

COMUNE DI FANO (PU)

**RELAZIONE GEOLOGICO TECNICA PER LA PROPOSTA DI
VARIANTE PARZIALE AL P.R.G. VIGENTE REDATTA AI
SENSI DELLA L.R. n. 34/92 Art. 15 comma 4, RELATIVAMENTE
AD UN'AREA SITA IN VIA DEGLI OLMI – 61032 FANO (PU)**

COMMITTENTI:

**BOIANI IOLANDA
CONTARINI CLAUDIO
SERVADIO ANGELA
SERVADIO DOMENICO
SERVADIO ELISABETTA
GASPARONI LUIGI**



Dott. Geol. Costanzi Cristian
Via Einaudi, 68 – 61032 Fano (PU)



Dott. Geol. Carlo Cencioni
Via II Strada, 6/A – 61032 Fano (PU)

INDICE

1	INTRODUZIONE	3
2.	GEOLOGIA – GEOMORFOLOGIA - GEOIDROLOGIA	4
3.	STRATIGRAFIA	5
4.	CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE	6
5.	CARICO MASSIMO AMMISSIBILE PER FONDAZIONI SUPERFICIALI	7
6.	CEDIMENTI	10
7.	COEFFICIENTE DI FONDAZIONE (ϵ)	10
8.	COEFFICIENTE DI REAZIONE DI SOTTOFONDO K_s	11
9.	CONCLUSIONI	11
10.	ALLEGATI	12

1. INTRODUZIONE

La presente relazione geologico tecnica è stata realizzata con lo scopo di verificare la situazione litologico-stratigrafica presente su un lotto per il quale si richiede una variante al PRG vigente al fine di renderlo edificabile.

La proposta di variante prevede la realizzazione di quattro fabbricati posizionati come da planimetria allegata.

La relazione è stata redatta sulla base di dati bibliografici e di una campagna di prove geognostiche eseguite nel lotto in esame.

Verranno di seguito riportate le caratteristiche geomeccaniche del terreno di fondazione ricostruite in base ai risultati della campagna geognostica eseguita; partendo dalla ricostruzione di tali caratteristiche geomeccaniche sarà possibile valutare l'entità del carico massimo ammissibile per il particolare tipo di fondazione ipotizzato per la struttura in oggetto.

Si ricorda, comunque, che il dimensionamento e la scelta del tipo di fondazione da adottare è di stretta competenza dell'ingegnere calcolatore.

La presente relazione è redatta in conformità alla vigente normativa tecnica costituita dalla L. 02/02/1974 n° 64, dal D.M. LL. PP. 11/03/1988, dalla Circ. LL.PP. del 24/09/1988 n. 30483 e dal D.M. 16/01/1996.

Si ricorda che sarà necessario verificare con maggiore accuratezza la stratigrafia dell'area in caso di approvazione della variante al PRG.

Dati bibliografici indicano che la falda in quell'area è posta ad una profondità di 10-12 metri dal piano campagna; considerata la natura prevalentemente incoerente dei terreni presenti nell'area e considerata la granulometria medio-elevata degli stessi, si può affermare che la falda abbia una scarsa capacità di risalita.

La campagna geognostica è costituita da una prova penetrometrica effettuata tramite PENETROMETRO DINAMICO tipo TG 63-100 ISM.C. spinta alla profondità di 7,2 metri.

2. GEOLOGIA – GEOMORFOLOGIA - GEOIDROLOGIA

L'area in oggetto è ubicata in Comune di Fano, in Via degli Olmi, ad un quota di circa 10 metri sul livello del mare (vedi Corografia in scala 1:25.000).

La zona di studio è pianeggiante con quote massime dell'ordine dei 15 m. s.l.m. La zona d'interesse è a cavallo tra la tavoletta IGM F° 110 VI° S.O. della Carta d'Italia (Fano) e la IGM F° 110 III° N.O. della Carta d'Italia (S. Costanzo)

Geologicamente l'area si trova sulle alluvioni terrazzate deposte dal F. Metauro, più precisamente si trova all'interno del III ordine delle alluvioni; dal punto di vista litologico tali terreni sono costituiti da alluvioni ghiaiose, parzialmente sabbiose con intercalazioni di argille limoso sabbiose, nell'area in esame il deposito ghiaioso ha una notevole potenza. (superiore ai 25-30 metri)

Dal punto di vista strutturale i dati bibliografici disponibili (F. 110 della Carta Geologica d'Italia) non evidenziano lineazioni di rilievo.

L'area in oggetto non presenta segni evidenti di instabilità, né si osservano fenomeni franosi nelle immediate vicinanze, né tantomeno si ipotizzano pericoli futuri di instabilità data la morfologia del luogo semi pianeggiante.

Nelle immediate vicinanze dell'area di intervento non sono presenti corsi d'acqua che possano determinare problemi legati ad eventuali esondazioni; il lotto si trova infatti in sponda sinistra del F. Metauro ad una distanza dal letto di circa 1.500 metri.

RISCHIO IDROGEOLOGICO

Dai rilievi effettuati in loco, confermati anche dalla consultazione dell'aerofotogrammetria, risulta evidente che la distanza tra l'alveo del Fiume Metauro e l'area di interesse è tale da escludere eventuali problemi dovuti ad un'esondazione del corso d'acqua.

A conferma vedi stralcio del P.A.I. che si allega alla presente.

3. STRATIGRAFIA

I dati bibliografici in nostro possesso e l'indagine eseguita hanno permesso la individuazione della seguente situazione stratigrafica:

- Da 0,0 a 0,8/1,0 mt.** Terreno superficiale agricolo.
- Da 0,8/1,0 a 3,2/3,4 mt.** Terreni ghiaioso – sabbiosi a tratti lievemente limosi.
- Da 3,2/3,4 a 7,2 mt.** Alternanza di terreni limoso sabbiosi, a tratti lievemente argillosi.

4. CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE DEI TERRENI GHAIOSO – SABBIOSI

γ	(peso di volume)	1,83 t/m ³
C'	(coesione)	0,0 t/m ²
Cu	(coesione non drenata)	0,0 t/m ²
φ	(angolo d'attrito)	25°
Ed	(modulo edometrico)	1.000 t/m ²

CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE DEI TERRENI LIMOSO – SABBIOSI

γ	(peso di volume)	1,85 t/m ³
C'	(coesione intercetta)	0,9 t/m ²
Cu	(coesione non drenata)	2,0 t/m ²
φ	(angolo d'attrito)	21°
Ed	(modulo edometrico)	500 t/m ²

In base alle caratteristiche geomeccaniche dei terreni di fondazione ed alle dimensioni dei manufatti che verranno realizzati, **si ipotizza**, per la determinazione del carico massimo ammissibile, una fondazione del tipo “trave rovescia” di larghezza pari a **0,8 m**, metri il cui piano di posa si trova ad una quota di **3,5 metri** dall'attuale p.c.

5. CARICO MASSIMO AMMISSIBILE PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Metodo di Terzaghi (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto **Terzaghi** assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione ψ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di ψ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi $\gamma_2 = 0$ per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \gamma h + B c + C \gamma b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito ϕ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo ϕ prima definito; b è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, **Terzaghi** passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da **Terzaghi** sull'effettivo comportamento del terreno.

Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, **Terzaghi** invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, Terzaghi consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$tg\varphi_{rid} = 2/3 \, tg\varphi \quad c_{rid} = 2/3c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di Terzaghi può essere scritta:

$$q_{ult} = c N_c s_c + \gamma D N_q + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \varphi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \varphi/2) \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left(\frac{K p \gamma}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

DATI GENERALI

Larghezza fondazione	0,8 m
Lunghezza fondazione	12,0 m
Profondità piano di posa	3,5 m
Altezza di incastro	1,0 m
Inclinazione piano di posa	0,0°
Inclinazione pendio	0,0°
Fattore di sicurezza (Fc)	3,0
Fattore di sicurezza (Fq)	3,0
Fattore di sicurezza (Fg)	3,0
Acc. massima orizzontale	0,25
Cedimento dopo T anni	10,0

CARICO LIMITE SECONDO TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore Nq	7,44
Fattore Nc	17,69
Fattore Ng	4,97
Fattore Sc	1,0
Fattore Sg	1,0

Pressione limite	3,33 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	1,11 Kg/cm²

6. CEDIMENTI

Poiché la ricostruzione della stratigrafia sottostante il piano di posa delle fondazioni ha evidenziato la presenza di livelli comprimibili, è parso opportuno verificare l'entità teorica dei cedimenti assoluti; non avendo riscontrato variazioni significative degli spessori dei livelli comprimibili si tralascia il calcolo dei cedimenti differenziali.

Per il calcolo dei cedimenti, eseguito in corrispondenza dei sondaggi realizzati, è stato ipotizzato un carico d'esercizio pari al massimo di quello ammissibile; è evidente che per carichi d'esercizio inferiori a quello massimo ammissibile i cedimenti assoluti e differenziali saranno minori.

Cedimento edometrico calcolato con Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi
Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento di consolidazione; Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscosi); Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
3	5,35	0,97	0,365	Edometrico	2,703	0,0	2,703

Cedimento totale $W_t=2,7$ cm

Cedimento totale $W_t=2,703$ cm

7. COEFFICIENTE DI FONDAZIONE (ϵ)

Il D.M. 16/01/1996 - C 6.1.1 - "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" prevede di assumere $\epsilon = 1,3$ in presenza di stratigrafie caratterizzate da depositi alluvionali di spessore compreso tra 5 e 20 metri soprastanti terreni coesivi o litoidi con caratteristiche meccaniche significativamente superiori; e di assumere $\epsilon = 1$ negli altri casi.

Nella situazione in esame si consiglia di utilizzare $\epsilon = 1$

8. COEFFICIENTE DI REAZIONE DI SOTTOFONDO K_s

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Senza correzione geometrica

k	1,33 Kg/cmc
---	-------------

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE TERZAGHI

Corretto con geometria e profondità

k	7,46 Kg/cmc
---	-------------

9. CONCLUSIONI

A seguito dalla valutazione della capacità portante del terreno sono emersi, per l'ipotizzata fondazione nastriforme avente larghezza di 0,8, i seguenti risultati:

Capacità portante limite Ql	Coefficiente di sicurezza μ	Carico massimo ammissibile Qa
3,3 Kg/cm ²	3	1,1 Kg/cm ²

Vista la morfologia del luogo e sulla base delle indagini eseguite e sui parametri geotecnici desunti, l'area si può considerare idonea alla realizzazione dell'opera.

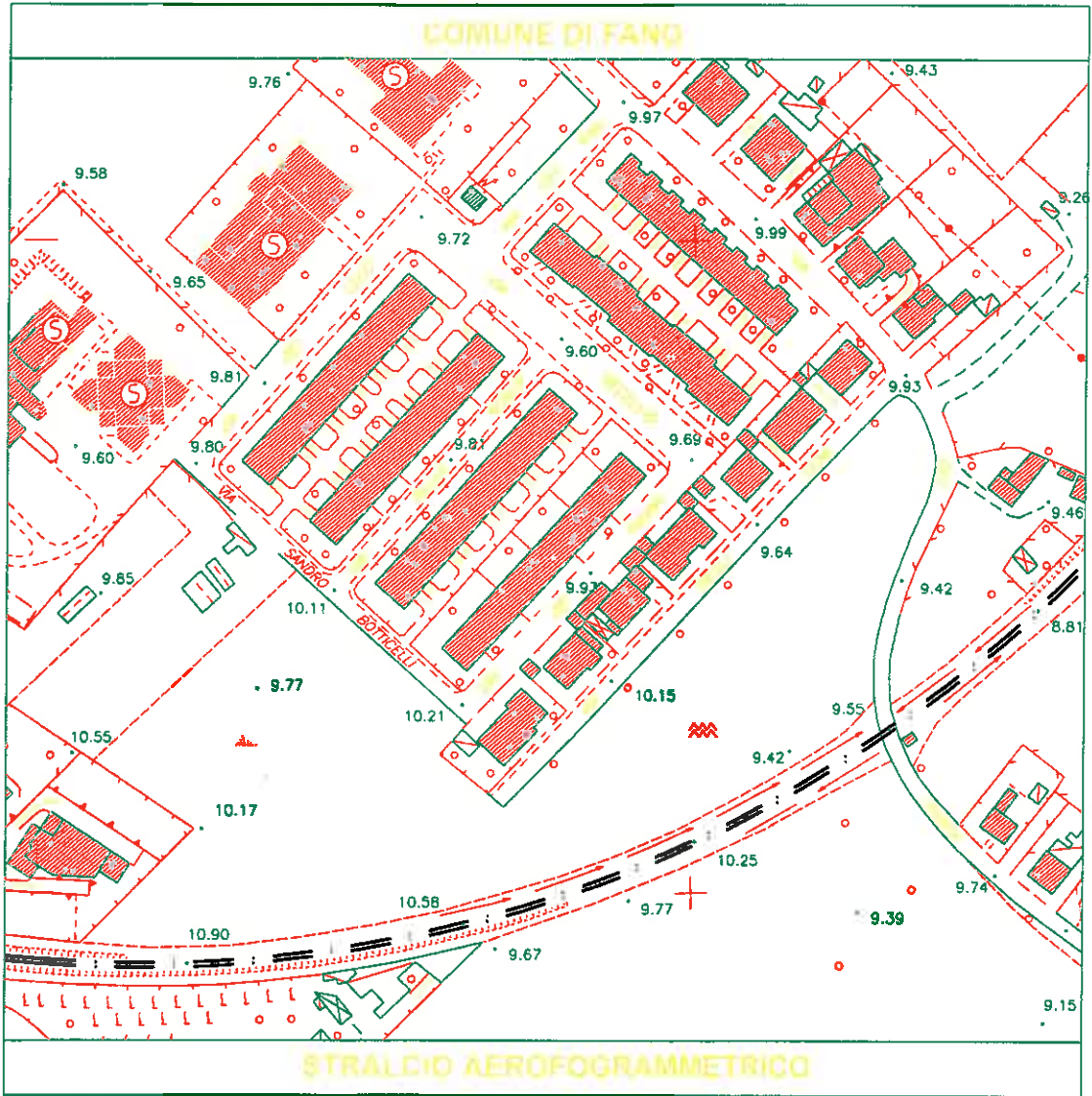
Si consiglia di realizzare un drenaggio e un'adeguata regimazione delle acque meteoriche sia durante la realizzazione dei fabbricati sia a lavori ultimati poiché le fondazioni e le pareti dell'interrato si troveranno a contatto con terreni parzialmente coesivi che in caso di infiltrazioni possono rigonfiarsi e ridurre anche drasticamente le loro proprietà meccaniche.

FANO, Lì 26/05/2009

ALLEGATI

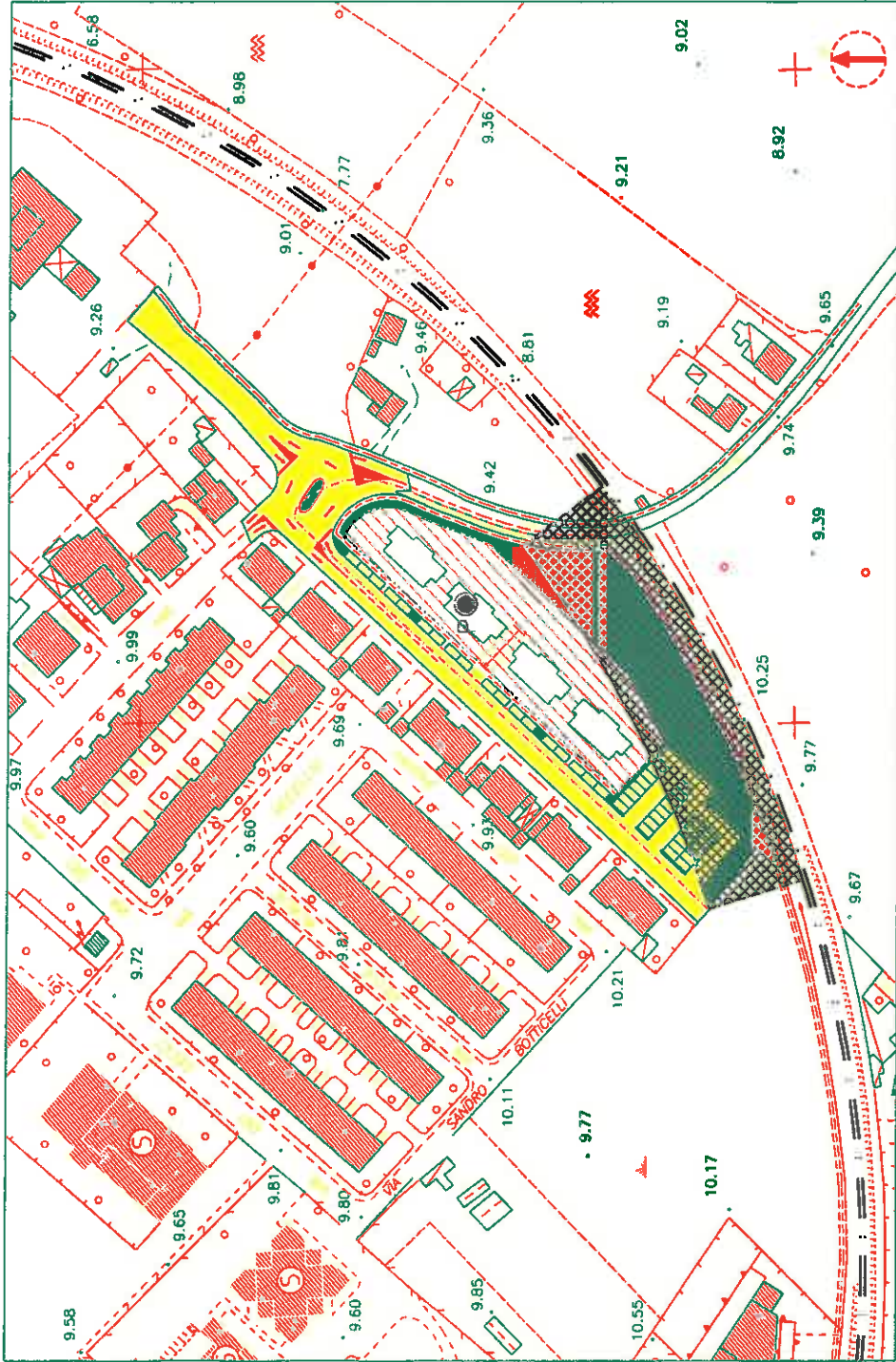
- 1. COROGRAFIA SCALA 1:25.000**
- 2. CARTA GEOLOGICA SCALA 1:25.000**
- 3. AEROFOTOGRAMMETRIA**
- 4. PLANIMETRIA LOTTO CON UBICAZIONE DELLA PENETROMETRIA**
- 5. REPORT DELLA PROVA PENETROMETRICA ESEGUITA**
- 6. ELABORATI GRAFICI**
- 7. STRALCIO P.A.I.**

COMUNE DI FANO



STRALCIO AEROFOTOGRAMMETRICO

PLANIMETRIA CON INDICAZIONE DELLA PENETROMETRIA ESEGUITA
stato di progetto



P ● PENETROMETRIA

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

Classificazione ISSMFE (1988) dei penetrometri dinamici		
TIPO	Sigla riferimento	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 ISM.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	$\alpha = 90^\circ$
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/cm ² = 0.098067 MPa
1 MPa = 1 MN/m ² = 10.197 kg/cm ²
1 bar = 1.0197 kg/cm ² = 0.1 MPa
1 kN = 0.001 MN = 101.97 kg

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TABELLE VALORI DI RESISTENZA

n° 1

- indagine : Boiani Iolanda e altri
- cantiere : Via degli Olmi
- località : Fano
- note :

- data : 07/05/2009
- quota inizio : p. c.
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta
0,00 - 0,20	5	52,5	---	1	3,60 - 3,80	15	116,0	---	5
0,20 - 0,40	5	52,5	---	1	3,80 - 4,00	16	123,8	---	5
0,40 - 0,60	7	67,5	---	2	4,00 - 4,20	17	131,5	---	5
0,60 - 0,80	7	67,5	---	2	4,20 - 4,40	15	116,0	---	5
0,80 - 1,00	7	67,5	---	2	4,40 - 4,60	15	108,9	---	6
1,00 - 1,20	6	57,9	---	2	4,60 - 4,80	15	108,9	---	6
1,20 - 1,40	4	38,6	---	2	4,80 - 5,00	12	87,1	---	6
1,40 - 1,60	13	115,8	---	3	5,00 - 5,20	10	72,6	---	6
1,60 - 1,80	22	196,0	---	3	5,20 - 5,40	8	58,1	---	6
1,80 - 2,00	23	204,9	---	3	5,40 - 5,60	4	27,3	---	7
2,00 - 2,20	14	124,8	---	3	5,60 - 5,80	3	20,5	---	7
2,20 - 2,40	11	98,0	---	3	5,80 - 6,00	9	61,5	---	7
2,40 - 2,60	18	149,1	---	4	6,00 - 6,20	10	68,3	---	7
2,60 - 2,80	22	182,2	---	4	6,20 - 6,40	6	41,0	---	7
2,80 - 3,00	25	207,0	---	4	6,40 - 6,60	11	71,0	---	8
3,00 - 3,20	24	198,8	---	4	6,60 - 6,80	14	90,4	---	8
3,20 - 3,40	25	207,0	---	4	6,80 - 7,00	14	90,4	---	8
3,40 - 3,60	18	139,2	---	5	7,00 - 7,20	15	96,9	---	8

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : TG 63-100 ISM.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

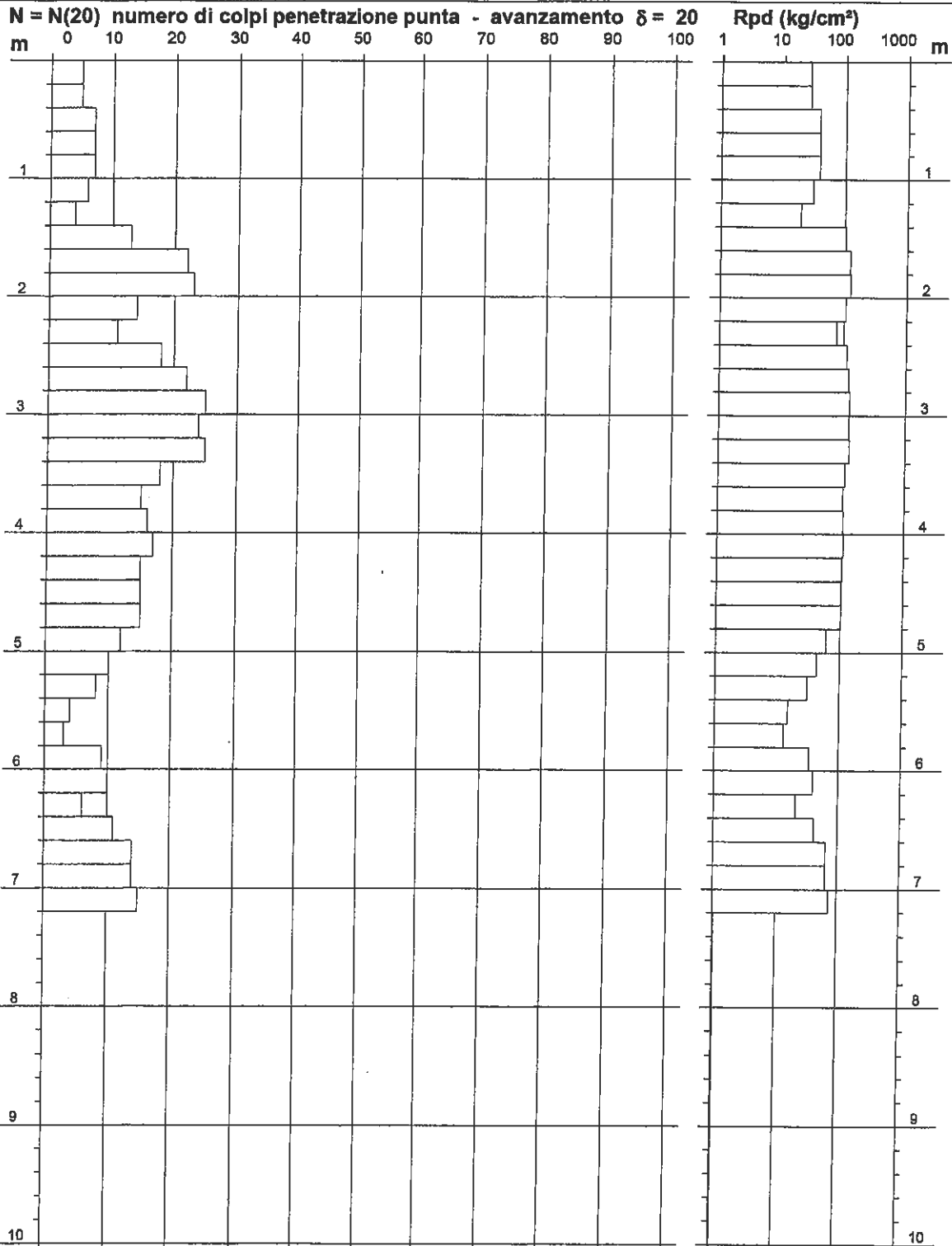
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

n° 1

Scala 1: 50

- indagine : Boiani Iolanda e altri
 - cantiere : Via degli Olmi
 - località : Fano

- data : 07/05/2009
 - quota inizio : p. c.
 - prof. falda : Falda non rilevata



- PENETROMETRO DINAMICO tipo : TG 63-100 ISM.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) [$\delta = 20$ cm] - Uso rivestimento / fanghi iniezione : NO

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA ELABORAZIONE STATISTICA

n° 1

- indagine : Boiani Iolanda e altri
- cantiere : Via degli Olmi
- località : Fano
- note :

- data : 07/05/2009
- quota inizio : p. c.
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1

n°	Profondità (m)	PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA							VC A	β	Nspt
			M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+\min)$	s	M-s	M+s			
1	0,00 1,40	N	5,9	4	7	4,9	1,2	4,6	7,1	6	1,49	9
		Rpd	57,7	39	68	48,1	10,9	46,9	68,6			
2	1,40 5,20	N	17,4	10	25	13,7	4,8	12,6	22,2	17	1,49	25
		Rpd	141,5	73	207	107,0	44,1	97,4	185,5			
3	5,20 5,80	N	5,0	3	8	4,0	---	---	---	5	1,49	7
		Rpd	35,3	21	58	27,9	---	---	---			
4	5,80 7,20	N	11,3	6	15	8,6	3,3	8,0	14,5	11	1,49	16
		Rpd	74,2	41	97	57,6	19,8	54,4	94,0			

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio

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 $\delta = 20$ cm)

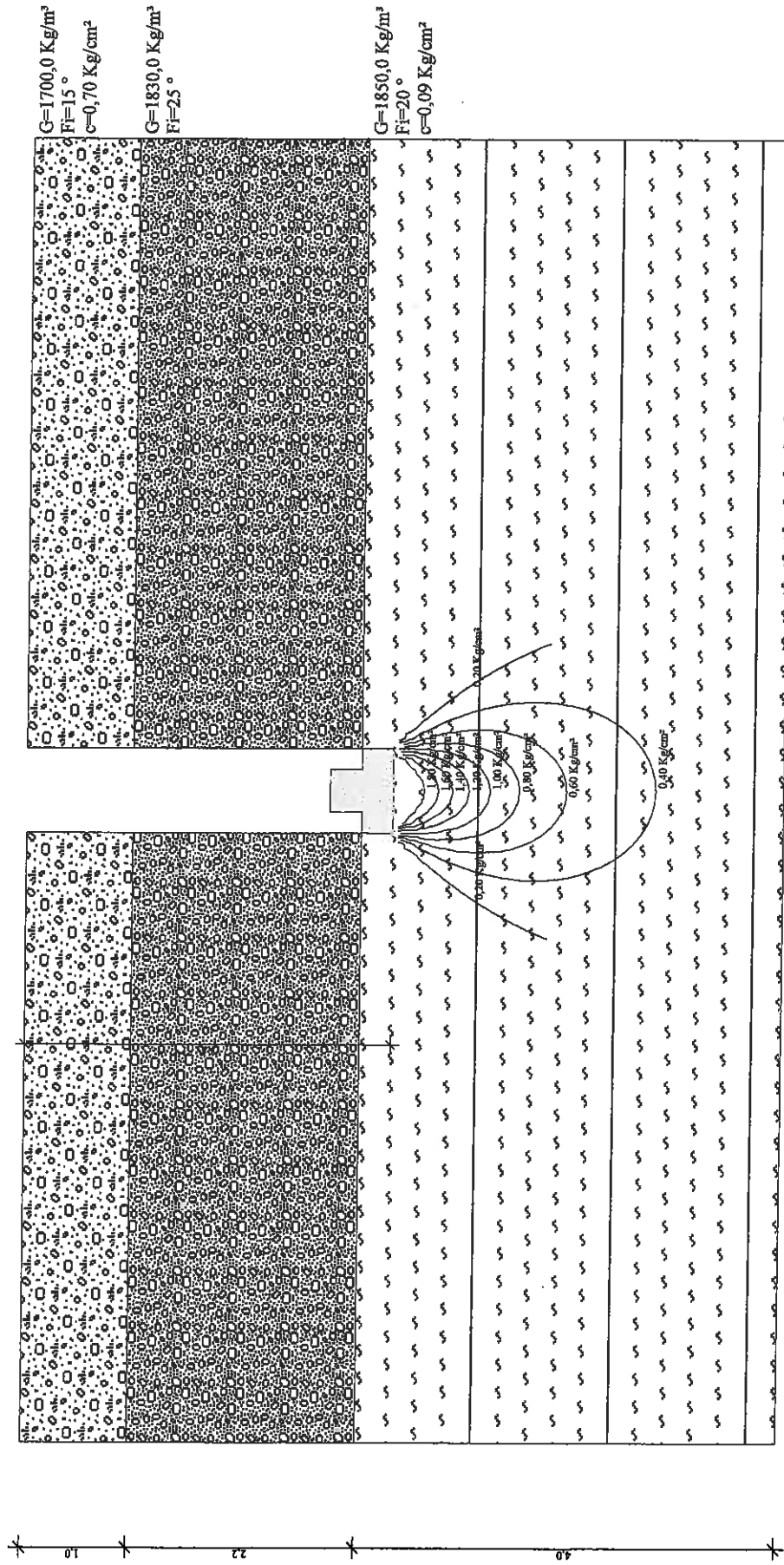
Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI

n°	Prof.(m)	LITOLOGIA	Nspt	NATURA GRANULARE					NATURA COESIVA			
				DR	ϕ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ysat	W	e
1	0.00 1.40		9	31.7	29.6	261	1.92	1.48	0.56	1.89	34	0.918
2	1.40 5.20		25	57.5	34.5	384	2.02	1.64	1.56	2.08	21	0.574
3	5.20 5.80		7	25.0	28.8	245	1.90	1.45	0.44	1.86	36	0.972
4	5.80 7.20		16	44.0	31.8	315	1.97	1.55	1.00	1.97	28	0.750

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

BULBO DELLE TENSIONI



CUNEI DI ROTTURA

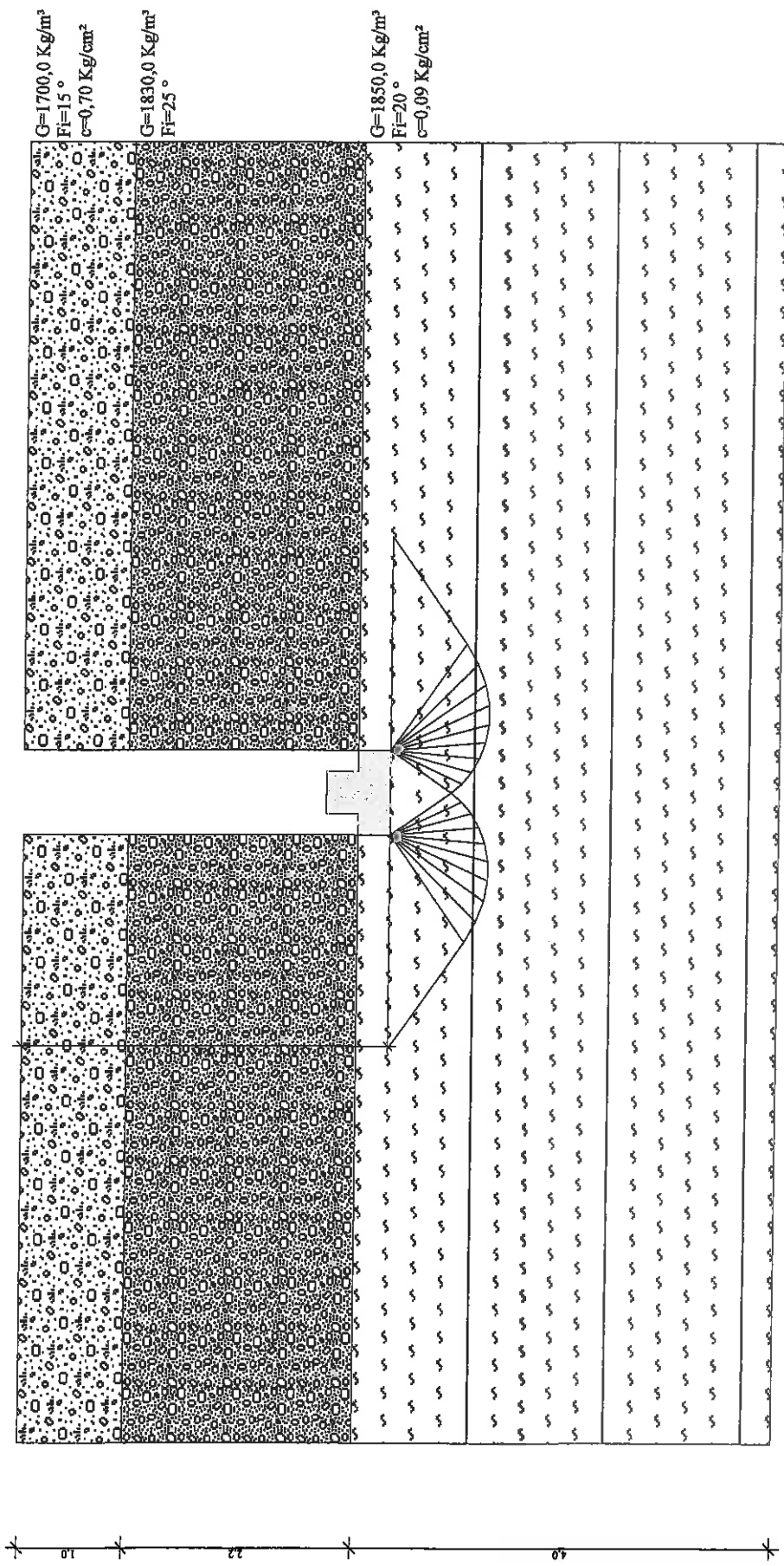
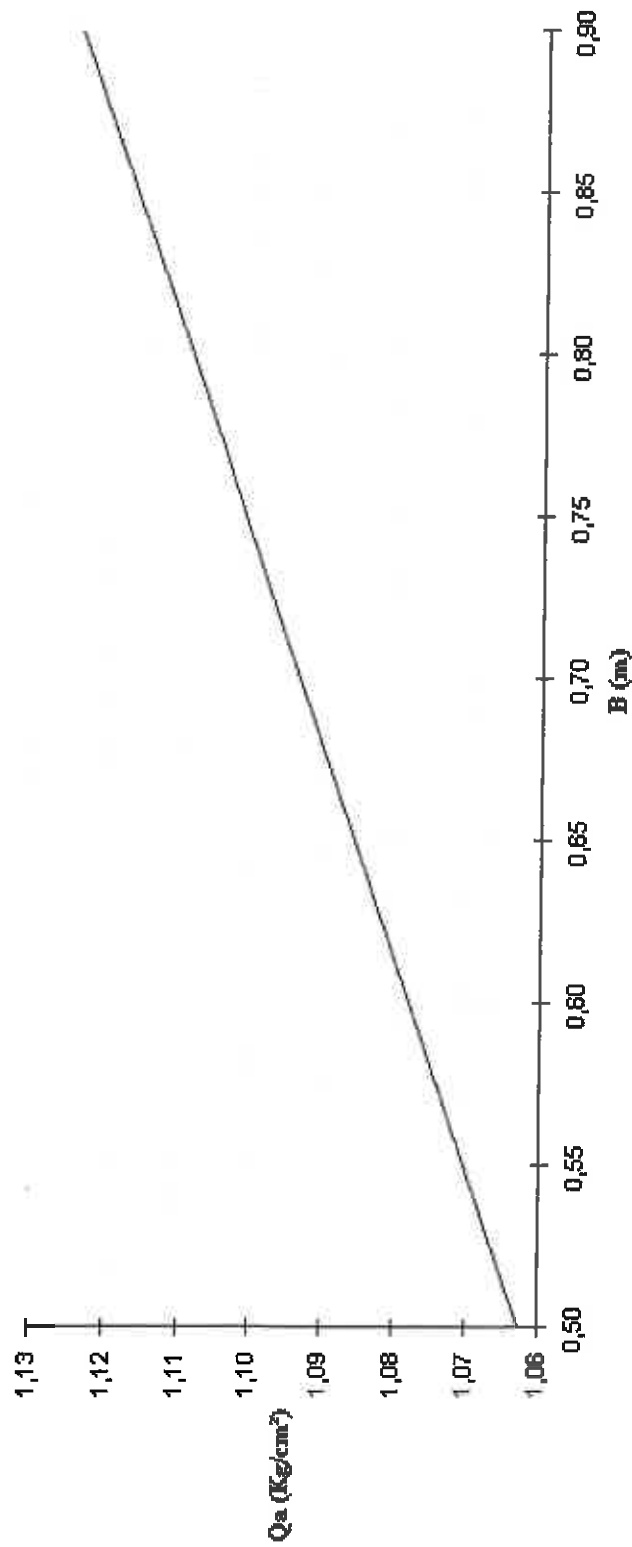


DIAGRAMMA LARGHEZZA PIANO DI POSA – CARICO AMMISSIBILE

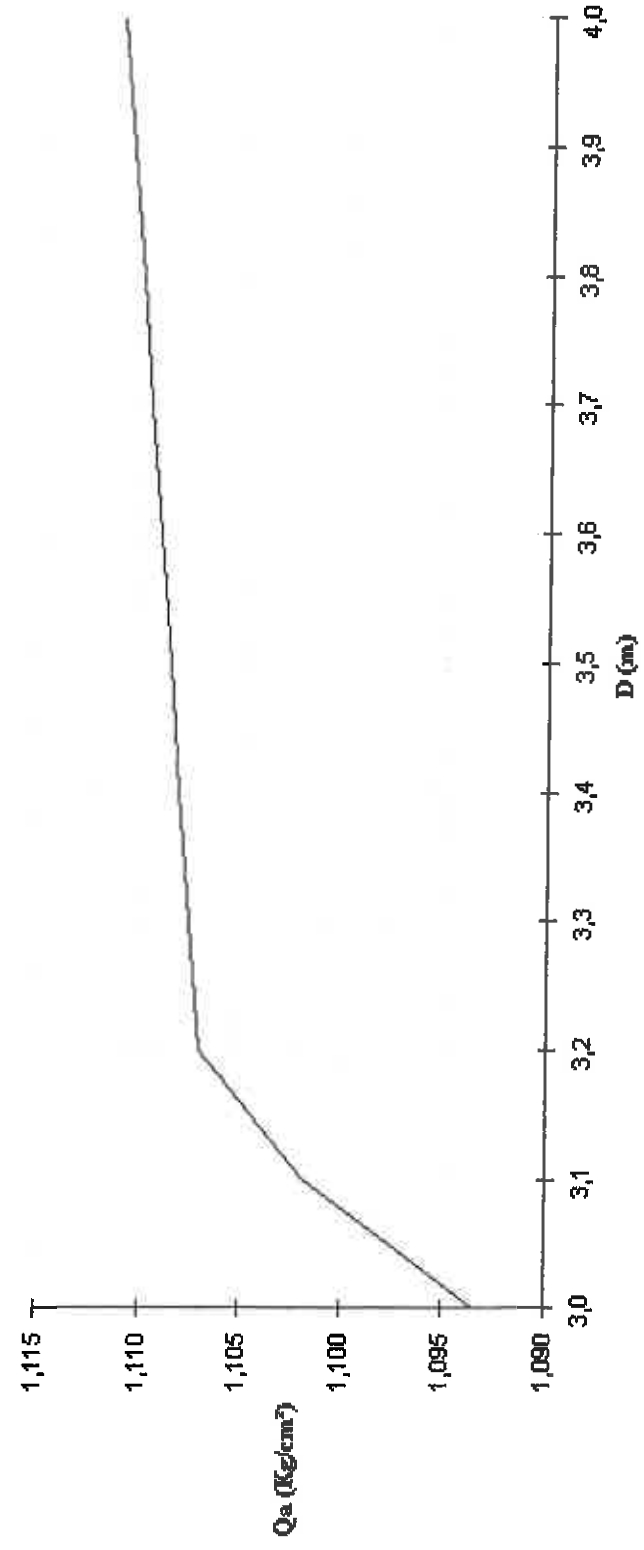
Diagramma B-Q_amm... L = 12,0 m D = 3,5 m



— TERZAGHI

DIAGRAMMA PROFONDITÀ PIANO DI POSA – CARICO AMMISSIBILE

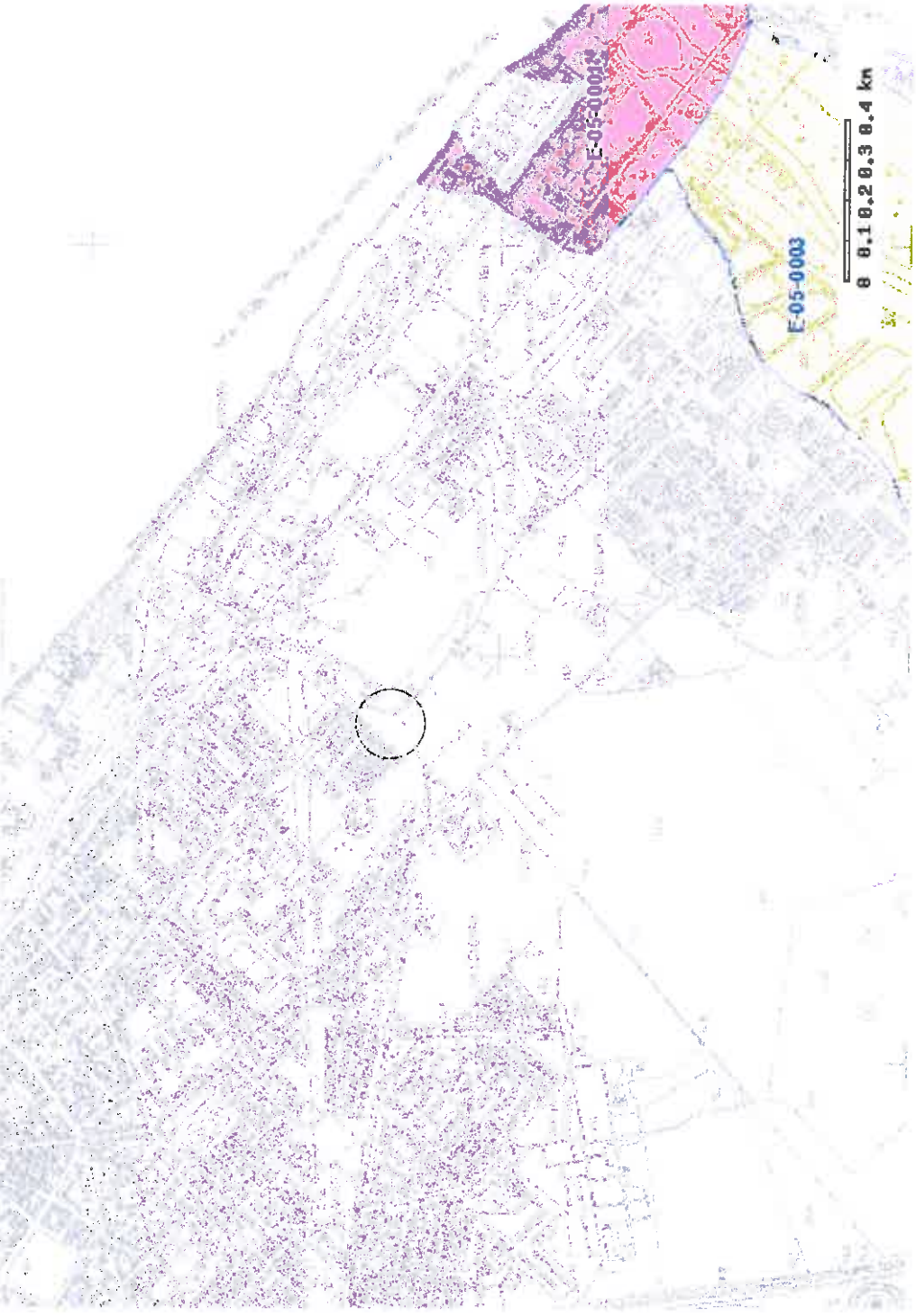
Diagramma D-Q_amm..... B x L=0,8 x 12,0 m



— TERZACHI

STRALCIO P.A.I.

Cartografia PAI aggiornata al Decreto del Segretario Generale n. 12/SABN del 3/10/2009



Legend

TOPOKIMI

VALANGHE

31
32
33
34

ESONDAZIONI

31
32
33
34

FRANE

31
32
33
34

CONFINI COMUNALI

EDIFICATO

BASE_CTR

CURVE DI LIVELLO

LAGHI

FIUMI

CANALI

CONFINE REGIONALE

○ AREA DI INTERESSE