

COMUNE DI SESTO FIORENTINO
U.O.A. Lavori Pubblici e Servizi a Rete

**Progetto per ampliamento ed adeguamento
cucina dell' Asilo nido Querceto ed
adeguamento spogliatoi e bagni del personale**

PROGETTO ESECUTIVO

SECONDO STRALCIO
ampliamento ed adeguamento cucina



PROGETTISTA

Arch. Michele Lombardi

PROGETTISTA STRUTTURALE

Ing. Andrea Lombardi

**RELAZIONI GEOLOGICA E
GEOTECNICA**

ELABORATO

N

Marzo 2011

E-mail: damfranzoni@hotmail.com

Dott. Geol. Damiano FRANZONI

Dom. Fisc.: Via Loreto, 8 – Monticelli Brusati 25040 (BS)

Ufficio: Via G. Verdi, 105 - Sesto Fiorentino 50019 (FI)

Cod.Fisc.: FRNDMN75T16E333B – P.I.: 02847570989

Cell: 349-8622630 Fax: 055-442549

**AMPLIAMENTO E RISTRUTTURAZIONE DELL'ASILO NIDO DI VIA
VENEZIA, LOCALITA' QUERCETO, NEL COMUNE DI SESTO FIORENTINO.**

**RELAZIONE GEOLOGICA
e
RELAZIONE GEOTECNICA
SUI TERRENI DI FONDAZIONE**

Committente:



COMUNE DI SESTO FIORENTINO
Piazza Vittorio Veneto, 1
50019 Sesto Fiorentino (FI)

Dott. Geol. Damiano Franzoni

Sesto Fiorentino, 23 febbraio 2010

<u>9.1.3 Stima del coefficiente di sottofondo statico</u>	pag. 30
9.2 AZIONE SISMICA	pag. 31
<u>9.2.1 Parametri sismici nei confronti dei vari stati limite</u>	pag. 31
<u>9.2.2 Liquefazione sismica</u>	pag. 35
<u>9.2.3 R_d ai vari SL di tipo geotecnico: capacità portante dei terreni di fondazione</u>	pag. 35
<u>9.2.3.1 Equazione di calcolo</u>	pag. 35
10.CONCLUSIONI	pag. 37

ALLEGATI

ALLEGATO 1: ELABORATI DI PROGETTO

ALLEGATO 2: CERTIFICAZIONE PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

ALLEGATO 3: INDAGINE GEOFISICA

ALLEGATO 4: FOGLI DI CALCOLO DEL CARICO LIMITE IN CONDIZIONI STATICHE E CON AZIONE SISMICA

ALLEGATO 5: PAGINA DI CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA DAL SOFTWARE ON-LINE "GEOSTRU SOFTWARE"

1. PREMESSA

Il Dirigente del Settore Lavori Pubblici Servizi a Rete del Comune di Sesto Fiorentino, Ing. Marcello LUCIANI, per conto del COMUNE DI SESTO FIORENTINO, con Determinazione dirigenziale n. 1414 del 11.12.2009, e successiva lettera contratto per affidamento di incarico del 18.01.2010, in esecuzione alla determinazione di cui sopra, ha incaricato il sottoscritto Dr. Geol. Damiano Franzoni di eseguire uno studio geologico e geologico-tecnico sui terreni di fondazione dell'asilo nido posto in via Venezia, località Querceto, nel comune di Sesto Fiorentino, interessato da lavori di ristrutturazione ed ampliamento.

L'area oggetto di studio risulta esterna al territorio soggetto a vincolo idrogeologico ai sensi del R.D. 30 dicembre 1923 n. 3267, così come da normativa L.R. 21/03/2000 n. 39 ("*Legge Forestale della Toscana*") e successivamente D.P.G.R. n. 48/R del 08/08/2003 ("*Regolamento Forestale della Toscana*").

Per l'espletamento dell'incarico, oltre alle conoscenze personali derivanti sia da studi svolti precedentemente in aree vicine e in terreni con caratteristiche litotecniche analoghe, sia da informazioni bibliografiche sull'area, tra cui la documentazione geologica di supporto al P.S. vigente, a firma del Geol. Roberto Neroni, e le cartografie dell'Autorità di Bacino del Fiume Arno, è stata eseguita una specifica campagna geognostica le cui modalità e risultati sono presentati in questo documento.

Il presente lavoro, che costituisce l'adempimento finale dell'incarico conferitomi, è stato redatto in ottemperanza al **D.M. 14 gennaio 2008** "*Nuove norme tecniche per le costruzioni*" ed alla conseguente **Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 C.S.LL.PP.** Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti "*Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008*", oltre al **D.P.G.R. 9 luglio 2009 n. 36/R**.

Ai sensi delle suddette norme con il presente documento sono riunite insieme la *Relazione geologica* dell'area in esame e la *Relazione geotecnica sui terreni di fondazione*.

Nella prima parte, dedicata alla ricostruzione del modello geologico, vengono indicate le caratteristiche litologiche e strutturali dei terreni presenti nella zona di previsto intervento, con riferimento all'assetto geologico e strutturale a più ampia scala, oltre ad individuare i processi geomorfologici in atto o potenziali. Sono, inoltre, valutate le caratteristiche della circolazione idrica superficiale e sotterranea ed individuate le eventuali problematiche geologiche, geomorfologiche ed idrogeologiche connesse all'intervento in oggetto.

Nella seconda parte vengono presentate le modalità operative delle indagini effettuate, il modello geologico-tecnico ricostruito ed i calcoli geotecnici sulle fondazioni. Questi ultimi sono eseguiti sia in condizioni statiche che con azione sismica con lo scopo di fornire il valore della resistenza di progetto del terreno R_d per consentire al progettista di eseguire i calcoli di verifica, così come imposto dalla nuova normativa tecnica sulle costruzioni.

2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area in esame è ubicata nella zona apicale della modesta conoide del Fosso Gainne, ad una quota di circa 73 m s.l.m., in posizione subpianeggiante con una leggera pendenza verso sud, in località Querceto.

Il lotto in studio si inserisce in una zona densamente urbanizzata, in porzione pedecollinare. In questa porzione di territorio il Fosso Gainne scorre in alveo artificialmente sotterraneo per ritornare a cielo aperto ad una distanza di circa 80 m a sud-ovest del lotto in esame.

Dal punto di vista cartografico l'area ricade nella Sezione 263150 (SESTO FIORENTINO) della Carta Tecnica Regionale alla scala 1:10.000.

In **figura 1** è mostrato un estratto di tale Sezione con in evidenza l'ubicazione dell'area in studio.



Figura 1 - Ubicazione dell'area in esame alla scala 1:10.000, estratto dalla C.T.R. Sezione 263150.

3. IL PROGETTO

Il progetto, a cura dell'Arch. Michele LOMBARDI, Funzionario Tecnico del Settore Lavori Pubblici Servizi a Rete del Comune di Sesto Fiorentino, prevede lavori di ampliamento ed adeguamento della cucina dell'asilo nido Querceto e di adeguamento dei relativi spogliatoi e bagni del personale. L'edificio esistente si compone di un unico piano fuori terra.

In particolare l'ampliamento della cucina prevede la realizzazione di un volume edilizio con dimensioni in pianta circa 5,30x6,70 m, costituito da un unico piano fuori terra, in aderenza, su due lati, alla struttura esistente.

I lavori di adeguamento dei bagni e degli spogliatoi prevedono opere di ristrutturazione interna mirate alla ridistribuzione parziale dei relativi spazi.

Per quanto riguarda i lavori di ampliamento della cucina si opererà attraverso lo smontaggio dell'attuale pergolato posto in prossimità dell'ingresso e la realizzazione di due nuovi locali di cui quello più grande rappresenta l'ampliamento della zona cucina, mentre il più piccolo la dispensa.

A completamento delle opere in oggetto si segnala il rifacimento dei cancelli di ingresso (pedonale e veicolare) dell'asilo nido la cui posizione verrà spostata di circa 4 m rispetto all'attuale verso l'edificio stesso.

L'opera di ampliamento in progetto non prevede significativi aumenti di carico e poggerà su una fondazione diretta del tipo a platea. Per la sua realizzazione è previsto l'inserimento di un giunto sismico tra la struttura esistente e la nuova porzione.

Per quanto riguarda gli scavi sono previsti per una profondità massima di circa 0,50 m dal p.c. attuale, per l'inserimento delle nuove fondazioni in aderenza a quelle già esistenti.

In **Allegato 1** sono presentati alcuni estratti del progetto.

4. SITUAZIONE GEOLOGICA E GEOMORFOLOGICA

L'area in esame, posta ad una quota di circa 73 m s.l.m., presenta morfologia subpianeggiante con leggera pendenza verso sud.

La zona in studio, situata in prossimità dei rilievi settentrionali che bordano la piana di Sesto Fiorentino, è inserita in un'area marcatamente antropizzata a destinazione residenziale.

Dal punto di vista morfologico il territorio di Sesto Fiorentino può essere suddiviso in tre distinte porzioni: la collina (con altitudini comprese fra 934 m s.l.m. e circa 150/100 m s.l.m.), la fascia pedemontana (da una quota di circa 150/100 m s.l.m. a circa 50 m s.l.m.) e la piana (a partire da circa 50 m s.l.m.). Il lotto in esame è posto nella zona medio-terminale della fascia pedemontana degradante verso la pianura.

La situazione geologico-geomorfologica dell'area è stata ricostruita a partire da quanto riportato nello studio geologico di supporto al Piano Strutturale vigente che, inserito nel quadro generale delle conoscenze elaborato in seguito a studi svolti precedentemente in aree vicine e integrato dai dati presenti in letteratura, ha permesso di produrre la carta geologica e geomorfologica presentata in **figura 2**.

In particolare, per i dati di letteratura, si è fatto riferimento ai due lavori di *F. Capecchi, G. Guazzone & G. Pranzini*: **"Il bacino lacustre di Firenze-Prato-Pistoia. Geologia del sottosuolo e ricostruzione evolutiva"** Boll. Soc. Geol. It., vol. 94, 1975, e **"Ricerche geologiche e idrogeologiche nel sottosuolo della pianura di Firenze"** Boll. Soc. Geol. It., vol. 94, 1975, oltre a *Billi P.* in **"Seismic hazard and site effects in the Florence area"**, *Vannucchi* 1991. A questi si aggiungono le informazioni ricavate dalle carte geologiche (originali d'autore) consultabili sul sito *web* della Regione Toscana.

Ulteriore fonte di più recenti dati geologici ed idrogeologici è lo studio geologico di supporto al Piano Strutturale vigente **"Indagini geologico-tecniche e idrauliche di supporto al Piano Strutturale"**, datate gennaio 2004, a firma del Geol. Roberto Neroni.

Infine nuovi dati sono stati estrapolati dal lavoro di *R. Briganti, S. Ciufegni, M. Coli, S. Polimeri & G. Pranzini* **"Underground Florence: Plio-Quaternary geological evolution of the Florence area"**, Boll. Soc. Geol. It., vol. 122, 2003, dalla **"Carta Litotecnica di Firenze – Tav. 1"** di *F. Agili, M. Cecchi, M. Coli, G. Pini & P. Rubellini*, 2004, e dalla **"Carta Litotecnica di Firenze – Tav. 3"** di *M. Coli, G. Pini, P. Rubellini & A. Agostini*, 2006.

4.1 GEOLOGIA

L'area in esame si colloca in corrispondenza del margine Nord-Est del bacino fluvio-lacustre di Firenze-Prato-Pistoia, depressione tettonica pliocenica a direzione appenninica originata in seguito a movimenti distensivi successivi all'orogenesi dell'Appennino Settentrionale. Tale depressione è limitata da faglie distensive con direzioni appenninica ed antiappenninica.

Le uniche formazioni rocciose presenti nei dintorni del lotto in studio sono datate ad epoche preplioceniche ed affiorano direttamente a Nord della zona di intervento, lungo il limite settentrionale del bacino, in corrispondenza dei rilievi di Monte Morello. Si tratta di rocce di natura prevalentemente calcarea e calcareo marnosa di colore biancastro appartenenti alla Formazione di Monte Morello ("Alberese" *Auctt.*) e, subordinatamente, a componente argillitica con intercalati sottili livelli arenacei e calcarenitici appartenenti alla Formazione di Sillano ("Complesso Indifferenziato" *Auctt.*). Tali formazioni rocciose rappresentano i rilievi bordieri del bacino e ne costituiscono, in questa porzione, il substrato roccioso sopra il quale si sono depositati i sedimenti di riempimento del bacino.

A partire dal Villafranchiano inferiore (Pliocene sup.), infatti, in quest'area depressionaria si è instaurato un ambiente di deposizione fluvio-lacustre. I caratteri sedimentari e, quindi, le litologie dei terreni di sottosuolo sono generalmente differenziati fra zona di centro lago e quella di riva.

Le facies di centro lago, formate principalmente da potenti accumuli di argille e argille limose grigio azzurre contenenti livelli di lignite e torba, rappresentano depositi di lenta decantazione, interessati cioè da energie cinetiche basse. Intercalate ad esse si trovano rari livelli più sabbiosi con spessori dell'ordine del metro. Nella zona depocentrale, posta grossomodo in corrispondenza dell'abitato di Campi Bisenzio, lo spessore di questi accumuli raggiunge oltre 500 m. L'abitato di Sesto Fiorentino, posizionato in prossimità della zona bordiera del bacino fluvio lacustre, sembra possedere un minore spessore, valutabile in circa 250 m, di depositi sedimentari sulle rocce preplioceniche del substrato geologico (Billi P. in **"Seismic hazard and site effects in the Florence area"**, Vannucchi 1991). Ai margini del lago, in corrispondenza della confluenza dei principali corsi d'acqua, si è determinata la formazione di un sistema di conoidi, localmente coalescenti, con la sedimentazione di materiali più grossolani (depositi di conoide).

Il margine nord-est del bacino è segnato da una serie di faglie normali con rigetto totale di alcune centinaia di metri, mentre il margine sud-ovest non appare interessato da faglie importanti. Nella piana di Sesto tali faglie bordiere hanno suddiviso il bacino in una serie di scalini (almeno tre) con un aumento imponente dei depositi sopra il substrato procedendo dai rilievi a nord-est verso il centro del bacino. La faglia con l'estensione maggiore della piana di Sesto si trova in prossimità della linea ferroviaria e prosegue verso Prato con direzione circa NW e verso Firenze con direzione SE.

Successivamente si sono formate faglie trasversali all'asse del bacino che hanno dislocato i sedimenti lacustri e, in particolare, hanno sollevato la conca di Firenze rispetto al resto del bacino.

Tale sollevamento relativo si è verificato probabilmente in una fase in cui il bacino era ancora lontano dal colmamento sedimentario e ha determinato l'erosione degli stessi depositi lacustri nella conca di Firenze, mentre nel restante bacino di Prato-Pistoia continuava la sedimentazione lacustre fino al suo riempimento o quasi.

L'evoluzione sedimentaria del bacino di Firenze-Prato-Pistoia è terminata con una fase più francamente fluviale e palustre caratterizzata dalla deposizione di materiali prevalentemente fini per effetto di impaludamenti ed alluvionamenti da parte dei corsi d'acqua principali. Si tratta di limi marroni intervallati da sottili orizzonti di ghiaie fini in matrice limosa. I sedimenti limosi si presentano variegati con bande grigio azzurre, testimoni degli intensi fenomeni pedogenetici subiti. La parte più superficiale della serie sedimentaria è inoltre caratterizzata dall'abbondanza di noduli di precipitazione

carbonatica che, quando in maggiori concentrazioni, determinano una compattezza molto superiore del deposito.

I depositi del riempimento lacustre del bacino, ed i successivi depositi fluvio-palustri di colmamento, ricoprono, con giacitura sub-orizzontale, ed in discordanza angolare, le formazioni prelacustri che ne costituiscono il fondo ed i margini. Nell'area in studio la formazione del substrato pre-pliocenico sembra essere costituita dalle rocce appartenenti alla Formazione di Sillano.

Per quanto concerne l'area in esame sono presenti unicamente i terreni post-pliocenici appartenenti ai depositi di conoide. Si tratta prevalentemente di ghiaie, generalmente arrotondate, e ciottolami più o meno puliti nella parte apicale, in matrice limo argillosa talvolta abbondante nella parte subacquea (*fan-delta*).

Più in dettaglio il lotto in studio si trova in corrispondenza della zona mediana apicale della modesta conoide del Fosso Gainne, in cui si trovano sedimenti grossolani in matrice fine intervallati da orizzonti a sedimenti fini limo-argillosi, ad una distanza di circa 300 m dall'apice della conoide stessa. Qui i depositi di conoide sono ricoperti dai depositi colluviali che si ritrovano in spessori variabili nella zona di raccordo tra i rilievi collinari e la pianura. Si tratta di depositi prevalentemente fini (limi-argillosi, limi e sabbie) anche se localmente si può riscontrare la presenza di livelli più grossolani. Sono terreni che hanno subito un'alterazione, un trasporto lungo il versante ed una rideposizione in zone poco acclivi. Questi depositi costituiscono prevalentemente il prodotto della degradazione chimica dei terreni carbonatici che, sciogliendosi, lasciano sul terreno i residui insolubili prevalentemente argillosi. La presenza dei depositi colluviali in copertura della porzione più apicale della conoide testimonia la fase non più attiva di quest'ultima.

4.2 GEOMORFOLOGIA

Per quanto riguarda i fenomeni geomorfologici più evidenti che operano nella **porzione collinare**, sui versanti presenti nell'immediato intorno dell'area in esame, si riconoscono **forme e processi di erosione idrica e del pendio** legati all'azione erosiva profonda o superficiale dell'acqua incanalata e non. Si rinvencono forme di erosione fluviale quali alvei con tendenza all'approfondimento, come per la porzione di monte del Fosso Gainne, e orli di scarpata fluviale, presenti lungo il corso del Torrente Rimaggio nella zona a monte della località Le Torri, e nella porzione a monte del Torrente Zambra (appena visibile nella carta geologica-geomorfologica di **figura 2**). Lungo i tratti del corso d'acqua del Fosso Gainne, dove sono tuttora presenti fenomeni di attività erosiva, testimonianza dell'allargamento del fenomeno già in atto, si ritrovano orli di scarpata in erosione. Ancora, lungo il versante che dalla zona di Querceto si estende fino al Torrente Rimaggio, e sulla porzione pedemontana che dal torrente stesso si allarga verso sud fino a Colonnata, si incontrano orli rimodellati di scarpata o deboli rotture di pendio. In generale per orli di scarpata si intendono brusche rotture di pendio che indicano fenomeni erosivi passati e/o tuttora attivi.

Nei dintorni dell'area in studio si ritrovano anche **forme artificiali** dovute all'azione dell'uomo lungo i versanti, in genere dovute a necessità di utilizzo particolare del suolo. Si tratta di orli di scarpata di origine antropica e di aree di terrazzamenti agrari, creati per permettere la sistemazione dei versanti stessi e per poter ricavare lo spazio sufficiente da dedicare ad attività agricole. Per questi ultimi si segnalano terrazzamenti in località Rofoli. Per quanto riguarda gli orli di scarpata di origine antropica sono presenti, principalmente, a ovest di Querceto fino alle quote prossime al campo da rugby, lungo il versante sinistro del Torrente Rimaggio e nella zona orientale di Colonnata. Rientrano nella classe degli orli di scarpata anche quelli dovuti ai fronti scavati per le attività estrattive. Nell'area vi sono alcune cave abbandonate di cui in **figura 2** ne sono segnalate due: la prima posta a nord-est del lotto in studio, ad una distanza poco meno di 1,5 km, e l'altra, di dimensioni minori, a nord-ovest, distante circa 600 m in località C. Le Cave.

Per quanto riguarda le **forme ed i processi dovuti a gravità** si segnala la presenza di un'area di limitata estensione soggetta a fenomeni di movimento superficiale, a circa 500 m a nord-ovest di Querceto (da dati del P.S.)

Nella **porzione di pianura** si riconoscono forme attribuibili a tracce di un corso fluviale antico. Si tratta di meandri e divagazioni di un corso d'acqua, abbandonati e colmati da tempo, ed ormai pressoché indistinguibili dal resto della piana alluvionale.

I processi geomorfologici più evidenti che si rilevano nella piana sono legati all'**azione diretta dell'uomo**. Le aree umide sono quelle che resta delle ampie zone palustri ed acquitrinose la cui riduzione areale è dovuta alle bonifiche che si sono susseguite fin quasi ai giorni nostri, per scopi agricoli ed urbanistici. In questo contesto si inseriscono le aree di recente urbanizzazione, rilevati stradali, aeroporti, discariche e orli di scarpata artificiale. Per quanto concerne questi ultimi si segnalano quelli ricavati per incanalare i corsi d'acqua, ad esempio per il Torrente Zambra e per il Fosso di Rimaggio, e quelli necessari per la creazione di zone in rilievo, quali per esempio il corpo della discarica in località Case Passerini.

Infine nella **fascia di transizione**, o di raccordo, tra quella montana e quella della piana, si riconoscono forme di accumulo costituite da depositi detritici quali depositi colluviali e depositi di versante, e da conoidi alluvionali, corrispondenti ai punti di sbocco nella piana dei fossi e torrenti principali.

L'analisi dell'andamento della superficie topografica dell'abitato di Sesto Fiorentino porta a riconoscere il sistema di conoidi alluvionali coalescenti del T. Rimaggio (il maggiore per estensione) e del T. Zambra, ed in minor misura anche quello del Fosso Gainne. Attualmente queste conoidi non sono più attive. Va segnalata, infine, la presenza di un'altra estesa conoide separata da quelle di cui sopra, e costituita dai sedimenti dei torrenti Chiosina, Garille e Marina. Tale conoide lambisce la zona industriale di Padule-Volpaia del comune di Sesto Fiorentino, e in superficie sembra rimanere separata dalla conoide del T. Rimaggio, anche se solo per poche centinaia di metri.

L'abitato di Sesto Fiorentino è stato quasi interamente edificato proprio su un sistema di conoidi coalescenti, limitato a NW dalla zona Settimello-Il Neto, e verso SE dall'abitato di Castello. Va rilevato che tutti i corsi d'acqua provenienti dai rilievi possedevano un bacino

idrografico di estensione relativamente ridotta. Col tempo tali corsi d'acqua hanno contribuito alla costruzione di piccoli edifici di conoide saldati lateralmente gli uni agli altri. In tale sistema, infatti, se la conoide del T. Rimaggio costituisce l'elemento fisiografico di maggior rilevanza, non si riesce chiaramente a distinguere la connessione laterale con la conoide del T. Zambra verso est e con quella minore del Fosso Gainne ad ovest.

Nella **figura 2** viene mostrata la carta geologico-geomorfologica dell'area esaminata. La carta è una rielaborazione di quella allegata al P.S. dalla quale differisce per la presenza della conoide del Fosso Gainne e di quella del Torrente Marina, oltre che per l'estensione dei depositi di conoide e per i limiti areali dei depositi colluviali.

Nell'area esaminata non sono stati osservati segni evidenti di dissesto attivo e potenziale, o elementi di dissesto idrogeologico, riconducibili a movimenti gravitativi. In considerazione della situazione geomorfologica riscontrata si ritiene, pertanto, l'area stabile in condizioni naturali.

Figura 2 – Carta geologica e geomorfologica alla scala 1:25.000.

5. INDAGINI GEOGNOSTICHE

L'intervento edilizio prevede la realizzazione di un ampliamento ad un unico piano fuori terra su una superficie di circa 5,30x6,70 m ed un'altezza alla gronda di circa 3,30 m, con volumetria inferiore a 150 m³, e pertanto inquadrabile nel D.P.G.R. 36/R all'interno della classe di indagine n. 1.

Le conoscenze litostratigrafiche e litotecniche dell'area, derivanti dalle conoscenze personali e dalle informazioni bibliografiche sull'area, sono state correlate ai risultati di una specifica campagna geognostica consistita in 1 prova penetrometrica dinamica (DPSH), che ha raggiunto rifiuto all'infissione delle aste alla profondità di 6 m dal p.c. attuale, e successivamente in un'indagine sismica geofisica di superficie mediante sismica a rifrazione e tomografia sismica (onde P e onde SH).

L'esatta ubicazione delle indagini, le cui certificazioni sono presentate in **Allegato 2** e **3**, è riportata nella planimetria di **figura 3**.

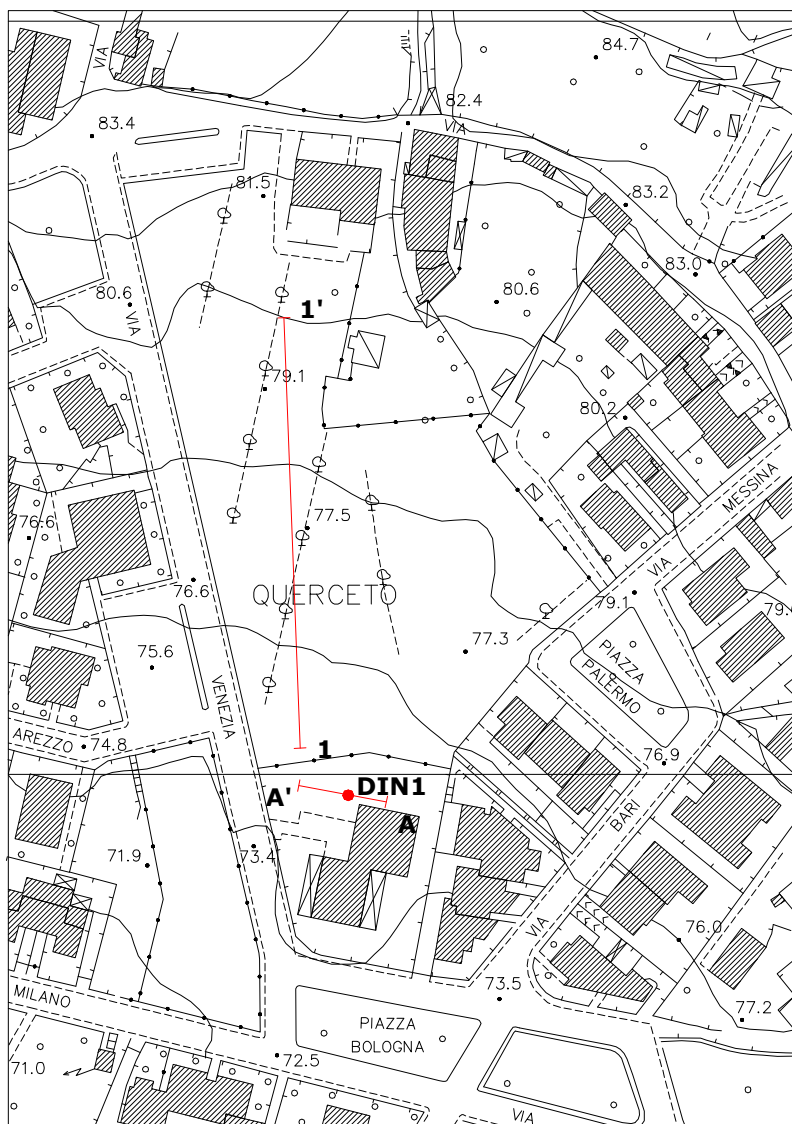


Figura 3 – Ubicazione delle indagini geognostiche: **DIN** indica la prova penetrometrica dinamica con relativo numero d'ordine; **1-1'**= traccia sezione sismica; **A-A'**= traccia sezione geotecnica. Figura non in scala.

5.1 PROVA PENETROMETRICA DINAMICA CONTINUA (D.P.S.H.)

Al fine di definire le caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni di fondazione in data 2 febbraio 2010 tecnici della "GEOGNOSTICA FIORENTINA s.r.l." di Firenze, con l'ausilio di un penetrometro statico-dinamico Pagani, modello TG 63-200, da 20 ton tipo Gouda, hanno eseguito 1 prova penetrometrica dinamica continua (D.P.S.H.) denominata DIN1, spinta alla profondità massima di 6,0 m dal piano campagna attuale dove ha raggiunto rifiuto all'infissione delle aste.

Le prove penetrometriche dinamiche consistono nell'infissione verticale nel terreno di una punta a forma conica, del diametro di 50,5 mm ed area 20 cm², per mezzo delle battute di un maglio del peso di 63,5 kg che cade sulla batteria di aste da un'altezza di 75 cm. Durante l'esecuzione viene rilevato il numero di colpi N necessario a provocare l'avanzamento delle aste per un tratto di 20 cm. Tali prove permettono di riconoscere orizzonti a differenti proprietà meccaniche e di definire, in termini generali, la resistenza delle varie unità litotecniche incontrate.

A causa della repentina chiusura del foro in seguito all'estrazione delle aste non è stato possibile installare un tubo piezometrico per la misurazione del livello idrico. Tuttavia le aste e la punta estratte risultavano bagnate a partire da circa 3 m.

I risultati della prova, (v. **Allegato 2**), interpretati attraverso i più accreditati metodi, che prendono in considerazione i valori del numero di colpi ed i fattori litologici locali, hanno permesso la caratterizzazione geotecnica dei terreni.

5.1.1 Elaborazione dei dati

Per l'elaborazione dei dati della prova dinamica si è fatto riferimento alle correlazioni utilizzate per le prove penetrometriche S.P.T. (Standard Penetration Test). Per consentire, quindi, tali operazioni il numero di colpi N registrato durante la prova è stato trasformato in N_{SPT} , vale a dire numero di colpi necessario all'avanzamento dell'asta per un tratto di 30 cm come avviene per le prove penetrometriche S.P.T. La trasformazione viene eseguita secondo la formula:

$$N_{SPT} = \beta t \cdot N$$

dove

N_{SPT} = numero di colpi per la prova S.P.T. (avanzamento 30 cm);

N = numero di colpi per la prova penetrometrica dinamica (avanzamento 20 cm);

βt = coefficiente teorico di energia pari a 1,521 (fornito dalla ditta esecutrice delle indagini); viene calcolato come rapporto tra l'energia specifica per colpo per la prova dinamica e per quella della prova S.P.T.

I valori così trasformati sono stati elaborati utilizzando correlazioni riferite a terreni incoerenti per la Densità Relativa (**DR**), l'Angolo di attrito (**ϕ**), il Modulo Edometrico (**E_d**) ed il Modulo di deformazione drenato (**E'**).

Dalle prove penetrometriche dinamiche è, inoltre, possibile ricavare il valore della resistenza dinamica **R_{pd}** in funzione del numero di colpi secondo la **formula Olandese**:

$$R_{pd} = \frac{(M^2 \cdot h)}{A \cdot e \cdot (M+P)} = \frac{M^2 \cdot h \cdot N}{A \cdot \delta \cdot (M+P)}$$

dove

M = peso massa battente pari a 63,50 kg;

h = altezza caduta libera del maglio che assume valore di 0,75 m;

A = area base punta conica pari a 20 cm²;

e = infissione per colpo (= δ/N);

δ = avanzamento punta (=0,20 m);

N = numero di colpi punta relativa ad un avanzamento di 0,20 m;

P = peso totale aste e sistema di battuta (= $(n \cdot Ma) + M_s$ con n = n° aste infisse, Ma = peso delle aste per metro pari a 8 kg e M_s = peso sistema di battuta pari a 30,0 kg).

5.1.1.1 Determinazione della Densità Relativa (**DR**)

La determinazione della densità relativa dei terreni incoerenti è stata eseguita con riferimento alla correlazione di **Skempton (1986)**. Tale metodo è valido per sabbie da fini a grossolane, per qualunque valore di pressione efficace, in depositi normalconsolidati. Con questo metodo nel caso di depositi ghiaiosi il valore di DR (%) viene sovrastimato, mentre nei depositi limosi viene sottostimato.

Skempton prevede di calcolare il numero di colpi (N_1)₆₀ normalizzati ad una tensione verticale efficace di 1 kg/cm² e corretta al 60% del rapporto di energia delle aste. Tale valore può essere approssimato con la formula

$$(N_1)_{60} = C_N \cdot N_{SPT}$$

dove

(N_1)₆₀ = valore di N_{SPT} corretto per considerare il livello tensionale e l'energia effettivamente rilasciata dal maglio delle aste;

C_N = $2/(1 + \sigma'_0)$ per sabbie fini con σ'_0 espresso in kg/cm²;

C_N = $3/(2 + \sigma'_0)$ per sabbie grosse con σ'_0 espresso in kg/cm².

La densità relativa è espressa quindi dalla formula:

$$DR(\%) = \left(\frac{(N_1)_{60}}{60} \right)^{0,5}$$

L'utilizzo della formula di Skempton porta alla seguente classificazione dei terreni in funzione della densità relativa:

$(N_1)_{60}$ (n°colpi/30cm)	DR (%)	Grado di addensamento
0-3	0%-15%	Sciolto (o molto sciolto)
3-8	15%-35%	Poco addensato (o sciolto)
8-25	35%-65%	Moderatamente addensato (o mediamente)
25-42	65%-85%	Addensato
42-58	85%-100%	Molto addensato

Tabella 1 – Grado di addensamento dei terreni non coesivi.

5.1.1.2 Determinazione della resistenza al taglio: angolo di attrito (φ)

Per terreni non coesivi è stata utilizzata la formula di **De Mello (1971)** che permette di calcolare, secondo un metodo diretto, il valore dell'angolo di attrito efficace φ' in funzione del valore del numero di colpi N_{SPT} e della pressione litostatica efficace σ'_0 :

$$\varphi' = 19 - (0,38 \cdot \sigma'_0) + [8,73 \cdot \log(N_{SPT})]$$

Questo metodo fornisce risultati attendibili per terreni prevalentemente sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi, normalconsolidati, non cementati e moderatamente compressibili. I limiti della correlazione proposta ricadono per bassi valori dello sforzo verticale efficace ($\sigma'_0 < 10$ kPa), per cui il valore dell'angolo di attrito risulta sopravvalutato, e per valori dell'angolo di attrito superiori a 38° , per i quali il metodo è da considerarsi inattendibile in quanto la stima risulta superiore al valore reale.

Per quanto riguarda il valore dell'angolo di attrito di picco può essere ricavato direttamente dal grafico di De Mello (1971).

5.1.1.3 Determinazione del modulo di deformazione edometrica (E_d)

Per il calcolo del modulo edometrico i valori di N_{SPT} sono stati normalizzati per tener conto dell'influenza della pressione del terreno sovrastante, riferendoli ad un valore unitario della pressione litostatica efficace $\sigma'_0 = 0,1$ MPa (= 1 kg/cm²), utilizzando la seguente formula suggerita da **Jamiolkowski (1985)**

$$N_n = C_n \cdot N_{SPT}$$

dove

N_{SPT} = numero di colpi;

N_n = numero di colpi normalizzato;

$C_n = 1/(\sigma'_0)^{0,56}$.

Per valutare la compressibilità dei terreni è stata usata la correlazione di **Shultze & Menzebach** che prende a riferimento i risultati ottenuti dalla prova penetrometrica dinamica correlandoli al Modulo Edometrico (E_d) secondo la formula:

$$E_d = c_1 + c_2 \cdot N_n \pm SE$$

dove

E_d = Modulo Edometrico (kg/cm²);

N_n = numero colpi normalizzato;

SE = deviazione standard.

- per sabbie e ghiaie:

$$c_1 = 38,0 \text{ kg/cm}^2$$

$$c_2 = 10,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$SE = 93,2 \text{ kg/cm}^2$$

- per sabbie limose:

$$c_1 = 24,0 \text{ kg/cm}^2$$

$$c_2 = 5,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$SE = 21,1 \text{ kg/cm}^2$$

5.1.1.4 Determinazione del modulo di deformazione, o modulo elastico, drenato (E')

La stima del modulo di deformazione drenato è stata eseguita con il metodo di **D'Appolonia et alii (1970)** che per litologie ghiaiose e sabbiose normalconsolidate è espressa dalla formula:

$$E' = 191 + 7,71 \cdot N_{SPT}$$

Tale metodo, che esprime valori in kg/cm², è valido per sabbie sovraconsolidate e per ghiaie e sabbie, e non tiene in considerazione l'influenza della pressione litostatica efficace.

5.2 INDAGINE GEOFISICA

In data 9 febbraio 2010 tecnici dello "STUDIO TRIGEO" di Firenze hanno effettuato un'indagine geofisica di superficie mediante sismica a rifrazione e tomografia sismica per lo studio delle velocità delle onde di taglio mediate sui primi 30 m (cosiddette V_{s30}), così come richiesto dall'O.P.C.M. 3274 del 20/03/2003, (*"Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"*), e ss. mm. ii., e dal D.M. 14/09/2005 (*"Testo Unico - Norme Tecniche per le Costruzioni"*), successivamente modificato dal recente D.M. 14/01/2008 (*"Norme tecniche per le costruzioni"*).

È stato tracciato uno stendimento di 115 ml lungo il quale è stata eseguita, sia con onde sismiche compressionali P che con onde di taglio SH, la sezione 1-1' la cui traccia è mostrata in **figura 3**. In **Allegato 3** è presentata la relazione tecnica corredata dalle sezioni sismostratigrafiche elaborate.

In estrema sintesi le sezioni eseguite con le onde P e SH hanno permesso di individuare una superficie rifrangente a profondità variabile da 5,20 m a 8,0 m dal p.c. attuale, con valore medio pari a circa 6,80 m. Tale rifrattore separa i materiali di copertura (terreno vegetale e detrito di copertura) dai sottostanti detriti grossolani che presentano valori di velocità tali da poter essere considerati come substrato.

Il rifrattore presenta geometria suborizzontale e concorde con la superficie topografica.

Le tomografie mostrano uno strato superficiale con omogeneità e continuità laterale (verso nord) lungo tutto lo stendimento. Per quanto riguarda il substrato appare omogeneo e compatto con un buon grado di cementazione dei materiali grossolani.

N° strati	Velocità onde P	Velocità onde SH	Attribuzione litologica
Strato 1	795 m/s<v<815 m/s	360 m/s<v<430 m/s	Detrito di copertura
Strato 2	2600 m/s<v<2870 m/s	760 m/s<v<1060 m/s	Substrato – Detrito grossolano

Tabella 2 – Velocità delle onde P e SH caratteristiche del rifrattore e relativa attribuzione litologica.

6. CARATTERIZZAZIONE LITOTECNICA

La caratterizzazione litotecnica dei terreni di fondazione è stata eseguita utilizzando i risultati dell'indagine geognostica effettuata, associata alle informazioni bibliografiche ed alle conoscenze geologiche personali dell'area ottenute attraverso alcuni interventi diretti realizzati all'interno di terreni di analoghe caratteristiche.

Al di sotto di uno strato uniforme di terreno soffice agrario e di riporto dello spessore di circa 2,0 m, si incontra una sequenza di orizzonti ghiaiosi con matrice limosa irregolarmente alternati a livelli fini. La situazione litostratigrafica di sottosuolo è caratteristica di ambienti sedimentari tipo "conoide alluvionale", (in particolare di *fan-delta*), all'interno delle quali si registra la sedimentazione di ghiaie e ciottolami, spesso con contenuti di matrice elevati, rapidamente alternate a sedimenti fini di origine alluvionale depositati nelle zone depresse adiacenti alla struttura principale.

Le indagini svolte suggeriscono di suddividere i terreni di sottosuolo in tre distinte unità geotecniche denominate, a partire da quella superficiale, Unità A, B e C.

Deve essere chiarito a questo proposito che la definizione delle unità geotecniche non avviene in natura in maniera netta come illustrato in **figura 4** e come di seguito riportato, ma attraverso passaggi graduali e sfumati fra i termini. La schematizzazione svolta ha esclusivamente il significato di semplificare la comprensione del quadro geologico di riferimento. In tale ottica deve, quindi, essere considerata l'interpretazione della geometria (forma ed estensione) degli orizzonti ricostruiti.

Unità A: Terreni incoerenti sciolti

L'unità è presente dal piano campagna attuale fino alla profondità di 2,0 m. Si tratta di terreni medio fini costituiti presumibilmente da una miscela di limi e sabbie, più o meno argillosi, in proporzioni variabili, di consistenza sciolta, con qualche elemento ghiaioso di probabile origine esotica (riporto). Il valore del numero di colpi della prova penetrometrica varia da un minimo di 1 ad un massimo di 3, con un valore medio di 2, che normalizzato a N_{SPT} assume valore **3**.

Nel complesso l'unità assume valore di resistenza alla punta dinamica R_{pd} pari a circa **14 kg/cm²**.

In funzione della natura litologica si ritiene corretto attribuire al deposito un comportamento prevalentemente incoerente anche se la matrice fine può garantire un sia pur ridotto livello di coesione.

Facendo riferimento ai risultati della prova penetrometrica può essere definita una densità relativa (Skempton, 1986) prossima a **DR=27%** ad attestare condizioni di addensamento basso (sciolto).

La massa volumica apparente assume un valore di circa **$\gamma=18 \text{ kN/m}^3$** (1,8 t/m³) ed il modulo edometrico si attesta su un valore medio di circa **$E_d=50 \text{ kg/cm}^2$** (5 MPa).

Ai fini dei calcoli del carico limite delle fondazioni di seguito sono schematizzati i valori caratteristici cautelativi dei principali parametri geotecnici che possono essere considerati di riferimento:

- in condizioni di tensioni totali (verifiche a breve termine):

angolo di attrito:	$\varphi = 26^\circ$
coesione non drenata:	$c_u = 0,1 \text{ kg/cm}^2$
massa volumica:	$\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$

- in condizioni di tensioni efficaci (verifiche a lungo termine):

angolo di attrito efficace:	$\varphi' = 23^\circ$
coesione efficace:	$c' = 0,0 \text{ kg/cm}^2$
massa volumica:	$\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$

Unità B: Terreni granulari moderatamente addensati

Al di sotto dell'unità A, fino alla profondità di 4,80 m dal p.c., sono presenti terreni di granulometria più grossolana. Benché le prove penetrometriche dinamiche non siano adatte a permettere l'identificazione litologica dei terreni, sulla base delle conoscenze geologiche e della morfologia dell'istogramma penetrometrico si può ipotizzare la presenza di terreni di natura limo sabbiosa, con frazioni ghiaiose a varia granulometria. In particolare si segnalano due sottili livelli con elevata componente ghiaiosa da 3,0 m di profondità a circa 3,30 m e da 4,0 m a 4,20 m. Questi livelli fanno registrare valori del numero di colpi della prove più elevati rispetto al resto dell'unità, mentre fra 2,80 m e 3,0 m di profondità si rileva un livello con bassi valori di resistenza.

Nel complesso i valori di resistenza alla punta penetrometrica dinamica che caratterizzano generalmente questa unità variano fra un minimo di 5 colpi ed un massimo di 33 con un valore medio pari a circa 11 che normalizzato a N_{SPT} diventa **17**. Il corrispondente valore medio di resistenza dinamica R_{pd} è di circa **63 kg/cm²**.

Facendo riferimento ai risultati della prova penetrometrica può essere definita per l'unità una densità relativa (Skempton, 1986) prossima a **DR=55%**, valore che indica un grado di addensamento medio.

Il valore della resistenza al taglio dell'unità in termini di angolo di attrito efficace è pari a circa $\varphi' = 29^\circ$ (De Mello, 1971).

La massa volumica apparente assume un valore di circa **$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$** (1,9 t/m³), mentre il modulo edometrico si attesta su un valore medio di circa **$E_d = 120 \text{ kg/cm}^2$** (12 MPa).

Ai fini dei calcoli del carico limite delle fondazioni di seguito sono schematizzati i valori caratteristici cautelativi dei principali parametri geotecnici che possono essere considerati di riferimento:

- in condizioni di tensioni totali (verifiche a breve termine):

angolo di attrito:	$\varphi = 40^\circ$
coesione non drenata:	$c_u = 0,0 \text{ kg/cm}^2$
massa volumica:	$\gamma = 1,9 \text{ t/m}^3$

- in condizioni di tensioni efficaci (verifiche a lungo termine):

angolo di attrito efficace:	$\varphi' = 29^\circ$
coesione efficace:	$c' = 0,0 \text{ kg/cm}^2$
massa volumica:	$\gamma = 1,9 \text{ t/m}^3$

Unità C: Terreni granulari addensati

Al di sotto dell'unità B, a partire da 4,80 m di profondità fino a fine prova, 6,0 m, sono presenti terreni granulari costituiti prevalentemente da ghiaie e sabbie con matrice limosa.

Il valore del numero di colpi della prova penetrometrica varia da un minimo di 17 ad un massimo di 40, con un valore medio di 24 che normalizzato a N_{SPT} assume valore **37**.

Facendo riferimento ai risultati della prova penetrometrica può essere definita per l'unità una densità relativa (Skempton, 1986) di circa **DR=80%** ad attestare condizioni di buon addensamento.

La resistenza al taglio dello strato in termini di angolo d'attrito efficace si assesta su un valore di circa **$\phi'=31^\circ$** (De Mello, 1971).

La massa volumica apparente assume un valore di circa **$\gamma=19 \text{ kN/m}^3$** ($1,9 \text{ t/m}^3$), ed il modulo edometrico si attesta su un valore medio di circa **$E_d=450 \text{ kg/cm}^2$** (45 MPa).

Nella tabella seguente sono schematizzati i **valori caratteristici** cautelativi dei principali parametri geotecnici di riferimento delle singole unità riconosciute, in termini di tensioni efficaci (verifiche a lungo termine) ed in termini di tensioni totali (verifiche a breve termine), da utilizzare per i calcoli del carico limite delle fondazioni.

Unità litotecniche	Profondità dal p.c.	Densità Relativa (DR)	Tensioni efficaci		Tensioni totali		Modulo edometrico (E_d)	Massa volumica apparente (γ)
			Angolo di attrito efficace (ϕ')	Coesione efficace (c')	Angolo di attrito (ϕ)	Coesione non drenata (c_u)		
A	2,00 m	27%	23°	0,0 kg/cm ²	26°	0,1 kg/cm ²	50 kg/cm ²	1,8 t/m ³
B	4,80 m	55%	29°	0,0 kg/cm ²	40°	0,0 kg/cm ²	120 kg/cm ²	1,9 t/m ³
C	6,00 m	80%	31°	0,0 kg/cm ²	44°	0,0 kg/cm ²	450 kg/cm ²	1,9 t/m ³

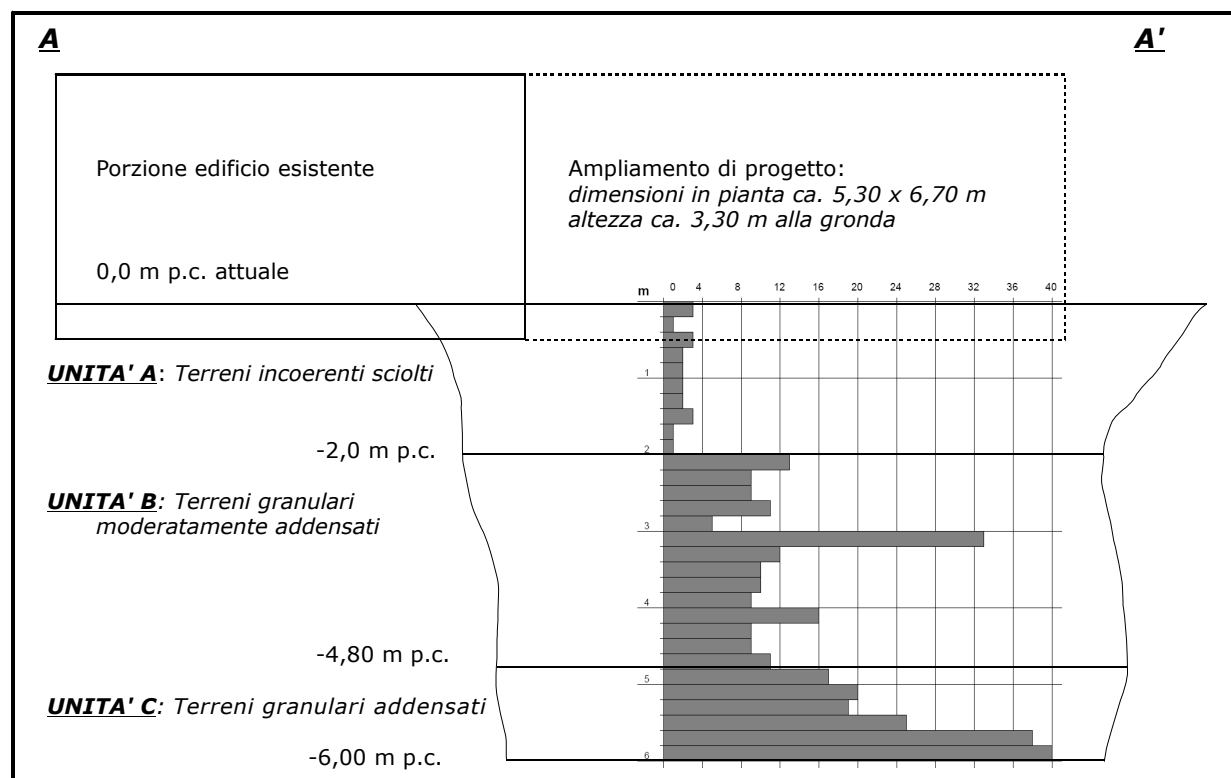


Figura 4 – Sezione geotecnica schematica dei terreni di fondazione alla scala 1:100.

7. SITUAZIONE IDROGEOLOGICA

L'area in studio è collocata nella porzione apicale della modesta conoide alluvionale del Fosso Gainne; conseguentemente l'idrogeologia risulta in stretta dipendenza della granulometria presentata dai terreni stessi.

La geologia del sottosuolo è condizionata dalla presenza, nei primi 10-15 metri di profondità dal piano campagna, di depositi ghiaiosi in matrice limo argillosa da scarsa ad abbondante, con intercalazioni di livelli limosi e sabbioso-argillosi.

I depositi grossolani costituiscono i livelli a permeabilità maggiore, anche se la quantità variabile di frazione fine della matrice presente all'interno di essi ne diminuisce il grado di conducibilità idraulica, che in generale si attesta su valori da medio a medio basso. I livelli fini limoso-argillosi, intercalati all'interno dei depositi grossolani, presentano grado di permeabilità da basso a molto basso. La loro estensione e i loro spessori sono ridotti nella zona apicale mentre aumentano verso le aree marginali (**intervalli acquitardi**).

Nella porzione orientale e meridionale della conoide del Fosso Gainne i depositi vengono a contatto con quelli della più estesa conoide del Torrente Rimaggio, mentre ad ovest gli stessi sfumano entro i sedimenti alluvionali di pianura. I livelli fini intercalati nei depositi più grossolani di entrambe le conoidi alluvionali non raggiungono mai per estensione e spessori una continuità tale da impedire la circolazione idrica fra i livelli più permeabili delle ghiaie consentendo, quindi, scambi idrici tra la coalescente e maggiore conoide del Torrente Rimaggio e la più modesta conoide del Fosso Gainne. Tale struttura geologica consente di considerare, in generale, i depositi coalescenti di entrambe le conoidi come un unico **acquifero** monostrato, sede della falda superficiale, aperto agli scambi e la superficie piezometrica risulta attualmente conformata in maniera tale che questi scambi avvengano in un unico verso, e cioè verso sud-ovest.

Lo spessore dell'acquifero tende ad annullarsi verso nord contro le formazioni rocciose del substrato, che costituiscono le pendici dei rilievi bordieri del bacino, e che rappresentano, così, un limite naturale dell'acquifero stesso. In particolare le rocce più o meno fratturate appartenenti alla Formazione di Monte Morello presentano un grado di permeabilità medio che consente scambi idrici fra tali rocce e le ghiaie della conoide, laddove questi vengono in contatto. Per quanto riguarda, invece, le rocce argillitiche della Formazione di Sillano il grado di conducibilità idraulica è basso, anche se, localmente, un alto grado di fratturazione può consentire una permeabilità maggiore.

Nell'area oggetto di studio la presenza di depositi grossolani permeabili e livelli argilloso-limosi a bassa permeabilità, conferisce allo strato superficiale una permeabilità da media a ridotta. Tuttavia, localmente, può essere maggiore la componente a granulometria limoso sabbiosa che può aumentare la permeabilità del deposito.

Le oscillazioni del livello idrico nel sottosuolo sono quindi riferite alle oscillazioni del livello della prima falda libera presente nel sottosuolo, contenuta nel corpo permeabile principale più superficiale del sistema di conoidi del Torrente Rimaggio e del Fosso Gainne.

In questo contesto è possibile identificare l'alimentazione della falda superficiale come proveniente principalmente dagli apporti del Torrente Rimaggio e dagli scambi idrici con il substrato roccioso, ed in

minor misura ed entità dagli apporti del Fosso Gainne. La ricostruzione dell'andamento della piezometrica, riscontrabile nella Tavola 8 Sud del Piano Strutturale (v. **figura 5**), conferma l'importanza principale del Torrente Rimaggio nell'alimentazione del sistema di conoidi Rimaggio-Gainne. Viene infatti evidenziato che il flusso generale della falda è verso sud-ovest e la coalescenza della conoide del Fosso Gainne con quella del T. Rimaggio non ne altera la direzione.

Al termine della prova penetrometrica è stato rilevato un livello idrico a circa 3,0 m di profondità dal p.c. attuale.

Dalla Tavola 8 Sud "**Carta dei contesti idrogeologici**" allegata al P.S., alla scala 1:10.000, in cui sono ubicati i pozzi superficiali e le linee di flusso isofreatiche derivate dalle misure del livello statico degli stessi nel marzo 2002, si ricava che nell'area in studio nel 2002 era presente un livello freatico posto ad una quota di circa 72 m s.l.m., e, quindi, a circa 1 m di profondità dal p.c., con direzione di flusso della falda superficiale verso sud-ovest.

Infine dalla Tavola 12 Sud "**Carta della vulnerabilità degli acquiferi**" allegata al P.S., alla scala 1:10.000, risulta che il lotto in esame è inserito in classe 4: elevata attribuita ad un "acquifero libero in materiali alluvionali, senza o con scarsa protezione, la cui superficie può risultare localmente al di sotto del livello di base dei fiumi vicini".

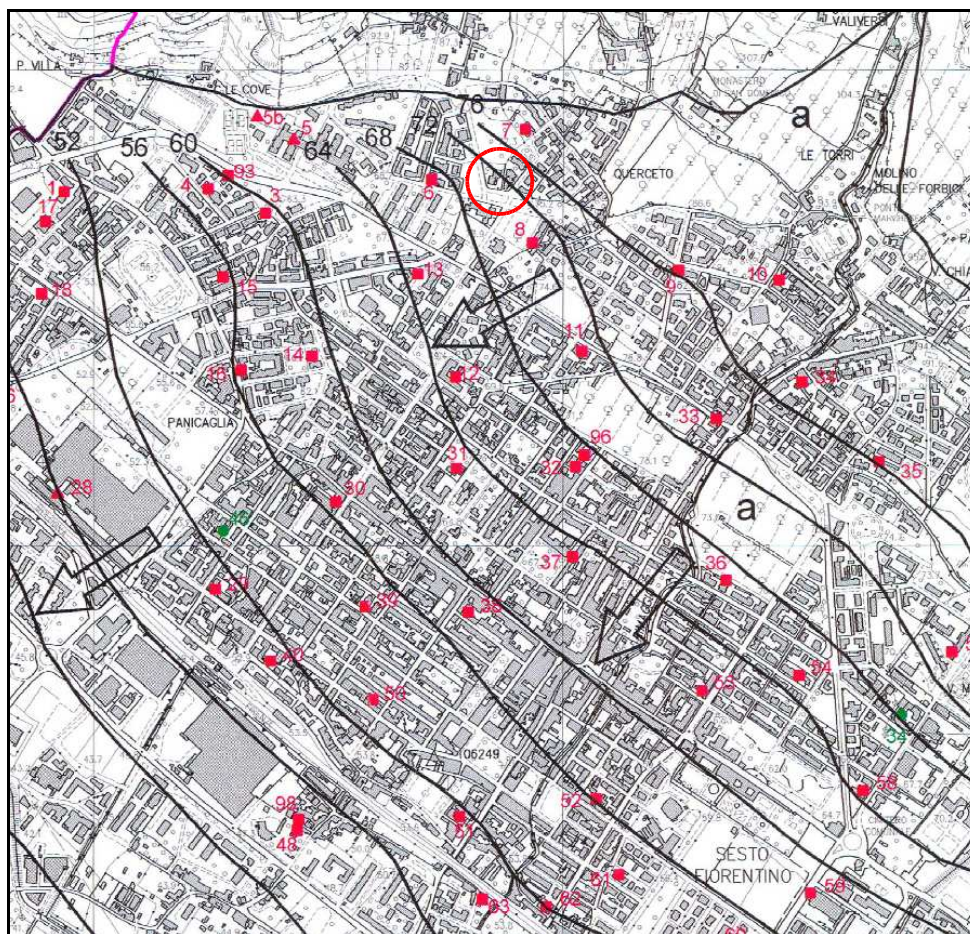


Figura 5 – Estratto non in scala dalla Tavola 8 Sud del P.S. "**Carta dei contesti idrogeologici**" con in evidenza i pozzi utilizzati per la campagna di lettura dei livelli piezometrici (marzo 2002), la direzione di flusso della falda superficiale, le isofreatiche ricostruite con quota assoluta in metri s.l.m., e l'ubicazione dell'area in esame.

8. INDICAZIONI DALLO STRUMENTO URBANISTICO E DALL'AUTORITÀ DI BACINO DEL FIUME ARNO

La documentazione dello strumento urbanistico a cui si è fatto riferimento è rappresentata dalle **"Indagini geologico-tecniche e idrauliche di supporto al Piano Strutturale"**, datate gennaio 2004, a firma del Geol. Roberto Neroni.

Sono state, inoltre, esaminate le cartografie dei piani stralcio "P.A.I." e "Rischio idraulico" dell'Autorità di Bacino del fiume Arno.

8.1 SITUAZIONE IDRAULICA

Per quanto concerne l'aspetto idraulico l'area in esame è posta ad una distanza di circa 80 m verso nord-est dalla sponda sinistra del corso d'acqua denominato Fosso Gainne, classificato a rischio idraulico dalla Delibera del Consiglio Regionale della Toscana n. 12 del 25/01/2000 *"Approvazione del PIT regionale"* (ex D.C.R.T. 230/94 *"Provvedimenti sul rischio idraulico"*) con codice **FI1221 AB**. Più recentemente la Deliberazione del Consiglio Regionale Toscano n. 72 del 24/07/07 per l'approvazione del nuovo PIT, (*"Legge regionale 3 gennaio 2005, n. 1 (Norme per il governo del territorio). Approvazione del Piano di Indirizzo Territoriale (PIT)"*), Allegato 4 (*"Corsi d'acqua principali ai fini del corretto assetto idraulico"*) del Quadro Conoscitivo, riclassifica il corso d'acqua con codice **FI1221**, non più AB.

La nuova normativa non modifica quanto già espresso dalla precedente del 2000 che prevede la definizione di due zone di rispetto del corso d'acqua: ambito "A1" e ambito "A2". L'ambito "A1", definito *"di assoluta protezione del corso d'acqua"*, corrisponde agli argini dei corsi d'acqua ed alle *"aree comprese nelle due fasce della larghezza di ml 10 adiacenti a tali corsi d'acqua, misurate a partire dal piede esterno dell'argine o, in mancanza, dal ciglio di sponda"*. L'ambito "A2", definito *"di tutela del corso d'acqua e di possibile inondazione"*, è da applicarsi ai corsi d'acqua che hanno larghezza superiore a 10 ml, misurata fra i piedi esterni degli argini oppure, ove mancanti, fra i cigli di sponda. Tale ambito corrisponde alle due fasce immediatamente esterne all'ambito "A1" che hanno larghezza pari a quella del corso d'acqua definita come sopra, con un massimo di 100 ml.

Nel caso in studio, così come mostrato nella Tavola 7 Sud del P.S. **"Carta degli ambiti fluviali e dei corsi d'acqua pubblici"** del marzo 2003, scala 1:10.000, l'area in esame risulta esclusa dagli ambiti di applicazione del D.C.R. 12/00.

Nella Tavola 9 Sud **"Carta delle aree inondate"** emerge che l'area in esame non ricade in alcuna area dichiarata soggetta a inondazioni.

Medesima informazione è presente nella **"Carta guida delle aree allagate redatta sulla base degli eventi alluvionali significativi (1966-1999)"**, stralcio n. 27, alla scala 1:25.000, redatta ai sensi della Del. C.I. n. 185/2004 dall'Autorità di Bacino del fiume Arno Stralcio "Riduzione del Rischio Idraulico".

Dalla visione della Tavola 14 Sud "**Carta della pericolosità idraulica**" del marzo 2003, scala 1:10.000, si nota che l'area in studio ricade in classe 3a-pericolosità medio-bassa che comprende "tutte quelle aree di piana potenzialmente inondabili, in posizione quindi morfologicamente sfavorevole". In **figura 6** viene presentato un estratto della tavola.

Nella cartografia di corredo al Piano di Bacino del Fiume Arno-Stralcio "Assetto Idrogeologico" (P.A.I.) alla scala 1:25.000 "**Perimetrazione delle aree con pericolosità idraulica – livello di sintesi**", stralcio n. 39, prodotta nell'ottobre 2004 (di cui in **figura 7** è mostrato un estratto), l'area di intervento ricade in classe P.I. 1-Aree a pericolosità moderata. L'articolo 5 delle Norme di Attuazione spiega che questa classe individuata nella carta a livello di sintesi è "rappresentata dall'involuppo delle alluvioni storiche sulla base di criteri geologici e morfologici". Infine all'articolo 8 si afferma che "nelle aree P.I.2 e P.I.1 e nelle aree di ristagno sono consentiti gli interventi previsti dagli strumenti di governo del territorio".

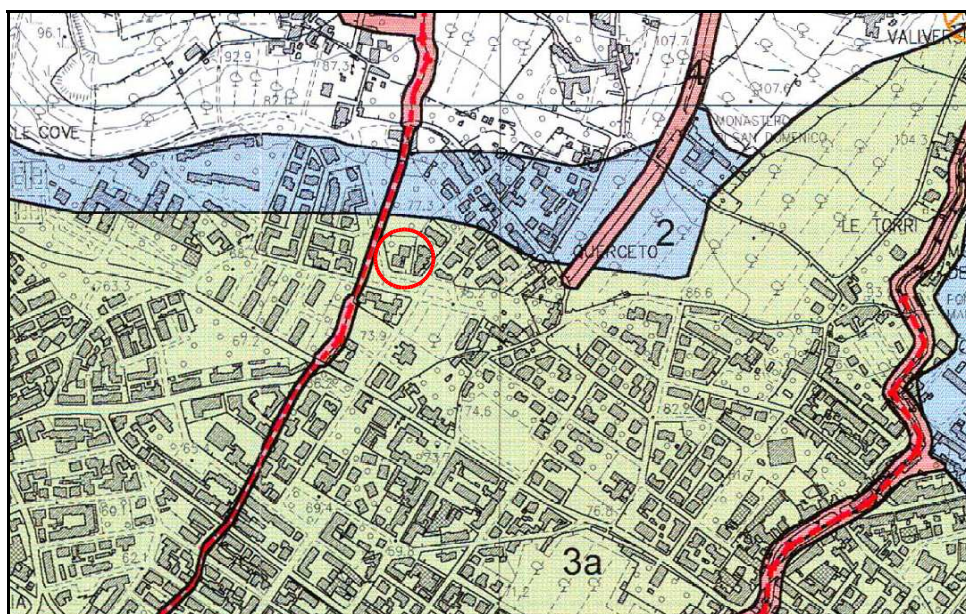


Figura 6 – Estratto non in scala dalla Tavola 14 Sud del P.S. "**Carta della pericolosità idraulica**" con evidenziata l'ubicazione dell'area in esame.

8.2 PERICOLOSITA' DEL TERRITORIO

Dall'esame della Tavola 13 Sud "**Carta della pericolosità geologica e idrogeologica**" del marzo 2003, scala 1:10.000, di cui in **figura 8** è mostrato un estratto, si evidenzia che l'area oggetto di studio rientra in classe 3a-pericolosità medio-bassa. A questa classe "corrispondono da un punto di vista geomorfologico tutte le aree con fenomeni non in atto, segno di una passata dinamica morfologica (ad esempio frane antiche ormai stabilizzate), o di ordine più modesto oltreché tutte quelle zone in pendio che potrebbero diventare instabili. In questa classe sono raggruppate tra le altre:

- le aree interessate da frane antiche stabilizzate (in alcuni casi le frane antiche, laddove erano presenti elevate pendenze, sono state inserite in classe di pericolosità 3b)
- le aree soggette ad erosione superficiale diffusa;
- gli orli di scarpata fluviale o di terrazzo, così come le scarpate sottostanti, se non attive e nei casi più modesti".

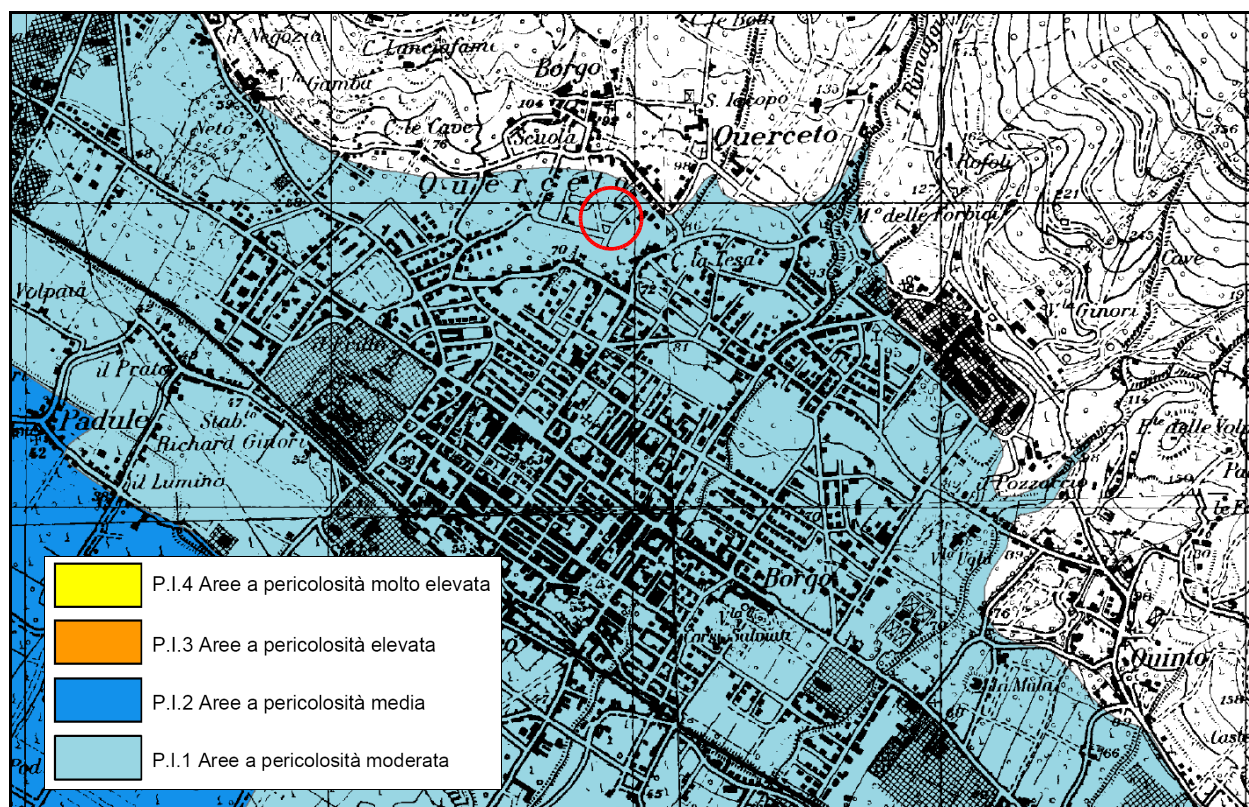


Figura 7 – Estratto dalla carta **"Perimetrazione delle aree con pericolosità idraulica – livello di sintesi"**, stralcio n. 39, scala 1:25.000, redatta dall'Autorità di Bacino del Fiume Arno, con ubicazione dell'area in esame.

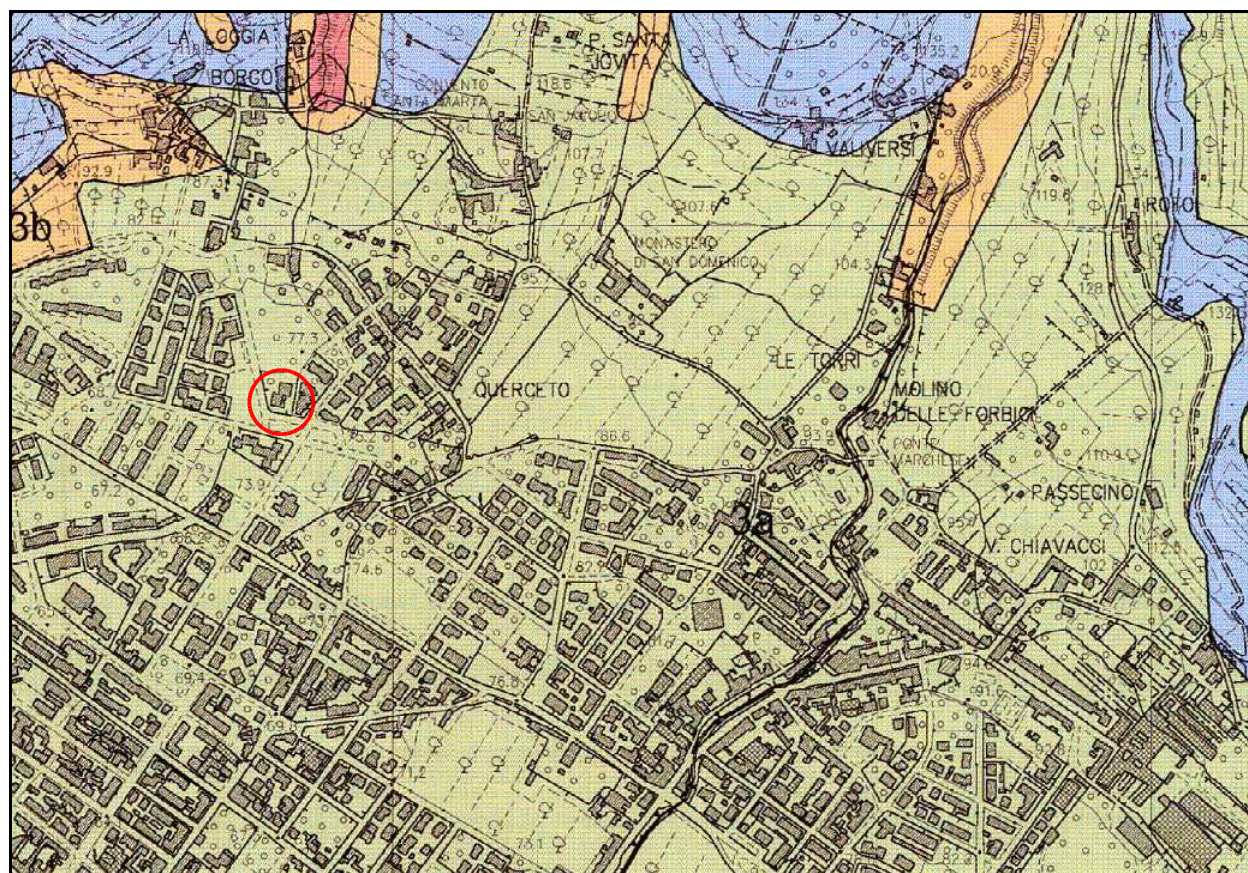


Figura 8 – Estratto dalla Tavola 13 Sud del P.S. **"Carta della pericolosità geologica e idrogeologica"** con evidenziata l'ubicazione dell'area in esame. Scala 1:10.000.

9. FONDAZIONI

Il progetto in esame prevede l'ampliamento della cucina dell'asilo nido in un unico piano fuori terra con altezza alla gronda pari a circa 3,30 m. Le scelte progettuali sono indirizzate verso la realizzazione di una fondazione diretta del tipo a platea a base rettangolare con dimensioni circa 5,30x6,70 m posta ad una profondità di circa 0,50 m dal piano campagna attuale.

Alla profondità delle fondazioni sono presenti i terreni dell'unità geotecnica A. Per i calcoli del carico limite si procede nell'ipotesi cautelativa che i terreni di fondazione siano omogenei dal punto di vista litotecnico e costituiti interamente dall'unità geotecnica A.

In accordo con le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di seguito vengono effettuati i calcoli della resistenza allo stato limite ultimo (SLU), sia in condizioni statiche sia con azioni sismiche, ed allo stato limite di esercizio (SLE).

9.1 CONDIZIONI STATICHE

9.1.1 Resistenza allo SLU di tipo geotecnico: capacità portante dei terreni di fondazione

Secondo le nuove Norme Tecniche di Costruzione (D.M. 2008) la valutazione del grado di sicurezza delle opere strutturali si ottiene adottando il "Metodo semiprobabilistico dei coefficienti parziali" e verificando la relazione agli SLU:

$$R_d \geq E_d$$

dove

R_d = valore di progetto della resistenza del terreno;

E_d = valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni nelle varie combinazioni di calcolo.

In particolare la nuova normativa prevede 2 diversi approcci (DA1 e DA2) con complessive 3 combinazioni per il calcolo del valore R_d . Tali combinazioni utilizzano coefficienti riduttivi da applicare sia al calcolo del valore di progetto dell'azione (denominati **coefficienti parziali per le azioni o per gli effetti delle azioni**, "A1" e "A2"), sia da inserire nel dimensionamento geotecnico: **coefficienti parziali di sicurezza dei parametri geotecnici** (indicati nella normativa con la sigla "M1" e "M2", sono coefficienti parziali definiti per la resistenza dei materiali), e **coefficienti parziali per le verifiche agli SLU di fondazioni superficiali** ("R1", "R2" e "R3" definiti per la resistenza globale del sistema).

In questa sede si tiene conto unicamente dei coefficienti M ed R in modo da fornire il valore di R_d lasciando la verifica di cui sopra ($R_d \geq E_d$) al progettista.

9.1.1.1 Equazione di calcolo

Nel caso in esame per la determinazione della resistenza R_d allo SLU di tipo geotecnico (**capacità portante** o **carico limite**) si è scelto l'**Approccio 2 (DA2)**, che prevede un'unica **combinazione (C1)**.

Il calcolo del carico limite è stato valutato per un **meccanismo di rottura generale** utilizzando il metodo generale di Brinch-Hansen (1970):

$$q_{lim} = 0,5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot b_q \cdot g_q$$

dove:

N_{γ}, N_c, N_q = fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio φ' ;

s_{γ}, s_c, s_q = fattori correttivi che tengono conto della forma delle fondazioni;

i_{γ}, i_c, i_q = fattori correttivi di inclinazione del carico che per carichi verticali sono pari a 1;

d_{γ}, d_c, d_q = fattori correttivi di profondità;

b_{γ}, b_c, b_q = fattori correttivi di inclinazione del piano di posa della fondazione che per piano di posa orizzontale sono pari a 1;

g_{γ}, g_c, g_q = fattori correttivi di inclinazione del piano campagna che per piano campagna orizzontale sono pari a 1;

B = larghezza fondazione;

γ' = peso di volume effettivo;

c' = coesione efficace;

q' = sovraccarico del terreno pari a $\gamma \cdot D$ (peso e spessore del terreno).

Per quanto riguarda i dati della fondazione si è considerato:

- larghezza fondazione: $B = 5,30$ m

- lunghezza fondazione: $L = 6,70$ m

- profondità di imposta fondazione: $D = 0,50$ m

I calcoli di capacità portante dei terreni di fondazione sono condotti sia in termini di tensioni totali sia in termini di tensioni efficaci.

- ◆ In termini di **pressioni totali (a breve termine)** si utilizzano i seguenti valori caratteristici cautelativi:

- coesione non drenata: $c_u = 0,1$ kg/cm²

- con angolo di attrito: $\varphi = 26^\circ$.

Nel caso in studio, considerando una fondazione superficiale sottoposta ad un carico verticale, centrato, con piano di posa e piano di campagna orizzontali, la formula generale si riduce a:

$$q_{lim} = 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} + c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q$$

Con queste considerazioni il valore di progetto della resistenza del terreno R_d può essere calcolato a partire dalla seguente formula:

$$R'_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot (0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} + c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q)$$

da cui $R_d = R'_d \cdot A'$

L'equazione finale per il calcolo del valore di progetto della resistenza del terreno R_d può, pertanto, essere scritta:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot (0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} + c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q) \cdot A'$$

dove l'espressione del q_{lim} di Brinch-Hansen si modifica attraverso i coefficienti γ_M applicati ai parametri geotecnici c_u e φ :

γ_R = valore del coefficiente R;

A' = $B \cdot L$ = superficie della fondazione = 35,51 m².

- ◆ In termini di **pressioni efficaci (a lungo termine)** si utilizzano i seguenti valori caratteristici cautelativi:

- coesione efficace: $c' = 0,0$ kg/cm²

- con angolo di attrito efficace: $\varphi' = 23^\circ$.

Nel caso in studio, considerando una fondazione superficiale sottoposta ad un carico verticale, centrato, con piano di posa e piano di campagna orizzontali, la formula generale si riduce a:

$$q_{lim} = 0,5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q$$

Con queste considerazioni il valore di progetto della resistenza del terreno R_d può essere calcolato a partire dalla seguente formula:

$$R'_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot (0,5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q)$$

da cui $R_d = R'_d \cdot A'$

L'equazione finale per il calcolo del valore di progetto della resistenza del terreno R_d può, pertanto, essere scritta:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot (0,5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q) \cdot A'$$

dove l'espressione del q_{lim} di Brinch-Hansen si modifica attraverso i coefficienti γ_M applicati ai parametri geotecnici c' e φ' :

γ_R = valore del coefficiente R;

$A' = B \cdot L$ = superficie della fondazione = 35,51 m².

Per l'esecuzione dei calcoli sono stati considerati i valori caratteristici sopra esposti che, per il calcolo della resistenza di progetto del terreno, si trasformano nei valori di progetto secondo le formule:

$$\varphi^*_d = \tan^{-1}[(\tan \varphi^*_k)/\gamma_{\varphi^*}]$$

e

$$c^*_d = c^*_k/\gamma_{c^*}$$

con

φ^*_d = valore di progetto dell'angolo di attrito:

φ_d quando angolo di attrito di picco; φ'_d quando angolo di attrito efficace;

φ^*_k = valore caratteristico dell'angolo di attrito;

φ_k quando angolo di attrito di picco; φ'_k quando angolo di attrito efficace;

γ_{φ^*} = coeff. parziale di sicurezza per i parametri geotecnici "M" relativo all'angolo di attrito:

γ_{φ} quando angolo di attrito di picco; $\gamma_{\varphi'}$ quando angolo di attrito efficace;

c^*_d = valore di progetto della coesione:

c_{ud} quando coesione non drenata; c'_d quando coesione efficace;

c^*_k = valore caratteristico della coesione;

c_{uk} quando coesione non drenata; c'_k quando coesione efficace;

γ_{c^*} = coeff. parziale di sicurezza per i parametri geotecnici "M" relativo alla coesione:

γ_{cu} quando coesione non drenata; $\gamma_{c'}$ quando coesione efficace;

I coefficienti assumono i seguenti valori:

Condizioni di tensioni totali (a breve termine)		
APPROCCIO		DA2-C1
COMBINAZIONE		(A1) M1+R3
Coefficiente R	Coefficiente correttivo: γ_R	2,3
Coefficienti M	Coefficiente correttivo: γ_γ	1,0
	Valore caratteristico: γ_K	18 kN/m ³
	Valore di progetto: γ_d	18 kN/m³
	Coefficiente correttivo: γ_{cu}	1,0
	Valore caratteristico: c_{uk}	0,1 kg/cm ²
	Valore di progetto: c_{ud}	0,1 kg/cm²
	Coefficiente correttivo: γ_φ	1,0
	Valore caratteristico: φ_K	26°
	Valore di progetto: φ_d	26°

Risolvendo l'equazione secondo l'Approccio 2 si ottiene:

SLU	$R_d = R_d' \cdot A' = 509 \text{ kN/m}^2 \cdot 35,51 \text{ m}^2 = 18074,59 \text{ kN}$
------------	--

In condizioni a lungo termine:

Condizioni di tensioni efficaci (a lungo termine)		
APPROCCIO		DA2-C1
COMBINAZIONE		(A1) M1+R3
Coefficiente R	Coefficiente correttivo: γ_R	2,3
Coefficienti M	Coefficiente correttivo: $\gamma_{\phi'}$	1,0
	Valore caratteristico: $\phi_{K'}$	23°
	Valore di progetto: $\phi_{d'}$	23°
	Coefficiente correttivo: $\gamma_{\gamma'}$	1,0
	Valore caratteristico: $\gamma_{K'}$	18 kN/m ³
	Valore di progetto: $\gamma_{d'}$	18 kN/m³

Risolvendo l'equazione secondo l'Approccio 2 si ottiene:

SLU	$R_d = R_d' \cdot A' = 243 \text{ kN/m}^2 \cdot 35,51 \text{ m}^2 = 8628,93 \text{ kN}$
------------	---

In **Allegato 4** sono riportati i valori dei vari coefficienti che appaiono nell'equazione di Brinch-Hansen sia per le condizioni di pressioni totali, sia per quelle efficaci.

9.1.2 SLE: stima dei cedimenti teorici

Secondo la nuova normativa per la verifica nei confronti degli stati limite di esercizio deve essere rispettata la condizione

$$C_d \geq E_d$$

dove

C_d = valore limite prescritto dell'effetto delle azioni;

E_d = valore di progetto dell'effetto delle azioni.

Per il calcolo di E_d i valori di progetto dei parametri geotecnici sono uguali ai valori caratteristici ricavati dal modello geotecnico ricostruito.

Anche per gli SLE in questa sede vengono forniti unicamente i valori della stima dei cedimenti E_d lasciando al progettista la verifica $C_d \geq E_d$.

9.1.2.1 Metodo di calcolo

I cedimenti teorici sono stati calcolati utilizzando il metodo di Burland & Burbridge (1985) la cui formulazione, mostrata di seguito ed espressa in millimetri, è stata sviluppata a partire da un'analisi statistica di oltre 200 casi reali di cedimento di fondazioni dirette su sabbie e ghiaie:

$$s = f_s \cdot f_l \cdot f_t \cdot (q - \frac{2}{3} \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_c$$

dove

q = pressione efficace lorda applicata dalla fondazione, cautelativamente assunta pari a 20 kPa (= 20 kN/m², = 0,2 kg/cm²);

σ'_{v0} = tensione verticale efficace, o pressione litostatica, alla quota di imposta della fondazione, pari a $D \cdot \gamma' = 0,5 \text{ m} \cdot 1,8 \text{ t/m}^3 = 0,9 \text{ t/m}^2$ (= 9 kN/m², = 0,09 kg/cm²);

B = lato della fondazione, pari a 5,30 m;

I_c = indice di compressibilità pari a $I_c = \frac{1,706}{(N_{AV})^{1,4}}$ con N_{AV} = media dei valori N_{SPT} all'interno di Z_i ;

Z_i = profondità di influenza della fondazione determinato dai valori di N_{SPT} : se sono costanti o crescenti con la profondità Z_i si determina da apposita tabella; se i valori decrescono con la profondità la media va eseguita entro una profondità di $2B$;

f_s = coefficiente correttivo che tiene conto della forma della fondazione:

$$f_s = \left(\frac{1,25 \cdot L/B}{L/B + 0,25} \right)^2 \text{ con } L = \text{lunghezza della fondazione, pari a } 6,70 \text{ m};$$

f_l = coefficiente correttivo che tiene conto della forma dello strato compressibile:

$$f_l = H/Z_i \cdot (2 - H/Z_i) \text{ solo se lo strato compressibile ha uno spessore } H < Z_i, \text{ altrimenti } f_l = 1;$$

f_t = coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto del tempo per considerare la componente viscosa dei cedimenti:

$$f_t = 1 + R_3 + R_t \cdot \log(t/3) \text{ dove } R_3 \text{ e } R_t \text{ sono due costanti:}$$

$$\text{carichi statici } R_3 = 0,3 \quad R_t = 0,2$$

$$\text{carichi ciclici } R_3 = 0,7 \quad R_t = 0,8$$

e $t \geq 3$ è il tempo in anni trascorso dal termine della costruzione al quale si effettua il calcolo del cedimento, considerando inalterate le caratteristiche fisiche di resistenza del terreno.

Così operando, considerando $f_l = 1$ ed un tempo $t = 0$, è stato ottenuto il seguente valore di cedimento immediato:

$$S = 15 \text{ mm} = 1,5 \text{ cm.}$$

Il valore del cedimento immediato ottenuto non è, in valore assoluto, sensibile. Si osserva che tale valore è, comunque, relativo alla condizione cautelativa che il terreno di fondazione interessato dalla

distribuzione dei carichi sia interamente costituito dall'unità litotecnica A e che il carico uniforme trasmesso dall'ampliamento sia pari a 0,2 kg/cm².

Di seguito viene riportato l'andamento dei cedimenti nel tempo ipotizzando che il terreno di fondazione mantenga le medesime caratteristiche di resistenza dell'ipotesi attuale e che sia soggetto a carichi statici.

Deformazioni nel tempo	
Tempo (anni)	Cedimento (mm)
3	19,33
6	20,23
10	20,89
15	21,41
20	21,78
30	22,31
50	22,96
75	23,49

9.1.3 Stima del coefficiente di sottofondo statico

Il **coefficiente di sottofondo statico**, o **modulo di reazione**, è stato calcolato impiegando la formula di **Vesić (1961)** che, opportunamente semplificata, si riduce a

$$K_s = \frac{E'}{B \cdot (1 - \mu^2)}$$

dove

B = lato della fondazione, pari a 530 cm;

μ = coefficiente di Poisson, assunto pari a circa 0,3 (da Bowles, 1981, e da Ricceri, 1977);

E' = modulo di elasticità del terreno, o modulo di deformazione del terreno, che per l'unità può essere considerato pari a circa 214 kg/cm² (da D'Appolonia, 1970).

Conseguentemente si ottiene un valore del modulo di reazione pari a

$$K_s = 0,4 \text{ kg/cm}^3 (= 4000 \text{ kN/m}^3).$$

9.2 AZIONE SISMICA

L'O.P.C.M. 3274 del 20/03/2003, (*"Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"*), classifica il territorio di Sesto Fiorentino come comune sismico.

La Deliberazione n. 431 del 19 giugno 2006, (*"Riclassificazione sismica del territorio regionale: "Attuazione del D.M. 14.9.2005 e O.P.C.M. 3519 del 28 aprile 2006 pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale dell'11.5.2006"*), inserisce il territorio comunale di Sesto Fiorentino nella classe sismica denominata **Zona 3s**, per la quale *"le costruzioni devono essere progettate e realizzate con le azioni sismiche della zona 2"*.

Nella Tavola 6 Sud **"Carta degli aspetti particolari per le aree sismiche"** del marzo 2003, scala 1:10.000, si evidenzia che l'area in esame appartiene ai *"depositi a granulometria eterogenea, poco addensati, potenzialmente suscettibili di densificazioni"*, tipici dei depositi di tutta la piana di Sesto Fiorentino, per i quali viene segnalata la caratteristica di *"instabilità dinamica per cedimenti e cedimenti differenziali"*.

La nuova normativa, D.M. 14 gennaio 2008, impone che venga definita l'azione sismica di progetto valutando l'effetto della risposta sismica locale.

9.2.1 Parametri sismici nei confronti dei vari stati limite

Secondo la nuova normativa per la valutazione della sicurezza e delle prestazioni attese ai diversi stati limite devono essere attribuiti all'opera in progetto una serie di parametri.

➤ **Vita nominale e tipo di costruzione**

Ogni opera strutturale deve essere classificata sulla base della sua **vita nominale V_N** , vale a dire il *"numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata"*.

TIPI DI COSTRUZIONE		VITA NOMINALE V_N
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	≤10 anni
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o importanza normale	≥50 anni
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥100 anni

Tabella 3 – Valori di vita nominale V_N per diversi tipi di costruzione.

Per l'opera in progetto, da informazioni dirette del progettista, è stata attribuita una vita nominale pari a $V_N \geq 50$ anni a cui corrisponde un tipo di costruzione 2, classe attribuita ad "opere ordinarie".

➤ **Classe d'uso e coefficiente d'uso**

Le costruzioni, in presenza di azioni sismiche, sono suddivise in 4 classi d'uso riferite alle "conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso". Per l'opera in progetto trattandosi di un asilo nido pubblico, sulla scorta del D.M. 14.01.2008 cap. 2.4.2, e dell'Allegato 7 ("Elenco preliminare degli edifici e delle opere art. 2 comma 3 Ord. 3274/03") alla Delib. Reg. Toscana n. 604 del 16/06/2003, è stata attribuita la **Classe d'uso III** definita per costruzioni il cui uso prevede "affollamenti significativi". Il valore del **coefficiente d'uso C_u** si ricava in funzione della classe d'uso secondo la seguente tabella:

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

Tabella 4 – Valori del coefficiente d'uso C_u .

Per l'opera in esame si attribuisce, pertanto, un coefficiente d'uso **$C_u=1,5$** .

➤ **Categoria di suolo, coefficiente di amplificazione topografica e periodo di riferimento**

L'indagine geofisica mediante onde SH, eseguita per la presente relazione, ha fornito i valori di velocità delle onde di taglio V_{s30} mediate sui primi 30 m di profondità a partire dalla base della fondazione. Tali onde sono necessarie ad attribuire ad ogni sottosuolo di fondazione una determinata categoria. Sulla base dei valori di velocità ottenuti è possibile definire il valore delle onde di taglio V_{s30} mediate per l'area in oggetto pari a **$V_{s30}=592,70$ m/s**, che, in considerazione del fatto che la relativa profondità è maggiore di 3,0 m da p.c., e inferiore a 20,0 m, e della V_s del substrato, maggiore di 800 m/s, come evidenziato nella relazione dell'indagine geofisica in **Allegato 3**, definisce il **suolo di fondazione** come appartenente alla **categoria di sottosuolo 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/s)".

Dal punto di vista della **categoria topografica** il sito in oggetto ricade in **categoria T1** definita per "superfici piane, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ", a cui corrisponde un valore del **coefficiente di amplificazione topografica $S_T=1,0$** .

La valutazione delle azioni sismiche viene eseguita in relazione al **periodo di riferimento dell'azione sismica V_R** , funzione della vita nominale e del coefficiente d'uso C_u , secondo la formula:

$$V_R = V_N \cdot C_u$$

Risolvendo l'equazione, e ricordando che se V_R risulta ≤ 35 anni si pone comunque $V_R=35$ anni, si ricavano i valori di V_R :

VITA NOMINALE V_N	CLASSE D'USO			
	I	II	II	IV
≤ 10 anni	35 anni	35 anni	35 anni	35 anni
≥ 50 anni	≥ 35 anni	≥ 50 anni	≥ 75 anni	≥ 100 anni
≥ 100 anni	≥ 70 anni	≥ 100 anni	≥ 150 anni	≥ 200 anni

Tabella 5 – Valori di V_R in funzione di V_N e C_u .

Per l'edificio in esame si ha $V_R \geq 75$ anni.

➤ **Stati limite, probabilità di eccedenza, tempi di ritorno e altri parametri**

Per la valutazione delle azioni sismiche gli stati limite di riferimento da considerare sono portati da 2 a 4 così definiti:

- Stati Limite di Esercizio (SLE): Stato Limite di Operatività (**SLO**)
Stato Limite di Danno (**SLD**)
- Stati Limite Ultimi (SLU): Stato Limite di salvaguardia della Vita (**SLV**)
Stato Limite di prevenzione del Collasso (**SLC**)

Gli stati limite sopra elencati sono ordinati per azione sismica crescente e probabilità di superamento decrescente da SLO a SLC.

Le azioni sismiche di progetto devono essere valutate in funzione dei diversi stati limite considerati e vengono definite in funzione della pericolosità sismica di base del lotto in esame. La pericolosità sismica di un sito è funzione della probabilità che nel periodo di riferimento V_R in tale sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato. Tale probabilità è denominata **probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento** e viene indicata con P_{VR} .

Per ciascuno stato limite, e relativa probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , si ricava il **periodo di ritorno T_R del sisma** secondo la formula:

$$T_R = \frac{-V_R}{\ln(1-P_{VR})} = \frac{-(C_U \cdot V_N)}{\ln(1-P_{VR})}$$

Inoltre per ogni P_{VR} vengono definite forme spettrali descritte dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g = accelerazione orizzontale massima del sito;
- F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* = periodo di inizio tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per la determinazione dell'azione sismica è stato utilizzato il software *on-line* della "GEOSTRU SOFTWARE" i cui risultati sono esposti nella tabella seguente.

In **Allegato 5** viene presentata la pagina di calcolo del programma *on-line*.

COORDINATE SITO IN ESAME				
Latitudine	43,8427	Longitudine	11,1994	
COORDINATE SITI DI RIFERIMENTO				
Siti di riferimento	ID	Latitudine	Longitudine	Distanza
Sito 1	19613	43,8612	11,1327	5728,539
Sito 2	19614	43,8626	11,2020	2221,173
Sito 3	19835	43,8112	11,1346	6263,047
Sito 4	19836	43,8126	11,2039	3365,015
VITA DELLA STRUTTURA				
Vita nominale dell'opera V _N	Classe d'uso	Coefficiente d'uso C _U	Periodo di riferimento per le azioni sismiche V _R	
50 anni	III	1,5	75 anni	
CARATTERISTICHE SISMICHE DEL SITO IN ESAME				
Categoria sottosuolo	E	Categoria topografica	T1	
PARAMETRI SISMICI				
STATI LIMITE	SLE		SLU	
	Operatività (SLO)	Danno (SLD)	Salvaguardia della vita (SLV)	Prevenzione dal collasso (SLC)
P _{VR}	81%	63%	10%	5%
T _R	45 anni	75 anni	712 anni	1462 anni
a _g	0,057 g	0,069 g	0,159 g	0,200 g
F _o	2,566	2,566	2,409	2,403
T _C *	0,264 s	0,276 s	0,308 s	0,316 s
COEFFICIENTI SISMICI				
Tipo di elaborazione	Stabilità dei pendii e fondazioni			
STATI LIMITE	SLE		SLU	
	Operatività (SLO)	Danno (SLD)	Salvaguardia della vita (SLV)	Prevenzione dal collasso (SLC)
S _s	1,600	1,600	1,580	1,470
C _c	1,960	1,920	1,840	1,820
S _T	1,000	1,000	1,000	1,000
k _h	0,018	0,022	0,060	0,071
K _v	0,009	0,011	0,030	0,035
A _{max}	0,900 m/s ²	1,088 m/s ²	2,462 m/s ²	2,882 m/s ²
β	0,200	0,200	0,240	0,240

Tabella 6 – Tabella schematica dei parametri sismici per la definizione dell'azione sismica ai vari stati limite.

9.2.2 Liquefazione sismica

In considerazione della disuniformità granulometrica dei materiali detritici dei terreni di sottosuolo, in cui non è stata identificata la presenza di orizzonti sabbiosi puliti, si ritiene di escludere rischi di liquefazione sotto azione sismica.

9.2.3 R_d ai vari SL di tipo geotecnico: capacità portante dei terreni di fondazione

9.2.3.1 Equazione di calcolo

Per quanto concerne il calcolo di R_d in condizioni sismiche sono stati eseguiti i calcoli in funzione della componente inerziale del terreno (componente cinematica).

♦ **Componente cinematica (inerzia del terreno)**

L'equazione utilizzata fa riferimento a quella per il calcolo delle resistenze del terreno in condizioni statiche tenendo conto degli effetti inerziali del terreno dovuti al sisma tramite coefficienti correttivi da applicare alla formula di Brinch-Hansen, espressi dalle seguenti formule:

$$z_q = z_v = [1 - (k_h / \tan \varphi)]^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$\text{con} \quad k_h = \beta \cdot (a_{\max} / g)$$

Il valore di k_h viene fornito insieme agli altri coefficienti sismici nella **tabella 6**.

- L'equazione finale per il calcolo di R_d , in **termini di pressioni totali**, diventa quindi:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot (0,5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} + c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot z_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot z_q) \cdot A'$$

- In **termini di pressioni efficaci** l'equazione risulta:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot (0,5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot z_{\gamma} + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot z_q) \cdot A'$$

I coefficienti assumono i seguenti valori:

Condizioni di tensioni totali (a breve termine)		
APPROCCIO		DA2-C1
COMBINAZIONE		(A1) M1+R3
Coefficiente R	Coefficiente correttivo: γ_R	2,3
Coefficienti M	Coefficiente correttivo: γ_Y	1,0
	Valore caratteristico: γ_K	18 kN/m ³
	Valore di progetto: γ_d	18 kN/m³
	Coefficiente correttivo: γ_{cu}	1,0
	Valore caratteristico: c_{uk}	0,1 kg/cm ²
	Valore di progetto: c_{ud}	0,1 kg/cm²
	Coefficiente correttivo: γ_ϕ	1,0
	Valore caratteristico: ϕ_K	26°
	Valore di progetto: ϕ_d	26°

L'equazione viene risolta, così come da indicazioni delle NTC, per il solo SLV. In generale, infatti, il rispetto dei vari stati limite è considerato conseguito se sono soddisfatte le verifiche da parte del progettista al solo SLV:

SLU	SLV	$R_d = R_d' \cdot A' = 330 \text{ kN/m}^2 \cdot 35,51 \text{ m}^2 = 11718,30 \text{ kN}$
------------	------------	--

Operando in condizioni a lungo termine si ha:

Condizioni di tensioni efficaci (a lungo termine)		
APPROCCIO		DA2-C1
COMBINAZIONE		(A1) M1+R3
Coefficiente R	Coefficiente correttivo: γ_R	2,3
Coefficienti M	Coefficiente correttivo: $\gamma_{\phi'}$	1,0
	Valore caratteristico: $\phi_{K'}$	23°
	Valore di progetto: $\phi_{d'}$	23°
	Coefficiente correttivo: $\gamma_{Y'}$	1,0
	Valore caratteristico: $\gamma_{K'}$	18 kN/m ³
	Valore di progetto: $\gamma_{d'}$	18 kN/m³

Risolvendo l'equazione per il solo SLV si ottiene:

SLU	SLV	$R_d = R_d' \cdot A' = 122 \text{ kN/m}^2 \cdot 35,51 \text{ m}^2 = 4332,22 \text{ kN}$
------------	------------	---

10. CONCLUSIONI

Quanto precedentemente esposto consente di formulare le seguenti osservazioni riassuntive:

- l'area in esame è posta nella zona mediana apicale della modesta conoide del Fosso Gainne, ad una quota di circa 73 m s.l.m., in una zona marcatamente antropizzata a destinazione residenziale posta al piede dei rilievi settentrionali che bordano la piana di Sesto Fiorentino;

- dal punto di vista geologico nella zona sono presenti depositi di conoide del Fosso Gainne costituiti da una sequenza di orizzonti ghiaiosi, spesso con contenuti di matrice fine, irregolarmente alternati a livelli fini limo argillosi;

- dal punto di vista geomorfologico, l'area d'intervento si inserisce nella zona medio-terminale della fascia pedemontana degradante verso la pianura, in posizione sub pianeggiante con una leggera pendenza verso sud; nell'area esaminata non sono stati osservati segni evidenti di dissesto attivo e potenziale, o elementi di dissesto idrogeologico, riconducibili a movimenti gravitativi; in considerazione della situazione geomorfologica riscontrata si ritiene l'area stabile nelle condizioni attuali;

- dal punto di vista litotecnico i terreni assumono discrete caratteristiche geotecniche;

- in considerazione della disuniformità granulometrica dei materiali detritici dei terreni superficiali di sottosuolo, in cui non è stata identificata la presenza di orizzonti sabbiosi puliti, si ritiene di escludere rischi di liquefazione sotto azione sismica;

- dal punto di vista idrogeologico i terreni sono atti ad ospitare una falda monostrato con direzione di flusso verso sud-ovest e livello idrico misurato posta a circa 3 m di profondità.

L'intervento edilizio in progetto prevede la realizzazione di un ampliamento ad un unico piano fuori terra di dimensioni circa 5,30x6,70 m per una altezza massima alla gronda di circa 3,30 m.

Nel **capitolo 8** sono stati esaminati gli aspetti idraulici e la pericolosità del territorio in cui ricade l'area oggetto dei lavori. Nelle condizioni descritte si ritiene che non sussistano particolari impedimenti di natura geologica e geomorfologica all'esecuzione dell'intervento edilizio nelle condizioni descritte.

Nel **capitolo 6** è presentato il modello litotecnico del terreno ricostruito ed è fornita la parametrizzazione dei terreni da utilizzare per i calcoli del carico limite delle fondazioni.

Nel **capitolo 9** sono calcolati i valori di progetto della resistenza di terreno R_d mediante l'Approccio 2 sia in condizioni statiche, sia con azione sismica. Nello stesso capitolo sono stati, inoltre, calcolati i parametri ed i coefficienti che definiscono l'azione sismica del sito oggetto dell'intervento edilizio.

La realizzazione del progetto non prevede significativi movimenti di terreno.

Dall'analisi del progetto si evidenzia che la realizzazione delle opere non prevede trasformazioni significativamente importanti rispetto all'assetto morfologico attuale del lotto di interesse e non comporta alcuna apprezzabile variazione sul regime di circolazione idrica superficiale e sotterranea; conseguentemente non influisce in maniera evidente sulla stabilità globale.

Infine, in considerazione del fatto che dati del Piano Strutturale relativi al marzo 2002 (v. **capitolo 7**) hanno registrato nell'area in studio un livello idrico a circa 1,0 m di profondità dal p.c., e quindi prossimo alla quota delle fondazioni dell'ampliamento in progetto, si consiglia, in fase di progettazione, di tenere conto di accorgimenti atti a garantire una maggiore protezione nei confronti delle fondazioni e dei possibili rischi di propagazione dell'umidità con opere quali l'impermeabilizzazione della platea di fondazione.

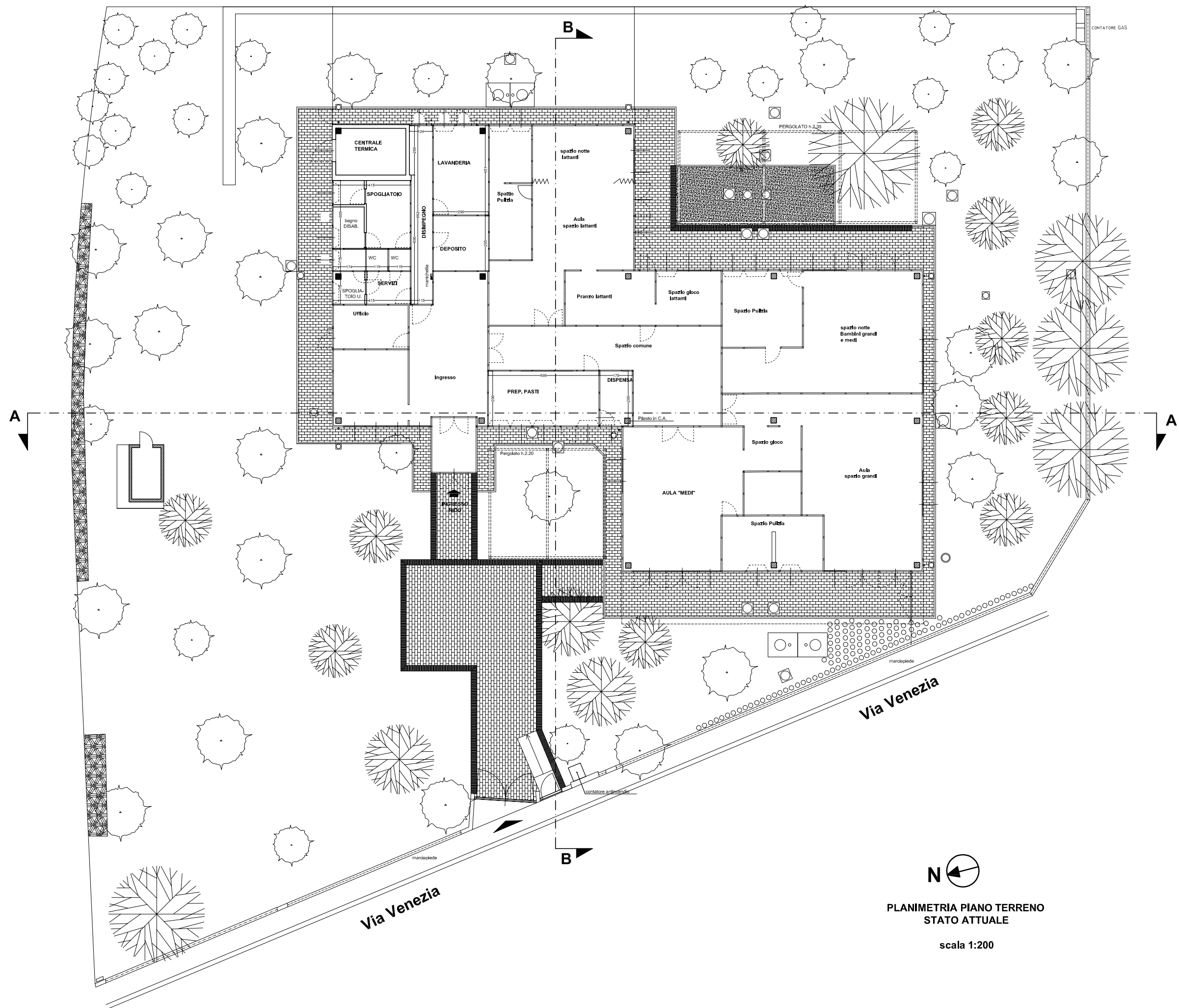
Quanto esposto induce a ritenere che non sussistano particolari problematiche di ordine geologico, idrogeologico e geologico-tecnico all'esecuzione, nelle condizioni e con le limitazioni descritte, dell'intervento edilizio in oggetto.

Sesto Fiorentino, 23 febbraio 2010

Il professionista incaricato
Dott. Geol. Damiano Franzoni
(N° iscriz. Albo 1539 Sez. A)

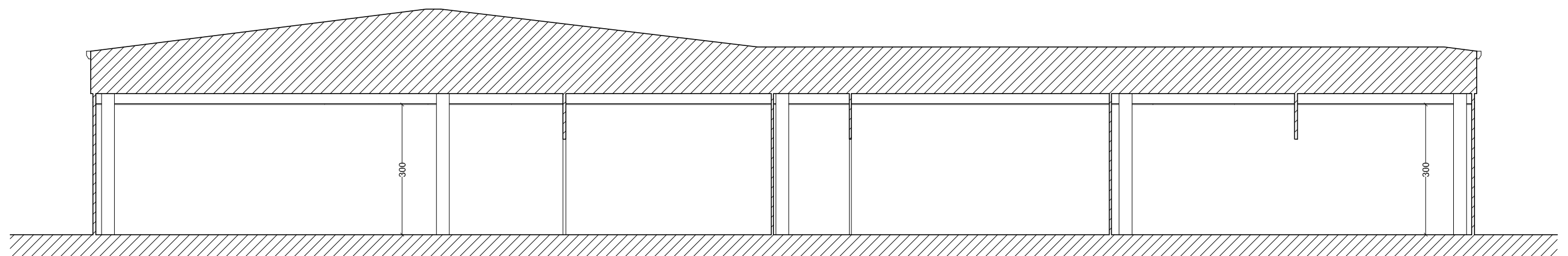
ALLEGATO 1

ELABORATI DI PROGETTO

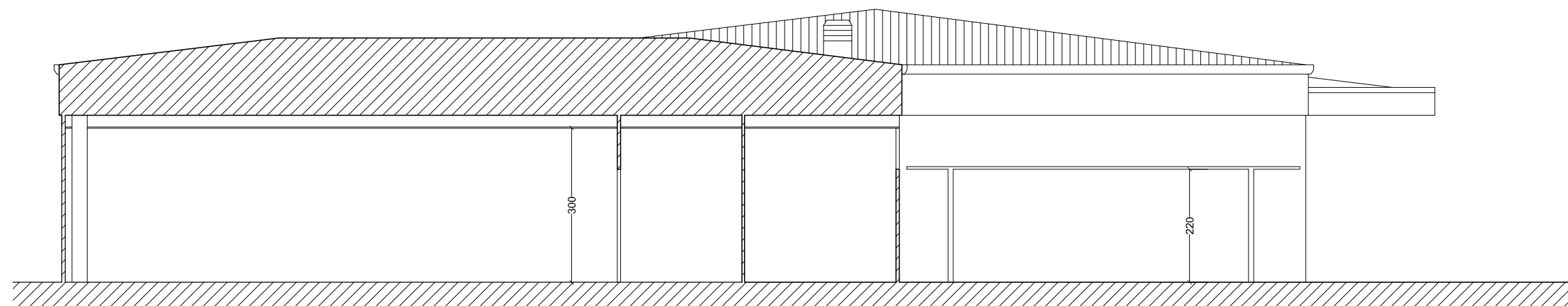


**SEZIONI
STATO ATTUALE**

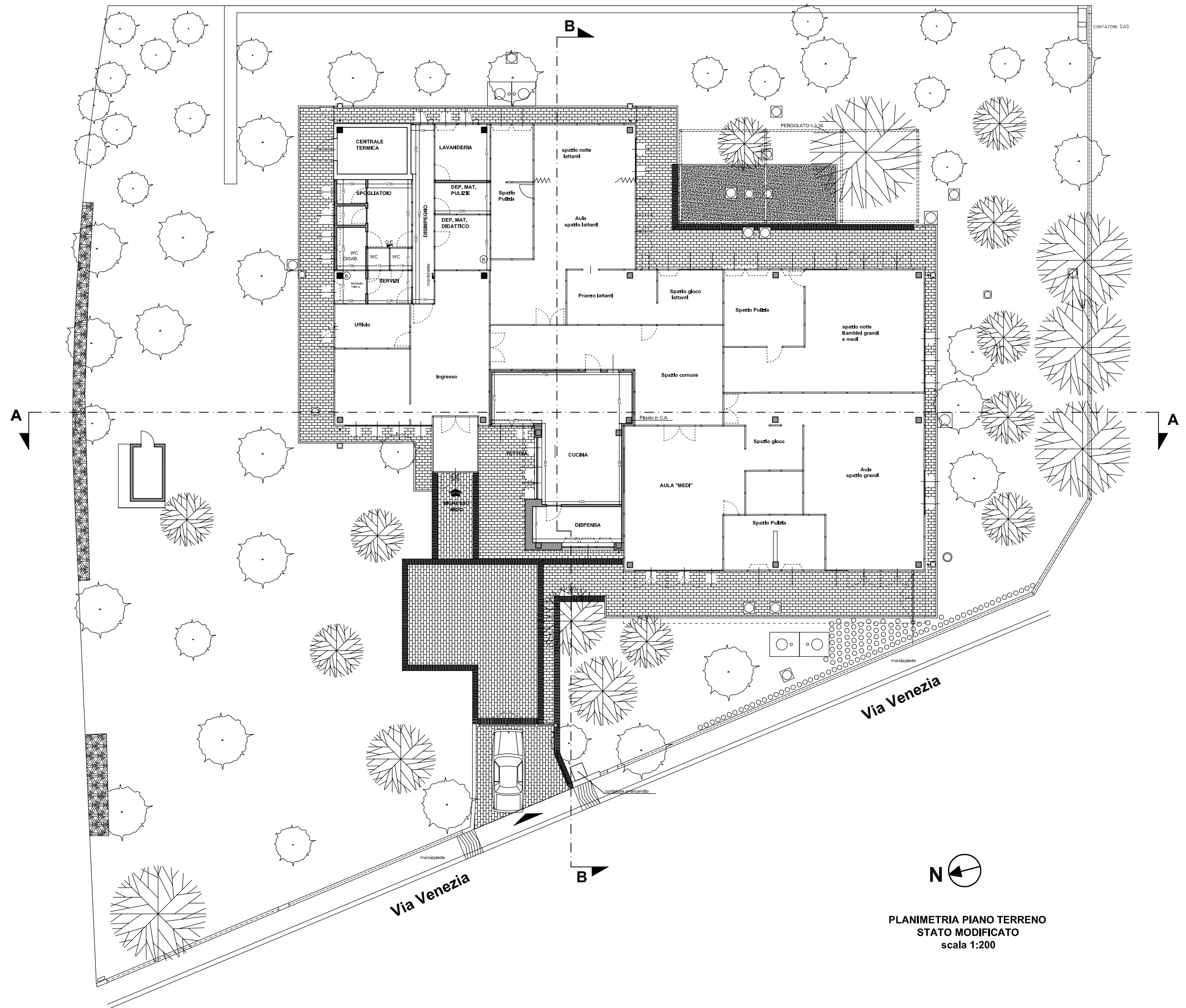
scala 1:100



SEZIONE A-A



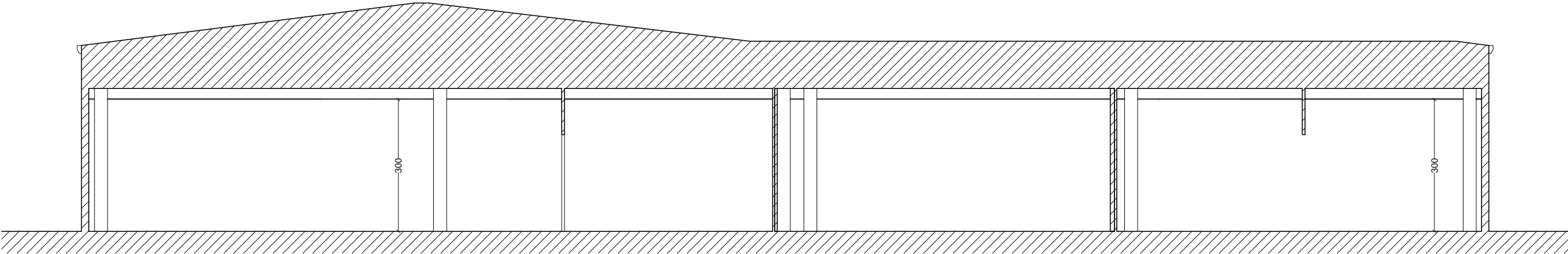
SEZIONE B-B



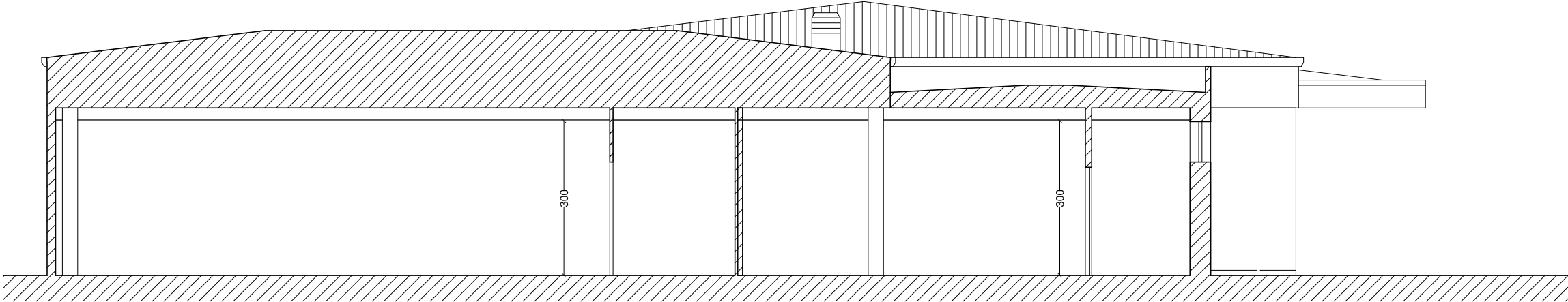
PLANIMETRIA PIANO TERRENO
STATO MODIFICATO
scala 1:200

**SEZIONI
STATO MODIFICATO**

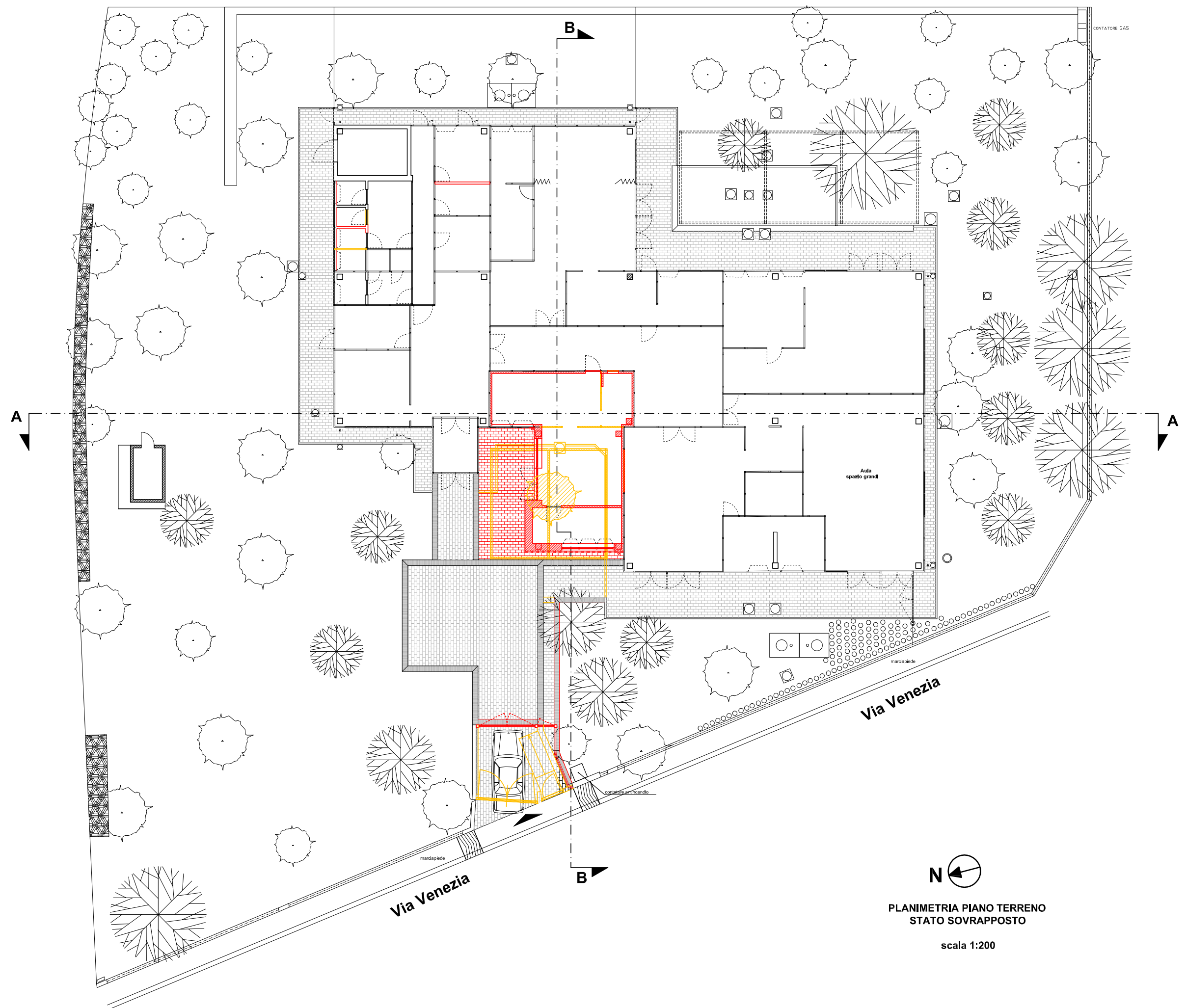
scala 1:100



SEZIONE A-A



SEZIONE B-B

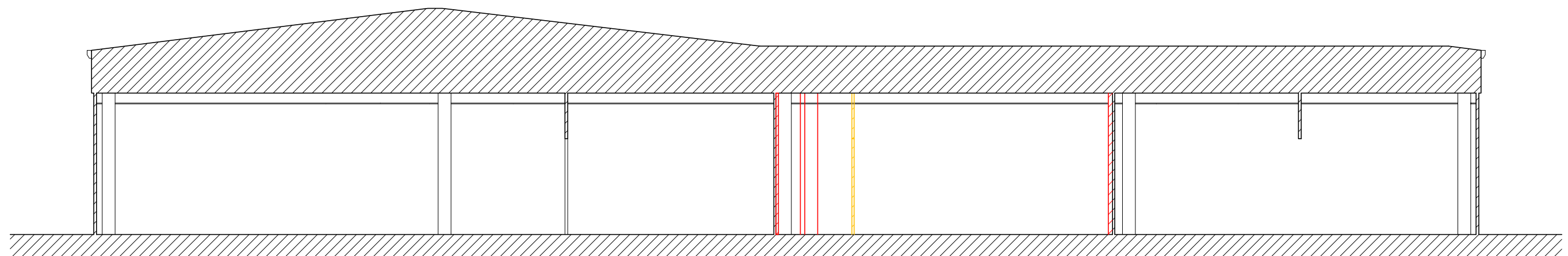


PLANIMETRIA PIANO TERRENO
STATO SOVRAPPOSTO

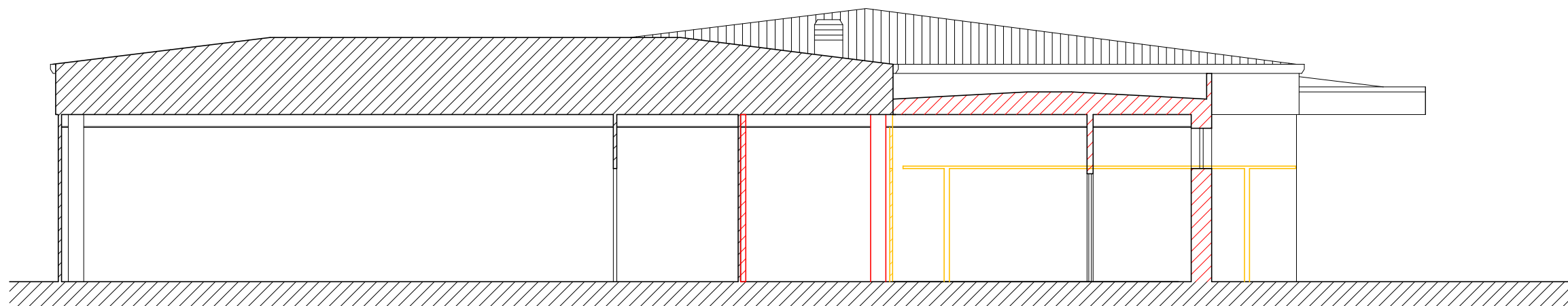
scala 1:200

**SEZIONI
STATO SOVRAPPOSTO**

scala 1:100



SEZIONE A-A



SEZIONE B-B

ALLEGATO 2

CERTIFICAZIONE PROVA PENETROMETRICA DINAMICA



Foto 1 – Ubicazione prova pentrometrica dinamica DIN_1.

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

TABELLE VALORI DI RESISTENZA

DIN 1

- committente : Dott. Geol. Damiano Franzoni
 - lavoro :
 - località : Via Venezia - Sesto F.no (FI)
 - note :

- data : 02/02/2010
 - quota inizio : Piano campagna
 - prof. falda : Falda non rilevata
 - pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta
0,00 - 0,20	3	22,3	----	1	3,00 - 3,20	33	198,8	----	4
0,20 - 0,40	1	7,4	----	1	3,20 - 3,40	12	72,3	----	4
0,40 - 0,60	3	22,3	----	1	3,40 - 3,60	10	60,2	----	4
0,60 - 0,80	2	14,9	----	1	3,60 - 3,80	10	60,2	----	4
0,80 - 1,00	2	13,8	----	2	3,80 - 4,00	9	51,0	----	5
1,00 - 1,20	2	13,8	----	2	4,00 - 4,20	16	90,6	----	5
1,20 - 1,40	2	13,8	----	2	4,20 - 4,40	9	51,0	----	5
1,40 - 1,60	3	20,7	----	2	4,40 - 4,60	9	51,0	----	5
1,60 - 1,80	1	6,9	----	2	4,60 - 4,80	11	62,3	----	5
1,80 - 2,00	1	6,4	----	3	4,80 - 5,00	17	90,8	----	6
2,00 - 2,20	13	83,6	----	3	5,00 - 5,20	20	106,9	----	6
2,20 - 2,40	9	57,9	----	3	5,20 - 5,40	19	101,5	----	6
2,40 - 2,60	9	57,9	----	3	5,40 - 5,60	25	133,6	----	6
2,60 - 2,80	11	70,8	----	3	5,60 - 5,80	38	203,0	----	6
2,80 - 3,00	5	30,1	----	4	5,80 - 6,00	40	202,3	----	7

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **DPSH (S. Heavy)**

- M (massa battente)= **63,50** kg - H (altezza caduta)= **0,75** m - A (area punta)= **20,00** cm² - D(diam. punta)= **50,50** mm

- Numero Colpi Punta N = N(**20**) [δ = 20 cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

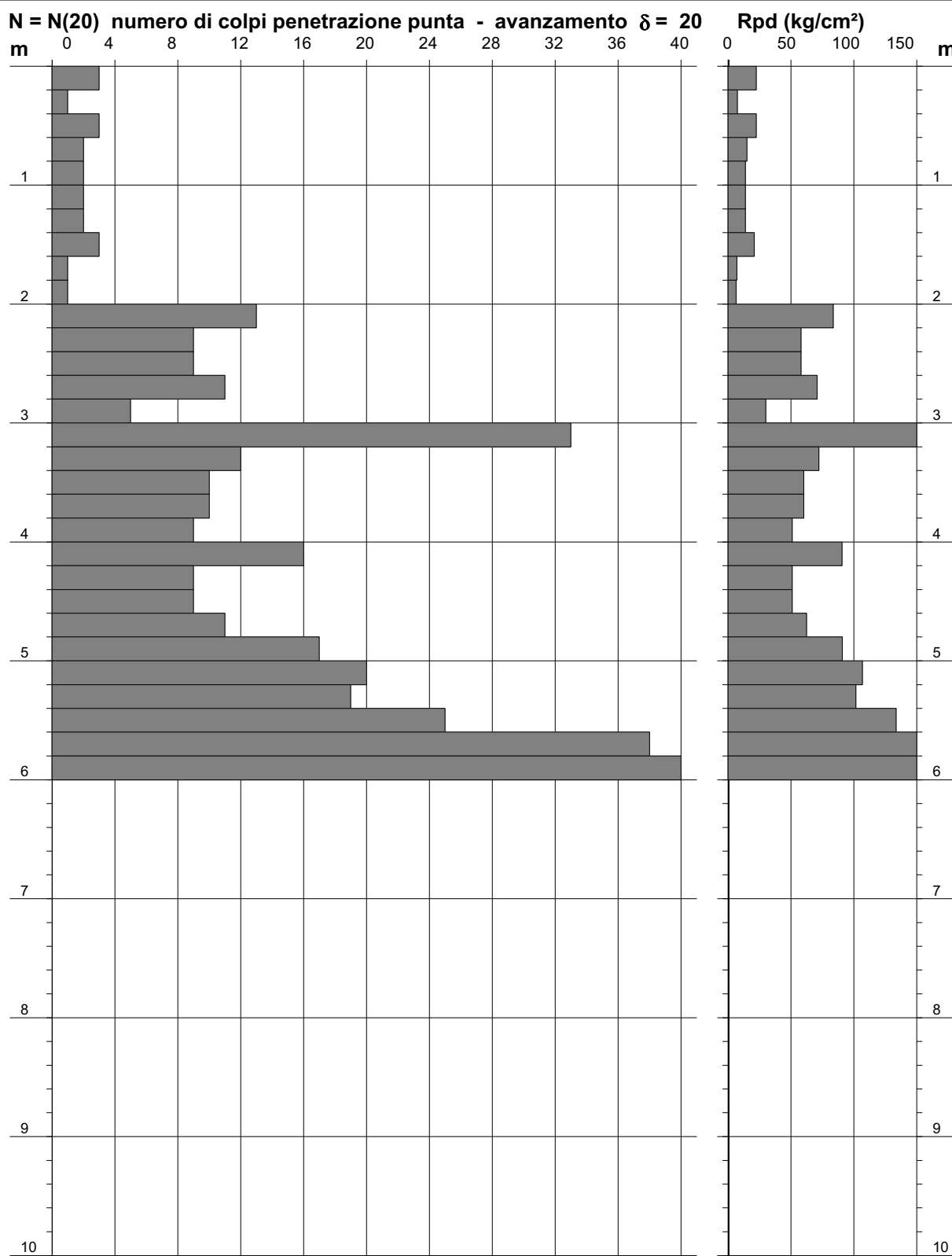
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

DIN 1

Scala 1: 50

- committente : Dott. Geol. Damiano Franzoni
- lavoro :
- località : Via Venezia - Sesto F.no (FI)
- note :

- data : 02/02/2010
- quota inizio : Piano campagna
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMA RESISTENZA DINAMICA PUNTA

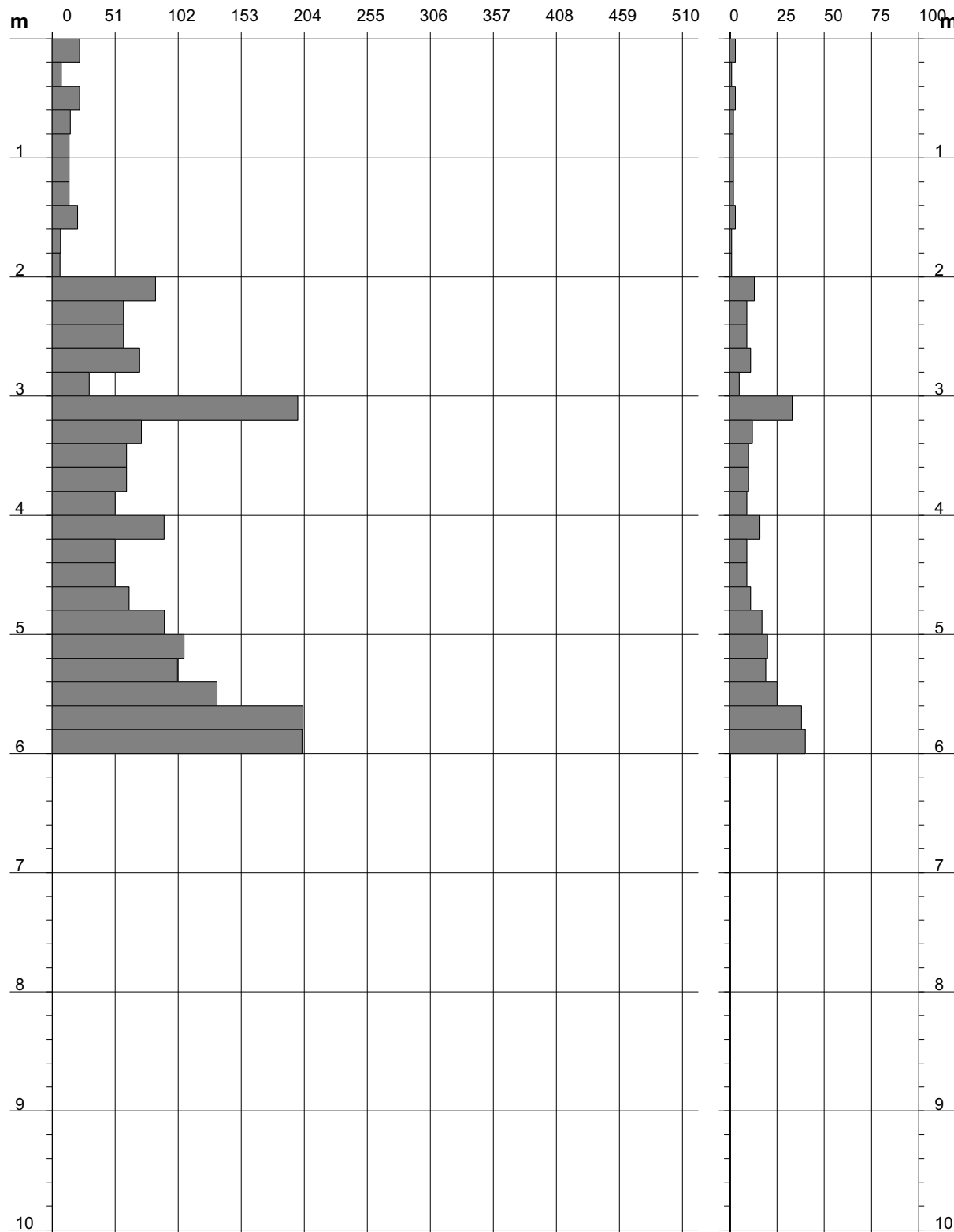
DIN 1
Scala 1: 50

- committente : Dott. Geol. Damiano Franzoni
- lavoro :
- località : Via Venezia - Sesto F.no (FI)

- data : 02/02/2010
- quota inizio : Piano campagna
- prof. falda : Falda non rilevata

Rpd (kg/cm²) Resistenza dinamica alla punta, formula "Olandese"

N = N(20) n°colpi $\delta = 20$



ALLEGATO 3

INDAGINE GEOFISICA

COMUNE DI SESTO FIORENTINO

PROVINCIA DI FIRENZE

TITOLO:

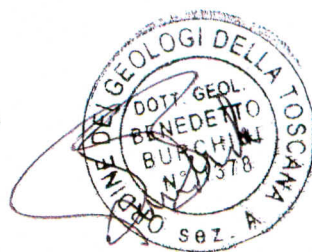
INDAGINE GEOFISICA DI SUPERFICIE MEDIANTE
SISMICA A RIFRAZIONE E TOMOGRAFIA SISMICA (ONDE P ED SH)
CALCOLO VS₃₀ - D.M. 14/01/2008
PRESSO L'ASILO NIDO DI QUERCETO
VIA VENEZIA - COMUNE DI SESTO FIORENTINO (FI)

COMMITTENTI:

COMUNE DI SESTO FIORENTINO

OGGETTO:

RELAZIONE TECNICA




DATA:
23 Febbraio 2010

TRIGEO S.N.C.

VIA MAZZINI, 18 - 52011 SOCI (AR)
VIA BOLOGNESE, 289 - 50139 LA LASTRA - FIRENZE
TEL/FAX 0575 294500 - CELL. 3392288117 - 3287213928
P.IVA 02024110518
E-MAIL: info@trigeo.it - www.trigeo.it



	<p style="text-align: center;"><i>INDAGINE GEOFISICA DI SUPERFICIE MEDIANTE SISMICA A RIFRAZIONE E TOMOGRAFIA SISMICA – CALCOLO VS30 ASILO NIDO QUERCETO- VIA VENEZIA – SESTO FIORENTINO (FI)</i></p>	Febbraio 2010
		Comune di Sesto Fiorentino (Fi)
		Pag. 1 di 13

INDICE

INTRODUZIONE.....	2
1.0 SCHEMA OPERATIVO.....	3
2.0 METODOLOGIA D'INDAGINE SISMICA E STRUMENTAZIONE IMPIEGATA.....	3
3.0 PRESENTAZIONE DEGLI ELABORATI GRAFICI	6
4.0 ANALISI DEI RISULTATI DELL'INDAGINE EFFETTUATA	7
5.0 CATEGORIA SUOLO DI FONDAZIONE OTTENUTA DAI VALORI DI VS30	8
6.0 CONSIDERAZIONI FINALI	11
ALLEGATI	12

INTRODUZIONE

La presente relazione tecnica riferisce sui risultati dell'indagine sismica eseguita mediante sismica a rifrazione (acquisizione ed elaborazione dati con metodologia tomografica), per conto della committenza, in un'area circostante l'**ASILO NIDO di QUERCETO**, posta in **VIA VENEZIA** nel **COMUNE DI SESTO FIORENTINO (Fi)**, a supporto del progetto di ampliamento dell'edificio scolastico, secondo quanto previsto dal D.M. 14/01/2008 (**Fig. 1**).



Figura 1: Area d'intervento: Via Venezia Querceto – Sesto Fiorentino (Fi), particolare sez. 1-1'.

Dopo aver preso visione della zona e delle problematiche ad essa connesse è stata programmata una campagna di prospezioni geofisiche mediante sismica a rifrazione tesa a fornire, lungo la sezione, una caratterizzazione delle litologie presenti nell'area d'indagine nonché determinare le geometrie (spessori e superfici di contatto) nel sottosuolo dei terreni in funzione dell'andamento in profondità delle velocità delle onde sismiche compressionali P e di taglio SH. I dati ottenuti sono stati elaborati sia con la metodologia classica della rifrazione (GRM) che con la metodologia tomografica

che permette di ottenere, attraverso un maggior numero di “energizzazioni” (7 per lo stendimento eseguito) ed un opportuno software di elaborazione, un’ottima caratterizzazione del substrato e dei materiali di copertura.

L’acquisizione delle onde SH combinate alle onde di compressione consente di ottenere i principali parametri elastico/dinamici e di fornire i valori di velocità delle onde di taglio mediate sui primi 30 m (cosiddette V_{s30}), così come richiesto dal D.M. 14/01/2008 Testo Unico - Norme Tecniche per le Costruzioni.

Di seguito viene descritto, lo schema operativo e le operazioni di campagna, le strumentazioni e le modalità di analisi dei dati, congiuntamente all’interpretazione scaturita dai dati elaborati.

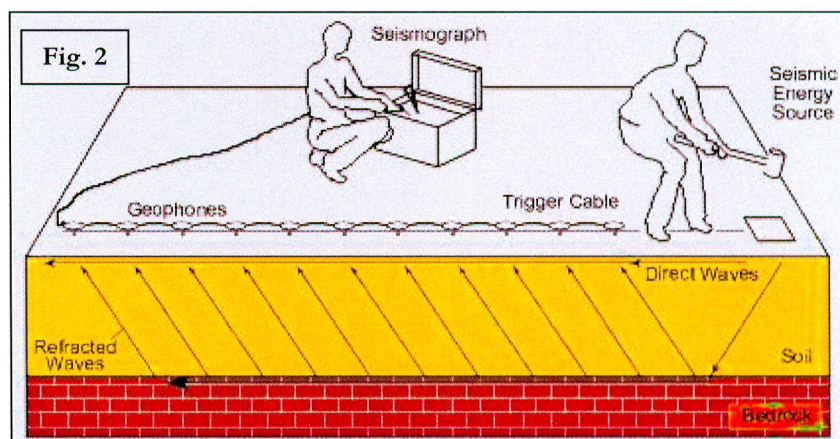
1.0 SCHEMA OPERATIVO

Nella **Tavola 01** allegata, è stato riportato un inquadramento corografico in scala 1:500 con inserita la sezione sismica eseguita.

Dopo una prima analisi dei test eseguiti in loco ed in considerazione dei risultati prefissati e degli spazi a disposizione è stata scelta una distanza intergeofonica di 5 m per la sezione eseguita sia con onde P che con onde SH. Complessivamente sono stati acquisiti **230 ml** di rilievo suddivisi in 2 basi rispettivamente di **115 ml** (Onde P) e **115 ml** (Onde SH).

2.0 METODOLOGIA D’INDAGINE SISMICA E STRUMENTAZIONE IMPIEGATA

Il principio dell’analisi sismica è basato sul calcolo del tempo che impiega un’onda sismica ad attraversare differenti strati del sottosuolo; la velocità con cui la deformazione prodotta artificialmente si propaga nei terreni è funzione delle caratteristiche elastiche dei terreni stessi e pertanto la possibilità di determinare dette velocità con grande dettaglio



permette di assegnare caratteri ragionevolmente realistici ai terreni da investigare e di seguirne l'andamento in profondità.

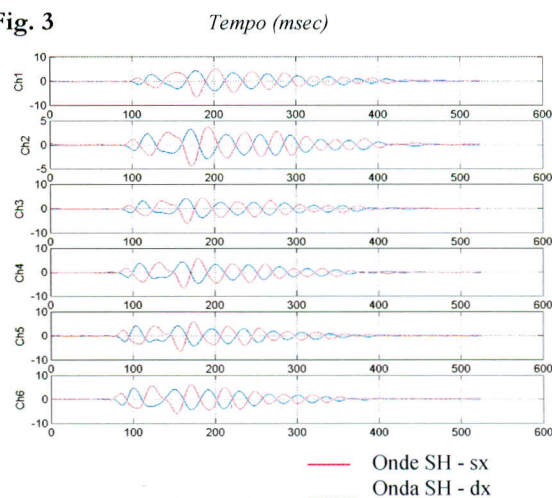
Un sistema digitale di acquisizione dati (Fig. 2) in sismica, è costituito sostanzialmente da sismometri (geofoni o accelerometri), amplificatori, filtri, convertitori A/D e supporti per la memorizzazione dei dati digitali.

Nel nostro caso è stato utilizzato un sismografo PASI mod. 16S24 a 24 canali, dotato di filtri analogici e digitali, *notch filter* a 50 Hz ed *Automatic Gain Control*, con risoluzione di acquisizione pari a 24 bit con sovracampionamento e post-processing, 4 contatori indipendenti, base dei tempi 20 Mhz, accuratezza $\pm 0.01\%$, trattamento dei dati come Floating Point 32 bit, processore Pentium Intel, ambiente operativo Windows ed un Hard Disk da 10 Gb dove vengono immagazzinati i dati acquisiti, i dati sono quindi visualizzati sul display VGA a colori in LCD-TFT 10.4". le registrazioni vengono gestite dal PC interno ed in seguito trasferite mediante RS232 ad altri PC per le successive elaborazioni.

Per quel che riguarda i sensori, sono stati utilizzati geofoni "PASI" verticali ed orizzontali, del tipo elettromagnetico a bobina mobile e nel caso dei geofoni orizzontali dotati di bolla livellante, con frequenza caratteristica di 10 Hz, 70 % di smorzamento. Il cavo di connessione tra geofoni e sismografo è uno standard NK-27-21C.

Generalmente come sorgente di energia sismica per le onde P, nel caso di rilievi a piccola profondità si fa uso di una mazza da 8 kg o del Minibang; nel nostro caso, dato le distanze in gioco, l'utilizzo della mazza ha consentito di ottenere risultati ottimali. Per quel che riguarda la produzione di onde SH si utilizza generalmente una trave di circa 2.00 m di lunghezza, la cui estremità viene colpita con una massa battente di ca. 10/15 kg. La trave è resa solidale al terreno mediante l'applicazione di un carico (rappresentato nel nostro caso dalla stessa autovettura). La tavola viene colpita lateralmente dalla massa, in modo da generare onde di taglio SH. Per poter riconoscere in maniera inequivocabile sui sismogrammi le onde di taglio S, che non costituiscono mai la prima fase, sono state effettuate energizzazioni ai due estremi della tavola, in modo da generare treni d'onda identici, ma in

Fig. 3



opposizione di fase (Fig. 3). Ogni energizzazione viene registrata sull'Hard Disk sia singolarmente che, invertendo la fase, come somma.

Il metodo di elaborazione utilizzato nel corso delle analisi dei dati in rifrazione, è stato il *Generalized Reciprocal Method* (GRM) che consente di delineare rifrattori ondulati, ad ogni profondità e di numero infinito da dati sismici a rifrazione in linea che consistano di tempi-distanza in andata e ritorno. I tempi di arrivo a due sensori distinti e per profili in andata e ritorno sono combinati per ottenere la velocità del rifrattore, il calcolo della sezione tempi-profondità ed il fattore di conversione in profondità. Il fattore di conversione, e quindi il metodo, è indipendente dalla pendenza degli strati fino ad angoli superiori a 20 gradi. Il GRM in definitiva è un metodo di interpretazione globale e sintetico per il quale molti dei metodi esistenti sono dei casi particolari.

Oltre al GRM, in alcuni casi, è stato utilizzato, per conferma e confronto, un algoritmo di inversione che usa il *delay-time method* per ottenere un primo modello approssimato in profondità, che viene quindi affinato mediante una serie di *ray-tracing*, ed un processo di aggiustamento con iterazioni successive che tende a minimizzare le discrepanze tra i tempi di arrivo misurati in campagna ed il corrispondente modello di profondità. In questo caso specifico è stato utilizzato come sistema di elaborazione principale il *delay-time method* affinato mediante una serie di *ray-tracing*, ed il GRM come verifica e conferma dei risultati ottenuti.

Terminata la fase preliminare di verifica dati, mediante la metodologia GRM, è stato utilizzato un nuovo sistema di analisi dei dati sismici che consente di elaborare profili a bassa, media ed elevata copertura. Le dromocrone ricavate dall'interprete vengono elaborate sulla base di tre distinte metodologie analitiche: CMP (intercept time refraction), Plus-Minus e Wavefront. Il metodo Wavefront rappresenta un'ulteriore ottimizzazione del metodo GRM. Invece di assumere come costante la distanza XY tra i vari ricevitori, il metodo Wavefront stima ad ogni geofono la distanza rispetto agli altri, attraverso l'angolo d'emergenza del fronte d'onda sia diretto che inverso. Tale caratteristica permette di analizzare, con ottimi risultati, anche rifrattori con superfici irregolari.

Il software, utilizzato nel corso del presente lavoro, permette, successivamente ai predetti passaggi, di utilizzare il metodo "Delta-t-V" che è in grado di evidenziare gradienti di velocità verticali all'interno degli strati, aumenti lineari di velocità con la profondità, faglie e locali anomalie di velocità. Il metodo Delta-t-V valuta la distribuzione delle velocità lungo il profilo di interesse. Ciò consente, sfruttando il metodo dell'inversione, di ottenere in corrispondenza delle varie stazioni installate, valori di profondità in funzione della velocità.

I dati così ottenuti vengono definitivamente elaborati mediante metodologia tomografica che permette una stima migliore delle velocità, risultando meno dipendente dalla spaziatura dei ricevitori e da topografie estreme. Infine sono stati calcolati i valori di velocità delle onde di taglio mediate sui primi 30 m (cosiddette V_{s30}), come richiesto dalla nuova “Norme Tecniche per le Costruzioni” D.M. 14/01/2008.

3.0 PRESENTAZIONE DEGLI ELABORATI GRAFICI

Nelle **Tavole 02-05** sono rappresentate, nella parte in alto, le curve tempi-distanze, Dromocrone, che scaturiscono dalle letture eseguite sui dati di campagna mentre nella parte bassa, una analisi di velocità che testimonia delle variazioni laterali di velocità lungo la superficie rifrangente principale (substrato); tale analisi si basa sui risultati ottenuti dalla applicazione delle “Velocity Analysis Function” tra sensori diversi e quindi mediando tra valori contigui. Nel diagramma tempi-distanze, in ascisse, in scala 1:500 sono riportate le distanze dei sensori dall'inizio dell'allineamento e, in ordinate, i tempi di arrivo, espressi in msec agli stessi sensori.

All'interno delle **Tavole 03-06** sono state riportate le sezioni sismostratigrafiche ottenute, al di sotto della superficie topografica l'inviluppo dei cerchi rappresenta l'interfaccia tra uno strato ed un altro. I metodi di interpretazione in sismica a rifrazione forniscono, infatti, gli spessori degli strati valutando la distanza minima tra i sensori ed il rifrattore sulla perpendicolare allo strato e non sulla sua verticale; di conseguenza la superficie rifrangente, al di sotto di ogni dato punto, può giacere ovunque su di un cerchio centrato in quel punto e con raggio uguale allo spessore dello strato. Ciò è quanto riportato nelle sezioni al di sotto della superficie topografica. L'inviluppo dato da questi cerchi è una buona approssimazione della forma e posizione del rifrattore.

Nelle **Tavole 04-07** sono riportate le sezioni litostratigrafiche interpretative, scaturite interpretando le sezioni sismiche ottenute con GRM e utilizzando come taratura dei sondaggi eseguiti nelle vicinanze.

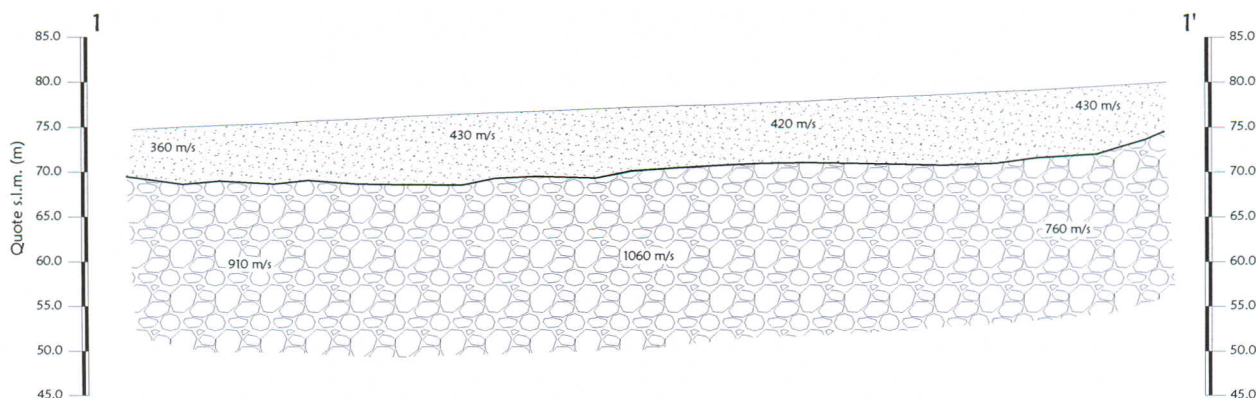
Infine nelle **Tavole 08-09** abbiamo le sezioni tomografiche interpretate realizzate mediante la “WET Tomography” con le relative curve di isovelocità. La scala in falsi colori presente, esprime i valori di velocità all'interno della sezione. Le sezioni litostratigrafiche interpretate assieme alle sezioni tomografiche, rappresentano il risultato conclusivo dell'analisi dei dati sintetizzati nelle tavole e tabelle allegate.

4.0 ANALISI DEI RISULTATI DELL'INDAGINE EFFETTUATA

I risultati ottenuti dalla sezione eseguita con Onde P-SH indicano la presenza di una superficie rifrangente che si localizza a profondità variabili tra 5.20 m e 8.00 m, con valori medi pari a ca. 6.80 m rispetto al p.c.

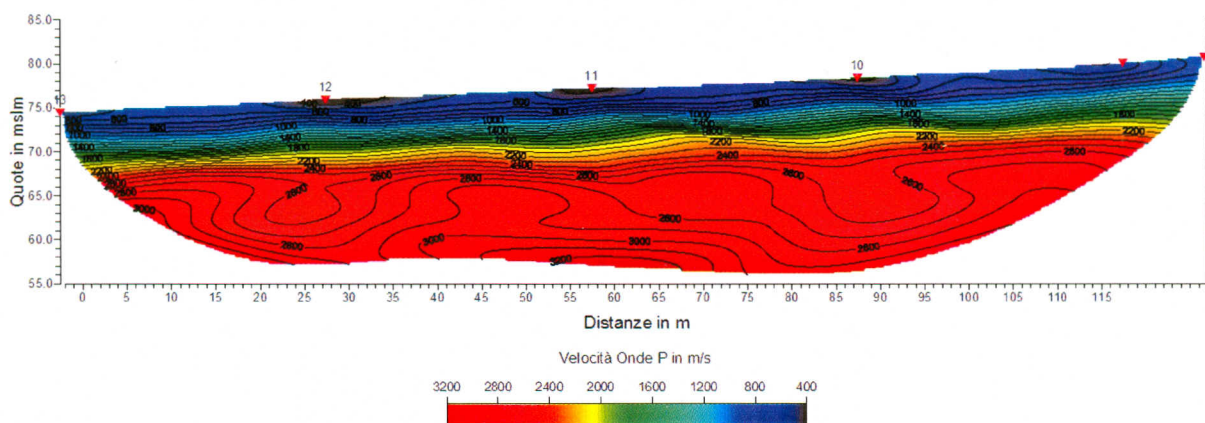
Nella zona d'intervento il rifrattore mette a contatto i materiali di copertura (terreno vegetale e detrito di copertura) caratterizzati da velocità delle onde sismiche compressionali comprese tra 795 e 815 m/s e da velocità delle onde di taglio (SH) comprese tra 360-430 m/s, con il substrato, costituito da detrito grossolano, che nell'area è caratterizzato da velocità comprese tra 2.600-2.870 m/s (onde P) e tra 760-1060 m/s (onde SH).

La **Sezione 1-1'**, effettuata a N dell'edificio principale, all'interno di un'area verde ed in

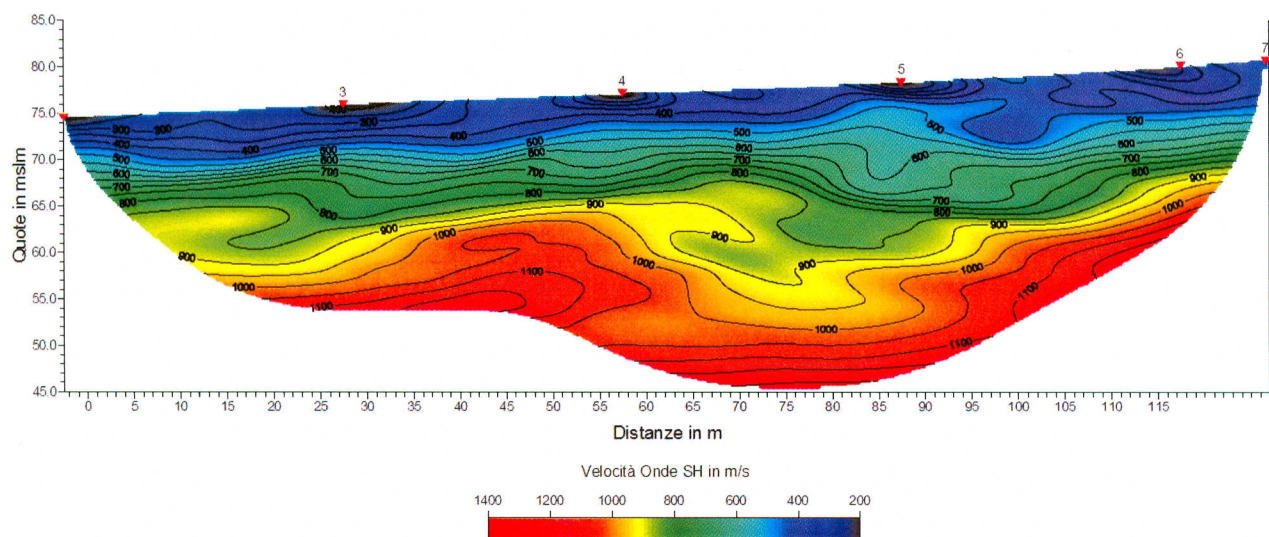


direzione S-N, ha messo in evidenza un rifrattore con andamento suborizzontale e concorde con la superficie topografica.

L'analisi tomografica eseguita sia con onde P che onde SH, in accordo con i risultati del GRM, evidenzia il passaggio al substrato integro, con un raffittimento delle curve di isovelocità, a partire da quella dei 1.000 m/s (onde P) e dei 400 m/s (onde SH). Dalle tomografie, il substrato



dell'area appare omogeneo e compatto, si notano infatti minime oscillazioni, che sembrano legate ad un diverso grado di cementazione dei materiali. La sezione tomografica elaborata con onde SH, presenta delle oscillazioni maggiori, ma sostanzialmente confermano che la causa di tali variazioni sia molto probabilmente legate ad un diverso grado di cementazione ed idratazione dei materiali



appartenenti al substrato. I materiali di copertura mostrano omogeneità e continuità laterale lungo tutto lo stendimento.

Le velocità delle onde sismiche compressionali e delle onde di taglio, osservate lungo il rifrattore mostrano valori che tendono a decrescere lungo la sezione con valori che variano da 2.870 e 2.600 m/s (onde P) e da 910 e 755 m/s (onde SH); con valori massimi nella parte centrale superiori a 1.000 m/s (onde SH).

Per quanto riguarda i materiali superficiali i valori di velocità delle onde P e delle onde SH risultano piuttosto elevate compresi rispettivamente tra 795 e 815 m/s (onde P) e 360 e 430 m/s (onde SH), con valori maggiori nella parte centrale e finale.

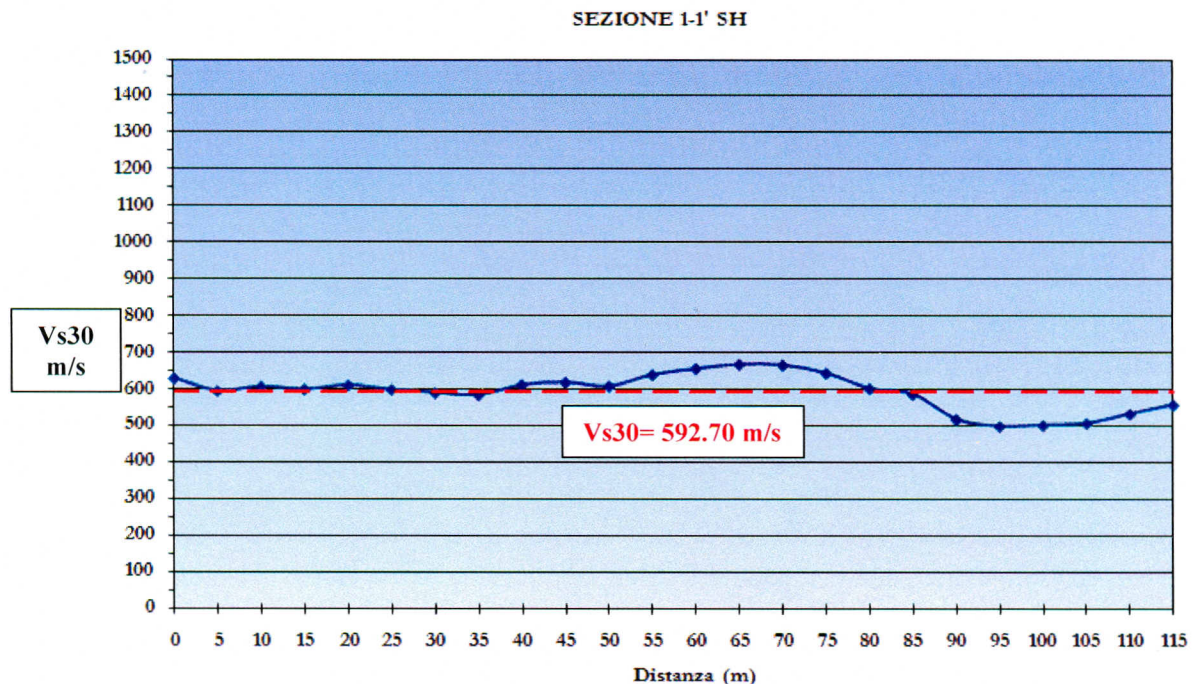
5.0 CATEGORIA SUOLO DI FONDAZIONE OTTENUTA DAI VALORI DI Vs30

L'indagine mediante onde SH fornisce i valori di velocità delle onde di taglio mediate sui primi 30 m (cosiddette Vs30), così come previsto dal D.M. 14/01/2008 Testo Unico - Norme Tecniche per le Costruzioni.

Le “Nuove Norme Tecniche per le costruzioni” definiscono 7 tipologie di suoli principali:

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente 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 $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
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/s).
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Nella figura sottostante è illustrato l'andamento della Vs30 calcolata lungo la Sez. 1-1' da p.c.:



Sulla base delle caratteristiche litologiche, ma soprattutto sulla base dei valori di velocità ottenuti è stato possibile definire il valore di V_{s30} media per l'area in oggetto:

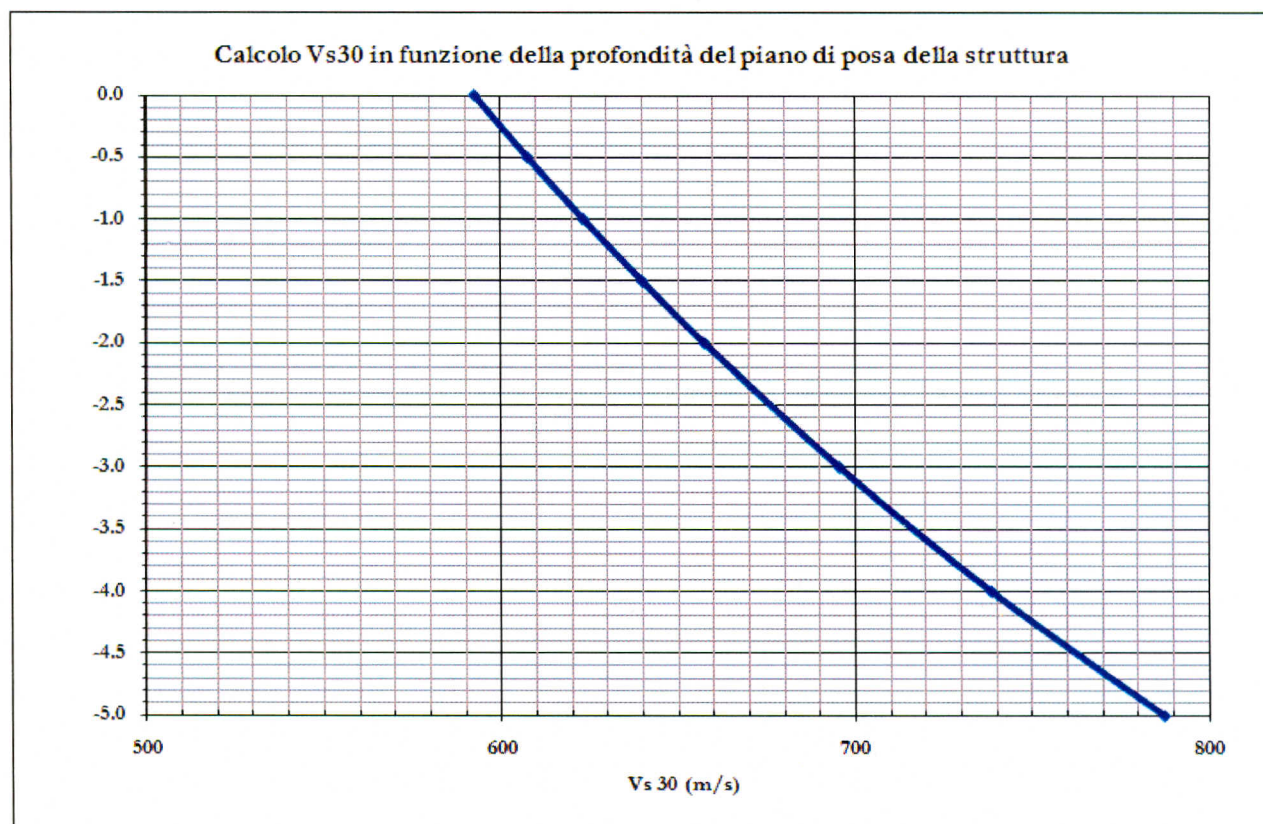
$$V_{s30}=592.70 \text{ m/s}$$

Visto le caratteristiche dei terreni presenti, le profondità medie comprese tra 3.0 e 20.0 e le V_s del substrato superiori a 800 m/s, possiamo classificare il suolo dal p.c. come:

CATEGORIA SUOLO DI FONDAZIONE E

La V_{s30} così calcolata rappresenta un'assunzione sempre cautelativa, poiché calcolata dal piano campagna e non dal piano di posa delle fondazioni.

Viene qui di seguito riportato un grafico in cui è rappresentata la V_s 30 in funzione della profondità del piano di posa (in modo da poter facilitare i calcoli nella relazione geotecnica).



6.0 CONSIDERAZIONI FINALI

Il presente studio ha individuato le caratteristiche geofisiche dei materiali superficiali e profondi in un'area circostante l'**ASILO NIDO di QUERCETO**, posta in **VIA VENEZIA** nel **COMUNE DI SESTO FIORENTINO (FI)**. L'indagine geofisica di superficie, eseguita mediante sismica a rifrazione ed elaborazione tomografica, ha permesso di identificare in profondità il passaggio tra i materiali più superficiali (terreno vegetale e detrito di copertura) ed il substrato costituito da detrito grossolano.

Sulla base di quanto fino ad ora riportato è possibile trarre le seguenti considerazioni conclusive relativamente all'area in oggetto:

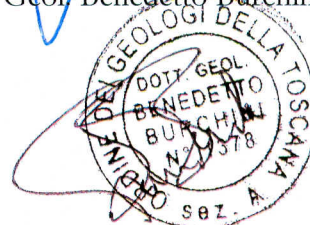
- è stata individuata una superficie rifrangente che si localizza a profondità variabili tra 5.20 m e 8.00 m, con valori medi pari a ca. 6.80 m rispetto al p.c.;
- nella zona d'intervento il rifrattore mette a contatto i materiali di copertura (terreno vegetale e detrito di copertura) caratterizzati da velocità delle onde sismiche compressionali comprese tra 795 e 815 m/s e da velocità delle onde di taglio (SH) comprese tra 360-430 m/s, con il substrato, costituito da detrito grossolano, che nell'area è caratterizzato da velocità comprese tra 2.600-2.870 m/s (onde P) e tra 760-1060 m/s (onde SH);
- è stata calcolata, come previsto dal D.M. 14/01/2008 Testo Unico - Norme Tecniche per le Costruzioni., una **Vs30** pari a ca. **592.70 m/s** che, viste le profondità comprese tra 3.0 e 20.0 m e la Vs del substrato, maggiore di 800 m/s, definisce una **Categoria del suolo di fondazione di tipo E.**

Firenze, lì 23/02/2010

Dott. Geol. Andrea Nencetti

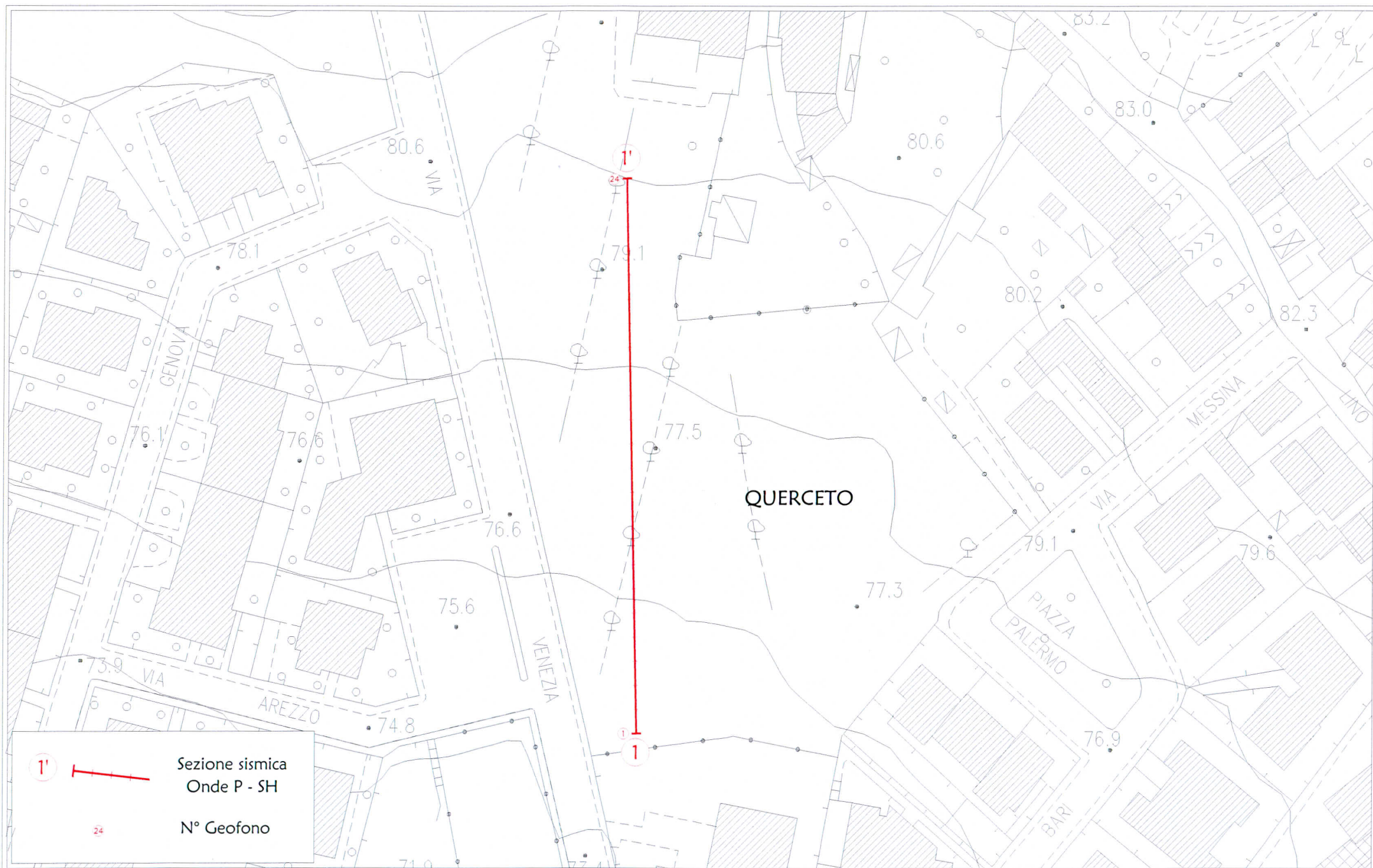


Dott. Geol. Benedetto Burchini





ALLEGATI



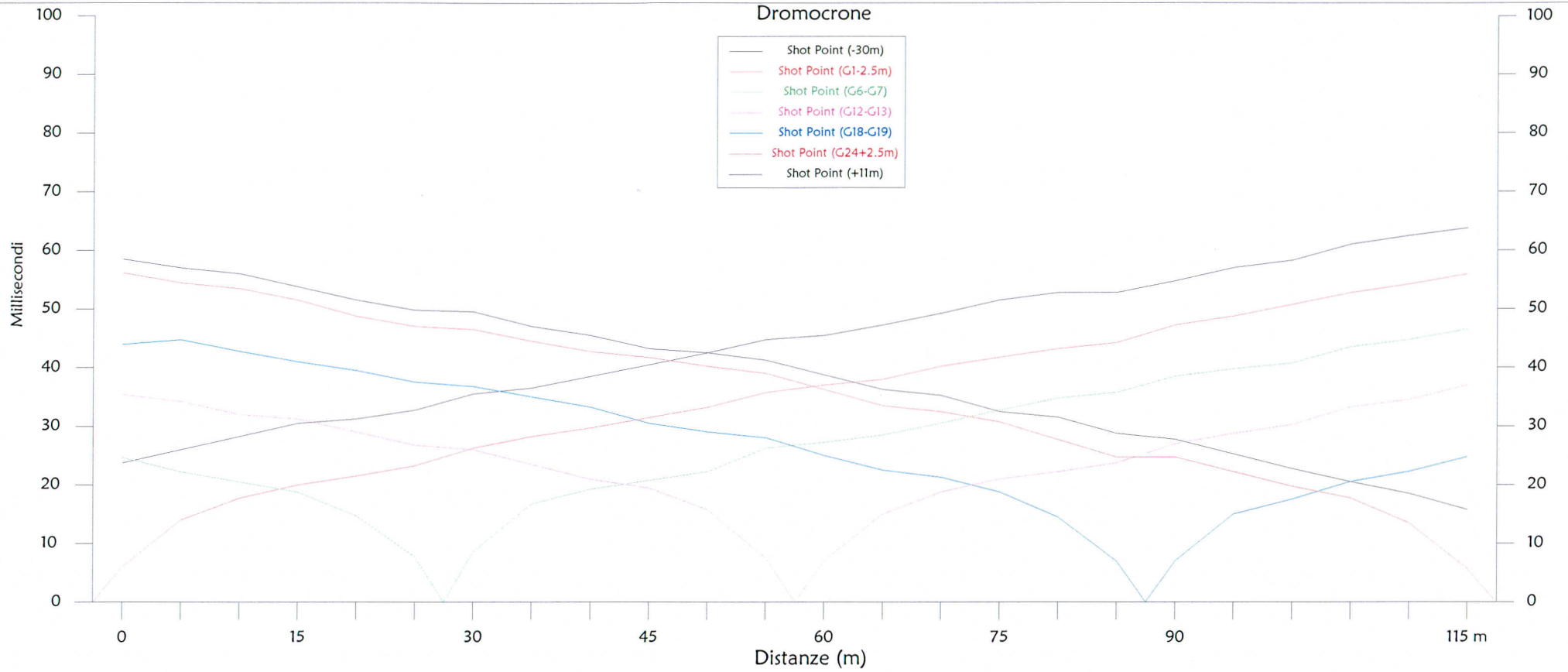
Scala 1: 1000

Febbraio 2010

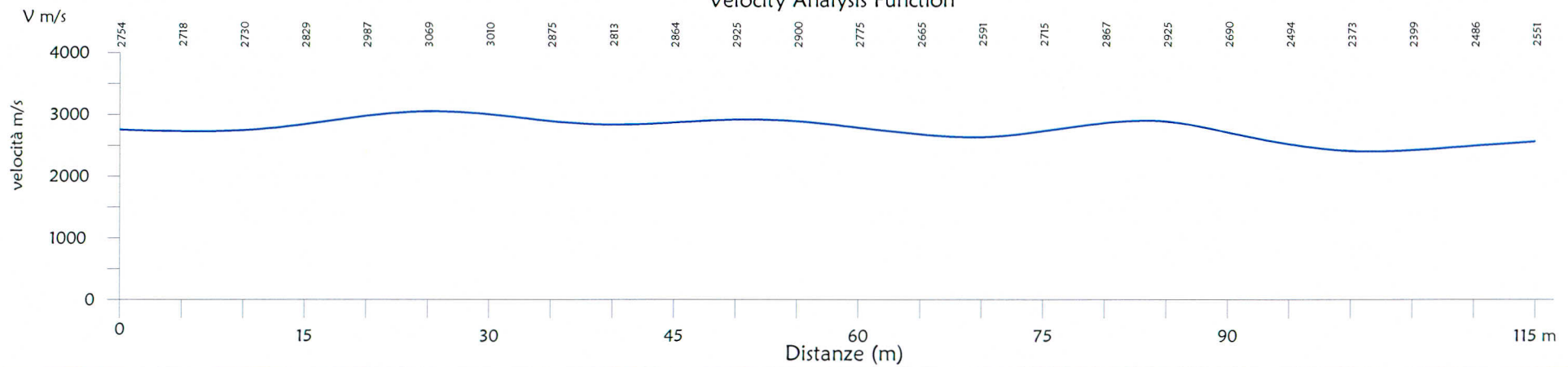
Tavola 01 - Planimetria generale



Dromocrone



Velocity Analysis Function



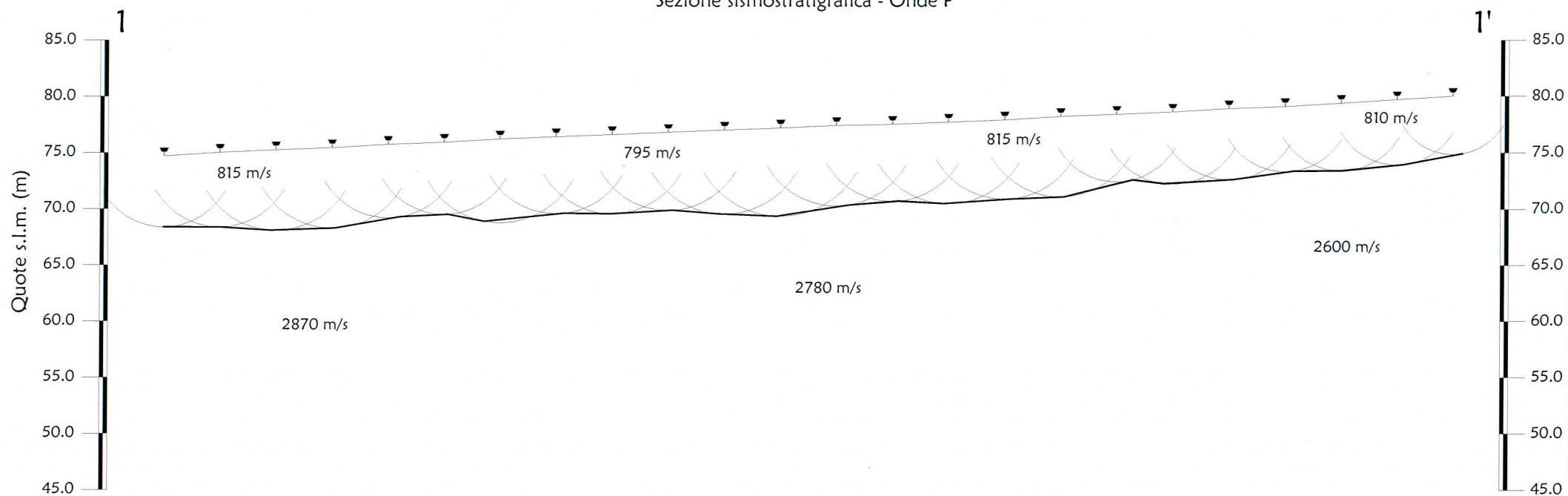
Scala 1:500

Febbraio 2010

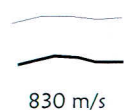
Tavola 02 - Sezione 1-1' onde P



Sezione sismostratigrafica - Onde P



Numero geofono	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
Distanze (m)	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115
Quote s.l.m. (m)	74.70	75.00	75.20	75.40	75.70	75.90	76.20	76.40	76.60	76.80	77.00	77.20	77.40	77.50	77.70	77.90	78.20	78.40	78.60	78.90	79.10	79.40	79.70	80.00
Profondità da p.c. Livello 1 (m)	6.33	6.64	7.16	7.16	6.54	6.43	7.48	6.85	7.06	6.96	7.48	7.89	7.16	6.85	7.27	7.06	7.16	6.02	6.43	6.33	5.81	6.02	5.81	5.18



Profilo topografico

Profilo topografico strato

830 m/s

Velocità sismica dello strato
in m/s

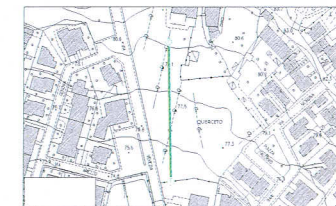


Geofoni



Distanza dalla superficie
topografica del limite di strato
all'involuppo degli archi

Sezione rappresentata



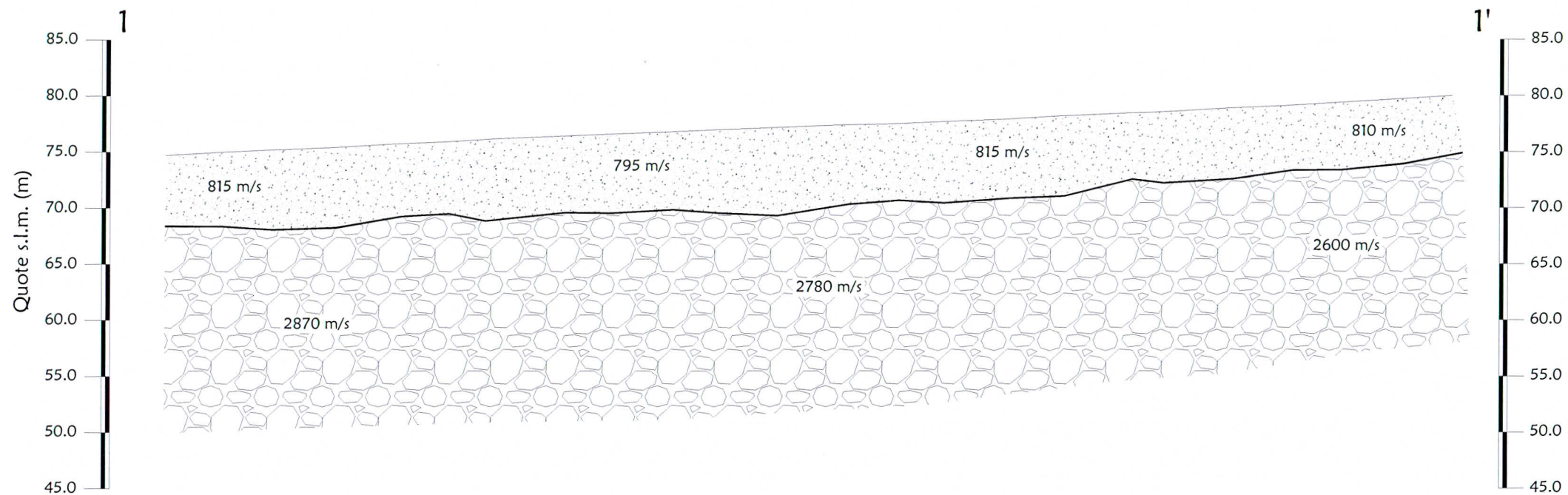
Scala Verticale 1:500
Scala Orizzontale 1:500

Febbraio 2010



Tavola 03 - Sezione 1-1' Onde P

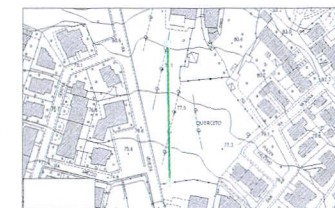


Sezione litostratigrafica interpretativa - Onde P



Legenda

-  Terreno vegetale
Detrito di copertura
-  Substrato
Detrito grossolano

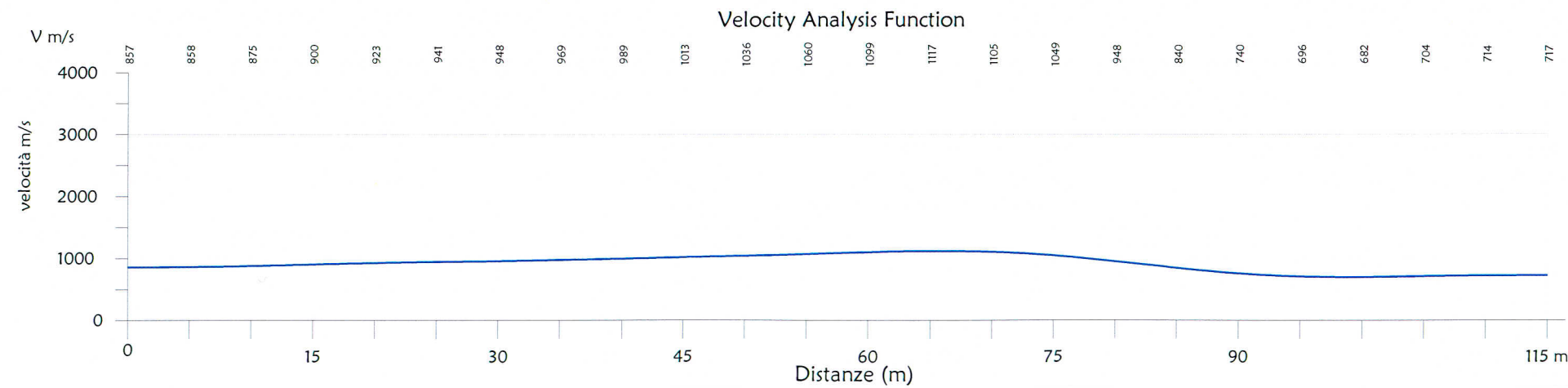
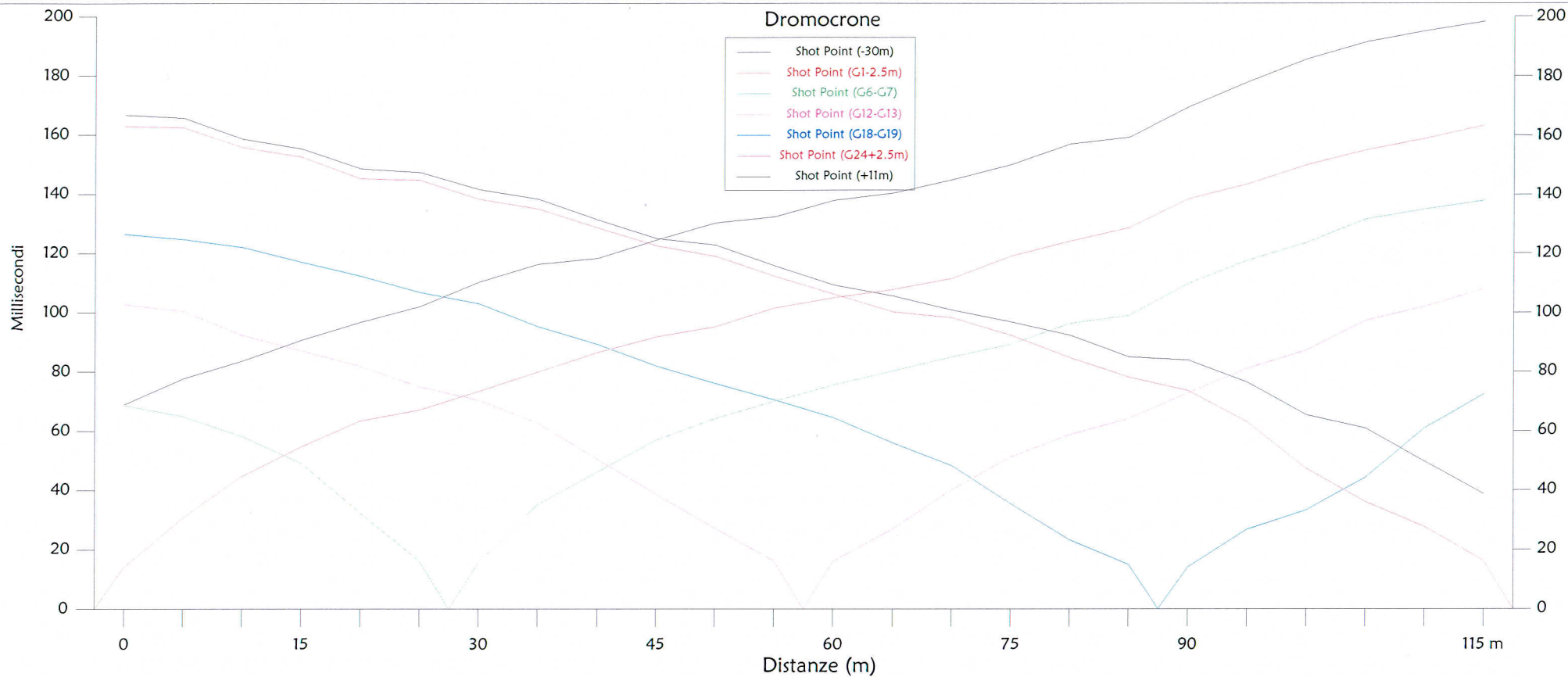


Scala Verticale 1:500
Scala Orizzontale 1:500

Febbraio 2010

Tavola 04 - Sezione 1-1' Onde P

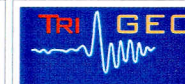




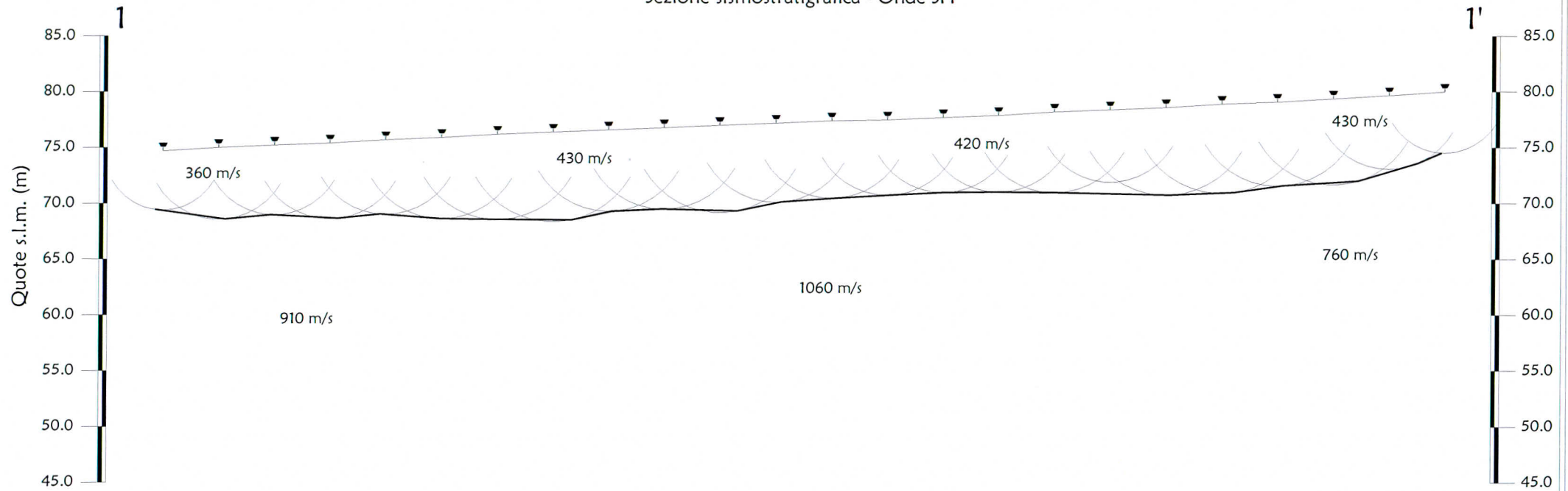
Scala 1:500

Febbraio 2010



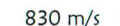
Tavola 05 - Sezione 1-1' onde SH





Sezione sismostratigrafica - Onde SH



Numero geofono	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
Distanze (m)	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115
Quote s.l.m. (m)	74.70	75.00	75.20	75.40	75.70	75.90	76.20	76.40	76.60	76.80	77.00	77.20	77.40	77.50	77.70	77.90	78.20	78.40	78.60	78.90	79.10	79.40	79.70	80.00
Profondità da p.c. Livello 1 (m)	5.29	6.43	6.24	6.79	6.68	7.27	7.64	8.04	7.31	7.31	7.82	7.09	6.94	6.76	6.72	6.87	7.23	6.50	7.86	8.00	7.53	7.71	6.61	5.47

 Profilo topografico
 Profilo topografico strato
 830 m/s Velocità sismica dello strato in m/s

 Geofoni

 Distanza dalla superficie topografica del limite di strato all'involuppo degli archi
 Sezione rappresentata



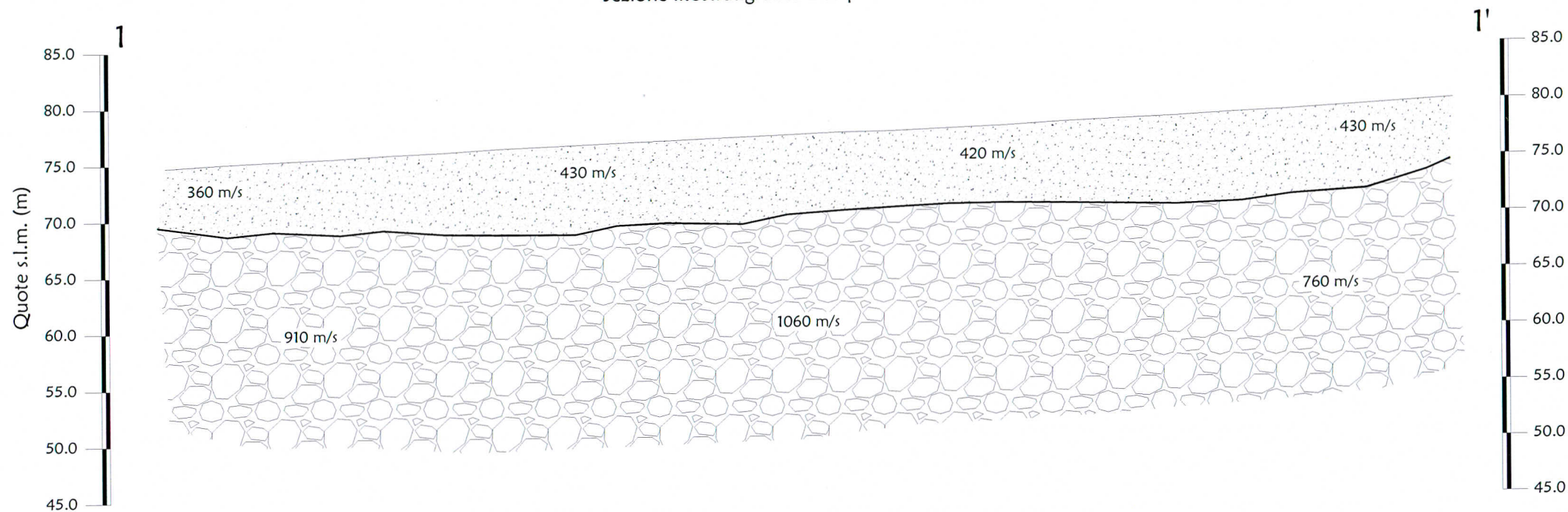
Scala Verticale 1:500
Scala Orizzontale 1:500

Febbraio 2010



Tavola 06 - Sezione 1-1' Onde SH

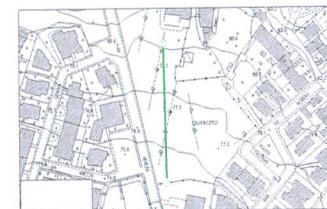


Sezione litostratigrafica interpretativa - Onde SH



Legenda

-  Terreno vegetale
Detrito di copertura
-  Substrato
Detrito grossolano



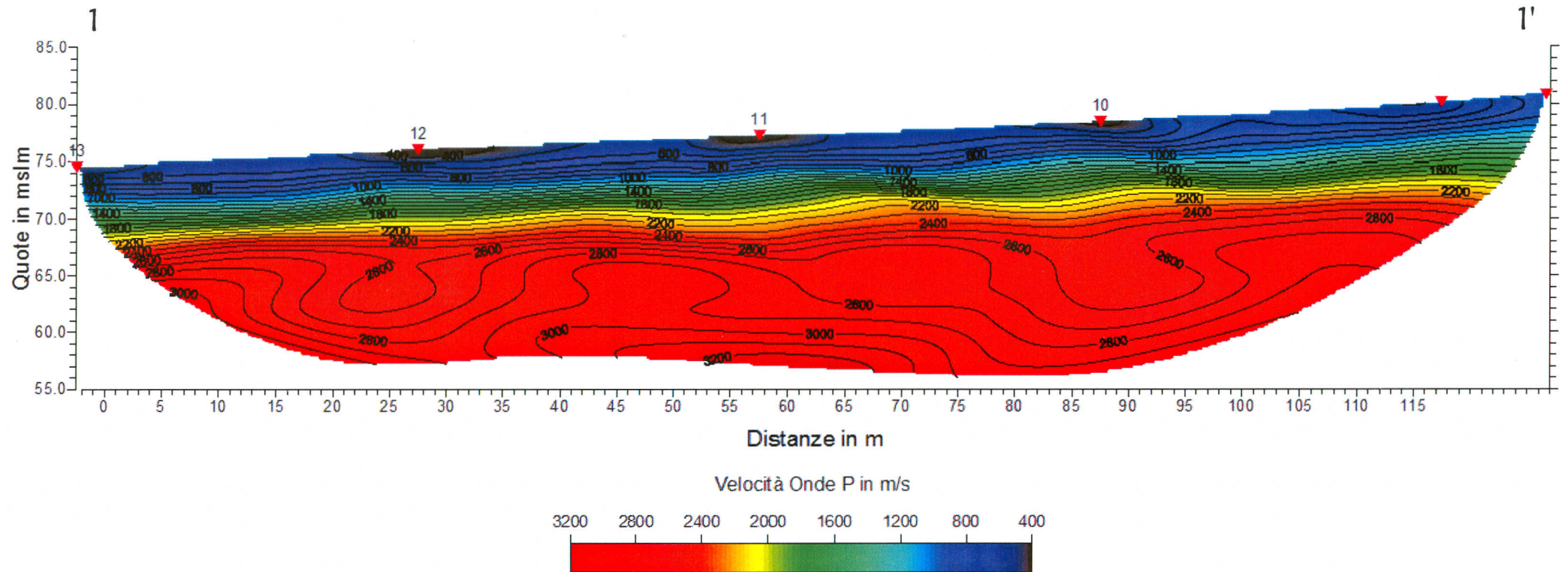
Scala Verticale 1:500
Scala Orizzontale 1:500

Febbraio 2010

Tavola 07 - Sezione 1-1' Onde SH



Sezione tomografica - Onde P



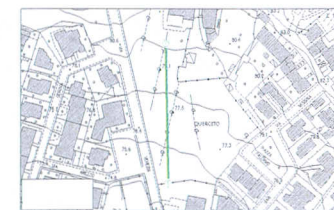
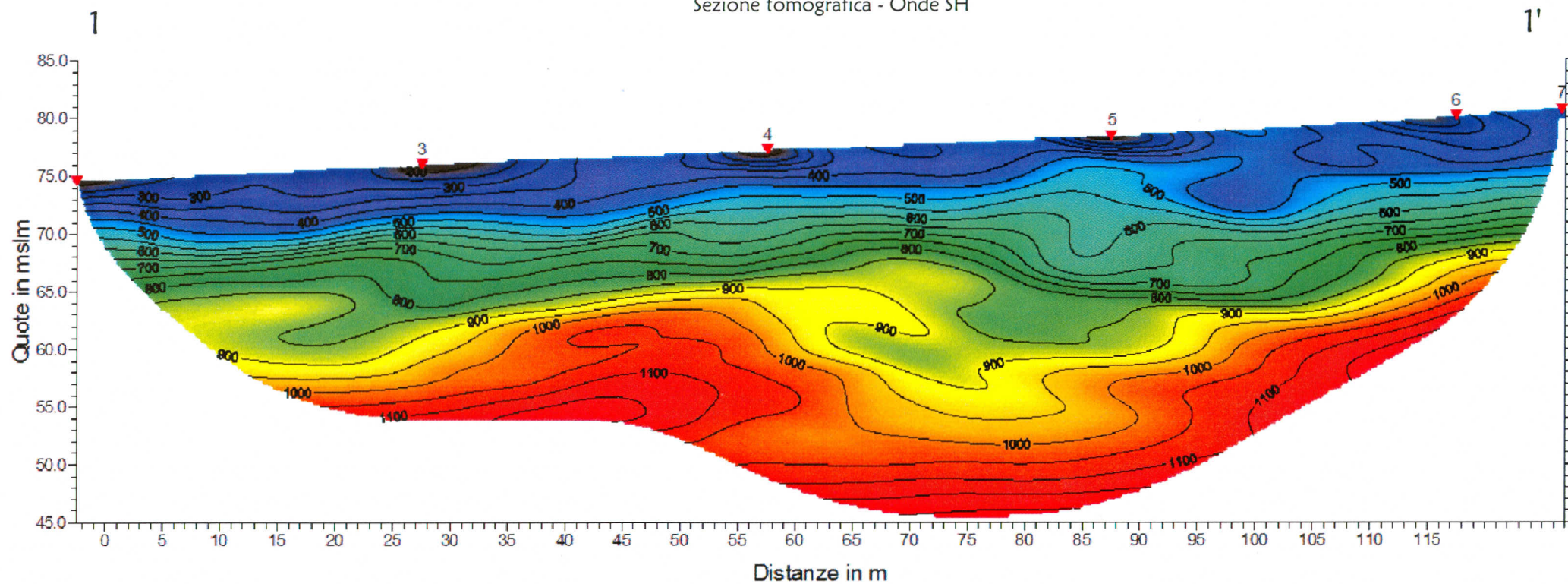
Scala Verticale 1:500
Scala Orizzontale 1:500

Febbraio 2010

Tavola 08 - Tomografia sismica 1-1' Onde P



Sezione tomografica - Onde SH



Scala Verticale 1:500
Scala Orizzontale 1:500

Febbraio 2010

Tavola 09 - Tomografia sismica 1-1' Onde SH



ALLEGATO 4

**FOGLI DI CALCOLO DEL CARICO LIMITE IN CONDIZIONI STATICHE
E CON AZIONE SISMICA**

Calcolo del carico limite di fondazioni superficiali in terreni omogenei o assimilabili

Cantiere: via Venezia – Sesto Fiorentino (FI)

METODO DI BRINCH-HANSEN (1970-74) applicato in condizioni statiche al calcolo dello SLU

Formula generale-**Condizioni tensioni totali**

Formula: $q_{lim} = 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma + c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q$

Con $q' = \gamma \cdot D = 0,09 \text{ kg/cm}^2$

Parametri geotecnici

Angolo di resistenza al taglio	$\phi =$	26 °
Coesione	$c_u =$	0,1 (kg/cm ²)
Massa volumica apparente	$\gamma =$	0,00180 (kg/cm ³)

Geometria della fondazione

Lato minore della fondazione	B=	530 (cm)
Lato maggiore della fondazione	L=	670 (cm)
Profondità incastro fondazioni	D=	50 (cm)

Fattori di capacità portante

$N_\gamma = 2 \cdot (N_\gamma + 1) \cdot \tan(\phi) =$	12,54	Vesić (1973)
$N_c = (N_q - 1) \cdot \cotg(\phi) =$	22,25	Prandtl (1921)
$N_q = e^{(\tan \phi \cotg \phi)} \cdot K_p =$	11,85	Prandtl (1921)

$K_p = \tan^2[45^\circ + (\phi/2)] = 2,56$ Coeff spinta passiva di Rankine

Fattore di forma della fondazione

$s_\gamma = 1 + (0,1 \cdot B/L \cdot K_p) =$	1,20	Meyerhof (1963)
$s_c = 1 + (0,2 \cdot B/L \cdot K_p) =$	1,41	Meyerhof (1963)
$s_q = 1 + (0,1 \cdot B/L \cdot K_p) =$	1,20	Meyerhof (1963)

Fattore correttivo per carico inclinato

$i_\gamma = \{1 - [H/(N + B \cdot L \cdot c \cdot \cotg(\phi))]\}^{m+1} =$	1,00	Hansen-Vesić mod (1970)
$i_c = i_q = \{1 - [H/(N_q - 1)]\} =$	1,00	Hansen (1970)
$i_q = \{1 - [H/(N + B \cdot L \cdot c \cdot \cotg(\phi))]\}^m =$	1,00	Hansen-Vesić mod (1970)

$m = [(2+L/B)/(1+L/B)] \cdot \cos^2 \theta + [(2+B/L)/(1+B/L)] \cdot \sin^2 \theta = 1,56$
 Con $\theta = 90^\circ$
 Esponente $m+1 = 2,56$

Carico normale	N=	1000 (kg)
Carico orizzontale	H=	0 (kg)
Angolo di inclinazione del carico (rispetto alla verticale)	$\alpha =$	0,00 °

Fattori di profondità

$d_c = d_q = (1 - d_q)/(N_c \cdot \tan(\phi)) =$	1,03	De Beer e Ladanyi (1961)
$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(\phi) \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot K =$	1,03	Hansen (1970)
$d_\gamma = 1$	1,00	

$K = D/B$ Se $D/B \leq 1$
 $K = \tan^2(D/B)$ Se $D/B > 1$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

$b_\gamma = (1 - \eta \cdot \tan(\phi))^2 =$	1,00	Brinch-Hansen (1970)
$b_c = b_q = (1 - b_q)/(N_c \cdot \tan(\phi)) =$	1,00	Brinch-Hansen (1970)
$b_q = (1 - \eta \cdot \tan(\phi))^2 =$	1,00	Brinch-Hansen (1970)

Angolo di inclinazione fondazione	$\eta =$	0 °
-----------------------------------	----------	-----

Fattori di inclinazione del terreno

$g_\gamma = [1 - \tan(\beta)]^2 =$	1,00	Brinch-Hansen (1970)
$g_c = g_q = (1 - g_q)/(N_c \cdot \tan(\phi)) =$	1,00	Brinch-Hansen (1970)
$g_q = [1 - \tan(\beta)]^2 =$	1,00	Brinch-Hansen (1970)

Angolo di inclinazione del terreno (rispetto all'orizzontale)	$\beta =$	0 °
---	-----------	-----

$$q_{lim} = 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma + c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q = 11,7 \text{ kg/cm}^2 \approx 1170 \text{ kN/m}^2$$

Considerando un valore correttivo $\gamma_R = 2,3$

$$R_d' = q_{lim} / \gamma_R = 509 \text{ kN/m}^2$$

Calcolo del carico limite di fondazioni superficiali in terreni omogenei o assimilabili

Cantiere: via Venezia – Sesto Fiorentino (FI)

METODO DI BRINCH-HANSEN (1970-74) applicato in condizioni statiche al calcolo dello SLU

Formula generale-**Condizioni tensioni efficaci**

Formula: $q_{lim} = 0,5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot g_{\gamma} \cdot b_{\gamma} + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q$ Con $q' = \gamma \cdot D = 0,09 \text{ kg/cm}^2$

Parametri geotecnici

Angolo di resistenza al taglio $\phi' = 23^\circ$
 Coesione $c' = 0 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
 Massa volumica apparente $\gamma' = 0,00180 \text{ (kg/cm}^3\text{)}$

Geometria della fondazione

Lato minore della fondazione $B = 530 \text{ (cm)}$
 Lato maggiore della fondazione $L = 670 \text{ (cm)}$
 Profondità incastro fondazioni $D = 50 \text{ (cm)}$

Fattori di capacità portante

$N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi) = 8,20 \text{ Vesic (1973)}$
 $N_c = (N_q - 1) \cdot \cotg(\phi) = 18,05 \text{ Prandtl (1921)}$
 $N_q = e^{(m \cdot \tan(\phi))} \cdot K_p = 8,66 \text{ Prandtl (1921)}$

$K_p = \tan^2[45^\circ + (\phi/2)] = 2,28 \text{ Coeff spinta passiva di Rankine}$

Fattore di forma della fondazione

$s_{\gamma} = 1 + (0,1 \cdot B/L \cdot K_p) = 1,18 \text{ Meyerhof (1963)}$
 $s_c = 1 + (0,2 \cdot B/L \cdot K_p) = 1,36 \text{ Meyerhof (1963)}$
 $s_q = 1 + (0,1 \cdot B/L \cdot K_p) = 1,18 \text{ Meyerhof (1963)}$

Fattore correttivo per carico inclinato

$i_{\gamma} = \{1 - [H/(N + B \cdot L \cdot c \cdot \cotg(\phi))]\}^{m+1} = 1,00 \text{ Hansen-Vesic mod (1970)}$
 $i_c = i_q = \{1 - [H/(N_q - 1)]\} = 1,00 \text{ Hansen (1970)}$
 $i_q = \{1 - [H/(N + B \cdot L \cdot c \cdot \cotg(\phi))]\}^m = 1,00 \text{ Hansen-Vesic mod (1970)}$

Carico normale $N = 1000 \text{ (kg)}$
 Carico orizzontale $H = 0 \text{ (kg)}$
 Angolo di inclinazione del carico (rispetto alla verticale) $\alpha = 0,00^\circ$

$m = [(2+L/B)/(1+L/B)] \cdot \cos^2\theta + [(2+B/L)/(1+B/L)] \cdot \sin^2\theta = 1,56$
 Con $\theta = 90^\circ$
 Esponente $m+1 = 2,56$

Fattori di profondità

$d_c = d_q = (1 - d_q)/(N_q \cdot \tan(\phi)) = 1,03 \text{ De Beer e Ladanyi (1961)}$
 $d_q = 1 + 2 \cdot \tan(\phi) \cdot (1 - \sin\phi)^2 \cdot K = 1,03 \text{ Hansen (1970)}$
 $d_{\gamma} = 1,00$

$K = D/B$ Se $D/B \leq 1$
 $K = \tan^2(D/B)$ Se $D/B > 1$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

$b_{\gamma} = (1 - \eta \cdot \tan(\phi))^2 = 1,00 \text{ Brinch-Hansen (1970)}$
 $b_c = b_q = (1 - b_q)/(N_q \cdot \tan(\phi)) = 1,00 \text{ Brinch-Hansen (1970)}$
 $b_q = (1 - \eta \cdot \tan(\phi))^2 = 1,00 \text{ Brinch-Hansen (1970)}$

Angolo di inclinazione fondazione $\eta = 0^\circ$

Fattori di inclinazione del terreno

$g_{\gamma} = [1 - \tan(\beta)]^2 = 1,00 \text{ Brinch-Hansen (1970)}$
 $g_c = g_q = (1 - g_q)/(N_q \cdot \tan(\phi)) = 1,00 \text{ Brinch-Hansen (1970)}$
 $g_q = [1 - \tan(\beta)]^2 = 1,00 \text{ Brinch-Hansen (1970)}$

Angolo di inclinazione del terreno (rispetto all'orizzontale) $\beta = 0^\circ$

$$q_{lim} = 0,5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot g_{\gamma} \cdot b_{\gamma} + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q = 5,6 \text{ kg/cm}^2 \approx 560 \text{ kN/m}^2$$

Considerando un valore correttivo $\gamma_R = 2,3$

$$R_d' = q_{lim}/\gamma_R = 243 \text{ kN/m}^2$$

Calcolo del carico limite di fondazioni superficiali in terreni omogenei o assimilabili con azione sismica

Cantiere: via Venezia – Sesto Fiorentino (FI)

METODO DI BRINCH-HANSEN (1970-74) applicato con azione sismica al calcolo dello stato limite ultimo SLV

Formula generale Condizioni tensioni totali

Formula: $q_{lim} = 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot z_\gamma + c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot z_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot z_q$ Con $q' = \gamma \cdot D = 0,09 \text{ kg/cm}^2$

Parametri geotecnici

Angolo di resistenza al taglio $\phi = 26^\circ$
 Coesione $c_u = 0,1 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
 Massa volumica apparente $\gamma = 0,00180 \text{ (kg/cm}^3\text{)}$

Geometria della fondazione

Lato minore della fondazione $B = 530 \text{ (cm)}$
 Lato maggiore della fondazione $L = 670 \text{ (cm)}$
 Profondità incastro fondazioni $D = 50 \text{ (cm)}$

Fattori di capacità portante

$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi) = 12,54 \text{ Vesic (1973)}$
 $N_c = (N_q - 1) \cdot \cotg(\phi) = 22,25 \text{ Prandtl (1921)}$
 $N_q = e^{(m \cdot \tan(\phi))} \cdot K_p = 11,85 \text{ Prandtl (1921)}$

$K_p = \tan^2[45^\circ + (\phi/2)] = 2,56 \text{ Coeff spinta passiva di Rankine}$

Fattori di forma della fondazione

$s_\gamma = 1 + (0,1 \cdot B/L \cdot K_p) = 1,20 \text{ Meyerhof (1963)}$
 $s_c = 1 + (0,2 \cdot B/L \cdot K_p) = 1,41 \text{ Meyerhof (1963)}$
 $s_q = 1 + (0,1 \cdot B/L \cdot K_p) = 1,20 \text{ Meyerhof (1963)}$

Fattore correttivo per carico inclinato

$i_\gamma = \{1 - [H/(N + B \cdot L \cdot c \cdot \cotg(\phi))]\}^{m+1} = 1,00 \text{ Hansen-Vesic mod (1970)}$
 $i_c = i_q = \{1 - (1 - i_\gamma)/(N_q - 1)\} = 1,00 \text{ Hansen (1970)}$
 $i_q = \{1 - [H/(N + B \cdot L \cdot c \cdot \cotg(\phi))]\}^m = 1,00 \text{ Hansen-Vesic mod (1970)}$

Carico normale $N = 1000 \text{ (kg)}$
 Carico orizzontale $H = 0 \text{ (kg)}$
 Angolo di inclinazione del carico (rispetto alla verticale) $\alpha = 0,00^\circ$

$m = [(2+L/B)/(1+L/B)] \cdot \cos^2\theta + [(2+B/L)/(1+B/L)] \cdot \sin^2\theta = 1,56$
 Con $\theta = 90^\circ$
 Esponente $m+1 = 2,56$

Fattori di profondità

$d_c = d_q = (1 - d_q)/(N_c \cdot \tan(\phi)) = 1,03 \text{ De Beer e Ladanyi (1961)}$
 $d_q = 1 + 2 \cdot \tan(\phi) \cdot (1 - \sin\phi)^2 \cdot K = 1,03 \text{ Hansen (1970)}$
 $d_\gamma = 1,00$

$K = D/B$ Se $D/B \leq 1$
 $K = \tan^2(D/B)$ Se $D/B > 1$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

$b_\gamma = (1 - \eta \cdot \tan(\phi))^2 = 1,00 \text{ Brinch-Hansen (1970)}$
 $b_c = b_q = (1 - b_q)/(N_c \cdot \tan(\phi)) = 1,00 \text{ Brinch-Hansen (1970)}$
 $b_q = (1 - \eta \cdot \tan(\phi))^2 = 1,00 \text{ Brinch-Hansen (1970)}$

Angolo di inclinazione fondazione $\eta = 0^\circ$

Fattori di inclinazione del terreno

$g_\gamma = [1 - \tan(\beta)]^2 = 1,00 \text{ Brinch-Hansen (1970)}$
 $g_c = g_q = (1 - g_q)/(N_c \cdot \tan(\phi)) = 1,00 \text{ Brinch-Hansen (1970)}$
 $g_q = [1 - \tan(\beta)]^2 = 1,00 \text{ Brinch-Hansen (1970)}$

Angolo di inclinazione del terreno (rispetto all'orizzontale) $\beta = 0^\circ$

Fattori inerziali del sisma

$Z_q = (1 - k_q / \tan(\phi))^{0,35} = 0,52$
 $Z_\gamma = (1 - k_\gamma / \tan(\phi))^{0,35} = 0,52$
 $Z_c = (1 - 0,32k_q) = 0,98$

$K_q = 0,060$

$$q_{lim} = 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot z_\gamma + c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot z_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot z_q = 7,6 \text{ kg/cm}^2 \approx 760 \text{ kN/m}^2$$

Considerando un valore correttivo $\gamma_c = 2,3$

$$R_d' = q_{lim} / \gamma_R = 330 \text{ kN/m}^2$$

Calcolo del carico limite di fondazioni superficiali in terreni omogenei o assimilabili con azione sismica

Cantiere: via Venezia – Sesto Fiorentino (FI)

METODO DI BRINCH-HANSEN (1970-74) applicato con azione sismica al calcolo dello stato limite ultimo SLV

Formula generale Condizioni tensioni efficaci

Formula: $q_{lim} = 0,5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot z_\gamma + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot z_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot z_q$ Con $q' = \gamma \cdot D = 0,09 \text{ kg/cm}^2$

Parametri geotecnici

Angolo di resistenza al taglio $\phi' = 23^\circ$
 Coesione $c' = 0 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
 Massa volumica apparente $\gamma' = 0,00180 \text{ (kg/cm}^3\text{)}$

Geometria della fondazione

Lato minore della fondazione $B = 530 \text{ (cm)}$
 Lato maggiore della fondazione $L = 670 \text{ (cm)}$
 Profondità incastro fondazioni $D = 50 \text{ (cm)}$

Fattori di capacità portante

$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi) = 8,20$ Vesic (1973)
 $N_c = (N_q - 1) \cdot \cotg(\phi) = 18,05$ Prandtl (1921)
 $N_q = e^{(1,75 \cdot \tan(\phi))} \cdot K_p = 8,66$ Prandtl (1921)

$K_p = \tan^2[45^\circ + (\phi/2)] = 2,28$ Coeff spinta passiva di Rankine

Fattore di forma della fondazione

$s_\gamma = 1 + (0,1 \cdot B/L \cdot K_p) = 1,18$ Meyerhof (1963)
 $s_c = 1 + (0,2 \cdot B/L \cdot K_p) = 1,36$ Meyerhof (1963)
 $s_q = 1 + (0,1 \cdot B/L \cdot K_p) = 1,18$ Meyerhof (1963)

Fattore correttivo per carico inclinato

$i_\gamma = \{1 - [H/(N + B \cdot L \cdot c \cdot \cotg(\phi))]\}^{m+1} = 1,00$ Hansen-Vesic mod (1970)
 $i_c = i_q = \{1 - [H/(N_q - 1)]\} = 1,00$ Hansen (1970)
 $i_q = \{1 - [H/(N + B \cdot L \cdot c \cdot \cotg(\phi))]\}^m = 1,00$ Hansen-Vesic mod (1970)

Carico normale $N = 1000 \text{ (kg)}$
 Carico orizzontale $H = 0 \text{ (kg)}$
 Angolo di inclinazione del carico (rispetto alla verticale) $\alpha = 0,00^\circ$

$m = [(2+L/B)/(1+L/B)] \cdot \cos^2\theta + [(2+B/L)/(1+B/L)] \cdot \sin^2\theta = 1,56$
 Con $\theta = 90^\circ$
 Esponente $m+1 = 2,56$

Fattori di profondità

$d_c = d_q = (1 - d_q)/(N_c \cdot \tan(\phi)) = 1,03$ De Beer e Ladanyi (1961)
 $d_q = 1 + 2 \cdot \tan(\phi) \cdot (1 - \sin\phi)^2 \cdot K = 1,03$ Hansen (1970)
 $d_\gamma = 1$

$K = D/B$ Se $D/B \leq 1$
 $K = \tan^2(D/B)$ Se $D/B > 1$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

$b_\gamma = (1 - \tan(\phi))^2 = 1,00$ Brinch-Hansen (1970)
 $b_c = b_q = (1 - b_q)/(N_c \cdot \tan(\phi)) = 1,00$ Brinch-Hansen (1970)
 $b_q = (1 - \tan(\phi))^2 = 1,00$ Brinch-Hansen (1970)

Angolo di inclinazione fondazione $\eta = 0^\circ$

Fattori di inclinazione del terreno

$g_\gamma = [1 - \tan(\beta)]^2 = 1,00$ Brinch-Hansen (1970)
 $g_c = g_q = (1 - g_q)/(N_c \cdot \tan(\phi)) = 1,00$ Brinch-Hansen (1970)
 $g_q = [1 - \tan(\beta)]^2 = 1,00$ Brinch-Hansen (1970)

Angolo di inclinazione del terreno (rispetto all'orizzontale) $\beta = 0^\circ$

Fattori inerziali del sisma

$Z_q = (1 - k_q/\tan(\phi))^{0,35} = 0,50$
 $Z_\gamma = (1 - k_\gamma/\tan(\phi))^{0,35} = 0,50$
 $Z_c = (1 - 0,32k_q) = 0,98$

$K_{q1} = 0,060$

$$q_{lim} = 0,5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot z_\gamma + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot z_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot z_q = 2,8 \text{ kg/cm}^2 \approx 280 \text{ kN/m}^2$$

Considerando un valore correttivo $\gamma_c = 2,3$

$$R_d' = q_{lim}/\gamma_R = 122 \text{ kN/m}^2$$

ALLEGATO 5

**PAGINA DI CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA DAL SOFTWARE ON-LINE
"GEOSTRU SOFTWARE"**

Geostru PS Parametri sismici

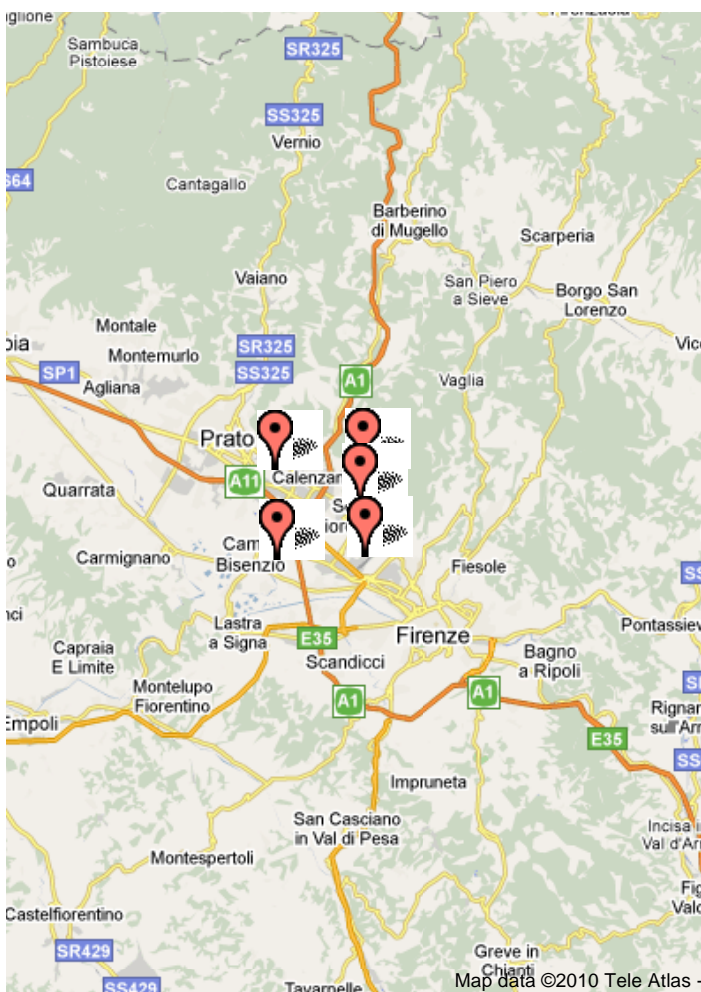
Geostru-PS è un software GEOSTRU per individuare la pericolosità sismica direttamente dalla mappa geografica. Scrivi l'indirizzo e/o sposta l'icona sul sito di interesse, otterrai tutti i parametri di pericolosità sismica.

Cerca Posizione

Via	Venezia	n°	
Comune	Sesto Fiorentino	Cap	50019
Provincia	Firenze		<input type="button" value="Cerca"/>
Latitudine			
Longitudine			

Determinazione dei parametri sismici

Lat. 43.8427	Long. 11.1994
Classe dell'edificio	
III. Affollamento significativo...	<input type="button" value="Cu = 1.5"/>
Vita nominale (Opere provvisorie <=10, Opere ordinarie >=50, Grandi opere >=100)	<input type="button" value="50"/>
<input type="button" value="Calcola"/>	



☒ Visualizza vertici della maglia di appartenenza

Parametri sismici

Stato Limite	Tr [anni]	a _g [g]	F _o	T _c [s]
Operatività (SLO)	45	0,057	2,566	0,264
Danno (SLD)	75	0,069	2,566	0,276
Salvaguardia vita (SLV)	712	0,159	2,409	0,308
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0,200	2,403	0,316
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	75			

Calcolo dei coefficienti sismici

- ☐ Muri di sostegno ☐ Paratie
☒ Stabilità dei pendii e fondazioni

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

H (m)	<input type="text" value="1"/>
us (m)	<input type="text" value="0.1"/>
Categoria sottosuolo	<input type="button" value="E"/>
Categoria topografica	<input type="button" value="T1"/>

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss *				
Amplificazione stratigrafica	1,60	1,60	1,58	1,47
Cc *				
Coeff. funz categoria	1,96	1,92	1,84	1,82
St *				
Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

☐ Personalizza acc.ne massima attesa al sito [m/s²]

0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,018	0,022	0,060	0,071
kv	0,009	0,011	0,030	0,035
Amax [m/s²]	0,900	1,088	2,462	2,882
Beta	0,200	0,200	0,240	0,240

* I valori di Ss, Cc ed St possono essere variati

Il file salvato potrà essere importato automaticamente nei software GeoStru.

