strato rilevato per ciascuna sezione sismica
- registrazioni di campagna e dromocrone relative.

4 Risultati dell'indagine

L'indagine ha messo in evidenza la presenza di tre orizzonti sismici con le seguenti classi di velocità:

$$V1 = 117 - 147 \text{ m/s}$$

$$V2 = 284 \text{ m/s}$$

$$V3 = 483 - 548 \text{ m/s}$$

Il primo orizzonte sismico ha uno spessore compreso fra 0.8 m e 2.5 m e può essere riferito al terreno naturale areato e ai materiali di riporto. Il secondo orizzonte sismico, con uno spessore variabile fra 6.8 m e 11.1 m, raggiunge profondità comprese fra 8.6 m e 11.9 m e

può essere riferito ai depositi di limi sabbiosi e argillosi. Le velocità del terzo orizzonte sono correlabili i depositi di sabbie e ghiaie cementate.

5 Normativa sismica e calcolo del parametro V_{s30}

L'Ordinanza P.C.M. n°3274/03 istituisce diverse categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto. Tali categorie vengono definite in base al calcolo del parametro V_{s30} che è dato da:

$$V_{s30} = 30 / \sum_{i=1,N} (h_i/V_i)$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore (in metri) e la velocità delle onde di taglio SH (in m/sec.) dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori. I valori di V_{s30} calcolati lungo il profilo variano fra 363 m/s e 396 m/s, con un valore medio di 377 m/s. Per i rapporti stratigrafici e i contrasti di velocità presenti la zona in esame rientra nella categoria B dei suoli di fondazione. Si ricorda che i calcoli per l'attribuzione della categoria sono stati effettuati rispetto al piano campagna e che una eventuale asportazione dei terreni superficiali aumenterebbe il valore del parametro V_{s30} diminuendo lo spessore dei terreni a velocità più bassa.

Categorie di Suolo di Fondazione	V_s 30 m/s	N_{spt} - C_u
A Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di V_{s30} superiori a 800m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.	$V_{s30} > 800$	
B Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 m/sec e 800 m/sec (ovvero $N_{spt30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_u > 250$ kPa nei terreni a grana fine)	$360 < V_{s30} < 800$	$N_{spt} > 50$ $C_u > 250$ kPa
C Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/sec e 360 m/sec (ovvero $15 < N_{spt} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_u < 250$ kPa nei terreni a grana fina)	$180 < V_{s30} < 360$	$15 < N_{spt} < 50$ $70 < C_u < 250$ kPa
D Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} inferiori a 180 m/sec (ovvero $N_{spt} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_u < 70$ kPa nei terreni a grana fina)	$V_{s30} < 180$	$N_{spt} < 15$ $C_u < 70$ kPa

E		
Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento con $V_s > 800$ m/sec.	$V_{s30} < 360$	
S1		
Depositi costituiti da V_{s30} inferiori a 100m/s (ovvero $10 < c_u < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fine di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche	$V_{s30} < 100$	$10 < C_u < 20$ kPa
S2		
Depositi di terreni suscettibili a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti.		

Tabella III – Categorie di suolo di fondazione

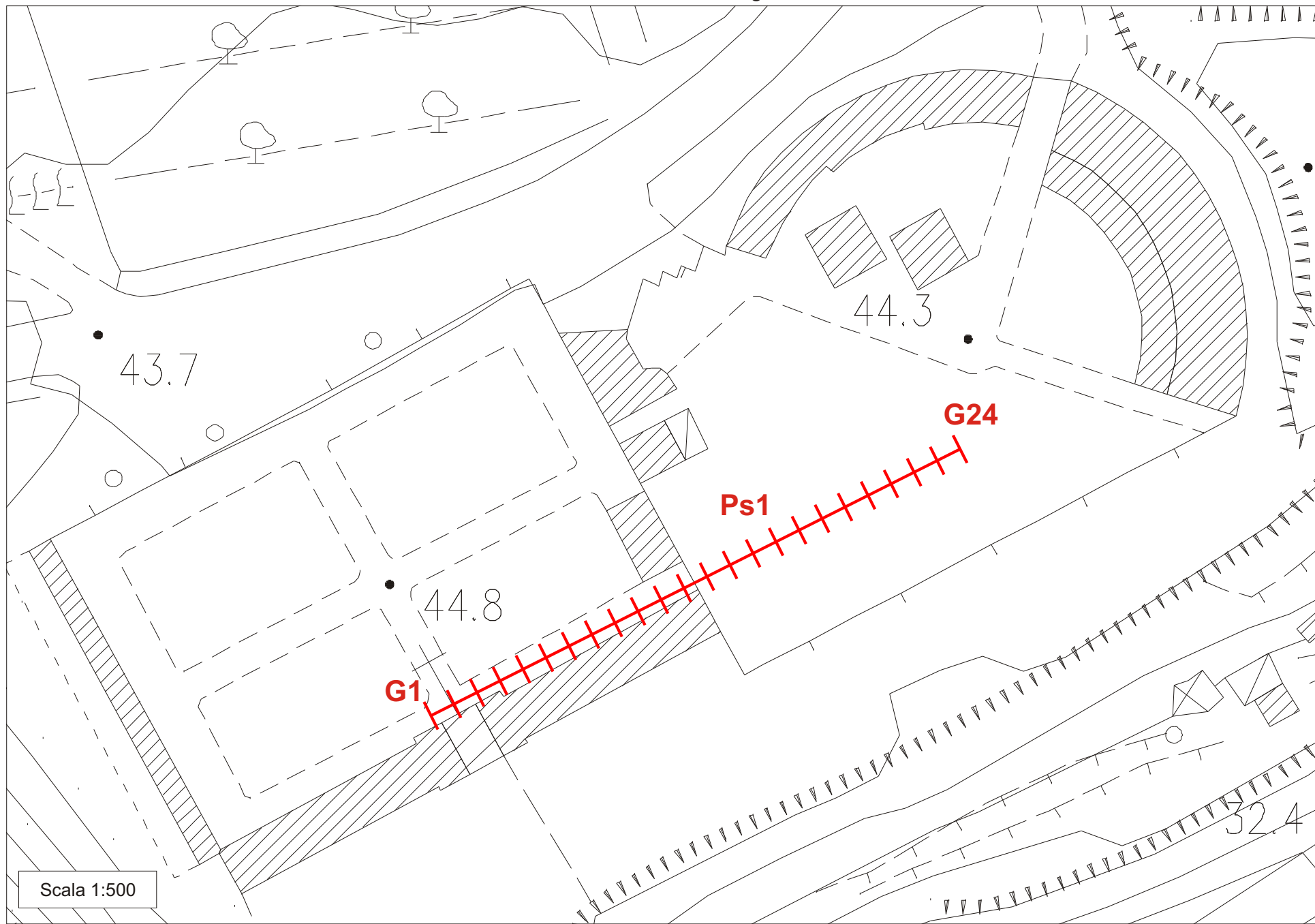
6 Caratteristiche della strumentazione

Il sistema di acquisizione usato nella presente campagna d'indagini è composto da un sistema modulare della Geometrics così configurato:

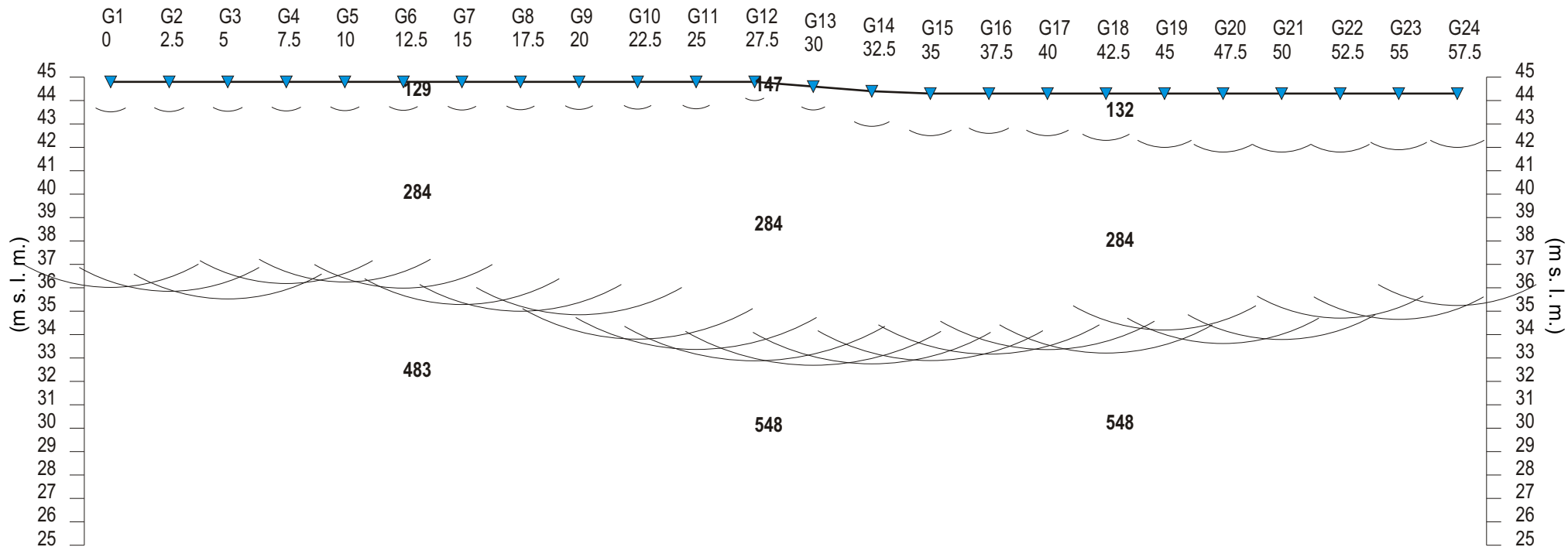
Sismografo GEODE 48 canali (2 moduli a 24 canali) con Controller Stratavisor NZC:

- risoluzione segnale A/D 24 bit;
- escursione dinamica 144 dB, 110 dB istantanea a 2 ms;
- passo di campionamento da 0.02 a 16 ms indipendente dal tempo d'acquisizione;
- fino a 64.000 campioni per traccia;
- distorsione 0.0005% a 2ms, 1.75 – 208 Hz;
- amplificazione del segnale da 0 a 36 dB;
- filtri anti-aliasing a 90 dB della frequenza di Nyquist;
- filtri digitali low-cut, high-cut, notch;
- precisione trigger in sommatoria 1/32 del passo di campionamento;
- pre-trigger fino a 4096 campioni, delay sino a 1.000 ms;
- salvataggio dati in formato SEG-2 su hard-disk incorporato;
- 24 geofoni verticali con frequenza propria di 14 Hz;
- 24 geofoni orizzontali con frequenza propria di 4.5 Hz;
- sistema di starter (trigger) mediante accelerometro;
- energizzazione mediante mazza da 5 Kg, minibang calibro 8, grave da 30/60 kg.

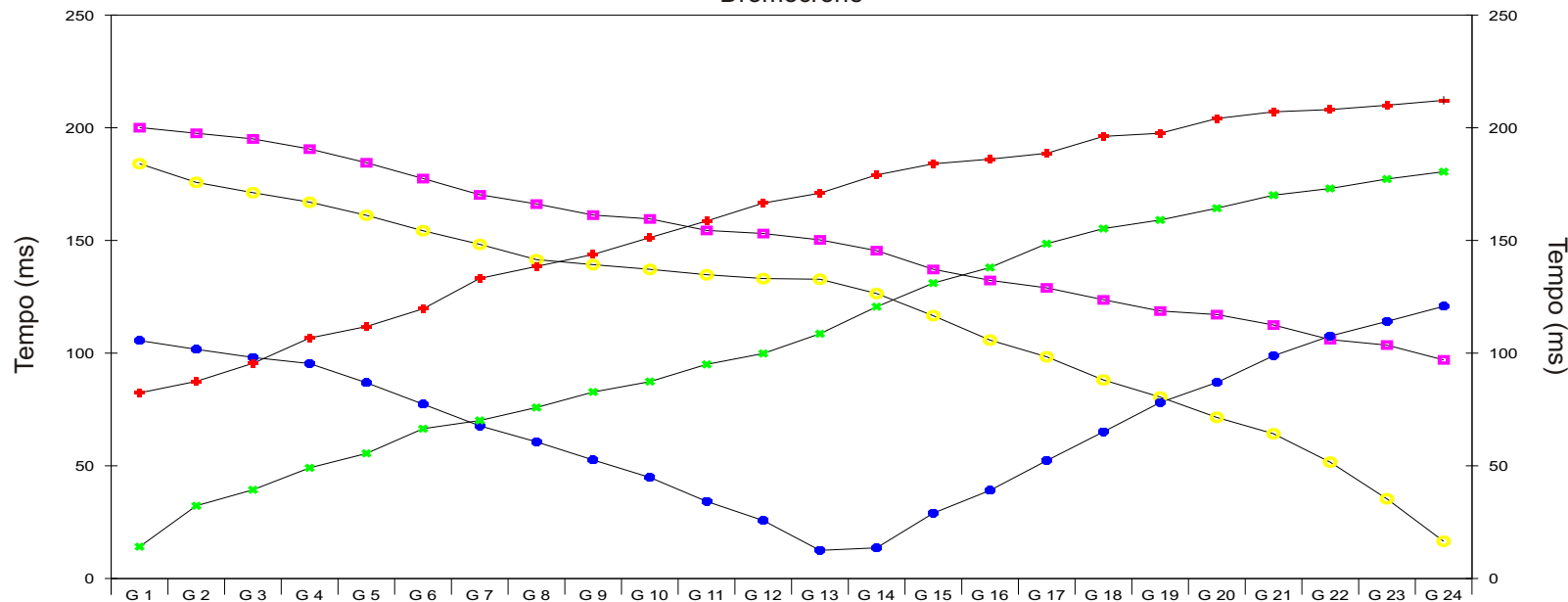
Ubicazione delle indagini



Profilo di sismica a Rifrazione Ps1 - onde SH



Dromocrone



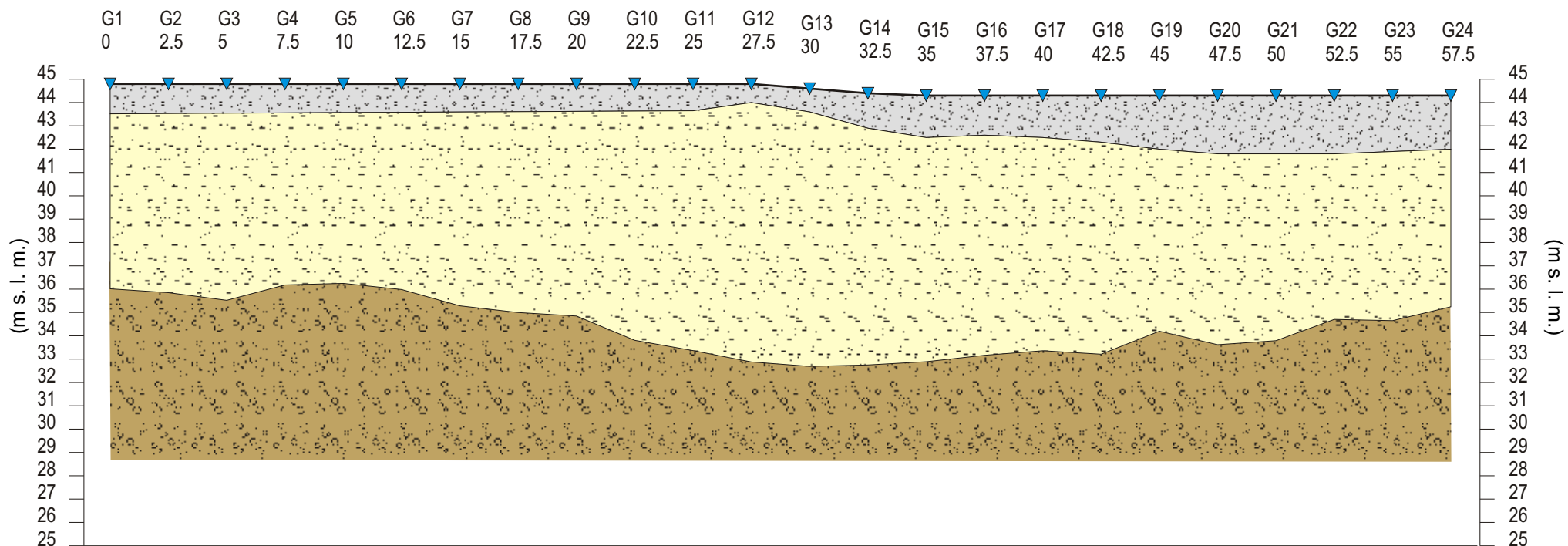
Legenda

- ▼ Geofono
- Distanza dalla superficie topografica del limite di strato
- 1326** Velocità in m/sec.
- Contatti tettonici
- Faglie presunte

Scala 1:200




- A Esterno sinistro
- B Estremo sinistro
- C Centrale
- D Centrale
- E Estremo destro

Ps1 - onde SH- Interpretazione sismostratigrafica



Z1 (m)	1.3	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	0.8	1.0	1.5	1.8	1.7	1.8	2.0	2.3	2.5	2.5	2.5	2.4	2.3
Z2 (m)	7.5	7.7	8.0	7.4	7.3	7.6	8.3	8.6	8.8	9.8	10.3	11.1	10.9	10.1	9.6	9.4	9.1	9.1	7.8	8.2	8.0	7.1	6.8
H2 (m)	8.8	8.9	9.3	8.6	8.6	8.8	9.5	9.8	10.0	11.0	11.4	11.9	11.9	11.6	11.4	11.1	10.9	11.1	10.1	10.7	10.5	9.6	9.1
V1 (m/s)	117	117	120	123	126	129	132	135	138	141	144	147	140	134	127	128	130	132	133	134	136	136	136
V2 (m/s)	284	284	284	284	284	284	284	284	284	284	284	284	284	284	284	284	284	284	284	284	284	284	284
V3 (m/s)	483	483	483	483	483	483	548	548	548	548	548	548	548	548	548	548	548	548	548	548	548	548	548

Legenda:

-  Materiali di riporto
-  Limi sabbiosi - argillosi
-  Sabbie e ghiaie cementate

Scala 1:200

- Z1 = Spessore del primo orizzonte
- Z2 = Spessore del secondo orizzonte
- H2 = Profondità del secondo orizzonte
- V1 = Velocità del primo orizzonte sismico
- V2 = Velocità del secondo orizzonte sismico
- V3 = Velocità del terzoorizzonte sismico

Dati Ps1 - onde SH

Tempi di arrivo

Geo. N °	Dist. m	ShotA ms	ShotB ms	ShotC ms	ShotD ms	ShotE ms
1	0.0	82.37	14.12	105.60	184.10	200.10
2	2.5	87.50	32.25	101.70	175.80	197.60
3	5.0	95.50	39.37	98.12	171.20	195.10
4	7.5	106.70	49.12	95.37	167.00	190.60
5	10.0	111.80	55.50	86.87	161.20	184.50
6	12.5	119.70	66.50	77.37	154.30	177.50
7	15.0	133.20	70.12	67.75	148.30	170.30
8	17.5	138.50	75.87	60.62	141.50	166.20
9	20.0	143.80	82.75	52.62	139.30	161.30
10	22.5	151.30	87.37	44.87	137.20	159.60
11	25.0	158.60	95.00	34.25	134.80	154.50
12	27.5	166.60	99.87	25.75	133.10	153.10
13	30.0	171.00	108.60	12.50	132.80	150.30
14	32.5	179.10	120.60	13.62	126.50	145.50
15	35.0	184.00	131.10	29.00	116.60	137.20
16	37.5	186.10	138.00	39.12	105.80	132.30
17	40.0	188.70	148.60	52.37	98.37	129.00
18	42.5	196.20	155.30	65.12	88.12	123.70
19	45.0	197.60	159.10	78.12	80.50	118.70
20	47.5	204.10	164.30	87.00	71.50	117.10
21	50.0	207.10	170.10	98.87	64.25	112.50
22	52.5	208.10	173.10	107.60	51.62	106.00
23	55.0	210.00	177.30	114.10	35.37	103.60
24	57.5	212.20	180.50	120.80	16.50	97.00

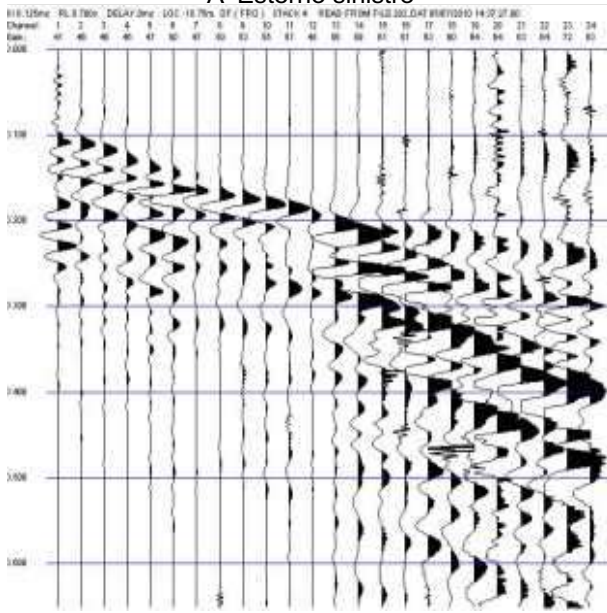
Q m slm	V1 m/s	Z1 m	Q1 m slm	V2 m/s	Z2 m	H2 m	Q2 m slm	V3 m/s	Vs30 m/s
44.8	117	1.3	43.5	284	7.5	8.8	36.0	483	368
44.8	117	1.3	43.5	284	7.7	8.9	35.9	483	366
44.8	120	1.3	43.5	284	8.0	9.3	35.5	483	366
44.8	123	1.2	43.6	284	7.4	8.6	36.2	483	374
44.8	126	1.2	43.6	284	7.3	8.6	36.2	483	377
44.8	129	1.2	43.6	284	7.6	8.8	36.0	483	375
44.8	132	1.2	43.6	284	8.3	9.5	35.3	548	396
44.8	135	1.2	43.6	284	8.6	9.8	35.0	548	395
44.8	138	1.2	43.6	284	8.8	10.0	34.8	548	394
44.8	141	1.2	43.6	284	9.8	11.0	33.8	548	386
44.8	144	1.2	43.6	284	10.3	11.4	33.4	548	382
44.8	147	0.8	44.0	284	11.1	11.9	32.9	548	387
44.6	140	1.0	43.6	284	10.0	11.0	33.6	548	389
44.4	134	1.5	42.9	284	9.5	11.0	33.4	548	378
44.3	127	1.8	42.5	284	9.2	11.0	33.3	548	369
44.3	128	1.7	42.6	284	9.4	11.1	33.2	548	371
44.3	130	1.8	42.5	284	9.1	10.9	33.4	548	372
44.3	132	2.0	42.3	284	9.1	11.1	33.2	548	367
44.3	133	2.3	42.0	284	7.8	10.1	34.2	548	370
44.3	134	2.5	41.8	284	8.2	10.7	33.6	548	363
44.3	136	2.5	41.8	284	8.0	10.5	33.8	548	365
44.3	136	2.5	41.8	284	7.1	9.6	34.7	548	372
44.3	136	2.4	41.9	284	7.2	9.6	34.7	548	374
44.3	136	2.3	42.0	284	6.8	9.1	35.2	548	380
Vs 30 medio									377

Legenda:

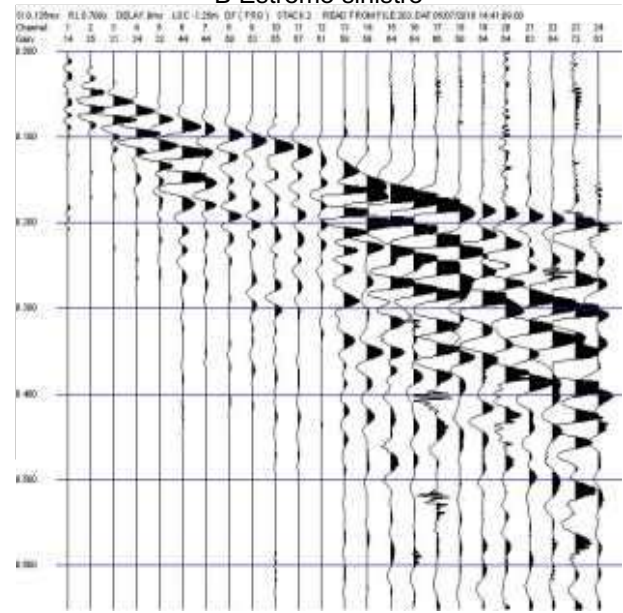
Z1 = Spessore dell'orizzonte
V1 = Velocità dell'orizzonte sismico
Q = Quota del geofono in m s.l.m.

Registrazioni P1 - onde SH

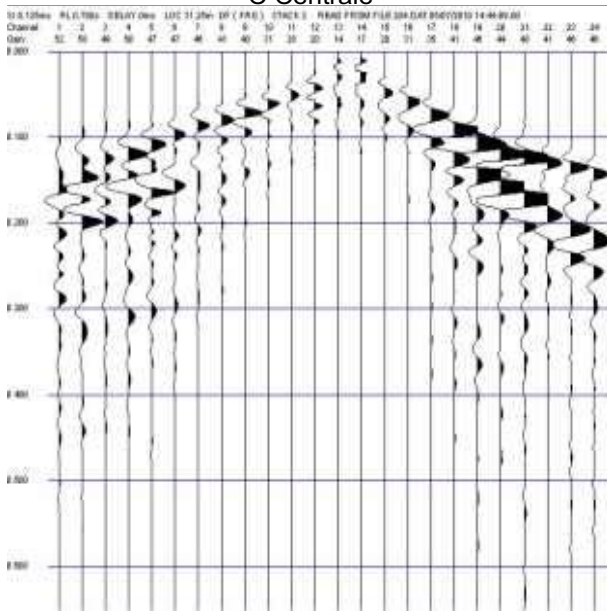
A Esterno sinistro



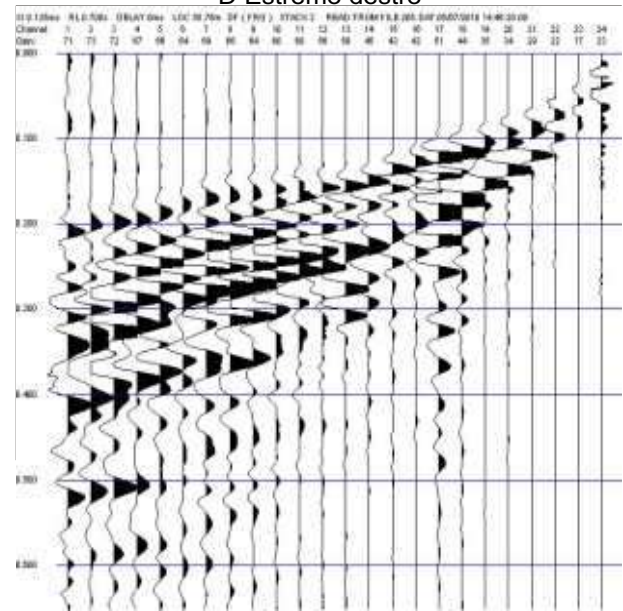
B Estremo sinistro



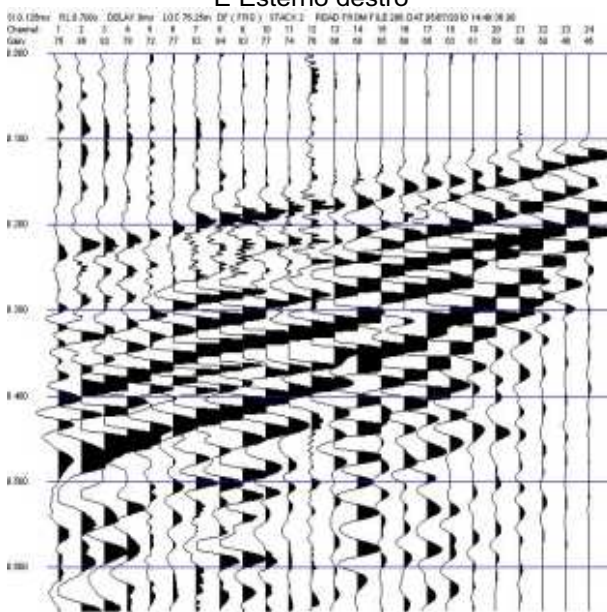
C Centrale



D Estremo destro



E Esterno destro



Relazione di calcolo

Definizione

Per pendio s'intende una porzione di versante naturale il cui profilo originario è stato modificato da interventi artificiali rilevanti rispetto alla stabilità. Per frana s'intende una situazione di instabilità che interessa versanti naturali e coinvolgono volumi considerevoli di terreno.

Introduzione all'analisi di stabilità

La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.

Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata. Inoltre è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale, in quanto i terreni presentano un comportamento non-lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi ed inoltre il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico ma anche da quello normale. A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative:

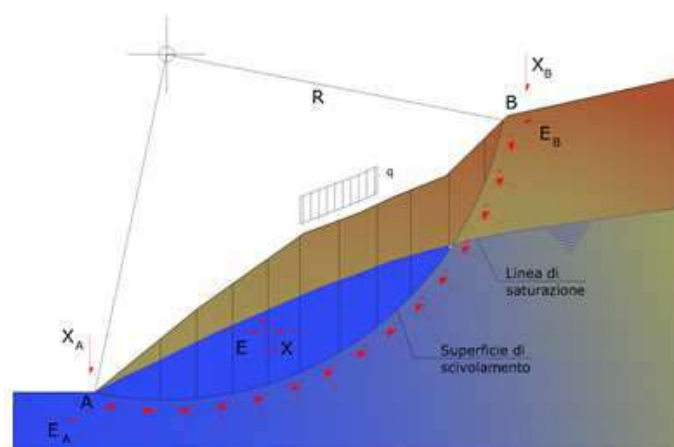
1. Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (c) e angolo di resistenza al taglio (ϕ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.
2. In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

Metodo equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (τ) e confrontate con la resistenza disponibile (τ_f), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza:

$$F = \tau_f / \tau$$

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.). Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.



Metodo dei concii

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di concii. Se il numero dei concii è pari a n , il problema presenta le seguenti incognite:

- n valori delle forze normali N_i agenti sulla base di ciascun concio;
- n valori delle forze di taglio alla base del concio T_i ;
- $(n-1)$ forze normali E_i agenti sull'interfaccia dei concii;
- $(n-1)$ forze tangenziali X_i agenti sull'interfaccia dei concii;
- n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_i ;
- $(n-1)$ valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_i ;
- una incognita costituita dal fattore di sicurezza F .

Complessivamente le incognite sono $(6n-2)$.

Mentre le equazioni a disposizione sono:

- equazioni di equilibrio dei momenti n ;
- equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n ;
- equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n ;
- equazioni relative al criterio di rottura n .

Totale numero di equazioni $4n$.

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

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

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

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

Metodo di Fellenius (1927)

Con questo metodo (valido solo per superfici di scorrimento di forma circolare) vengono trascurate le forze di interstriscia pertanto le incognite si riducono a:

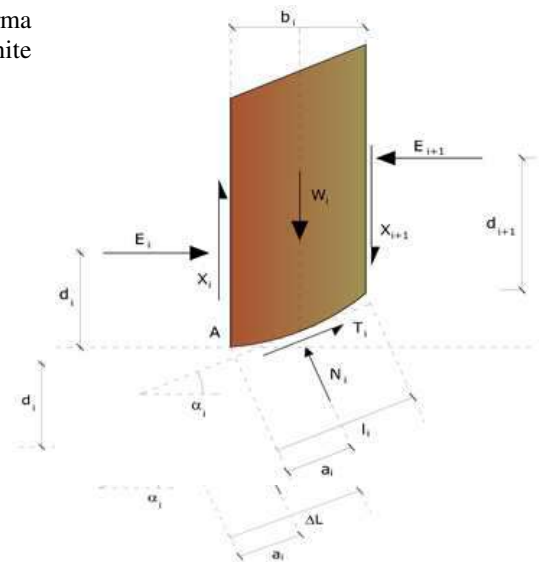
- n valori delle forze normali N_i ;
- n valori delle forze da taglio T_i ;
- 1 fattore di sicurezza.

Incognite $(2n+1)$.

Le equazioni a disposizione sono:

- n equazioni di equilibrio alla traslazione verticale;
- n equazioni relative al criterio di rottura;
- equazione di equilibrio dei momenti globale.

$$F = \frac{\sum \{ c_i \times l_i + (W_i \times \cos \alpha_i - u_i \times l_i) \times \tan \phi_i \}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$



Questa equazione è semplice da risolvere ma si è trovato che fornisce risultati conservativi (fattori di sicurezza bassi) soprattutto per superfici profonde.

Metodo di Bishop (1955)

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali. Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$$\sum F_y = 0, \quad \sum M_0 = 0 \quad \text{Criterio di rottura}$$

$$F = \frac{\sum \{c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i\} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$

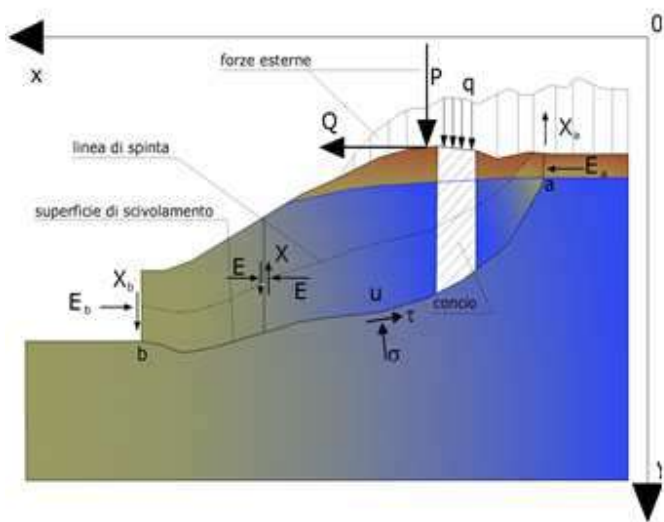
I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre $\Delta X = 0$ ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

Metodo di Janbu (1967)

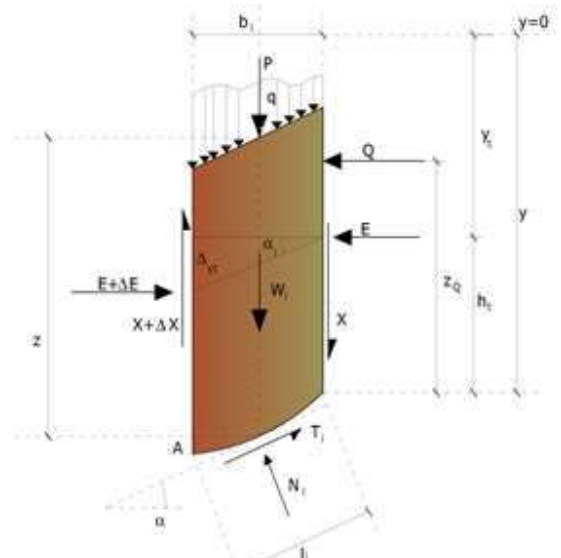
Janbu estese il metodo di Bishop a superfici di scorrimento di forma qualsiasi.

Quando vengono trattate superfici di scorrimento di forma qualsiasi il braccio delle forze cambia (nel caso delle superfici circolari resta costante e pari al raggio). A tal motivo risulta più conveniente valutare l'equazione del momento rispetto allo spigolo di ogni blocco.

$$F = \frac{\sum \{c_i \times b + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i\} \times \frac{\sec^2 \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \times \tan \alpha_i}$$



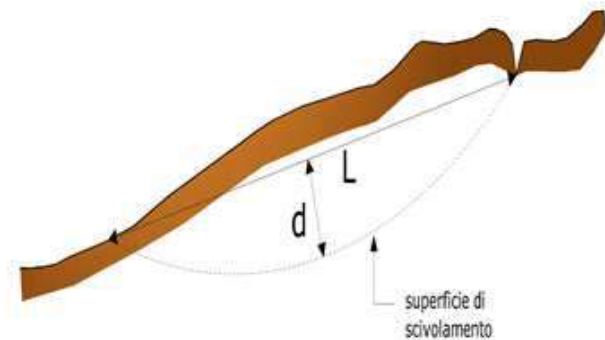
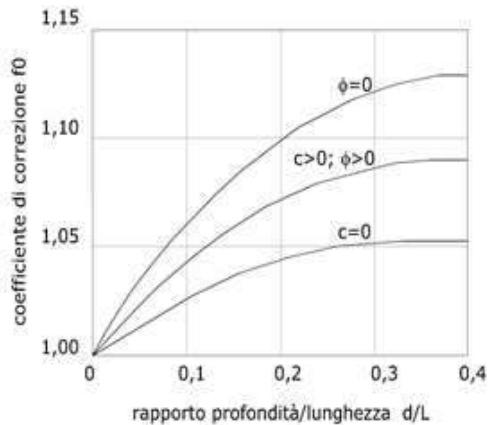
Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Janbu e rappresentazione d'insieme dell'ammasso



Assumendo $\Delta X_i = 0$ si ottiene il metodo ordinario. Janbu propose inoltre un metodo per la correzione del fattore di sicurezza ottenuto con il metodo ordinario secondo la seguente:

$$F_{\text{corretto}} = f_0 \cdot F$$

dove f_0 è riportato in grafici funzione di geometria e parametri geotecnici. Tale correzione è molto attendibile per pendii poco inclinati.



Metodo di Bell (1968)

Le forze agenti sul corpo che scivola includono il peso effettivo del terreno, W , le forze sismiche pseudostatiche orizzontali e verticali $K_x W$ e $K_z W$, le forze orizzontali e verticali X e Z applicate esternamente al profilo del pendio, infine, la risultante degli sforzi totali normali e di taglio σ e τ agenti sulla superficie potenziale di scivolamento.

Lo sforzo totale normale può includere un eccesso di pressione dei pori u che deve essere specificata con l'introduzione dei parametri di forza efficace.

In pratica questo metodo può essere considerato come un'estensione del metodo del cerchio di attrito per sezioni omogenee precedentemente descritto da Taylor.

In accordo con la legge della resistenza di Mohr-Coulomb in termini di tensione efficace, la forza di taglio agente sulla base dell' i -esimo concio è data da:

$$T_i = \frac{c_i L_i + (N_i - u_{ci} L_i) \tan \Phi_i}{F}$$

in cui:

F = il fattore di sicurezza;

c_i = la coesione efficace (o totale) alla base dell' i -esimo concio;

Φ_i = l'angolo di attrito efficace (= 0 con la coesione totale) alla base dell' i -esimo concio;

L_i = la lunghezza della base dell' i -esimo concio;

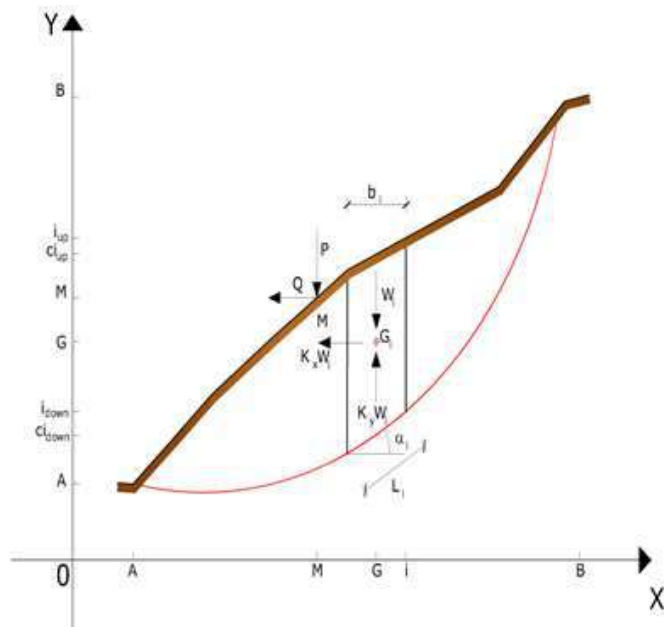
u_{ci} = la pressione dei pori al centro della base dell' i -esimo concio.

L'equilibrio risulta uguagliando a zero la somma delle forze orizzontali, la somma delle forze verticali e la somma dei momenti rispetto all'origine.

Viene adottata la seguente assunzione sulla variazione della tensione normale agente sulla potenziale superficie di scorrimento:

$$\sigma_{ci} = \left[C_1 (1 - K_z) \frac{W_i \cos \alpha_i}{L_i} \right] + C_2 f(x_{ci}, y_{ci}, z_{ci})$$

in cui il primo termine dell'equazione include l'espressione:



$W_i \cos \alpha_i / L_i = \text{valore dello sforzo normale totale associato con il metodo ordinario dei concii}$

Il secondo termine dell'equazione include la funzione:

$$f = \sin 2\pi \left(\frac{x_n - x_{ci}}{x_n - x_0} \right)$$

dove x_0 ed x_n sono rispettivamente le ascisse del primo e dell'ultimo punto della superficie di scorrimento, mentre x_{ci} rappresenta l'ascissa del punto medio della base del concio i-esimo.

Una parte sensibile di riduzione del peso associata con una accelerazione verticale del terreno K_z g può essere trasmessa direttamente alla base e ciò è incluso nel fattore $(1 - K_z)$.

Lo sforzo normale totale alla base di un concio è dato da:

$$N_i = \sigma_{ci} L_i$$

La soluzione delle equazioni di equilibrio si ricava risolvendo un sistema lineare di tre equazioni ottenute moltiplicando le equazioni di equilibrio per il fattore di sicurezza F, sostituendo l'espressione di N_i e moltiplicando ciascun termine della coesione per un coefficiente arbitrario C_3 . Qualsiasi coppia di valori del fattore di sicurezza nell'intorno di una stima fisicamente ragionevole può essere usata per iniziare una soluzione iterativa.

Il numero necessario di iterazioni dipende sia dalla stima iniziale sia dalla desiderata precisione della soluzione; normalmente, il processo converge rapidamente.

Metodo di Sarma (1973)

Il metodo di Sarma è un semplice, ma accurato metodo per l'analisi di stabilità dei pendii, che permette di determinare l'accelerazione sismica orizzontale richiesta affinché l'ammasso di terreno, delimitato dalla superficie di scivolamento e dal profilo topografico, raggiunga lo stato di equilibrio limite (accelerazione critica K_C) e, nello stesso tempo, consente di ricavare l'usuale fattore di sicurezza ottenuto come per gli altri metodi più comuni della geotecnica.

Si tratta di un metodo basato sul principio dell'equilibrio limite e delle strisce, pertanto viene considerato l'equilibrio di una potenziale massa di terreno in scivolamento suddivisa in n strisce verticali di spessore sufficientemente piccolo da ritenere ammissibile l'assunzione che lo sforzo normale N_i agisce nel punto medio della base della striscia.

Le equazioni da prendere in considerazione sono:

- L'equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale del singolo concio;
- L'equazione di equilibrio alla traslazione verticale del singolo concio;
- L'equazione di equilibrio dei momenti.

Condizioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale:

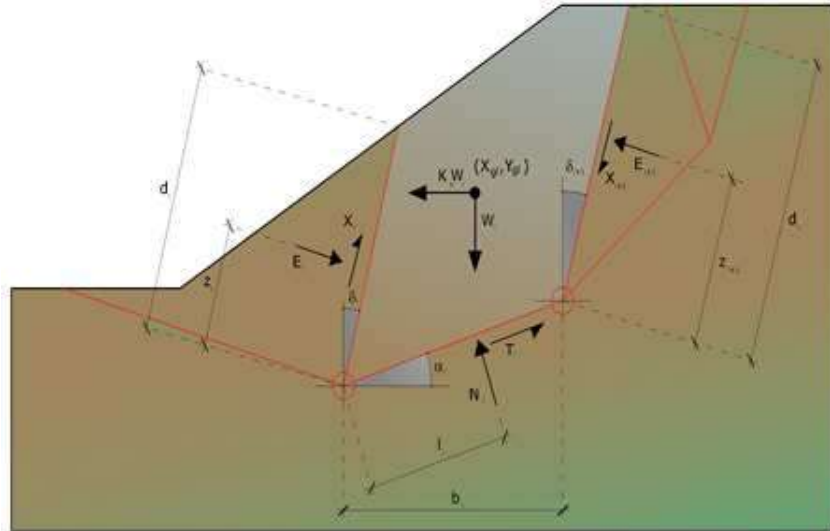
$$\begin{aligned} N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i &= W_i - \Delta X_i \\ T_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i &= K W_i + \Delta E_i \end{aligned}$$

Viene, inoltre, assunto che in assenza di forze esterne sulla superficie libera dell'ammasso si ha:

$$\begin{aligned} \Sigma \Delta E_i &= 0 \\ \Sigma \Delta X_i &= 0 \end{aligned}$$

dove E_i e X_i rappresentano, rispettivamente, le forze orizzontale e verticale sulla faccia i-esima del concio generico i.

L'equazione di equilibrio dei momenti viene scritta scegliendo come punto di riferimento il baricentro dell'intero ammasso; sicché, dopo aver eseguito una serie di posizioni e trasformazioni trigonometriche ed algebriche, nel **metodo di Sarma** la soluzione del problema passa attraverso la risoluzione di due equazioni:



Azioni sull'iesimo concio, metodo di Sarma

$$\sum \Delta X_i \cdot \operatorname{tg}(\psi_i' - \alpha_i) + \sum \Delta E_i = \sum \Delta_i - K \cdot \sum W_i$$

$$\sum \Delta X_i \cdot [(y_{mi} - y_G) \cdot \operatorname{tg}(\psi_i' - \alpha') + (x_i - x_G)] = \sum W_i \cdot (x_{mi} - x_G) + \sum \Delta_i \cdot (y_{mi} - y_G)$$

Ma l'approccio risolutivo, in questo caso, è completamente capovolto: il problema infatti impone di trovare un valore di **K** (accelerazione sismica) corrispondente ad un determinato fattore di sicurezza; ed in particolare, trovare il valore dell'accelerazione **K** corrispondente al fattore di sicurezza **F = 1**, ossia l'accelerazione critica.

Si ha pertanto:

$$K=K_c \quad \text{Accelerazione critica se } F=1$$

$$F=F_s \quad \text{Fattore di sicurezza in condizioni statiche se } K=0$$

La seconda parte del problema del Metodo di Sarma è quella di trovare una distribuzione di forze interne X_i ed E_i tale da verificare l'equilibrio del concio e quello globale dell'intero ammasso, senza violazione del criterio di rottura.

E' stato trovato che una soluzione accettabile del problema si può ottenere assumendo la seguente distribuzione per le forze X_i :

$$\Delta X_i = \lambda \cdot \Delta Q_i = \lambda \cdot (Q_{i+1} - Q_i)$$

dove Q_i è una funzione nota, in cui vengono presi in considerazione i parametri geotecnici medi sulla i -esima faccia del concio i , e λ rappresenta un'incognita.

La soluzione completa del problema si ottiene pertanto, dopo alcune iterazioni, con i valori di K_c , λ e F , che permettono di ottenere anche la distribuzione delle forze di interstriscia.

Metodo di Spencer (1967)

Il metodo è basato sull'assunzione:

1. le forze d'interfaccia lungo le superfici di divisione dei singoli concii sono orientate parallelamente fra loro ed inclinate rispetto all'orizzontale di un angolo θ ;
2. tutti i momenti sono nulli $M_i = 0$ con $i=1, \dots, n$.

Sostanzialmente il metodo soddisfa tutte le equazioni della statica ed equivale al metodo di Morgenstern e Price quando la funzione $f(x) = 1$. Imponendo l'equilibrio dei momenti rispetto al centro dell'arco descritto dalla superficie di scivolamento si ha:

$$1) \quad \sum Q_i R \cos(\alpha - \theta) = 0$$

dove:

$$Q_i = \frac{\frac{c}{F_s} (W \cos \alpha - \gamma_w h l \sec \alpha) \frac{\text{tg} \alpha}{F_s} - W \text{sen} \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left[\frac{F_s + \text{tg} \phi \text{tg}(\alpha - \theta)}{F_s} \right]}$$

forza d'interazione fra i conci;

R = raggio dell'arco di cerchio;

θ = angolo d'inclinazione della forza Q_i rispetto all'orizzontale.

Imponendo l'equilibrio delle forze orizzontali e verticali si ha rispettivamente:

$$\begin{aligned} \sum (Q_i \cos \theta) &= 0 \\ \sum (Q_i \text{sen} \theta) &= 0 \end{aligned}$$

Con l'assunzione delle forze Q_i parallele fra loro, si può anche scrivere:

$$2) \quad \sum Q_i = 0$$

Il metodo propone di calcolare due coefficienti di sicurezza: il primo (F_{sm}) ottenibile dalla 1), legato all'equilibrio dei momenti; il secondo (F_{sf}) dalla 2) legato all'equilibrio delle forze. In pratica si procede risolvendo la 1) e la 2) per un dato intervallo di valori dell'angolo θ , considerando come valore unico del coefficiente di sicurezza quello per cui si abbia:

$$F_{sm} = F_{sf}$$

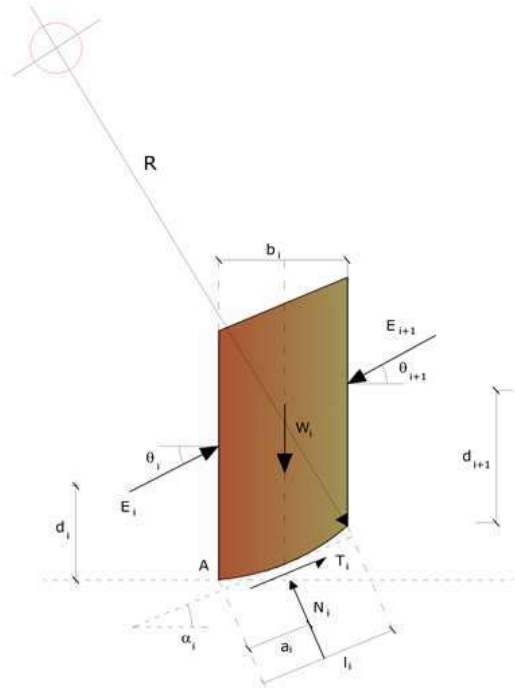
Metodo di Morgenstern e Price (1965)

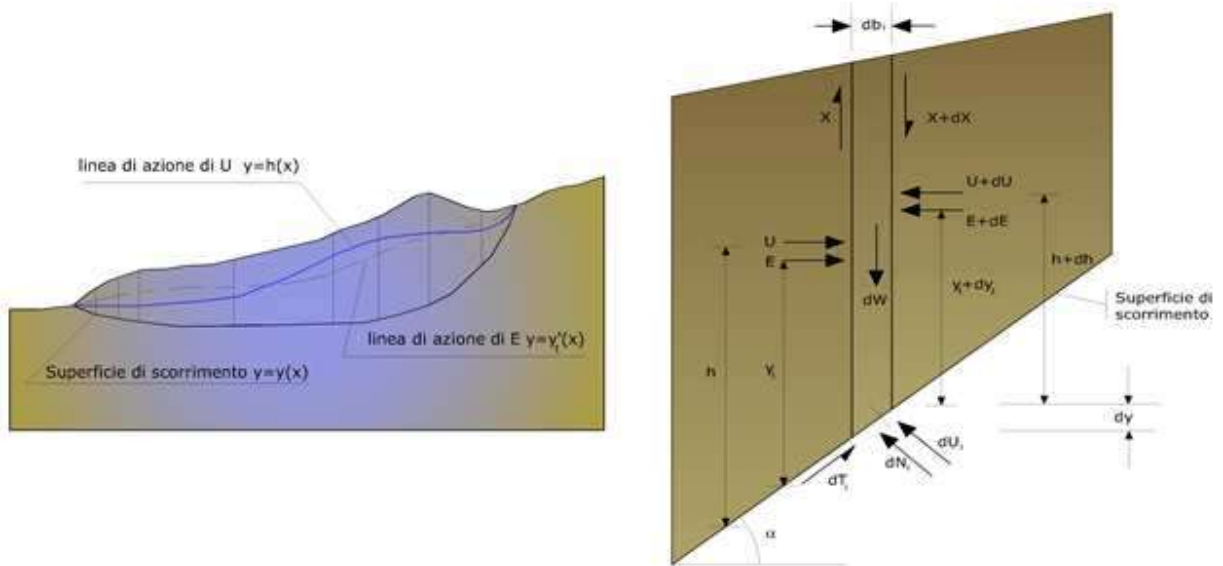
Si stabilisce una relazione tra le componenti delle forze di interfaccia del tipo $X = \lambda f(x)E$, dove λ è un fattore di scala e $f(x)$, funzione della posizione di E e di X , definisce una relazione tra la variazione della forza X e della forza E all'interno della massa scivolante. La funzione $f(x)$ è scelta arbitrariamente (costante, sinusoidale, semisinusoidale, trapezia, spezzata...) e influenza poco il risultato, ma va verificato che i valori ricavati per le incognite siano fisicamente accettabili.

La particolarità del metodo è che la massa viene suddivisa in strisce infinitesime alle quali vengono imposte le equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale e di rottura sulla base delle strisce stesse. Si perviene ad una prima equazione differenziale che lega le forze d'interfaccia incognite E , X , il coefficiente di sicurezza F_s , il peso della striscia infinitesima dW e la risultante delle pressioni neutra alla base dU .

Si ottiene la cosiddetta "equazione delle forze":

$$\begin{aligned} c' \sec^2 \frac{\alpha}{F_s} + \text{tg} \phi' \left(\frac{dW}{dx} - \frac{dX}{dx} - \text{tg} \alpha \frac{dE}{dx} - \sec \alpha \frac{dU}{dx} \right) &= \\ &= \frac{dE}{dx} - \text{tg} \alpha \left(\frac{dX}{dx} - \frac{dW}{dx} \right) \end{aligned}$$





Azioni sul concio i -esimo secondo le ipotesi di Morgenster e Price e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

Una seconda equazione, detta “**equazione dei momenti**”, viene scritta imponendo la condizione di equilibrio alla rotazione rispetto alla mezzzeria della base:

$$X = \frac{d(E_\gamma)}{dx} - \gamma \frac{dE}{dx}$$

queste due equazioni vengono estese per integrazione a tutta la massa interessata dallo scivolamento.

Il metodo di calcolo soddisfa tutte le equazioni di equilibrio ed è applicabile a superfici di qualsiasi forma, ma implica necessariamente l'uso di un calcolatore.

Metodo di Zeng e Liang (2002)

Zeng e Liang hanno effettuato una serie di analisi parametriche su un modello bidimensionale sviluppato con codice agli elementi finiti, che riproduce il caso di pali immersi in un terreno in movimento (drilled shafts). Il modello bidimensionale riproduce un striscia di terreno di spessore unitario e ipotizza che il fenomeno avvenga in condizioni di deformazione piana nella direzione parallela all'asse dei pali. Il modello è stato utilizzato per indagare l'influenza sulla formazione dell'effetto arco di alcuni parametri come l'interasse fra i pali, il diametro e la forma dei pali, e le proprietà meccaniche del terreno. Gli autori individuano nel rapporto tra l'interasse e il diametro dei i pali (s/d) il parametro adimensionale determinante per la formazione dell'effetto arco. Il problema risulta essere staticamente indeterminato, con grado di indeterminatezza pari a $(8n-4)$, ma nonostante ciò è possibile ottenere una soluzione riducendo il numero delle incognite e assumendo quindi delle ipotesi semplificative, in modo da rendere determinato il problema.

Le assunzioni che rendono il problema determinato sono:

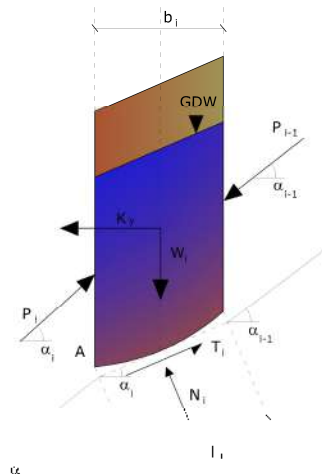
- K_y sono assunte orizzontali per ridurre il numero totale delle incognite da $(n-1)$ a $(7n-3)$;

-Le forze normali alla base della striscia agiscono nel punto medio, riducendo le incognite da n a $(6n-3)$;

-La posizione delle spinte laterali è ad un terzo dell'altezza media dell'inter-striscia e riduce le incognite da $(n-1)$ a $(5n-2)$;

-Le forze (P_{i-1}) e P_i si assumono parallele all'inclinazione della base della striscia (α_i), riducendo il numero di incognite da $(n-1)$ a $(4n-1)$;

-Si assume un'unica costante di snervamento per tutte le strisce, riducendo le incognite da (n) a $(3n-1)$;



Il numero totale di incognite quindi è ridotto a $(3n)$, da calcolare utilizzando il fattore di trasferimento di carico. Inoltre si deve tener presente che la forza di stabilizzazione trasmessa sul terreno a valle dei pali risulta ridotta di una quantità R , chiamato fattore di riduzione, calcolabile come:

$$R = \frac{1}{s/d} + \left(1 - \frac{1}{s/d}\right) \cdot R_p$$

Il fattore R dipende quindi dal rapporto fra l'interasse presente fra i pali e il diametro dei pali stessi e dal fattore R_p che tiene conto dell'effetto arco.

Valutazione dell'azione sismica

La stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene verificata con il metodo pseudo-statico. Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica vengono considerate le seguenti forze:

$$F_H = K_x W$$

$$F_V = K_y W$$

Essendo:

- F_H e F_V rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;
- W peso concio;
- K_x coefficiente sismico orizzontale;
- K_y coefficiente sismico verticale.

Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.

Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia $m \times n$ e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

Stabilizzazione di pendii con l'utilizzo di pali

La realizzazione di una cortina di pali, su pendio, serve a fare aumentare la resistenza al taglio su determinate superfici di scorrimento. L'intervento può essere conseguente ad una stabilità già accertata, per la quale si conosce la superficie di scorrimento oppure, agendo preventivamente, viene progettato in relazione alle ipotetiche superfici di rottura che responsabilmente possono essere assunte come quelle più probabili. In ogni caso si opera considerando una massa di terreno in movimento su un ammasso stabile sul quale attestare, per una certa lunghezza, l'allineamento di pali.

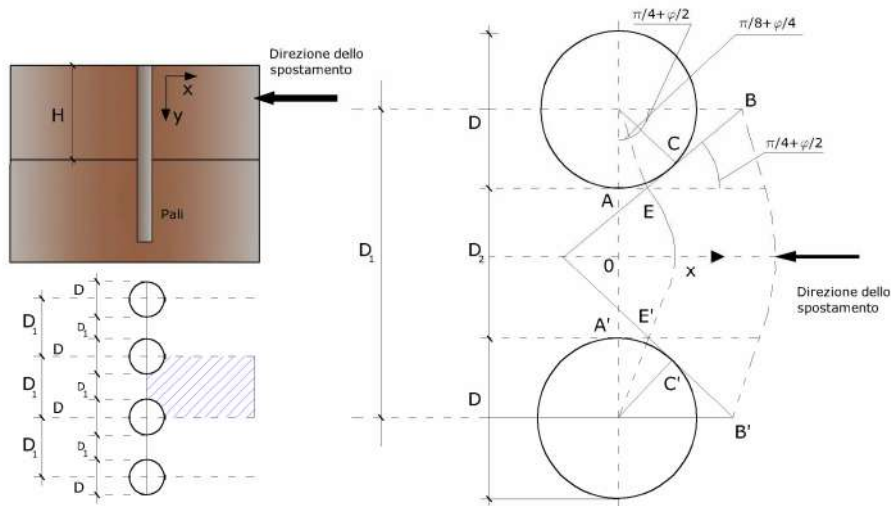
Il terreno, nelle due zone, ha una influenza diversa sull'elemento monoassiale (palo): di tipo sollecitativi nella parte superiore (palo passivo – terreno attivo) e di tipo resistivo nella zona sottostante (palo attivo – terreno passivo). Da questa interferenza, fra "sbarramento" e massa in movimento, scaturiscono le azioni stabilizzanti che devono perseguire le seguenti finalità:

1. conferire al pendio un coefficiente di sicurezza maggiore di quello posseduto;
2. essere assorbite dal manufatto garantendone l'integrità (le tensioni interne, derivanti dalle sollecitazioni massime trasmesse sulle varie sezioni del singolo palo, devono risultare inferiori a quelle ammissibili del materiale) e risultare inferiori al carico limite sopportabile dal terreno, calcolato, lateralmente considerando l'interazione (palo-terreno).

Carico limite relativo all'interazione fra i pali ed il terreno laterale

Nei vari tipi di terreno che non hanno un comportamento omogeneo, le deformazioni in corrispondenza della zona di contatto non sono legate fra di loro. Quindi, non potendo associare al materiale un modello di comportamento perfettamente elastico (ipotesi che potrebbe essere assunta per i materiali lapidei poco fratturati), generalmente si procede imponendo che il movimento di massa sia nello stato iniziale e che il terreno in adiacenza ai pali sia nella fase massima

consentita di plasticizzazione, oltre la quale si potrebbe verificare l'effetto indesiderato che il materiale possa defluire, attraverso la cortina di pali, nello spazio intercorrente fra un elemento e l'altro.



Imponendo inoltre che il carico assorbito dal terreno sia uguale a quello associato alla condizione limite ipotizzata e che fra due pali consecutivi, a seguito della spinta attiva, si instauri una sorta di effetto arco, gli autori T. Ito e T. Matsui (1975) hanno ricavato la relazione che permette di determinare il carico limite. A questa si è pervenuto facendo riferimento allo schema statico, disegnato nella figura precedente e alle ipotesi anzidette, che schematicamente si ribadiscono.

- Sotto l'azione della spinte attive del terreno si formano due superfici di scorrimento localizzate in corrispondenza delle linee AEB ed A'E'B';
- Le direzioni EB ed E'B' formano con l'asse x rispettivamente angoli $+(45 + \varphi/2)$ e $-(45 + \varphi/2)$;
- Il volume di terreno, compreso nella zona delimitata dai vertici AEBB'E'A' ha un comportamento plastico, e quindi è consentita l'applicazione del criterio di rottura di Mohr-coulomb;
- La pressione attiva del terreno agisce sul piano A-A';
- I pali sono dotati di elevata rigidezza a flessione e taglio.

Detta espressione, riferita alla generica profondità Z, relativamente ad un spessore di terreno unitario, è la seguente:

$$P(Z) = C \cdot D_1 (D_1/D_2)^{k_1} \left[\frac{1}{N_\varphi \tan \varphi} \left(e^{k_2} - 2(N_\varphi)^{1/2} \tan \varphi - 1 \right) + K_3 \right] - C \left[D_1 \cdot K_3 - D_2 / (N_\varphi)^{1/2} \right] + \gamma Z / N_\varphi \left[D_1 (D_1/D_2)^{k_1} \cdot e^{k_2} - D_2 \right]$$

dove i simboli utilizzati assumono il significato che segue:

C = coesione terreno;

φ = angolo di attrito terreno;

γ = peso specifico terreno;

D_1 = interasse tra i pali;

D_2 = spazio libero fra due pali consecutivi;

N_φ = $\tan^2(\pi/4 + \varphi/2)$

$$K_1 = (N_\varphi)^{1/2} \tan \varphi + N_\varphi - 1$$

$$K_2 = (D_1 - D_2) / D_2 \cdot N_\varphi \tan(\pi/8 + \varphi/4)$$

$$K_3 = \left[2 \tan \varphi + 2(N_\varphi)^{1/2} + 1 / (N_\varphi)^{1/2} \right] / \left[(N_\varphi)^{1/2} \tan \varphi + N_\varphi - 1 \right]$$

La forza totale, relativamente ad uno strato di terreno in movimento di spessore H, è stata ottenuta integrando l'espressione precedente.

In presenza di terreni granulari (condizione drenata), nei quali si può assumere $c = 0$, l'espressione diventa:

$$P = 1/2 \gamma \cdot H^2 / N_\phi \left[D_1 (D_1/D_2)^{k_1} \cdot e^{k_2} - D_2 \right]$$

Per terreni coesivi (condizioni non drenate), con $\phi = 0$ e $C \neq 0$, si ha:

$$P(z) = C \left[D_1 (3 \ln(D_1/D_2) + (D_1 - D_2)/D_2 \operatorname{tag} \pi/8) - 2(D_1 - D_2) \right] + \gamma \cdot Z(D_1 - D_2)$$

$$P = \int_0^H P(Z) dZ$$

$$P = C \cdot H \left[D_1 (3 \ln(D_1/D_2) + (D_1 - D_2)/D_2 \operatorname{tag} \pi/8) - 2(D_1 - D_2) \right] + 1/2 \gamma H^2 (D_1 - D_2)$$

Il dimensionamento della cortina di pali, che come già detto deve conferire al pendio un incremento del coefficiente di sicurezza e garantire l'integrità del meccanismo palo-terreno, è abbastanza problematica. Infatti tenuto conto della complessità dell'espressione del carico P , influenzata da diversi fattori legati sia alle caratteristiche meccaniche del terreno sia alla geometria del manufatto, non è facile con una sola elaborazione pervenire alla soluzione ottimale. Per raggiungere lo scopo è necessario pertanto eseguire diversi tentativi finalizzati:

- A trovare, sul profilo topografico del pendio, la posizione che garantisca, a parità di altre condizioni, una distribuzione dei coefficienti di sicurezza più confortante;
- A determinare la disposizione planimetrica dei pali, caratterizzata dal rapporto fra interasse e distanza fra i pali (D_2/D_1), che consenta di sfruttare al meglio la resistenza del complesso palo-terreno; sperimentalmente è stato riscontrato che, escludendo i casi limiti ($D_2 = 0 \rightarrow P \rightarrow \infty$ e $D_2 = D_1 \rightarrow P \rightarrow$ valore minimo), i valori più idonei allo scopo sono quelli per i quali tale rapporto risulta compreso fra 0,60 e 0,80;
- A valutare la possibilità di inserire più file di pali ed eventualmente, in caso affermativo, valutare, per le file successive, la posizione che dia più garanzie in termini di sicurezza e di spreco di materiali;
- Ad adottare il tipo di vincolo più idoneo che consente di ottenere una distribuzione più regolare delle sollecitazioni; sperimentalmente è stato constatato che quello che assolve, in maniera più soddisfacente, allo scopo è il vincolo che impedisce le rotazioni alla testa del palo.

Metodo del carico limite di Broms

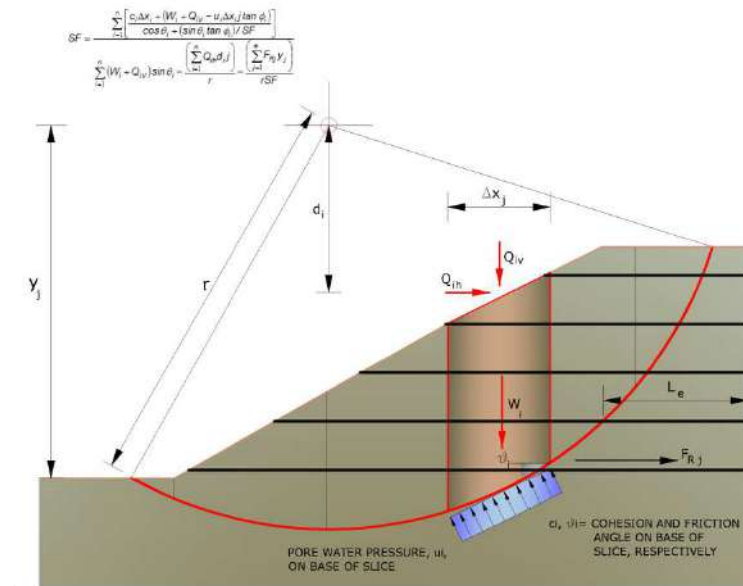
Nel caso in cui il palo sia caricato ortogonalmente all'asse, configurazione di carico presente se un palo inibisce il movimento di una massa in frana, la resistenza può essere affidata al suo carico limite orizzontale.

Il problema di calcolo del carico limite orizzontale è stato affrontato da Broms sia per il mezzo puramente coesivo che per il mezzo incoerente, il metodo di calcolo seguito è basato su alcune ipotesi semplificative per quanto attiene alla reazione esercitata dal terreno per unità di lunghezza di palo in condizioni limite e porta in conto anche la resistenza a rottura del palo (*Momento di plasticizzazione*).

Elemento Rinforzo

I Rinforzi sono degli elementi orizzontali, la loro messa in opera conferisce al terreno un incremento della resistenza allo scorrimento.

Se l'elemento di rinforzo interseca la superficie di scorrimento, la forza resistente sviluppata dall'elemento entra nell'equazione di equilibrio del singolo concio, in caso contrario l'elemento di rinforzo non ne influenza la stabilità.



Le verifiche di natura interna hanno lo scopo di valutare il livello di stabilità dell'ammasso rinforzato, quelle calcolate sono la verifica a rottura dell'elemento di rinforzo per trazione e la verifica a sfilamento (*Pullout*). Il parametro che fornisce la resistenza a trazione del rinforzo, T_{Allow} , si calcola dalla resistenza nominale del materiale con cui è realizzato il rinforzo ridotto da opportuni coefficienti che tengono conto dell'aggressività del terreno, danneggiamento per effetto creep e danneggiamento per installazione.

L'altro parametro è la resistenza a sfilamento (*Pullout*) che viene calcolata attraverso la seguente relazione:

$$T_{Pullout} = 2 \cdot L_e \cdot \sigma'_v \cdot f_b \cdot \tan(\delta)$$

Per geosintetico a maglie chiuse:

$$f_b = \frac{\tan(\delta)}{\tan(\varphi)}$$

dove:

- δ Rappresenta l'angolo di attrito tra terreno e rinforzo;
- $T_{Pullout}$ Resistenza mobilitata da un rinforzo ancorato per una lunghezza L_e all'interno della parte stabile del terreno;
- L_e Lunghezza di ancoraggio del rinforzo all'interno della parte stabile;
- f_b Coefficiente di *Pullout*;
- σ'_v Tensione verticale, calcolata alla profondità media del tratto di rinforzo ancorato al terreno.

Ai fini della verifica si sceglie il valore minimo tra T_{Allow} e $T_{Pullout}$, la verifica interna verrà soddisfatta se la forza trasmessa dal rinforzo generata a tergo del tratto rinforzato non supera il valore della T' .

Ancoraggi

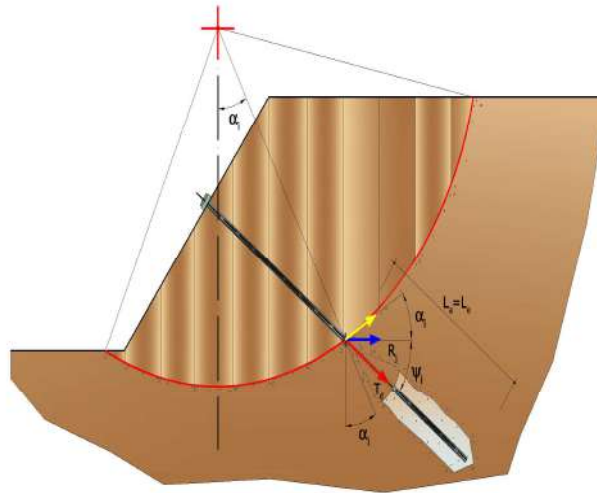
Gli ancoraggi, tiranti o chiodi, sono degli elementi strutturali in grado di sostenere forze di trazione in virtù di un'adeguata connessione al terreno.

Gli elementi caratterizzanti un tirante sono:

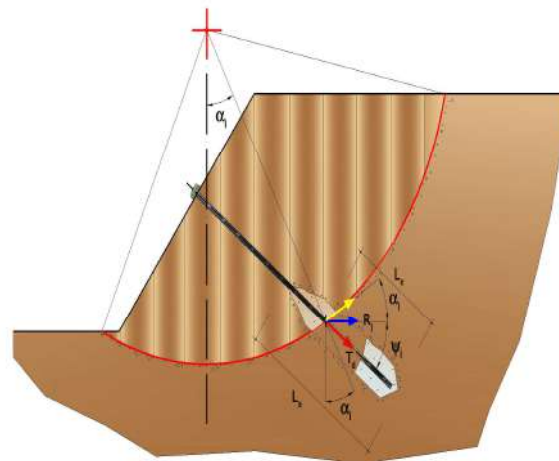
- **testata:** indica l'insieme degli elementi che hanno la funzione di trasmettere alla struttura ancorata la forza di trazione del tirante;
- **fondazione:** indica la parte del tirante che realizza la connessione con il terreno, trasmettendo al terreno stesso la forza di trazione del tirante.

Il tratto compreso tra la testata e la fondazione prende il nome di parte libera, mentre la fondazione (o bulbo) viene realizzata iniettando nel terreno, per un tratto terminale, tramite valvole a perdere, la malta, in genere cementizia. L'anima dell'ancoraggio è costituita da un'armatura, realizzata con barre, fili o trefoli.

Il tirante interviene nella stabilità in misura maggiore o minore efficacia a seconda se sarà totalmente o parzialmente (caso in cui è intercettato dalla superficie di scorrimento) ancorato alla parte stabile del terreno.



Bulbo completamente ancorato



Bulbo parzialmente ancorato

Le relazioni che esprimono la misura di sicurezza lungo una ipotetica superficie di scorrimento si modificheranno in presenza di ancoraggi (tirante attivo, passivo e chiodi) nel modo seguente:

- per i tiranti di *tipo attivo*, la loro resistenza si detrae dalle azioni (denominatore);

$$F_s = \frac{R_d}{E_d - \sum_{i,j} R_{i,j} \cdot \frac{1}{\cos \alpha_i}}$$

- per tiranti di *tipo passivo e per i chiodi*, il loro contributo si somma alle resistenze (numeratore)

$$F_s = \frac{R_d + \sum_{i,j} R_{i,j} \cdot \frac{1}{\cos \alpha_i}}{E_d}$$

Con R_j si indica la resistenza dell'ancoraggio e viene calcolata dalla seguente espressione:

$$R_j = T_d \cdot \cos \Psi_i \cdot \left(\frac{1}{i} \right) \cdot \left(\frac{L_e}{L_a} \right)$$

dove:

T_d tiro esercizio;
 Ψ_i inclinazione del tirante rispetto all'orizzontale;
 i interasse;
 L_e lunghezza efficace;
 L_a lunghezza d'ancoraggio.

I due indici (i, j) riportati in sommatoria rappresentano rispettivamente l'i-esimo concio e il j-esimo ancoraggio intercettato dalla superficie di scorrimento dell'i-esimo concio.

Analisi di stabilità dei pendii con: BISHOP (1955)

Lat./Long.	43,687919/10,662561
Calcolo eseguito secondo	NTC 2018
Numero di strati	5,0
Numero dei conci	10,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,1
Coefficiente parziale resistenza	1,1
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	12,12 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	20,17 m
Ascissa vertice destro superiore xs	18,38 m
Ordinata vertice destro superiore ys	24,39 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	10,0
Numero di celle lungo y	10,0

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe I
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	35,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T2

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
----------------------	-------------------------------	---------------------------	-----------	--------------

S.L.O.	30,0	0,41	2,55	0,24
S.L.D.	35,0	0,44	2,55	0,24
S.L.V.	332,0	1,05	2,54	0,28
S.L.C.	682,0	1,35	2,5	0,29

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,5904	0,2	0,012	0,006
S.L.D.	0,6336	0,2	0,0129	0,0065
S.L.V.	1,512	0,24	0,037	0,0185
S.L.C.	1,944	0,24	0,0476	0,0238

Coefficiente azione sismica orizzontale 0,037

Coefficiente azione sismica verticale 0,019

Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	0,0	10,0
2	3,0	12,5
3	4,5	12,8
4	6,7	13,9
5	8,5	14,5
6	10,5	16,2
7	14,4	16,3
8	18,4	19,6
9	19,1	19,6
10	19,8	20,0
11	30,5	20,02

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	0,0	10,0
2	3,0	12,5
3	4,5	12,8
4	6,7	13,9
5	8,5	14,5
6	10,5	16,2
7	14,4	16,3
8	18,4	19,6
9	19,1	19,6
10	30,5	20,0

Vertici strato2

N	X (m)	y (m)
1	0,0	10,0
2	3,0	12,5
3	4,5	12,8
4	6,7	13,9
5	8,5	14,5
6	10,1	15,8
7	30,5	15,8

Vertici strato3

N	X (m)	y (m)
1	0,0	10,0
2	3,0	12,5
3	4,5	12,8
4	6,7	13,9
5	30,5	14,1

Vertici strato4

N	X (m)	y (m)
1	0,0	10,0
2	0,8	10,3
3	30,5	10,3

Coefficienti parziali azioni

Sfavorevoli: Permanenti, variabili	1,0	1,0
Favorevoli: Permanenti, variabili	1,0	1,0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio	1,25
Coazione efficace	1,25
Coazione non drenata	1,4
Riduzione parametri geotecnici terreno	Si

Stratigrafia

Strato	Coazione (kg/cm ²)	Coazione non drenata (kg/cm ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m ³)	Peso saturo (Kg/m ³)	Litologia	
1	0,01		25	1850,00	2100,00	riporti	
2	0,1	0,9	26	1850,00	2100,00	terreni misti sabbioso limosi	
3	0,15	0,77	18	1850,00	2100,00	limi argillosi	
4	0,1	0,9	26	1850,00	2100,00	terreni misti sabbioso argillosi	
5	0,04		29	1850,00	2100,00	sabbie	

Muri di sostegno - Caratteristiche geometriche

N°	x (m)	y (m)	Base mensola a valle (m)	Base mensola a monte (m)	Altezza muro (m)	Spessore testa (m)	Spessore base (m)	Peso specifico (Kg/m ³)
1	20,69	19,41	0,225	0,225	1,3	0,25	0,25	2500

Risultati analisi pendio [NTC 2018]

Fs minimo individuato	1,37
Ascissa centro superficie	15,56 m
Ordinata centro superficie	20,8 m
Raggio superficie	4,6 m

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.

xc = 15,563 yc = 20,804 Rc = 4,602 Fs=1,366

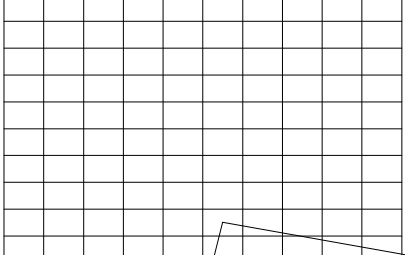
Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm ²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	0,56	-10,4	0,57	307,11	11,36	5,84	0,08	21,3	0,0	387,2	406,3
2	0,56	-3,3	0,57	864,76	32,0	16,43	0,08	21,3	0,0	897,5	534,3
3	0,56	3,7	0,57	1349,41	49,93	25,64	0,08	21,3	0,0	1310,7	641,7
4	0,56	10,8	0,57	1760,98	65,16	33,46	0,08	21,3	0,0	1652,4	735,3
5	0,56	18,1	0,59	2095,88	77,55	39,82	0,08	21,3	0,0	1937,2	819,5
6	0,56	25,7	0,63	2346,05	86,8	44,57	0,08	21,3	0,0	2171,6	897,7
7	0,56	33,8	0,68	2496,08	92,35	47,43	0,08	21,3	0,0	2352,7	973,0
8	0,56	42,9	0,77	2276,02	84,21	43,24	0,08	21,3	0,0	2195,3	980,5
9	0,56	53,6	0,95	1709,92	63,27	32,49	0,08	21,3	0,0	1622,6	928,1
10	0,56	69,7	1,63	1006,24	37,23	19,12	0,08	21,3	0,0	325,0	952,6

Indice

1.Dati generali	14
2.Vertici profilo	15
3.Vertici strato1	16
4.Vertici strato2	16
5.Vertici strato3	16
6.Vertici strato4	16
7.Coefficienti parziali azioni	16
8.Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno	17
9.Stratigrafia	17
10.Muri di sostegno - Caratteristiche geometriche	17
11.Risultati analisi pendio [NTC 2018]	17
Indice	19

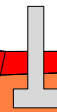
(12,1,24,4) (18,4,24,4)

$x_c=15,56$ $y_c=20,80$ $R_c=4,60$ $F_s=1,37$



(12,1,20,2)

(18,4,20,2)



riporti
 $g=1850,00\text{Kg/m}^3$
 $g_s=2100,00\text{Kg/m}^3$
 $F_i=25^\circ$

terreni misti sabbioso limosi
 $g=1850,00\text{Kg/m}^3$
 $g_s=2100,00\text{Kg/m}^3$
 $F_i=26^\circ$
 $cu=0,9 \text{ kg/cm}^2$

limi argillosi
 $g=1850,00\text{Kg/m}^3$
 $g_s=2100,00\text{Kg/m}^3$
 $F_i=18^\circ$
 $cu=0,77 \text{ kg/cm}^2$

terreni misti sabbioso argillosi
 $g=1850,00\text{Kg/m}^3$
 $g_s=2100,00\text{Kg/m}^3$
 $F_i=26^\circ$
 $cu=0,9 \text{ kg/cm}^2$

sabbie
 $g=1850,00\text{Kg/m}^3$
 $g_s=2100,00\text{Kg/m}^3$
 $F_i=29^\circ$

