

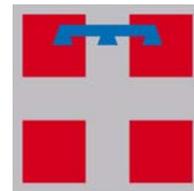
**COMUNE DI
SAN GIUSTO CANAVESE**



**Città
Metropolitana
di Torino**



**Regione
Piemonte**



ATTIVITA' 02 - PROGETTO ESECUTIVO

**Attività specialistiche finalizzate all'Adeguamento sismico della Palestra Comunale e dei locali Spogliatoi e servizi, situati alla Via IV Novembre n.2 nel Comune di San Giusto Canavese (TO).
PROGETTO ESECUTIVO.**

OGGETTO DELL'ELABORATO	RELAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA
SCALA	-

IDENTIFICATIVO ELABORATO

CODICE COMMESSA	TIPOLOGIA ATTIVITA'	n° ATTIVITA'	TIPOLOGIA ELABORATO	VERSIONE	DATA	N° ELABORATO
045_19	PE	A02	RG	00 - Emissione	Luglio 2020	02

Il Tecnico

Ing. Roberto SECCHI

Ordine Ingegneri Provincia Torino

Posizione n.12950

Cod.Fisc. SCC RRT 87A09 G203Z

email: secchi@engineer.com

pec: roberto.secchi1@ingpec.eu

Telefono: 3202859881

Corso Giovanni Agnelli 118

10137 - Torino (TO)

Timbri e Firme



Il Committente

Comune di San Giusto Canavese

Provincia di Torino

Ufficio Tecnico Comunale

Piazza del Municipio n.1

10090 - San Giusto Canavese

REGIONE PIEMONTE
CITTÁ METROPOLITANA DI TORINO

COMUNE DI SAN GIUSTO C.SE

RELAZIONE GEOTECNICA
D.M. 17/01/2018

**INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA RELATIVA MIGLIORAMENTO
SISMICO DELLA PALESTRA IN SAN GIUSTO C.SE**

COMMITTENTE: COMUNE DI SAN GIUSTO C.SE

Marzo 2020

Dr.ssa Geol. Manuela Pallozzi

Fraz. Gontier n. 13

11020 CHAMPORCHER (AO)

Tel. 3381758720 e-mail: manuelapallozzi@hotmail.com

Partita IVA 01234740072

Codice fiscale PLLMNL71E49C816U

Sommario

PREMESSA E RIFERIMENTI NORMATIVI.....	3
RELAZIONE GEOLOGICA.....	4
INQUADRAMENTO TERRITORIALE.....	4
GEMORFOLOGIA E GEOLOGIA DELL'AREA.....	4
IDROGEOLOGIA E DINAMICA FLUVIALE	5
MODELLAZIONE GEOLOGICA.....	7
RELAZIONE GEOTECNICA.....	9
MODELLAZIONE GEOTECNICA.....	9
CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI	9
PARAMETRI GEOTECNICI	15
CAPACITA' PORTANTE E CARICO LIMITE	16
Formula di Terzaghi:.....	16
Meyerhof (1963).....	17
Hansen (1970)	17
Formula di Vesic:	17
Brich-Hansen	17
CALCOLO CAPACITA' PORTANTE	18
CALCOLO DEL CARICO TOTALE IN COMBINAZIONE RARA.....	20
CEDIMENTI SU TERRENI NON COESIVI	20
COEFFICIENTE DI WINKLER.....	22
MODELLAZIONE SISMICA	23
CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE.....	23
Prospezione Sismica di superficie tipo MASW	23
AZIONI SISMICHE - SPETTRI DI RISPOSTA	27
CONCLUSIONI	29

PREMESSA E RIFERIMENTI NORMATIVI

Per conto del Comune di San Giusto C.se, è stata condotta un'indagine geologico-tecnica, presso la palestra comunale sita tra via Malpiardo, via Montenero e Viale IV Novembre, relativamente ai lavori di **miglioramento sismico** atti ad **aumentare il livello di sicurezza** strutturale del fabbricato esistente.

Il presente documento è suddiviso in due parti:

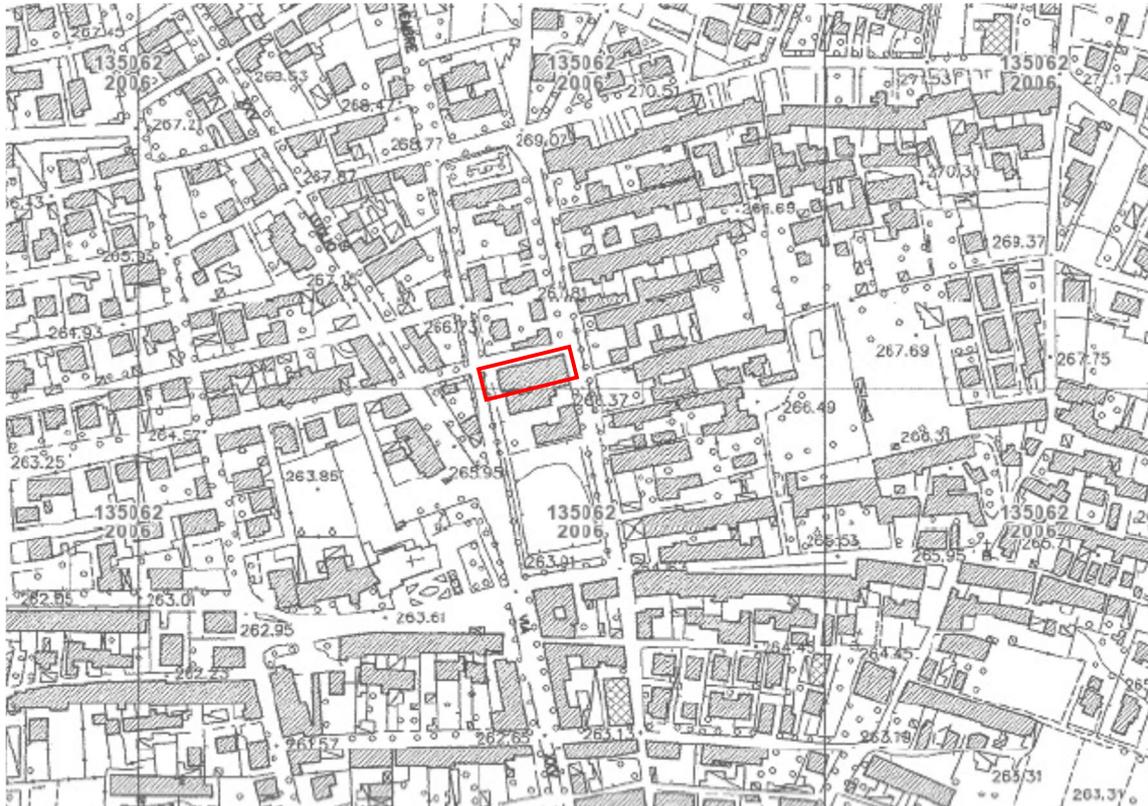
1. La Relazione geologica, che comprende l'inquadramento territoriale con la descrizione geologica e idrogeologica dell'area ricavata dagli studi pregressi effettuati sul territorio, dai dati messi a disposizione dalla Regione Piemonte, dall'Arpa, dai Piani di Assetto Idrogeologico PAI, dal comune con gli elaborati geologici effettuati a corredo dei Piani Regolatori.
2. La seconda parte comprende la descrizione delle indagini geotecniche e geofisiche effettuate per determinare le caratteristiche del terreno sia dal punto di vista geotecnico che di Risposta sismica Locale.

Direttamente sul terreno oggetto di indagine, sono state effettuate 3 prove penetrometriche con penetrometro dinamico TG 63-100 EMLC e una prospezione sismica di tipo MASW dalla Tecno Indagini S.R.L..

I risultati dell'indagine vengono riportati di seguito in base a quanto previsto dal D.M. 17/01/2018 "Norme tecniche per le Costruzioni".

INQUADRAMENTO TERRITORIALE

La palestra polivalente si trova nel territorio comunale di San Giusto C.se, nel settore centrale dell'abitato tra via Malpiardo, via Montenero e Viale IV Novembre, come riportato nella Carta Tecnica della Regione Piemonte, Elemento 135060 e nella Carta Tecnica della Provincia di Torino Elemento 135062 (Vedi estratto).



Estratto da Carta Tecnica della Provincia di Torino

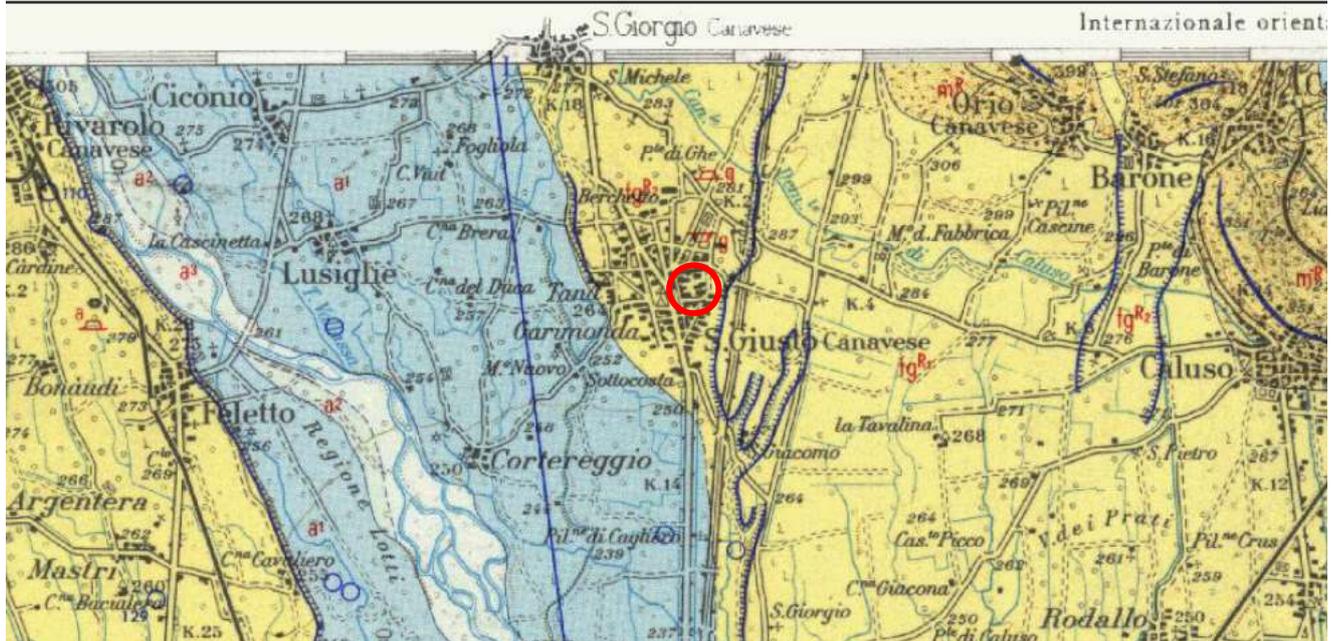
 Area in esame

GEOMORFOLOGIA E GEOLOGIA DELL'AREA

Il terreno in esame ricade all'interno di un'area di pianura, ad una quota media di 267 m s.l.m.. Il settore di pianura è sovente intervallato da scarpate di terrazzi, che delimitano antichi percorsi incisi ormai abbandonati dal reticolo idrografico principale.

Gran parte del territorio di San Giusto C.se, geologicamente è impostato al livello del terrazzo corrispondente all'alta pianura, che si raccorda con le cerchie moreniche Pleistoceniche, sui terreni fluviali e fluvio-glaciali fg^{R_2} , costituiti da depositi ghiaioso-sabbiosi con paleosuolo rosso arancio, come indicato nel Foglio 56 Torino, della Carta Geologica d'Italia a scala 1:100.000.

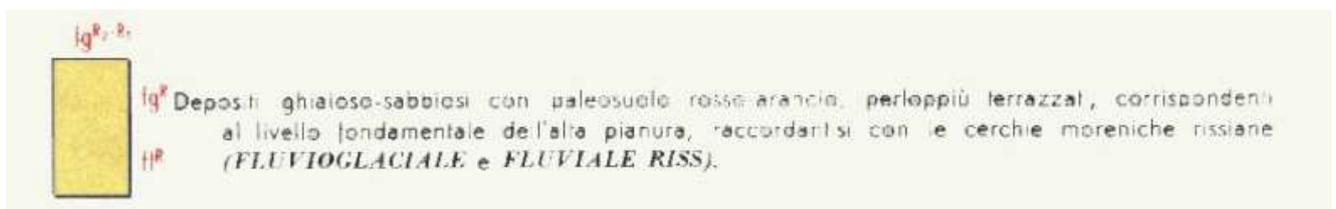
Man mano che ci si avvicina al torrente Malesina, in direzione ovest, ed al Torrente Orco, sempre più ad Ovest, l'azione erosiva dei corsi d'acqua ha determinato un abbassamento della quota del piano campagna di circa 30 m e i depositi più antichi lasciano il posto a quelli più recenti rielaborati dal corso d'acqua.



Estratto Carta Geologica d'Italia al 100.000 F. 56 - Torino



Area in esame



IDROGEOLOGIA E DINAMICA FLUVIALE

I corsi d'acqua principali della pianura sono: il Torrente Orco situato a circa 6 km di distanza, il torrente Malesina situato ad oltre 1,6 Km ed una derivazione: la Gora del Mulino, sempre in direzione ovest.

Il territorio inoltre è interessato dal canale artificiale Demaniale di Caluso che scorre ad oltre 1.5 km di distanza in direzione NE dal terreno in esame e da tutta una rete di canali irrigui.

Dall'analisi dei dati storici il terreno non risulta essere stato interessato in passato da fenomeni di esondazione; la distanza dai corsi d'acqua succitati lo pone esterno a possibili allagamenti.

Il dato è confermato nelle cartografie allegate alla Variante Strutturale al Piano Regolatore Generale Comunale a Cura del Dott. Geol. Luca Arione, che inserisce il terreno in classe I, in cui ricadono le porzioni di territorio dove le condizioni di pericolosità geomorfologica sono tali da non porre limitazioni alle scelte urbanistiche (Vedi estratto).



Estratto Tav. 21V4 Destinazione delle Aree con sovrapposizione della Carta di sintesi allegata alla Variante Strutturale al Piano Regolatore Generale Comunale a Cura del Dott. Geol. Luca Arione

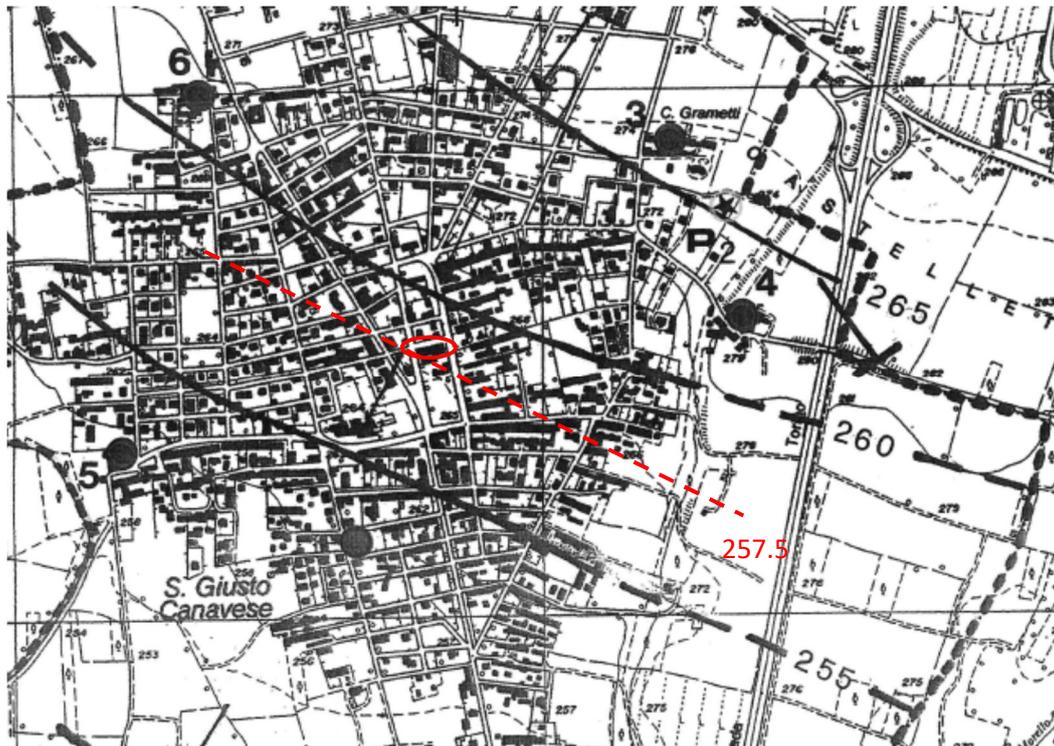
- CARTA DI SINTESI

	<p>classe 1</p>	<p>Porzioni di territorio dove le condizioni di pericolosità geomorfologica sono tali da non porre limitazioni alle scelte urbanistiche.</p>
---	------------------------	---


 Area in esame

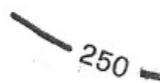
Nel corso delle indagini puntuali, effettuate sul terreno, che si sono interrotte a poca profondità, non è stata individuata la falda freatica.

Dall'esame della cartografia allegata alla Variante al PRGC, in particolare dalla Carta Geoidrologica con rilievi del marzo 1999 (Vedi estratto) dove sono riportate le curve isopiezometriche e dai dati di misurazione del livello della falda nei pozzi presenti nelle vicinanze, in particolare il pozzo realizzato nel 2014 poco a Sud della palestra (Vedi estratto stratigrafia pozzo), la soggiacenza nel settore in esame si pone a **circa -10,5 m da p.c. (livello statico)**. Detto livello può essere soggetto ad oscillazioni e a salire in occasione di periodi eccezionalmente piovosi.



Estratto Carta Geoidrologica allegata alla Variante al PRGC

 Palestra

 250

Curva isopiezometrica della falda freatica e sua probabile prosecuzione (rilievi marzo 1999 e relative quote in metri s.l.m.)

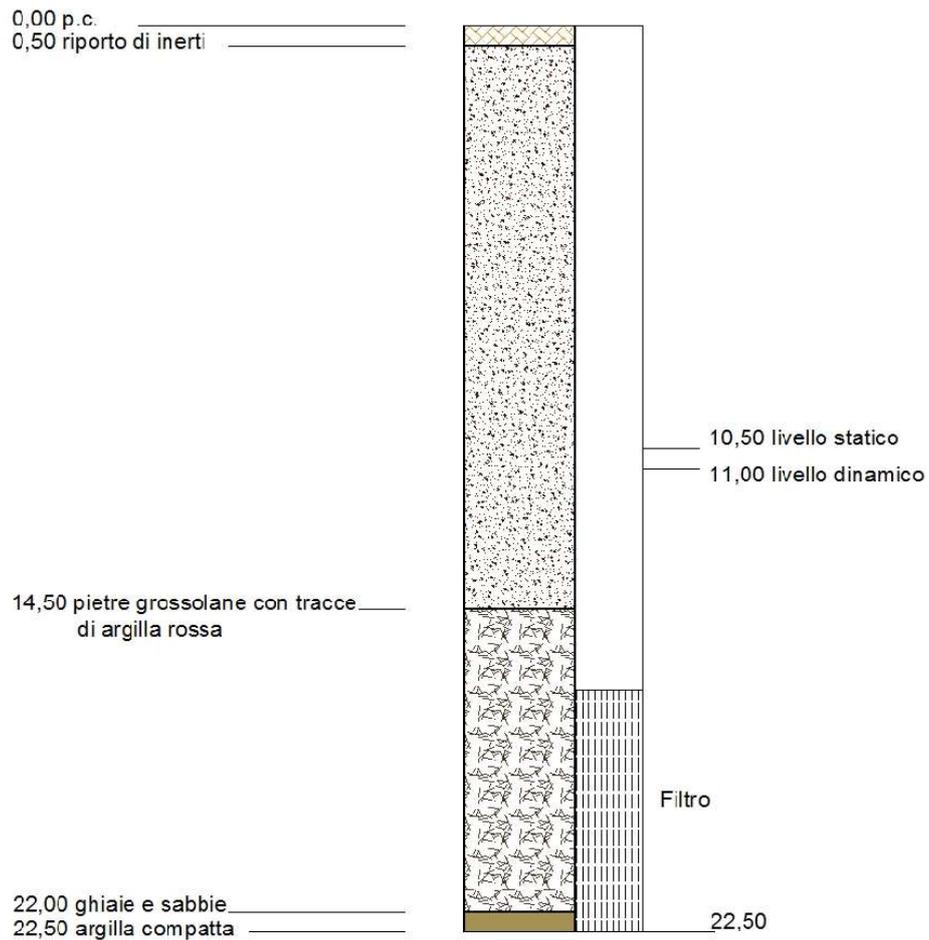
MODELLAZIONE GEOLOGICA

Per indagare sui terreni in profondità sono state consultate le banche dati regionali, comunali, le indagini e sondaggi disponibili sul territorio. In particolare sono state consultate le stratigrafie dei pozzi ad uso idropotabile del comune di San Giusto C.se e quelle di pozzi di privati.

Di seguito si riporta la stratigrafia del pozzo realizzato nel 2014 a circa 400 m a sud della palestra profondo 22.50 m (Vedi stratigrafia terreno perforato) in cui si evince, al di sotto del riporto superficiale (50 cm) la presenza di ghiaie e/o ciottoli (pietre grossolane) in matrice argillosa fino a 14.50 m seguito da ghiaie e sabbie.

Stratigrafia terreno perforato:

Da metri 0 a metri 0,50:	riporto di inerti
Da metri 0,50 a metri 14,50:	pietre grossolane con tracce di argilla rossa
Da metri 14,50 a metri 22:	ghiaie e sabbie
Da metri 22 a metri 22,50:	argilla compatta



Estratto stratigrafia pozzo con livello statico della falda

RELAZIONE GEOTECNICA

MODELLAZIONE GEOTECNICA

L'intervento consiste nel miglioramento sismico della palestra polivalente di dimensioni di circa 34 m di lunghezza x 16 m di larghezza. Per ricavare parametri geotecnici sui terreni di fondazione sono state eseguite 3 prove dinamiche con il penetrometro TG63-100 (Vedi Foglio Caratteristiche Tecniche) (Vedi planimetria).

In funzione del numero di colpi N ottenuti dalle prove dinamiche, è stato possibile valutare la resistenza dinamica alla punta Rpd, con l'utilizzo della formula olandese (Vedi Tabelle Valori di resistenza e diagramma resistenza dinamica punta):

$$R_{pd} = M^2 \cdot H / [A \cdot e \cdot (M + P)] = M^2 \cdot H \cdot N / [A \cdot \delta \cdot (M + P)]$$

Dove:

- Rpd = resistenza dinamica alla punta (area A);
- $e = \delta / N$ = infissione per colpo;
- M = massa battente (altezza caduta H);
- P = massa totale aste e sistema.

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

I risultati hanno permesso:

1. di ricavare le caratteristiche geomeccaniche del terreno
2. la tipologia principale: granulare, coesivo e/o granulari-coesivi
3. ed utilizzando formule note di letteratura con i valori di N_{spt} (numero colpi prova SPT) calcolare i parametri geotecnici (angolo di attrito, densità, coesione, ecc.).

Detti valori, inseriti opportunamente in una formula (es. Terzaghi) per il calcolo delle capacità portanti, consentono il dimensionamento delle fondazioni e la determinazione dei carichi ammissibili.

I risultati dell'interpretazione delle prove sono riportati in allegato (vedi Diagrammi interpretazione prova penetrometrica).

In dettaglio vengono forniti i seguenti parametri geotecnici:

Terreni Granulari

- Dr = densità relativa (**Terzaghi e Peck 1948, 1967**)
- φ' = angolo di attrito efficace (**Peck, Hanson e Thorburn, 1953, 1974**)
- E' = modulo di deformazione drenato [**Kg/cm²**](**D'Apollonia et al., 1970**)
- Y_{sat}/Y_d = peso di volume saturo e secco (**Y_{sat} e Y_d**) [**t/m³**](**Terzaghi e Peck 1948,1967**)

Terreni Coesivi

Cu = coesione non drenata **(Terzaghi e Peck 1948, 1967)**

Ysat = peso di volume saturo (Ysat) [t/m³](Terzaghi e Peck 1948, 1967)

W = umidità (%) **(Terzaghi e Peck 1948, 1967)**

E = indice dei vuoti (e) **(Terzaghi e Peck 1948, 1967)**

Per i terreni granulari-coesivi, sono espressi entrambi i valori.

Le prove penetrometriche hanno indagato per una profondità massima di 2.0 m da p.c., individuando un livello superficiale di terreno agrario potente mediamente 0.6 m. Nella DIN 2 effettuata nel cortile della scuola il terreno agrario misto a materiale di riporto raggiunge un metro.

In tutte e tre le prove, al di sotto del terreno agrario, si incontrano delle ghiaie grossolane in matrice fine sabbiosa, limosa e/o argillosa, che diventano più grossolane e compatte proseguendo in profondità. Con le aste non si è andati oltre i -2.0 m di profondità ottenendo il rifiuto all'infissione.

Dalla stratigrafia del pozzo, i litotipi incontrati nei primi metri si rilevano in continuità fino ad una profondità di circa 14 m da p.c..

Di seguito riportiamo le tabelle riassuntive dei parametri geotecnici rilevati:

PROVA DIN 1

Prof. (m)	Litologia	Nspt	Natura granulare					Natura Coesiva			
			DR	ϕ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ysat	W	e
0.0-0.6	Terreno agrario	16	44.0	30.5	315	1.97	1.55	1.00	1.97	28	0.750
0.6-1.2	Ghiaie grossolane in matrice fine	48	83.0	41.8	561	2.14	1.83	3.00	2.36	09	0.251
1.2-1.4	Ghiaie / rifiuto	86	--	--	--	--	--	---	---	---	---



Foto 1 – Punto di indagine prova dinamica 1

PROVA DIN 2

Prof. (m)	Litologia	Nspt	Natura granulare					Natura Coesiva			
			DR	ϕ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ysat	W	e
0.0-1.0	Terreno agrario	3	11.3	21.7	214	1.86	1.38	0.19	1.78	44	1.194
1.0-1.6	Ghiaie grossolane in matrice fine	28	62.0	35.5	407	2.04	1.67	1.75	2.12	19	0.522
1.6-1.8	Ghiaie - rifiuto	74	---	---	---	---	---	---	---	---	---



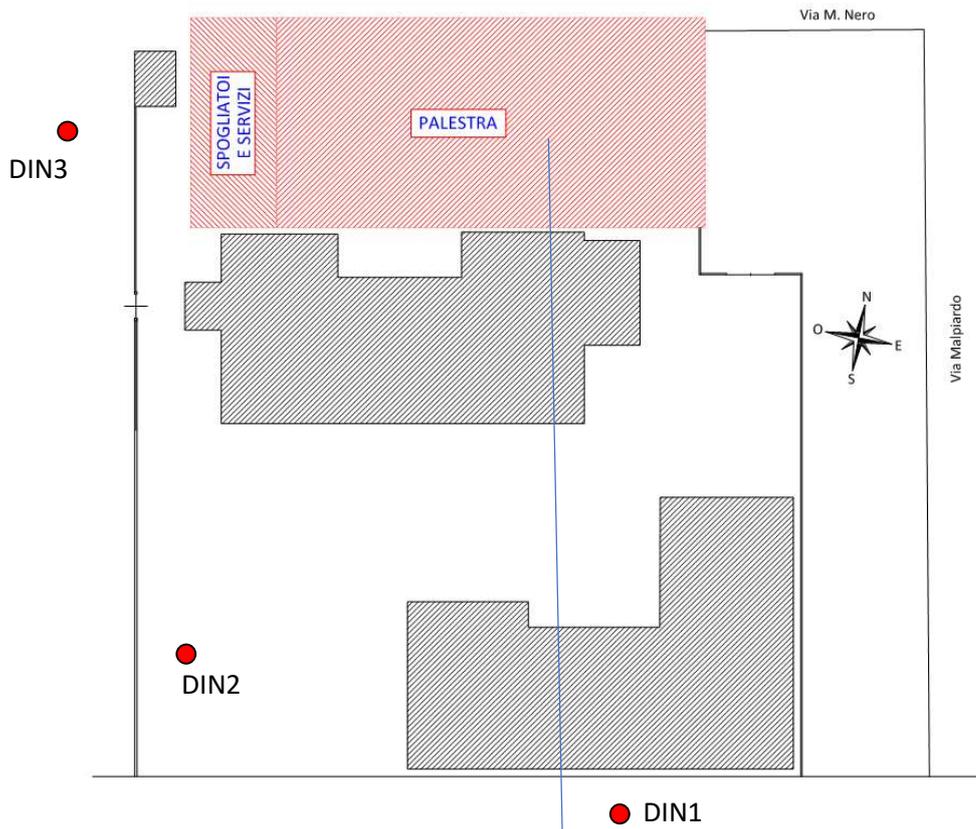
Foto 2 – Punto di indagine prova dinamica 2

Prof. (m)	Litologia	Nspt	Natura granulare					Natura Coesiva			
			DR	ϕ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ysat	W	e
0.0-0.6	Terreno agrario	4	15.0	22.7	222	1.87	1.39	0.25	1.80	42	1.125
0.6-1.8	Ghiaie grossolane in matrice fine	25	57.5	34.4	384	2.02	1.64	1.56	2.08	21	0.574
1.8-2.0	Ghiaie - rifiuto	74	---	---	---	---	---	---	---	---	---

DR % = densità relativa ϕ' (°) = angolo di attrito efficace E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato W% = contenuto d'acqua
 e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno



Foto 3 – Punto di indagine prova dinamica 3



PLANIMETRIA

● Posizione delle indagini



Foto 4 - Palestra in oggetto

PARAMETRI GEOTECNICI

Al fine di fornire, come previsto dalle N.T.C. una stima cautelativa dei parametri geotecnici, è stata effettuata una elaborazione statistica dei dati prendendo a riferimento il valore del 5 percentile della media della popolazione presente al di sotto del piano di fondazione, interessato dal modello di rottura.

Il valore di progetto della resistenza può essere determinato, come prevede il D.M. 17/01/2018, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, dividendo per il valore del coefficiente parziale M specificato nella successiva Tab. 6.2.II..

Per le verifiche viene utilizzando l'Approccio 2 per la combinazione (A1+M1+R3) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I 6.2.II e 6.4.I

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{ci}

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

TABELLA parametri geotecnici del terreno M1 - M2

Litologia	Prof. m	Coefficiente parziale M1			Coefficiente parziale M2		
		ϕ'_d	c'_d (kPa)	γ_d (kN/m ³)	ϕ'_d	c'_d (kPa)	γ_d (kN/m ³)
Terreno agrario	0.0-0.6/1.0	21.8	0	15.5	17.7	0	15.5
Ghiaie grossolane in matrice fine	0.6/1.0-1.8	32.3	0	17.1	26.8	0	17.1

CAPACITA' PORTANTE E CARICO LIMITE

Il calcolo della capacità portante è stato effettuato nelle condizioni più critiche per la stabilità del sistema di fondazione, valutando con particolare attenzione le possibili condizioni di drenaggio. Tali condizioni dipendono dal tipo di terreno e dalla velocità di applicazione del carico.

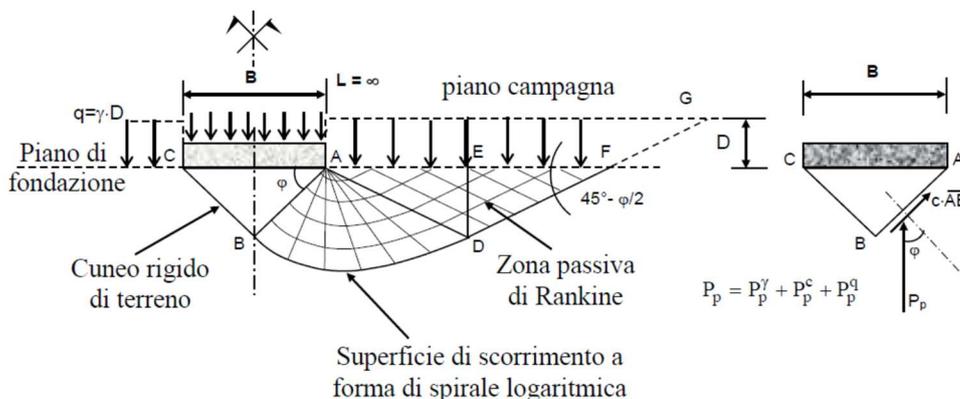
Nel nostro caso, poiché ci troviamo in presenza di terreni ghiaiosi e sabbiosi, caratterizzati da valori elevata permeabilità, l'applicazione di carichi statici non genera sovrappressioni interstiziali, pertanto, l'analisi viene condotta in condizioni drenate, in termini di tensioni efficaci.

Formola di Terzaghi:

Gli studi teorici della capacità portante del complesso fondazione-terreno risalgono a Prandtl (1920) e Terzaghi (1943). Nella determinazione del carico limite mediante la formola di Terzaghi entra in gioco la larghezza B della fondazione. Una volta note le caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione (angolo di resistenza al taglio, coesione, coesione non drenata etc.) il valore del carico limite dipenderà anche dalla dimensione della fondazione che andremo a realizzare. Per questo motivo si parla di carico limite del complesso fondazione-terreno, perché i due elementi interagiscono fra loro.

Le ipotesi alla base della formola di Terzaghi per il calcolo della capacità portante sono le seguenti:

1. fondazione **nastri-forme**, ovvero rapporto $L/B > 10$;
2. **piano campagna** orizzontale;
3. **piano di posa** della fondazione orizzontale;
4. terreno al di sotto della fondazione considerato come mezzo **omogeneo, continuo ed isotropo**;
5. comportamento del complesso fondazione-terreno **rigido-perfettamente plastico**, ovvero deformazioni nulle fino a rottura;
6. criterio di rottura del terreno di Mohr-Coulomb;
7. carico **verticale** agente sulla fondazione;
8. assenza di **eccentricità** del carico.
9. struttura di fondazione **infinitamente rigida**.



Il terreno ai lati della fondazione al di sopra del piano di posa, contribuisce alla capacità portante per effetto del peso proprio, in quanto rappresenta un carico agente sul cuneo triangolare al lato della fondazione.

Il calcolo analitico della capacità portante si ottiene dalla formola trinomia di Terzaghi, ovvero dalla somma di tre termini, ciascuno dei quali tiene conto di diversi effetti:

1. il contributo del peso del terreno ai lati della fondazione (termine $q \cdot N_q$);
2. il contributo della coesione (termine $c \cdot N_c$);
3. il peso del terreno al di sotto della fondazione (termine $1/2 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$).

Meyerhof (1963)

propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di Terzaghi, le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente s_y che moltiplica il fattore N_γ , fattori di profondità d_i e di pendenza i_i per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da **Meyerhof** ipotizzando vari archi di prova BF (v. *meccanismo Prandtl*), mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati.

Hansen (1970)

è un'ulteriore estensione della formula di Meyerhof; le estensioni consistono nell'introduzione di b_i che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore g_i per terreno in pendenza. La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Formula di Vesic:

Vesic nel 1975 la generalizzò aggiungendo a ciascun termine dei coefficienti correttivi per tener conto delle ipotesi che vengono rimosse. I fattori correttivi sono i seguenti:

- fattori di forma della fondazione: tengono conto della forma reale della fondazione, in assenza della condizione ideale di fondazione nastriforme. Sono funzione del rapporto B/L , dell'angolo di resistenza al taglio e dei coefficienti di capacità portante N_q e N_c .
- fattori di profondità del piano di posa: tengono conto della profondità del piano di posa rispetto al piano campagna; sono funzione del rapporto D/B e dell'angolo di resistenza al taglio;
- fattori di inclinazione del carico: tengono conto della presenza dell'azione orizzontale H , in combinazione con l'azione verticale V ;
- fattori di inclinazione del piano di posa: sono funzione dell'angolo di inclinazione del piano di posa, dell'angolo di resistenza al taglio e del coefficiente di capacità portante N_c ;
- fattori di inclinazione del piano campagna: sono funzione dell'angolo di resistenza al taglio, del fattore N_c e dell'inclinazione del piano campagna;
- eccentricità del carico: nel caso di carico eccentrico rispetto al baricentro geometrico dell'area di impronta della fondazione, si considera una fondazione di dimensioni ridotte in modo tale che il carico verticale risulti essere centrato. La fondazione ridotta avrà dimensioni $B' = B - 2 \cdot e_B$ e $L' = L - 2 \cdot e_L$ (e_B = eccentricità parallela B , e_L = eccentricità parallela a L)

Nelle applicazioni pratiche, per la stima della capacità portante di fondazioni superficiali, si utilizza la l'equazione generale, proposta da Vesic (1975):

$$q_{lim} = c N_{c_c} s_{c_c} d_{c_c} i_{c_c} b_{c_c} g_{c_c} + q N_{q_q} s_{q_q} d_{q_q} i_{q_q} b_{q_q} g_{q_q} + \frac{1}{2} \gamma B' N_{\gamma_\gamma} s_{\gamma_\gamma} d_{\gamma_\gamma} i_{\gamma_\gamma} b_{\gamma_\gamma} g_{\gamma_\gamma}$$

dove:

s_c, s_q, s_γ , i fattori di forma;

d_c, d_q, d_γ , i fattori di profondità;

i_c, i_q, i_γ , i fattori di inclinazione del carico;

b_c, b_q, b_γ , i fattori di inclinazione della base;

g_c, g_q, g_γ , i fattori di inclinazione del piano campagna;

B' la larghezza equivalente per carico eccentrico

$N_{\gamma_\gamma}, N_{c_c}, N_{q_q}$ sono quantità adimensionali, detti **fattori di capacità portante**, funzioni dell'angolo di resistenza al taglio ϕ e della forma

della superficie di rottura considerata

Brich-Hansen

È la formulazione proposta dall'EC7-EC8. Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine."

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c + q$$

Dove:

$A' = B' \cdot L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

cu Coesione non drenata

q pressione litostatica totale sul piano di posa

sc Fattore di forma

sc 1 + 0,2 (B'/L') Per fondazioni rettangolari

sc 1,2 Per fondazioni quadrate o circolari.

ic Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.

$$ic = 0,5 \cdot [1 + (1 - H / (A' \cdot cu))^{0,5}]$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' \cdot Nc \cdot sc \cdot ic + q' \cdot Nq \cdot sq \cdot iq + 0,5 \cdot g' \cdot B' \cdot Ng \cdot sg \cdot ig$$

Dove:

Nc= come per Meyerhof (1963)

Nq= come per Meyerhof (1963)

$$Ny = 2 \cdot (Nq - 1) \cdot \tan \varphi$$

Fattori di forma

sq = $1 + (B'/L') \cdot \sin \varphi'$ per fondazione rettangolare

sq = $1 + \sin \varphi'$ per fondazione quadrata o circolare

sy = $1 - 0,3 \cdot (B'/L')$ per forma rettangolare

sy = 0,7 per forma quadrata o circolare

sc = $(sq \cdot Nq - 1) / (Nq - 1)$ per forma rettangolare, quadrata o circolare

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE

Utilizzando i parametri risultanti dalla caratterizzazione geotecnica è stato possibile effettuare una valutazione preliminare della capacità portante.

A titolo di esempio sono stati inseriti i parametri geotecnici ipotizzando una tipologia di fondazioni a plinto con le dimensioni di 2.2 m x 2.8 m, alla profondità di circa -1.7 m da p.c..

Riportiamo di seguito i risultati ottenuti utilizzando il **Calcolo della tensione a rottura di una fondazione superficiale con applicazione ai parametri geotecnici del coefficiente parziale M1.**

Ricordiamo che l'esatto valore dipende dall'approccio utilizzato, dalla tipologia e dalle geometrie fondazionali prescelte dal progettista.

**Calcolo della tensione a rottura di una fondazione superficiale
con applicazione coefficiente parziale M1 ai parametri geotecnici
(Tab. 6.2.II - D.M. 17/01/2018)**

Calcolo della Capacità Portante di una fondazione superficiale

1 - Caratteristiche e tipologia fondale:

B =	2,20	[m]
L =	2,80	[m]
D =	1,70	[m]
R =	0,00	[m]
e =	0,00	[m]
α =	0,00	[°]

2 - Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione:

γ =	1710,00	[kg / m ³]	Presenza della falda: NO
ϕ =	32,3	[°]	
δ =	22	[°]	Z = 0 [m]
c =	0,00	[kg / cm ²]	
Kp =	3,295		
ca =	0,00	[kg / cm ²]	Fattore di sicurezza = 2,3

3 - Metodo di calcolo proposto da Terzaghi (1943):

Tipo di Fondazione: **Nastriforme**

Fattori di forma:	sc = 1	sq = 1	s _γ = 1	
N _q =	28,517	Q = 938.077,12	[kg]	capacità portante
N _c =	44,036	Q _{ult} = 15,23	[kg / cm ²]	
N _γ =	36,888	Q _{amm} = 6,62	[kg / cm ²]	

4 - Metodo di calcolo proposto da Meyerhof (1963):

Fattori di forma	sc = 1,518	sq = 1,259	s _γ = 1,259	
Fattori di profondità	dc = 1,281	dq = 1,140	d _γ = 1,140	
Fattori di inclinazione	ic = 1,000	iq = 1,000	i _γ = 1,000	
N _q =	24,010	Q = 1.002.856,14	[kg]	capacità portante
N _c =	36,398	Q _{ult} = 16,28	[kg / cm ²]	
N _γ =	23,187	Q _{amm} = 7,08	[kg / cm ²]	

LEGENDA:

B = Larghezza della fondazione
L = Lunghezza della fondazione
D = Profondità piano di posa fondazione
R = Raggio della fondazione
Z = Quota falda dal p.c.
e = Eccentricità in B
 α = Angolo d'inclinazione fondazione

N = Sforzo normale
T = Sforzo di taglio
 γ = Peso di volume del terreno
 ϕ = Angolo di attrito
 δ = Angolo di attrito terreno - fondazione
c = Coesione
Kp = Coeff. Spinta passiva
ca = adesione lungo la base fondale

CALCOLO DEL CARICO TOTALE IN COMBINAZIONE RARA

A cura dell'Ing. Roberto Secchi si riportano di seguito i calcoli effettuati per la determinazione del carico totale in combinazione rara agente sulle fondazioni.

1. Peso pilastri = $0.6 \cdot 0.44 \cdot 9.25 \cdot 2500 = 6105$ kg
2. Peso travi = 4250 kg (scarico su un solo pilastro)
3. Peso tegoli = $270 \text{ kg/mq} \cdot (15.66/2) \cdot (6.76/2) = 7146$ kg
4. Peso fondazioni = $(2.20 \cdot 2.80 \cdot 0.5 + 1.1 \cdot 0.95 \cdot 0.1 + 2 \cdot 1.1 \cdot 0.19 + 2 \cdot 0.95 \cdot 0.19) \cdot 2500 = 9909$ kg

TOTALE IN COMBINAZIONE RARA = 27 410 kg = 27.41 t

$$q' = 27.41 / (2.2 \cdot 2.8) = 4.45 \text{ t/m}^2$$

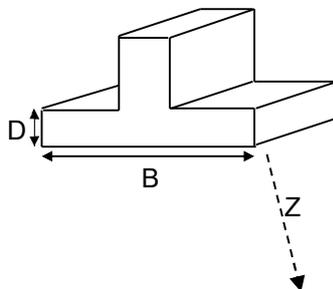
CEDIMENTI SU TERRENI NON COESIVI

Utilizzando il metodo di Metodo di Burland & Burbidge è stata effettuata una ipotesi sui cedimenti con le caratteristiche fondazionali riportate di seguito.

$$S = F_s \cdot F_h \cdot F_t \cdot \left[\sigma'_{vo} \cdot B^{0.7} \cdot \frac{I_c}{3} + (q' - \sigma'_{vo}) \cdot B^{0.7} \cdot I_c \right]$$

Caratteristiche fondali:

$$\begin{aligned} B &= 2,20 \text{ [m]} \\ L &= 2,80 \text{ [m]} \\ D &= 1,70 \text{ [m]} \end{aligned}$$



Litologia e carichi e prove:

$$\begin{aligned} Z &= 8,00 \text{ [m]} \\ \gamma &= 1,71 \text{ [t/m}^3 \text{]} \\ q' &= 4,45 \text{ [t/m}^2 \text{]} \\ N_{spt} &= 28,00 \text{ media} \end{aligned}$$

Carichi Statici Carichi Dinamici

Periodo di previsione:

$$\text{Tempo} = 100 \text{ [anni]}$$

$$\sigma'_{vo} = 2,91 \text{ [t/m}^2 \text{]}$$

Ic 50% = 0,0161	Ic 67% = 0,0294	Ic 98% = 0,0539
-----------------	-----------------	-----------------

Zi = 1,7895	Fh = 1,0000	Fs = 1,0916
-------------	-------------	-------------

anni	0	5	10	30	50	70	85	100
Ft	1,2046	1,3444	1,4046	1,5000	1,5444	1,5736	1,5905	1,6046

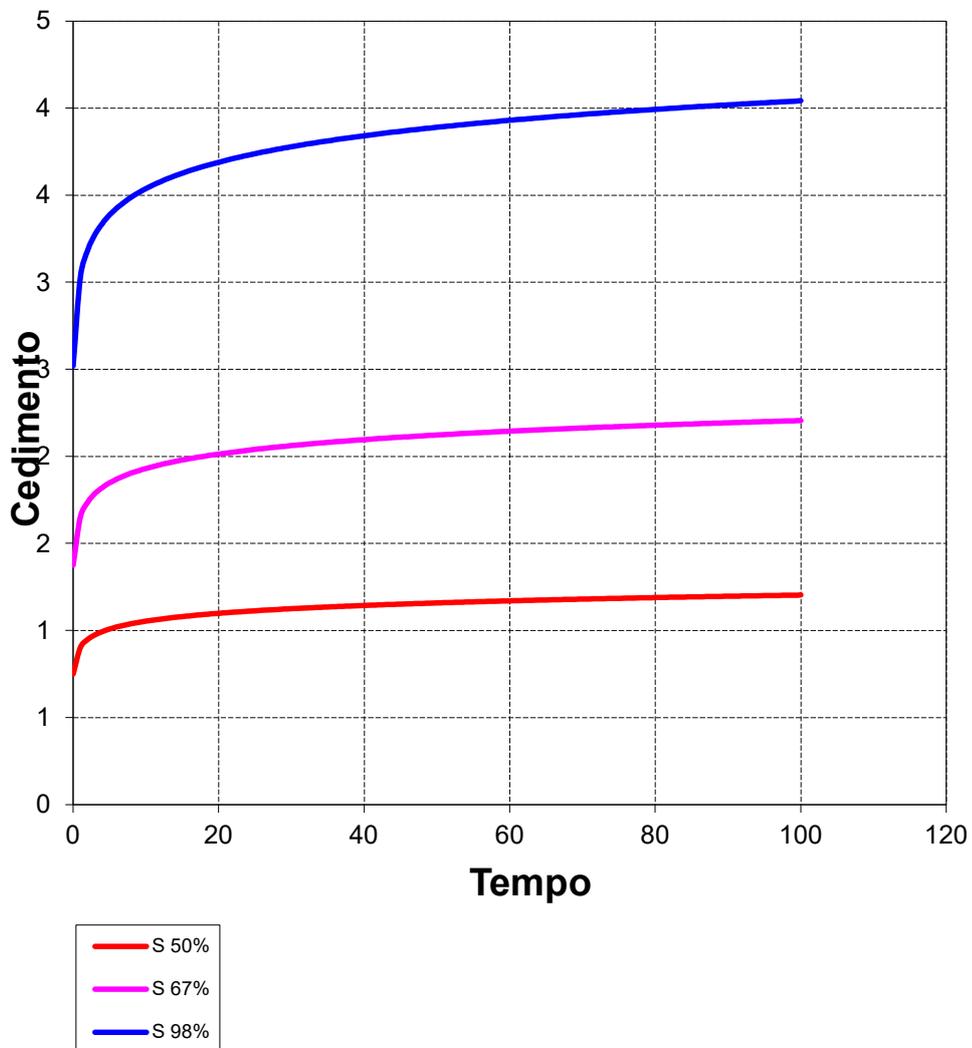
CEDIMENTI:

S [mm]	0,750	1,009	1,054	1,125	1,159	1,181	1,193	1,204
----------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

S 50%	0,750	1,009	1,054	1,125	1,159	1,181	1,193	1,204
S 67%	1,375	1,848	1,931	2,062	2,123	2,163	2,186	2,206
S 98%	2,519	3,386	3,538	3,778	3,890	3,964	4,006	4,042

LEGENDA:

- B = Larghezza fondale
- L = Lunghezza fondale
- D = Profondità del piano di posa
- Z = Spessore strato compressibile
- γ = Peso di volume dello strato
- q' = Pressione efficace lorda
- Nspt = N. medio di colpi (prove SPT)
- σ'_{vo} = Tensione verticale efficace
- Ic = Indice di compressibilità
- Fs, Fh, Ft = Fattori correttivi
- Zi = Profondità significativa



Stima effettuata

COEFFICIENTE DI WINKLER

Il coefficiente di reazione del terreno è per definizione il rapporto fra carico e cedimento. In un terreno reale il cedimento dipende, oltre che dal carico applicato e dalle proprietà del terreno, dalla forma e dimensioni della fondazione e dalla stratigrafia del terreno. **Il coefficiente di reazione non è quindi una proprietà del terreno e non può essere definito con solo riferimento al terreno, ma deve anche essere riferito alla dimensione e forma della fondazione.**

Il metodo più appropriato per ricavare K è quello di calcolare il cedimento s della fondazione con il metodo più adeguato, tenendo conto del carico applicato, della geometria della fondazione, della stratigrafia del terreno e delle caratteristiche dei singoli strati, e poi ricavare K come rapporto fra la pressione media applicata p ed il cedimento s .

Di seguito forniamo una stima del coefficiente sulla base dei valori ottenuti del carico totale in combinazione rara e di cedimento a 30 anni, visto che la struttura è del 1985.

$$K = \frac{q'}{\text{cedimento}}$$

Con il valore di carico $q' = 4.45 \text{ t/m}^2 = 0.445 \text{ kg/cm}^2$

il cedimento che si ricava dopo 30 anni risulta = 0.112 cm

K “costante di sottofondo” = 3.97 kg/cm³

CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3. (NTC – 2018). In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, (NTC – 2018), si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, VS.

I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità VS per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2. (NTC – 2018)

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

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

h_i = spessore dell'i-esimo strato;

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

N = numero di strati;

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

Nel nostro caso i valori di VS sono stati ottenuti mediante l'indagine sismica di tipo MASW effettuata dalla **TECNO INDAGINI S.R.L.** con valutazioni a cura del Dott. Geol. Marco Crippa, di cui si riportano i risultati (Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione tecnica della **TECNO INDAGINI S.R.L.**).

Prospezione Sismica di superficie tipo MASW

Di seguito riportiamo i risultati ottenuti dalla prospezione sismica di tipo MASW :

- Sismogramma delle velocità;
- Spettro di velocità e curva di dispersione;
- Dispersione misurata e calcolata
- Modello sismico del terreno (Velocità sismica delle onde S e modulo di taglio)

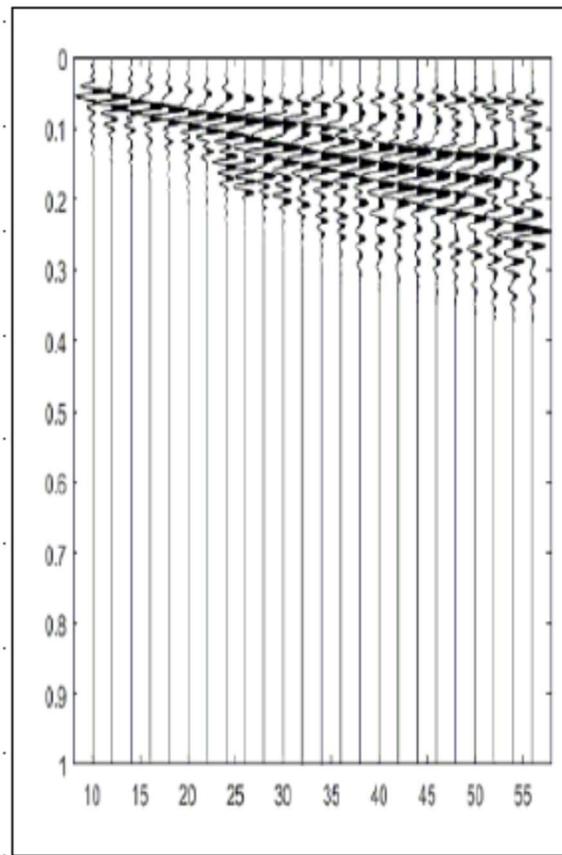


Figura n°5 – Sismogramma delle velocità

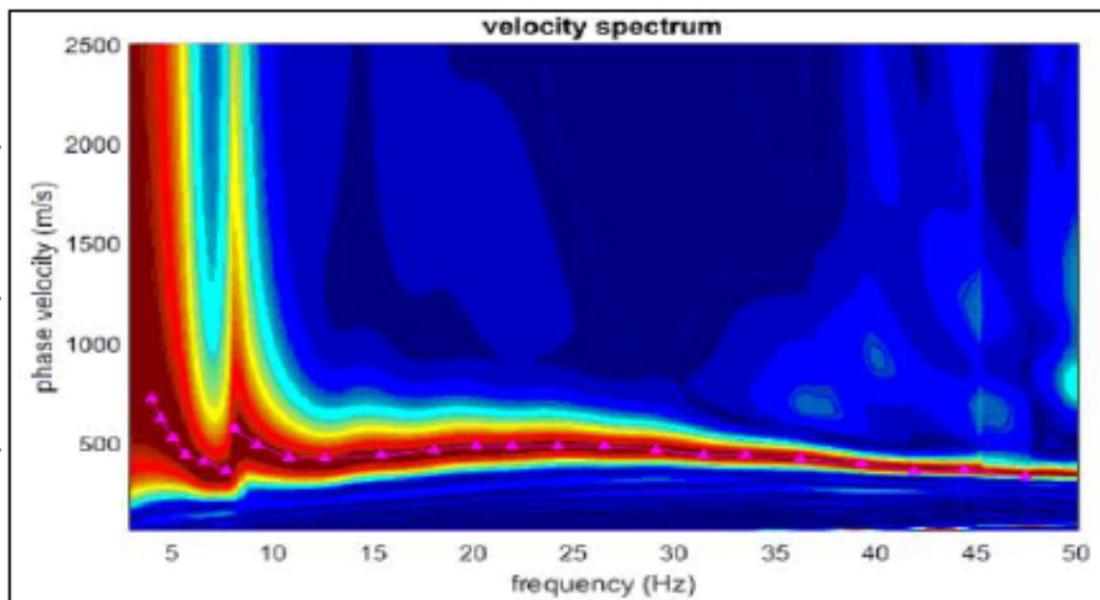


Figura n°6 – Spettro di velocità e curva di dispersione

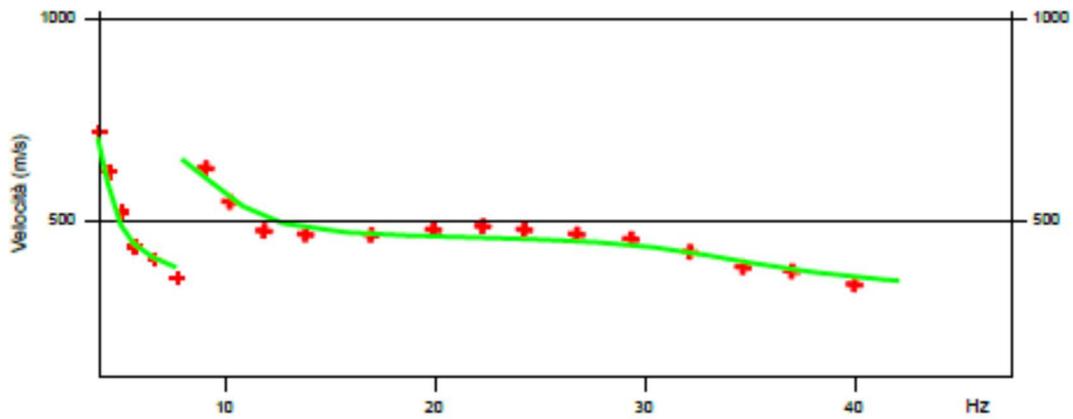


Figura n°7 – Dispersione misurata e calcolata

I risultati ottenuti dalla prospezione sismica M.A.S.W., ha permesso di attuare la modellizzazione sismica del primo sottosuolo sino alla massima profondità di 43.4 m dal piano campagna attuale. In particolare sono stati individuati tre strati principali di terreno caratterizzati da velocità delle onde s diversificate:

- **primo strato**, contraddistinto da minore velocità, si sviluppa sino a 1.4 m circa di profondità da piano campagna, con Vs compresi tra 113 e 214 m/sec;
- **secondo strato**, con velocità superiori e comprese tra 349 e 377 m/sec, si sviluppa sino alla profondità di 12.6 m; si fa presente come tale orizzonte sismico, presenti nell'intervallo di profondità 3.5-7.4 m da p.c., valori di velocità inferiori e pari a 288 m/sec (sub-orizzonte lenticolare)
- **terzo strato**, sviluppato sino alla massima profondità di investigazione raggiunta, pari a 43.4 m di profondità, presenta velocità delle onde S comprese tra 455 e 436 m/sec;

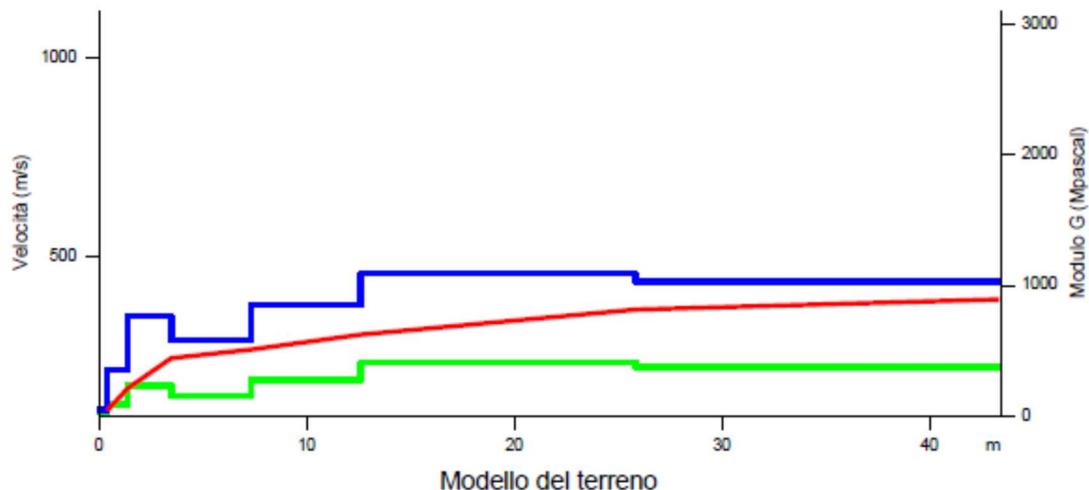


Figura n°8 – Stratigrafia sismica in termini di velocità Vs

TABELLA DI CALCOLO						LEGENDA	
Da Prof.	a Prof.	Vs	Hi/Vi	VsX	G		
0	.4	113	.0038	113	21	+	Curva di dispersione misurata
.4	1.4	214	.0046	168	78	—	Curva di dispersione calcolata
1.4	3.5	349	.006	243	225	—	Velocità sismica delle onde S
3.5	7.4	288	.0134	265	149	—	Modulo di taglio (Mpasca)
7.4	12.6	377	.014	302	267	—	VsX
12.6	25.9	455	.0291	365	404		
25.9	43.4	436	.0402	391	368		

VALORE CALCOLATO VS EQ. = 373 m/s

Il valore approssimato del peso di volume per il calcolo del parametro G è dato dalla formula $D=1.5 + Vs/1000$

Pertanto, il valore medio calcolato delle velocità delle onde S entro i primi 30 m di profondità dal piano campagna attuale ($V_{s,eq}$) rappresentativo per il settore di specifico interesse, corrisponde quindi ad una velocità media pari a **373 m/sec**. Ai fini della caratterizzazione sismica del sito per la definizione delle azione sismiche di progetto (punto 3.2.2 NTC 2018), la categorizzazione sismica del sottosuolo definita con il metodo M.A.S.W. **identifica la classe categoriale B** come quella di appartenenza così come definito dalla normativa: *Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360÷800 m/s*

In virtù del valore di velocità individuato (373 m/sec), prossimo con la classe categoriale inferiore (limite categoriale 360 m/sec) il geologo Dott. Geol. Marco Crippa consiglia di valutare, in via cautelativa, l'adozione della classe categoriale C.

Condizioni topografiche

Per quanto riguarda le condizioni topografiche del sito i terreni su cui sorge la palestra ricadono nella **categoria T1** (Tab. 3.2.III).

Con D.G.R. n. 6 – 887 del 30.12.2019 “OPCM 3519/2006”, la Regione Piemonte ha approvato l'aggiornamento della classificazione sismica del territorio con suddivisione del territorio piemontese in una zona 4 corrispondente a valori di a_g fino 0.05 ed una zona 3 corrispondente a valori di $0.05 < a_g < 0.125$ g. Il territorio del comune di San Giusto C.se ricade in zona sismica 3.

AZIONI SISMICHE - SPETTRI DI RISPOSTA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

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

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

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*C valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per conoscere i valori di a_g , F_0 e T^*C , necessari per la determinazione delle azioni sismiche, è stato utilizzato il programma Spettri-NTCver.1.0.3 che permette inserendo le coordinate del sito in oggetto di ottenere gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto.

Coordinate: ED50

- 7.811507
- 45.314631

Dati generali

La palestra, rientra nella categoria degli edifici che prevedono affollamenti significativi a cui è associato un coefficiente d'uso C_u pari a 1,50.

$$V_R = V_N \times C_U$$

Tipo opera: 2 - Opere ordinarie

Classe d'uso: III

Vita nominale V_n : 50,0 [anni]

Vita di riferimento: 75,0 [anni]

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
 Stato Limite considerato: SLV info

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo: B info $S_s = 1,200$ $C_c = 1,410$ info
 Categoria topografica: T1 info $h/H = 0,000$ $S_T = 1,000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) : 5 $\eta = 1,000$ info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 : 1 Regol. in altezza : si info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q : 1,5 $\eta = 0,667$ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta →
 Parametri e punti spettri di risposta →

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

Spettri di risposta

$S_{d,o}$ [g]
 $S_{d,v}$ [g]
 S_e [g]

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

CONCLUSIONI

Relativamente ai lavori di **miglioramento sismico** della palestra comunale sono stati analizzati i terreni su cui sorge il fabbricato. Il terreno non è stato interessato nel corso degli ultimi eventi alluvionali da fenomeni di esondazione, il dato è confermato nelle cartografie allegata alla Variante Strutturale al Piano Regolatore Generale Comunale, dove il terreno ricade in **classe I**. In classe I ricadono i settori del territorio comunale nei quali non vi sono condizioni di pericolosità; sono inserite in questa classe le porzioni di territorio pianeggianti decisamente sopraelevate rispetto al reticolato idrografico e caratterizzate da soggiacenza della falda freatica superiore a 5 m dal piano campagna.

Dall'esame della cartografia allegata alla Variante al PRGC, in particolare dalla Carta Geoidrologica dove sono riportate le curve isopiezometriche e dai dati di misurazione del livello della falda nei pozzi presenti nelle vicinanze, la soggiacenza nel settore in esame si pone a **circa -10,5 m da p.c.**

Per la determinazione dei parametri geotecnici sono state effettuate delle indagini in sito con l'esecuzione di 3 prove dinamiche effettuate con il penetrometro TG63-100 e sono state analizzate le prove e le stratigrafie di sondaggi e scavi effettuati sul territorio.

Le prove penetrometriche hanno indagato per una profondità massima di 2.0 m da p.c., individuando un livello superficiale di terreno agrario potente da 0.6 m/1.0, seguito da ghiaie grossolane in matrice fine.

In base a quanto previsto dal D.M. 17/01/2018, utilizzando i parametri risultanti dalla caratterizzazione geotecnica è stato possibile effettuare una valutazione della capacità portante per **una fondazione superficiale**. **L'esatto valore dipende comunque dall'approccio utilizzato, dalla tipologia e dalle geometrie fondazionali prescelte dal progettista.**

Ai fini della caratterizzazione sismica del sito per la definizione delle azione sismiche di progetto (punto 3.2.2 D.M. 17/01/2018), la categorizzazione sismica del sottosuolo definita con il metodo M.A.S.W. **identifica la classe categoriale B** come quella di appartenenza così come definito dalla normativa: *Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360÷800 m/s.*

Per quanto riguarda le condizioni topografiche del sito i terreni su cui sorge la palestra ricadono nella **categoria T1**

ALLEGATI: PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

PENETROMETRO DINAMICO IN USO : TG 63-100 EML.C

Classificazione ISSMFE (1988) dei penetrometri dinamici		
TIPO	Sigla Certificato	Peso Massa Battente M (kg)
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$
Pesante	DPH (Heavy)	$40 \leq M < 60$
Super pesante	DPSH (Super Heavy)	$M \geq 60$

CARATTERISTICHE TECNICHE : TG 63-100 EML.C

PESO MASSA BATTENTE	M = 63.50 kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H = 0.75 m
PESO SISTEMA BATTUTA	Ms = 0.63 kg
DIAMETRO PUNTA CONICA	D = 51.00 mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A = 20.43 cm ²
ANGOLO APERTURA PUNTA	$\alpha = 60^\circ$
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La = 1.00 m
PESO ASTE PER METRO	Ma = 6.31 kg
PROF. GIUNZIONE 1 ^a ASTA	P1 = 0.40 m
AVANZAMENTO PUNTA	$\delta = 0.20$ m
NUMERO DI COLPI PUNTA	N = N(20) \Rightarrow Relativo ad un avanzamento di 20 cm
RIVESTIMENTO / FANGHI	NO
ENERGIA SPECIFICA x COLPO	Q = (MH)/(A δ) = 11.66 kg/cm ² (prova SPT : Qspt = 7.83 kg/cm ²)
COEFF.TEORICO DI ENERGIA	$\beta_t = Q/Q_{spt} = 1.489$ (teoricamente : Nspt = β_t N)

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd [funzione del numero di colpi N] (FORMULA OLANDESE) :

$$R_{pd} = M^2 H / [A e (M+P)] = M^2 H N / [A \delta (M+P)]$$

Rpd = resistenza dinamica punta [area A]
e = infissione per colpo = δ / N

M = peso massa battente (altezza caduta H)
P = peso totale aste e sistema battuta

UNITA' di MISURA (conversioni)

1 kg/cm² = 0.098067 MPa \approx 0,1 MPa
1 MPa = 1 MN/m² = 10.197 kg/cm²
1 bar = 1.0197 kg/cm² = 0.1 MPa
1 kN = 0.001 MN = 101.97 kg

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA

DIN 1

- cantiere : Miglioramento sismico Palestra comunale
- lavoro : Comune di San Giusto C.se
- località : Viale Malpiardo/Viale XXV Luglio - San Giusto C.se

- data prova : 02/03/2020
- quota inizio : p.c.
- prof. falda : Falda non rilevata
- data emiss. : 03/03/2020

- note :

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta
0.00 - 0.20	10	105.1	1	0.80 - 1.00	41	395.4	2
0.20 - 0.40	12	126.1	1	1.00 - 1.20	38	366.5	2
0.40 - 0.60	14	135.0	2	1.20 - 1.40	58	559.3	2
0.60 - 0.80	28	270.0	2				

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 63-100 EML.C**

- M (massa battente)= **63.50** kg - H (altezza caduta)= **0.75** m

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

- A (area punta)= **20.43** cm² - D(diam. punta)= **51.00** mm

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

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA

DIN 2

- cantiere : Miglioramento sismico Palestra comunale
- lavoro : Comune di San Giusto C.se
- località : Viale Malpiardo/Viale XXV Luglio - San Giusto C.se

- data prova : 02/03/2020
- quota inizio : p.c.
- prof. falda : Falda non rilevata
- data emiss. : 03/03/2020

- note :

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta
0.00 - 0.20	3	31.5	1	1.00 - 1.20	16	154.3	2
0.20 - 0.40	2	21.0	1	1.20 - 1.40	21	202.5	2
0.40 - 0.60	3	28.9	2	1.40 - 1.60	30	267.3	3
0.60 - 0.80	2	19.3	2	1.60 - 1.80	50	445.5	3
0.80 - 1.00	4	38.6	2				

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 63-100 EML.C**

- M (massa battente)= **63.50** kg - H (altezza caduta)= **0.75** m

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

- A (area punta)= **20.43** cm² - D(diam. punta)= **51.00** mm

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

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA

DIN 3

- cantiere : Miglioramento sismico Palestra comunale
- lavoro : Comune di San Giusto C.se
- località : Viale Malpiardo/Viale XXV Luglio - San Giusto C.se

- data prova : 02/03/2020
- quota inizio : p.c.
- prof. falda : Falda non rilevata
- data emiss. : 03/03/2020

- note :

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta
0.00 - 0.20	4	42.0	1	1.00 - 1.20	21	202.5	2
0.20 - 0.40	3	31.5	1	1.20 - 1.40	27	260.4	2
0.40 - 0.60	4	38.6	2	1.40 - 1.60	31	276.2	3
0.60 - 0.80	11	106.1	2	1.60 - 1.80	29	258.4	3
0.80 - 1.00	20	192.9	2	1.80 - 2.00	50	445.5	3

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 63-100 EML.C**

- M (massa battente)= **63.50** kg - H (altezza caduta)= **0.75** m - A (area punta)= **20.43** cm² - D(diam. punta)= **51.00** mm

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

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

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA RESISTENZA DINAMICA PUNTA**

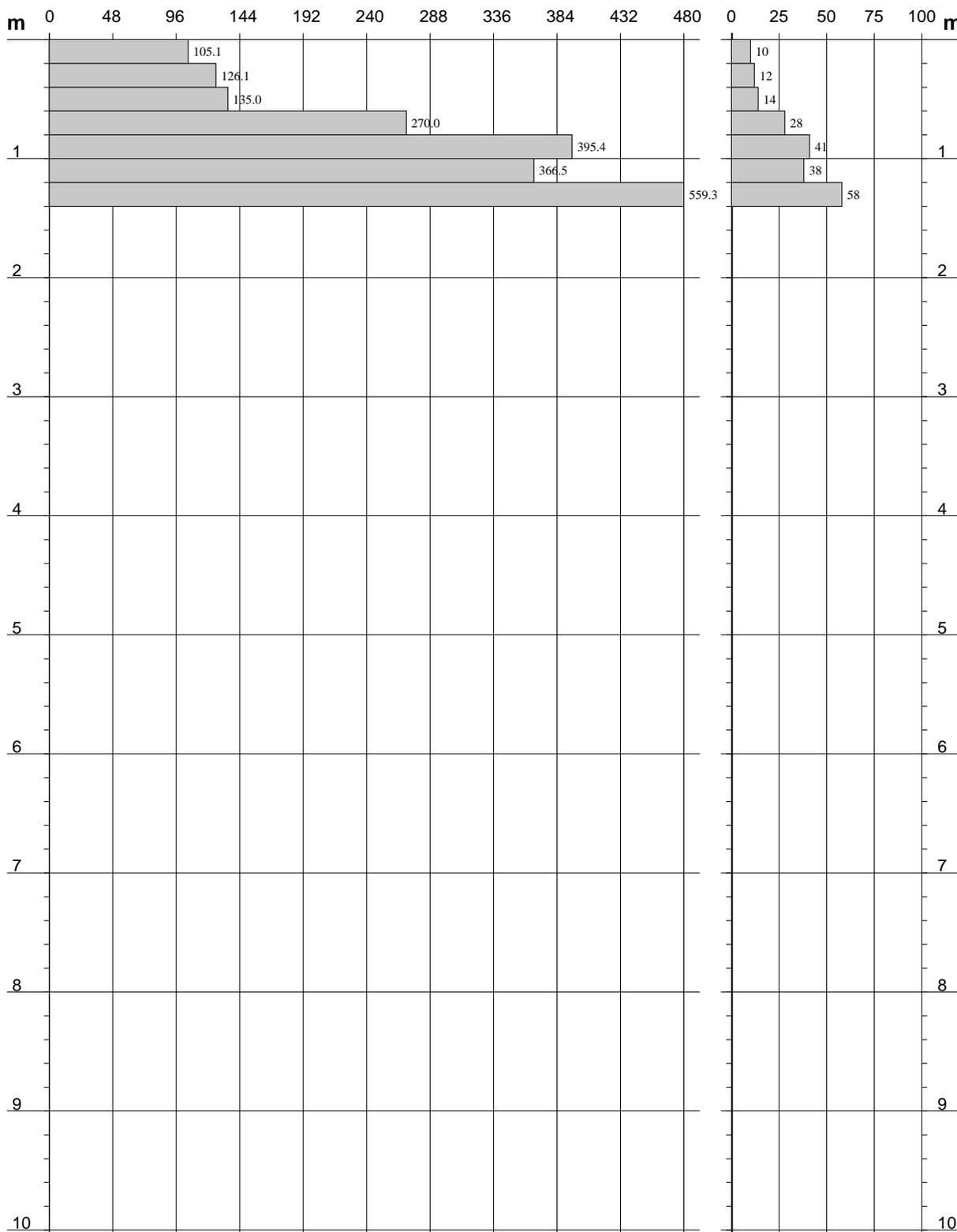
DIN 1
Scala 1: 50

- cantiere : Miglioramento sismico Palestra comunale
- lavoro : Comune di San Giusto C.se
- località : Viale Malpiardo/Viale XXV Luglio - San Giusto C.se

- data prova : 02/03/2020
- quota inizio : p.c.
- prof. falda : Falda non rilevata
- data emiss. : 03/03/2020

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

N = N(20) n° colpi δ = 20



**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA RESISTENZA DINAMICA PUNTA**

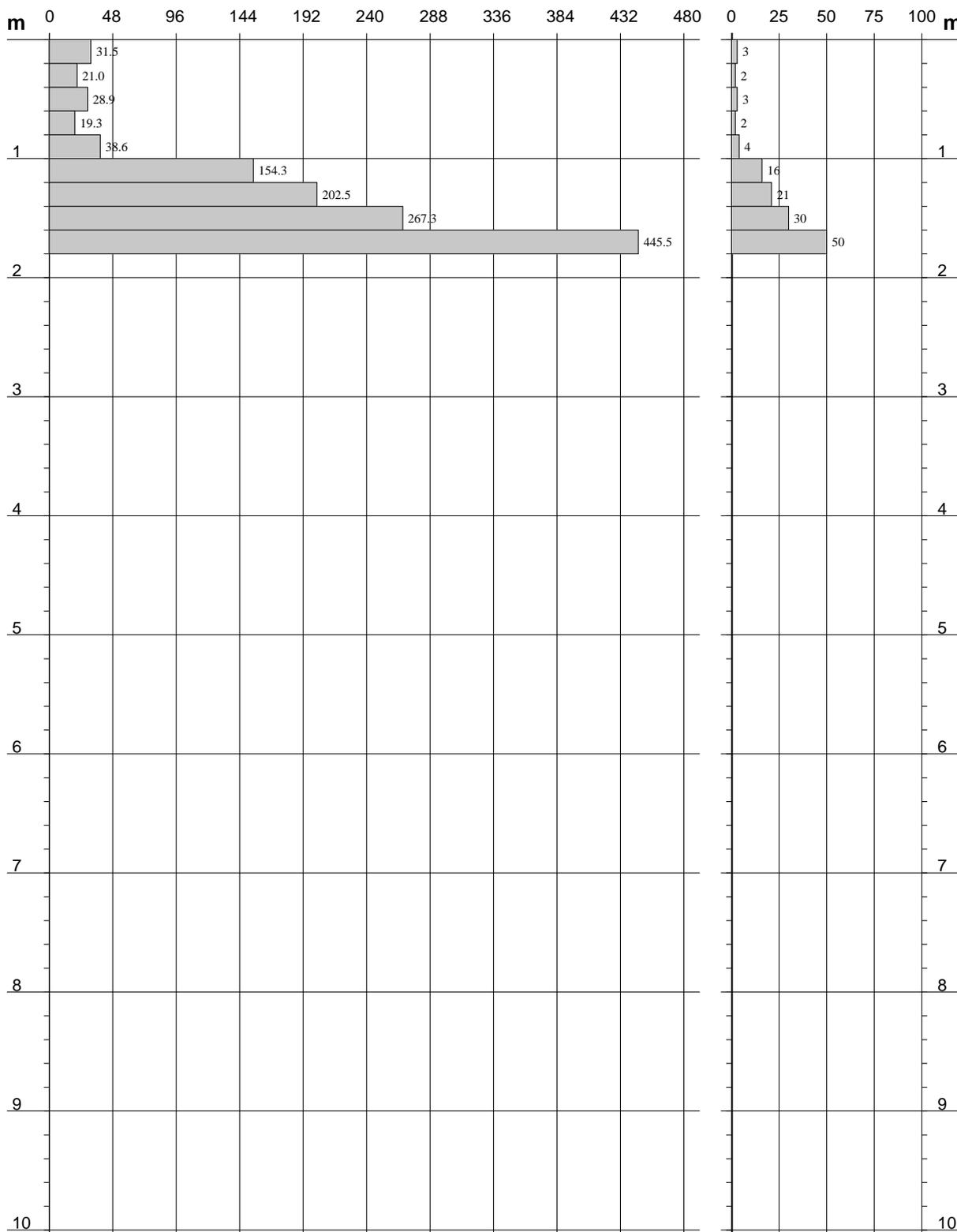
DIN 2
Scala 1: 50

- cantiere : Miglioramento sismico Palestra comunale
- lavoro : Comune di San Giusto C.se
- località : Viale Malpiardo/Viale XXV Luglio - San Giusto C.se

- data prova : 02/03/2020
- quota inizio : p.c.
- prof. falda : Falda non rilevata
- data emiss. : 03/03/2020

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

N = N(20) n° colpi $\delta = 20$



**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA RESISTENZA DINAMICA PUNTA**

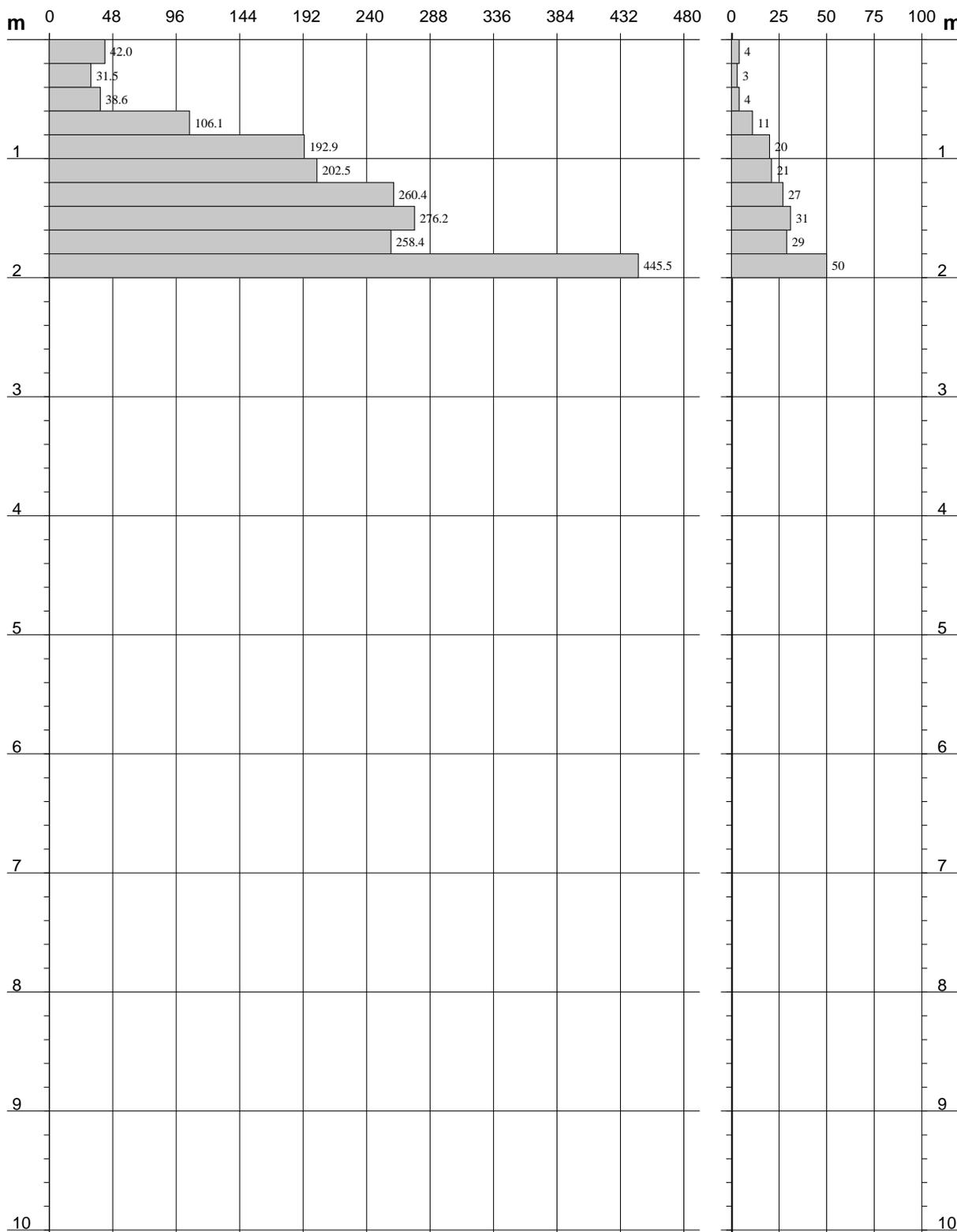
DIN 3
Scala 1: 50

- cantiere : Miglioramento sismico Palestra comunale
- lavoro : Comune di San Giusto C.se
- località : Viale Malpiardo/Viale XXV Luglio - San Giusto C.se

- data prova : 02/03/2020
- quota inizio : p.c.
- prof. falda : Falda non rilevata
- data emiss. : 03/03/2020

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

N = N(20) n° colpi $\delta = 20$



**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
ELABORAZIONE STATISTICA**

DIN 1

- cantiere : Miglioramento sismico Palestra comunale
- lavoro : Comune di San Giusto C.se
- località : Viale Malpiardo/Viale XXV Luglio - San Giusto C.se

- data prova : 02/03/2020
- quota inizio : p.c.
- prof. falda : Falda non rilevata
- data emiss. : 03/03/2020

- note :

n°	Profondità (m)		PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA						VCA	β	Nspt	
				M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+min)$	s	M-s				M+s
1	0.00	0.60	N	12.0	10	14	11.0	----	----	----	11	1.49	16
			Rpd	122.1	105	135	113.6	----	----	----	112		
2	0.60	1.20	N	35.7	28	41	31.8	----	----	----	32	1.49	48
			Rpd	343.9	270	395	307.0	----	----	----	308		
3	1.20	1.40	N	58.0	58	58	58.0	----	----	----	58	1.49	86
			Rpd	559.3	559	559	559.3	----	----	----	559		

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio VCA: valore caratteristico assunto
N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 20$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)
 β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta_t = 1.49$) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI

DIN 1

n°	Prof.(m)		LITOLOGIA	Nspt	NATURA GRANULARE				NATURA COESIVA				
					DR	ϕ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ysat	W	e
1	0.00	0.60	Terreno agrario	16	44.0	30.5	315	1.97	1.55	1.00	1.97	28	0.750
2	0.60	1.20	Ghiaie grossolane in mat. fine	48	83.0	41.8	561	2.14	1.83	3.00	2.36	09	0.251
3	1.20	1.40	Ghiaie/rifiuto	86	----	----	----	----	----	----	----	----	----

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

DR % = densità relativa ϕ' (°) = angolo di attrito efficace E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato W% = contenuto d'acqua
e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
ELABORAZIONE STATISTICA**

DIN 2

- cantiere : Miglioramento sismico Palestra comunale
- lavoro : Comune di San Giusto C.se
- località : Viale Malpiardo/Viale XXV Luglio - San Giusto C.se
- data prova : 02/03/2020
- quota inizio : p.c.
- prof. falda : Falda non rilevata
- data emiss. : 03/03/2020

- note :

n°	Profondità (m)		PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA						VCA	β	Nspt	
				M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+min)$	s	M-s				M+s
1	0.00	1.00	N	2.8	2	4	2.4	----	----	----	2	1.49	3
			Rpd	27.9	19	39	23.6	----	----	----			
2	1.00	1.60	N	22.3	16	30	19.2	----	----	----	19	1.49	28
			Rpd	208.0	154	267	181.2	----	----	----			
3	1.60	1.80	N	50.0	50	50	50.0	----	----	----	50	1.49	74
			Rpd	445.5	446	446	445.5	----	----	----			

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio VCA: valore caratteristico assunto
N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 20$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)
 β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta_t = 1.49$) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI

DIN 2

n°	Prof.(m)		LITOLOGIA	Nspt	NATURA GRANULARE				NATURA COESIVA				
					DR	ϕ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ysat	W	e
1	0.00	1.00	Terreno agrario	3	11.3	21.7	214	1.86	1.38	0.19	1.78	44	1.194
2	1.00	1.60	Ghiaie grossolane in mat. fine	28	62.0	35.5	407	2.04	1.67	1.75	2.12	19	0.522
3	1.60	1.80	Ghiaie/rifiuto	74	----	----	----	----	----	----	----	----	----

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

DR % = densità relativa ϕ' (°) = angolo di attrito efficace E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato W% = contenuto d'acqua
e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
ELABORAZIONE STATISTICA**

DIN 3

- cantiere : Miglioramento sismico Palestra comunale
- lavoro : Comune di San Giusto C.se
- località : Viale Malpiardo/Viale XXV Luglio - San Giusto C.se
- data prova : 02/03/2020
- quota inizio : p.c.
- prof. falda : Falda non rilevata
- data emiss. : 03/03/2020

- note :

n°	Profondità (m)		PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA						VCA	β	Nspt	
				M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+min)$	s	M-s				M+s
1	0.00	0.60	N	3.7	3	4	3.3	----	----	----	3	1.49	4
			Rpd	37.4	32	42	34.4	----	----	----	30		
2	0.60	1.80	N	23.2	11	31	17.1	7.4	15.8	30.6	17	1.49	25
			Rpd	216.1	106	276	161.1	63.6	152.5	279.6	158		
3	1.80	2.00	N	50.0	50	50	50.0	----	----	----	50	1.49	74
			Rpd	445.5	446	446	445.5	----	----	----	446		

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio VCA: valore caratteristico assunto
N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 20$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)
 β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta_t = 1.49$) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI

DIN 3

n°	Prof.(m)		LITOLOGIA	Nspt	NATURA GRANULARE				NATURA COESIVA				
					DR	ϕ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ysat	W	e
1	0.00	0.60	Terreno agrario	4	15.0	22.7	222	1.87	1.39	0.25	1.80	42	1.125
2	0.60	1.80	Ghiaie grossolane in mat. fine	25	57.5	34.4	384	2.02	1.64	1.56	2.08	21	0.574
3	1.80	2.00	Ghiaie/rifiuto	74	----	----	----	----	----	----	----	----	----

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

DR % = densità relativa ϕ' (°) = angolo di attrito efficace E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato W% = contenuto d'acqua
e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno