



Comune di LIVIGNO

Provincia di SONDRIO



Titolo:

**P.I.I. PER LA RIQUALIFICAZIONE E RIORGANIZZAZIONE
FUNZIONALE DEL COMPLESSO ALBERGHIERO E
COMMERCIALE DI PROPRIETA" VALFIN SPA**

Committente:

Società VALFIN S.p.A.

Progettista:

Timbro:

Timbro:

Collaboratore :

Allegato

**PROGETTO :
RELAZIONE GEOLOGICA E SONDAGGI**

N° tavola

P 9

Data:

NOVEMBRE 2014

Rif. tavola

001_R00_CC

Scala del disegno

Aggiornamento:



STUDIO TECNICO GEOM. UGO CELOTTI s.r.l.

CAPITALE SOCIALE EURO 100.000,00 I.V.

VIA MINCIO, 22 - C.A.P. 20139 **MILANO** TEL. 02.5393977 - FAX 02.5392262
e-mail: studiocelotti@studiocelotti.it

SONDAGGI GEOGNOSTICI GEOTECNICI AMBIENTALI . PROVE SU TERRENI DI FONDAZIONE . INDAGINI E RICERCHE GEOLOGICHE E IDROLOGICHE - PERFORAZIONI PROFONDE PER GEOTERMIA PER DISPERSORI PER STRUMENTAZIONI - PROSPEZIONI GEOFISICHE GEOELETTICHE - RILIEVI TOPOGRAFICI
C.C.I.A.A. REG. DELLE IMPRESE DI MILANO . COD.FISC.-PART.IVA 05092310969 . SOA 5496/58/01

Milano, 18/12/2014

Prot. N. 6347/088/14

Spett.le

VALIFIN S.P.A.

Via Gerus n° 310

LIVIGNO (SO)

OGGETTO: Sondaggi geognostici e geotecnici eseguiti nel terreno interessato da un complesso edilizio di prossima costruzione nel Comune di LIVIGNO (Sondrio).

RELAZIONE GEOTECNICA

Introduzione

Nel presente rapporto sono analizzati i terreni e le fondazioni interessati dalla costruzione di un insediamento residenziale situato nel Comune di LIVIGNO, in provincia di SONDRIO.

Per la definizione delle caratteristiche litologiche e meccaniche dei terreni dell'area d'insediamento è stata condotta nel novembre 2014 una campagna d'indagini geognostiche e geotecniche in situ consistita nell'esecuzione di sondaggi con prove penetrometriche tipo SPT in avanzamento. Per la classificazione sismica dei suoli è stata altresì eseguita una indagine geofisica consistente in un allineamento MASW.

I risultati dell'indagine hanno permesso di esaminare e definire i seguenti argomenti che sono l'oggetto della presente relazione:

- caratterizzazione litostratigrafica e meccanica dei terreni,
- indicazioni sull'idrologia della zona,
- classificazione sismica dell'area,
- indicazione della tipologia di fondazione e relativa analisi,



- procedure esecutive.

Riferimento altimetrico

Il riferimento delle profondità assunto nel seguito si identifica con quello dell'indagine posto alla +15 m dal caposaldo di riferimento (cfr. figura 1.3).

Normative

- DECRETO MINISTERO LL.PP. del 14/01/08.
- Circolare esplicativa n° 617 del 02/02/09.

Raccomandazioni e specifiche

- A.G.I. - ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA - "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle Indagini geotecniche" (1977).
- DEPARTMENT of the NAVY - NAV-FAC DM-7 - "Soil Mechanics, Foundations, and earth structures" (1971).
- A.S.T.M. D 1586-67 - "Standard Method for penetration Test and Split Barrel Sampling at Soils" (1974).

Riferimenti bibliografici

- J. E. BOWLES - "Foundation Analysis and Design" - (1982 e 1988).
- M. JAMIOLKOWSKI, E. PASQUALINI - "Previsioni dei cedimenti delle fondazioni superficiali poggianti su terreni sabbiosi ..." - V Ciclo annuale di conferenze dedicate ai problemi di ingegneria delle fondazioni - TORINO (1974).
- T. W. LAMBE; R. V. WHITMAN - "Soil Mechanics" - (1969).
- R. LANCELLOTTA - "Geotecnica" - Ed. ZANICHELLI - (1993).
- E. SCHULTZE, J. MEZEMBACH - "SPT and Compressibility of Soils" - V ICSMFE (1961).
- F. SCHNAID - "In Situ Testing in Geomechanics" - Taylor & Francis (2009).
- K. TERZAGHI - "Theoretical Soil Mechanics" - (1943).
- VIGGIANI C. - "Fondazioni" - (2003).



Capitolo 1 **CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA**

1.1 - Indagine geotecnica

La dotazione della campagna d'indagine geotecnica in situ eseguita nell'area in esame e utilizzata nel seguito è riportata nella tabella 1.1.

TABELLA 1.1 – DOTAZIONE DELL'INDAGINE IN SITU

TIPO	N°
Sondaggio	8
Prova penetrometrica <i>S.P.T.</i>	63
Allineamento MASW	1

Nelle tabelle 1.2, 1.3 e nelle figure 1.1, 1.2 sono riassunti i risultati più significativi delle prove penetrometriche.

Nella figura 1.3 è riportata l'ubicazione delle verticali d'indagine.

Nel disegno n° 6347/1A del 01/12/2014 sono illustrati i risultati delle indagini geotecniche con gli identificativi plano-altimetrici delle prove eseguite.

Nella relazione prot. n° 6347/2A del dicembre 2014 sono riportati i risultati dell'indagine geofisica eseguita con metodologia MASW e la relativa interpretazione.



TABELLA 1.2 – RIASSUNTO RISULTATI PROVE PENETROMETRICHE SPT

ZONA X (MONTE)

Sondaggio	Prova	Q _{SPT} [m]	N _{SPT} [colpi/piede]
S1	1	-1,8	2
	2	-3,3	27
	3	-4,8	27
	4	-6,3	R
	5	-7,8	R
S2	1	-3,5	10
	2	-6,5	R
	3	-9,5	37
	4	-12,5	59
S3	1	-2,5	2
	2	-4,0	8
	3	-5,5	17
	4	-7,0	14
	5	-8,5	10
	6	-10,0	13
	7	-11,5	19
	8	-13,0	12
	9	-14,5	R
	10	-16,0	R
S6	1	-2,8	8
	2	-5,8	39
	3	-8,8	R
	4	-11,8	R
	5	-15,1	R
	6	-18,1	R

Q_{SPT} = quota di prova SPT,

N_{SPT} = resistenza penetrometrica SPT - (R = rifiuto)



TABELLA 1.3 – RIASSUNTO RISULTATI PROVE PENETROMETRICHE SPT
ZONA Y (VALLE)

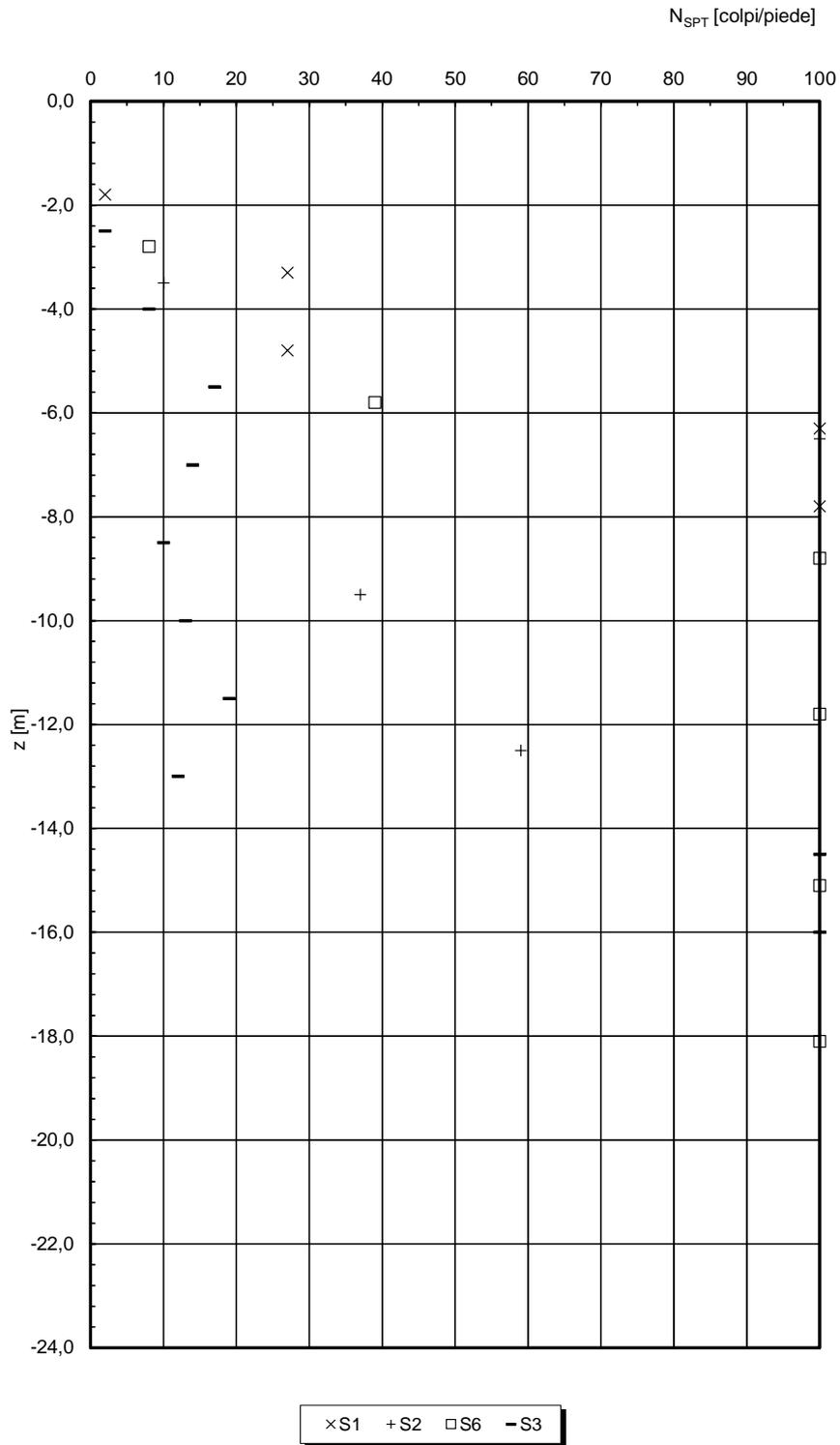
Sondaggio	Prova	Q _{SPT} [m]	N _{SPT} [colpi/piede]
S4	1	-3,3	2
	2	-4,8	2
	3	-6,3	4
	4	-7,8	9
	5	-9,3	6
	6	-10,8	18
	7	-12,3	23
	8	-13,8	21
	9	-15,3	20
	10	-16,8	31
	11	-18,3	34
	12	-19,8	R
	13	-21,3	R
S5	1	-4,1	3
	2	-5,6	6
	3	-7,1	9
	4	-8,6	20
	5	-10,1	46
	6	-11,6	R
	7	-13,1	R
	8	-14,6	R
	9	-16,1	R
	10	-17,6	R
	11	-19,1	R
	12	-20,6	R
	13	-22,1	R
S7	1	-3,9	10
	2	-6,9	24
	3	-9,9	59
	4	-12,9	R
	5	-15,9	R
	6	-18,9	R
S8	1	-4,7	12
	2	-6,2	58
	3	-7,7	78
	4	-9,2	71
	5	-10,7	R
	6	-12,2	R

Q_{SPT} = quota di prova SPT,

N_{SPT} = resistenza penetrometrica SPT - (R = rifiuto).



FIGURA 1.1 - ANDAMENTO N_{SPT} CON LA PROFONDITÀ
ZONA X (MONTE)





**FIGURA 1.2 - ANDAMENTO N_{SPT} CON LA PROFONDITÀ
ZONA Y (VALLE)**

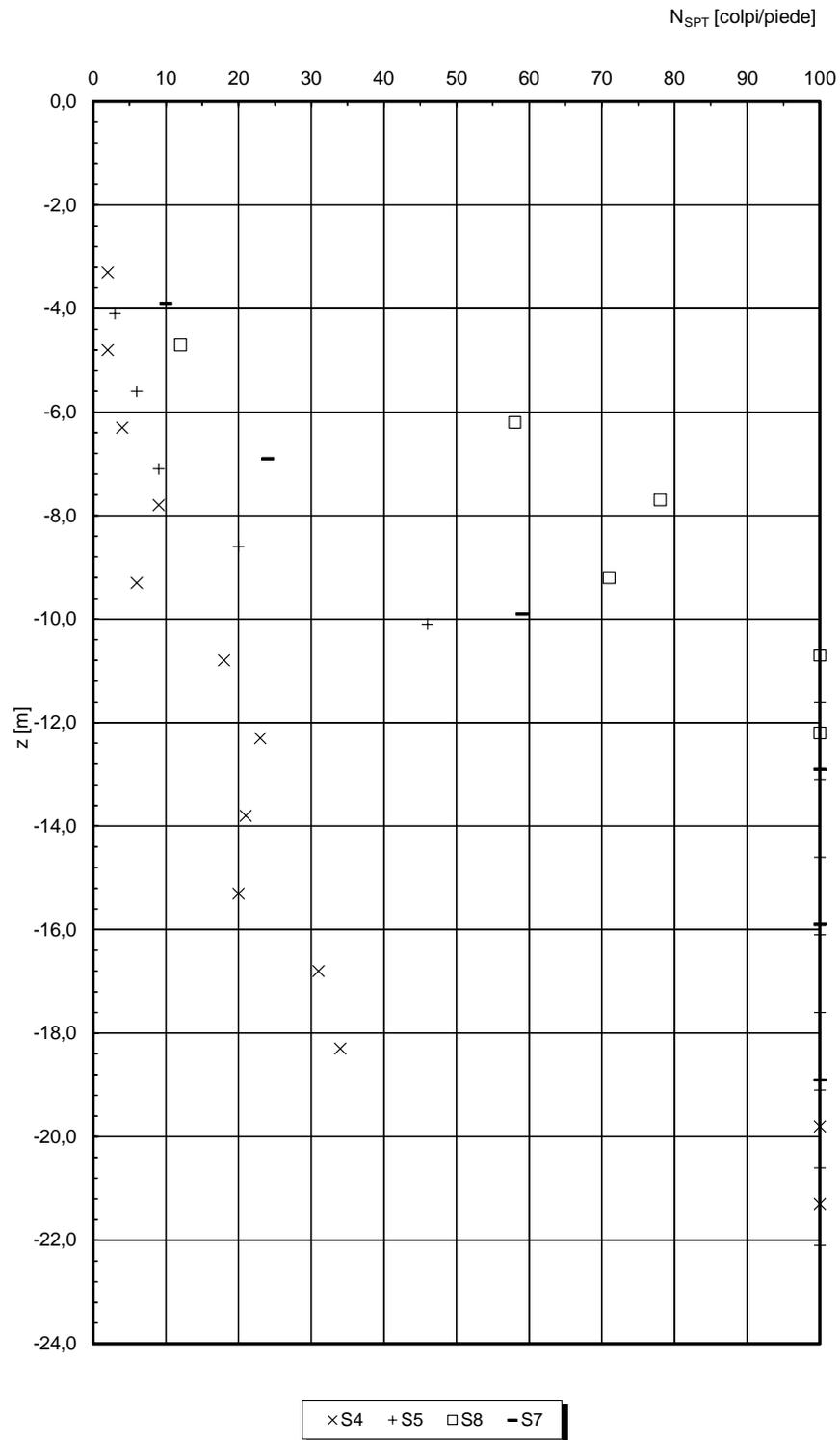
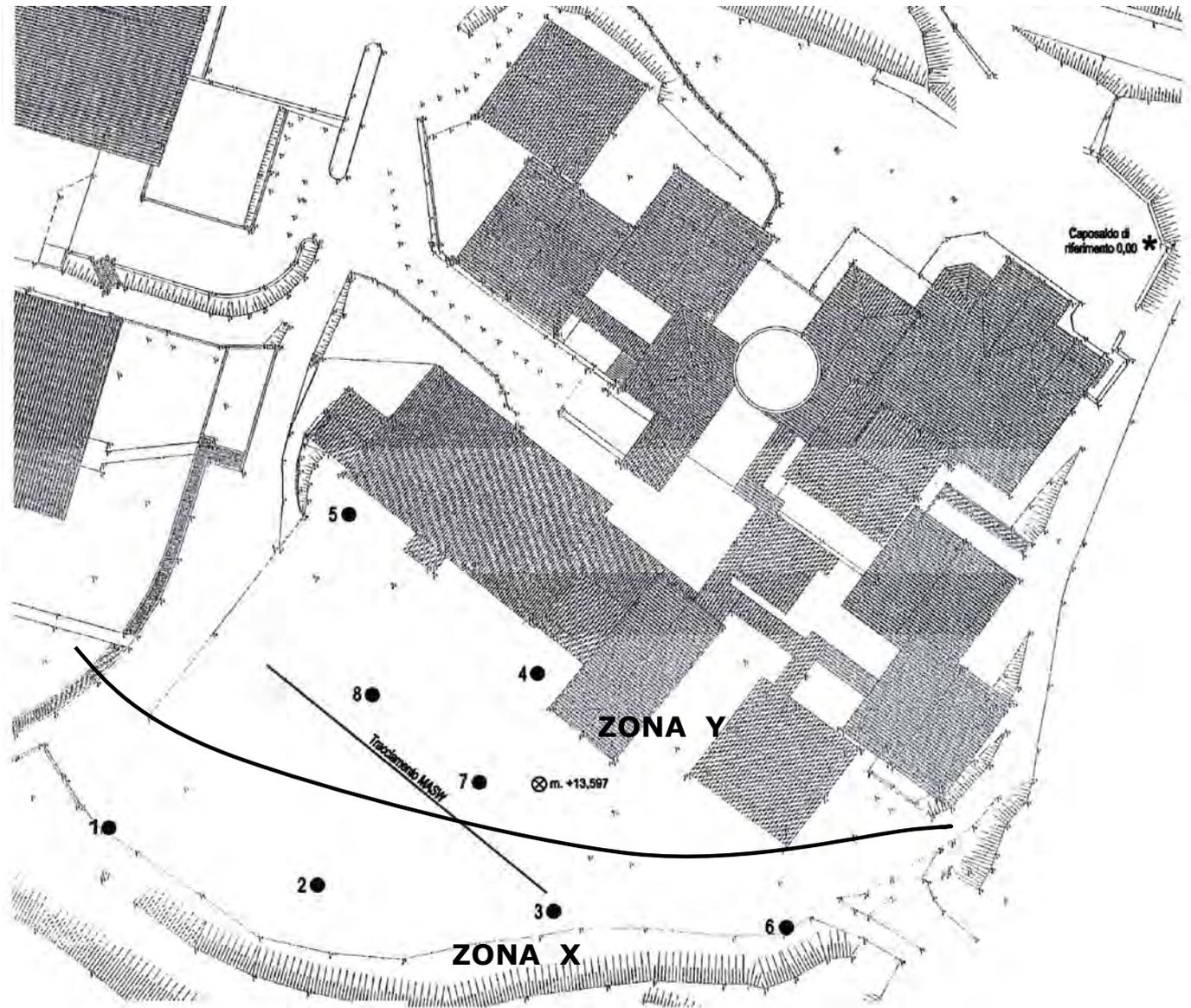




FIGURA 1.3 – UBICAZIONE SOMMARIA VERTICALI D'INDAGINE





Capitolo 2 **CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA**

Premessa

L'area oggetto dell'intervento in progetto è posta in prossimità del piede vallivo della zona; presenta il piano campagna in lieve pendenza. L'area viene suddivisa in due zone denominate con le lettere X e Y rispettivamente interessate dagli edifici di monte e di valle.

2.1 - Natura dei terreni

Sulla base delle indagini riassunte nel precedente capitolo e delle relative elaborazioni, è possibile concludere che la condizione stratigrafica dell'area è caratterizzata dalla presenza di n° 3 litotipi principali, denominati nel seguito con le lettere A, B, C che costituiscono la litologia prevalente dell'area e che viene da questi caratterizzata dal punto di vista geotecnico.

La schematizzazione geotecnica di progetto dei terreni riportata nel seguito rappresenta la sintesi delle determinazioni descritte nel capitolo 1 e potrà essere utilizzata per la progettazione delle fondazioni degli edifici in esame.

In breve sintesi, nel seguito sono descritti i principali litotipi dell'area in esame dei quali nella tabella 2.1 si riportano le altimetrie.

LITOTIPO A

È costituito da sabbia limosa con ghiaia e ciottoli subordinati.

Ha opposto alle prove SPT resistenze N_{SPT} alquanto basse, tipicamente inferiori a 10 colpi/piede alle quali sono associabili caratteristiche meccaniche scadenti. Spesso risulta contaminato dal litotipo B. In tal caso viene denominato Litotipo A-1; qui la N_{SPT} subisce aumenti ragguardevoli con conseguenti miglioramenti delle caratteristiche meccaniche.

LITOTIPO B

Nelle litologie dei sondaggi è individuabile localmente uno strato ghiaioso sabbioso in matrice limosa che qui viene indicato con la lettera B.

La resistenza N_{SPT} , tipicamente compresa tra 15 e 25 indica materiali con associate caratteristiche meccaniche medio-alte.



LITOTIPO C

Si identifica con il bed-rock. È stato rinvenuto in tutti i sondaggi a quote molto variabili arealmente.

Ha opposto al penetrometro resistenze alquanto variabili: nella parte alta – Litotipo C-1 – le N_{SPT} risultano molto eterogenee, comunque hanno associati valori finiti a denotare una rilevante alterazione; nella parte bassa – Litotipo C-2 – il penetrometro registra il rifiuto denotando uno stato di consistenza maggiore.

Nella tabella 2.1 si riportano le altimetrie dei litotipi sopra descritti.

TABELLA 2.1 – ALTIMETRIE LITOTIPI DI SUDDIVISIONE

Zona/Edif.	Sondaggio	LITOTIPO A		LITOTIPO A1		LITOTIPO B		LITOTIPO C-1		LITOTIPO C-2	
		Q_t [m]	Q_l [m]	Q_t [m]	Q_l [m]	Q_t [m]	Q_l [m]	Q_l [m]	Q_l [m]	Q_t [m]	Q_l [m]
X/A; B	3	/	/	-0,5 (p.c.)	-3,5	/	/	-3,5	-14,5	-14,5	f.s.
X/A; B	6	-0,1 (p.c.)	-3,7	/	/	-3,7	-11,5	-11,5	f.s.	/	/
X/C	2	-0,5 (p.c.)	-5,0	/	/	/	/	/	/	-5,0	f.s.
X/D	1	-0,3 (p.c.)	-1,7	/	/	-1,7	-6,2	/	/	-6,2	f.s.
Y/E	4	-1,8 (p.c.)	-4,6	/	/	/	/	-4,6	-19,0	-19,0	f.s.
Y/F	5	-2,6 (p.c.)	-7,8	/	/	/	/	-7,8	-10,0	-10,0	f.s.

$Q_{t/l}$ = tetto/letto litotipo,

p.c. = piano campagna,

f.s. = fondo sondaggio.

2.2 – Parametrizzazione meccanica dei terreni

Le informazioni acquisite dalla campagna d'indagine in situ sono utilizzate per la caratterizzazione geotecnica dei terreni. Per la definizione dei parametri geotecnici si è fatto ricorso a relazioni empiriche che legano le resistenze penetrometriche con le principali caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni investigati.

Nelle figure 2.1÷2.4, 2.6÷2.9 si riportano gli andamenti con la profondità dell'angolo d'attrito φ' , della densità relativa D_r e del gradiente m e del modulo E di YOUNG, dedotti dalle resistenze $(N_1)_{60-SPT}$ riportate nelle figure 2.5, 2.10. Le correlazioni adottate sono indicate in grassetto in calce alle figure.

In sintesi, nelle tabelle 2.2÷2.6 sono esposti i valori delle caratteristiche geotecniche più significative dei terreni dell'area in esame nella schematizzazione sopra illustrata. Considerando la notevole eterogeneità della condizione geotecnica, nel seguito la modellazione viene riferita a singoli edifici.



Il numero di verticali e la loro profondità portano a ritenere i modelli indicati rappresentativi della condizione sfavorevole delle singole aree.

Ai valori dei parametri indicati sarà fatto riferimento nelle analisi seguenti.

TABELLA 2.2 – MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

ZONA X- EDIFICI A; B

LITOTIPO	Q _L [m]	N' _{SPT} [colpi/piede]	γ [kN/m ³]	φ' _{calc} [gradi]	D _r [%]	m [/]	n [/]	v [/]
A	-3,5	3,5	19	22	25	250	0,5	0,3
C1	-14,5	12	19	27	45	450	0,5	0,3
C2	/	100	21	35	95	2500	0,5	0,3

TABELLA 2.3 – MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

ZONA X- EDIFICIO C

Litotipo	Q _L [m]	N' _{SPT} [colpi/piede]	γ [kN/m ³]	φ' _{calc} [gradi]	D _r [%]	m [/]	n [/]	v [/]
A	-5,0	7,5	19	23	35	400	0,5	0,3
C2	/	100	21	35	95	2500	0,5	0,3

TABELLA 2.4 – MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

ZONA X- EDIFICIO D

Litotipo	Q _L [m]	N' _{SPT} [colpi/piede]	γ [kN/m ³]	φ' _{calc} [gradi]	D _r [%]	m [/]	n [/]	v [/]
A	-1,7	3,5	19	22	25	350	0,5	0,3
B	-6,2	35	19	31	70	1100	0,5	0,3
C2	/	100	21	35	95	2500	0,5	0,3

TABELLA 2.5 – MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

ZONA Y- EDIFICIO E

Litotipo	Q _L [m]	N' _{SPT} [colpi/piede]	γ [kN/m ³]	φ' _{calc} [gradi]	D _r [%]	m [/]	n [/]	v [/]
A	-4,6 (6,5)	3,5	19	22	25	350	0,5	0,3
C1	-19	18	19	29	55	650	0,5	0,3
C2		100	21	35	95	2500	0,5	0,3



TABELLA 2.6 – MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

ZONA Y- EDIFICIO F

Litotipo	Q_L [m]	N'_{SPT} [colpi/piede]	γ [kN/m ³]	ϕ'_{calc} [gradi]	D_r [%]	m [/]	n [/]	ν [/]
A	-7,8	7,5	19	23	35	400	0,5	0,3
C1	-10	18	19	29	55	650	0,5	0,3
C2	/	100	21	35	95	2500	0,5	0,3

Nelle figure 2.1÷2.4, 2.6÷2.9 e nelle tabelle 2.2÷2.6 si è indicato con:

Q_L = quota del letto dello strato,

N'_{SPT} = resistenza SPT normalizzata,

γ = peso di volume fuori falda,

ϕ'_{calc} = angolo d'attrito operativo valutato come valore intermedio tra ϕ' e ϕ'_{cv} di figura 2.1,

D_r = densità relativa,

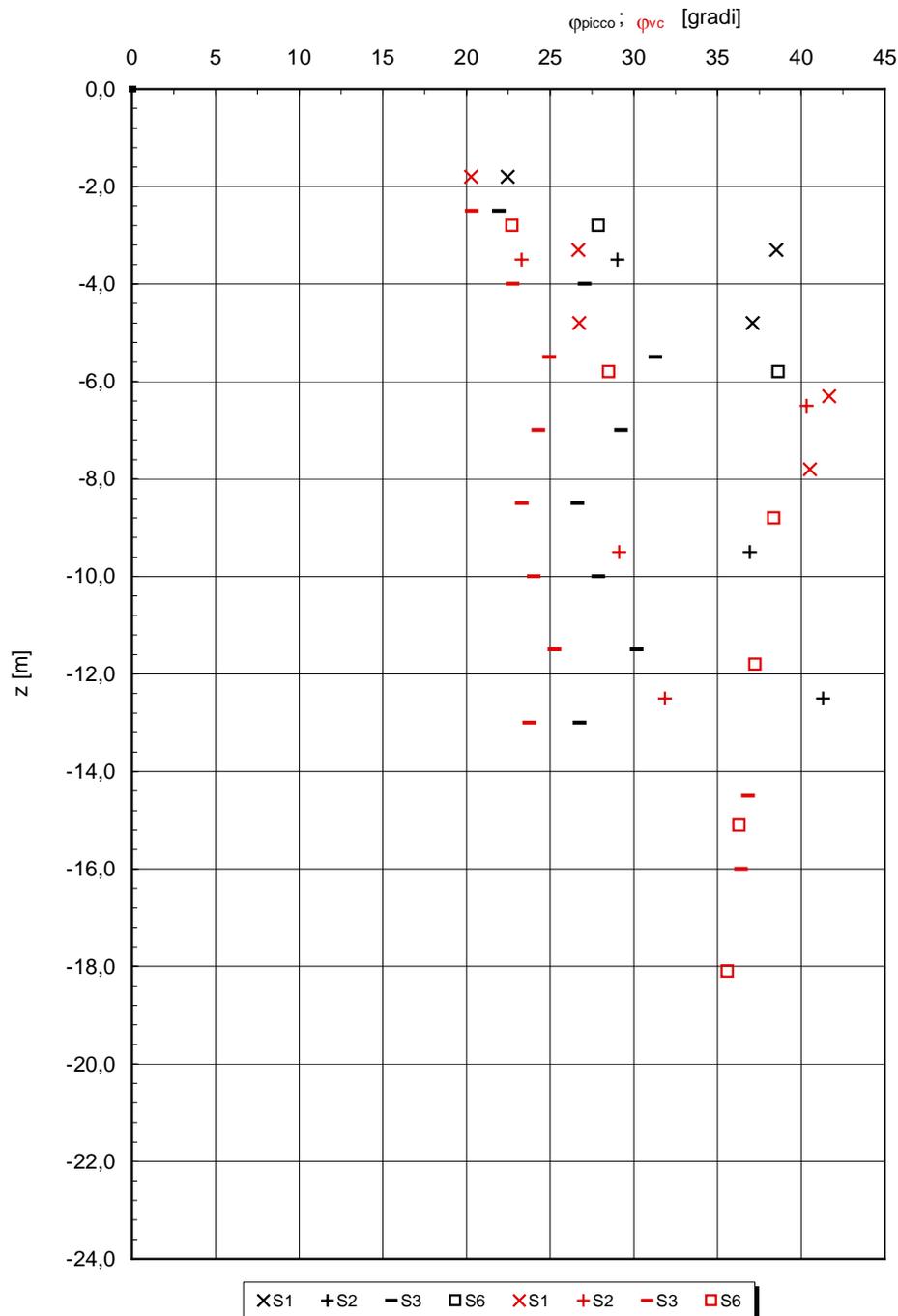
m = gradiente del modulo di Young E_{VC} nella formulazione $E_{VC} = m (\sigma_c/\sigma_r)^n \sigma_r$ (Janbu); σ_c ; σ_r rispettivamente la pressione di contenimento efficace e la pressione di riferimento, quest'ultima pari a 100 per E e σ_c in kPa,

E_{VC} = modulo di Young (curva vergine); il modulo di Young E_{UL-RL} di scarico e ricarico è pari a $\alpha * E_{VC}$; α per i terreni in esame α assume il valore pari a 2,

ν = rapporto di Poisson.



FIGURA 2.1 – ANDAMENTO ANGOLO D'ATTRITO φ - PROFONDITÀ
ZONA X



$\varphi = 15 + [15 * (N_1)_{60}]^{0.5}$ (sabbie fini limose - SHIOI & FUKUNI - 1982; ROAD BRIDGE SPECIFICATION)
 $\varphi = 27 + 0,3 * (N_1)_{60}$ (sabbie medio grosse e sabbie ghiaiose - JAPANESE NATIONAL RAILWAY)
 $\varphi = 15 + [20 * (N_1)_{60}]^{0.5}$ (sabbie medio grosse e sabbie debolmente ghiaiose - OWASAKI & IWASAKI)

$(N_1)_{60} = N_{SPT} * E_F / 60 * C_N$

$(N_1)_{60}$ = resistenza penetrometrica SPT normalizzata a una tensione efficace verticale di 100 kPa

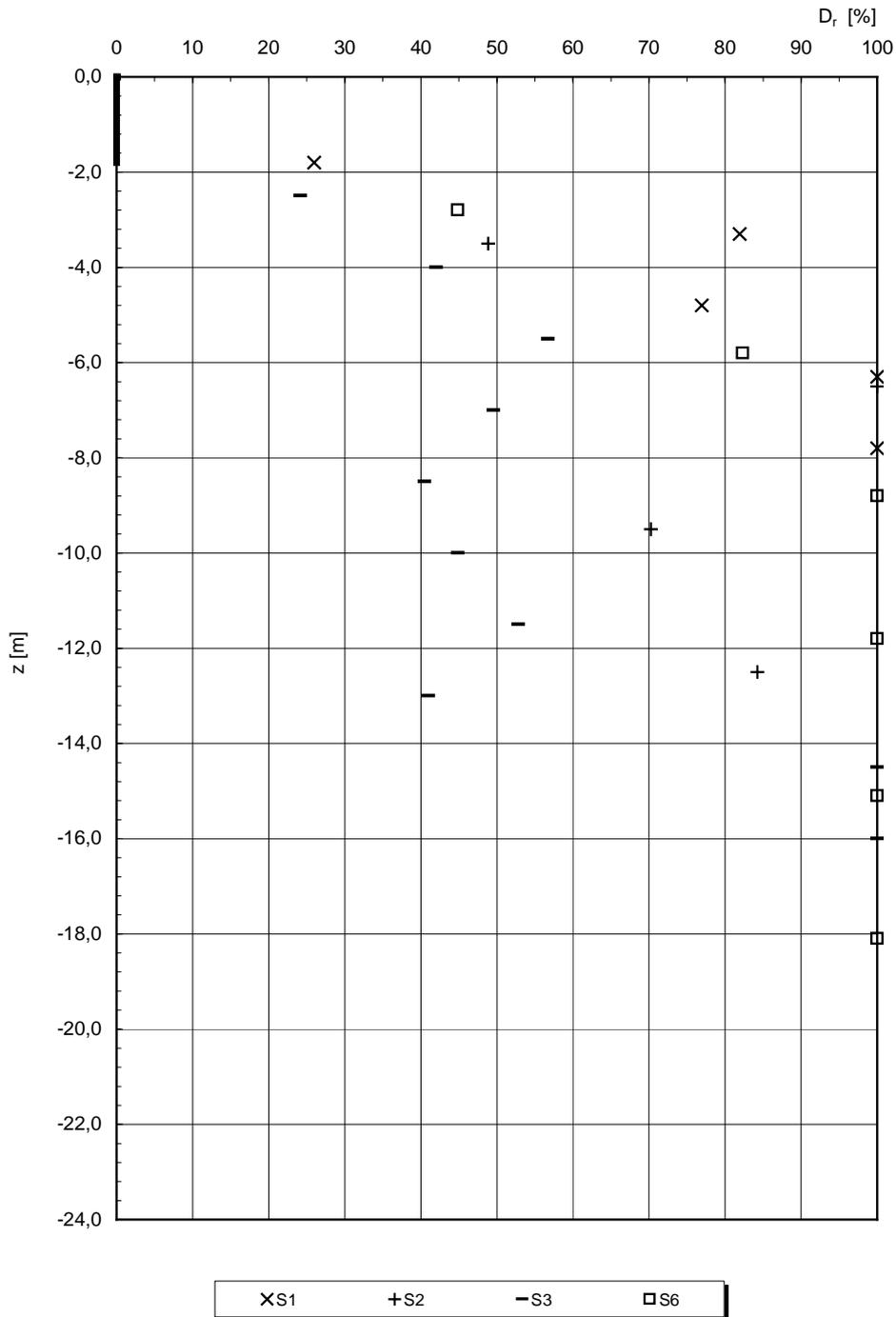
N_{SPT} = resistenza penetrometrica SPT misurata

E_F = efficienza dei macchinari italiani stimato al 65%, riferita al rendimento del 60%

$C_N = (98,1 / \sigma'_{v0})^{0.5}$ [kPa] = fattore di correzione (LIAO & WHITMANN - 1986)



**FIGURA 2.2 – ANDAMENTO DENSITÀ RELATIVA D_R – PROFONDITÀ
ZONA X**



$$D_r = [(N_1)_{60}/A]^5 \text{ (SKEMPTON - 1986)}$$

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

$(N_1)_{60}$ = resistenza penetrometrica SPT normalizzata a una tensione efficace verticale di 100 kPa

N_{SPT} = resistenza penetrometrica SPT misurata

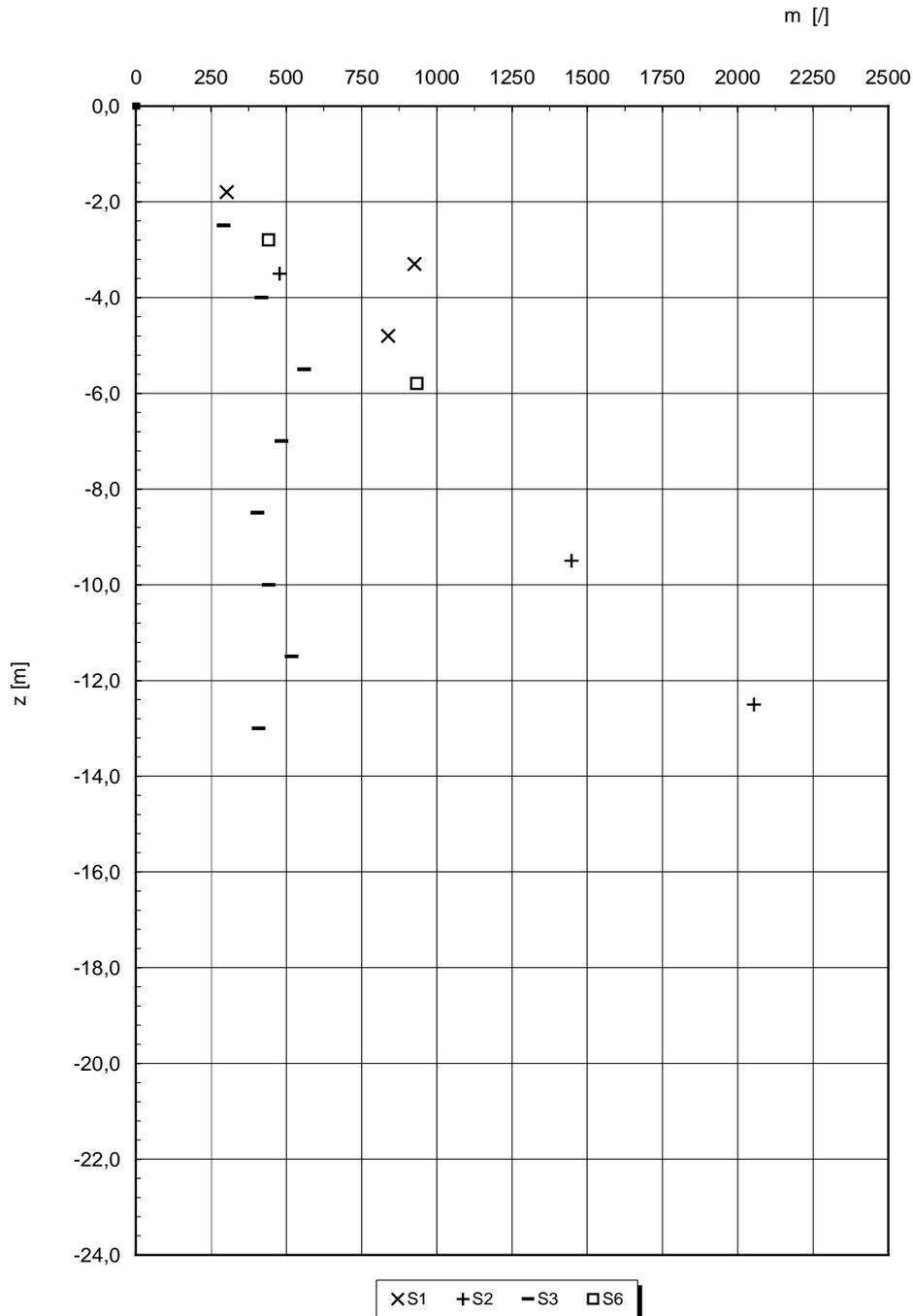
E_f = efficienza dei macchinari italiani stimato al 65%, riferita al rendimento del 60%

$C_N = (98,1/s'_{v0})^{0.5}$ [kPa] = fattore di correzione (LIAO & WHITMANN - 1986)

A = 55, 60, 65 rispettivamente per sabbie fini, sabbie medie, sabbie grosse.



FIGURA 2.3 – ANDAMENTO GRADIENTE MODULO ELASTICO
***m* - PROFONDITÀ**
ZONA X

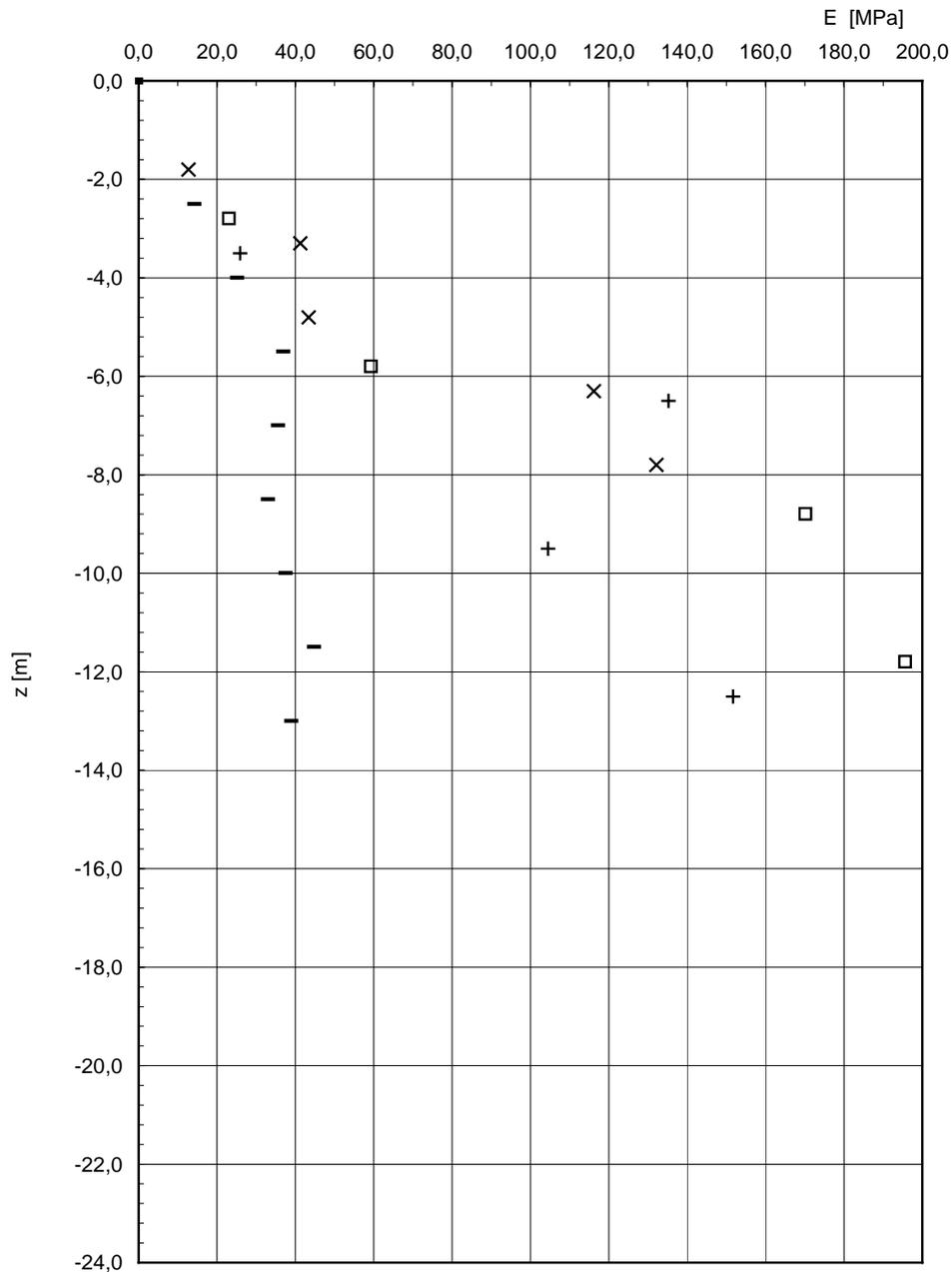


$m = \text{gradiente del modulo} = a * e^{(b * D_r)}$ (JAMIOLKOWSKI-PASQUALINI - 1975)

a, b = parametri adimensionali funzione della granulometria del terreno assunti pari a:
a = 180, 210, 250
b = 0,02, 0,0225, 0,25
rispettivamente per sabbie fini, sabbie medie, sabbie grosse,
D_r = densità relativa.



**FIGURA 2.4 – ANDAMENTO DEL MODULO ELASTICO E - PROFONDITÀ
 ZONA X**



XS1 +S2 -S3 □S6

$$E = m (\sigma'_v / \sigma_r)^n \sigma_r$$

m = gradiente del modulo = $a \cdot e^{(b \cdot U_r)}$ (JAMIOLKOWSKI-PASQUALINI - 1975)

n = esponente del modulo

σ'_v = pressione di contenimento efficace in kg/cm^2 , calcolata adottando un coefficiente a riposo = $1 - \sin \varphi$

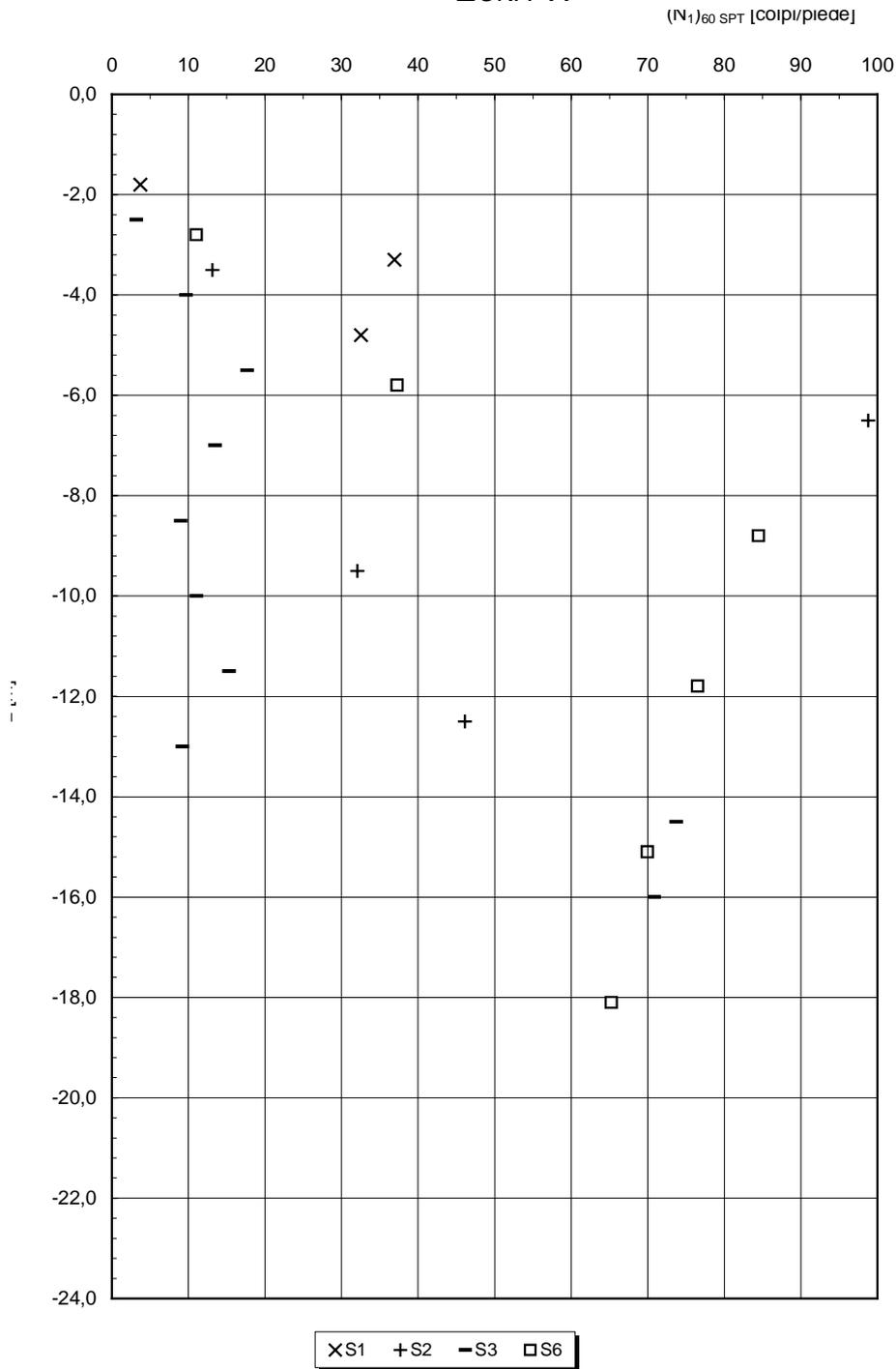
σ_r = pressione di riferimento = 100 per E in kPa

$$E = 196,2 \cdot B \cdot (N_1)_{60} \quad (\text{SCHMERTMANN})$$

$B = 4, 6, 10$ rispettivamente per sabbie fini, sabbie medie, sabbie grosse.



FIGURA 2.5 – ANDAMENTO $(N_1)_{60SPT}$ – PROFONDITÀ
ZONA X



$$(N_1)_{60} = N_{SPT} * E_f / 60 * C_N$$

$(N_1)_{60}$ = resistenza penetrometrica SPT normalizzata a una tensione efficace verticale = 100 kPa

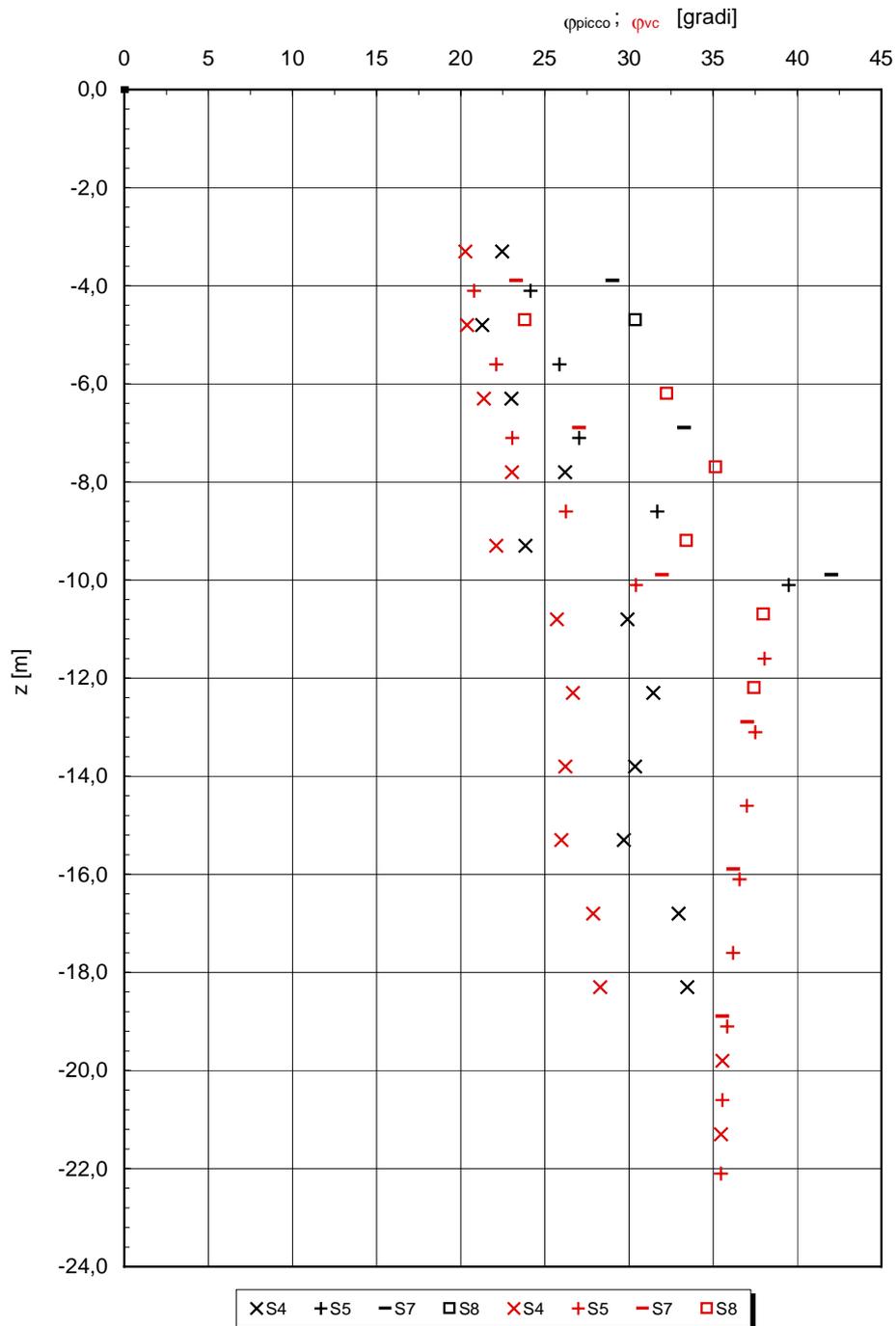
N_{SPT} = resistenza penetrometrica SPT misurata

E_f = efficienza dei macchinari italiani stimato al 65%, riferita al rendimento del 60%

$C_N = (98,1/\sigma'_{v0})^{-5}$ [kPa] = fattore di correzione (LIAO & WHITMANN - 1986)



FIGURA 2.6 – ANDAMENTO ANGOLO D'ATTRITO φ - PROFONDITÀ
ZONA Y



$\varphi = 15 + [15 * (N_1)_{60}]^{0.5}$ (sabbie fini limose - SHIOI & FUKUNI - 1982; ROAD BRIDGE SPECIFICATION)
 $\varphi = 27 + 0,3 * (N_1)_{60}$ (sabbie medio grosse e sabbie ghiaiose - JAPANESE NATIONAL RAILWAY)
 $\varphi = 15 + [20 * (N_1)_{60}]^{0.5}$ (sabbie medio grosse e sabbie debolmente ghiaiose - OWASAKI & IWASAKI)

$(N_1)_{60} = N_{SPT} * E_F / 60 * C_N$

$(N_1)_{60}$ = resistenza penetrometrica SPT normalizzata a una tensione efficace verticale di 100 kPa

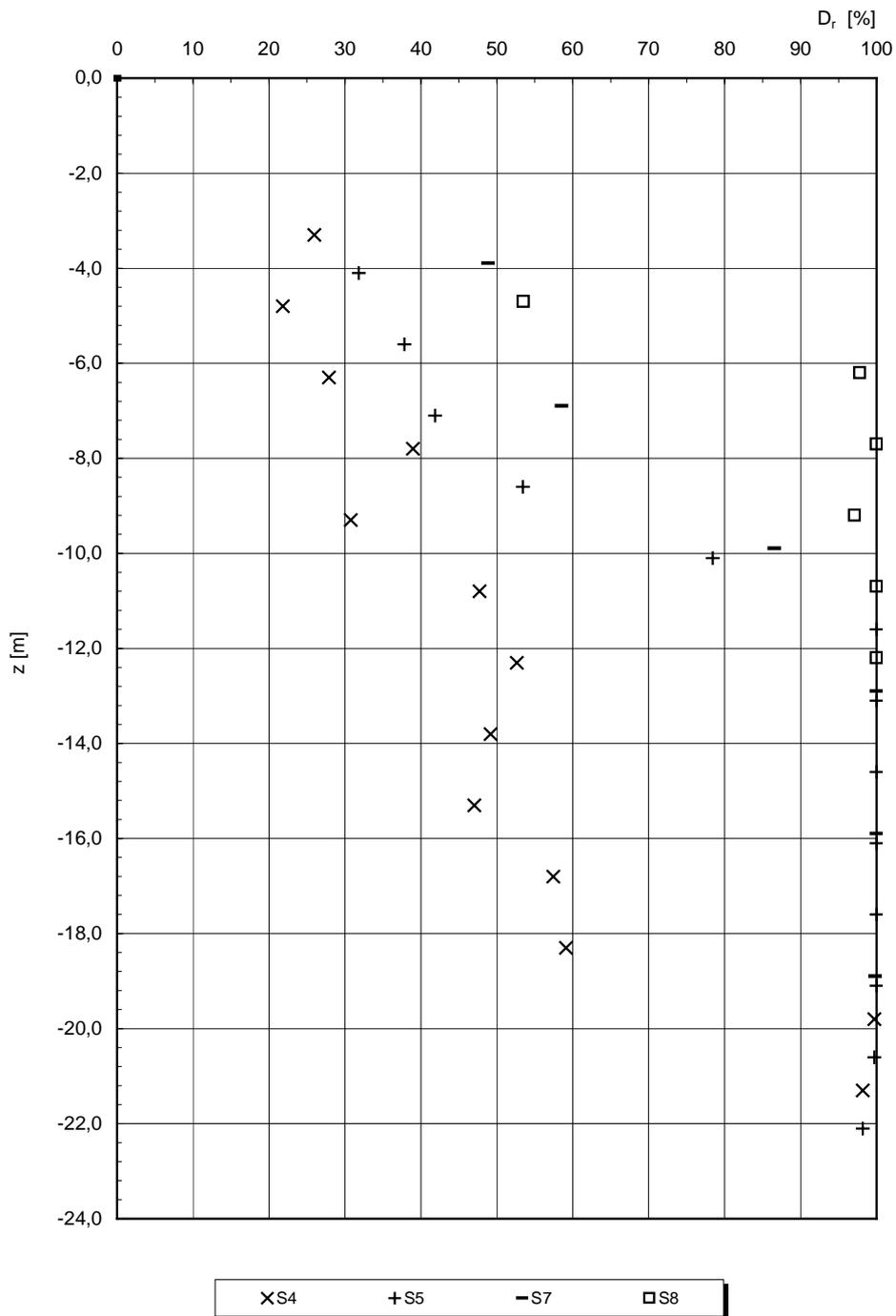
N_{SPT} = resistenza penetrometrica SPT misurata

E_F = efficienza dei macchinari italiani stimato al 65%, riferita al rendimento del 60%

$C_N = (98,1 / \sigma'_{v0})^{0.5}$ [kPa] = fattore di correzione (LIAO & WHITMANN - 1986)



FIGURA 2.7 – ANDAMENTO DENSITÀ RELATIVA D_R – PROFONDITÀ
ZONA Y



$$D_r = [(N_1)_{60}/A]^5 \text{ (SKEMPTON - 1986)}$$

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} * E_F / 60 * C_N$$

$(N_1)_{60}$ = resistenza penetrometrica SPT normalizzata a una tensione efficace verticale di 100 kPa

N_{SPT} = resistenza penetrometrica SPT misurata

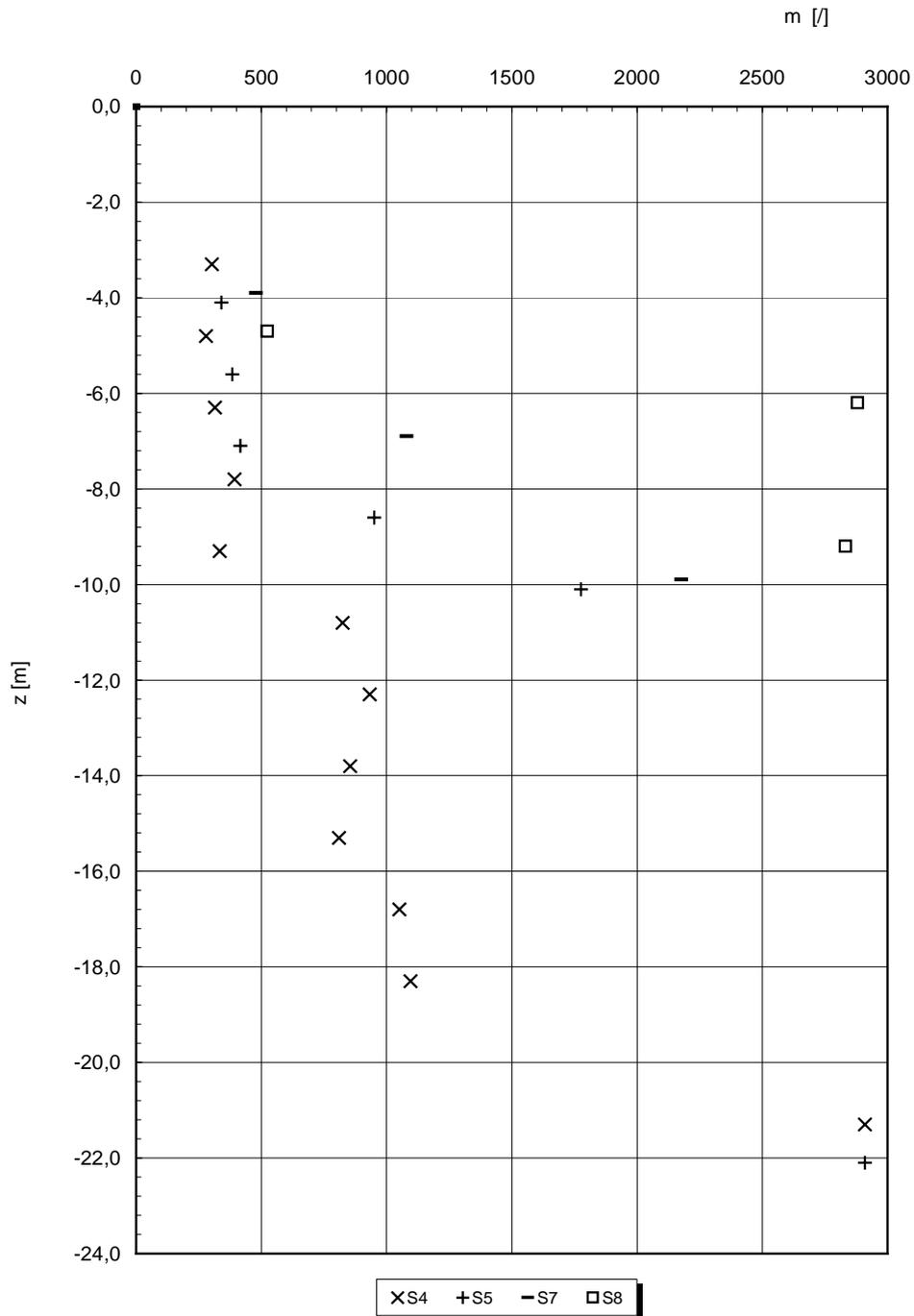
E_F = efficienza dei macchinari italiani stimato al 65%, riferita al rendimento del 60%

$C_N = (98,1/s'_{v0})^0$ [kPa] = fattore di correzione (LIAO & WHITMANN - 1986)

A = 55, 60, 65 rispettivamente per sabbie fini, sabbie medie, sabbie grosse.



FIGURA 2.8 – ANDAMENTO GRADIENTE MODULO ELASTICO
 m - PROFONDITÀ
ZONA Y



$m = \text{gradiente del modulo} = a * e^{(b * D_r)}$ (JAMIOLKOWSKI-PASQUALINI - 1975)

a, b = parametri adimensionali funzione della granulometria del terreno assunti pari a:

a = 180, 210, 250

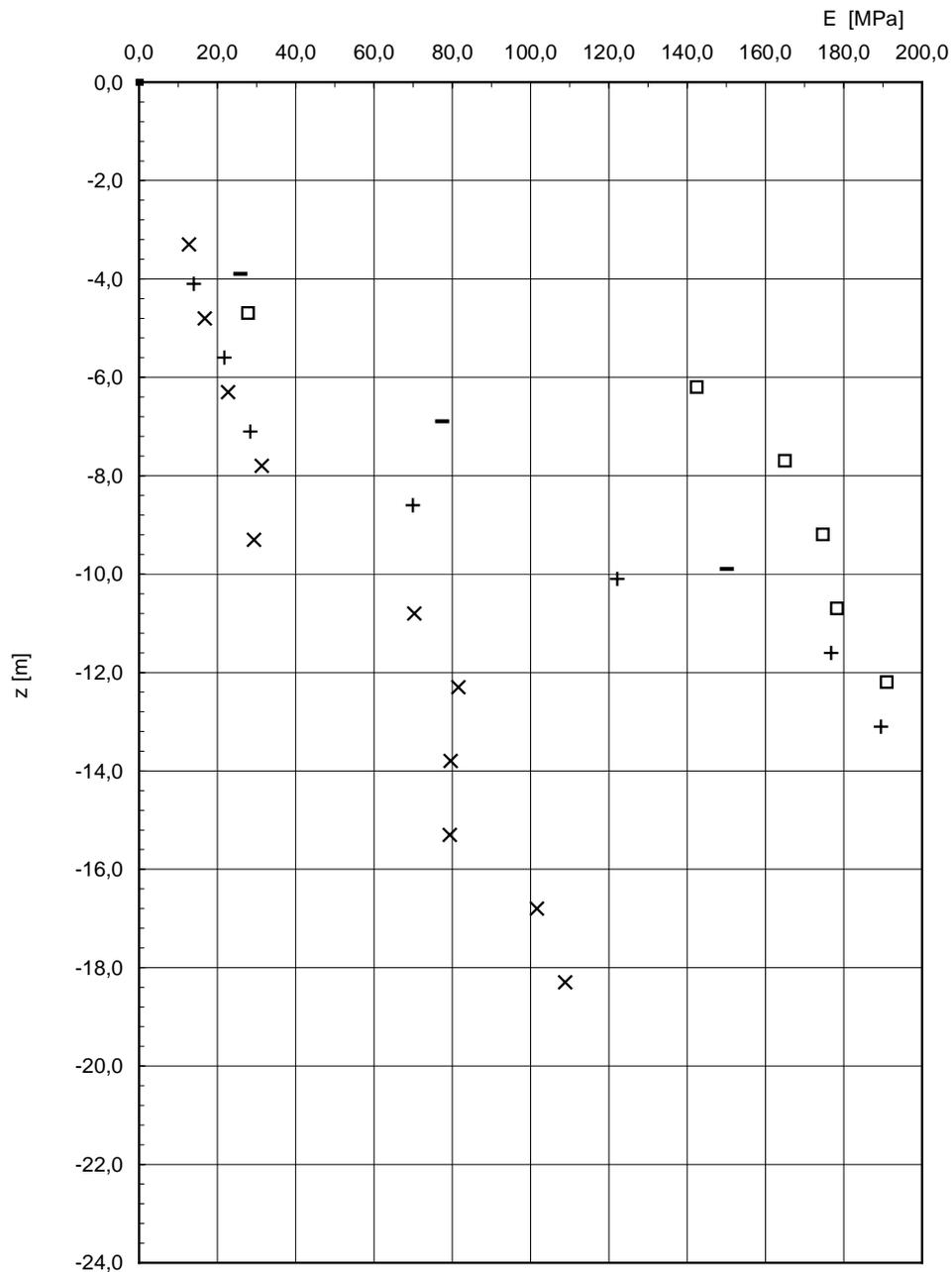
b = 0,02, 0,0225, 0,25

rispettivamente per sabbie fini, sabbie medie, sabbie grosse,

D_r = densità relativa.



**FIGURA 2.9 – ANDAMENTO DEL MODULO ELASTICO E - PROFONDITÀ
ZONA Y**



X S4 + S5 - S7 □ S8

$$E = m (\sigma'_c / \sigma_r)^n \sigma_r$$

m = gradiente del modulo = $a * e^{(u \cdot V_f)}$ (JAMIOLKOWSKI-PASQUALINI - 1975)

n = esponente del modulo

σ'_c = pressione di contenimento efficace in kg/cm^2 , calcolata adottando un coefficiente a riposo = $1 - \sin \varphi$

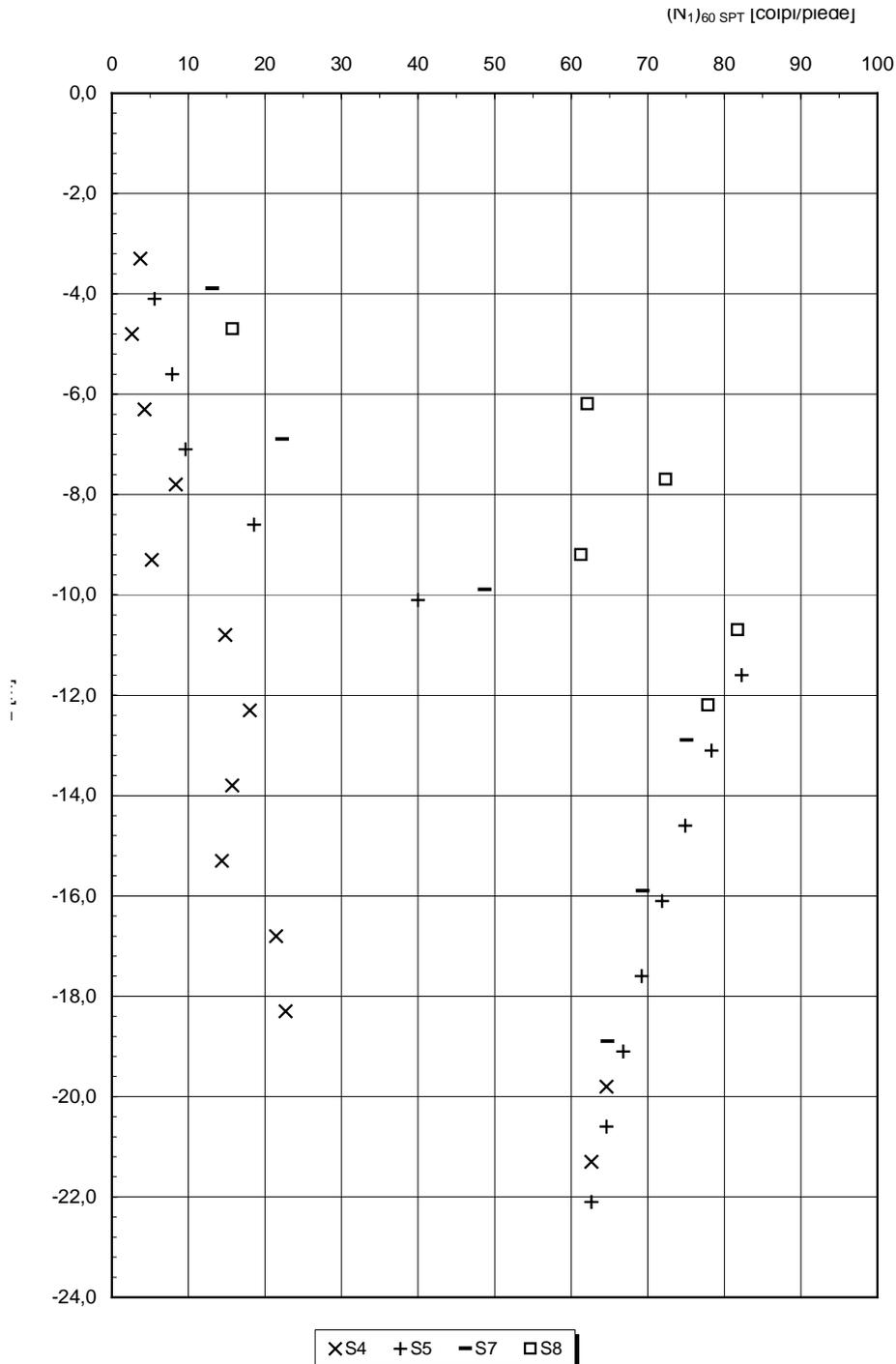
σ_r = pressione di riferimento = 100 per E in kPa

$$E = 196,2 * B * (N_1)_{60} \text{ (SCHMERTMANN)}$$

$B = 4, 6, 10$ rispettivamente per sabbie fini, sabbie medie, sabbie grosse.



**FIGURA 2.10 – ANDAMENTO $(N_1)_{60SPT}$ – PROFONDITÀ
 ZONA Y**



$$(N_1)_{60} = N_{SPT} * E_p / 60 * C_N$$

$(N_1)_{60}$ = resistenza penetrometrica SPT normalizzata a una tensione efficace verticale =100 kPa

N_{SPT} = resistenza penetrometrica SPT misurata

E_p = efficienza dei macchinari italiani stimato al 65%, riferita al rendimento del 60%

$C_N = (98,1/\sigma'_{v0})^5$ [kPa] = fattore di correzione (LIAO & WHITMANN - 1986)



2.3 - Idrologia

Nel corso dell'indagine è stata segnalata la presenza dell'acqua sotterranea alle quote Q_w indicate nella tabella 2.7.

TABELLA 2.7 – QUOTE ACQUA SOTTERRANEA Q_w IN CORSO D'INDAGINE

Sondaggio	Zona/Edif.	Q_w [m]	Q_w [m] da p.c.
3	X/A; B	-5,0	4,5
6	X/A; B	-5,7	5,6
2	X/C	-5,0	4,5
1	X/D	-2,8	2,5
4	Y/E	-7,9	5,2
5	Y/F	-8,7	6,1

Come si evince dalla tabella, la quota dell'acqua sotterranea presenta un andamento molto irregolare, non correlabile con l'andamento del piano campagna. Possibili cause di tale irregolarità possono essere ascrivibili:

- alla eterogeneità litostratigrafica della zona che interagisce con i flussi idrici sotterranei,
- alla presenza dell'acqua di perforazione.

Si auspica la messa in opera di alcuni piezometri per il monitoraggio della Q_w . Nel seguito la quota $Q_{w,p}$ di progetto dell'acqua sotterranea viene assunta pari a:

$$Q_{w,p} = -2,5 \text{ m} \quad \text{Zona X}$$
$$Q_{w,p} = -4 \text{ m} \quad \text{Zona Y.}$$

Se d'interesse specifico per la progettazione si consiglia uno studio idrologico della zona.

2.4 - Sismicità dell'area

Nel seguito viene fornito un inquadramento generale sulla classificazione sismica dell'area in esame nel rispetto delle disposizioni delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni del Decreto Ministeriale del 14/01/2008.

- **a)** Secondo la normativa vigente la tipologia del suolo di fondazione è dipendente dal valore v_{s30} , definito come media della velocità delle onde di ta-



glio entro i primi 30 m dal piano di fondazione.

Si ricorda che la normativa suddivide i terreni secondo quanto esposto nella tabella 2.8.

TABELLA 2.8 – CLASSIFICAZIONE DEL TIPO DI SUOLO

CATEGORIA DI SUOLO	LITOLOGIA	v_{s30} [m/s]	N_{SPT} [/]	c_u [kPa]
A	Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore ≤ 5 m.	>800	/	/
B	Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti con spessore di diverse decine di metri.	$360 \div 800$	>50	>250
C	Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza con spessori variabili da diverse decine di metri fino a centinaia di metri.	$180 \div 360$	$15 \div 50$	$70 \div 250$
D	Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti.	<180	<15	<70
E	Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali con spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale piú rigido con $v_{s30} >800$ m/s.	come C o D	/	/

v_{s30} = velocità di diffusione delle onde di taglio (cfr. più avanti),

N_{SPT} = resistenza SPT,

c_u = coesione non drenata.

In particolare, come previsto dalle NTC, si considera la velocità v_{s_30} di propagazione delle onde di taglio calcolata come valore equivalente entro la profondità di 30 m dall'imposta delle fondazioni dedotta dai risultati della prova MASW:

$$v_{s_30} = 315 \text{ m/s.}$$

Dal valore v_{s_30} risulta che terreni in esame fanno parte della **CATEGORIA DI SUOLO C.**

- **b)** Le verifiche nei diversi stati limiti vanno condotte adottando le azioni sismiche che sono funzione della "pericolosità sismica" dell'area in esame. La "pericolosità sismica" è definita a partire dall'accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su suolo rigido, con piano



campagna orizzontale.

Le azioni di progetto dovute al sisma si ricavano dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali definite, sul sito di riferimento, in funzione dei parametri:

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

I valori di tali parametri sono riportati nella tabella esposta nell'Allegato A del citato decreto in corrispondenza delle coordinate geografiche di una griglia di punti prefissati sul territorio. I parametri dell'area in esame in cui è inserito il Comune di LIVIGNO vengono ottenuti per interpolazione lineare tra quattro punti della griglia, considerando con sufficiente approssimazione l'area ubicata in corrispondenza del centro di LIVIGNO. Con tale ipotesi, utilizzando il software del Consiglio Superiore dei Lavori pubblici "SpettriNTC.ver.1.0.3" risultano, per il sito in esame, i valori dei parametri a_g , F_0 e T_c^* riportati in tabella 2.9.

TABELLA 2.9 - VALORI DEI PARAMETRI a_g , F_0 E T_c^*

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
30	0,037	2,401	0,194
50	0,049	2,396	0,206
72	0,058	2,436	0,220
101	0,068	2,439	0,231
140	0,078	2,451	0,237
201	0,091	2,457	0,245
475	0,124	2,513	0,258
975	0,156	2,574	0,266
2475	0,207	2,611	0,281

T_R = periodo di ritorno,

a_g = accelerazione orizzontale massima del terreno,

F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

T_c^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.



2.5 – Verifica a liquefazione

Secondo le NTC, la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti una delle seguenti circostanze.

- 1) Eventi sismici attesi di magnitudo $M < 5$.
- 2) Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) $< 0,1$ g.
- 3) Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali.
- 4) Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata con prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa.
- 5) Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nelle figure 7.11.1 (a) e 7.11.1 (b) delle NTC.

Da quanto esposto sopra le circostanze 4), 5) si manifestano nel sito in esame. Pertanto la verifica di suscettibilità alla liquefazione dei terreni viene omessa.



Capitolo 3 **CARATTERISTICHE SOMMARIE DEL PROGETTO**

Il progetto prevede la realizzazione di n° 6 edifici denominati con le lettere da A a F dei quali nella figura 3.1 si riporta il layout.

Gli edifici ubicati nella zona di monte, Zona X, sono a n° 3 piani fuori terra + n° 1 o 2 piani interrati; quelli ubicati nella zona di valle, Zona Y, a n° 2 piani fuori terra, anch'essi con n° 1 interrato.

Nel seguito l'analisi viene limitata agli edifici della Zona X.

Dagli edifici non sono note nel dettaglio le caratteristiche geometriche, strutturali e di carico.

Gli edifici presentano pianta rettangolare di lati pari a circa 25*30 m ed hanno associata una pressione di contatto $q_{t,SLE}$ fondazione-terreno pari a circa:

$$q_{t,SLE} = 75 \text{ m kPa}$$

riferita agli edifici con n° 1 piano interrato e pari a:

$$q_{t,SLE} = 90 \text{ m kPa}$$

riferita agli edifici con n° 2 piani interrati.

Le quote d'imposta Q_f delle fondazioni sono riportate nella tabella 3.1.

TABELLA 3.1 – QUOTE Q_f D'IMPOSTA FONDAZIONI

Edificio	$Q_{f,s}$ [m]	$Q_{f,i}$ [m]
A	-2,0	-5,0
B; C	-4	-7
D	-5,5	-8,5



FIGURA 3.1 – LAYOUT DELL'INSEDIAMENTO IN PROGETTO





Capitolo 4 **FONDAZIONI**

4.1 - Definizione della tipologia di fondazione da adottare per le strutture in progetto

Sulla base delle caratteristiche litostratigrafiche e meccaniche dei terreni in esame ed in considerazione delle caratteristiche strutturali e di carico di quanto in progetto, si ritiene ammissibile in prima istanza per tutti gli edifici in esame l'adozione delle fondazioni dirette a platea impostate alle quote di progetto. Si escludono fondazioni isolate (a plinto e nastriformi), considerata la notevole eterogeneità litostratigrafica e meccanica dei terreni e la presenza dell'acqua sotterranea a quote prossime al piano campagna.

Limitatamente all'edificio A, la presenza del litotipo A in corrispondenza della Q_f superiore richiede una bonifica dei terreni per almeno 0,6 m.

Al riguardo, nel capitolo 5 sono fornite alcune indicazioni operative.

4.2 - Analisi fondazioni dirette superficiali - Calcolo della resistenza R_D per collasso del complesso fondazione-terreno (SLU - GEO) - Calcolo dei cedimenti

4.2.1 - Ipotesi e modalità di calcolo

Nel seguito sono analizzate le fondazioni del tipo a platea aventi le dimensioni riportate nel capitolo 3, impostate direttamente sui terreni in situ che risultano dalla tabella 2.1. Le fondazioni sono considerate alle quote Q_f riportate nella tabella 3.1 riferite agli edifici con n° 1 e 2 piani interrati.

I calcoli di resistenza sono condotti agli stati limiti ultimi, in condizioni statiche e dinamiche¹, secondo quanto prescritto nelle NTC, utilizzando i parametri corrispondenti ad un valore di T_R pari a 475 anni. Nelle analisi si è ipotizzato un immorsamento minimo delle fondazioni pari a 2 m. Questa ipotesi dovrà minimamente essere rispettata in quanto interviene direttamente come elemento stabilizzante delle fondazioni.

Per il calcolo dei cedimenti si sono adottate le metodiche illustrate nelle pagine 1÷3 dell'Appendice di calcolo.

¹ La resistenza pseudo-statica delle fondazioni nei confronti del raggiungimento del collasso del terreno subisce una riduzione per l'effetto cinematico e inerziale. Nelle analisi condotte il primo viene direttamente tenuto in conto introducendo i valori di F_0 e di a_g dedotti dalla tabella 2.9. Non essendo noti a priori i valori dell'inclinazione i del carico agente sul piano di posa della fondazione, la R_c viene valutata per differenti valori di i . La R_c da assumere nelle verifiche GEO sarà pertanto definita in una successiva fase del progetto noto il valore di i .



4.2.2 - Risultati dei calcoli

Nell'APPENDICE DI CALCOLO sono riportate le ipotesi, le modalità, i parametri e i risultati dei calcoli di resistenza e di cedimento delle fondazioni dei vari edifici. I risultati sono riassunti nella tabella 4.1.

La resistenza indicata nella tabella si riferisce alla condizione statica (assenza di sisma). La resistenza in condizioni dinamiche (sotto sisma) è riportata in appendice nelle relative sezioni.

**TABELLA 4.1 – RIASSUNTO CALCOLO RESISTENZA R_c PLATEA DI FONDAZIONE
CALCOLO CEDIMENTI**

Edificio	R_c [kPa]	q_{t_calc} [kPa]	w [cm]	k_{vm} [kN/m ³]	R_{DA1-c2} [kPa]	R_{DA2} [kPa]
A n° 1 interr.	3476,8	75,0	0,74	10110,3	902,3	1511,7
A n° 2 interr.	5075,4	90,0	0,60	14990,4	1323,8	2206,7
B n° 1 interr.	3162,6	75,0	0,58	12908,9	801,4	1375,0
B n° 2 interr.	4613,5	90,0	0,49	18230,3	1178,0	2005,9
C n° 1 interr.	4355,3	75,0	0,46	16451,0	1051,4	1893,6
C n° 2 interr.	5951,5	90,0	0,41	21887,8	1459,1	2587,6
D n° 1 interr.	3807,0	75,0	0,40	18760,4	897,0	1655,2
D n° 2 interr.	5203,5	90,0	0,37	24416,7	1262,0	2262,4

R_c = resistenza limite di calcolo per collasso del complesso fondazione- terreno,

q_{t_calc} = pressione di contatto fondazione-terreno per il calcolo dei cedimenti (cfr. capitolo 3),

w = cedimento medio sotto la pressione q_{t_calc} ,

k_{vm} = coefficiente medio di sottofondo verticale per terreno alla WINKLER sotto la pressione $q_{t_calc} = (q_{t_calc}/w)$,

R_{DA1-c2} = resistenza del terreno secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2),

R_{DA2} = resistenza del terreno secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

4.3 - Indicazioni progettuali

- a) Nelle verifiche agli SLU per il dimensionamento geotecnico delle fondazioni (GEO) e quindi laddove si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni, si potrà considerare l'APPROCCIO 2 (combinazione (A1+M1+R3) - R_{DA2} di tabella 1).



- **b)** La pressione di contatto fondazione-terreno q_t potrà essere calcolata nel rispetto della seguente espressione (Meyerhof - 1953):

$$q_t = N/(B'_1 * B'_2) \quad [4.1]$$

dove:

$$B'_1 = B_1 - 2 * e_1,$$

$$B'_2 = B_2 - 2 * e_2,$$

$$e_1, e_2 = M_1/N, M_2/N,$$

N = risultante forze verticali in fondazione,

M_1, M_2 = coppie in fondazione.

- **c)** I cedimenti calcolati sono da intendere per buona parte come cedimenti "istantanei". Nelle analisi sono stati considerati i cedimenti differiti nel tempo dovuti a fenomeni di creep. Questi, secondo Burland & Barbidge (1985) a partire dal termine della costruzione a 50 anni, ammonterebbero a circa il 30% del cedimento totale calcolato.
- **d)** Come prescritto nelle NTC occorrerà verificare che le deformazioni derivanti dai cedimenti delle fondazioni siano ammissibili con la funzionalità dell'opera in progetto (verifiche SLE). A tale scopo si potrà fare riferimento ai risultati dell'analisi interattiva struttura-terreno condotta adottando i parametri di deformabilità indicati nella tabella 4.1.



Capitolo 5 RACCOMANDAZIONI ESECUTIVE

Le fondazioni degli edifici in esame sono state considerate impostate alle quote di progetto sui terreni in situ.

Si fa rilevare che alla quota d'imposta delle fondazioni superiori degli edifici A, B, C o a quote molto prossime, sono presenti i terreni del litotipo A, aventi associate caratteristiche meccaniche scadenti.

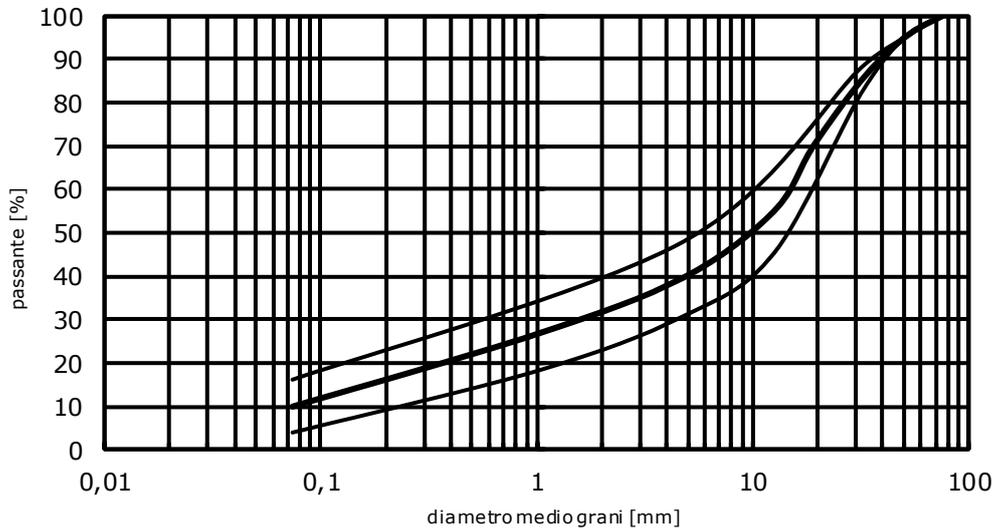
Sarà pertanto necessaria la visione critica dei terreni del fondo scavo predisposto per la posa delle fondazioni e prevederne la regolarizzazione tramite bonifica della parte superficiale per uno spessore di almeno 0,6 m.

Al riguardo si consiglia di operare come di seguito esposto.

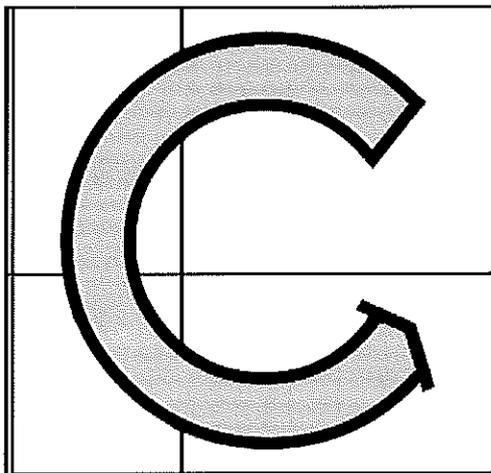
- Sbancamento generale fino al raggiungimento della quota d'imposta della platea.
- Bonifica delle aree dove sono presenti al fondo dello scavo o nelle immediate vicinanze i terreni del litotipo A o altri materiali ritenuti inadatti dalla *D.LL.*. La bonifica, indispensabile in corrispondenza dell'edificio A, potrà essere eseguita utilizzando inerte avente granulometria compresa entro il fuso di figura 5.1. L'inerte sarà vibrocompattato al 97,5% dell'Ottimo di Proctor Modificato. Avrà uno spessore minimo di 0,6 m.
- Vibrocompattazione del fondo scavo così regolarizzato mediante n° 5+5 passate incrociate di un rullo vibrante di peso pari a 150 kN procedente ad una velocità non superiore a 1.5 km/h.
- Eventuale messa in livello delle aree che durante la vibrocompattazione avessero subito abbassamenti importanti non compensabili con il magrone di regolarizzazione; tale operazione dovrà essere eseguita sempre con la messa in opera di inerte vibrocompattato.
- Successiva posa del magrone di regolarizzazione e getto della fondazione.



**FIGURA 5.1 – FUSO GRANULOMETRICO INERTE
PER RIPORTO STRUTTURALE**



Dott. Ing.
UMBERTO CROCE
Iscritto all'Albo
Provinciale
n° A 27236



STUDIO TECNICO

Geom. UGO CELOTTI S.R.L.

VIA MINCIO 22 - CAP 20139 MILANO - TEL. 025393977 r.a. - 025392262 FAX
e-mail: studlocelotti@studlocelotti.it

INDAGINI GEOGNOSTICHE - PROVE SU TERRENI DI FONDAZIONE
RICERCHE IDROLOGICHE AMBIENTALI - STRUMENTAZIONI GEOTECNICHE
PERFORAZIONI PROFONDE PER GEOTERMIA PER DISPERSORI PER STRUMENTAZIONI
RILIEVI TOPOGRAFICI - PROSPEZIONI GEOFISICHE E GEOELETRICHE

VALFIN S.p.A. - Via Gerus n. 310 - LIVIGNO (Sondrio)

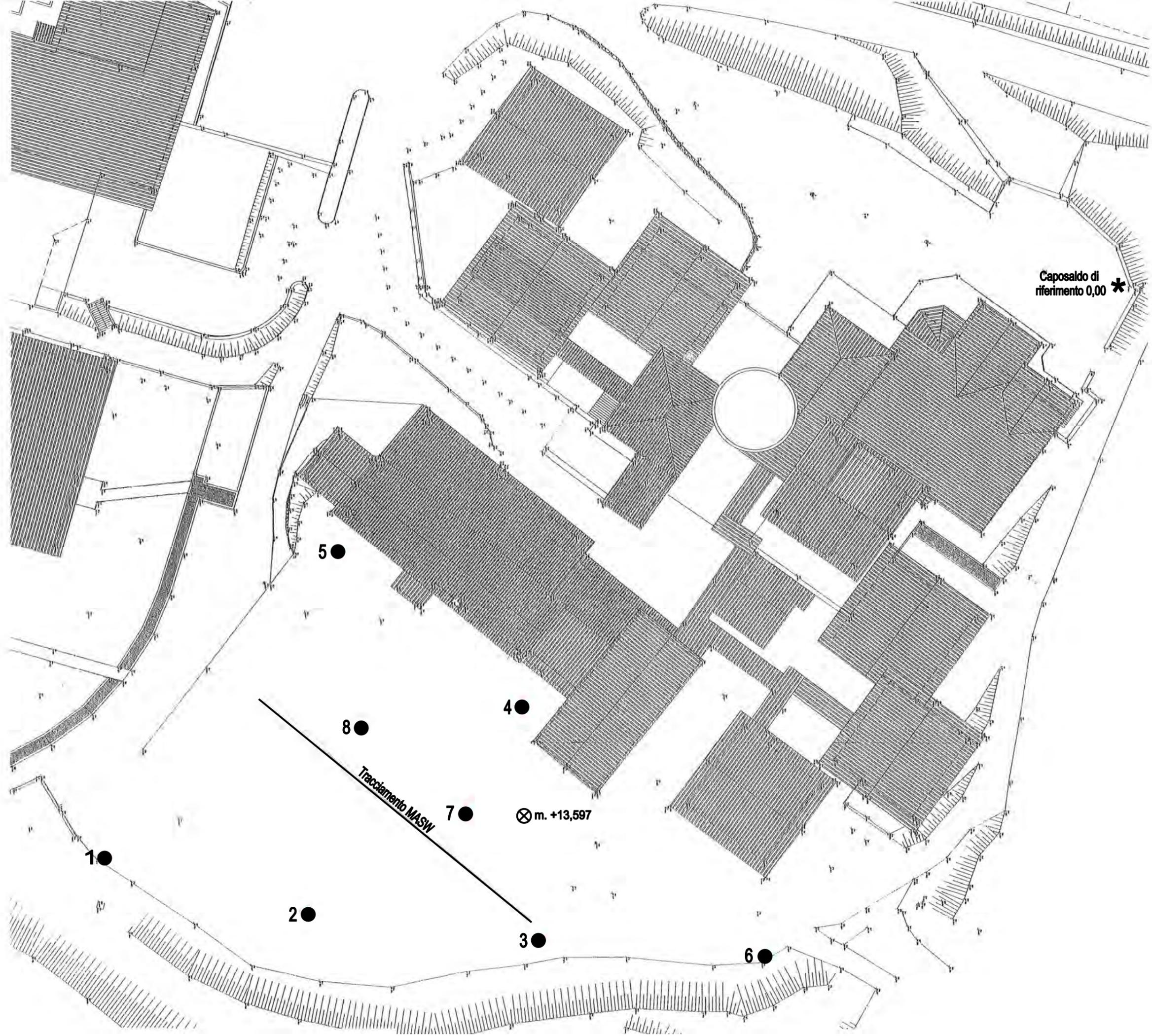
Sondaggi geognostici e geotecnici eseguiti nel terreno interessato da un complesso edilizio di prossima costruzione in comune di Livigno (Sondrio).

SONDAGGI NN. 1 - 2 - 3 - 4 - 5 - 6 - 7 - 8

Disegno n. 6347/1A

Data: 01 - 12 - 2014

N.B. - Lo zero di riferimento delle profondità coincide con quota m. +15.00 dal "caposaldo" utilizzato, dallo Studio Tecnico Scalco-De Giovanni, come quota "zero di riferimento" per il rilievo plano-altimetrico nel quale il piano del chiusino rotondo in ghisa è indicato di quota m. +13.597 (v. dis.).



SONDAGGIO GEOGNOSTICO N° 2

DATA: 13-11-2014

Dis.n°:63472S

Località : LIVIGNO

Inizio sondaggio m. 0.5

Fine sondaggio m. 15.5

Carotaggio & 5 45 85	R.Q.D. modificato & 5 45 85	Campioni Ind Semi ind = Rim	Prof in m	Litologia	P ocke t Kg/ cm²	V an e t e s t Kg/ cm²	S.P.T. n° colpi x 15 cm	H ₂ O m	Piezometro a tubo
			1	INIZIO SONDAGGIO Ghiaia media con sabbia fine ciottolosa (limosa - colore: marrone scuro.					
			2	2.1 Ghiaia media sabbiosa (sabbia fine) li- mosa ciottolosa - colore: marrone chia- ro.					
			3	2.9 Limo con sabbia fine debolmente ghiaioso (ghiaia media) debolmente argilloso - colore: marrone.			7 5 5		
			4						
			5	5.0 Scisti filladici - colore: marrone chia- ro.				5.00	
			6						
			7	6.5 Trovante. 6.7 Scisti filladici con maggiore % di fram- menti rocciosi fino a m. -8.70 - colore: grigio/marrone chiare.			● 50 x cm 2		
			8						
			9						
			10						
			11						
			12						
			13	13.1 Filladi fratturate - colore: grigio.					
			14						
			15	15.5					
			16						
			17						
			18						
			19						
			20						
			21						

N.B. - ● SPT con punta conica 60°.

SONDAGGIO GEOGNOSTICO N° 3

Dis.n°:63473S

DATA: 11-11-2014

Località : LIVIGNO

Inizio sondaggio m. 0.5

Fine sondaggio m. 18.5

Carotaggio #	R.Q.D. modificato			Campioni Ind Semi ind = Rim	Prof in m	Litologia	Pocket Kg/ cm ²	Van etest t Kg/ cm ²	S.P.T. n° colpi x 15 cm	H ² O m	Piezometro a tubo
	5	45	85								
						INIZIO SONDAGGIO					
					1	Ghiaia media con sabbia media ciottolosa - colore: grigio/marrone.					
					2				1 1 1		
					3						
					4	3.5 Scisti filladici con % di frammenti roc- ciosi medio/alte - colore: marrone chia- ro.			1 5 3		
					5	4.9 Scisti filladici - colore: marrone.				5.00	
					6				7 7 10		
					7	6.5 Scisti filladici - colore: da grigio a marrone chiaro. Frammenti rocciosi più abbondanti tra m. -6.50 e m. -9.70 e tra m. -15.50 e m. -17.10.			5 6 8		
					8				4 5 5		
					9						
					10				6 8 5		
					11						
					12				● 7 9 10		
					13				● 10 8 4		
					14						
					15				● 38 50 x cm 7		
					16				● 42 50 x cm 9		
					17	17.1 Filladi fratturate - colore: grigio.					
					18						
					19	18.5					
					20						
					21						

N.B. - ● SPT con punta conica 60°.

SONDAGGIO GEOGNOSTICO N° 4

Dis.n°:63474S

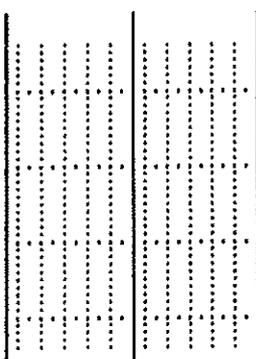
DATA: 18-11-2014

Località : LIVIGNO

Inizio sondaggio m. 1.8

Fine sondaggio m. 21.8

Carotaggio			R.Q.D. modificato			C am p i o n i	Ind Semi Ind = Rim	Prof in m	Litologia	p o c k e t Kg/ cm³	v a n e t t e s t Kg/ cm²	S.P.T. n° colpi x 15 cm	H²O m	Piezometro a tubo
5	15	85	5	15	85									
								1						
								2	INIZIO SONDAGGIO Sabbia fine limosa ghiaiosa (ghiaia me- dia) - colore: marrone.					
								3						
								3.3	Limo sabbioso (sabbia fine) debolmente ghiaioso (ghiaia fine) - colore: marro- ne.			1 1 1		
								4						
								4.6	Scisti fillosilicatici con % maggiori di fram- menti rocciosi tra m. -9.70 a m. -14.70 e tra m. -19.80 a m. -21.80 - colore: da marrone chiaro a grigio.			2 1 1		
								5						
								6					4 2 2	
								7						
								8					7 5 4	7.20
								9					8 3 3	
								10						
								11				●	10 9 9	
								12				●	15 12 11	
								13						
								14				●	15 9 12	
								15				●	17 8 12	
								16						
								17				●	20 15 16	
								18				●	22 18 16	
								19						
								20				●	38 50 x cm 10	
								21				●	50	



22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47



N.B. - ● SPT con punta conica 60°.

x cm 4

SONDAGGIO GEOGNOSTICO N° 5

Dis.n°:63475S

DATA: 19-11-2014

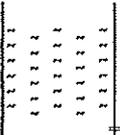
Località : LIVIGNO

Inizio sondaggio m. 2.6

Fine sondaggio m. 22.6

Carotaggio & 5 45 85	R.Q.D. modificato & 5 45 85	Campioni Ind Semi ind = Rim	Prof in m	Litologia	Pocket Kg/cm ²	Vanestest Kg/cm ²	S.P.T. n° colpi x 15 cm	H ₂ O m	Piezometro a tubo : : : : : : : : : : : :
			1						
			2						
			3	INIZIO SONDAGGIO Sabbia fine ghiaiosa (ghiaia media) li- mosa con frammenti di laterizi sparsi - colore: marrone chiaro.					
			4	4.2 Limo torboso - colore: marrone scuro/ne- ro.			1 2 1		
			5	4.6 Sabbia fine con ghiaia media ciottolosa - colore: grigio.			5 3 3		
			6						
			7				7 5 4		
			8	7.8 Scisti filladici con % maggiore di fram- menti rocciosi a partire da m. -15.60 fino a fondo foro - colore: grigio.			9 12 8	8.70	
			9						
			10				● 15 25 21		
			11						
			12				● 35 38 50 x cm 11		
			13				● 40 50 x cm 9		
			14						
			15				● 38 42 50 x cm 9		
			16				● 43 50 x cm 10		
			17						
			18				● 35 42 50 x cm 12		
			19				● 48 50 x cm 11		
			20						
			21				● 41 48 50 x cm 7		

22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47



22.6

N.B. - ● SPT con punta conica 60°.

● 50
x cm 13

SONDAGGIO GEOGNOSTICO N° 6

Dis.n°:63476S

DATA: 24-11-2014

Località : LIVIGNO

Inizio sondaggio m. 0.1

Fine sondaggio m. 20.1

Carotaggio & 5 45 85	R.Q.D. modificato & 5 45 85	Campioni Ind Semi ind = Rim	Prof. in m	Litologia	Pocket Kg/ cm²	Vanet test Kg/ cm²	S.P.T. n° colpi x 15 cm	H²O m	Piezometro a tubo
			1	Sabbia fine ghiaiosa (ghiaia fine) limosa - colore: grigio/nero.					
			2	Sabbia fine limosa ghiaiosa (ghiaia media) - colore: marrone.					
			3				10 5 3		
			4	Ghiaia media con sabbia media limosa debolmente ciottolosa - colore: marrone/arancio.					
			5						
			6				● 18 22 17		5.70
			7						
			8						
			9				● 32 40 50		
			10				x cm 8		
			11						
			12	Scisti filladici con maggiori % di frammenti rocciosi tra m. -11.30 e m. -12.80 e tra m. -18.30 e m. -20.10 - colore: grigio.			● 42 50		
			13				x cm 13		
			14						
			15				● 50		
			16				x cm 10		
			17						
			18				● 50		
			19				x cm 13		
			20						
			21						

N.B. - ● SPT con punta conica 60°.

SONDAGGIO GEOGNOSTICO N° 7

Dis.n°:63477S

DATA: 21-11-2014

Località : LIVIGNO

Inizio sondaggio m. 0.9

Fine sondaggio m. 20.9

Carotaggio & 5 45 85	R.Q.D. modificato & 5 45 85	Campioni Ind Semi ind = Rim	Prof in m	Litologia	Pocket Kg/cm ²	Van test Kg/cm ²	S.P.T. n° colpi x 15 cm	H ₂ O m	Piezometro a tubo : : : : : : : :
			1	INIZIO SONDAGGIO Ghiaia media con sabbia fine ciottolosa - colore: marrone/grigio.					
			2						
			3	2.7 Sabbia fine con ghiaia media ciottolosa - colore: grigio.					
			4	3.8 Scisti filladici con % maggiore di frammenti rocciosi tra m. -3.90 a m. -6.90 tra m. -8.70 e m. -12.30 e tra m. -14.70 e m. -17.70 - colore: da grigio a marrone chiaro.			5 7 3		
			5						
			6						
			7				10 10 14	6.90	
			8						
			9						
			10				● 25 27 32		
			11						
			12						
			13				● 40 50 x cm 5		
			14						
			15						
			16				● 38 43 50 x cm 6		
			17						
			18	17.7 Scisti filladici con alta % di frammenti ghiaiosi - colore: grigio.					
			19				● 41 50 x cm 3		
			20						
			21	20.9					

N.B. - ● SPT con punta conica 60°.

SONDAGGIO GEOGNOSTICO N° 8

Dis.n°:63478S

DATA: 22-11-2014

Località : LIVIGNO

Inizio sondaggio m. 1.7

Fine sondaggio m. 21.7

Carotaggio %	R.Q.D. modificato			C am pl i o n i = Rim	Ind Semi Ind = Rim	Prof in m	Litologia	P o c k e t Kg/ cm²	V a n e t t e a t Kg/ cm²	S.P.T. n° colpi x 15 cm	H²O m	Piezometro a Tubo
	5	45	85									
						1	INIZIO SONDAGGIO					
						2	Sabbia fine ghiaiosa (ghiaia media) ciottolosa - colore: grigio scuro.					
						3	Sabbia fine ghiaiosa (ghiaia fine) debolmente ciottolosa - colore: marrone chiaro.					
						4	Sabbia fine limosa con abbondanti resti di legno - colore: marrone scuro.					
						5	Torba - colore: marrone scuro/nero.					
						6	Scisti filladici - colore: grigio.				8 7 5	
						8				● 23 26 32	8.00	
						10	Scisti filladici - colore: marrone chiaro.					
						11	Scisti filladici con frammenti rocciosi in % maggiore a partire da m. -15.50 fino a fondo foro - colore: grigio.			● 32 37 41		
						14				● 27 33 38		
						17				● 47 50	x cm 2	
						20				● 50	x cm 12	
						21						

21.7

N.B. - ● SPT con punta conica 60°.

22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47



STUDIO TECNICO GEOM. UGO CELOTTI s.r.l.

CAPITALE SOCIALE EURO 100.000,00 I.V.

VIA MINCIO, 22 - C.A.P. 20139 **MILANO** TEL. 02.5393977 - FAX 02.5392262

e-mail: studiocelotti@studiocelotti.it

SONDAGGI GEOGNOSTICI GEOTECNICI AMBIENTALI GEOARCHEOLOGICI - PROVE SU TERRENI DI FONDAZIONE
INDAGINI E RICERCHE GEOLOGICHE E IDROLOGICHE - PERFORAZIONI PROFONDE PER GEOTERMIA PER
DISPERSORI PER STRUMENTAZIONI - PROSPEZIONI GEOFISICHE GEOELETTRICHE - RILIEVI TOPOGRAFICI
C.C.I.A.A. REG. DELLE IMPRESE DI MILANO - COD.FISC.-PART.IVA 05092310969 - SOA 5496/58/01

Milano, Dicembre 2014

Spett.le
VALFIN S.p.A.
Via Gerus, 310
23030 LIVIGNO (Sondrio)

Prot. n. 6347/2A

INDAGINE GEOFISICA FINALIZZATA AGLI STUDI DELLA MICROZONAZIONE SISMICA PER LA RISPOSTA LOCALE METODOLOGIA MASW

LIVIGNO (Sondrio)

Relazione



INDICE

1 - PREMESSA.....	3
2 - CENNI TEORICI.....	4
3 - ACQUISIZIONE ED ELABORAZIONE DATI.....	5
3.1 - Strumentazione utilizzata.....	5
3.2 - Interpretazione dei dati.....	6
4 - RISULTATI.....	8
5 - CONCLUSIONI E CONSIDERAZIONI.....	10
6 - ZONIZZAZIONI SISMICHE PREVISTE DA N.T.C.....	10



1 - PREMESSA

Il giorno 18 Novembre 2014 è stata eseguita una prospezione geofisica nel terreno interessato da un complesso edilizio di prossima costruzione in comune di Livigno (Sondrio).

Al fine di caratterizzare la risposta sismica della zona in esame è stata registrata una sezione geosismica MASW (Multi-channel Analysis of Surface Waves, analisi della dispersione delle onde di Rayleigh da misure di sismica attiva - e.g. Park et al., 1999), utile a definire il profilo verticale della velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s).

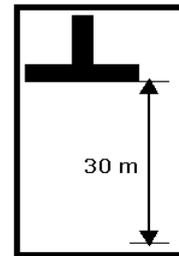
Nel loro insieme, le procedure adottate sono state eseguite in accordo alle norme tecniche per le costruzioni del DM 14 gennaio 2008 (ex DM 14/09/2005).

Queste, in buona misura, fanno risalire la stima dell'effetto di sito alle caratteristiche del profilo di velocità delle onde di taglio V_s .

La classificazione dei terreni si basa sul valore medio della velocità delle onde di taglio nei primi 30 metri di profondità (V_{s30}). Essa è definita dalla relazione:

CATEGORIE DI SUOLO DI FONDAZIONE

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$



In cui V_i e h_i sono rispettivamente la velocità delle onde di taglio e lo spessore dell' i -esimo strato.



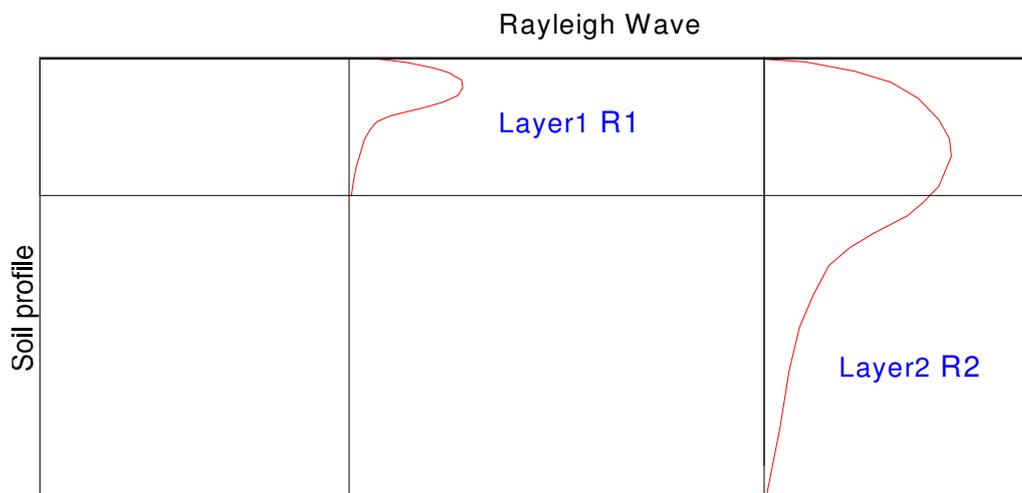
2 - CENNI TEORICI

La metodologia MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) permette di ricavare le velocità delle onde di taglio verticali V_s dalla determinazione delle velocità delle onde superficiali.

La misura delle velocità delle onde superficiali viene calcolata grazie all'utilizzo di stendimenti di sensori posti in genere a distanze regolari sulla superficie del suolo da indagare.

La porzione che predomina nelle onde superficiali è costituita dalle onde di Rayleigh la cui velocità è correlata alla rigidezza e ai parametri elastici dei suoli attraversati.

E' importante tenere presente che nei mezzi stratificati le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè le alte frequenze e, quindi, con lunghezze d'onda corta, si propagano prevalentemente negli strati più superficiali del terreno, invece le onde con lunghezze maggiori tendono a coinvolgere gli strati più profondi così come di seguito illustrato.



La metodologia MASW può essere sia *attiva* che *passiva* o la combinazione di entrambe. Nel sistema attivo le onde superficiali vengono generate in un punto noto in modo non casuale e vengono registrate da stendimenti lineari di sensori. Nel metodo passivo lo stendimento di ricezione può essere sia lineare che circolare e si misura il rumore di fondo ambientale esistente.

Il metodo attivo è quello che meglio permette la classificazione sismica dei suoli perchè fornisce con un miglior dettaglio il profilo delle velocità sismiche nei primi 30 metri da piano campagna. Infatti si ottiene una curva dispersione per un range di frequenze normalmente comprese tra i 5 ed i 70 Hz la cui propagazione avviene prevalentemente nella parte più superficiale del suolo in funzione anche delle sue caratteristiche elastiche.

Dall'utilizzo del metodo passivo invece si ottiene una maggiore investigazione in termini di profondità ma una minore risoluzione delle velocità degli strati, soprattutto quelli più superficiali.



3 - ACQUISIZIONE ED ELABORAZIONE DATI

3.1 STRUMENTAZIONE UTILIZZATA

L'acquisizione è avvenuta tramite l'utilizzo di un sismografo a 24 bit modello "ECHO 24/2010 Seismic Unit" che impiega 24 canali in registrazione.

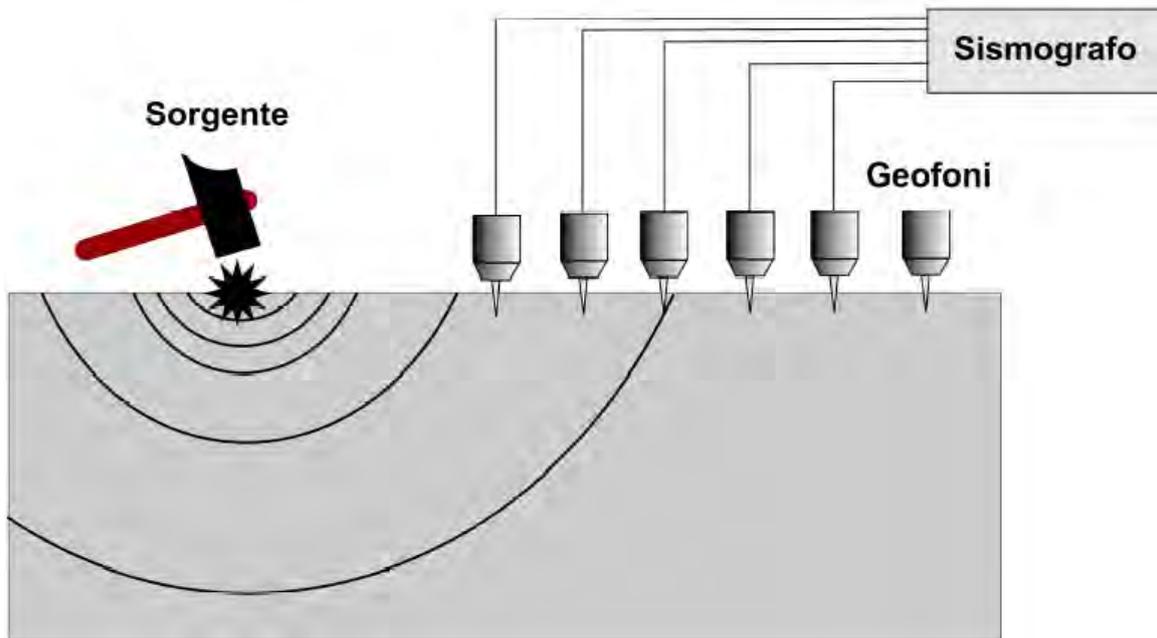
Lo strumento viene collegato ai geofoni verticali aventi frequenza propria di 4,5 Hz, posizionati sul terreno a distanza di 2 metri. Il tempo di registrazione dello strumento è fissato in 2 secondi. Gli offset di energizzazione sono pari a 5 e 10 metri e le acquisizioni vengono ripetute su entrambi i lati dello stendimento al fine di verificare l'effettiva presenza di strati piano paralleli.

Di seguito si elencano le caratteristiche tecniche della strumentazione impiegata:

Number of channels:	24+1
A/D Conversion:	24 bits
Dynamic range:	130 dB @ 1ms PG=0 dB 120 dB @ 1ms PG=18 dB
Cross talk:	>90 db
Preamplify gain:	0 db, 6 db, 12 db, 24 db, 30 db, 36 db
Frequency response:	0 to 6 KHz (30kSPS) 0 to 4,8 KHz (15kSPS) 0 to 3 KHz (7,5kSPS) 0 to 1,5 KHz (3,5kSPS) 0 to 800Hz (2kSPS) 0 to 400Hz (1kSPS)
Acquisition and display filter:	Low Cut Out 10.15.25.35.50.70.100.200.280.400 Hz
Sampling interval:	32us,64us,128us,256us,480us,960us
Record length:	16000 samples
Stacking trigger accuracy:	1/32 of samples interval
Distorsion (THD):	0,0004 %
Max input signal:	2Vpp, Odb
Common Mode Rejection:	110 dB
Noise:	0,25 uV, 2ms, 36 Db
Pre-trigger data:	524 ms @ 32 us sample interval
Delay:	0 to 2500 ms step 10 ms
Temperature range:	-30°C/+70°C
Power:	12 Volts
Continuos recording:	HVSR
Output format:	SEG - Y



Di seguito viene riportata una figura che illustra la disposizione dei sensori e la trasmissione dell'impulso.



3.2 INTERPRETAZIONE DEI DATI

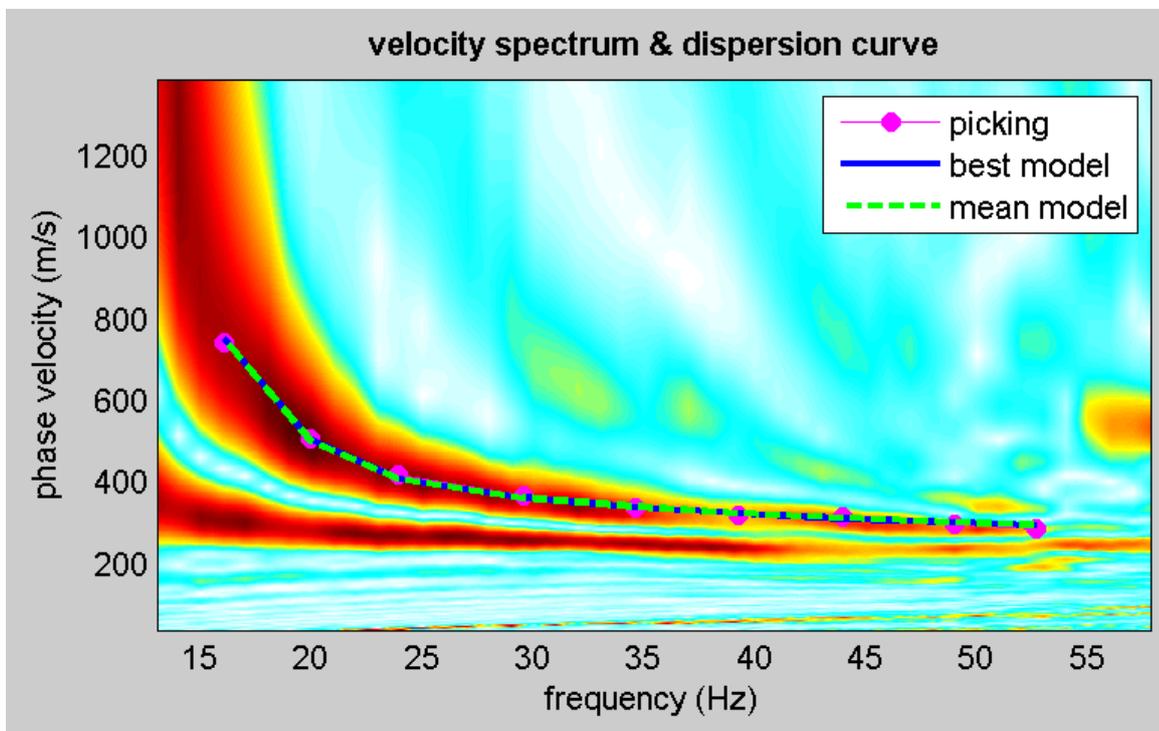
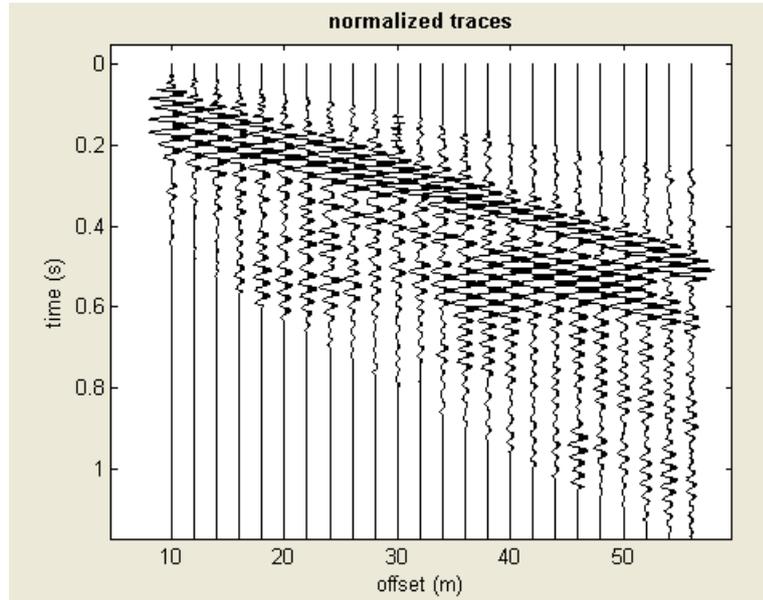
La procedura elaborativa prevede, sinteticamente, i seguenti passi:

- Trasformazione dei files in formato compatibile
- Immissione delle geometrie di acquisizione dei dati (sorgente e ricettori)
- Generazione dell'immagine di dispersione
- Analisi della curva di dispersione (picking)
- Verifica dei modi
- Modellazione e/o inversione
- Calcolo del parametro Vs30 dal profilo delle velocità di taglio

Il software utilizzato per l'interpretazione è WinMASW 4.1.1 Pro (Eliosoft).



Di seguito un esempio di acquisizione da cui si ottiene la curva di dispersione, ossia lo spettro di velocità calcolato a partire dalle tracce registrate sui geofoni dello stendimento. Viene riportato anche il piccaggio per la modellazione e/o inversione.

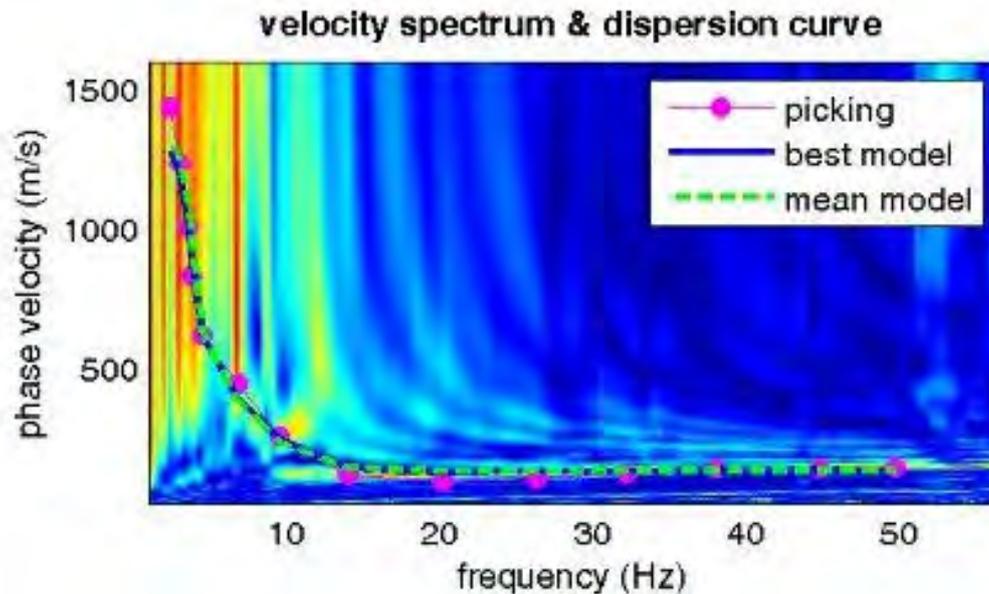




4 - RISULTATI

L'ubicazione della prova è riportata nel disegno n. 6347/1A.

L'immagine successiva propone la curva di dispersione ossia lo spettro di velocità calcolato a partire dalle tracce registrate.



Spettro velocità sezione Masw

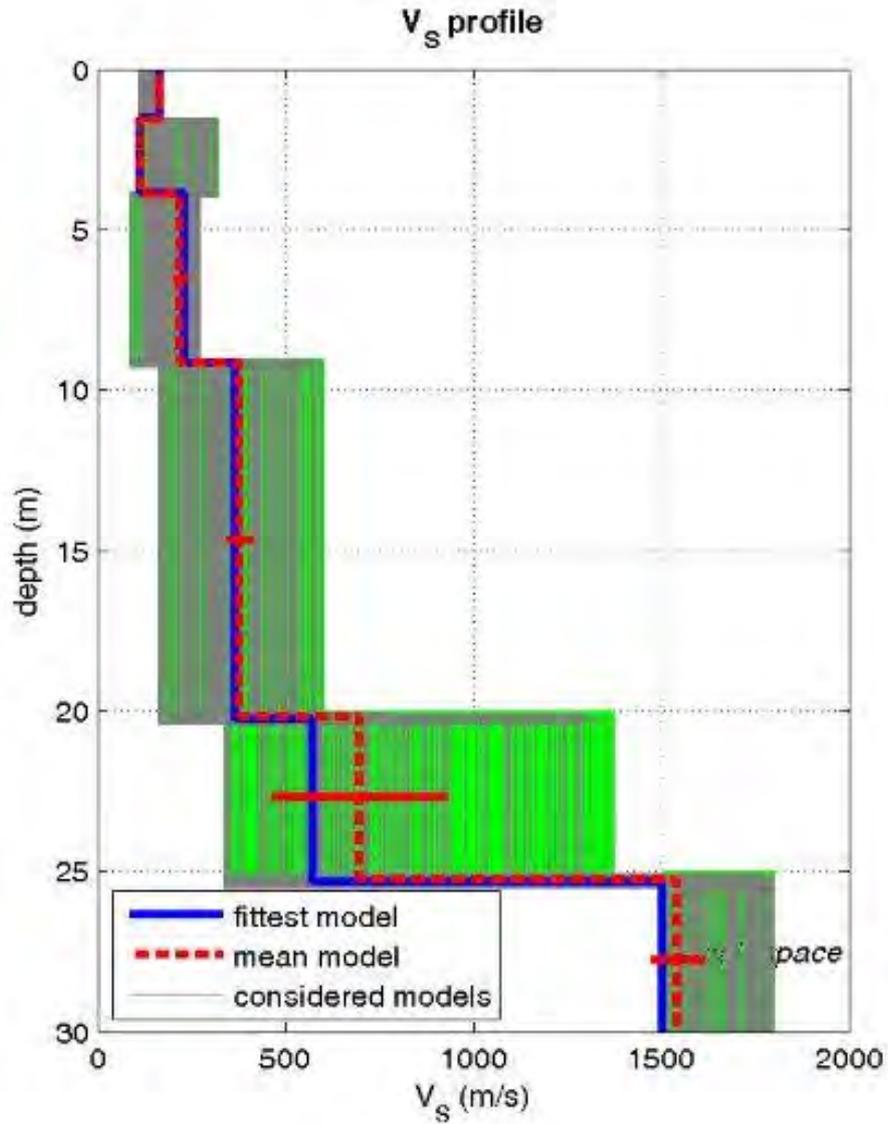
Il picking della curva e la modellazione diretta e/o dal processo di inversione, portano all'ottenimento della curva di dispersione interpretata e, di conseguenza, al profilo verticale delle onde di taglio V_s da cui si ricava il parametro V_{s30} richiesto dalla normativa.

E' da tenere in considerazione che molteplici modelli di distribuzione delle velocità delle onde di taglio portano al medesimo risultato del parametro V_{s30} , ciò significa che senza un'opportuna disponibilità di dati stratigrafici attendibili il parametro di legge risulterà significativo, ma la distribuzione delle velocità sarà solamente indicativa.

Il grafico sotto riportato invece mostra il modello del profilo verticale V_s scelto come rappresentativo del singolo punto indagato.



Masw	Vs30 = 315 m/s
------	----------------





5 - CONCLUSIONI E CONSIDERAZIONI

L'analisi delle onde di Rayleigh a partire dai dati di sismica attiva (MASW) ha consentito di determinare i profili verticali della Vs e, di conseguenza, il parametro Vs30 per ciascun punto d'indagine.

La tabella sotto riportata mostra il valore Vs30 calcolato e la classe di suolo di appartenenza rispetto le norme tecniche per le costruzioni (DM 14 gennaio 2008, ex DM 14 settembre 2005).

Nome prova	Vs30	Classe suolo
Masw	315	C

"Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con valori del VS30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s".

Bibliografia:

Dal Moro G., Pipan M. & Gabrielli P., 2007, Rayleigh Wave Dispersion Curve Inversion via Genetic Algorithms and Posterior Probability Density Evaluation, J. Appl. Geophysics, 61, 39-55

Park C. B., Miller R. D., & Xia J., 1999, Multichannel analysis of surface waves, Geophysics, 64, 3; 800 -808.

6 - ZONIZZAZIONI SISMICHE PREVISTE DA N.T.C.

Viene qui sotto riportata la classificazione sismica dei suoli secondo la normativa ufficiale italiana (modifiche del D.M. 14/09/2005 Norme Tecniche per le Costruzioni, emanate con D.M. Infrastrutture del 14/01/2008, pubblicato su Gazzetta Ufficiale Supplemento Ordinario n° 29 del 04/02/2008):

A - Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi, caratterizzati da valori di VS30 superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo di 3 m.

B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori del VS30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT30 > 50 nei terreni a grana grossa e cu30 > 250 kPa nei terreni a grana fina).



C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori del VS30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < \text{NSPT30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < \text{cu30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

D - Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori del VS30 inferiori a 180 m/s (ovvero $\text{NSPT30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $\text{cu30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).

E - Terreni dei sottosuoli dei tipi C o D per spessori non superiori a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $\text{VS} > 800$ m/s).

S1 - Depositi di terreni caratterizzati da valori di VS30 inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < \text{cu30} < 20$ kPa) che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includano almeno 3 m di torba o argille altamente organiche.

S2 - Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.