



GIF SRL

Via Bancora e Rimoldi, 37

GUANZATE (CO)

Realizzazione di edifici residenziali nell'ambito del P. L. "Vignetta"

Comune di in Appiano Gentile (Co)

Via Salvo D'Acquisto – Via Colombo – Via Vignetta

RELAZIONE GEOLOGICA AI SENSI DEL D.M. 14.01.08

Solbiate (CO), Luglio 2014
46/14 – Rif.42/14

1. PREMESSA

Per conto della GIF Srl, con sede in Guanzate (CO), è stata redatta la presente relazione geologica a supporto del progetto per la realizzazione di edifici residenziali nell'ambito del Piano di Lottizzazione Vignetta, in comune di Appiano Gentile (CO), sui terreni in fregio alla S.P. 23 – Via Salvo D'acquisto (vedi corografia in Tav. 1).

La relazione è stata compilata in accordo con i riferimenti normativi vigenti (vedi successivo § 2) e sulla scorta dei risultati di un'indagine finalizzata alle problematiche in essere.

2. RIFERIMENTI NORMATIVI – VINCOLI ESISTENTI

D.M. 14.01.2008 e relative NTC08

Nell'ambito della documentazione prevista dal D.M. 14.01.2008 ("Norme tecniche per le costruzioni"), in materia di progettazione geologica e geotecnica, il presente elaborato costituisce la relazione geologica.

Norme Geologiche di Piano a supporto dello strumento urbanistico comunale

Le norme geologiche di piano derivano direttamente dalla componente geologica del vigente strumento urbanistico comunale (P.G.T.) e sono esplicitate nella Carta della Fattibilità Geologica alle Azioni di Piano.

Nella Carta della Fattibilità l'area in esame è inserita in classe di fattibilità 2 - fattibilità con modeste limitazioni, comprendente quei territori caratterizzati dalla presenza di problematiche geologiche moderatamente limitanti ai fini degli utilizzi delle aree stesse e che possono essere superate mediante approfondimenti di indagine ed accorgimenti tecnico costruttivi (vedi Tav. 2 – estratto della carta di fattibilità).

In classe 2 interventi come quelli in progetto sono ampiamente ammissibili

Per le aree in classe di fattibilità 2 vige quanto prescritto all'Art. 6 delle NTA che richiede, a supporto della progettazione, una specifica "relazione geologica di compatibilità".

Le modalità di stesura della relazione geologica di compatibilità sono a loro volta normate dai contenuti dell'Art. 4 delle NTA.

L'Art.1 specifica che oltre la relazione di compatibilità devono essere applicate le

normative geologiche contenute nel D.M. 14.01.2008.

La normativa sismica di riferimento è invece specificata negli articoli allegati al titolo IV della sopracitata normativa.

Nel redigere il presente documento si è tenuto conto di quanto richiesto nelle norme geologiche di piano precedentemente specificate; in particolare la relazione geologica di compatibilità e la relazione geologica ai sensi del D.M. 14.01.2008 costituiscono un unico elaborato.

3. CARATTERISTICHE GENERALI DELL'INTERVENTO IN ESAME

L'intervento edilizio consiste nella realizzazione di un complesso residenziale articolato in più edifici (villette), disposti secondo lo schema planimetrico di cui alla Tavola 5, oltre alle infrastrutture di servizio (viabilità interna, aree a parcheggio, ecc.). Per gli edifici si prevede uno sviluppo esclusivamente fuori terra; complessivamente si tratta di edifici residenziali del tipo ordinario e a moderato impatto nei confronti del sottosuolo (casa di civile abitazione).

Per realizzare l'intervento è previsto un innalzamento di quota dell'attuale piano campagna mediante riporto di materiale dell'ordine del metro e con spessore costante del riporto sull'intera area.

La quota finale del terreno, a seguito della posa del metro di riporto, coinciderà con la quota di riferimento per la posa della soletta del piano terra degli edifici.

Ai fini delle valutazioni oggetto della presente alle strutture in progetto viene attribuita una classe d'uso II, ai sensi del D.M. 14.01.2008, salvo diversa disposizione del Progettista.

4. MORFOLOGIA AREA D'INTERVENTO

L'area d'intervento è ubicata, alla quota media di 337 ÷ 340m s.l.m., nell'ambito di una vasta depressione intramorenica, allungata in direzione nord - sud, intercalata alle colline circostanti.

In conseguenza della posizione specifica dell'area due sono gli elementi morfologici dominanti:

1. la superficie topografica dell'area d'intervento assume una caratteristica morfologia "a conca", con il fondo subpianeggiante in posizione altimetricamente inferiore rispetto i territori circostanti;
2. la moderata/trascurabile acclività della superficie topografica con scarti altimetrici di ordine metrico su lunghe distanze lineari.

Sulla scorta del dato di rilievo, ad esclusione degli aspetti sopra specificati, non si evidenziano elementi di pertinenza morfologica importanti, o che possano condizionare l'intervento in progetto.

In particolare si sottolinea che l'area ricade in un contesto stabile, caratterizzato dall'assenza di forme e/o depositi riconducibili all'esistenza di dissesti, sia attivi sia quiescenti; l'area non risulta inoltre interessata da processi morfogenetici che possano comportare in futuro l'evoluzione della stessa verso una condizione di dissesto, o cui assoggettare le scelte di progetto.

5. GEOLOGIA E LITOLOGIA

Come riportato nella tavola di inquadramento geologico (Tav. 3), estratta dalla carta litologica a corredo della Componente Geologica, Idrogeologica e Sismica del P.G.T. di Appiano Gentile (a cura del Dott. Stefano Frati) l'area d'intervento è ubicata in prevalenza nell'ambito del settore di competenza dei depositi di origine fluvioglaciale costituenti l'ampia fascia di territorio, allungata in direzione nord- sud, secondo quanto definito al precedente § 4 ed ubicata a quote altimetricamente inferiori rispetto i rilievi collinari presenti nell'intorno, costituiti da depositi di origine morenica; quest'ultimi risultano anch'essi presenti, ma in modo marginale limitatamente al settore di P.L. interessato da edifici commerciali; mentre nel settore a destinazione residenziale sono da prevedersi i soli depositi fluvioglaciali.

I depositi fluvioglaciali sono noti in letteratura geologica come Fluvioglaciale Riss (depositi fluvioglaciali del Riss) ed i depositi morenici come Morenico Riss (depositi morenici del Riss); entrambe le tipologie di deposito sono raggruppate, ai sensi della più recente nomenclatura, nel Supersintema di Besnate.

Da un punto di vista prettamente litologico e di comportamento geotecnico, la distinzione tra depositi di origine fluvioglaciale e depositi di origine morenica riveste un ruolo marginale; in entrambi i casi il sottosuolo risulterà costituito da una compagine eterogenea ed alterata di ghiaia sabbia e ciottoli, in matrice limosa.

Nell'ambito della compagine le diverse frazioni granulometriche (ghiaia, sabbia, limo) sono presenti in percentuali variabili, in orizzontale ed in verticale, in accordo con il grado di alterazione conseguente ai processi successivi la formazione del deposito. Laddove l'alterazione è maggiore si riscontrano maggiori percentuali di materiali fini. Il grado di alterazione tende a diminuire con la profondità, con conseguente aumento delle percentuali ghiaioso sabbiose.

Per definire le caratteristiche geologiche dei terreni presenti nel sottosuolo del settore di P.L. a destinazione residenziale, oltre alle indagini geotecniche eseguite sullo specifico dell'area residenziale, sono stati utilizzati anche gli esiti del sondaggio eseguito sull'area di P.L. destinata alla realizzazione di edifici commerciali; questo sondaggio ha consentito di accertare che i materiali più fini, pur presenti in percentuali evidenti ed apprezzabili, sono in subordine rispetto le altre componenti (% indicative del limo dell'ordine del 30%); per i depositi fluvioglaciali e/o morenici presenti nel sottosuolo si assume quindi un comportamento geotecnico di tipo frizionale, con resistenza al taglio legata al solo angolo di attrito e cedimenti immediati.

I depositi fluvioglaciali e/o morenici precedentemente descritti si rinvencono nel sottosuolo sotto lo strato più superficiale pedogenizzato (suolo) costituito da terreno vegetale seguito da limo; quindi costituito da terreni a granulometria fine (contrariamente ai sottostanti depositi fluvioglaciali e/o morenici).

In relazione all'antica età dei depositi lo spessore del livello superficiale è considerevole (mediamente compreso tra 2m e 4m) e tale da costituire un elemento penalizzante ai fini delle scelte fondazionali, laddove la progettazione non prevede piani interrati.

Dall'esame delle stratigrafie dei pozzi per approvvigionamento idrico presenti sul territorio si evidenzia che i depositi fluvioglaciali/morenici del Riss si rinvencono nel sottosuolo fino a circa 20 ÷ 40m di profondità; seguono depositi più marcatamente ghiaioso sabbiosi con importanti livelli cementati (conglomerato), fino ad oltre 100m di profondità.

In base a quanto sopra riportato la struttura geologica del sottosuolo, nel settore di P.L. a destinazione residenziale ed entro le profondità d'interesse ai fini delle azioni trasmesse dalla struttura in progetto ed ai fini dell'azione sismica (primi 30m), è caratterizzata dalla seguente sequenza verticale:

1. Dal p.c. a $-2,0\text{m} \div -4,0\text{m}$ (livello superficiale di alterazione dei depositi fluvioglaciali e/o suolo in genere).
Terreno vegetale e limo
2. Tra $-2,0\text{m} \div -4,0\text{m}$ e fino a $-30\text{m} \div -40\text{m}$ di profondità (depositi fluvioglaciali del Riss o Supersistema di Besnate).
Sabbia, ghiaia e ciottoli in abbondante matrice limosa. Ghiaie e sabbie generalmente prevalenti sul limo.
Elementi lapidei mediamente alterati e disgregati (nei primi metri di profondità) con progressiva diminuzione del grado di alterazione con la profondità.

6. IDROGRAFIA

L'area d'intervento non è interessata da elementi di pertinenza idrografica, non presenti fino a distanza di ordine pluri - kilometrico.

7. IDROGEOLOGIA

Falde profonde e vulnerabilità della risorsa idrica

Come evidenziato in Tav. 4 la falda principale, cui attingono i pozzi pubblici, è presente sulla verticale dell'area d'intervento, ad una profondità dell'ordine di $60\text{m} \div 70\text{m}$.

L'elevata profondità del livello freatico consente di escludere interferenze dirette tra intervento in progetto e falda idrica.

L'area d'intervento è ubicata inoltre a notevole distanza dai pozzi pubblici presenti sul territorio e dalle relative zone di rispetto (distanza pluri kilometrica).

Per quanto riguarda le esigenze di salvaguardia dell'acquifero sfruttato a scopi idropotabili l'intervento in progetto è ampiamente compatibile con i requisiti di tutela della qualità delle acque della falda principale in relazione a:

- posizione esterna nei confronti delle zone di rispetto dei pozzi;
- notevole profondità della superficie piezometrica, che esclude ogni possibile interferenza tra lavori in progetto e la falda freatica;

- presenza, in prossimità della superficie topografica, di terreni caratterizzati da una certa percentuale in materiali fini limosi con conseguente riduzione della permeabilità
- allacciamento degli scarichi alla rete fognaria.

Falde superficiali

Le occasionali variazioni di permeabilità nell'ambito dei terreni presenti nel primo sottosuolo potrebbero comportare il rischio della presenza, nei primi metri di sottosuolo, di piccole falde sospese, a costituire accumuli idrici superficiali diversi dalla falda principale.

L'importanza di queste falde sospese, più che per ragioni idropotabili, è di natura geologico tecnica poiché, se intercettate nei lavori edilizi, possono determinare venute d'acqua negli scavi.

L'indagine eseguita ha consentito di accertare, per l'area d'intervento, l'assenza di falde sospese arealmente estese all'intera area d'intervento.

8. INDAGINI GEOTECNICHE SPECIFICHE

Per ricostruire la stratificazione litotecnica del sottosuolo e per definire i valori medi dei parametri geotecnici è stata eseguita un'indagine specifica mediante nr. 13 prove penetrometriche dinamiche continue.

Le prove sono state eseguite secondo i criteri standardizzati normalmente in uso impiegando un penetrometro semovente avente le caratteristiche del penetrometro superpesante (DPSH) "Meardi AGI", avente le caratteristiche di seguito riportate:

PESO MASSA BATTENTE	73 kg	ALTEZZA DI CADUTA	0.75 m
LUNGHEZZA ASTE	0.90 m	DIAMETRO ASTE	34 mm
DIAMETRO PUNTA CONICA	51 mm	ANGOLO DEL CONO	60°
DIAMETRO RIVESTIMENTO	48/38 mm	LUNGHEZZA RIVESTIMENTO	0.90 m

Alcune prove si sono arrestate per rifiuto tra le profondità di -7m e -9m dal piano campagna, le rimanenti altre prove sono state interrotte alla profondità di -10.2m dal piano campagna, senza avere raggiunto il rifiuto all'avanzamento; queste prove, in assenza del rifiuto, sono state interrotte a profondità significative ai fini dell'intervento

in esame.

Per la definizione delle caratteristiche geotecniche del sottosuolo, oltre alle prove eseguite specificatamente sull'area residenziale (prove da P15 a P27), sono stati utilizzati anche i risultati delle indagini eseguite sull'attigua area commerciale del P.L. Vignetta.

La planimetria di Tav. 5 riporta l'ubicazione di tutte le verticali d'indagine.

I risultati delle prove penetrometriche sono stati tabulati in diagrammi che riportano in ascissa i valori di N_{SCPT} (numero di colpi necessari per far avanzare la punta entro il terreno per un tratto di 30 cm) ed in ordinata le profondità espresse in metri rispetto al piano campagna.

I diagrammi delle prove penetrometriche sono riportati in appendice alla presente.

9. STRATIFICAZIONE LITOTECNICA DEL SOTTOSUOLO E PARAMETRI GEOTECNICI MEDI

9.1. Criteri di interpretazione dei dati di prova

Le caratteristiche geotecniche del sottosuolo derivano dal confronto incrociato tra valori di N_{SCPT} registrati nelle prove penetrometriche dinamiche eseguite sullo specifico delle aree residenziali ed i dati delle altre indagini eseguite nell'attiguo settore commerciale.

Poiché il valore numerico dei parametri geotecnici viene calcolato in base alla resistenza penetrometrica del terreno riferita ai valori di Standard Penetration Test (N_{SPT}), opportunamente convertiti negli analoghi valori di N_{60} e $N_{(1)60}$, in sede di elaborazione dei dati si è reso necessario trasformare i valori di N_{SCPT} (resistenza penetrometrica misurata con la prova dinamica) nei corrispondenti valori di N_{SPT} (resistenza penetrometrica riferita allo Standard Penetration Test) adottando un rapporto $N_{SPT} / N_{SCPT} = 1,5$ (valore concordante con i dati registrati sull'area ed in particolare nel sondaggio eseguito nell'attigua area commerciale).

In sede di elaborazione dei dati il valore di N_{SPT} registrato nel sondaggio viene esteso all'intera area d'indagine utilizzando i dati delle prove penetrometriche dinamiche (N_{SCPT}) ed adottando un rapporto $N_{SPT} / N_{SCPT} = 1.5$.

Infine i valori di N_{SPT} sono stati convertiti negli analoghi valori di N_{60} , che rappresenta il valore di N_{SPT} normalizzato per tenere conto del fattore strumentale (lunghezza delle aste nei primi 10 m di prova) e di $N_{(1)60}$, che rappresenta il valore di N_{SPT} normalizzato per tenere conto dell'incidenza del carico litostatico (σ_{v0}) alla profondità di misura.

I valori di N_{SCPT} prima della conversione in N_{SPT} sono stati inoltre preventivamente analizzati dal punto di vista statistico, al fine di individuare il trend medio di N_{SCPT} con la profondità.

Nell'applicare le procedure previste dal D.M. 14.01.2008 per la definizione dei parametri geotecnici, secondo la sequenza operativa: dato di indagine → parametro medio → parametro caratteristico → parametro di progetto; sussistono le condizioni per applicare la relazione: parametro medio = parametro caratteristico.

9.2. Unità litotecniche

A seguito degli esiti delle elaborazioni/correlazioni dei risultati acquisiti, il sottosuolo investigato viene suddiviso in due unità litotecniche sovrapposte aventi caratteristiche geotecniche differenti.

La sezione in Tavola 6/b/c/d e quanto di seguito riportato, illustrano le modalità con cui le tre unità litotecniche sono presenti nel sottosuolo.

Prima unità litotecnica

La prima unità litotecnica è caratterizzata da una resistenza penetrometrica molto bassa pari a 1 ÷ 3 colpi/piede e con maggior frequenza di valori di N_{SCPT} ai minimi termini, paria 1 colpo/piede.

Coincide con il terreno vegetale (primo metro), cui seguono terreni esclusivamente limosi (elevata percentuale in fine) a costituire il livello superficiale di alterazione e pedogenetizzato (suolo).

Le caratteristiche geotecniche sono molto scadenti.

La prima unità presenta uno spessore variabile tra 1,8m e 3,9m.

Nell'ambito dell'area investigata le variazioni di spessore hanno luogo secondo il criterio della casualità senza individuare una direzione preferenziale in cui lo spessore aumenta o diminuisce.

L'ampio range di variazione di spessore della prima unità unitamente all'assenza di piani interrati, negli edifici in progetto, costituiscono elementi penalizzanti ai fini delle

scelte fondazionali.

Seconda unità litotecnica

E' presente dalla base della prima unità fino alle massime profondità investigate (profondità del rifiuto, per quelle prove che si sono arrestate per rifiuto; o -10,2m dal p.c., per quelle prove che non si sono arrestate per rifiuto).

E' caratterizzata da una resistenza penetrometrica media di $4 \div 5$ colpi/piede, valore indicativo della presenza di terreni con caratteristiche geotecniche rientranti nelle categorie inferiori, anche se non le più scadenti nell'ambito dell'intervallo che caratterizza i terreni a basso indice di densità (terreni sciolti).

Localmente vengono individuati livelli, aventi spessore metrico, con resistenza penetrometrica maggiore rispetto al dato medio; trattandosi di livelli occasionali e completamente privi di continuità laterale, non concorrono a definire il comportamento geotecnico medio del terreno.

In base alla posizione geologica dell'area la seconda unità coincide con i depositi fluvioglaciali del Riss costituiti da sabbie e limi con elementi di ghiaia e ciottoli, in parte integri ed in parte alterati e/o in disfacimento (50% della componente lapidea integra e 50% alterata e/o in disfacimento).

La componente limosa, pur presente in percentuali evidenti, è subordinata alle altre componenti (% limo < 50% e mediamente dell'ordine del 30%).

Nell'ambito di questa seconda unità parte delle prove penetrometriche giungono a rifiuto.

L'arresto delle prove per rifiuto si riscontra in modo casuale nell'ambito dell'area investigata senza l'individuazione di settori preferenziali in cui tutte le prove vanno/non vanno a rifiuto; l'arresto avviene inoltre improvvisamente nell'ambito del terreno a bassa densità senza consentire di investigare spessori sufficientemente significativi di terreni ad elevata resistenza.

In relazione alle osservazioni sopra specificate la condizione del rifiuto viene prudenzialmente associata alla presenza di elementi lapidei grossolani (ciottoli) in terreni a bassa densità, piuttosto che il raggiungimento di una terza unità ad elevata resistenza.

Si rileva che questo aspetto non condiziona comunque la scelta/dimensionamento delle fondazioni.

9.3. Acqua nel sottosuolo

In tutte le verticali indagate non è stata riscontrata la presenza di acqua; il dato concorda con le caratteristiche idrogeologiche del sottosuolo descritte al § 7 in base alle quali l'acqua è da prevedersi tra le profondità di 60m e 70m dal piano campagna.

9.4. Valori medi dei parametri geotecnici del sottosuolo

Di seguito si riportano i valori medi dei parametri geotecnici delle unità litotecniche definite in precedenza.

Unità litotecnica	1	2
N _{SPT}	1	6 ÷ 8
N ₆₀	1	6 ÷ 8
N ₍₁₎₆₀	2	6 ÷ 8
I _d (%)	10	30 ÷ 35
γ (kN/m ³)	16,5	17
φ (°)	24	27 ÷ 28
c _u (kPa)	0,0	0,0
E (MPa)	2 ÷ 3	7 ÷ 9

Nella tabella: N_{SPT} = resistenza penetrometrica riferita allo Standard Penetration Test; N₆₀ = resistenza penetrometrica riferita allo Standard Penetration Test normalizzata per il dispositivo di battitura; N₍₁₎₆₀ = resistenza penetrometrica riferita allo Standard Penetration Test normalizzata per dispositivo di battitura e carico litostatico; I_d = indice di densità; γ = peso di volume naturale del terreno; φ = angolo di attrito, c_u = coesione non drenata, E = modulo di elasticità)

Il valore dell'indice di densità è stato ricavato in base a N₍₁₎₆₀ dalle relazioni di Peck e Bazaraa.

I valori del peso di volume del terreno sono stati scelti nell'ambito degli usuali intervalli di variazione, compatibili con la natura granulometrica ed il grado di addensamento del terreno stesso.

L'angolo di attrito interno è stato ricavato in base a N_{SPT} utilizzando le correlazioni di Peck, Hanson e Thornburn.

Il valore della coesione è stato cautelativamente considerato nullo anche se la presenza di una certa % in fine dovrebbe conferire al terreno un minimo di coesione.

Il valore del modulo elastico (E) è stato calcolato in base alla relazione generica E =

$A \times (N_{(60)} + B) + C$; dove A, B e C sono tre parametri il cui valore numerico dipende dal valore di resistenza penetrometrica e dalla frazione granulometria dominante nel terreno.

10. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

10.1. Criteri generali

Gli elementi relativi la sismicità di base e quelli relativi agli effetti sito-specifici, vengono derivati dagli elementi geotecnici a disposizione e senza il supporto di un'indagine sismica mirata.

Gli elementi riportati sono quelli di norma utilizzati per valutare l'esposizione dell'area al rischio sismico e per gli approcci di calcolo negli edifici di classe II in zona sismica 4 (caratteristiche proprie degli edifici in progetto), salvo diverse disposizioni del Progettista in merito alla necessità di più approfondite analisi/valutazioni,

10.2. Pericolosità sismica di base

La pericolosità sismica di base dipende dalle sole caratteristiche sismologiche dell'area, in condizioni ideali ed in assenza degli effetti di sito; fornisce quindi le caratteristiche del terremoto di riferimento.

La pericolosità sismica di base viene definita dai seguenti tre elementi.

- Zona sismica di appartenenza dell'area in esame.
- Accelerazione orizzontale di picco (a_g), attesa in condizioni di campo libero, su sito di riferimento con suolo di categoria A e superficie topografica pianeggiante.
- Spettro di risposta elastico in accelerazione (componente orizzontale) in condizioni di campo libero, su sito di riferimento con suolo di categoria A e superficie topografica pianeggiante.

Lo spettro di risposta elastico viene a sua volta definito mediante i parametri F_0 e T_C^* dove: F_0 è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di risposta in accelerazione e T_C^* è l'inizio del tratto a velocità costante.

Nella classificazione contenuta nell' O.P.C.M. nr. 3274 il Comune di Appiano Gentile è classificato in zona sismica 4, comprendente quei comuni a rischio sismico più

basso.

Di seguito si riportano i valori di base dei parametri a_g , F_o e T_c^* , forniti dall'INGV e che definiscono la pericolosità sismica di base per l'area in oggetto e per tempi di ritorno compresi tra 30 anni (SLO – stato limite di operatività) e 682 anni (SLC – prevenzione collasso), con periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = 50$ anni, classe d'uso dell'edificio II.

Stato Limite	T_r (anni)	A_g (g)	F_o	T_c^* (s)
Operatività (SLO)	30	0,015	2,579	0,158
Danno (SLD)	50	0,019	2,556	0,166
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,040	2,642	0,283
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,048	2,675	0,304

a_g è l'accelerazione sismica orizzontale di picco in condizioni di campo libero su suolo di categoria A e topografia piana; F_o e T_c^* sono i parametri dello spettro di risposta elastico in accelerazione su suolo rigido e superficie topografica pianeggiante.

10.3. Effetti di sito

Nell'ambito dei possibili scenari di pericolosità sismica locale previsti dalla Regione Lombardia l'area in esame ricade in zona Z4a corrispondente a zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi.

Gli effetti sono di amplificazione litologica e geometrica.

Le superficie topografica subpianeggiante esclude l'intervento dei fattori di amplificazione topografica.

Il sito in esame non richiede la verifica alla liquefazione sussistendo più di una delle condizioni riportate in elenco al § 7.11.3.4.2 del D.M. 14.01.2008,

Ai fini della definizione dell'azione sismica in assenza del dato relativo la velocità di propagazione delle onde sismiche di superficie, entro i primi 30m di profondità (V_{s30}) oppure del responso di un sondaggio geognostico con prove SPT spinto fino a 30m di profondità ($N_{SPT,30}$), la categoria sismica di sottosuolo è stata individuata in base agli esiti delle indagini eseguite ed alla struttura geologica del sottosuolo.

In base ai dati disponibili il sottosuolo dell'area in esame viene catalogato nell'ambito della categoria C di sottosuolo di fondazione corrispondente, nello specifico del caso, a depositi di terreni a grana grossa, mediamente addensati, o terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale

miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$).

Per il calcolo dello spettro di risposta elastico, specifico del sottosuolo dell'area in esame, i valori F_0 e T_C^* , che definiscono la pericolosità sismica di base e riportati al precedente § 10.2 devono essere corretti per tenere conto degli effetti di sito che determinano la risposta sismica locale.

Nello specifico del caso la presenza di sottosuolo di categoria C comporta l'intervento, sulla sismicità di base, dei fattori di amplificazione stratigrafica (S_s e C_c); mentre il fattore di amplificazione topografica (S_T) è pari ad 1.

La seguente tabella riporta i coefficienti sito specifici da introdurre nelle formule per il calcolo degli spettri di risposta elastici.

Coefficiente	SLO	SLD	SLV	SLC
S_s amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,50	1,50
C_c coeff. funz. categoria	1,93	1,90	1,59	1,56
S_T amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00
K_h	0,005	0,006	0,012	0,014
K_v	0,002	0,003	0,006	0,007
A_{max} (m/sec ⁻²)	0,228	0,283	0,585	0,708
Beta	0,200	0,200	0,200	0,200

In alternativa ai parametri di cui sopra ed ai sensi del D.M. 14.01.2008 per strutture ricadenti in zona sismica 4 e classe d'uso II, come il caso in esame, la progettazione può avvalersi del metodo delle tensioni ammissibili, secondo i criteri stabiliti dal pre vigente D.M. 11.03.88 e definire le azioni sismiche assumendo pari a 5 il grado di sismicità S.

11. INDIVIDUAZIONE DELLE PROBLEMATICHE DI ORDINE GEOLOGICO E GEOTECNICO RELATIVE L'INTERVENTO IN PROGETTO

A seguito degli esiti delle analisi/valutazioni geologiche documentate ai paragrafi precedenti, il quadro geologico caratteristico per l'area consente la realizzazione dell'intervento in progetto.

In particolare si sottolinea l'assenza di fattori di rischio geologico, sismico ed idrogeologico in genere a costituire un elemento inibitorio ai fini degli interventi previsti e/o cui assoggettare le scelte di progetto, mediante prescrizioni particolari.

Le scelte progettuali ed esecutive sono subordinate agli esiti delle valutazioni delle seguenti problematiche:

1. Problematiche relative la scelta ed il dimensionamento delle fondazioni (in applicazione dei disposti del D.M 14.01.2008)
2. Problematiche relative la regimazione e lo smaltimento delle acque meteoriche.

12. PROBLEMATICHE RELATIVE LA SCELTA ED IL DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI

12.1. Problematiche relative la scelta della tipologia fondazionale

La scelta della tipologia fondazionale più idonea, in relazione alle caratteristiche del sottosuolo, deve tenere conto dei seguenti dati:

1. Presenza di una prima unità litotecnica avente caratteristiche geotecniche molto scadenti e non idonea per l'imposta diretta di quelle tipologia fondazionali di ordinario utilizzo in presenza di case di civile abitazione quali le travi di fondazione. Questa prima unità presenta uno spessore variabile tra 1,8m e 4m sotto l'area sedime degli edifici.
2. Condizioni idonee per l'imposta di fondazioni su trave si riscontrano a partire dalla seconda unità litotecnica, quindi a partire da profondità variabili tra 1,8m e 4,0m

dall'attuale piano campagna.

3. Gli edifici in progetto non prevedono sviluppi in sotterraneo (piano interrato o seminterrato).

4. Prima della realizzazione degli edifici è prevista la stesura sull'intera area di circa 1m di terreno di riporto con conseguente ulteriore approfondimento (relativo) dei terreni idonei per l'appoggio diretto delle fondazioni

La combinazione delle condizioni di cui sopra comporta una serie di restrizioni nell'ipotesi di adottare fondazioni su trave impostate sui terreni della seconda unità litotecnica, i soli a consentire l'imposta diretta in condizioni di sicurezza.

Risulta evidente che in presenza di un piano interrato queste condizioni restrittive non si porrebbero, poiché sarebbe agevole raggiungere i terreni sottostanti la prima unità.

Tenendo conto delle problematiche sopra specificate le soluzioni fondazionali percorribili e verificate sono:

- fondazioni su trave impostate su uno strato di misto granulare di adeguato spessore ed adeguatamente costipato, da stendere tra terreno naturale e fondazione
- fondazione su platea

12.2. Valutazioni relative la scelta della soluzione fondazionale su trave

Si considerano travi di fondazione con lato variabile tra 0,8m e 1,5m e confinate entro il terreno per un valore $\geq 0,5m$.

Il ricorso a questa tipologia fondazionale è vincolata alla necessità di appoggiare le travi su uno strato di misto granulare adeguatamente costipato, avente uno spessore di almeno 1,0m (vedi Tav. 7/c).

Nonostante le caratteristiche geotecniche dei primi metri di sottosuolo non siano ottimali la soluzione fondazionale della trave, impostata a partire da un adeguato strato di misto granulare, viene presa in esame in relazione al previsto moderato impatto della struttura in progetto nei confronti del sottosuolo (basse azioni

trasmesse) ed essendo già previsto di riportare, sull'attuale piano campagna, circa 1m di materiale per guadagnare quota, che potrebbe quindi già in parte coincidere con lo strato di misto granulare a sotto trave.

Lo spessore minimo da rispettare per lo strato di misto granulare è di 1,0m in modo da essere sufficiente per comprendere la maggior parte del settore interessato dagli sforzi di taglio a base fondazione, o cuneo efficace.

Per quanto riguarda i cedimenti lo strato di misto granulare, se adeguatamente costipato, non cede e svolge l'azione di ridistribuire al suo interno le tensioni indotte, con contestuale attenuazione delle stesse all'interfaccia misto granulare / terreno naturale.

Ai fini della stabilità dell'intera struttura si richiama la necessità di eseguire correttamente i lavori di predisposizione dello strato di misto granulare, secondo il seguente schema operativo.

- 1) Asportazione della parte più superficiale del terreno naturale (almeno 0,5m).
- 2) Stesura del misto granulare in strati aventi spessore non superiore a 20cm, di volta in volta adeguatamente costipati, fino al raggiungimento della quota prevista per l'imposta della trave.

Qualora durante questa operazione si dovesse riscontrare l'affondamento del materiale entro il terreno, apportare nuovo materiale fino all'arresto dell'affondamento.

Il grado di addensamento del materiale riportato deve essere pari al 70% ÷ 80% e comunque tale da conferire al materiale steso un angolo di attrito $\geq 32^\circ$.

- 3) Scegliere materiali di adeguata pezzatura.

12.3. Valutazioni relative la scelta della soluzione fondazionale su platea

La tavola 7/a riporta lo schema di riferimento per la fondazione su platea.

La platea di fondazione viene presa in considerazione, in alternativa alla soluzione su trave, qualora si ritenga problematico, in termini esecutivi ed economici, attuare gli interventi preparatori del piano di posa delle travi e/o non risultino sufficienti le portate ottenibili con le travi.

In relazione alle condizioni limitative presenti nelle scelte fondazionali su trave, la platea rappresenta probabilmente la soluzione più idonea sia in termini esecutivi che economici.

Si tenga conto che questa tipologia fondazionale pone meno vincoli rispetto le ordinarie fondazioni su travi fermo restando la necessità di:

1. Adeguata pulizia del terreno di appoggio (rimozione terreno vegetale).
2. Preparare il terreno alla quota d'imposta mediante stesura di un adeguato strato di misto granulare adeguatamente costipato.

Poiché, già a livello di progetto, è prevista la stesura di un rilevato sull'intera area, al fine di riportare il terreno ad una quota predefinita, questa operazione sostituisce la preparazione del piano di appoggio delle platee esposto al precedente punto 2; in questo caso la platea potrà essere impostate sul rilevato già previsto (1m di spessore di rilevato e circa 0,5m di spessore di rilevato sotto la platea).

Nelle verifiche, oggetto della presente, la platea viene assimilata ad una piastra in cls armato avente forma e dimensioni pari allo sviluppo in planimetria dell'edificio (circa 35m x 13m).

12.4. Valori di riferimento per resistenze e cedimenti del terreno Valutazioni a supporto della scelta del carico di esercizio

Al fine di fornire elementi utili per le scelte di progetto sono state preliminarmente calcolate le resistenze del terreno e le variazioni del cedimento, al variare delle azioni sul terreno, per le tipologie fondazionali considerate.

Stante l'approccio preliminare alle problematiche i valori di portanza potranno essere suscettibili a revisione (a discrezione del progettista) una volta definiti nel dettaglio gli aspetti progettuali esecutivi.

I calcoli geotecnici sono stati condotti secondo i criteri previsti dal D.M. 14.01.2008.

La modellazione geotecnica utilizzata per le verifiche deriva direttamente dai parametri geotecnici medi di cui al § 9.4 assumendo parametro medio = parametro caratteristico.

Questa relazione di uguaglianza è giustificata sia dall'approccio preliminare delle verifiche, sia da quanto riportato al § 9.1.

Le resistenze del terreno sono state calcolate sia secondo le tensioni ammissibili, ammesse dal D.M. 14.01.2008 per strutture con classe d'uso II in zona sismica 4, sia col criterio degli stati limite ultimi (SLU – GEO).

Nel caso delle tensioni ammissibili il carico sul terreno alla base della fondazione, o

capacità portante ammissibile (Q_{amm}), è stato calcolato da Q_{ult} , o carico limite a rottura, in base alla relazione $Q_{amm} = Q_{ult} / 3$ (con 3 = fattore di sicurezza, secondo i criteri già previsti dal vecchio D.M. 11.03.88, previgente al D.M. 14.01.2008).

La resistenza del terreno allo stato limite ultimo alla base delle fondazioni, è stata calcolata sia con l'approccio 1 ($A1 + M1 + R1$ e $A2 + M2 + R2$) e l'approccio 2 ($A1 + M1 + R3$),

In tutti casi le resistenze sono state calcolate secondo i criteri di Brinch & Hansen (per il dettaglio vedi tabelle di calcolo in allegato).

Per gli stati limite la resistenza è stata calcolata sia in condizioni statiche che dinamiche introducendo nella formula di Brinch & Hansen i coefficienti correttivi per inerzia terreno, in accordo con i coefficienti sismici sito specifici, di cui al § 10.

L'analisi dei cedimenti è stata eseguita utilizzando le formule basate sulla teoria dell'elasticità (Egorov & Harr), ma introducendo dei criteri di calcolo che possano tenere conto di possibili deviazioni rispetto ad un comportamento elastico del terreno (vedi tabelle di calcolo in allegato).

Di seguito (tabella 1) si riassumono le resistenze del terreno.

TIPOLOGIA FONDAZIONALE	Q_{amm}	RESISTENZA SLU		
		APPROCCIO 1		APPROCCIO 2
		Combinazione 1	Combinazione 2	
Trave B = 0,8 m	1,0 kg/cm ²	3,0 kg/cm ²	0,9 kg/cm ²	1,3 kg/cm ²
Trave B = 1,0 m	0,9 kg/cm ²	2,7 kg/cm ²	0,8 kg/cm ²	1,2 kg/cm ²
Trave B = 1,2 m	0,9 kg/cm ²	2,6 kg/cm ²	0,8 kg/cm ²	1,1 kg/cm ²
Trave B = 1,5 m	0,9 kg/cm ²	2,6 kg/cm ²	0,8 kg/cm ²	1,1 kg/cm ²
Platea 10 m x 15 m	1,6 kg/cm ²	5,0 kg/cm ²	1,4 kg/cm ²	2,1 kg/cm ²

TAB.1 - RESISTENZE TERRENO

Nel caso delle travi all'aumentare delle dimensioni della base il settore di sottosuolo interessato dagli sforzi di taglio coinvolge spessori progressivamente maggiori dei terreni della prima unità sottostanti lo strato riportato in misto granulare; ne consegue la diminuzione delle resistenze all'aumentare della larghezza della trave.

Ai sensi della normativa vigente le azioni di progetto alla base delle fondazioni, o E_d ,

dovranno essere compatibili con le resistenze del terreno, precedentemente riportate per le condizioni statiche e dinamiche, secondo la relazione:

$$R_d \geq E_d$$

Una volta note le azioni di progetto la relazione geotecnica dovrà certificare la congruenza di cui sopra.

La seguente tabella (tabella 2) riporta i cedimenti, calcolati per più configurazioni di azione sul terreno rientranti nel range di valori rappresentativi delle resistenze del terreno secondo i vari approcci di calcolo precedentemente specificati.

TIPOLOGIA FONDAZIONALE	CARICO SUL TERRENO / CEDIMENTO					
	0,8 kg/cm ²	0,9 kg/cm ²	1,0 kg/cm ²	1,1 kg/cm ²	1,2 kg/cm ²	1,3 kg/cm ²
Trave B = 0,8 m	2,0 cm	2,2 cm	2,5 cm	2,7 cm	3,0 cm	3,2 cm
Trave B = 1,0 m	2,2 cm	2,5 cm	2,8 cm	3,0 cm	3,3 cm	3,6 cm
Trave B = 1,2 m	2,3 cm	2,7 cm	3,0 cm	3,3 cm	3,6 cm	3,8 cm
Trave B = 1,5 m	2,7 cm	3,0 cm	3,4 cm	3,7 cm	4,1 cm	4,4 cm
TIPOLOGIA FONDAZIONALE	CARICO SUL TERRENO / CEDIMENTO					
	0,2 kg/cm ²	0,3 kg/cm ²	0,4 kg/cm ²	0,5 kg/cm ²	0,7 kg/cm ²	0,9 kg/cm ²
Platea 13 m x 35m	2,3 cm	2,7 cm	3,1 cm	4,0 cm	5,9 cm	7,0 cm

TAB. 2 - CEDIMENTI DEL TERRENO

Le scelte di progetto dovranno essere in accordo con la seguente relazione:

$$E_d \leq C_d$$

Dove E_d è l'azione alla base della fondazione (carico) e C_d è il valore limite del cedimento tollerato dalla struttura, o effetto dell'azione.

La tabella precedente riporta una serie di combinazioni azione sul terreno / cedimento, nell'ambito della quale il Progettista potrà effettuare le scelte in merito con eventuale interpolazione dei valori, ma sempre nel campo di valori che soddisfino in contemporanea le due relazioni: $R_d \geq E_d$ e $E_d \leq C_d$, in accordo con l'approccio di calcolo prescelto.

13. PROBLEMATICHE RELATIVE LA REGIMAZIONE E LO SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE

Alle condizioni attuali il deflusso superficiale delle acque meteoriche e l'infiltrazione delle stesse entro il terreno si esplica con regolarità ed in assenza di situazioni critiche.

L'attuazione dell'intervento comporta la formazione di superfici impermeabili costituite dai tetti e dalla viabilità interna, con conseguenti modifiche dei meccanismi di infiltrazione/deflusso e del bilancio idrico in genere.

La raccolta delle acque meteoriche secondo la rete predisposta dal progetto inibisce eccessi di acqua di ruscellamento, o il concentramento delle stesse in punti localizzati e quindi incrementi del rischio idrogeologico.

Per quanto riguarda le alterazioni del bilancio idrico, sulla verticale dell'area (infiltrazione / deflusso superficiale) la restituzione delle acque al sottosuolo mediante pozzi perdenti potrebbe contribuire in parte a ripristinare questo bilancio.

Occorre però rilevare che le caratteristiche geologiche del sottosuolo non sono favorevoli allo smaltimento delle acque meteoriche nel sottosuolo in relazione alle scarse caratteristiche drenanti del terreno.

Si richiamano gli esiti di una prova di assorbimento eseguita a -4m di profondità nell'ambito del comparto commerciale del P.L. "Vignetta" (area "McDonald's") in base ai quali la permeabilità dei terreni è risultata ricadere nel seguente campo di valori:

$$5 \times 10^{-4} \text{ cm/sec} < K < 1 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$$

Il campo di valori di cui sopra è indicativo della presenza di terreni a bassa permeabilità.

La soluzione di smaltire tutte le acque meteoriche mediante pozzi perdenti oltre a non essere perseguibile non è compatibile con le caratteristiche idrogeologiche del territorio.

La soluzione più idonea è quella mista con pozzi perdenti abbinati a scarico di troppo pieno con recapito in fognatura.

L'adozione di pavimentazioni drenanti, laddove possibile, costituisce un ulteriore elemento migliorativo nei confronti dei meccanismi che regolano l'infiltrazione ed il

deflusso superficiale delle acque.

14. COMPATIBILITA' DEGLI INTERVENTI PREVISTI NEL PIANO DI LOTTIZZAZIONE

A seguito delle valutazioni di carattere geologico e geotecnico oggetto dei paragrafi precedenti, nell'ambito dell'area d'interesse per il P.L. "Vignetta" non sono stati rilevati elementi di rischio geologico che possano costituire un fattore limitante all'utilizzo dell'area stessa ai fini preposti.

Sono state altresì evidenziate alcune criticità legate alla presenza nel sottosuolo di terreni con caratteristiche geotecniche inferiori.

Queste criticità condizionano la scelta delle tipologie fondazionali più idonee per gli interventi in progetto e come tali sono risolvibili in sede progettuale esecutiva, secondo le indicazioni di cui al § 12, senza condizionare la fattibilità geologica dell'intervento comprovata dalle valutazioni riportate nella presente relazione.

Sulla scorta dei dati acquisiti e delle osservazioni in sito, precedentemente documentate, egli interventi in esame, risultano compatibili con i fattori di rischio propri della classi di fattibilità geologica 2, nell'ambito della quale risulta azionata l'area del P.L. ai sensi della componente geologica, idrogeologica e sismica del vigente PGT.

Dott. Geol. Carlo Lurati



TABELLE DI CALCOLO

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE VERIFICHE TENSIONI AMMISSIBILI – CONDIZIONI STATICHE

METODO DI CALCOLO

Brinch – Hansen

FORMULA ADOTTATA

$$Q(ult) = q \times N_q \times S_q \times D_q \times I_q \times B_q \times G_q + 0.5 \times \gamma_{k2} \times B \times N_g \times S_g \times D_g \times I_g \times B_g \times G_g + c \times N_c \times S_c \times D_c \times I_c \times B_c \times G_c$$

Nq, Ng, Nc	=	Fattori di portanza
Sq, Sg, Sc	=	Fattori di forma
Dq, Dg, Dc	=	Fattori di approfondimento
Iq, Ig, Ic	=	Fattori di inclinazione carico
Bq, Bg, Bc	=	Fattori di inclinazione base
Gq, Gg, Gc	=	Fattori di pendio
Df	=	Confinamento fondazione nel terreno
q	=	$\gamma_{k1} \times Df$
γ_{k1}	=	Peso di volume terreno sopra il piano di posa (valore caratteristico)
γ_{k2}	=	Peso di volume terreno sotto il piano di posa (valore caratteristico)
B	=	Larghezza fondazione
c_k	=	Coesione terreno sotto il piano di posa (valore caratteristico)
Q(ult)	=	Portanza limite della fondazione
Q(amm)	=	Q(ult) / 3

$$N_q = \exp(\pi \times \tan \varphi_{K2}) \times \tan^2(45 + \varphi_{K2}/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \times \tan \varphi_{K2}$$

$$N_g = 1.5 \times (N_q - 1) \times \tan \varphi_{K2}$$

$$S_c = 0.2 \times B/L, \text{ per } \varphi_{K2} = 0$$

$$S_c = 1 + (N_q/N_c) \times (B/L), \text{ per } \varphi_{K2} > 0$$

$$S_q = 1 + (B/L) \times \tan \varphi_{K2}$$

$$S_g = 1 - 0.4 \times (B/L)$$

$$D_c = 0.4 \times k, \text{ per } \varphi_{K2} = 0$$

$$D_c = 1 + 0.4 \times k, \text{ per } \varphi_{K2} > 0$$

$$D_q = 1 + 2 \times \tan \varphi_{K2} \times (1 - \sin \varphi_{K2})^2 \times k$$

$$D_g = 1$$

$$I_c = 0.5 - 0.5 \times \sqrt{1 - H/(A_f \times c_a)} \text{ per } \varphi_{K2} = 0$$

$$I_c = I_q - (1 - I_q)/(N_q - 1) \text{ per } \varphi_{K2} > 0$$

$$I_q = \{1 - [0.5 \times H / (V + A_f \times c_a \times \tan \varphi_{K2})]\}^5$$

$$I_g = \{1 - [0.7 \times H / (V + A_f \times c_a \times \tan \varphi_{K2})]\}^5 \text{ per } b^\circ = 0$$

$$I_g = \{[1 - (0.7 - b^\circ/450) \times H / (V + A_f \times c_a \times \tan \varphi_{K2})]\}^5 \text{ per } b^\circ > 0$$

$$B_c = b^\circ/147 \text{ per } \varphi_{K2} = 0$$

$$B_c = 1 - b^\circ/147 \text{ per } \varphi_{K2} > 0$$

$$B_q = \exp(-2 \times b^\circ \times \tan \varphi_{K2})$$

$$B_g = \exp(-2.7 \times b^\circ \times \tan \varphi_{K2})$$

$$G_c = p^\circ/147, \text{ per } \varphi_{K2} = 0$$

$$G_c = 1 - p^\circ/147, \text{ per } \varphi_{K2} > 0$$

$$G_q = G_g = (1 - 0.5 \times \tan \varphi_{K2} \times p^\circ)^5$$

Dove: B = larghezza fondazione – L = lunghezza fondazione – Df = confinamento fondazione nel terreno -- k = Df/B per Df/B ≤ 1 -- k = $\tan^2 \varphi_{K2} (Df/B)$ per Df/B > 1 -- H = componente longitudinale del carico -- V = componente assiale del carico b° = inclinazione della base della fondazione rispetto all'orizzontale -- Af = area effettiva della fondazione -- ca = adesione alla base

Fondazione	TR-1	TR-2	TR-3	TR-4
Tipologia	trave	trave	trave	trave
Larghezza B (m)	0,8	1,0	1,2	1,5
Lunghezza L (m)	10,0	10,0	10,0	10,0
Confinamento Df (m)	0,5	0,5	0,5	0,5
Angolo d'attrito ϕ°	29,5	28,4	27,7	27
Peso di volume sopra il piano di posa γ_1 (kN/mc)	18,00	18,00	18,00	18,00
Peso di volume sotto il piano di posa γ_2 (kN/mc)	18,00	18,00	18,00	17,00
Coesione sotto il piano di posa (kg/cm ²)	0,00	0,00	0,00	0,00
Fattori di portanza				
Nc	28,94	26,58	25,20	23,92
Nq	17,38	15,37	14,23	13,19
N γ	13,90	11,65	10,42	9,32
Fattori di forma				
Sc	1,05	1,06	1,07	1,08
Sq	1,05	1,05	1,06	1,08
S γ	0,97	0,96	0,95	0,94
Fattori di approfondimento				
Dc	1,25	1,20	1,17	1,13
Dq	1,18	1,15	1,13	1,10
D γ	1,00	1,00	1,00	1,00
Fattori di inclinazione carico				
Ic	1,00	1,00	1,00	1,00
Iq	1,00	1,00	1,00	1,00
I γ	1,00	1,00	1,00	1,00
Fattori di inclinazione base				
Bc	1,00	1,00	1,00	1,00
Bq	1,00	1,00	1,00	1,00
B γ	1,00	1,00	1,00	1,00
Fattori di pendio				
Gc	1,00	1,00	1,00	1,00
Gq	1,00	1,00	1,00	1,00
G γ	1,00	1,00	1,00	1,00
Calcolo portanza				
Coefficiente di sicurezza	3	3	3	3
Correzione di Terzaghi	Si	Si	Si	Si
Capacità portante limite (kg/cm ²)	2,96	2,73	2,65	2,57
Capacità portante ammissibile (kg/cm²)	0,99	0,91	0,88	0,86
Profondità cuneo efficace (m)	0,69	0,84	0,99	1,22

Fondazione	PL-1
Tipologia	platea
Larghezza B (m)	10,0
Lunghezza L (m)	15,0
Confinamento Df (m)	0,5
Angolo d'attrito ϕ°	24,5
Peso di volume sopra il piano di posa γ_1 (kN/mc)	18,00
Peso di volume sotto il piano di posa γ_2 (kN/mc)	16,00
Coesione sotto il piano di posa (kg/cm ²)	0,00
Fattori di portanza	
Nc	19,99
Nq	10,11
N γ	6,23
Fattori di forma	
Sc	1,34
Sq	1,30
S γ	0,73
Fattori di approfondimento	
Dc	1,02
Dq	1,02
D γ	1,00
Fattori di inclinazione carico	
Ic	1,00
Iq	1,00
I γ	1,00
Fattori di inclinazione base	
Bc	1,00
Bq	1,00
B γ	1,00
Fattori di pendio	
Gc	1,00
Gq	1,00
G γ	1,00
Calcolo portanza	
Coefficiente di sicurezza	3
Correzione di Terzaghi	Si
Capacità portante limite (kg/cm ²)	4,95
Capacità portante ammissibile (kg/cm²)	1,65
Profondità cuneo efficace (m)	7,77

CALCOLO DELLA RESISTENZA DEL TERRENO VERIFICA SLU A1 + M1 + R1 – CONDIZIONI STATICHE

METODO DI CALCOLO

Brinch – Hansen

FORMULA ADOTTATA

$$R_{D(ULT)} = q \times N_q \times S_q \times D_q \times I_q \times B_q \times G_q + 0.5 \times \gamma_{k2} \times B \times N_g \times S_g \times D_g \times I_g \times B_g \times G_g + c \times N_c \times S_c \times D_c \times I_c \times B_c \times G_c$$

N_q, N_g, N_c	=	Fattori di portanza
S_q, S_g, S_c	=	Fattori di forma
D_q, D_g, D_c	=	Fattori di approfondimento
I_q, I_g, I_c	=	Fattori di inclinazione carico
B_q, B_g, B_c	=	Fattori di inclinazione base
G_q, G_g, G_c	=	Fattori di pendio
D_f	=	Confinamento fondazione nel terreno
q	=	$\gamma_{k1} \times D_f$
γ_{k1}	=	Peso di volume terreno sopra il piano di posa (valore caratteristico $\times M_1$)
γ_{k2}	=	Peso di volume terreno sotto il piano di posa (valore caratteristico $\times M_1$)
B	=	Larghezza fondazione
c_k	=	Coesione terreno sotto il piano di posa (valore caratteristico $\times M_1$)
R_D	=	$R_{D(ULT)} / R_1$ = Resistenza del terreno allo stato limite ultimo ($R_1 = 1$)

$$N_q = \exp(\pi \times \tan \varphi_{k2}) \times \tan^2(45 + \varphi_{k2}/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \times \tan \varphi_{k2}$$

$$N_g = 1.5 \times (N_q - 1) \times \tan \varphi_{k2}$$

$$S_c = 0.2 \times B/L, \text{ per } \varphi_{k2} = 0$$

$$S_c = 1 + (N_q/N_c) \times (B/L), \text{ per } \varphi_{k2} > 0$$

$$S_q = 1 + (B/L) \times \tan \varphi_{k2}$$

$$S_g = 1 - 0.4 \times (B/L)$$

$$D_c = 0.4 \times k, \text{ per } \varphi_{k2} = 0$$

$$D_c = 1 + 0.4 \times k, \text{ per } \varphi_{k2} > 0$$

$$D_q = 1 + 2 \times \tan \varphi_{k2} \times (1 - \sin \varphi_{k2})^2 \times k$$

$$D_g = 1$$

$$I_c = 0.5 - 0.5 \times \sqrt{1 - H/(A_f \times c_a)} \text{ per } \varphi_{k2} = 0$$

$$I_c = I_q - (1 - I_q)/(N_q - 1) \text{ per } \varphi_{k2} > 0$$

$$I_q = \{1 - [0.5 \times H / (V + A_f \times c_a \times \tan \varphi_{k2})]\}^5$$

$$I_g = \{1 - [0.7 \times H / (V + A_f \times c_a \times \tan \varphi_{k2})]\}^5 \text{ per } b^\circ = 0$$

$$I_g = \{[1 - (0.7 \times b^\circ / 450) \times H / (V + A_f \times c_a \times \tan \varphi_{k2})]\}^5 \text{ per } b^\circ > 0$$

$$B_c = b^\circ / 147 \text{ per } \varphi_{k2} = 0$$

$$B_c = 1 - b^\circ / 147 \text{ per } \varphi_{k2} > 0$$

$$B_q = \exp(-2 \times b^\circ \times \tan \varphi_{k2})$$

$$B_g = \exp(-2.7 \times b^\circ \times \tan \varphi_{k2})$$

$$G_c = p^\circ / 147, \text{ per } \varphi_{k2} = 0$$

$$G_c = 1 - p^\circ / 147, \text{ per } \varphi_{k2} > 0$$

$$G_q = G_g = (1 - 0.5 \times \tan \varphi_{k2} \times p^\circ)^5$$

Dove: B = larghezza fondazione – L = lunghezza fondazione – D_f = confinamento fondazione nel terreno -- $k = D_f/B$ per $D_f/B \leq 1$ -- $k = \tan^2 \varphi_{k2} (D_f/B)$ per $D_f/B > 1$ -- H = componente longitudinale del carico -- V = componente assiale del carico b° = inclinazione della base della fondazione rispetto all'orizzontale -- A_f = area effettiva della fondazione -- c_a = adesione alla base

RESISTENZE SLU1 A1+M1+R1 (NO SISMA).xls

Fondazione	TR-1	TR-2	TR-3	TR-4
Tipologia	trave	trave	trave	trave
Larghezza B (m)	0,8	1,0	1,2	1,5
Lunghezza L (m)	10,0	10,0	10,0	10,0
Confinamento Df (m)	0,5	0,5	0,5	0,5
Angolo d'attrito ϕ°	29,5	28,4	27,7	27
Peso di volume sopra il piano di posa γ_1 (kN/mc)	18,00	18,00	18,00	18,00
Peso di volume sotto il piano di posa γ_2 (kN/mc)	18,00	18,00	18,00	17,00
Coesione sotto il piano di posa (kg/cm ²)	0,00	0,00	0,00	0,00
Fattori di portanza				
Nc	28,94	26,58	25,20	23,92
Nq	17,38	15,37	14,23	13,19
N γ	13,90	11,65	10,42	9,32
Fattori di forma				
Sc	1,05	1,06	1,07	1,08
Sq	1,05	1,05	1,06	1,08
S γ	0,97	0,96	0,95	0,94
Fattori di approfondimento				
Dc	1,25	1,20	1,17	1,13
Dq	1,18	1,15	1,13	1,10
D γ	1,00	1,00	1,00	1,00
Fattori di inclinazione carico				
Ic	1,00	1,00	1,00	1,00
Iq	1,00	1,00	1,00	1,00
I γ	1,00	1,00	1,00	1,00
Fattori di inclinazione base				
Bc	1,00	1,00	1,00	1,00
Bq	1,00	1,00	1,00	1,00
B γ	1,00	1,00	1,00	1,00
Fattori di pendio				
Gc	1,00	1,00	1,00	1,00
Gq	1,00	1,00	1,00	1,00
G γ	1,00	1,00	1,00	1,00
Calcolo portanza				
Coefficiente parziale R1	1	1	1	1
Correzione di Terzaghi	Si	Si	Si	Si
Resistenza limite (kg/cm ²)	2,96	2,73	2,65	2,57
Resistenza SLU AP1 - CB1 (kg/cm²)	2,96	2,73	2,65	2,57
Profondità cuneo efficace (m)	0,69	0,84	0,99	1,22

TRAVERE

RESISTENZE SLU1 A1+M1+R1 (NO SISMA).xls

Fondazione	PL-1
Tipologia	platea
Larghezza B (m)	10,0
Lunghezza L (m)	15,0
Confinamento Df (m)	0,5
Angolo d'attrito ϕ°	24,5
Peso di volume sopra il piano di posa γ_1 (kN/mc)	18,00
Peso di volume sotto il piano di posa γ_2 (kN/mc)	16,00
Coesione sotto il piano di posa (kg/cm ²)	0,00
Fattori di portanza	
Nc	19,99
Nq	10,11
N γ	6,23
Fattori di forma	
Sc	1,34
Sq	1,30
S γ	0,73
Fattori di approfondimento	
Dc	1,02
Dq	1,02
D γ	1,00
Fattori di inclinazione carico	
Ic	1,00
Iq	1,00
I γ	1,00
Fattori di inclinazione base	
Bc	1,00
Bq	1,00
B γ	1,00
Fattori di pendio	
Gc	1,00
Gq	1,00
G γ	1,00
Calcolo portanza	
Coefficiente parziale R1	1
Correzione di Terzaghi	Si
Resistenza limite (kg/cm ²)	4,95
Resistenza SLU AP1 - CB1 (kg/cm²)	4,95
Profondità cuneo efficace (m)	7,77

CALCOLO DELLA RESISTENZA DEL TERRENO

VERIFICA SLU A2 + M2 + R2 – CONDIZIONI STATICHE

METODO DI CALCOLO

Brinch – Hansen

FORMULA ADOTTATA

$$R_{D(ULT)} = q \times N_q \times S_q \times D_q \times I_q \times B_q \times G_q + 0.5 \times \gamma_{k2} \times B \times N_g \times S_g \times D_g \times I_g \times B_g \times G_g + c \times N_c \times S_c \times D_c \times I_c \times B_c \times G_c$$

N_q, N_g, N_c	=	Fattori di portanza
S_q, S_g, S_c	=	Fattori di forma
D_q, D_g, D_c	=	Fattori di approfondimento
I_q, I_g, I_c	=	Fattori di inclinazione carico
B_q, B_g, B_c	=	Fattori di inclinazione base
G_q, G_g, G_c	=	Fattori di pendio
D_f	=	Confinamento fondazione nel terreno
q	=	$\gamma_{k1} \times D_f$
γ_{k1}	=	Peso di volume terreno sopra il piano di posa (valore caratteristico x M_2)
γ_{k2}	=	Peso di volume terreno sotto il piano di posa (valore caratteristico x M_2)
B	=	Larghezza fondazione
c_k	=	Coesione terreno sotto il piano di posa (valore caratteristico x M_2)
R_D	=	$R_{D(ULT)} / R_2$ = Resistenza del terreno allo stato limite ultimo ($R_2 = 1.8$)

$$N_q = \exp(\pi \times \tan \varphi_{k2}) \times \tan^2(45 + \varphi_{k2}/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \times \tan \varphi_{k2}$$

$$N_g = 1.5 \times (N_q - 1) \times \tan \varphi_{k2}$$

$$S_c = 0.2 \times B/L, \text{ per } \varphi_{k2} = 0$$

$$S_c = 1 + (N_q/N_c) \times (B/L), \text{ per } \varphi_{k2} > 0$$

$$S_q = 1 + (B/L) \times \tan \varphi_{k2}$$

$$S_g = 1 - 0.4 \times (B/L)$$

$$D_c = 0.4 \times k, \text{ per } \varphi_{k2} = 0$$

$$D_c = 1 + 0.4 \times k, \text{ per } \varphi_{k2} > 0$$

$$D_q = 1 + 2 \times \tan \varphi_{k2} \times (1 - \sin \varphi_{k2})^2 \times k$$

$$D_g = 1$$

$$I_c = 0.5 - 0.5 \times \sqrt{1 - H/(A_f \times c_a)} \text{ per } \varphi_{k2} = 0$$

$$I_c = I_q - (1 - I_q)/(N_q - 1) \text{ per } \varphi_{k2} > 0$$

$$I_q = \{1 - [0.5 \times H / (V + A_f \times c_a \times \tan \varphi_{k2})]\}^5$$

$$I_g = \{1 - [0.7 \times H / (V + A_f \times c_a \times \tan \varphi_{k2})]\}^5 \text{ per } b^\circ = 0$$

$$I_g = \{[1 - (0.7 \cdot b^\circ / 450) \times H / (V + A_f \times c_a \times \tan \varphi_{k2})]\}^5 \text{ per } b^\circ > 0$$

$$B_c = b^\circ / 147 \text{ per } \varphi_{k2} = 0$$

$$B_c = 1 - b^\circ / 147 \text{ per } \varphi_{k2} > 0$$

$$B_q = \exp(-2 \times b^\circ \times \tan \varphi_{k2})$$

$$B_g = \exp(-2.7 \times b^\circ \times \tan \varphi_{k2})$$

$$G_c = p^\circ / 147, \text{ per } \varphi_{k2} = 0$$

$$G_c = 1 - p^\circ / 147, \text{ per } \varphi_{k2} > 0$$

$$G_q = G_g = (1 - 0.5 \times \tan \varphi_{k2} \times p^\circ)^5$$

Dove: B = larghezza fondazione – L = lunghezza fondazione – D_f = confinamento fondazione nel terreno -- $k = D_f/B$ per $D_f/B \leq 1$ -- $k = \tan^2 \varphi_{k2} (D_f/B)$ per $D_f/B > 1$ -- H = componente longitudinale del carico -- V = componente assiale del carico b° = inclinazione della base della fondazione rispetto all'orizzontale -- A_f = area effettiva della fondazione -- c_a = adesione alla base

Fondazione	TR-1	TR-2	TR-3	TR-4
Tipologia	trave	trave	trave	trave
Larghezza B (m)	0,8	1,0	1,2	1,5
Lunghezza L (m)	10,0	10,0	10,0	10,0
Confinamento Df (m)	0,5	0,5	0,5	0,5
Angolo d'attrito ϕ°	24,3	23,4	22,8	22,1
Peso di volume sopra il piano di posa γ_1 (kN/mc)	18,00	18,00	18,00	18,00
Peso di volume sotto il piano di posa γ_2 (kN/mc)	18,00	18,00	18,00	17,00
Coesione sotto il piano di posa (kg/cm ²)	0,00	0,00	0,00	0,00
Fattori di portanza				
Nc	19,71	18,53	17,79	16,98
Nq	9,90	9,02	8,48	7,90
N γ	6,03	5,21	4,72	4,20
Fattori di forma				
Sc	1,04	1,05	1,06	1,07
Sq	1,04	1,04	1,05	1,06
S γ	0,97	0,96	0,95	0,94
Fattori di approfondimento				
Dc	1,25	1,20	1,17	1,13
Dq	1,20	1,16	1,13	1,11
D γ	1,00	1,00	1,00	1,00
Fattori di inclinazione carico				
Ic	1,00	1,00	1,00	1,00
Iq	1,00	1,00	1,00	1,00
I γ	1,00	1,00	1,00	1,00
Fattori di inclinazione base				
Bc	1,00	1,00	1,00	1,00
Bq	1,00	1,00	1,00	1,00
B γ	1,00	1,00	1,00	1,00
Fattori di pendio				
Gc	1,00	1,00	1,00	1,00
Gq	1,00	1,00	1,00	1,00
G γ	1,00	1,00	1,00	1,00
Calcolo portanza				
Coefficiente parziale R2	1,8	1,8	1,8	1,8
Correzione di Terzaghi	Si	Si	Si	Si
Resistenza limite (kg/cm ²)	1,55	1,46	1,42	1,36
Resistenza SLU AP1 - CB2 (kg/cm²)	0,86	0,81	0,79	0,76
Profondità cuneo efficace (m)	0,62	0,76	0,90	1,11

Fondazione	PL-1
Tipologia	platea
Larghezza B (m)	10,0
Lunghezza L (m)	15,0
Confinamento Df (m)	0,5
Angolo d'attrito ϕ°	20,1
Peso di volume sopra il piano di posa γ_1 (kN/mc)	18,00
Peso di volume sotto il piano di posa γ_2 (kN/mc)	16,00
Coesione sotto il piano di posa (kg/cm ²)	0,00
Fattori di portanza	
Nc	14,92
Nq	6,46
N γ	3,00
Fattori di forma	
Sc	1,29
Sq	1,24
S γ	0,73
Fattori di approfondimento	
Dc	1,02
Dq	1,02
D γ	1,00
Fattori di inclinazione carico	
Ic	1,00
Iq	1,00
I γ	1,00
Fattori di inclinazione base	
Bc	1,00
Bq	1,00
B γ	1,00
Fattori di pendio	
Gc	1,00
Gq	1,00
G γ	1,00
Calcolo portanza	
Coefficiente parziale R2	1,8
Correzione di Terzaghi	Si
Resistenza limite (kg/cm ²)	2,54
Resistenza SLU AP1 - CB2 (kg/cm²)	1,41
Profondità cuneo efficace (m)	7,15

CALCOLO DELLA RESISTENZA DEL TERRENO VERIFICHE SLU A1 + M1 + R3 – CONDIZIONI STATICHE

METODO DI CALCOLO

Brinch – Hansen

FORMULA ADOTTATA

$$R_{D(ULT)} = q \times N_q \times S_q \times D_q \times I_q \times B_q \times G_q + 0.5 \times \gamma_{k2} \times B \times N_g \times S_g \times D_g \times I_g \times B_g \times G_g + c \times N_c \times S_c \times D_c \times I_c \times B_c \times G_c$$

N_q, N_g, N_c	=	Fattori di portanza
S_q, S_g, S_c	=	Fattori di forma
D_q, D_g, D_c	=	Fattori di approfondimento
I_q, I_g, I_c	=	Fattori di inclinazione carico
B_q, B_g, B_c	=	Fattori di inclinazione base
G_q, G_g, G_c	=	Fattori di pendio
D_f	=	Confinamento fondazione nel terreno
q	=	$\gamma_{k1} \times D_f$
γ_{k1}	=	Peso di volume terreno sopra il piano di posa (valore caratteristico $\times M_1$)
γ_{k2}	=	Peso di volume terreno sotto il piano di posa (valore caratteristico $\times M_1$)
B	=	Larghezza fondazione
c_k	=	Coesione terreno sotto il piano di posa (valore caratteristico $\times M_1$)
R_D	=	$R_{D(ULT)} / R_3$ = Resistenza del terreno allo stato limite ultimo ($R_3 = 2.3$)

$$N_q = \exp(\pi \times \tan \varphi_{k2}) \times \tan^2(45 + \varphi_{k2}/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \times \tan \varphi_{k2}$$

$$N_g = 1.5 \times (N_q - 1) \times \tan \varphi_{k2}$$

$$S_c = 0.2 \times B/L, \text{ per } \varphi_{k2} = 0$$

$$S_c = 1 + (N_q/N_c) \times (B/L), \text{ per } \varphi_{k2} > 0$$

$$S_q = 1 + (B/L) \times \tan \varphi_{k2}$$

$$S_g = 1 - 0.4 \times (B/L)$$

$$D_c = 0.4 \times k, \text{ per } \varphi_{k2} = 0$$

$$D_c = 1 + 0.4 \times k, \text{ per } \varphi_{k2} > 0$$

$$D_q = 1 + 2 \times \tan \varphi_{k2} \times (1 - \sin \varphi_{k2})^2 \times k$$

$$D_g = 1$$

$$I_c = 0.5 - 0.5 \times \sqrt{1 - H/(A_f \times c_a)} \text{ per } \varphi_{k2} = 0$$

$$I_c = I_q - (1 - I_q)/(N_q - 1) \text{ per } \varphi_{k2} > 0$$

$$I_q = \{1 - [0.5 \times H/(V + A_f \times c_a \times \tan \varphi_{k2})]\}^5$$

$$I_g = \{1 - [0.7 \times H/(V + A_f \times c_a \times \tan \varphi_{k2})]\}^5 \text{ per } b^\circ = 0$$

$$I_g = \{[1 - (0.7 \cdot b^\circ/450) \times H/(V + A_f \times c_a \times \tan \varphi_{k2})]\}^5 \text{ per } b^\circ > 0$$

$$B_c = b^\circ/147 \text{ per } \varphi_{k2} = 0$$

$$B_c = 1 - b^\circ/147 \text{ per } \varphi_{k2} > 0$$

$$B_q = \exp(-2 \times b^\circ \times \tan \varphi_{k2})$$

$$B_g = \exp(-2.7 \times b^\circ \times \tan \varphi_{k2})$$

$$G_c = p^\circ/147, \text{ per } \varphi_{k2} = 0$$

$$G_c = 1 - p^\circ/147, \text{ per } \varphi_{k2} > 0$$

$$G_q = G_g = (1 - 0.5 \times \tan \varphi_{k2} \times p^\circ)^5$$

Dove: B = larghezza fondazione – L = lunghezza fondazione – D_f = confinamento fondazione nel terreno -- $k = D_f/B$ per $D_f/B \leq 1$ -- $k = \tan^2 \varphi_{k2} (D_f/B)$ per $D_f/B > 1$ -- H = componente longitudinale del carico -- V = componente assiale del carico b° = inclinazione della base della fondazione rispetto all'orizzontale -- A_f = area effettiva della fondazione -- c_a = adesione alla base

Fondazione	TR-1	TR-2	TR-3	TR-4
Tipologia	trave	trave	trave	trave
Larghezza B (m)	0,8	1,0	1,2	1,5
Lunghezza L (m)	10,0	10,0	10,0	10,0
Confinamento Df (m)	0,5	0,5	0,5	0,5
Angolo d'attrito ϕ°	29,5	28,4	27,7	27
Peso di volume sopra il piano di posa γ_1 (kN/mc)	18,00	18,00	18,00	18,00
Peso di volume sotto il piano di posa γ_2 (kN/mc)	18,00	18,00	18,00	17,00
Coesione sotto il piano di posa (kg/cm ²)	0,00	0,00	0,00	0,00
Fattori di portanza				
Nc	28,94	26,58	25,20	23,92
Nq	17,38	15,37	14,23	13,19
N γ	13,90	11,65	10,42	9,32
Fattori di forma				
Sc	1,05	1,06	1,07	1,08
Sq	1,05	1,05	1,06	1,08
S γ	0,97	0,96	0,95	0,94
Fattori di approfondimento				
Dc	1,25	1,20	1,17	1,13
Dq	1,18	1,15	1,13	1,10
D γ	1,00	1,00	1,00	1,00
Fattori di inclinazione carico				
Ic	1,00	1,00	1,00	1,00
Iq	1,00	1,00	1,00	1,00
I γ	1,00	1,00	1,00	1,00
Fattori di inclinazione base				
Bc	1,00	1,00	1,00	1,00
Bq	1,00	1,00	1,00	1,00
B γ	1,00	1,00	1,00	1,00
Fattori di pendio				
Gc	1,00	1,00	1,00	1,00
Gq	1,00	1,00	1,00	1,00
G γ	1,00	1,00	1,00	1,00
Calcolo portanza				
Coefficiente parziale R3	2,3	2,3	2,3	2,3
Correzione di Terzaghi	Si	Si	Si	Si
Resistenza limite (kg/cm ²)	2,96	2,73	2,65	2,57
Resistenza SLU AP2 (kg/cm²)	1,29	1,19	1,15	1,12
Profondità cuneo efficace (m)	0,69	0,84	0,99	1,22

Fondazione	PL-1
Tipologia	platea
Larghezza B (m)	10,0
Lunghezza L (m)	15,0
Confinamento Df (m)	0,5
Angolo d'attrito ϕ°	24,5
Peso di volume sopra il piano di posa γ_1 (kN/mc)	18,00
Peso di volume sotto il piano di posa γ_2 (kN/mc)	16,00
Coesione sotto il piano di posa (kg/cm ²)	0,00
Fattori di portanza	
Nc	19,99
Nq	10,11
N γ	6,23
Fattori di forma	
Sc	1,34
Sq	1,30
S γ	0,73
Fattori di approfondimento	
Dc	1,02
Dq	1,02
D γ	1,00
Fattori di inclinazione carico	
Ic	1,00
Iq	1,00
I γ	1,00
Fattori di inclinazione base	
Bc	1,00
Bq	1,00
B γ	1,00
Fattori di pendio	
Gc	1,00
Gq	1,00
G γ	1,00
Calcolo portanza	
Coefficiente parziale R3	2,3
Correzione di Terzaghi	Si
Resistenza limite (kg/cm ²)	4,95
Resistenza SLU AP2 (kg/cm²)	2,15
Profondità cuneo efficace (m)	7,77

CEDIMENTI DEL TERRENO DI FONDAZIONE

METODO DI CALCOLO

Teoria dell'elasticità

FORMULA ADOTTATA

$$S_d = C_d \times q \times B \times (1 - \mu^2 / E)$$

S_d	=	Cedimento
C_d	=	Coefficiente di forma e rigidità della fondazione
q	=	Carico netto sul terreno alla base della fondazione
B	=	Minima dimensione laterale dell'area caricata
μ	=	Rapporto Poisson terreno
E	=	Modulo elastico medio terreno

VALORI DEL COEFFICIENTE DI FORMA - CEDIMENTO AL CENTRO DI UN'AREA UNIFORMEMENTE CARICATA (Egorov, 1958 – Harr, 1966)

H/B	Cerchio Diametro = B	Rettangolo						Striscia infinita L/B = ∞
		L/B = 1	L/B = 1.5	L/B = 2	L/B = 3	L/B = 5	L/B = 10	
0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.1	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09
0.25	0.24	0.24	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23
0.50	0.48	0.48	0.47	0.47	0.47	0.47	0.47	0.47
1.0	0.70	0.75	0.81	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83
1.5	0.80	0.86	0.97	1.03	1.07	1.08	1.08	1.08
2.5	0.88	0.97	1.12	1.22	1.33	1.39	1.40	1.40
3.5	0.91	1.01	1.19	1.31	1.45	1.56	1.59	1.60
5.0	0.94	1.05	1.24	1.38	1.55	1.72	1.82	1.83
∞	1.00	1.12	1.36	1.52	1.78	2.10	2.53	∞

Fondazione	TR-1	TR-2	TR-3	TR-4
<u>Parametri terreno-fondazione</u>				
larghezza trave	0,8	1,0	1,2	1,5
larghezza area caricata B (m)	1,8	2,0	2,2	2,5
lunghezza area caricata L (m)	11	11	11	11
spessore strato cedevole H (m)	4,5	5	5,5	6,25
quota imposta fondazioni (m)	0	0	0	0
modulo elastico medio terreno E (kg/cm ²)	39	44	49	54
rapporto di Poisson terreno	0,35	0,35	0,35	0,35
peso di volume naturale (kN/m ³)	16,5	16,5	16,5	16,5
coefficiente di forma Cd	1,39	1,39	1,39	1,39
L/B	6,11	5,50	5,00	4,40
H/B	2,50	2,50	2,50	2,50
tensione naturale alla quota imposta (kg/cm ²)	0,00	0,00	0,00	0,00
<u>carico esercizio (kg/cm²)</u>	0,8	0,8	0,9	0,8
carico base setto ghiaia (kg/cm ²)	0,35	0,40	0,43	0,48
carico netto sul terreno	0,35	0,40	0,43	0,48
cedimento (cm)	1,97	2,22	2,35	2,71
<u>carico esercizio (kg/cm²)</u>	0,9	0,9	0,9	0,9
carico base setto ghiaia (kg/cm ²)	0,40	0,45	0,49	0,54
carico netto sul terreno	0,40	0,45	0,49	0,54
cedimento (cm)	2,25	2,49	2,68	3,05
<u>carico esercizio (kg/cm²)</u>	1,0	1,0	1,0	1,0
carico base setto ghiaia (kg/cm ²)	0,44	0,50	0,54	0,60
carico netto sul terreno	0,44	0,50	0,54	0,60
cedimento (cm)	2,48	2,77	2,96	3,39
<u>carico esercizio (kg/cm²)</u>	1,1	1,1	1,1	1,1
carico base setto ghiaia (kg/cm ²)	0,48	0,55	0,60	0,66
carico netto sul terreno	0,48	0,55	0,60	0,66
cedimento (cm)	2,70	3,05	3,29	3,73
<u>carico esercizio (kg/cm²)</u>	1,2	1,2	1,2	1,2
carico base setto ghiaia (kg/cm ²)	0,53	0,60	0,65	0,72
carico netto sul terreno	0,53	0,60	0,65	0,72
cedimento (cm)	2,98	3,33	3,56	4,07
<u>carico esercizio (kg/cm²)</u>	1,3	1,3	1,3	1,3
carico base setto ghiaia (kg/cm ²)	0,57	0,65	0,70	0,78
carico netto sul terreno	0,57	0,65	0,70	0,78
cedimento (cm)	3,21	3,60	3,83	4,40

Fondazione	PL-1
<u>Parametri terreno-fondazione</u>	
larghezza platea B (m)	10,0
lunghezza platea L (m)	15,0
spessore strato cedevole H (m)	15,0
quota imposta fondazioni (m)	0
modulo elastico medio terreno E (kg/cm ²)	75
rapporto di Poisson terreno	0,35
peso di volume naturale (kN/m ³)	16,5
coefficiente di forma Cd	0,97
L/B	1,50
H/B	1,50
tensione naturale alla quota imposta (kg/cm ²)	0,00
<u>carico esercizio (kg/cm²)</u>	0,2
carico base setto ghiaia (kg/cm ²)	0,20
carico netto sul terreno	0,20
cedimento (cm)	2,27
<u>carico esercizio (kg/cm²)</u>	0,3
carico base setto ghiaia (kg/cm ²)	0,24
carico netto sul terreno	0,24
cedimento (cm)	2,72
<u>carico esercizio (kg/cm²)</u>	0,4
carico base setto ghiaia (kg/cm ²)	0,27
carico netto sul terreno	0,27
cedimento (cm)	3,06
<u>carico esercizio (kg/cm²)</u>	0,5
carico base setto ghiaia (kg/cm ²)	0,35
carico netto sul terreno	0,35
cedimento (cm)	3,97
<u>carico esercizio (kg/cm²)</u>	0,7
carico base setto ghiaia (kg/cm ²)	0,52
carico netto sul terreno	0,52
cedimento (cm)	5,90
<u>carico esercizio (kg/cm²)</u>	0,9
carico base setto ghiaia (kg/cm ²)	0,62
carico netto sul terreno	0,62
cedimento (cm)	7,04

DIAGRAMMI PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

CARATTERISTICHE PENETROMETRO

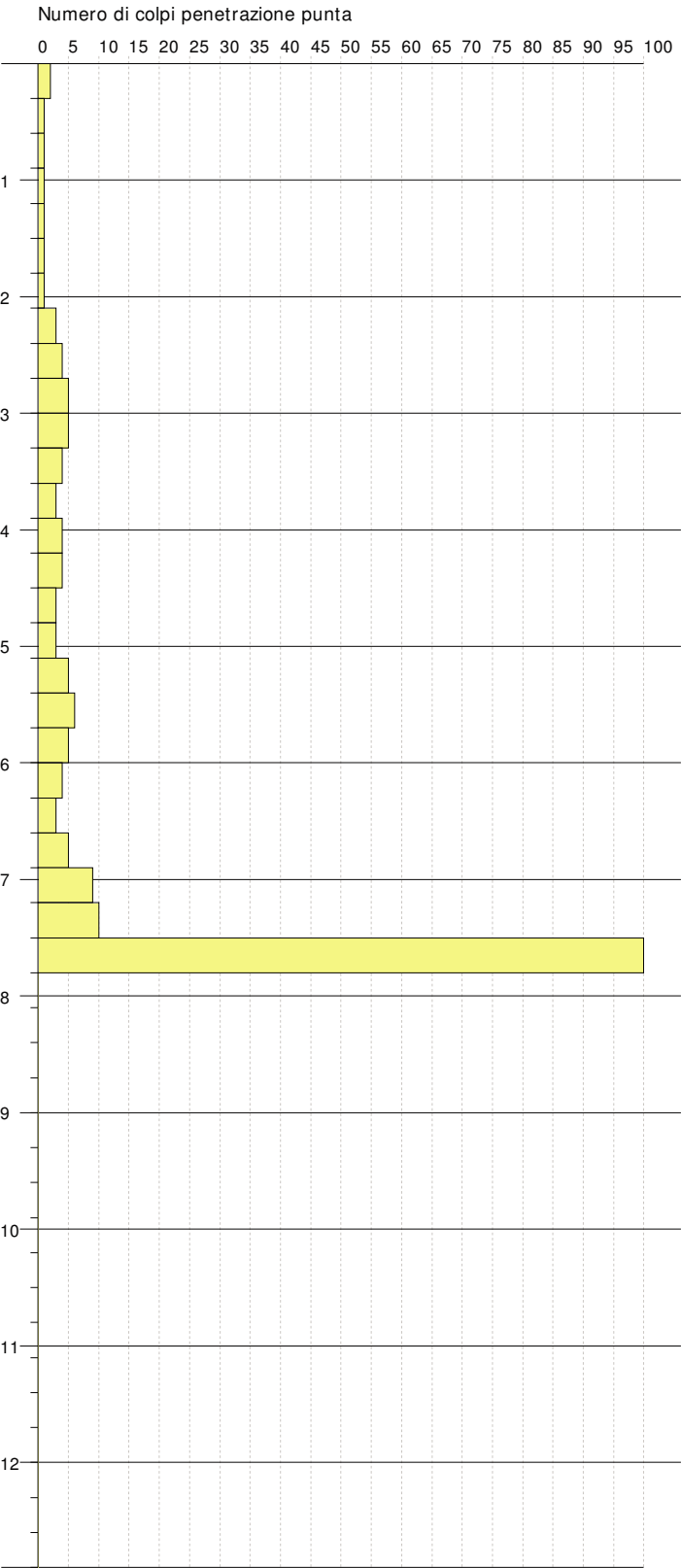
MODELLO: TG 63 -100

- peso della massa battente:	73 kg
- altezza di caduta:	0.75 m
- lunghezza aste:	0.90m
- diametro aste :	34 mm
- diametro punta conica:	51mm
- angolo del cono:	60°
- diametro rivestimento:	48/38mm
- lunghezza rivestimento:	0.90m

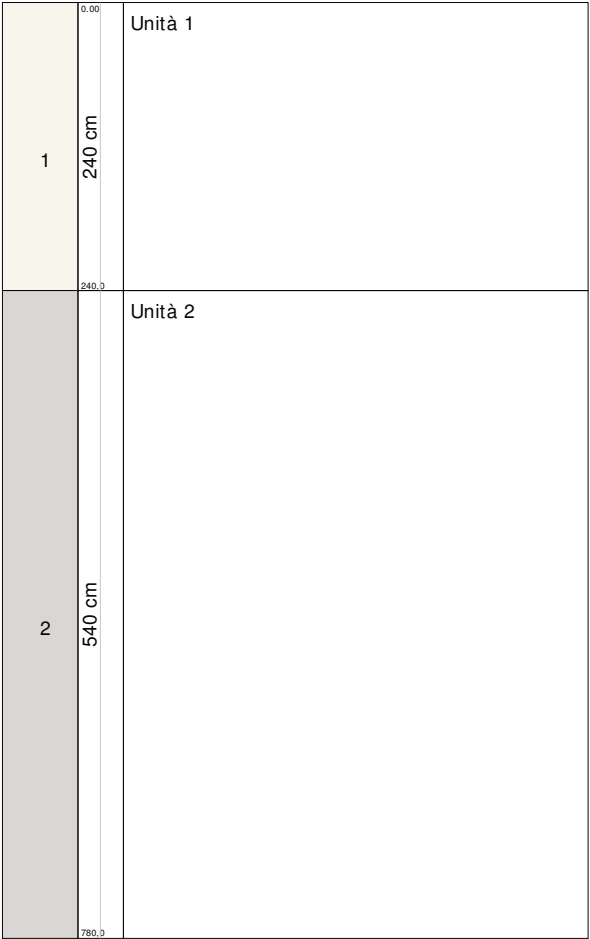
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA P15
Strumento utilizzato... DPSH TG63-100 PAGANI

Committente: Guffanti spa
Cantiere: S.P. 23
Località: Appiano Gentile

Data: 24/07/2014



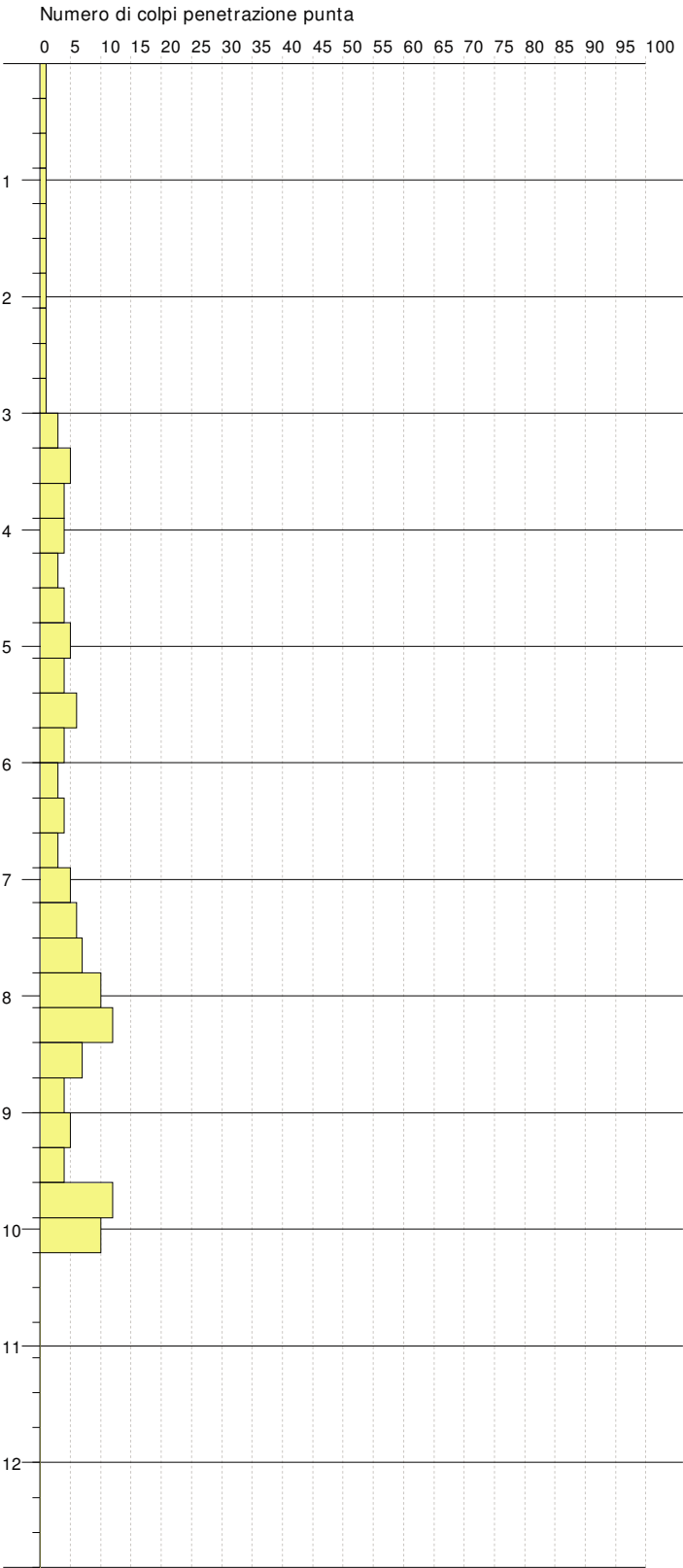
Interpretazione Stratigrafica



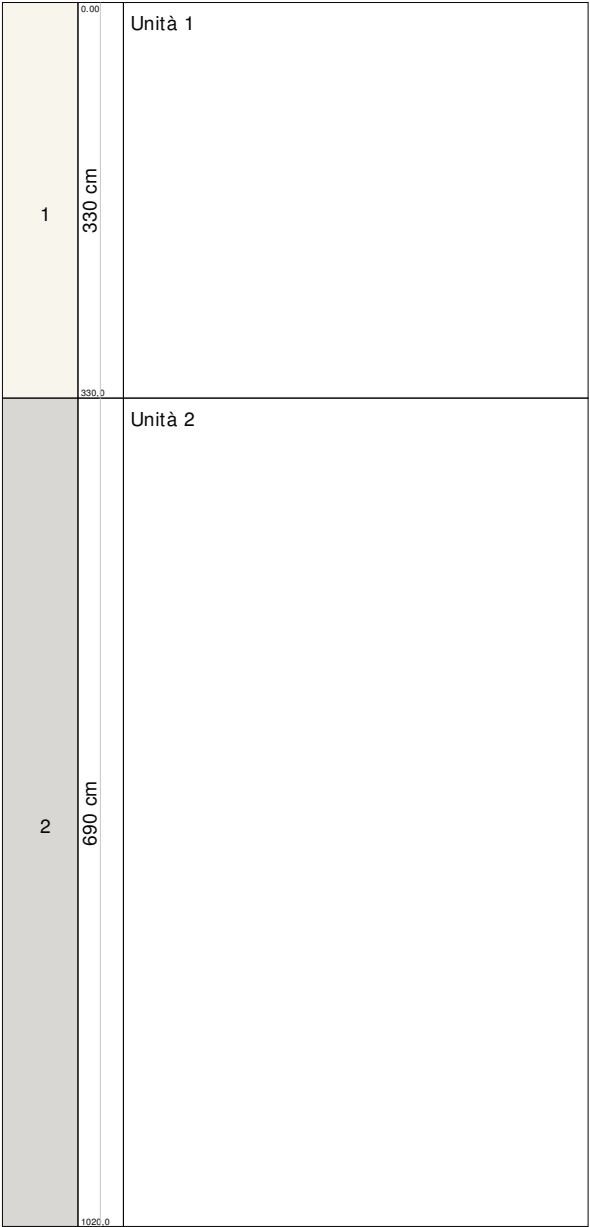
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA P16
Strumento utilizzato... DPSH TG63-100 PAGANI

Committente: Guffanti spa
Cantiere: S.P. 23
Località: Appiano Gentile

Data: 24/07/2014



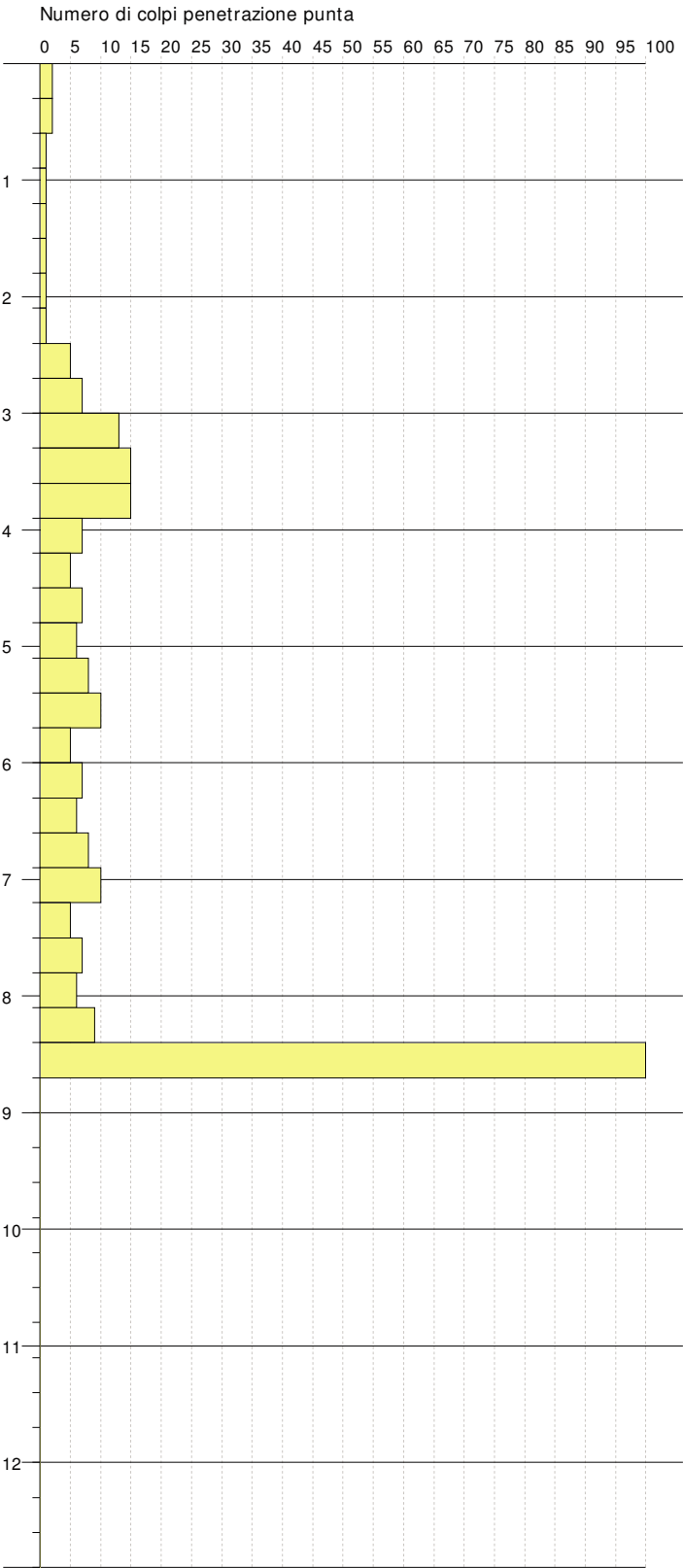
Interpretazione Stratigrafica



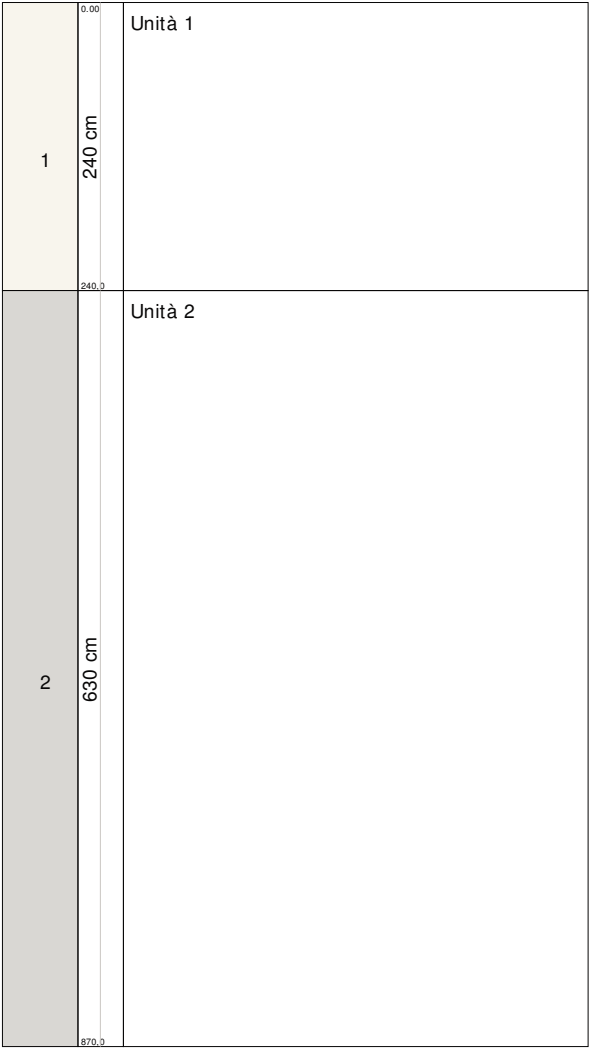
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA P17
Strumento utilizzato... DPSH TG63-100 PAGANI

Committente: Guffanti spa
Cantiere: S.P. 23
Località: Appiano Gentile

Data: 24/07/2014



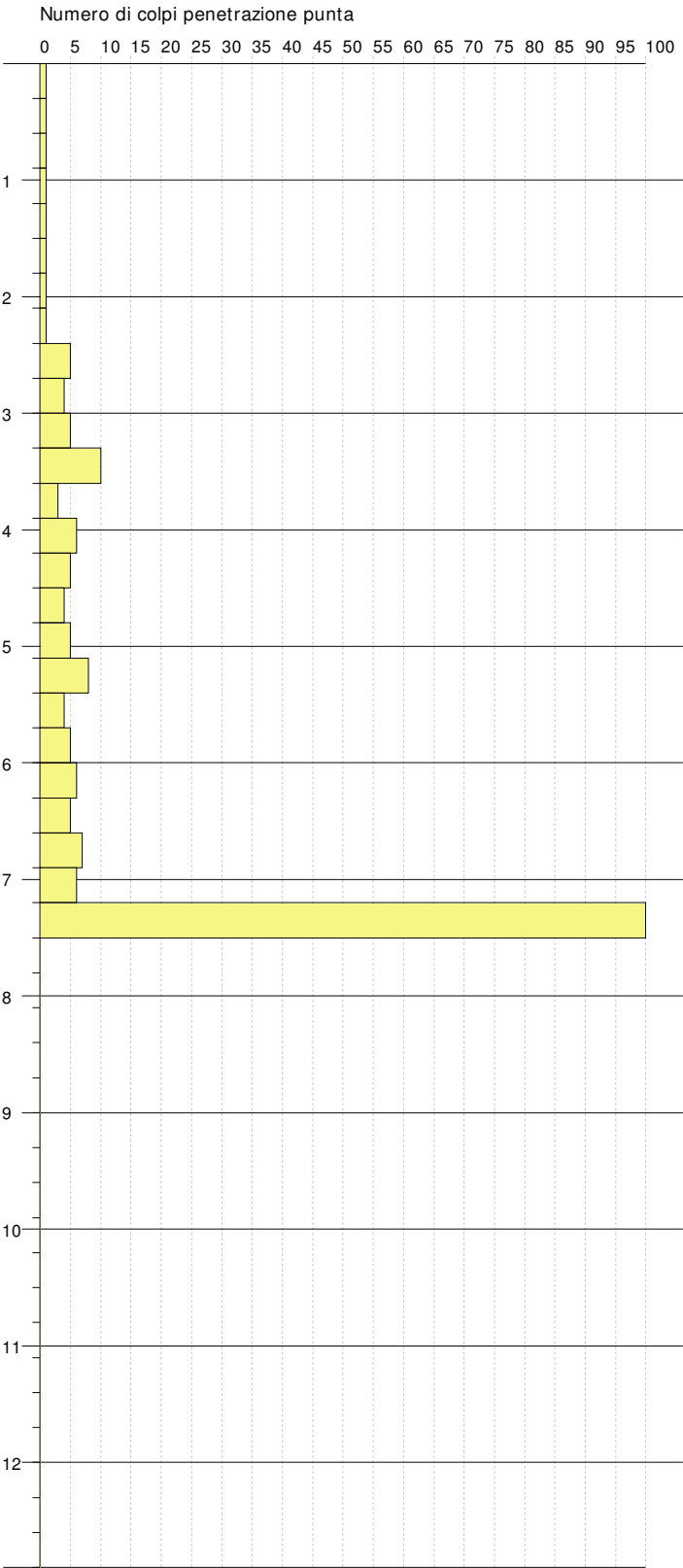
Interpretazione Stratigrafica



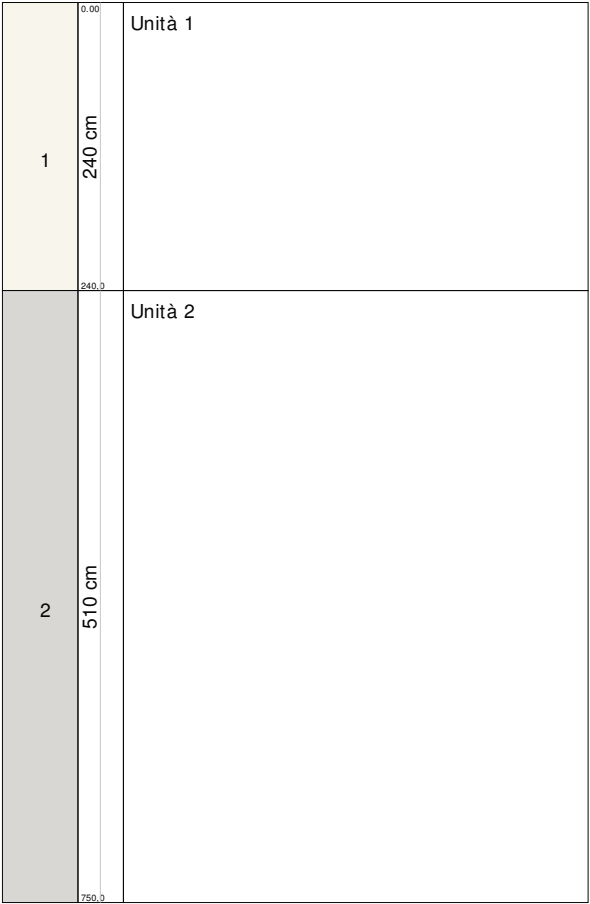
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA P18
Strumento utilizzato... DPSH TG63-100 PAGANI

Committente: Guffanti spa
Cantiere: S.P. 23
Località: Appiano Gentile

Data: 24/07/2014



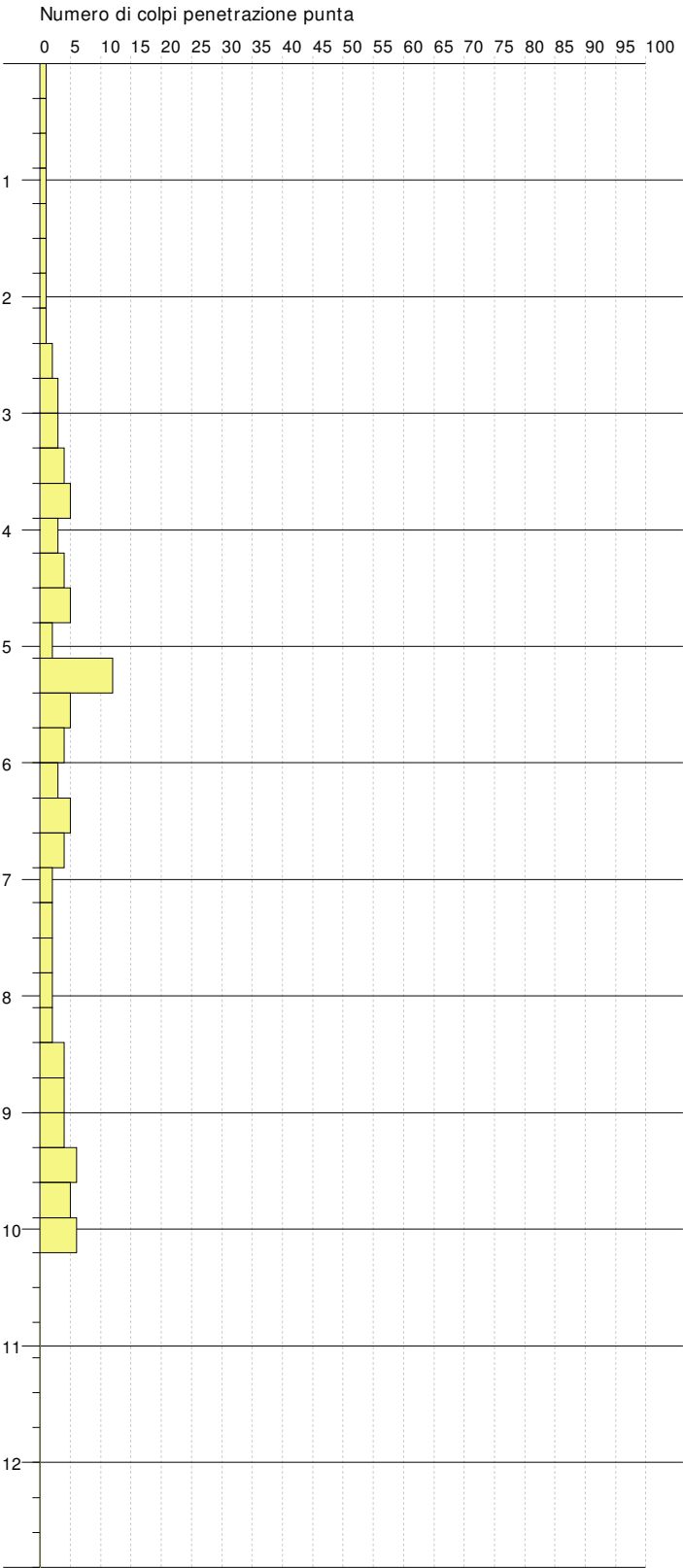
Interpretazione Stratigrafica



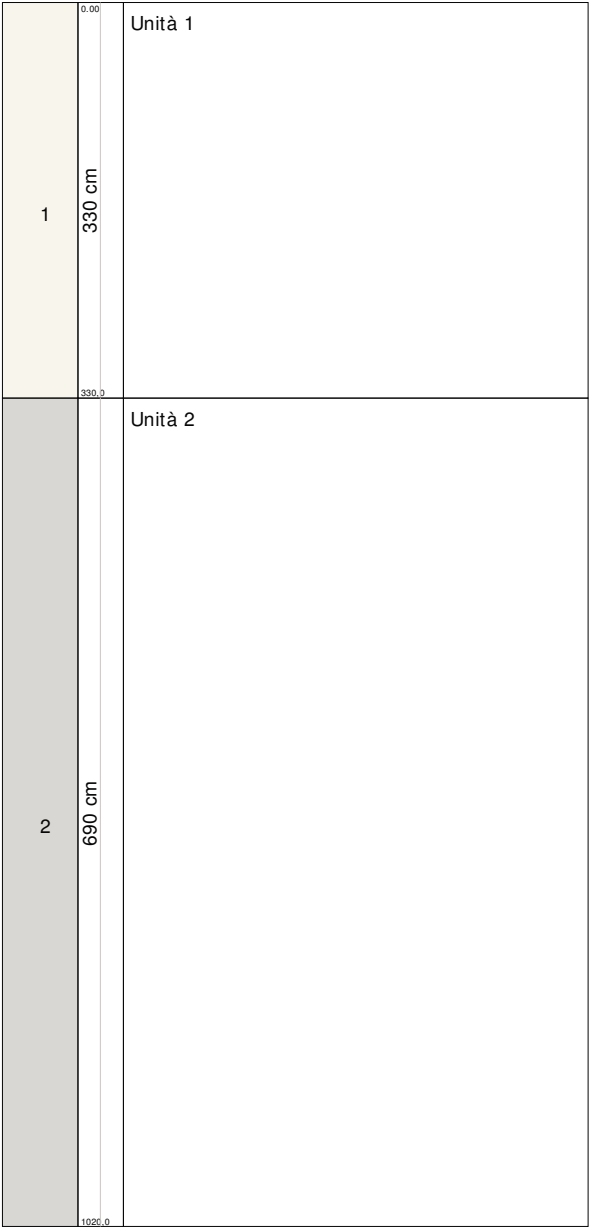
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA P19
Strumento utilizzato... DPSH TG63-100 PAGANI

Committente: Guffanti spa
Cantiere: S.P. 23
Località: Appiano Gentile

Data: 24/07/2014



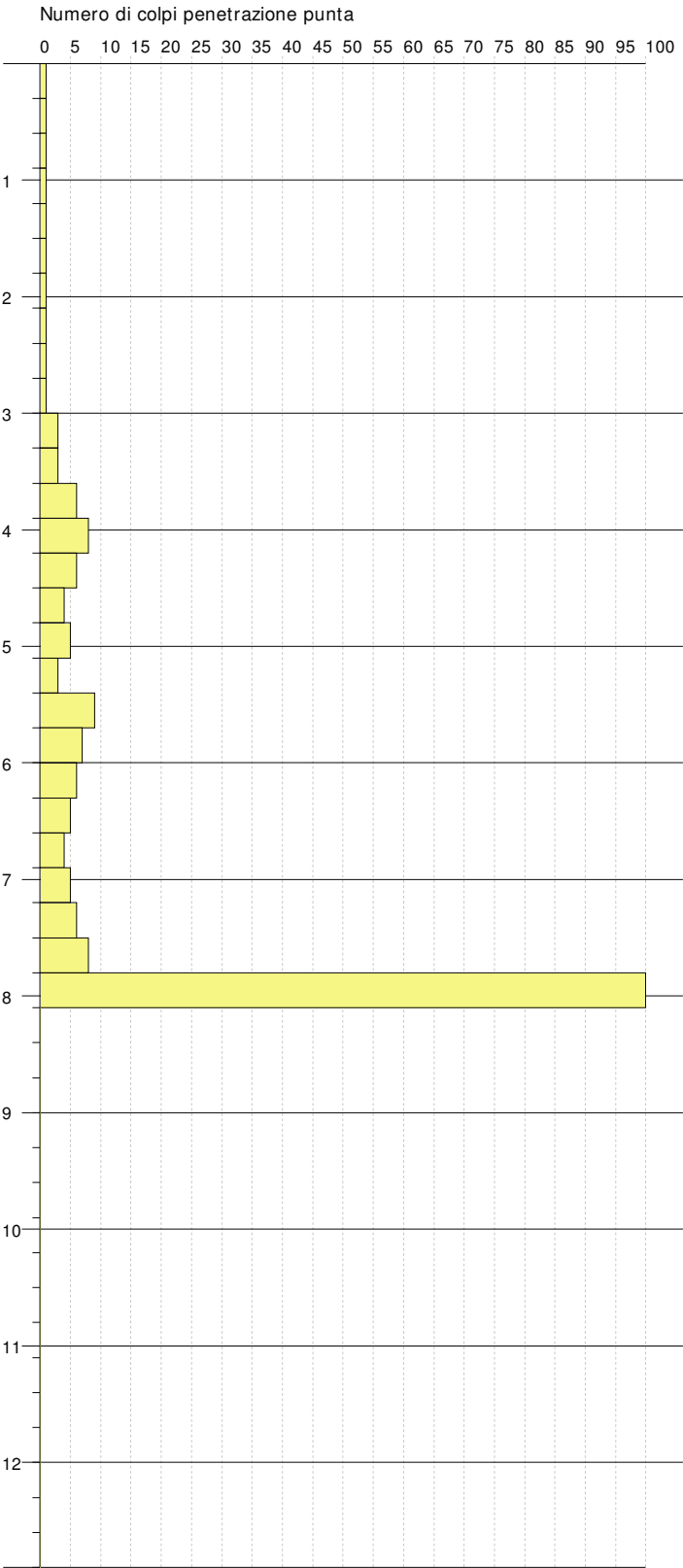
Interpretazione Stratigrafica



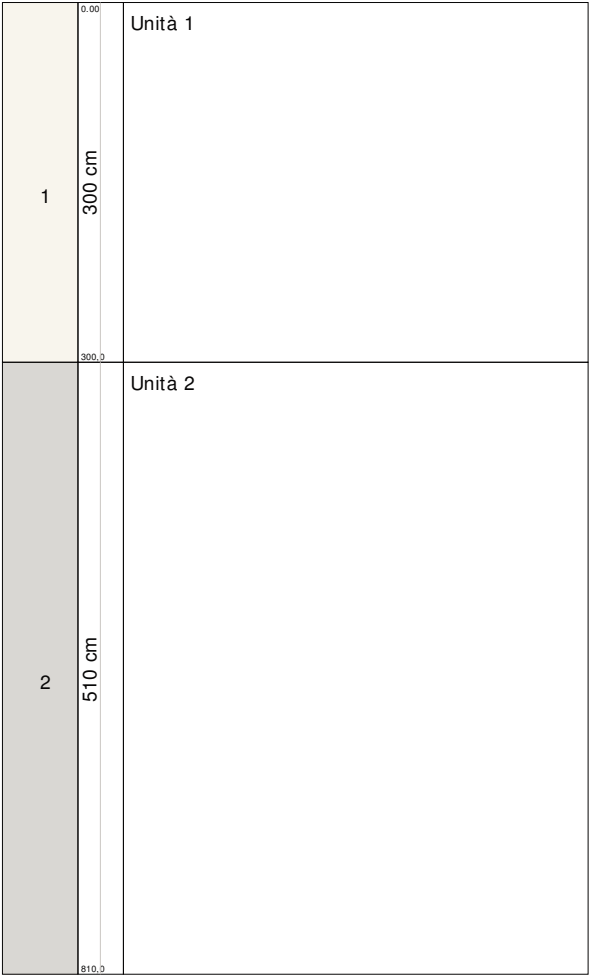
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA P20
Strumento utilizzato... DPSH TG63-100 PAGANI

Committente: Guffanti spa
Cantiere: S.P. 23
Località: Appiano Gentile

Data: 24/07/2014



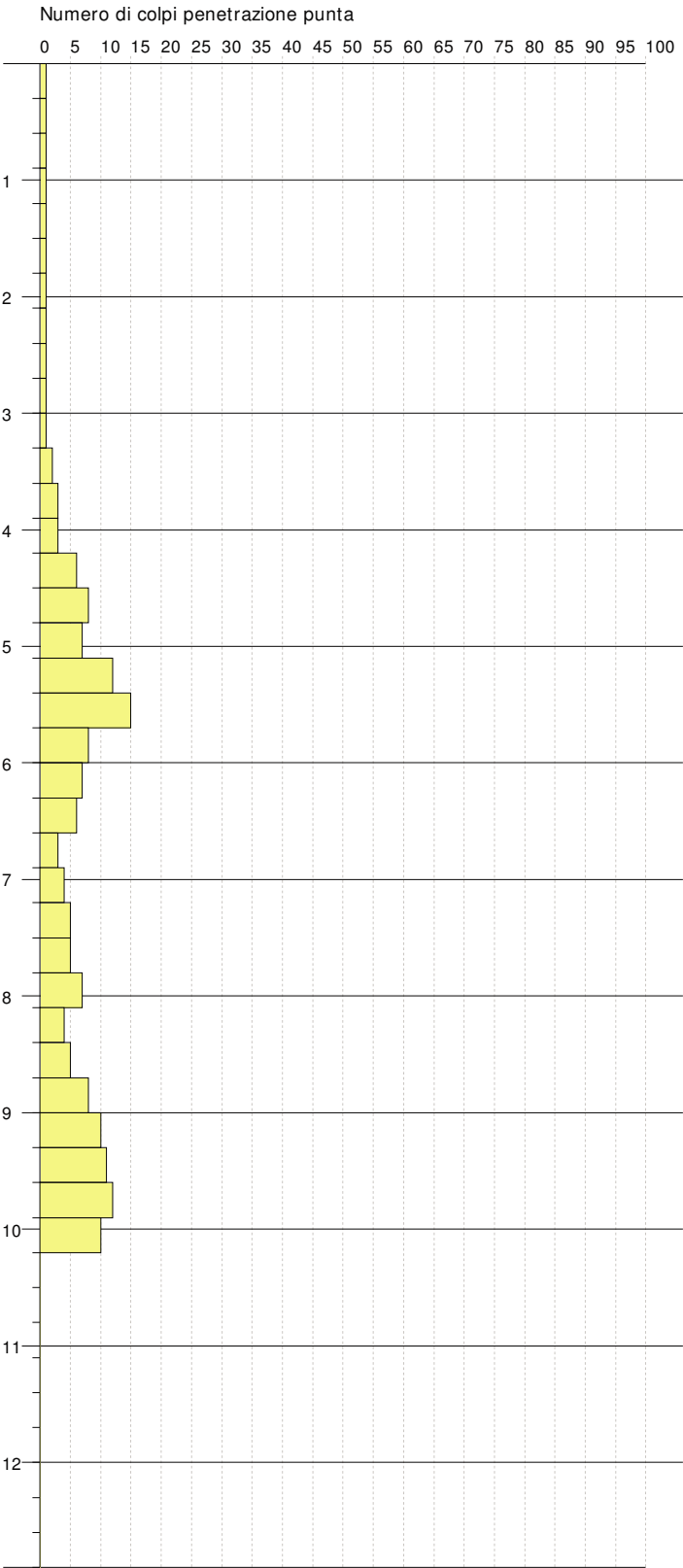
Interpretazione Stratigrafica



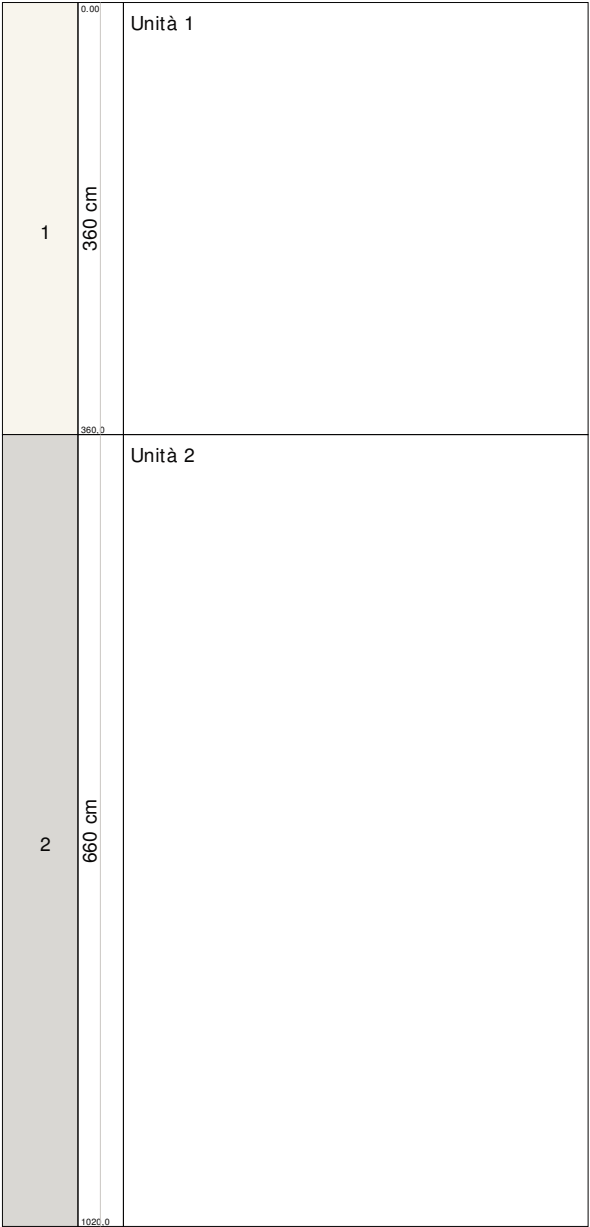
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA P21
Strumento utilizzato... DPSH TG63-100 PAGANI

Committente: Guffanti spa
Cantiere: S.P. 23
Località: Appiano Gentile

Data: 24/07/2014



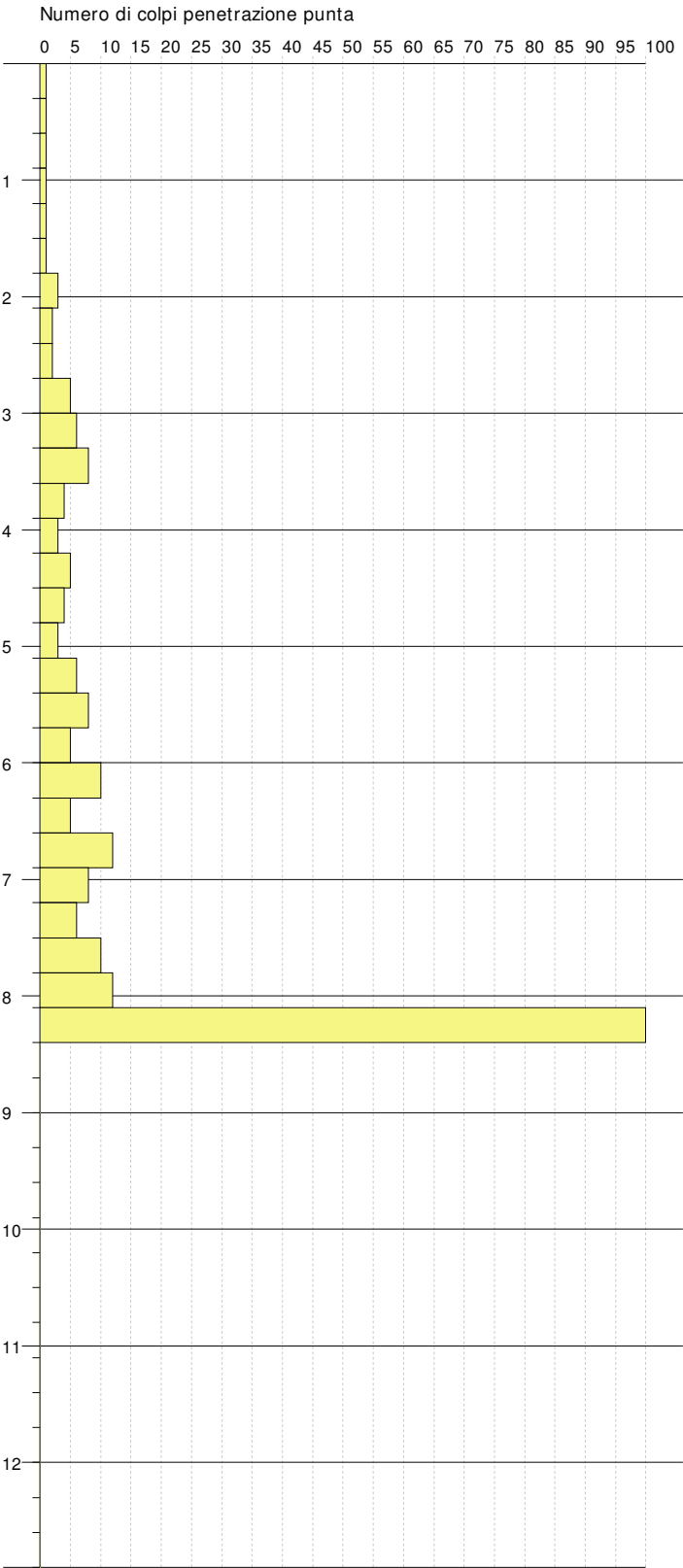
Interpretazione Stratigrafica



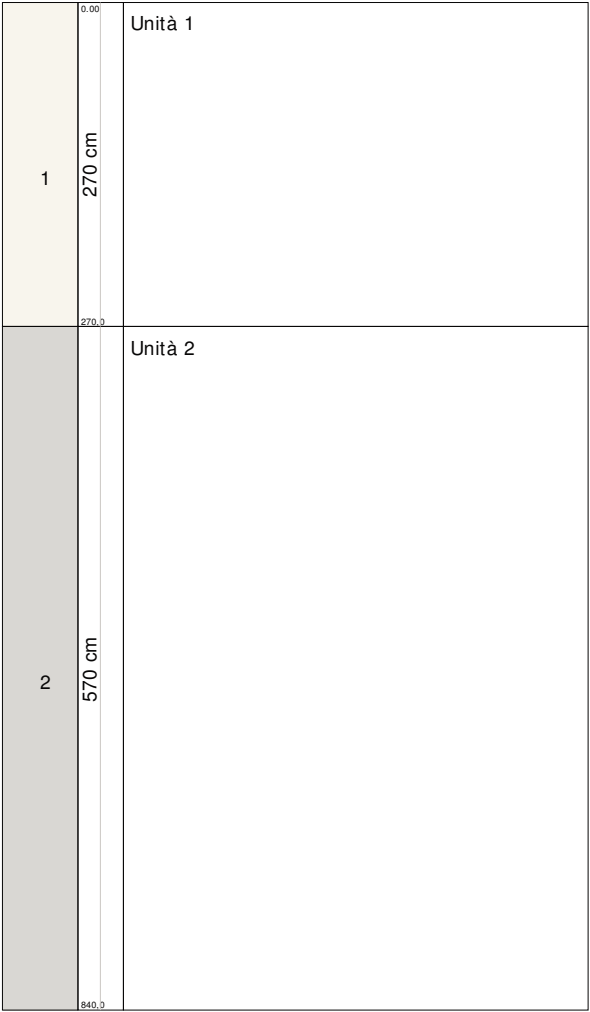
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA P22
Strumento utilizzato... DPSH TG63-100 PAGANI

Committente: Guffanti spa
Cantiere: S.P. 23
Località: Appiano Gentile

Data: 24/07/2014



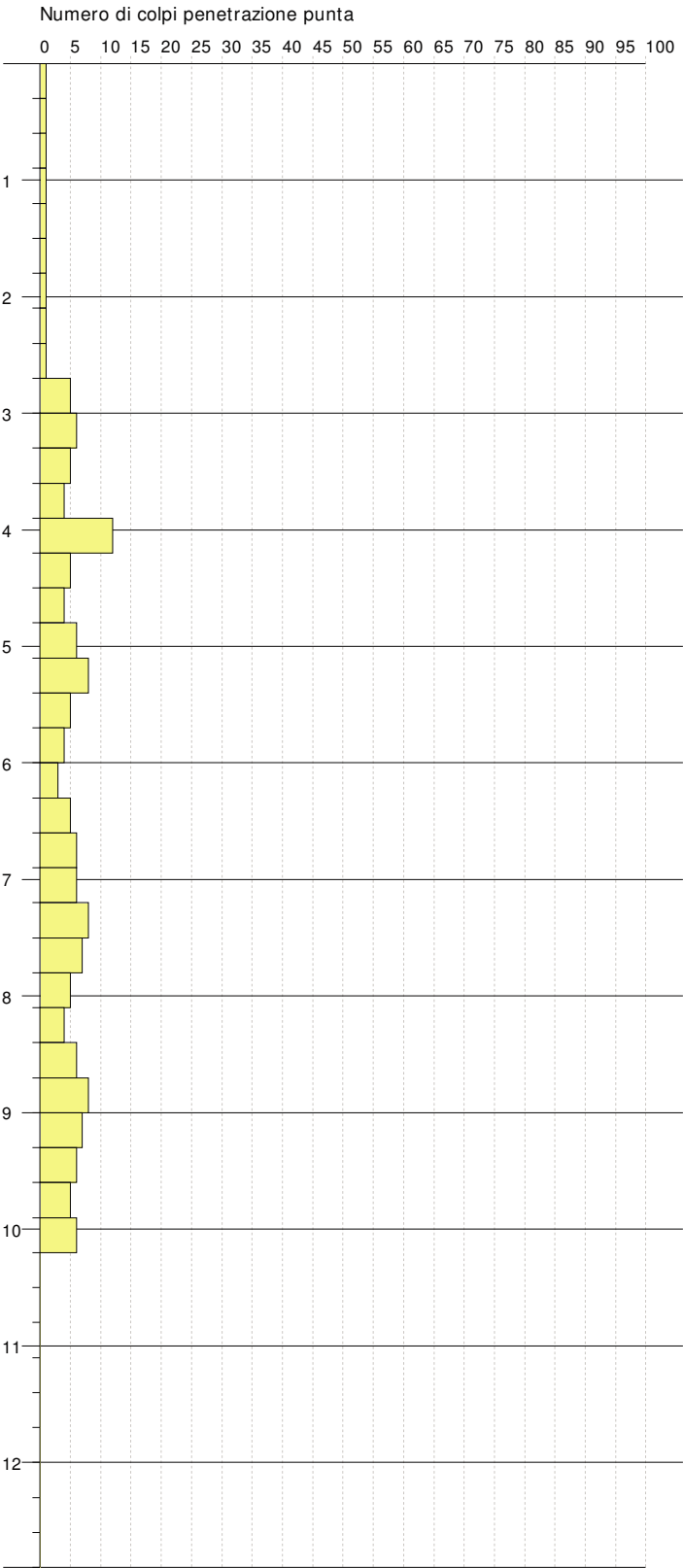
Interpretazione Stratigrafica



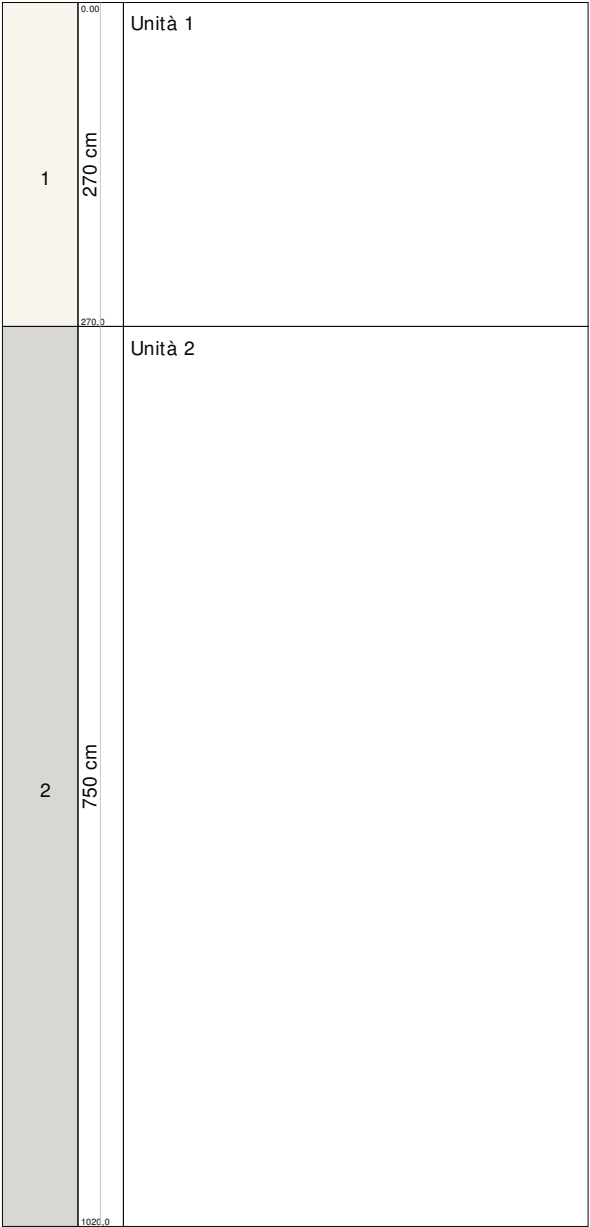
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA P23
Strumento utilizzato... DPSH TG63-100 PAGANI

Committente: Guffanti spa
Cantiere: S.P. 23
Località: Appiano Gentile

Data: 24/07/2014



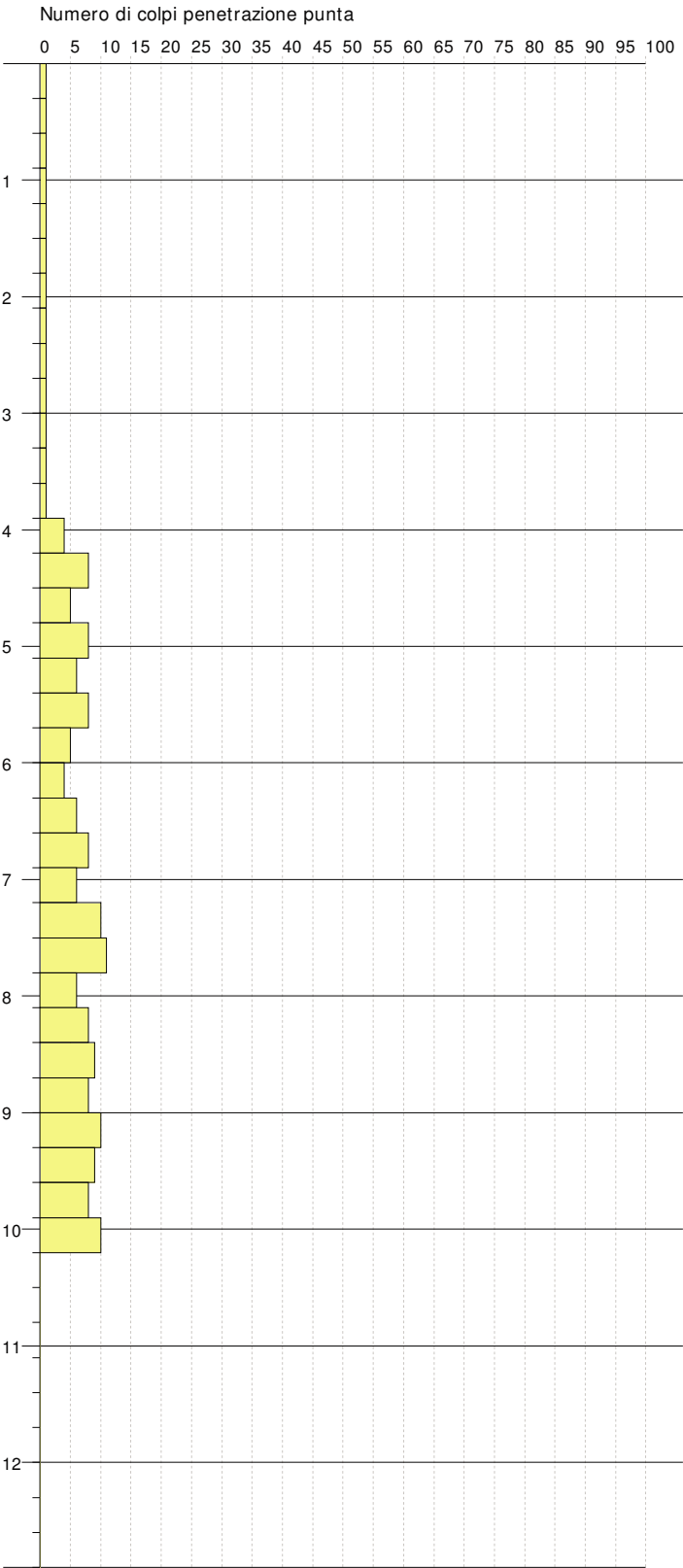
Interpretazione Stratigrafica



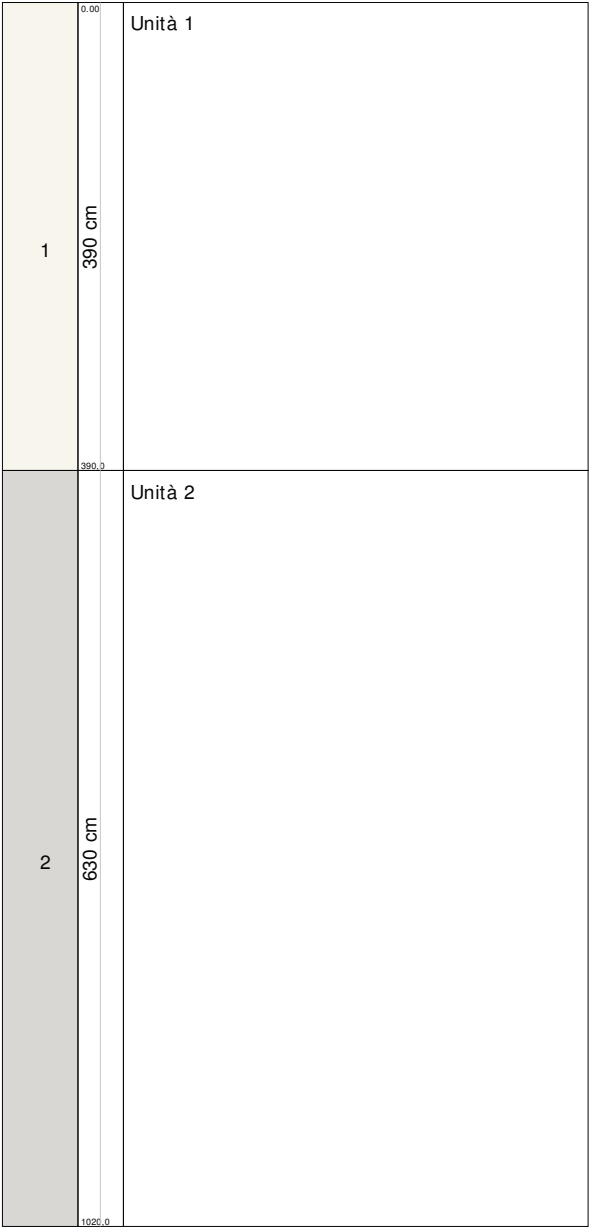
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA P24
Strumento utilizzato... DPSH TG63-100 PAGANI

Committente: Guffanti spa
Cantiere: S.P. 23
Località: Appiano Gentile

Data: 24/07/2014



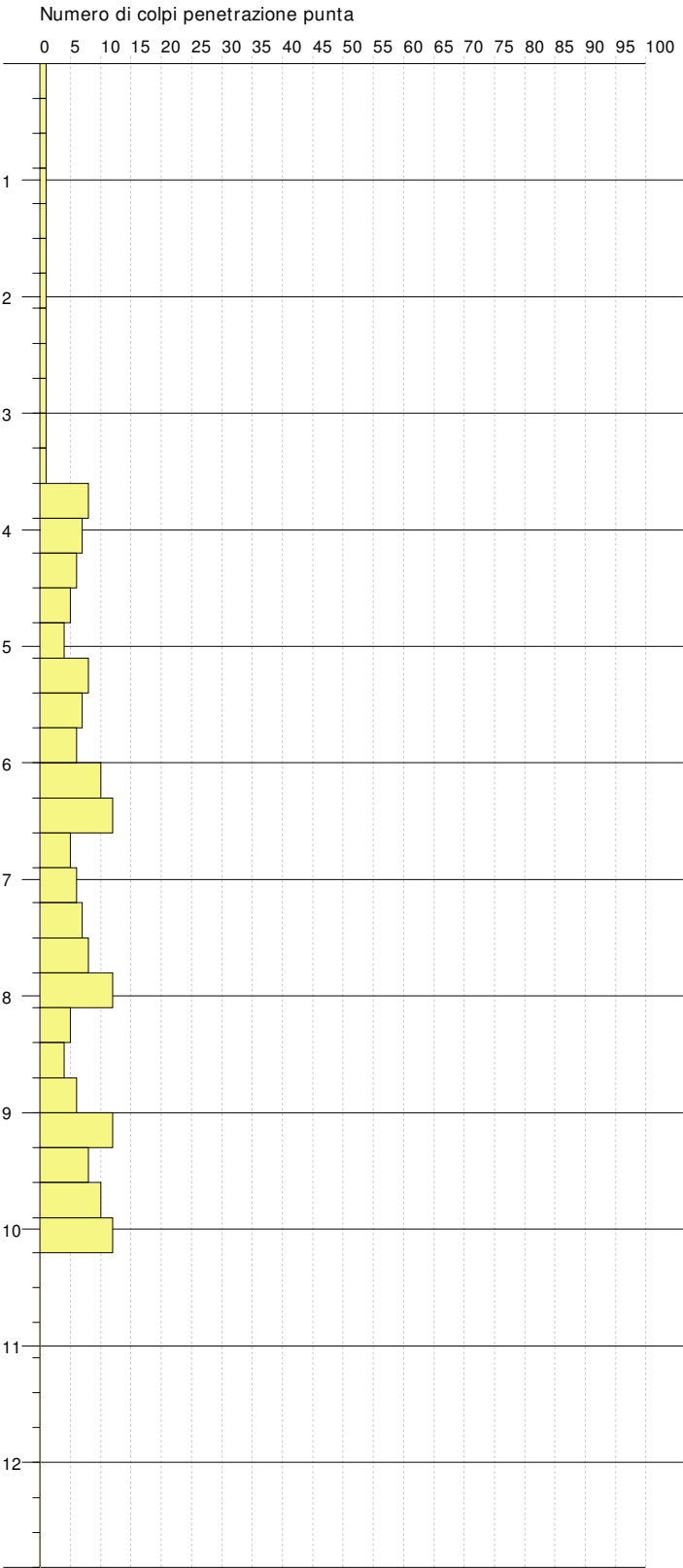
Interpretazione Stratigrafica



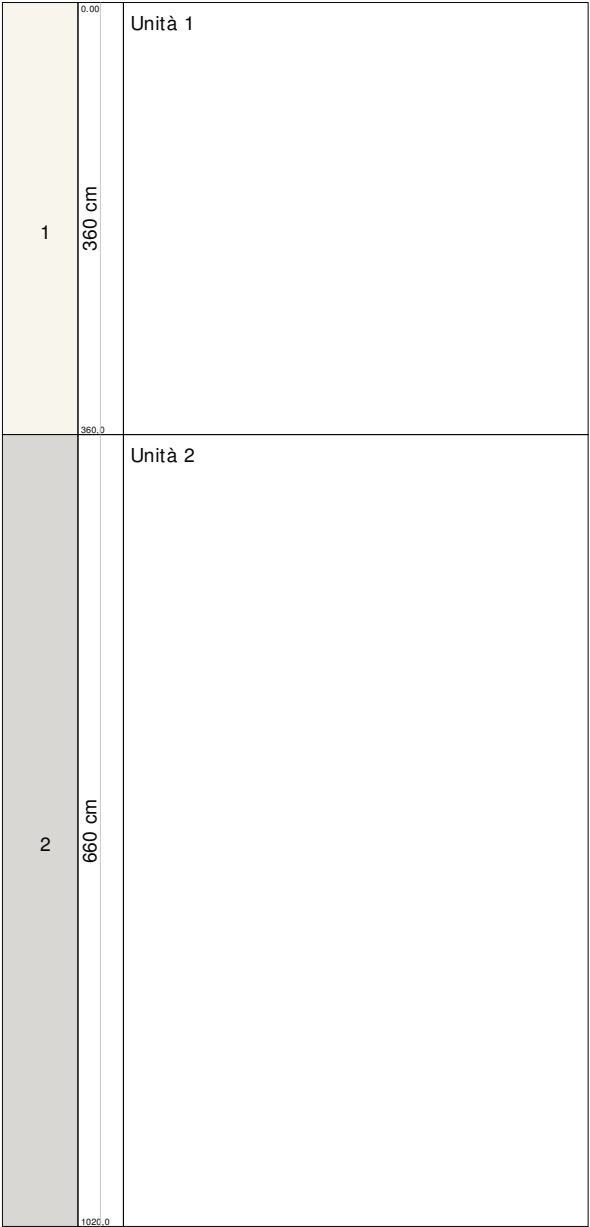
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA P25
Strumento utilizzato... DPSH TG63-100 PAGANI

Committente: Guffanti spa
Cantiere: S.P. 23
Località: Appiano Gentile

Data: 24/07/2014



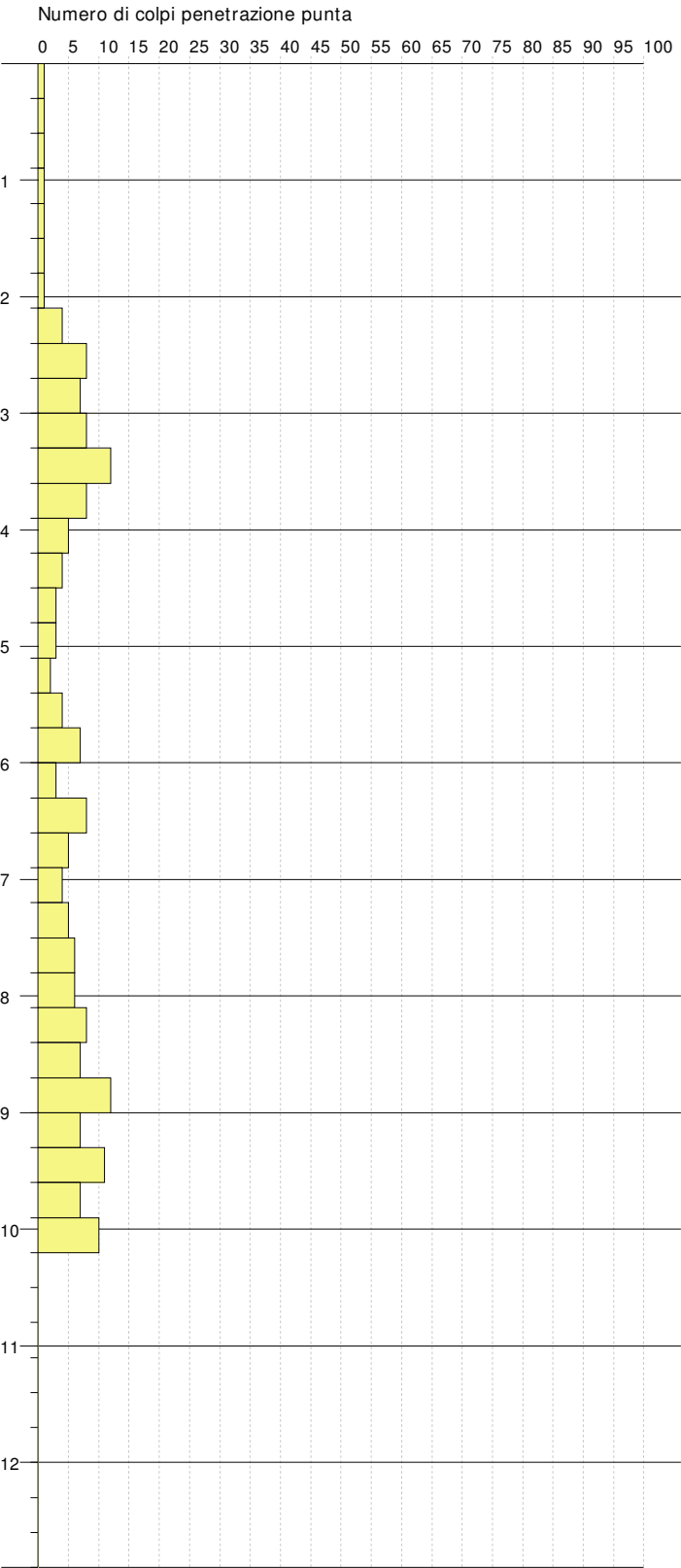
Interpretazione Stratigrafica



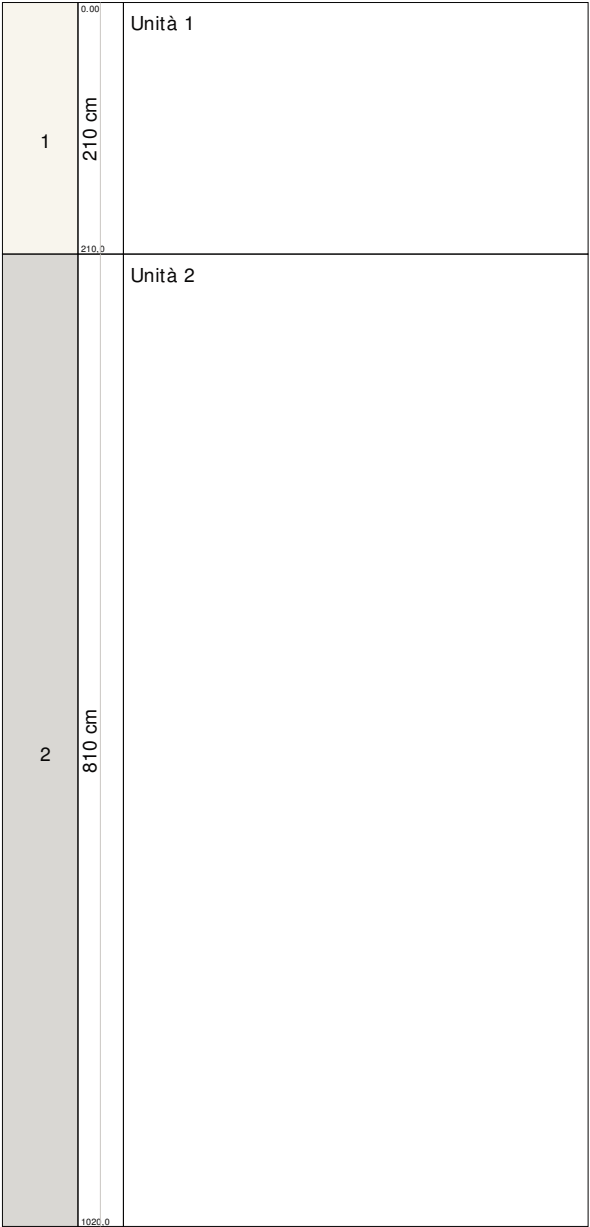
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA P26
Strumento utilizzato... DPSH TG63-100 PAGANI

Committente: Guffanti spa
Cantiere: S.P. 23
Località: Appiano Gentile

Data: 24/07/2014



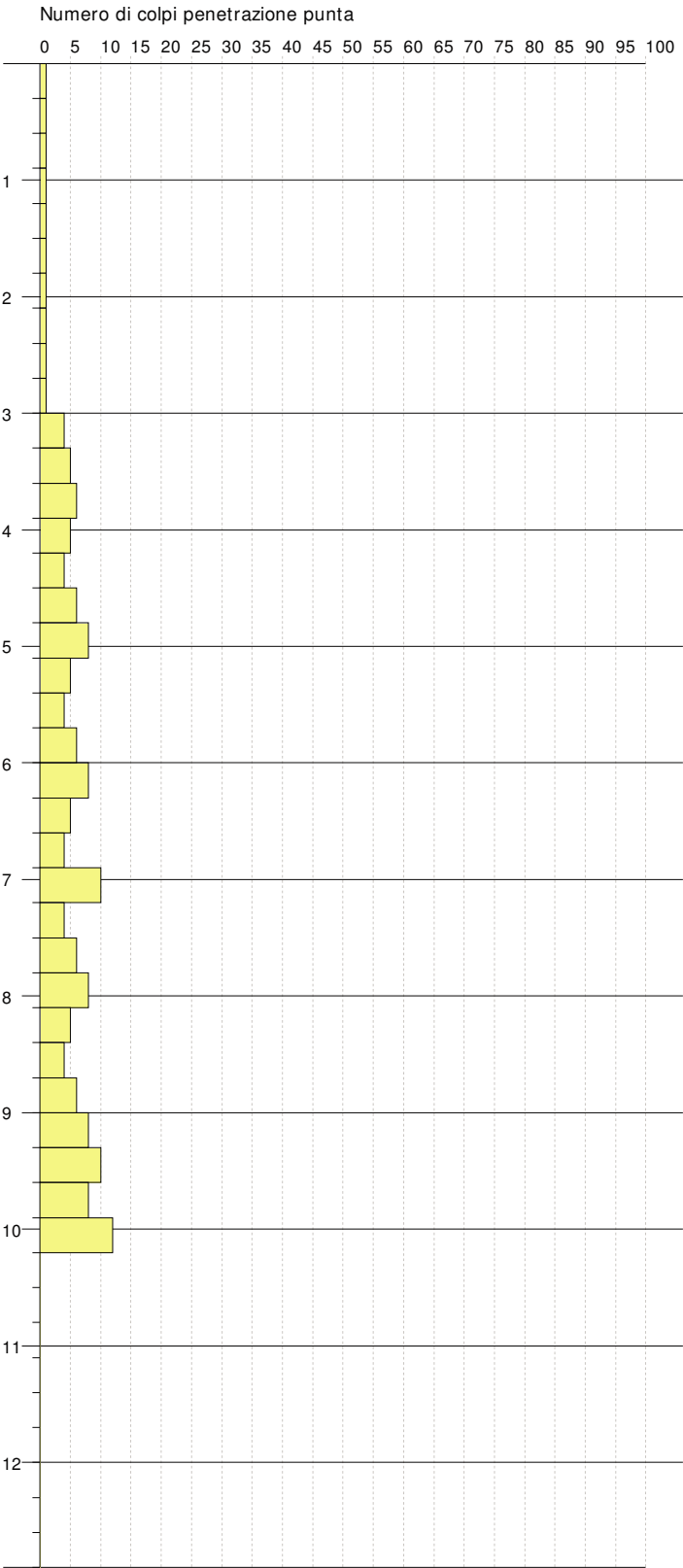
Interpretazione Stratigrafica



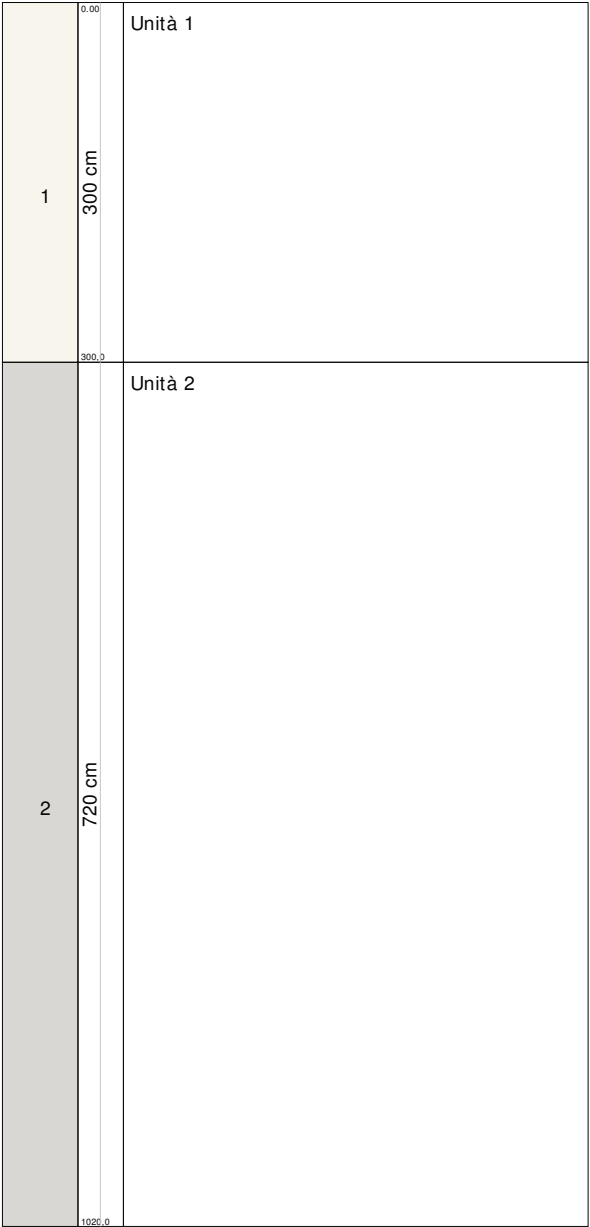
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA P27
Strumento utilizzato... DPSH TG63-100 PAGANI

Committente: Guffanti spa
Cantiere: S.P. 23
Località: Appiano Gentile

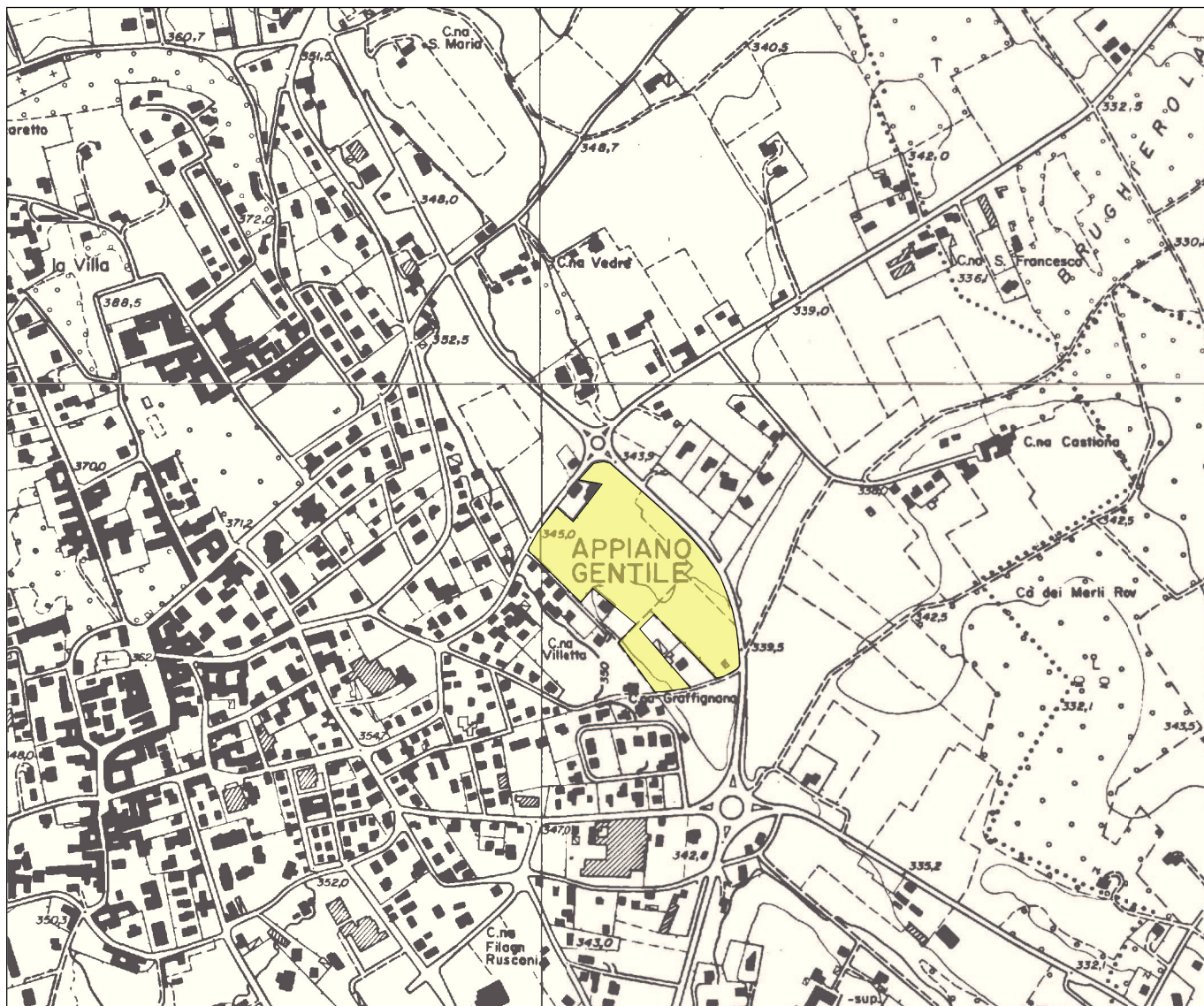
Data: 24/07/2014



Interpretazione Stratigrafica

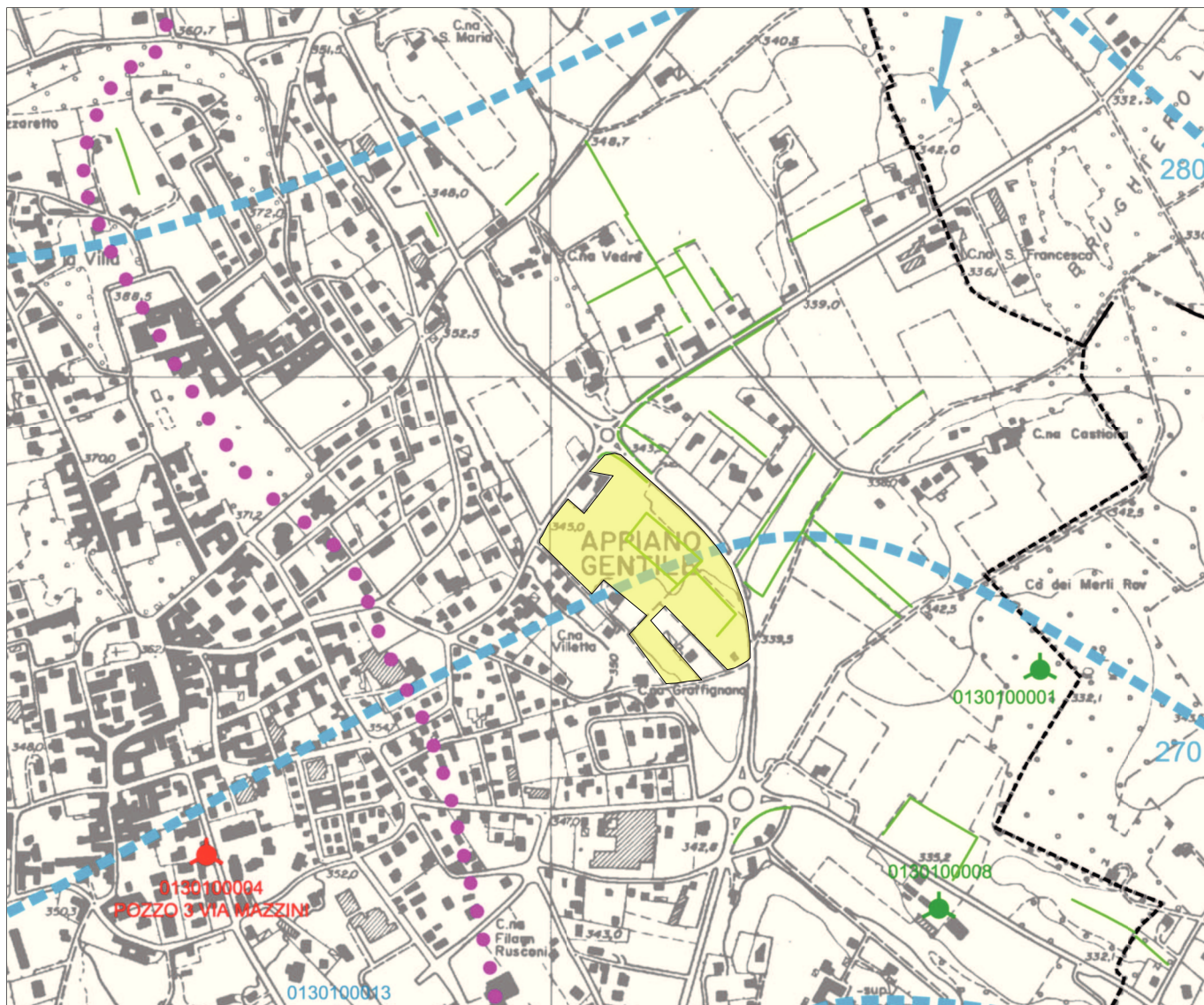


TAVOLE



Ambito d'indagine

GEOCIPO srl - Via Cesare Battisti, 70 - Solbiate (Co)		
COMMITTENTE	LOCALITÀ	OGGETTO
GIF srl Via Bancora e Rimoldi, 37 22070 Guanzate	S.P. n. 23 - Via S. D'Acquisto Appiano Gentile (Co)	TAVOLA N. 1 Corografia (scala 1:10.000)



0130100001



Pozzo privato ad uso irriguo

280



Isopiezometrica e relativa quota s.l.m.



Direzione di flusso della falda



Fossetti di scolo



Ambito d'indagine

GEOCIPO srl - Via Cesare Battisti, 70 - Solbiate (Co)

COMMITTENTE

LOCALITÀ

OGGETTO

GIF srl
Via Bancora e Rimoldi, 37
22070 Guanzate

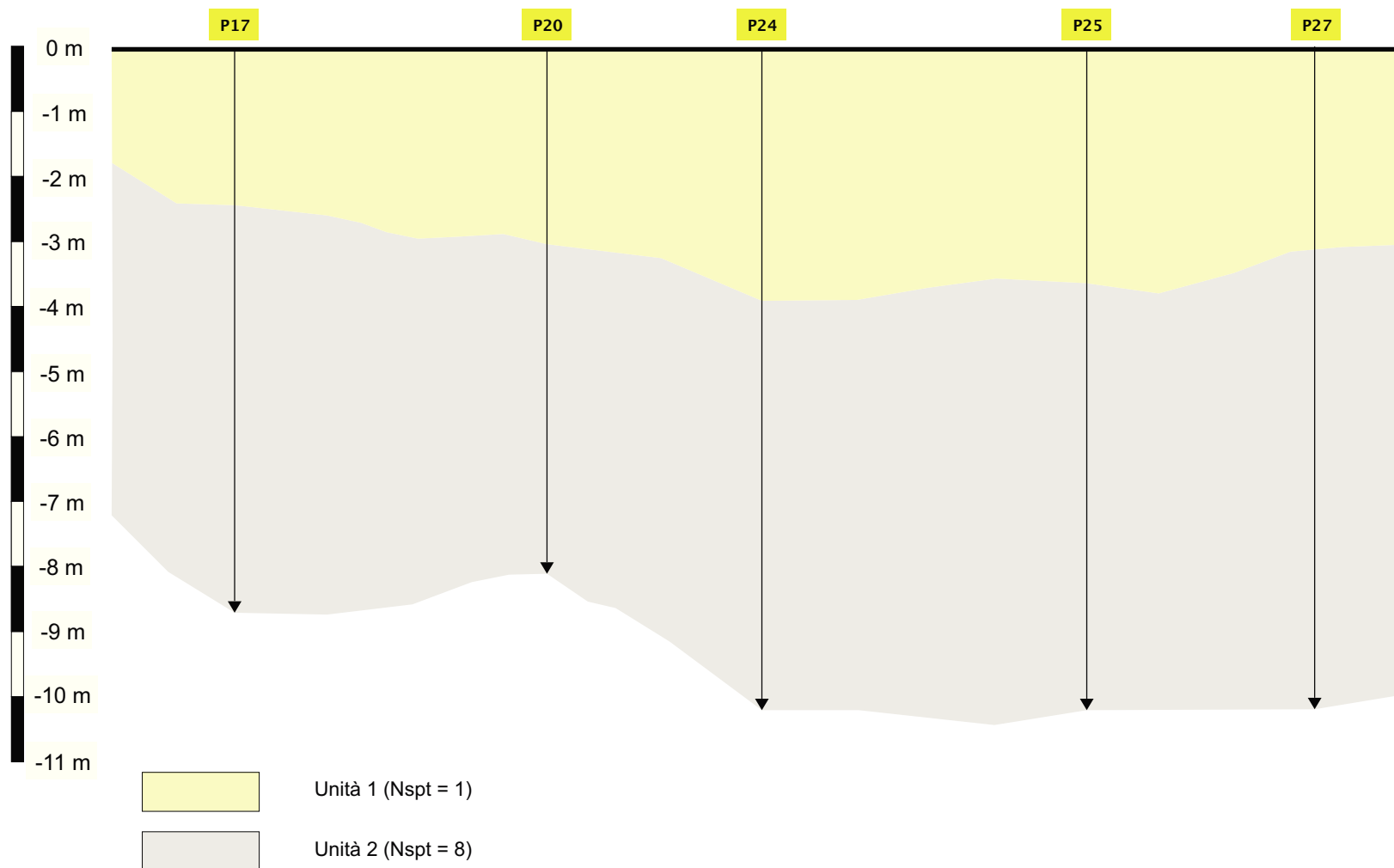
S.P. n. 23 - Via S. D'Acquisto
Appiano Gentile (Co)

TAVOLA N. 4
Estratto Carta idrogeologica
(scala 1:10.000)

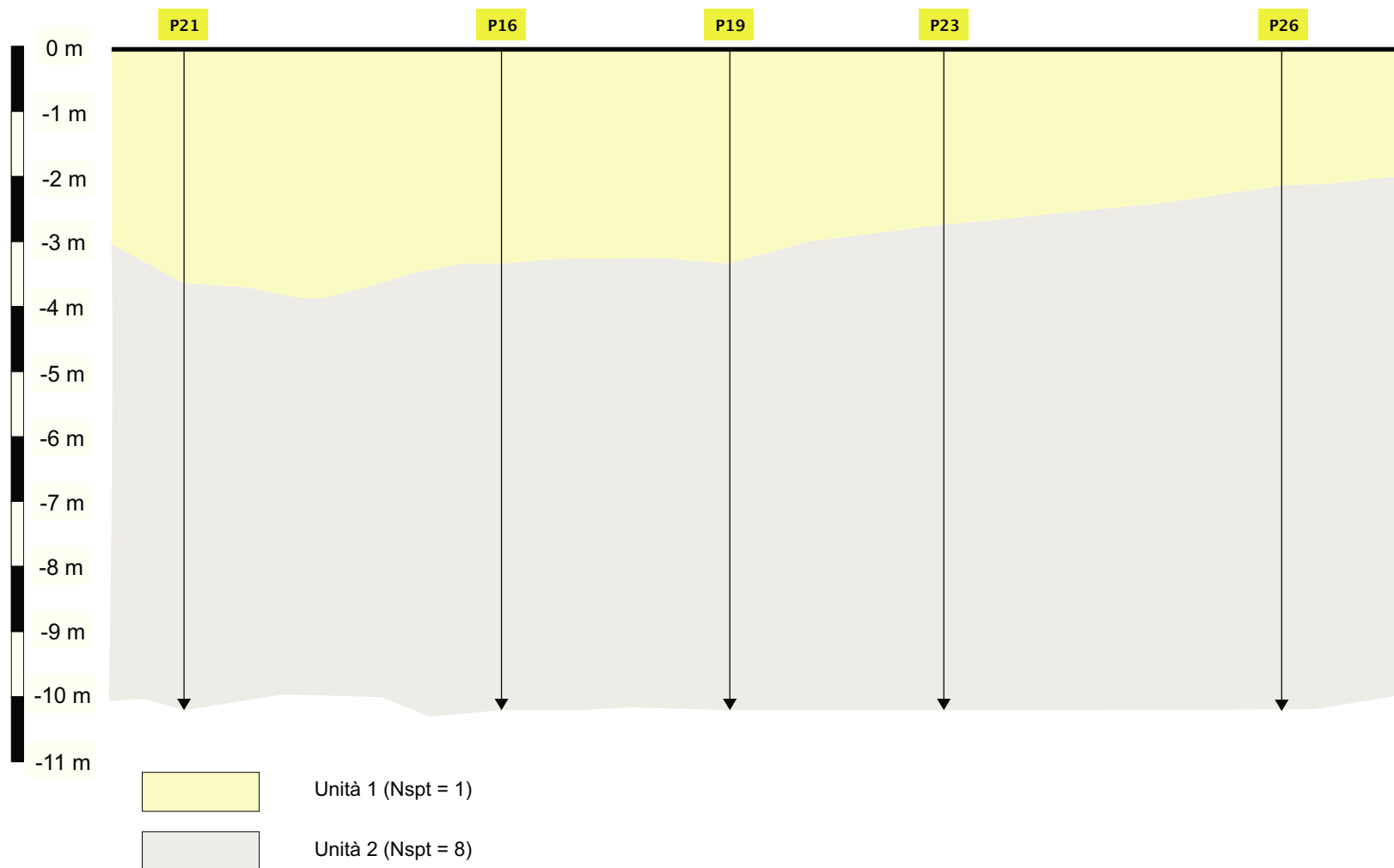


	P1	Ubicazione delle prove penetrometriche dinamiche ambito McDonald's
	P5	Ubicazione delle prove penetrometriche dinamiche ambito commerciale
	P15	Ubicazione delle prove penetrometriche dinamiche ambito residenziale

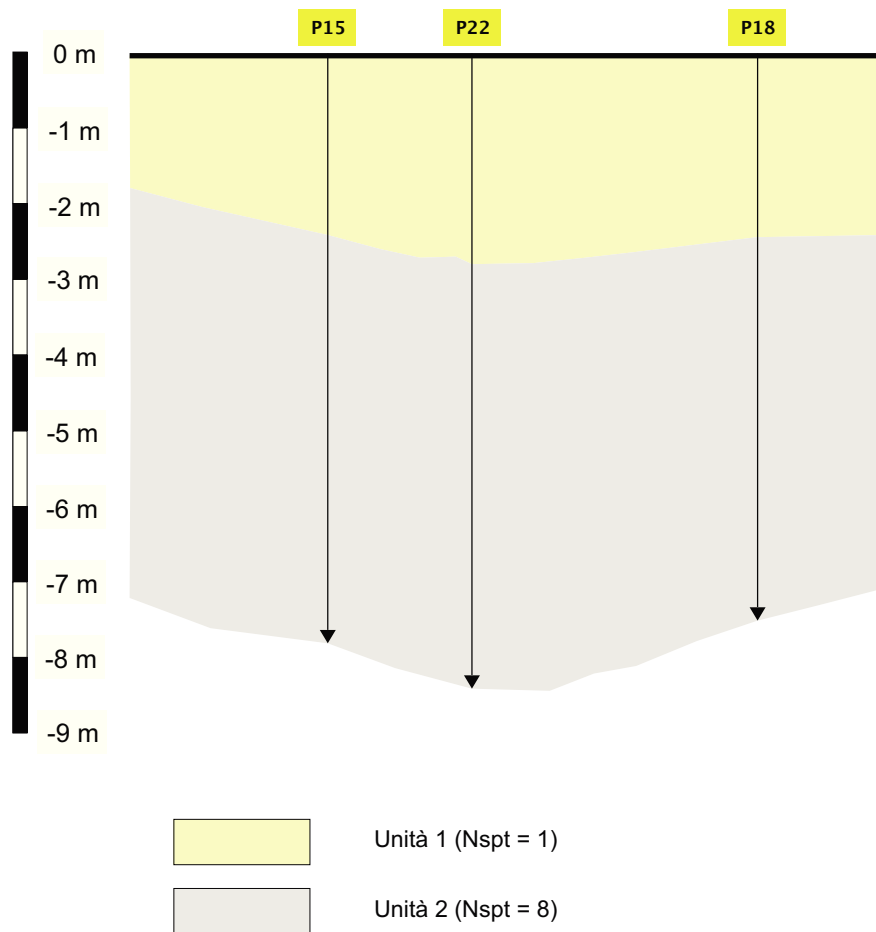
COMMITTENTE	LOCALITÀ	OGGETTO
GIF srl Via Bancora e Rimoldi, 37 22070 Guanzate	S.P. n. 23 - Via S. D'Acquisto Appiano Gentile (Co)	TAVOLA N. 5 Planimetria delle indagini



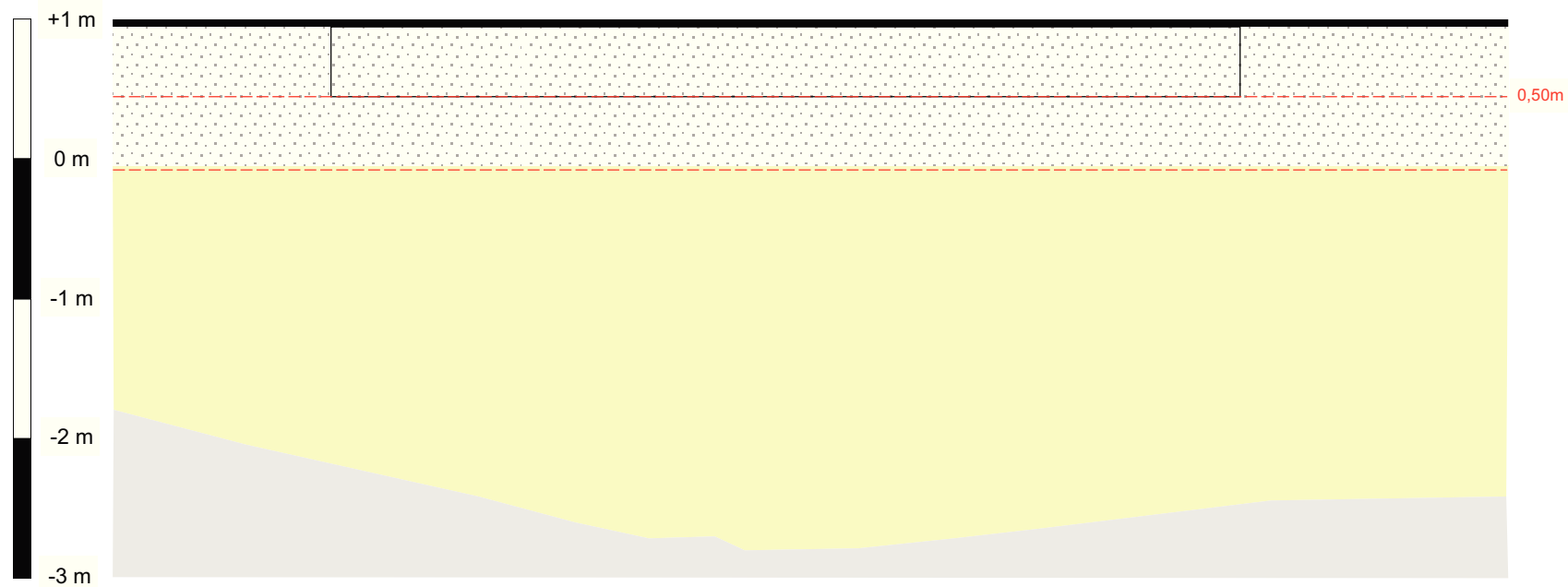
GEOCIPO srl - Via Cesare Battisti, 70 - Solbiate (Co)		
COMMITTENTE	LOCALITÀ	OGGETTO
GIF srl Via Bancora e Rimoldi, 37 22070 Guanzate	S.P. n. 23 - Via S. D'Acquisto Appiano Gentile (Co)	TAVOLA N. 6b Sezione stratigrafica B-B (scala 1/100)



GEOCIPO srl - Via Cesare Battisti, 70 - Solbiate (Co)		
COMMITTENTE	LOCALITÀ	OGGETTO
GIF srl Via Bancora e Rimoldi, 37 22070 Guanzate	S.P. n. 23 - Via S. D'Acquisto Appiano Gentile (Co)	TAVOLA N. 6c Sezione stratigrafica C-C (scala 1/100)

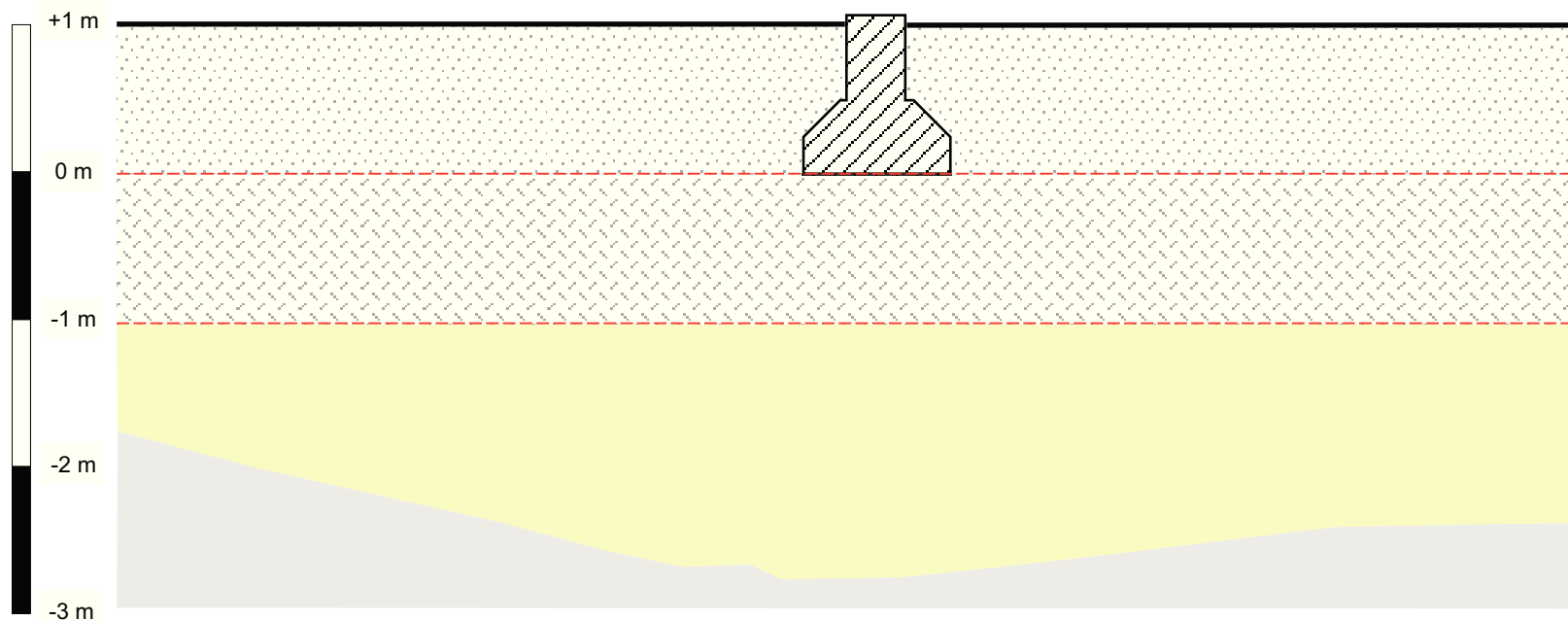







GEOCIPO srl - Via Cesare Battisti, 70 - Solbiate (Co)		
COMMITTENTE	LOCALITÀ	OGGETTO
GIF srl Via Bancora e Rimoldi, 37 22070 Guanzate	S.P. n. 23 - Via S. D'Acquisto Appiano Gentile (Co)	TAVOLA N. 6d Sezione stratigrafica D-D (scala 1/100)



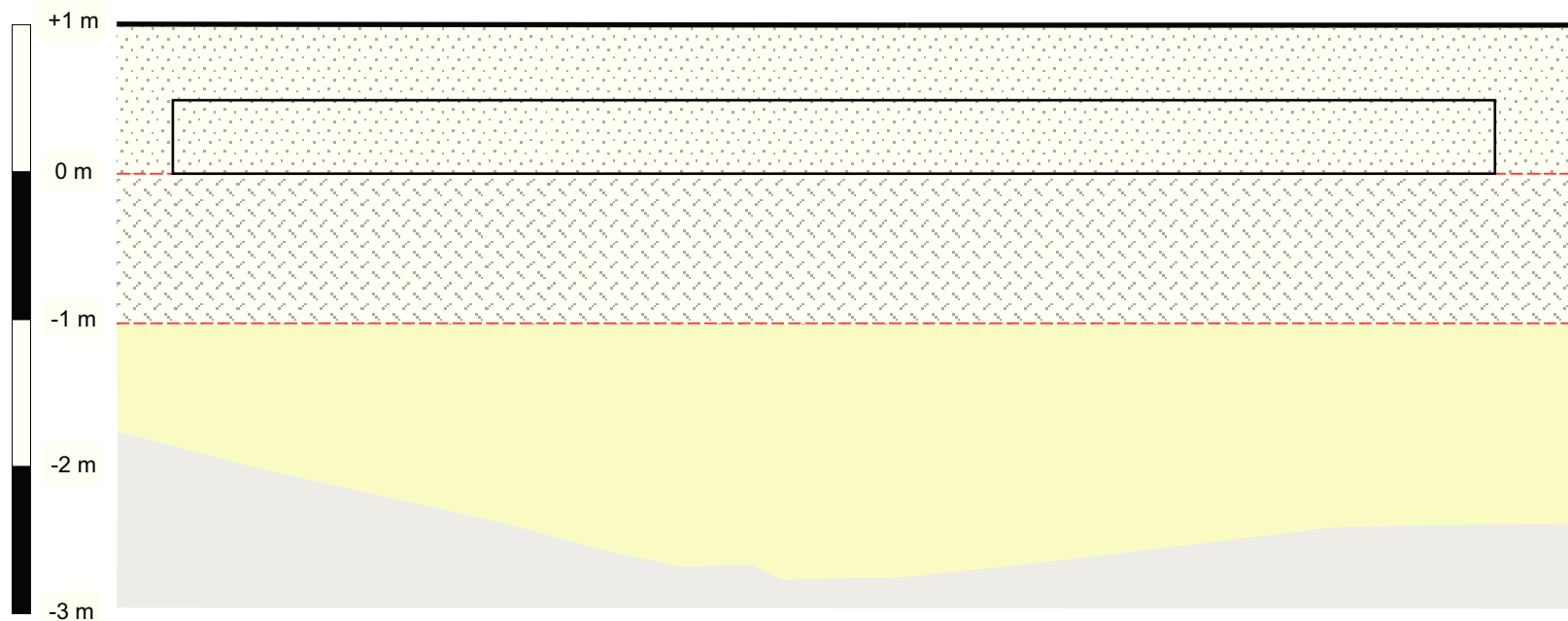
- Platea di fondazione con piano d'appoggio attestato a -0,5 m da p.c.
- Unità R (Materiali inerti di riporto compattati e rullati)
- Unità litostratigrafica 1 (Nspt = 1)
- Unità litostratigrafica 2 (Nspt = 8)




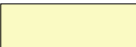

GEOCIPO srl - Via Cesare Battisti, 70 - Solbiate (Co)		
COMMITTENTE	LOCALITÀ	OGGETTO
GIF srl Via Bancora e Rimoldi, 37 22070 Guanzate	S.P. n. 23 - Via S. D'Acquisto Appiano Gentile (Co)	TAVOLA N. 7a Sezione schematica di fondazione (scala 1/50)



-  Plinto di fondazione con piano d'appoggio attestato a -1,0 m da p.c.
-  Unità R (Materiali inerti di riporto compattati e rullati) - Spessore medio: 1,0 m
-  Unità R' (Sottofondo di fondazione con materiali inerti di riporto compattati e rullati) - Spessore medio: 1,0 m
-  Unità litostратigrafica 1 (Nspt = 1)
-  Unità litostратigrafica 2 (Nspt = 8)

GEOCIPO srl - Via Cesare Battisti, 70 - Solbiate (Co)		
COMMITTENTE	LOCALITÀ	OGGETTO
GIF srl Via Bancora e Rimoldi, 37 22070 Guanzate	S.P. n. 23 - Via S. D'Acquisto Appiano Gentile (Co)	TAVOLA N. 7b Sezione schematica di fondazione (scala 1/50)



-  Trave di fondazione con piano d'appoggio attestato a -1,0 m da p.c.
-  Unità R (Materiali inerti di riporto compattati e rullati) - Spessore medio: 1,0 m
-  Unità R' (Sottofondo di fondazione con materiali inerti di riporto compattati e rullati) - Spessore medio: 1,0 m
-  Unità litostratigrafica 1 (Nspt = 1)
-  Unità litostratigrafica 2 (Nspt = 8)

GEOCIPO srl - Via Cesare Battisti, 70 - Solbiate (Co)		
COMMITTENTE	LOCALITÀ	OGGETTO
GIF srl Via Bancora e Rimoldi, 37 22070 Guanzate	S.P. n. 23 - Via S. D'Acquisto Appiano Gentile (Co)	TAVOLA N. 7c Sezione schematica di fondazione (scala 1/50)