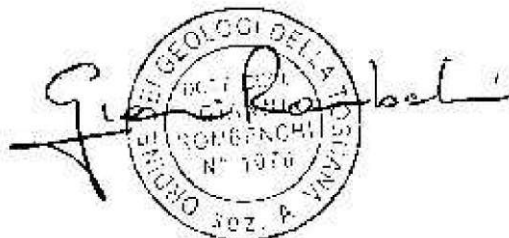


COMMITTENTE: **omissis**.

**RELAZIONE GEOLOGICA STRATIGRAFICO – GEOTECNICA, SISMICA ED
IDROLOGICO-IDRAULICA A SUPPORTO DEL PROGETTO DI
IMPIANTO DI TRATTAMENTO ACQUE REFLUE A SERVIZIO DEL
FABBRICATO PRODUTTIVO POSTO
IN VIA DOTT. SALVATORE GIOVANNOLI
COMUNE DI MONSUMMANO TERME**

DOTT. GEOL. GIANNI ROMBENCHI

ORDINE GEOLOGI DELLA TOSCANA
n° 1076



The image shows a handwritten signature in black ink that reads "Gianni Rombenchi". Below the signature is a circular professional stamp. The stamp contains the text "ORDINE GEOLOGI DELLA TOSCANA" around the top edge, "DOTT. GEOL. GIANNI ROMBENCHI" in the center, and "N° 1076" below the name. At the bottom of the stamp, it says "SOZ. A. VIVITE".

MONTECATINI TERME, 09.11.2022

1 - PREMESSA

Su commissione della Società **omissis** è stata svolta un'indagine geologica, stratigrafico - geotecnica e sismica del sottosuolo, oltre che di compatibilità con l'assetto idrologico-idraulico locale a supporto del progetto dell'impianto di trattamento delle acque reflue, di servizio al fabbricato produttivo esistente, posto in Dott. Salvatore Giovannoli, nel Comune di Monsummano Terme (TAVOLA 1).

L'intervento in esame, così come rappresentato nel progetto redatto dall'Arch. Ilaria Tommasi, prevede la realizzazione di una vasca parzialmente interrata di circa 63 mq con altezza complessiva interna di circa 5,50, oltre a due cisterne prefabbricate fuori terra (di volumetria complessiva circa 200 mc), necessarie per il trattamento e la depurazione delle acque reflue industriali, legate all'attività.

In ottemperanza a quanto richiesto dalla normativa vigente è stato eseguito l'attuale Studio Geologico che ha avuto lo scopo di analizzare le caratteristiche morfologiche, idrogeologiche, geolitologiche, geotecniche, sismiche ed idrologico-idrauliche della zona al fine di valutare, ai sensi dello Strumento Urbanistico Comunale e della normativa nazionale e regionale vigente, la fattibilità generale dell'opera in progetto e definirne nei dettagli le modalità per renderla compatibile con l'assetto territoriale (D.M. 11.03.1988 - Min. LL.PP., Circ. LL.PP. del 24.09.1988 n° 30483, Ordinanza P.C.M. n° 3274 del 20/03/2003, D.M. 14.09.2005, D.M. 14.01.2008, D.M. 17-01-2018, Circ. C.S.LL.PP. n. 7/2019, D.P.G.R. 1/R del 19/02/2022, D.C.I. dell'Autorità di Bacino del Fiume Arno n. 185/04 di adozione del Piano di Bacino del Fiume Arno, P.A.I. pubblicato sulla G.U. n. 230 del 03/10/2005 e Carta Guida delle Aree Allagate relativa alle Norme di Salvaguardia del Piano di Bacino del Fiume Arno D.P.C.M. 05/11/1999, nonché in riferimento al Piano di Gestione del Rischio Alluvioni di cui al d.p.c.m. 27/10/2016 ed alle Del. C.I. 231/2016 e 232/2016 e relative norme della Disciplina di Piano – Aut. di Bacino F. Arno – Distretto Appennino Settentrionale e L.R. 41/2018).

Relativamente al D.P.G.R. 1/r del 2022, il presente elaborato ottempera alle prescrizioni dell'art. 7 della norma, nonché le indicazioni relative alle indagini da eseguire ai sensi del paragrafo 2 e paragrafo 3 dell'allegato 1, con particolare riferimento alla tipologia di struttura ed intervento.

2 - RELAZIONE GEOLOGICA - INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO, GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO

L'area in esame si trova nella porzione pianeggiante del territorio Comunale di Monsummano Terme, ad una quota sul livello del mare di circa 17 m, a sud-ovest del centro abitato di Monsummano

Terme (TAVOLA 1).

La morfologia della zona d'intervento è caratterizzata da deboli pendenze del terreno mediamente verso sud e sud-ovest sempre inferiore all'1 %, che determinano una generale condizione di stabilità dell'area nei riguardi dei fenomeni gravitativi o erosivi del suolo (sia diffusi che concentrati), osservazione confermata anche dall'assenza di indizi geomorfologici di instabilità potenziale o in atto, che possono interessare gli interventi in esame.

Tale assetto morfologico appare decisamente legato ai processi alluvionali ed erosivi di una serie di corsi d'acqua, che proprio in corrispondenza dello sbocco nella pianura alluvionale hanno prodotto estesi ed articolati depositi, successivamente incisi o sepolti da sedimenti più recenti. L'evoluzione geomorfologica dell'intera zona, comunque, risente in maniera decisiva dei processi sedimentari e di colmata che hanno portato al riempimento dell'antico bacino fluvio-lacustre presente nell'area della Valdinievole nel periodo Villafranchiano (Pliocene superiore - Quaternario), di cui l'attuale Padule di Fucecchio costituisce l'ultimo residuo.

Dal punto di vista geologico l'area in esame, rappresentata in TAVOLA 2 (Carta geologica Regionale) ed in TAVOLA 3 (Carta geologica e geomorfologica tratta dalla Variante al P.S. Comunale), risulta costituita da "DEPOSITI ALLUVIONALI RECENTI ED ATTUALI" e da "DEPOSITI DI COLMATA" costituiti da argille, limi e sabbie dell'Olocene, la cui distribuzione areale nel sottosuolo dipende dai fenomeni di alluvionamento, erosione e dinamica fluviale dei corsi d'acqua, prevalentemente distribuiti in corrispondenza dei limiti con i rilievi collinari.

La natura di tali sedimenti è stata evidenziata, oltre che dal rilevamento sul posto e da precedenti indagini limitrofe, anche dai risultati di specifiche campagne geognostiche e geofisiche eseguite in precedenza (a partire dal 2000 e fino al 2010) a supporto della progettazione strutturale dell'edificio esistente e di successivi corpi di fabbrica realizzati dalla proprietà committente, che sostanzialmente hanno evidenziato la prevalenza di depositi limo-argillosi, limo-sabbiosi e sabbio-limosi di origine alluvionale e/o di colmata.

Dal punto di vista idrogeologico, l'intervento sarà effettuato all'interno della pianura alluvionale dove la risorsa idrica di sottosuolo è presente a modesta profondità negli orizzonti più permeabili. La saturazione dei terreni limo-argillo-sabbiosi più superficiali per infiltrazione nel terreno delle acque meteoriche ed alimentazione idrogeologica da parte dei collettori idraulici presenti nella zona, permette di registrare un livello dell'acqua a profondità di 1,40 – 1,50 m dal piano campagna originario (a partire dal quale sono state eseguite le prospezioni geognostiche di riferimento negli anni 2000-2003). L'area d'intervento, tuttavia è stata successivamente caratterizzata da riempimenti e riporti di terreno nell'ordine di almeno 1,40 – 1,50 m (finalizzati a livellare il piano di campagna con le

attuali quote dei piazzali di servizio), permettendo di ipotizzare soggiacenze della falda freatica di circa 2,80 – 3,00 m dall'attuale quota del piazzale pertinenziale, quindi prossime a quelle di fondo scavo previste, e con potenziale modesta interferenza rispetto agli sbancamenti necessari per la realizzazione della vasca interrata, soprattutto se eseguiti nella stagione autunnale-invernale.

Le generali condizioni di stabilità geomorfologica nell'area nel suo complesso, comunque, risultano sintetizzate anche nella Carta della Pericolosità Geomorfologica redatta a supporto dello Strumento Urbanistico Comunale (TAVOLA 4), in cui l'intervento risulta posto in un contesto generale di pericolosità geomorfologica elevata, (classe G3), dovuta all'assenza di fattori predisponenti il verificarsi di processi morfo-evolutivi, ma caratterizzata da terreni con locali caratteristiche geotecniche scadenti, che per la tipologia d'intervento corrisponde ad una fattibilità geologica condizionata (classe FG 3), per la quale sono necessarie verifiche in merito alla “*eventuale necessità di consolidamento del substrato di fondazione*” (art. 128 N.T.A – Regolamento Urbanistico Comunale).

3 – RELAZIONE IDRAULICA - CONSIDERAZIONI IDROGRAFICHE E DI PERICOLOSITA' IDRAULICA

Nei riguardi dello smaltimento e drenaggio delle acque meteoriche della zona appare utile evidenziare che il drenaggio superficiale delle acque avviene principalmente attraverso un sistema di fossi campestri e collettori fognari che si sviluppano lungo gli appezzamenti agricoli e sotto le principali sedi viarie o aree edificate, convogliando i deflussi verso sud e sud-ovest, assecondando la naturale acclività del terreno.

Le condizioni di efficienza idraulica del reticolo idrografico presente risultano sintetizzate anche dalle indicazioni della Carta di Pericolosità Idraulica redatta a supporto dello Strumento Urbanistico Comunale (TAVOLA 5), in cui l'area di prevista realizzazione dell'impianto di depurazione ricade, se pur marginalmente, in zona classificata a pericolosità idraulica elevata (classe I 3), caratterizzata da aree interessate da eventi alluvionali con tempo di ritorno compreso fra 30 e 200 anni. Tale condizione di pericolosità idraulica comporta, in riferimento alla tipologia d'intervento prevista, una classificazione di fattibilità idraulica condizionata (classe FI 3), per la quale “*la messa in sicurezza rispetto ad eventi con tempo di ritorno di 200 anni può essere conseguita anche tramite adeguati sistemi di autosicurezza, a condizione che sia dimostrata l'assenza o l'eliminazione di pericolo per le persone e i beni, e che sia dimostrato che gli interventi non determinano aumento delle pericolosità in altre aree*”.

Anche ai sensi del Piano di Gestione Rischio Alluvioni (PGRA) prodotto dall'Autorità di

Bacino del Fiume Arno – Distretto Appennino Settentrionale (Delibere n. 231 e 232 del Comitato Istituzionale), l'area in esame viene classificata in pericolosità di alluvione media (classe PI 2 – stralcio n. 167 – TAVOLA 6), nella quale ai sensi degli art. 9 e 10 delle stesse norme *“sono consentiti gli interventi che possano essere realizzati in condizioni di gestione del rischio idraulico ...”*

In tal senso, con riferimento alla L.R. 41/2018, l'intervento in esame ricade in area a pericolosità da alluvione poco frequente, ai sensi dell'art. 18 comma 1-b, risultando fattibile ai sensi dell'art. 12 comma 1 della stessa norma (come intervento connesso e funzionale al patrimonio edilizio esistente senza incremento volumetrico).

Relativamente alle prescrizioni della Norma 13 del Piano di Bacino del Fiume Arno - Stralcio Rischio Idraulico (D.P.C.M. 05.11.99), nonché alle disposizioni di “invarianza idraulica” definite all'art. 129.1 delle N.T.A. della Variante semplificata al R.U. Comunale, infine, occorre evidenziare che l'intervento previsto non comporta sostanziali variazioni di permeabilità dei suoli rispetto alla condizione attuale (con incremento di superficie impermeabile di circa 315 mq), rispettando la soglia limite dei 500 mq, per i quali occorre prevedere *“impianti di accumulo per l'immagazzinamento e la gestione della restituzione delle acque di pioggia in modo da non aumentare il deflusso delle acque meteoriche nelle aree circostanti”*. Per tali motivi non si rendono necessarie valutazioni e provvedimenti in ordine al non incremento di rischio idraulico nei confronti del territorio limitrofo.

4 – RELAZIONE GEOTECNICA – INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE DEL SOTTOSUOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

4.1. INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOFISICHE

Allo scopo di definire le caratteristiche meccaniche e stratigrafiche del terreno in esame e sulla base della tipologia e volumetria d'intervento, nonché dalla relativa destinazione d'uso (impianti tecnici) è stato fatto riferimento all'allegato 1 del D.R.G.R. 1/r relativamente al Paragrafo 2 ed al Paragrafo 3, con particolare riferimento alla classe d'indagine 2, relativa alla vasca parzialmente interrata.

Relativamente alla caratterizzazione geotecnica e geofisica di dettaglio, infatti, oltre ad acquisire e verificare tutte le informazioni desunte dalle numerose indagini eseguite all'interno della proprietà (la cui ubicazione in rapporto all'intervento è riportata in TAVOLA 7), in questa sede sono stati utilizzati i parametri geotecnici e la stratigrafia del sottosuolo desunta da un sondaggio a carotaggio continuo (S2) eseguito nell'aprile del 2000 proprio in adiacenza all'area d'intervento, nonché da due prove penetrometriche statiche CPT 2-2000 e CPT 6-2003 (comunque limitrofe all'area

in esame). Relativamente alle informazioni geofisiche profonde, queste sono desunte dalla prospezione in foro di tipo Down-Hole eseguita nel 2010 poche decine di metri più a sud, ancora all'interno della proprietà.

L'ubicazione delle prospezioni geognostiche di riferimento è stata rappresentata in TAVOLA 7, mentre i relativi certificati stratigrafico-geotecnici delle indagini utilizzate sono allegati alla presente relazione.

La prospezione sismica di tipo down-hole ha avuto lo scopo di determinare la velocità di propagazione delle onde di compressione (onde P) e di taglio (onde SH) nel sottosuolo al fine di determinare alcune proprietà meccaniche e geofisiche delle litologie investigate e definire il parametro Vs30, che rappresenta la velocità media di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 metri di profondità. Tale tecnica prevede la collocazione di una sorgente sismica in superficie e la misura della velocità delle onde P ed SH ogni metro di profondità all'interno del foro di sondaggio, attrezzato con tubo in PVC preventivamente reso solidale con le pareti del foro per mezzo di cementazione.

Le verticali penetrometriche di riferimento, invece, sono state spinte fino alla profondità massima di 12,40 m dall'attuale piano di campagna mediante l'utilizzo di un penetrometro statico munito di punta conica Begemann standard (diametro $\varnothing = 35,7$ mm, angolo al vertice $\beta = 60^\circ$, Superficie = 10 cmq) e manicotto laterale.

In funzione dei valori di resistenza alla penetrazione della punta (Rp-qp) e dell'attrito laterale sul manicotto (Rl-fs) misurati ogni 20 cm di infissione nel terreno da parte della batteria di aste è stato possibile definire, oltre ai parametri meccanici utili alle valutazioni progettuali agli stati limite ultimi e di esercizio, anche la stratigrafia dello sottosuolo in corrispondenza dell'intervento.

Il sondaggio geognostico a carotaggio continuo (S2), eseguito nel 2000 e spinto fino alla profondità massima di 17,0 m dal piano di campagna originario, infine, ha permesso la diretta osservazione stratigrafico-sedimentologica dei terreni in esame, la valutazione di parametri geotecnici speditivi sulle carote estratte, nonché una serie di analisi geotecniche di laboratorio sui campioni prelevati nel corso della perforazione, così come rappresentato nel report in allegato.

4.2. MODELLO STRATIGRAFICO – GEOTECNICO

Dai risultati d'insieme delle prospezioni di riferimento è stato possibile ricavare la schematizzazione del modello geotecnico del sottosuolo d'indagine, di cui viene rappresentato uno schema in TAVOLA 8.

L'assetto stratigrafico evidenziato in questa sede è risultato simile fra le diverse indagini consultate ed in altre prospezioni eseguite nelle vicinanze, permettendo di individuare una notevole estensione areale delle condizioni geometriche, litologiche e geotecniche dei terreni.

In particolare, con riferimento alle prospezioni più prossime all'area in esame, sotto uno spessore superficiale di terreno di riporto di circa 1,40-1,50 m (realizzato successivamente alle indagini geognostiche e finalizzato a livellare il piano di campagna con le attuali quote dei piazzali di servizio), è stato rilevato il suolo ed il terreno di copertura vegetale originario caratterizzato da spessori di circa 40-60 cm.

Al di sotto sono presenti limi argillo-sabbiosi mediamente plastici (entro i quali verranno impostate le fondazioni delle nuove strutture) che si estendono fino a profondità variabili, ma comprese fra 5,60 m (in CPT 6-2003) e 7,80 m (in CPT 2-2000) e sono caratterizzati da resistenze alla penetrazione della punta (R_p -qc) mediamente comprese fra 10 e 18 Kg/cmq.

Seguono limi argillosi ed argille limose consistenti (con intercalazioni lenticolari in sommità di argille limose poco consistenti rilevate nel sondaggio S2) che si estendono fino a circa 13,40 m all'interno del sondaggio S2, e sono caratterizzati da resistenze alla penetrazione della punta (R_p -qc) variabili e nell'ordine di 18-70 Kg/cmq. Più in profondità, infine, sono state rilevate sabbie e sabbie limose con ghiaia mediamente addensate che si estendono fino al termine delle prospezioni di riferimento.

I valori medio-minimi dei parametri geotecnici (considerati come caratteristici sulla base di una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro considerato), corrispondenti alle caratteristiche meccaniche dei livelli di terreno distinti nella prospezione penetrometrica di riferimento sono stati desunti anche sulla base di esperienze professionali condotte in aree limitrofe e su analoghi sedimenti, assumendo valori dell'angolo d'attrito e della coesione non drenata cautelativi e compatibili con il comportamento di resistenza a taglio dei sedimenti.

Litologia – profondità (m)	γ	ϕ'	Cu	Rp-qc	Mo
Riporto superficiale, suolo e terreno di copertura vegetale (0,0-1,8/2,1)	1,80	-	-	-	-
Limi argillo-sabbiosi mediamente plastici (1,8/2,1-5,6/7,8)	1,90	25	0,50	10-18	45-50
Limi argillosi ed argille limose consistenti (5,6/7,8-13,4)	1,95	26	0,70	18-70	60-70
Sabbie e sabbie limose con ghiaia mediamente addensate (oltre 13,40)	2,00	32	0,60	-	-

dove: ϕ = angolo d'attrito interno del terreno in gradi; **Cu** = coesione non drenata di breve termine in Kg/cmq; **Rp** = resistenza penetrometrica all'infissione della punta in Kg/cmq; γ = peso di volume in t/mc; **Mo** = Modulo edometrico medio in Kg/cmq.

4.3. PROGETTAZIONE GEOTECNICA E CRITERI GENERALI

Per ogni stato limite ultimo, le N.T.C. impongono che debba essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove **E_d** rappresenta il valore di progetto dell'effetto delle azioni e **R_d** definisce il valore di progetto della resistenza, valutata in base alla resistenza dei materiali ed alle grandezze geometriche (sistema

geotecnico).

EFFETTO DELLE AZIONI DI PROGETTO E_d

$$E_d = \gamma_{ik} \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad E_d = \Gamma \left[\gamma_F \Gamma_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

RESISTENZA DI PROGETTO R_d

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_1 \Gamma_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d . L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = E_k \times \gamma_E$. Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

Il valore di progetto della resistenza R_d , dove non si ricorra a correlazioni dirette con prove in sito od a misure dirette su prototipi, usualmente si determina in modo analitico con riferimento al **valore caratteristico** dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato in tabella 6.2.II e tenendo conto, dove necessario, di coefficienti parziali γ_R differenziati per ciascun tipo di opera da dimensionare ed indicati dalle N.T.C..

Tabella 6.2.II – *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
<i>Coestione efficace</i>	c'_k	γ_c	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{vk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_s	1,0	1,0

La verifica della condizione che si determina tra azioni (Ed) e la resistenza di progetto (Rd) deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (**A1** e **A2**), per i parametri geotecnici (**M1** e **M2**) e per le resistenze (**R1**, **R2** e **R3**).

4.4. VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) PER STABILITÀ DEL FRONTE DI SCAVO

In relazione alla necessità di effettuare uno scavo di altezza massima circa 2,50 m, per la realizzazione della vasca di depurazione interrata, occorre esprimere alcune considerazioni nei riguardi della spinta del terreno che sarà mobilitata durante le fasi di escavazione ed al termine delle stesse.

A titolo indicativo in questa sede è stata eseguita una verifica di stabilità per la fase transitoria di cantiere (in condizioni di scavo aperto), assumendo la condizione a “breve termine” e quindi il comportamento “non drenato” dei materiali che costituiranno la parete di scavo.

La verifica nella condizione di stato limite ultimo risulta soddisfatta se $R_d/E_d \geq 1$, utilizzando l’approccio 1 – combinazione 2 (DA1-C2), in cui vale l’effetto delle combinazioni **A2+M2+R2**, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali definiti nella seguente tabella:

Tabella 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Infatti, utilizzando il metodo speditivo di Taylor per determinare la stabilità di un fronte di scavo con altezza complessiva di 2,50 m, ipotizzato cautelativamente con pendenza di 90° e costituito esclusivamente da limi argillo-sabbiosi mediamente plastici, pertanto con coesione non drenata pari a $C_u = 0,50 \text{ Kg/cm}^2$, si ottiene quanto segue:

$$R_d / E_d = (1 / \gamma_R) \times (C_u / \gamma C_u) \times (1 / N_s \gamma' H) \geq 1,$$

		β	γ_R	C_u	γC_u	C_{ud} (Kg/cm ²)	γ' (t/mc)	N_s	R_d/E_d
DA1-C2	A2 M2 R2	90°	1,1	0,50	1,40	0,357	1,90	3,85	2,62

Data la natura e le caratteristiche dei terreni oggetto di scavo, il contributo della coesione nelle condizioni non drenate di breve termine, risulta sufficiente a mantenere la parete dello scavo stabile.

Tuttavia, in seguito al decadimento che la resistenza geomeccanica di tipo coesivo subisce nel lungo termine a causa dei fenomeni di essiccazione e microfessurazione, l’entità della spinta nella condizione più cautelativa dovrà essere valutata assumendo un comportamento tendenzialmente incoerente dei sedimenti, anziché coesivo.

A tale proposito, quindi, dovranno essere osservate tutte le cautele del caso, predisponendo adeguati sistemi di regimazione delle acque meteoriche e di falda eventualmente presenti a fondo scavo, nonché opportune opere di contenimento provvisorie del fronte di scavo, da realizzarsi comunque opportunamente inclinato in fase di cantiere, al fine di prevenire fenomeni di filtrazione delle acque di falda all’interno dello scavo, con conseguenti localizzate instabilità e scavamenti delle pareti di sbancamento.

Inoltre, dovranno essere previsti sistemi necessari a garantire un adeguato drenaggio e smaltimento delle acque meteoriche e di infiltrazione presenti al contatto opera – terreno, che

impediscono l'instaurarsi di sovrappressioni idriche con conseguente incremento della spinta laterale e sulla struttura in progetto. La realizzazione di tali drenaggi può essere effettuata ponendo in opera un pannello drenante o un cuneo di materiale ghiaioso e sabbioso grossolano fra la parete di scavo ed il paramento contro monte della muratura in progetto.

4.5. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) PER LE OPERE DI FONDAZIONE

La verifica agli stati limite ultimi SLU per **collasso dovuto al carico limite dell'insieme terreno fondazione**, intesa come "capacità portante" del terreno, potrà essere sviluppata sia nella condizione di resistenza geomeccanica drenata (considerando l'angolo d'attrito ϕ' quale parametro geotecnico di riferimento e sviluppando il calcolo in termini di tensioni efficaci), sia in condizioni non drenate di breve termine (generalmente più cautelative, considerando la coesione non drenata C_u quale parametro geotecnico di riferimento e sviluppando il calcolo in termini di tensioni totali).

L'analisi, che dovrà essere verificata dal progettista strutturale dovrà tenere conto dell'effettiva geometria, tipologia e profondità d'incastro delle opere di fondazione da realizzare (in rapporto alla stratigrafia dei terreni ed ai relativi punti di appoggio), nonché dei relativi momenti ed eccentricità dei carichi.

Tali opere di fondazione dovranno essere considerate appoggiate sui depositi di limi argillo-sabbiosi mediamente plastici, dotati dei seguenti valori caratteristici dei parametri geotecnici:

◆ <i>peso di volume</i>	$\gamma_k = 1,90 \text{ t/mc}$
◆ <i>angolo di attrito interno</i>	$\phi'_k = 25^\circ$
◆ <i>coesione drenata</i>	$c'_k = 0,00 \text{ Kg/cmq}$
◆ <i>coesione non drenata</i>	$C_{u_k} = 0,50 \text{ Kg/cmq}$

In relazione ai diversi approcci di verifica ed al diverso effetto delle relative combinazioni, potranno essere analizzati dallo strutturista i valori di R_d da assumersi nelle verifiche statiche e sismiche di confronto con le azioni attese (E_d).

4.6. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) PER LE OPERE DI FONDAZIONE

La verifica agli stati limite di esercizio (SLE) prevede che siano calcolati i valori degli spostamenti e delle distorsioni, in modo da verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione. Analogamente la forma, le dimensioni e la rigidità della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei suddetti requisiti, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la seguente condizione:

$$E_d \leq C_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni (cedimento differenziale calcolato) e C_d definisce il prescritto valore limite del cedimento, stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione (cedimento differenziale ammissibile). Per effetto delle azioni trasmesse in fondazione, i terreni subiscono deformazioni che provocano spostamenti del piano di posa, generalmente in termini di componenti verticali degli spostamenti (cedimenti), i quali possono essere valutati sia con metodi empirici che analitici ed assumono in genere valori diversi sul piano di posa del manufatto.

Pertanto deve essere accertata l'entità del cedimento differenziale in modo che risulti compatibile con le prestazioni attese per la struttura in elevazione. Nell'analisi della valutazione degli spostamenti i valori delle proprietà meccaniche da utilizzare sono quelli caratteristici ed i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza risultano sempre unitari.

Con riferimento alla tipologia dell'edificio in esame, il progettista strutturale dovrà stimare i valori del cedimento edometrico di consolidazione del terreno, indotto dalle opere in progetto, sulla base degli effettivi carichi dissipati dalla struttura ed utilizzando i valori del modulo edometrico (M_o) desunti dalle prospezioni penetrometriche di riferimento, indicati in tabella del paragrafo 4.2.

In prima analisi, comunque, è possibile ritenere che per la vasca interrata l'entità dei sovraccarichi trasmessi dalle strutture, in rapporto al peso del terreno asportato con lo scavo determini una sostanziale compensazione o alleggerimento dei carichi sul terreno di imposta, con conseguenti cedimenti assoluti o differenziali modesti e comunque compatibili con la stabilità delle opere, in relazione alle verifiche di stato limite d'esercizio (SLE).

5 – RELAZIONE DI MODELLAZIONE SISMICA DEL SOTTOSUOLO

5.1. AZIONI SISMICHE

Il Comune di Monsummano Terme risulta classificato risulta classificato sismico (Ord. P.C.M. 3274/03) ed inserito in zona 3 secondo l'ultima classificazione sismica regionale (Del.G.R.T. 878 del 8/10/2012), con accelerazione convenzionale massima $a = 0,15$ g. L'entrata in vigore del D.M. 14.01.2008 "Norme Tecniche per le costruzioni" impone alla progettazione di assumere i metodi di verifica agli "stati limite", mentre la Circolare Min.LL.PP. n. 617 del 02.02.2009, approvata dal Consiglio Sup. LL.PP. e pubblicata sulla G.U. n. 47 del 26.02.2009, detta istruzioni per l'applicazione delle nuove N.T.C.

Dal punto di vista sismico, inoltre, è stato fatto riferimento alle condizioni di pericolosità

sismica definite nello Strumento Urbanistico comunale (TAVOLA 9), che individuano per la zona in esame una pericolosità sismica locale elevata (classe S3), per la presenza di terreni di fondazione scadenti. Tale condizione di pericolosità sismica comporta, in riferimento alla tipologia d'intervento prevista, una classificazione di fattibilità sismica condizionata (classe FS 3), per la quale, nel caso di terreni di fondazione particolarmente scadenti, devono essere realizzate adeguate indagini geognostiche e geotecniche finalizzate alle verifiche dei cedimenti (come eseguito in questa sede).

In ogni caso viene definito il sito in esame come appartenente a “*zone stabili suscettibili di amplificazioni locali*”, così come rappresentato nella Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica (MOPS) - (TAVOLA 10), costituite da miscele di sabbie, limi ed argille alluvionali di colmata, da moderatamente a scarsamente addensate o consistenti.

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, definita dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo, nel sito in esame si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato.

L'entrata in vigore del D.M. 14.01.2008 “Norme Tecniche per le costruzioni” impone alla progettazione di assumere i metodi di verifica agli “stati limite”, mentre la Circolare Min.LL.PP. n. 617 del 02.02.2009, approvata dal Consiglio Sup. LL.PP. e pubblicata sulla G.U. n. 47 del 26.02.2009, detta istruzioni per l'applicazione delle nuove N.T.C.

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, definita dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo, nel sito in esame si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato.

La pericolosità sismica, in assenza di accelerogrammi specifici, è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero e su sito di riferimento rigido (categoria di suolo “A”) con superficie topografica orizzontale (categoria “T1”), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di tempo considerato V_R .

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

- ◆ a_g *accelerazione orizzontale massima del sito;*
- ◆ F_o *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*

Le N.T.C. forniscono tali valori per una rete di siti di riferimento con maglia di circa 10 Km, da

utilizzare come base per le interpolazioni di specifica definizione dei parametri corrispondenti al punto d'intervento. Le azioni sismiche su ciascun sito d'intervento vengono valutate in relazione ad un *periodo di riferimento* V_R , ricavato come prodotto tra V_N (*vita nominale* dell'opera strutturale) e C_u (*coefficiente d'uso*). La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo alla quale è stata destinata. La vita nominale V_N è data dalla tab. 2.4.I allegata alle N.T.C.:

Tabella 2.4.I Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	< 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	> 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	> 100

Le costruzioni, inoltre, risultano suddivise, come specificato nella seguente tabella, in conseguenze di un'eventuale interruzione di operatività o di eventuale collasso a seguito di azioni sismiche:

Classe I	Presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
Classe II	Normali affollamenti, senza contatti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente [...].
Classe III	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	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 [...].

PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA V_R

$V_R = V_N \cdot C_U$ $C_U \rightarrow$ coefficiente d'uso

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni.

Pur rimandando al Progettista della struttura la valutazione del periodo di riferimento per l'intervento in progetto, nel caso specifico può essere ipotizzato che per funzione ed importanza il periodo di riferimento sia dato da:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 50 \times 1 = 50 \text{ anni}$$

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

In particolare le N.T.C. individuano:

Stati limite di esercizio (SLE):

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

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

Stati limite ultimi (SLU):

- **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_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva Tabella 3.2.I. tratta dalle N.T.C.:

Tabella 3.2.I Probabilità di superamento P_{VR} al varzare dello stato limite considerato

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

Le N.T.C. individuano le seguenti categorie di sottosuolo necessarie per la definizione dell'azione sismica di progetto:

A	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.
B	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.
C	Depositì 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.
D	Depositì 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.
E	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.

In questa sede, la prospezione geofisica di tipo down-hole effettuata nell'ambito della proprietà individua $V_{s30} = 277,1$ m/sec, confermando che il sito in esame può essere classificato in **categoria di sottosuolo C**.

Per quanto concerne la configurazione topografica del sito, le N.T.C. individuano le categorie topografiche riportate nella tabella 3.2.IV, riferite a configurazioni bidimensionali, in cui creste e dorsali allungate devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica, solo se di altezza superiore a 30 metri.

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche

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

Trattandosi di area pianeggiante è stata attribuita al sito la **categoria topografica T1**.

La sintesi delle elaborazioni svolte viene di seguito schematizzata:

Sito in esame e Parametri sismici

Latitudine:	43,860652	Longitudine:	10,803284
Classe:	2	Vita nominale:	50
Categoria sottosuolo:	C	Periodo di riferimento:	50 anni
Coefficiente cu:	1	Categoria topografica:	T1

Operatività (SLO):		Ss:	1,500
Probabilità di superamento:	81 %	Cc:	1,670
Tr:	30 [anni]	St:	1,000
ag:	0,047 g	Kh:	0,014
Fo:	2,526	Kv:	0,007
Tc*:	0,244 [s]	Amax:	0,689
		Beta:	0,200
Danno (SLD):		Ss:	1,500
Probabilità di superamento:	63 %	Cc:	1,640
Tr:	50 [anni]	St:	1,000
ag:	0,057 g	Kh:	0,017
Fo:	2,559	Kv:	0,009
Tc*:	0,260 [s]	Amax:	0,837
		Beta:	0,200
Salvaguardia della vita (SLV):		Ss:	1,500
Probabilità di superamento:	10 %	Cc:	1,570
Tr:	475 [anni]	St:	1,000
ag:	0,136 g	Kh:	0,049
Fo:	2,407	Kv:	0,024
Tc*:	0,295 [s]	Amax:	1,997
		Beta:	0,240

Prevenzione dal collasso (SLC):			Ss:	1,450
Probabilità di superamento:	5	%	Cc:	1,550
Tr:	975	[anni]	St:	1,000
ag:	0,173	g	Kh:	0,060
Fo:	2,374		Kv:	0,030
Tc*:	0,306	[s]	Amax:	2,464
			Beta:	0,240

5.2. ANALISI DELLA POTENZIALITÀ DI LIQUEFAZIONE

Per una valutazione della potenzialità di liquefazione del sottosuolo è stato fatto ricorso a quanto previsto dalla normativa tecnica al punto 7.11.3.4. delle N.T.C., che prevede la stabilità del sito nei confronti della liquefazione, intendendo quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

Le verifiche svolte hanno adottato metodologie di carattere semi-empirico con verifica di tipo puntuale, in cui la sicurezza alla liquefazione viene valutata localmente, a diverse profondità, calcolando il rapporto tra la resistenza ciclica alla liquefazione e la sollecitazione ciclica indotta dall'azione sismica.

La sollecitazione ciclica è correlata alla massima tensione tangenziale indotta dall'azione sismica alla profondità considerata, che può essere determinata direttamente, da analisi di risposta sismica locale, o indirettamente, da relazioni empiriche, in funzione dei caratteri del moto sismico atteso al sito. La resistenza ciclica alla liquefazione può essere valutata da prove cicliche di laboratorio o da correlazioni empiriche basate su risultati di prove e misure in sito (così come risultato in questa sede con riferimento alla verticale penetrometrica statica di riferimento).

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 è stata effettuata una specifica verifica del potenziale di liquefazione secondo la procedura di Robertson & Wride (1997), a partire dai parametri rilevati lungo la verticale penetrometrica statica CPT 6-2003 (più profonda e più vicina all'area d'intervento).

In particolare, assumendo una magnitudo $M = 6,14$ (zona sismogenetica ZS 916 – Versilia/Chianti) ed una accelerazione massima dell'onda sismica A_{max}/g in condizioni SLV pari a

0,204 g (corrispondente a quella orizzontale massima di sito per lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita), vengono individuate condizioni di rischio nullo del potenziale di liquefazione ($PL = 0,00$), anche ipotizzando un livello di falda coincidente con il piano di campagna (così come indicato negli elaborati di verifica allegati).

In particolare, assumendo cautelativamente una magnitudo $M = 6,5$ (considerando la più gravosa fra le zone sismogenetiche ZS 915 – Garfagnana/Mugello e ZS 916 – Versilia/Chianti) ed una accelerazione massima dell'onda sismica A_{max}/g in condizioni SLV pari a 0,203 g (corrispondente a quella orizzontale massima di sito per lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita), vengono individuate condizioni di basso rischio del potenziale di liquefazione ($PL = 0,91$), anche ipotizzando cautelativamente un livello di falda alla profondità di 1,00 m dal piano di campagna (così come indicato nell'elaborato di verifica allegato).

7 - CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

L'indagine geologica, stratigrafico-geotecnica e sismica del sottosuolo, nonché di compatibilità con l'assetto idrologico-idraulico locale, redatta a supporto del progetto dell'impianto di trattamento delle acque reflue, di servizio al fabbricato produttivo esistente, posto in Dott. Salvatore Giovannoli, nel Comune di Monsummano Terme, ha permesso di valutare la positiva compatibilità dell'intervento, sia in merito agli aspetti geologico-geomorfologici, sismici, idrologico-idraulici e territoriali nel suo complesso, sia in termini di parametri geotecnici caratteristici del sottosuolo e di risposta sismica del sito, oltre che di stabilità dei fronti di scavo, capacità portante dei terreni di fondazione e dei cedimenti indotti dal carico delle nuove strutture.

Montecatini Terme, novembre 2022

TAVOLA 1
SCALA 1:5.000
INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO

AREA D'INTERVENTO

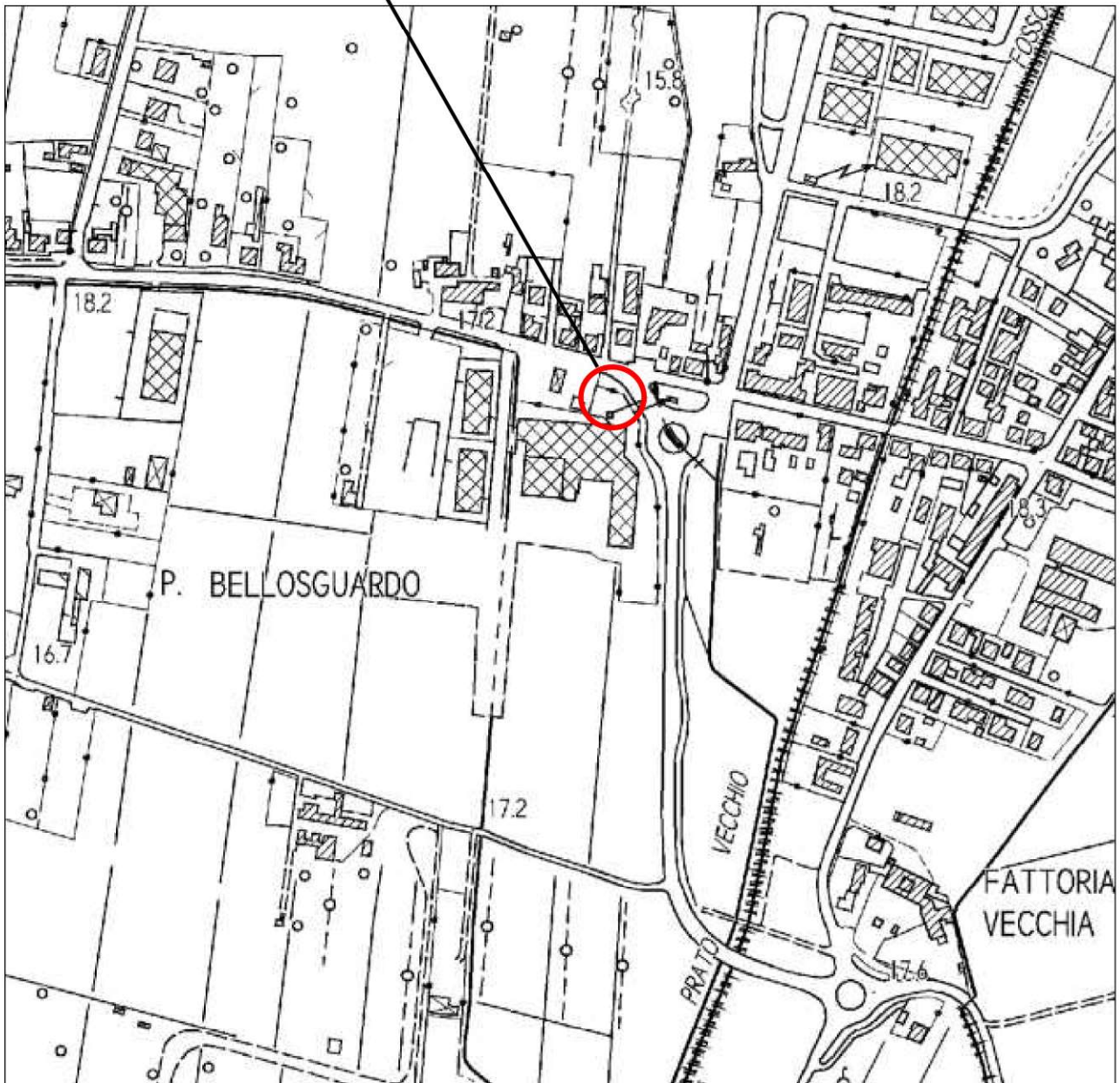
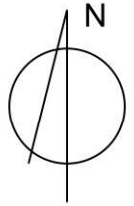
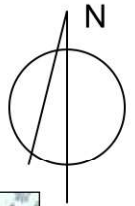


TAVOLA 2
SCALA 1:5.000
CARTA GEOLOGICA REGIONALE

AREA D'INTERVENTO



LEGENDA



b (GS)

Depositi alluvionali attuali e recenti

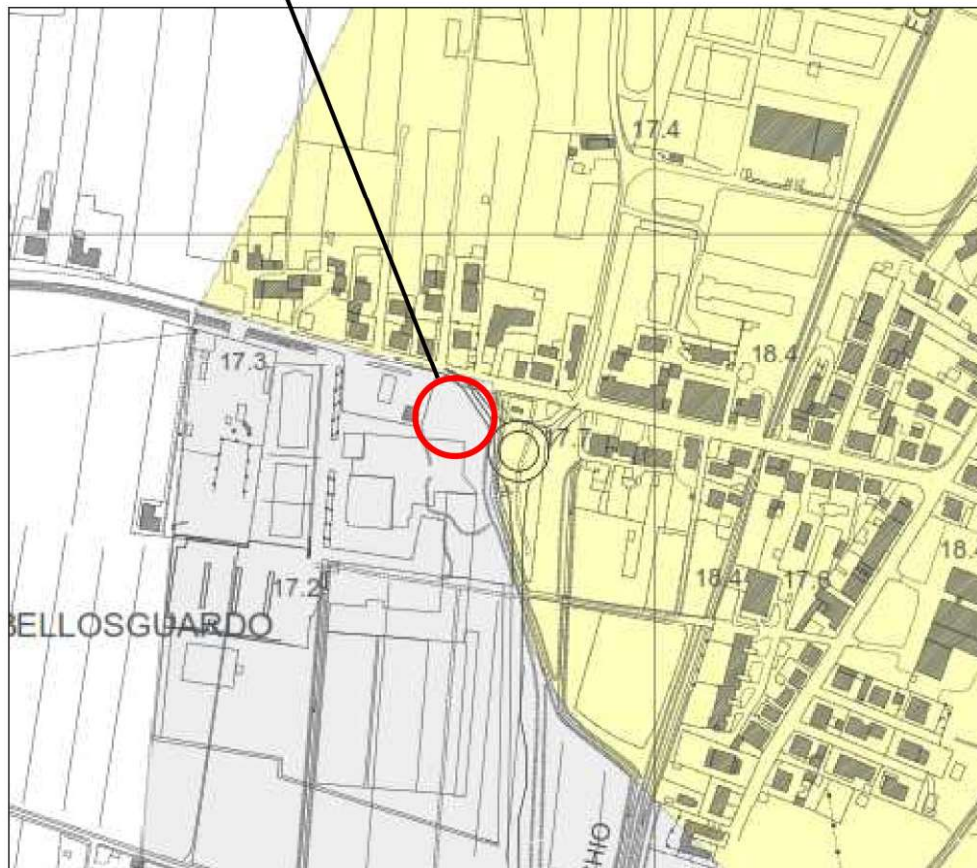
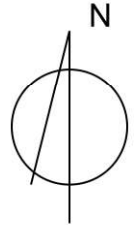


ea

Depositi di colmata

TAVOLA 3
SCALA 1:5.000
CARTA GEOLOGICA E GEOMORFOLOGICA
(Tratta dalla Variante al P.S. Comunale)

AREA D'INTERVENTO



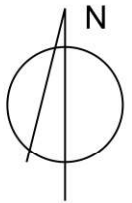
LEGENDA

DEPOSITI ALLUVIONALI

- attuali e recenti
- terrazzati
- di colmata
- palustri

TAVOLA 4
SCALA 1:5.000
CARTA DELLA PERICOLOSITA' GEOMORFOLOGICA
(Tratta dalla Variante al P.S. Comunale)

AREA D'INTERVENTO



LEGENDA

Pericolosità geologica bassa (G.1)

area in cui non sussistono fattori litologici e giaciture predisponenti il verificarsi di processi morfoevolutivi

Pericolosità geologica elevata (G.3)

area interessata da rilevanti manomissioni antropiche

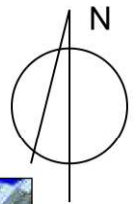
corpo d'acqua e relativo paramento

scarpata di erosione non attiva o quiescente

area caratterizzata da terreni con scadenti caratteristiche geotecniche

TAVOLA 5
SCALA 1:5.000
CARTA DELLA PERICOLOSITA' IDRAULICA
(Tratta dalla Variante al P.S. Comunale)

AREA D'INTERVENTO



LEGENDA

I.4 - Pericolosità idraulica molto elevata* (Tr=tempo di ritorno)



aree interessate da allagamenti per eventi di piena con un Tr inferiore o uguale a 30 anni
 * per queste aree si applicano anche le disposizioni di cui alla LR.n.21/2012

I.3 - Pericolosità idraulica elevata



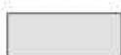
aree interessate da allagamenti per eventi di piena con un Tr compreso tra 30 e 200 anni

I.2 - Pericolosità idraulica media



aree interessate da allagamenti per eventi di piena con un Tr superiore a 200 anni

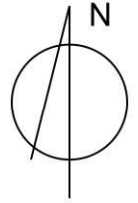
I.1 - Pericolosità idraulica bassa



aree collinari e/o di alto morfologico non soggette alle dinamiche fluviali

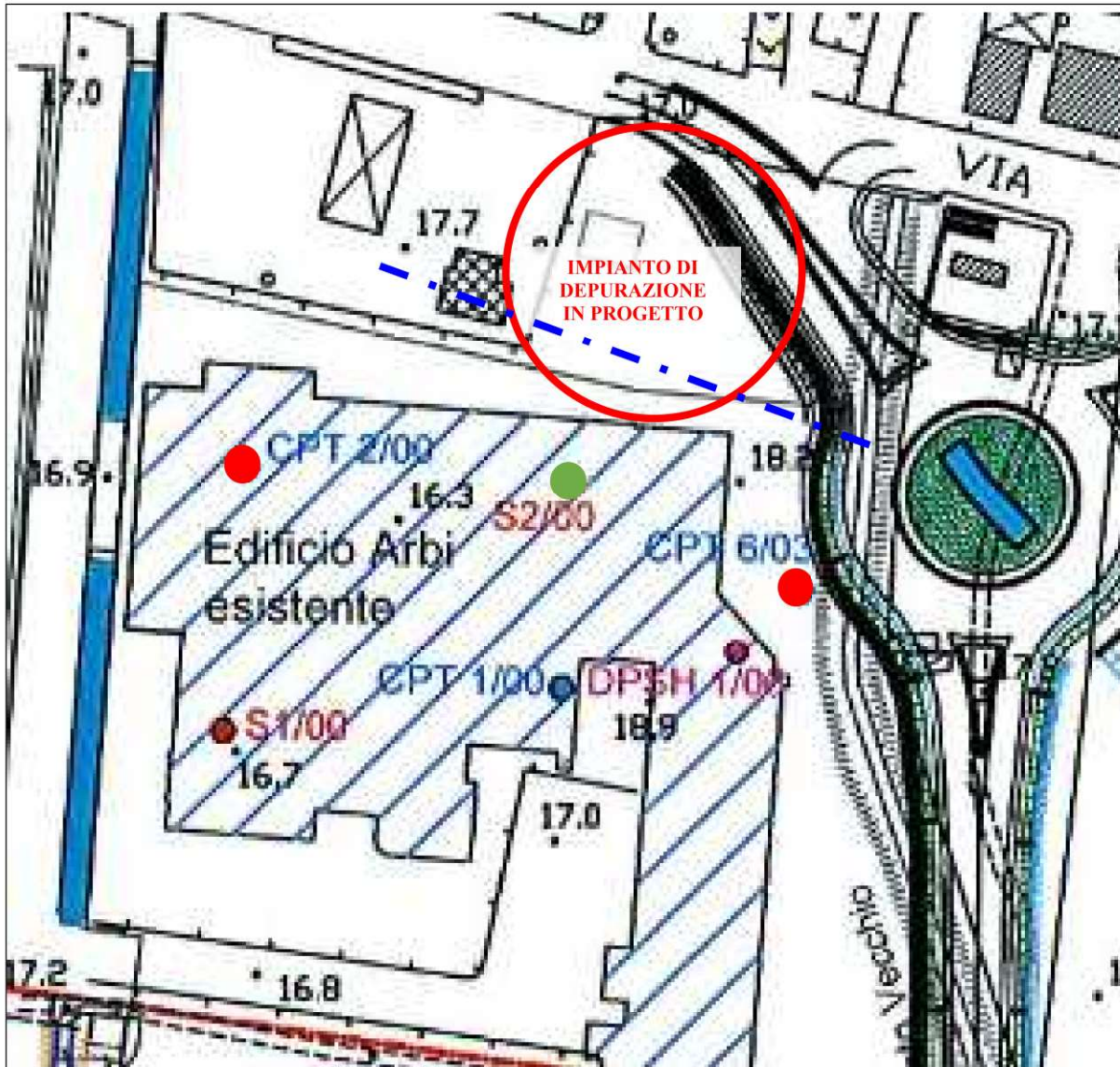
TAVOLA 6
SCALA 1:5.000
CARTA DEL PIANO DI GESTIONE RISCHIO ALLUVIONI (PGRA)
(Tratta dall'Autorità di Bacino del Fiume Arno – stralcio n. 167)

AREA D'INTERVENTO



P1
 P2
 P3

TAVOLA 7
SCALA 1:1.000
PLANIMETRIA DELL'INTERVENTO E DELLE INDAGINI NOTE DI RIFERIMENTO



- Prospezioni penetrometriche statiche di riferimento (CPT 2/2000 e CPT 6/2003)
- Sondaggio geognostico di riferimento (S2/2000)
- - - Traccia di sezione tipo stratigrafico-geotecnica

TAVOLA 8
SCALA 1:200
SEZIONE STRATIGRAFICO - GEOTECNICA TIPO

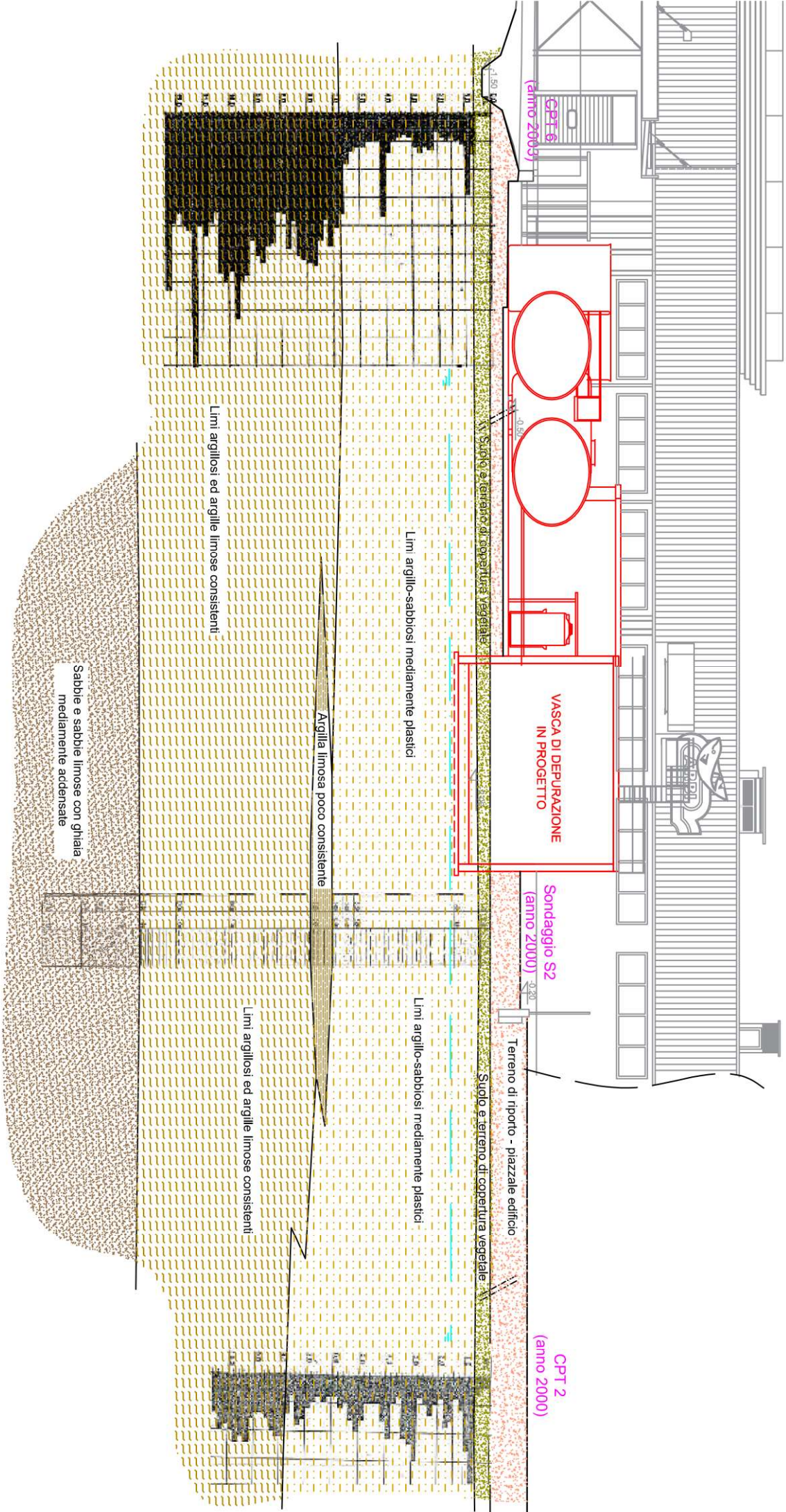
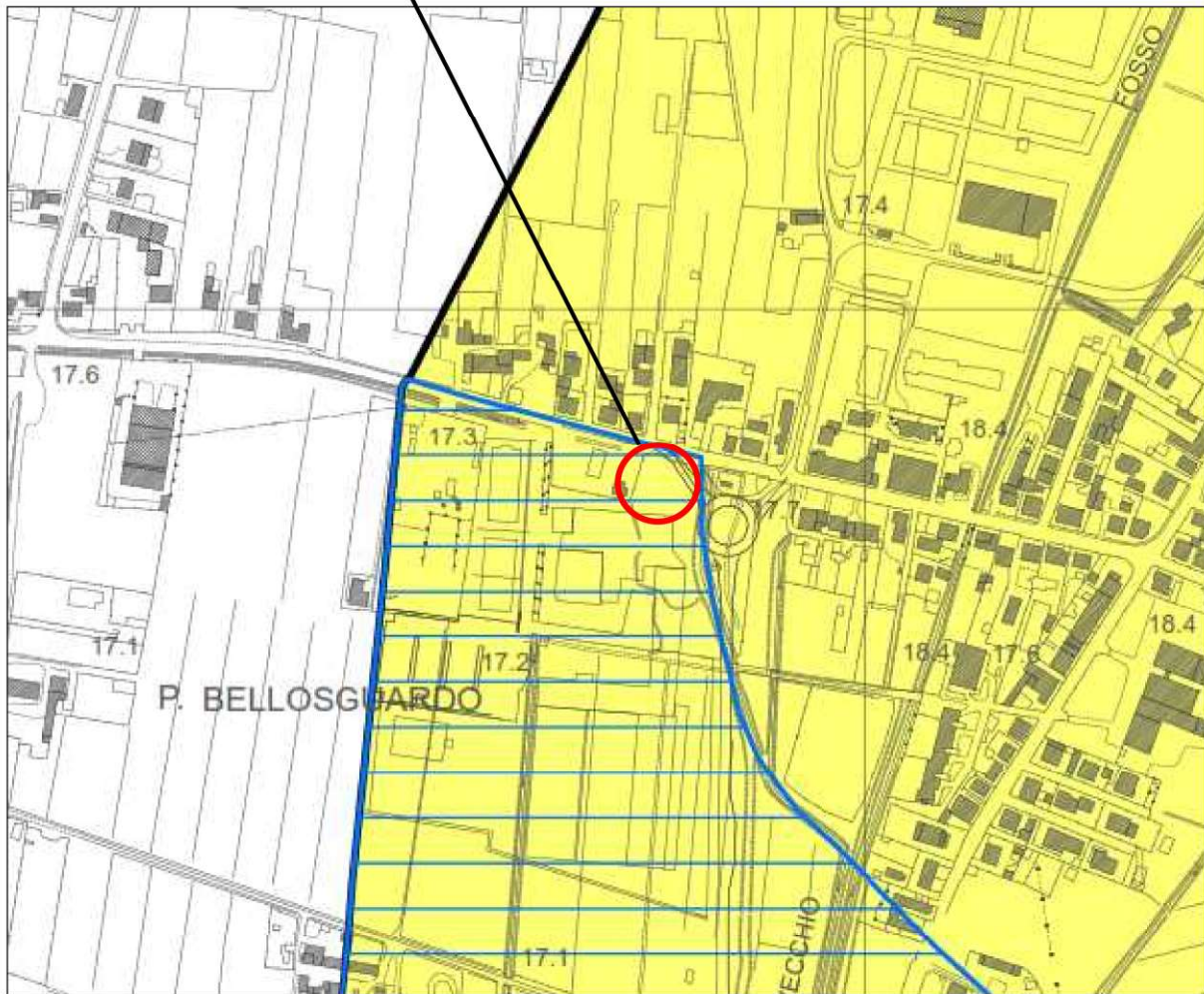
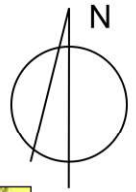


TAVOLA 9
SCALA 1:5.000
CARTA DELLA PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE
(Tratta dalla Variante al P.S. Comunale)

AREA D'INTERVENTO



LEGENDA

Pericolosità sismica locale elevata (S.3)

- frana quiescente
- zona con terreni di fondazione scadenti
- zona suscettibile di amplificazioni locali dovute ad un alto contrasto d'impedenza sismica tra terreni di copertura e substrato rigido entro 30 metri di profondità

Pericolosità sismica locale media (S.2)

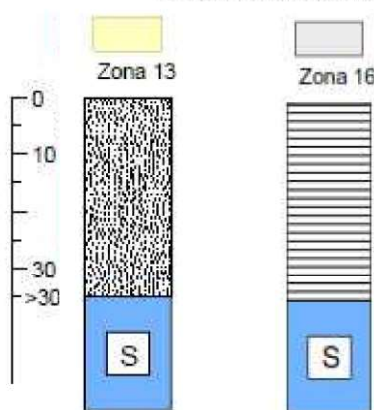
- frana inattiva
- zona stabile con substrato litoide affiorante o sub-affiorante potenzialmente suscettibile di amplificazioni dovute ad effetti morfologici
- zona stabile con substrato litoide posto ad una profondità superiore a 30 metri potenzialmente suscettibile di amplificazioni dovute ad effetti stratigrafici

TAVOLA 10
SCALA 1:5.000
CARTA DELLE MICROZONE OMOGENEE IN PROSPETTIVA SISMICA (MOPS)
(Tratta dalla Variante al P.S. Comunale)

AREA D'INTERVENTO



LEGENDA ZONE STABILI SUSCETTIBILI DI AMPLIFICAZIONI LOCALI



●	0.5 < f0 < 1.0
●	1.0 < f0 < 2.5
●	2.5 < f0 < 5.0
●	5.0 < f0 < 7.5
●	7.5 < f0 < 10.0
●	10.0 < f0 < 15.0
●	15.0 < f0 < 20.0
●	20.0 < f0

f0(hz)=frequenza di picco

A0	
★	nessuna risonanza
⊗	1.1 < A0 < 2.0
⊗	2.0 < A0 < 3.0
⊗	3.0 < A0 < 5.0
⊗	5.0 < A0

A0=ampiezza di picco

Litologia dei terreni di copertura

- ghiaie limose, miscela di ghiaia, sabbia e limo di detrito di versante moderatamente addensate, da moderatamente consistenti a consistenti
- ghiaie argillose, miscela di ghiaia, sabbia e argilla di depositi alluvionali, moderatamente addensate, da moderatamente consistenti a consistenti, stratificate
- travertini e calcari continentali
- ghiaie limose, miscela di ghiaia, sabbia e limo di depositi alluvionali di colmata, da scarsamente a moderatamente addensate, da scarsamente a moderatamente consistenti, stratificate
- terreni contenenti resti di attività antropiche, addensati

PROVA PENETROMETRICA STATICA**CPT 6****LETTURE DI CAMPAGNA / VALORI DI RESISTENZA**

2.01PG05-077

- committente : Amministrazione Provinciale di Pistoia
 - lavoro : Variante alla SR 436 Francesca
 - località : Pazzera- Ipercoop Montecatini
 - note :

- data : 05/05/2003
 - quota inizio : Piano Campagna
 - prof. falda : 1,50 m da quota inizio
 - pagina : 1

Prof. m	Letture di campagna		qc	fs	qc/fs	Prof. m	Letture di campagna		qc	fs	qc/fs
	punta	laterale	kg/cm ²				punta	laterale	kg/cm ²		
0,20	2,0	3,0	2,0	0,07	30,0	6,40	76,0	127,0	76,0	8,07	9,0
0,40	2,0	3,0	2,0	0,07	30,0	6,60	91,0	212,0	91,0	2,40	38,0
0,60	2,0	3,0	2,0	1,60	1,0	6,80	109,0	145,0	109,0	7,13	15,0
0,80	30,0	54,0	30,0	2,00	15,0	7,00	106,0	213,0	106,0	8,40	13,0
1,00	58,0	88,0	58,0	1,60	36,0	7,20	104,0	230,0	104,0	10,60	10,0
1,20	22,0	46,0	22,0	1,60	14,0	7,40	101,0	260,0	101,0	13,60	7,0
1,40	19,0	43,0	19,0	1,87	10,0	7,60	77,0	281,0	77,0	13,60	6,0
1,60	18,0	46,0	18,0	1,60	11,0	7,80	96,0	300,0	96,0	7,27	13,0
1,80	19,0	43,0	19,0	1,80	11,0	8,00	72,0	181,0	72,0	4,27	17,0
2,00	17,0	44,0	17,0	1,80	9,0	8,20	71,0	135,0	71,0	10,60	7,0
2,20	13,0	40,0	13,0	1,47	9,0	8,40	92,0	251,0	92,0	6,07	15,0
2,40	26,0	48,0	26,0	4,00	6,0	8,60	95,0	186,0	95,0	6,73	14,0
2,60	25,0	85,0	25,0	2,73	9,0	8,80	107,0	208,0	107,0	19,73	5,0
2,80	28,0	69,0	28,0	2,27	12,0	9,00	101,0	397,0	101,0	8,93	11,0
3,00	25,0	59,0	25,0	4,27	6,0	9,20	91,0	225,0	91,0	4,00	23,0
3,20	17,0	81,0	17,0	3,73	5,0	9,40	115,0	175,0	115,0	7,40	16,0
3,40	15,0	71,0	15,0	6,27	2,0	9,60	120,0	231,0	120,0	4,60	26,0
3,60	17,0	111,0	17,0	3,07	6,0	9,80	146,0	215,0	146,0	14,07	10,0
3,80	20,0	66,0	20,0	6,20	3,0	10,00	112,0	323,0	112,0	16,67	7,0
4,00	28,0	121,0	28,0	3,33	8,0	10,20	121,0	371,0	121,0	16,20	7,0
4,20	74,0	124,0	74,0	3,07	24,0	10,40	114,0	357,0	114,0	18,07	6,0
4,40	19,0	65,0	19,0	2,73	7,0	10,60	71,0	342,0	71,0	18,67	4,0
4,60	19,0	60,0	19,0	4,27	4,0	10,80	78,0	358,0	78,0	20,07	4,0
4,80	20,0	84,0	20,0	4,67	4,0	11,00	87,0	388,0	87,0	11,73	7,0
5,00	25,0	95,0	25,0	4,33	6,0	11,20	80,0	256,0	80,0	16,80	5,0
5,20	25,0	90,0	25,0	5,60	4,0	11,40	181,0	433,0	181,0	23,87	8,0
5,40	27,0	111,0	27,0	7,27	4,0	11,60	83,0	441,0	83,0	24,47	3,0
5,60	36,0	145,0	36,0	4,53	8,0	11,80	81,0	448,0	81,0	10,20	8,0
5,80	72,0	140,0	72,0	5,87	12,0	12,00	71,0	224,0	71,0	10,13	7,0
6,00	82,0	170,0	82,0	4,33	19,0	12,20	79,0	231,0	79,0	8,80	9,0
6,20	95,0	160,0	95,0	3,40	28,0	12,40	126,0	258,0	126,0	---	---

- PENETROMETRO STATICO tipo PAGANI da 10/20t
 - 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)

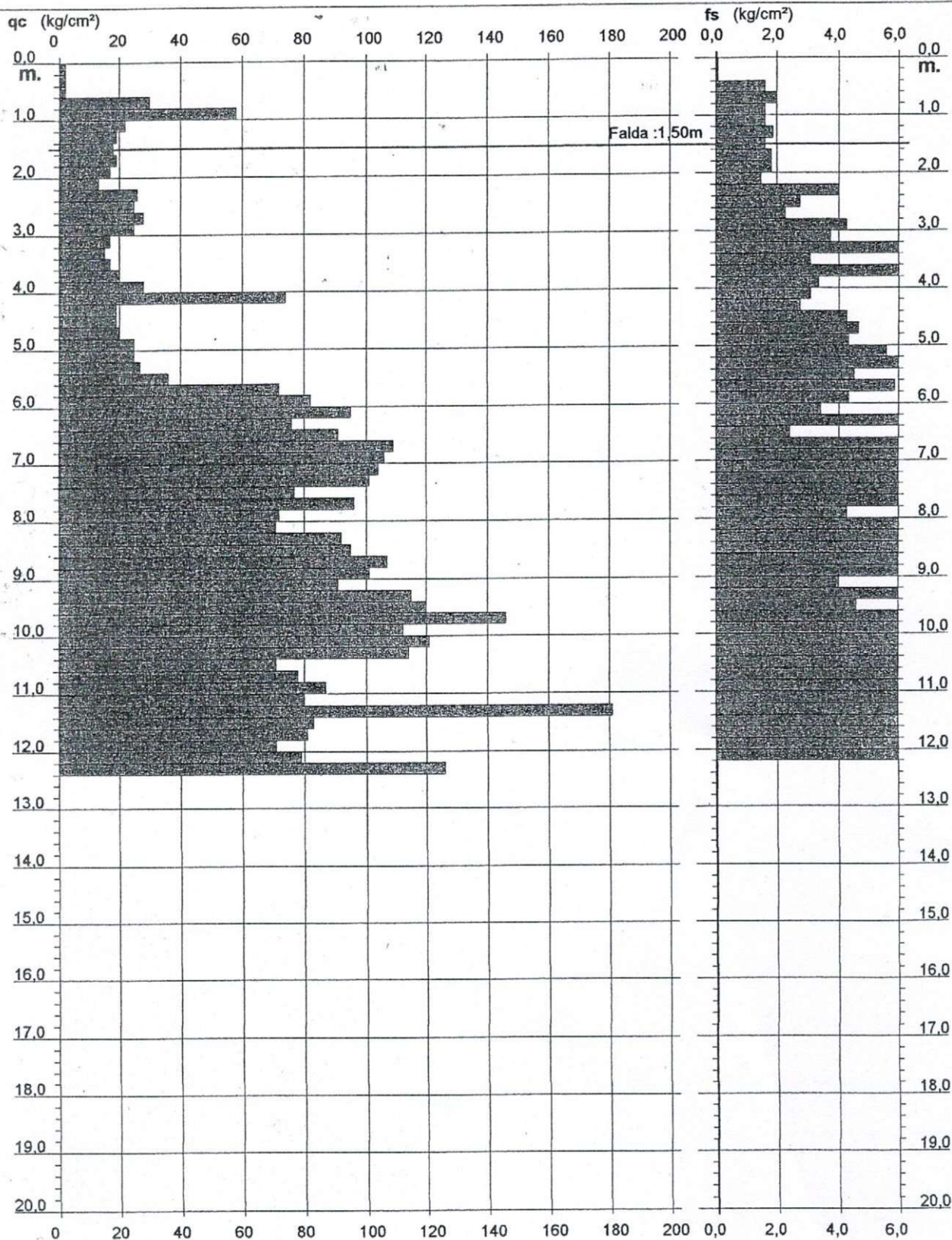
PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 6

2.01PG05-077

- committente : Amministrazione Provinciale di Pistoia
 - lavoro : Variante alla SR 436 Francesca
 - località : Pazzera- Ipercoop Montecatini

- data : 05/05/2003
 - quota inizio : Piano Campagna
 - prof. falda : 1,50 m da quota inizio
 - scala vert.: 1 : 100



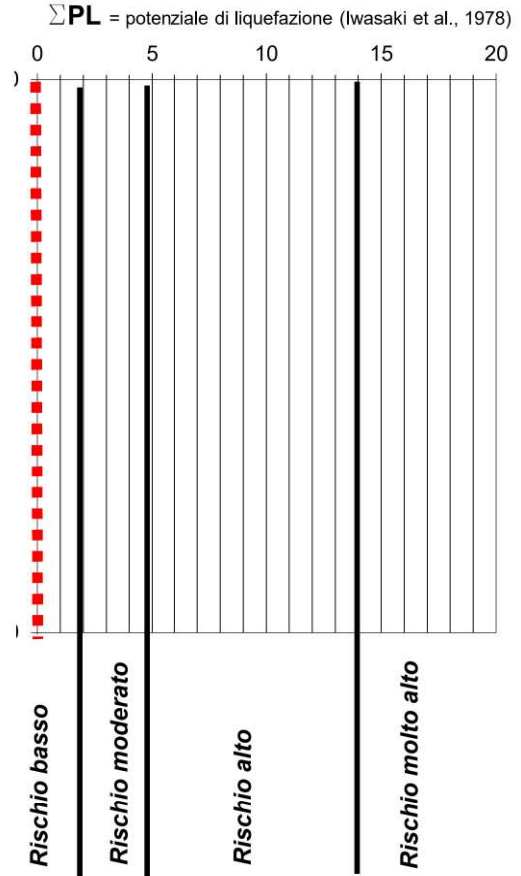
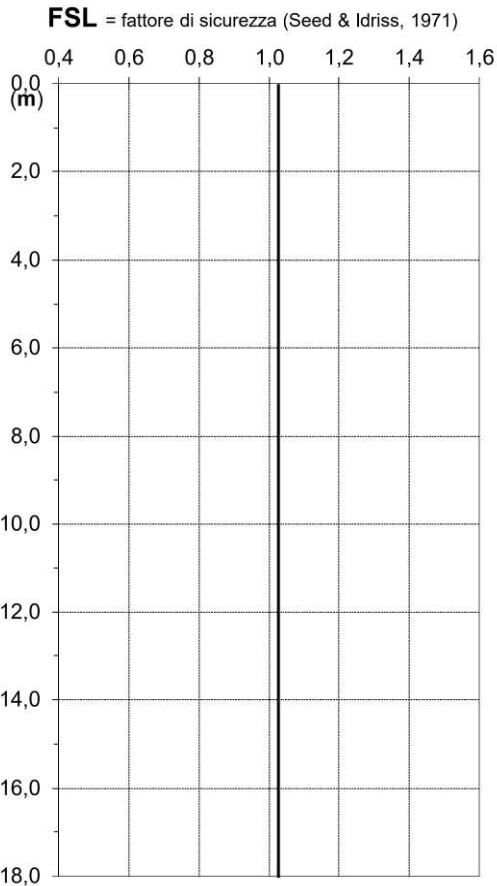
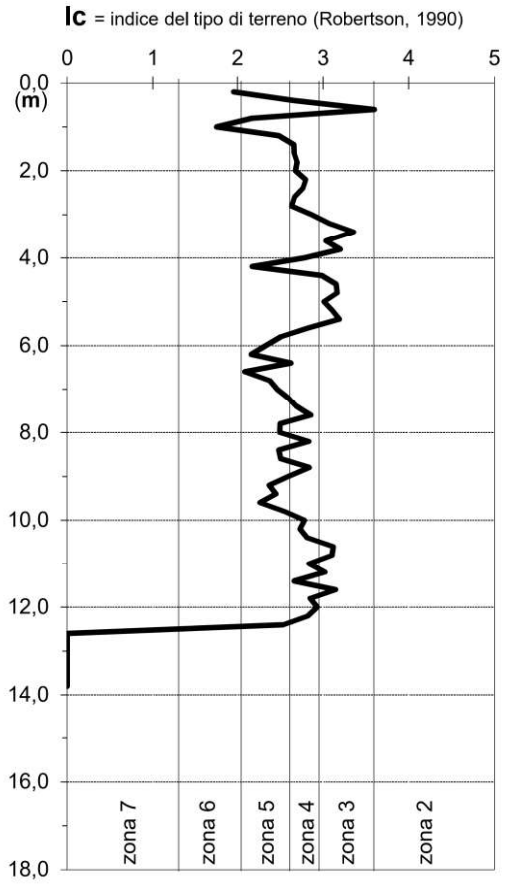
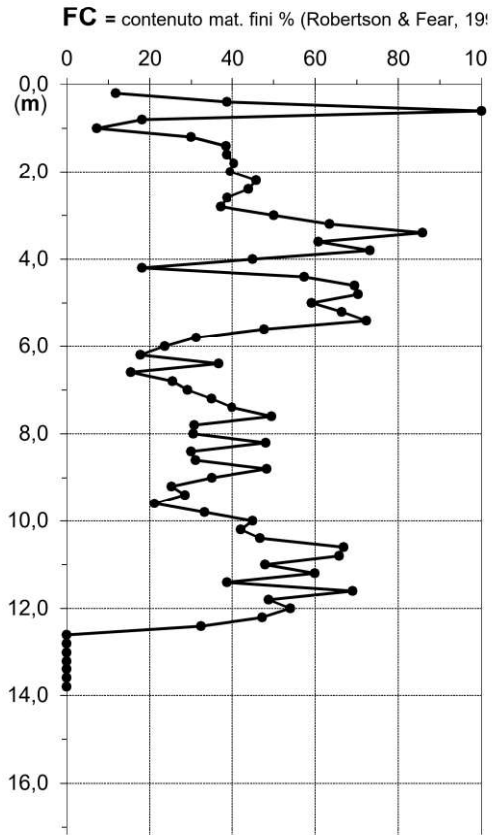
RIF. INT.: ARBIMONSU2	DATA ELABORAZIONE: 26/05/2000	DATA INIZIO PERFORAZIONE: 20/04/2000	DATA FINE PERFORAZIONE: 21/04/2000
COMMITTENTE: Sig. ARBI		CANTIERE: Costruzione di fabbricato industriale	
PERFORAZIONE: 2	QUOTA BOCCAFORO (m s.l.m.):	LUNGHEZZA (m): 17.00	INCLINAZIONE (gradi):
MACCHINA PERFORATRICE: Puntel 310			
PERFORATORE RESPONSABILE:		TECNICO RESPONSABILE:	
NOTE:			

S T R A T I G R A F I A				CAMPIONI	
Profondità dal p.c. (m)	Potenza (m)	Simbolo grafico	Descrizione litologica	Profondità di prelievo (m)	Tipologia di prelievo
0.40	0.40		Terreno di copertura vegetale		
			Sabbia limosa marrone mediamente addensata		
1.40	1.00		Limo argilloso marrone mediamente compatto	2.00	Pareti sottili
			Limo argilloso marrone mediamente compatto	2.40	Pressione
5.20	3.80		Lente sabbioso-limosa marrone		
5.60	0.40		Lente sabbioso-limosa marrone		
6.00	0.40		Lente argilloso-limosa poco compatta		
6.80	0.80		Limo argilloso marrone mediamente compatto	6.50	Pareti sottili
			Limo argilloso marrone mediamente compatto	6.80	Pressione
10.00	3.20		Limo sabbioso grigiastro addensato		
12.00	2.00		Argilla limosa marrone compatta		
13.40	1.40		Sabbia limosa marrone addensata		
14.20	0.80		Sabbia media marrone e grigiastra con ghiaietto siliceo e calcareo dotata di medio addensamento		
15.00			Sabbia media marrone e grigiastra con ghiaietto siliceo e calcareo dotata di medio addensamento		
15.60	1.40		Sabbia marrone e grigia dotata di medio/buon addensamento		
17.00	1.40		Sabbia marrone e grigia dotata di medio/buon addensamento		

Luogo: Monsummano Terme
CPT n. tre - 2006

Magnitudo = 6,1
 $a_{max} = 0,204$

MWF = 0,521
 H_2O (m) = 0,2



Potenziale di liquefazione $\Sigma PL = \Sigma F(z) w(z) \Delta(z) = 0,00$