

COMUNE DI RIMINI

Piano particolareggiato di iniziativa
privata -residenziale di espansione r.f. -
località- Ghetto Tombanuova

RELAZIONE GEOLOGICA

tavola n. **25**

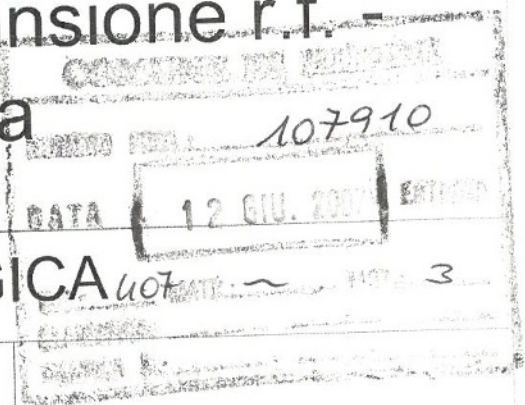
data: Dicembre 2005

Dott. Arch. Valerio Menghi
Dott. Arch. Silverio Piolanti

Studio di Architettura Menghi-Piolanti
Piazza Borsalino 3 , Villa Verucchio (RN)
tel. e fax 0541 678233
email : menghipiolanti@menghipiolanti.191.it

Dott. Ing. Eolo Abati

Via Valentini, 15 47900 - Rimini
Tel. 0541-790253
Fax. 0541-791938
e-mail: titano18@libero.it



STUDIO DI GEOLOGIA TECNICA E AMBIENTALE

Dott. PIER PAOLO PAZZAGLIA

Studio: Via Circ. Meridionale, 5 - 47037 Rimini - Tel. 0541/780557

Ab: Via Sommo, 5 - 47037 Rimini - Tel. 0541/782664

Part. I.V.A. 00 789 100 401 / Cod. Fisc. PZZ PPL 36R20 H294E

COMUNE DI

RIMINI

COMMITTENTE

FRANCHINI DOMENICO

CENCI MARIA

CAMPANELLI FRANCO e altri

OGGETTO

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA

Piano Particolareggiato di Iniziativa

Privata "Tombanuova"

Foglio 147 Mapp. 76-77-169-170-171-

294-351-352-353-382-383-385

LOCALITA'

RIMINI-Tombanuova

DATA

GENNAIO 1994

RELAZIONE GEOLOGICA



COMUNE DI RIMINI

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA

Piano Particolareggiato di Iniziativa Privata "Tombanuova"

INDICE

1) PREMESSA	pg.	3
2) CONDIZIONI GEOMORFOLOGICHE E IDROLOGICHE DELL'AREA	"	4
3) INDAGINI GEOGNOSTICHE	"	6
4) VALUTAZIONI GEOTECNICHE	"	8
5) STRATIGRAFIA E CARATTERISTICHE GEOTECNICHE	"	9
6) EDIFICABILITA' DELL'AREA	"	12
7) INDICAZIONI SUGLI ASSESTAMENTI	"	15
8) VERIFICHE IN CONDIZIONE SISMICA	"	17
9) CONCLUSIONI	"	20

Allegati in relazione:

- I.G.M. 1:25.000
- C.T.R. 1:5.000
- Planimetria con ubicazione prove e traccia sezioni (scala 1:1000)
- N° 2 diagrammi di resistenza prove statiche
- N° 5 diagrammi di resistenza prove dinamiche
- N° 3 sezioni stratigrafiche (scala 1:500/1:100)

1) PREMESSA

Su incarico dello Studio Tecnico Ing. Eolo Abati è stata condotta un'indagine geologico-tecnica sui terreni dell'area in oggetto per valutare la fattibilità dell'intervento urbanistico previsto.

Lo studio è stato redatto a norma del D.M. 11.03.88 e della legge nr. 64/74 per costruzioni in zona sismica (Comune di Rimini zona sismica di 2° categoria - $S = 9$).

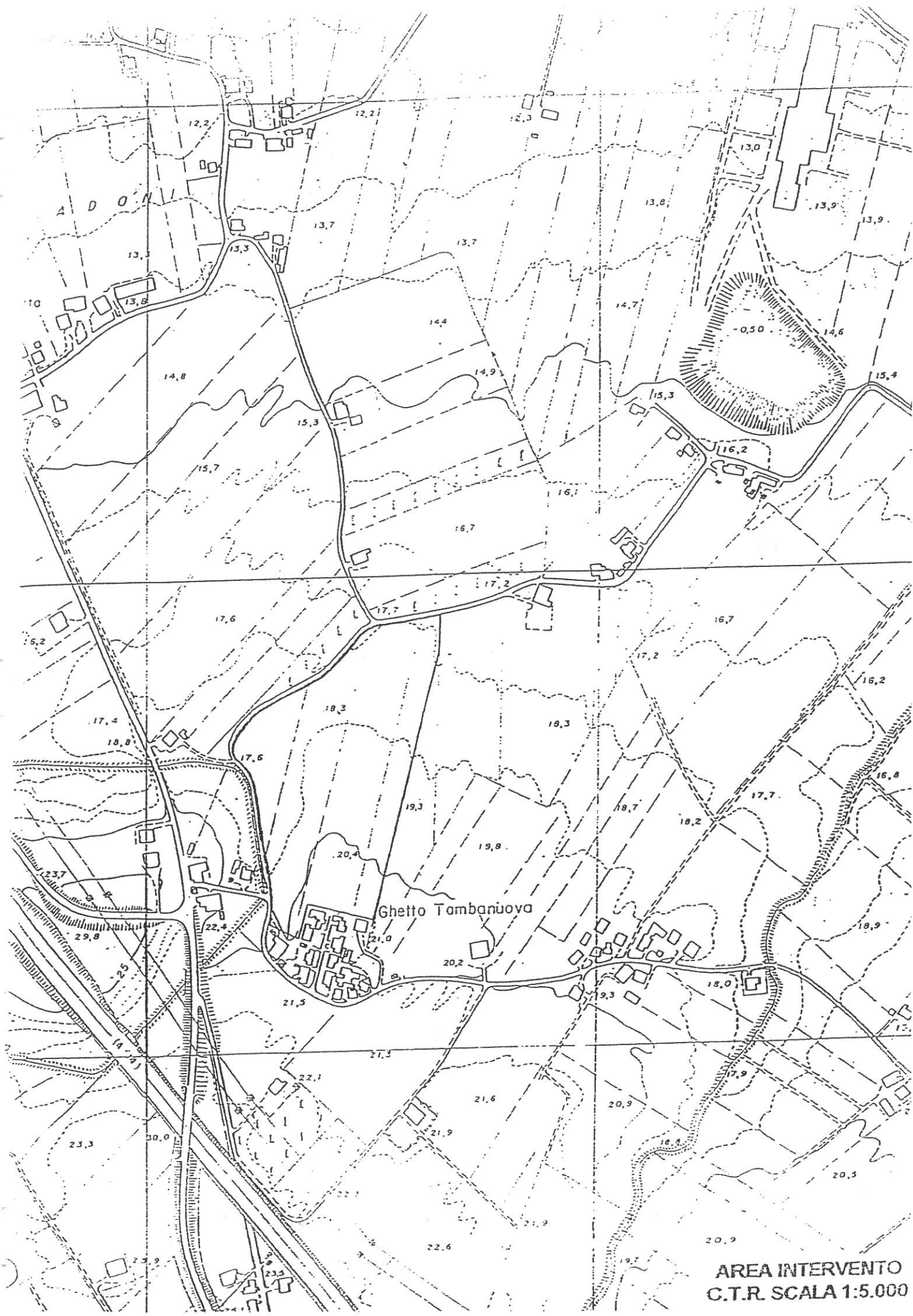
I dati raccolti nel corso dell'indagine hanno permesso di definire:

- 1) le condizioni geomorfologiche ed idrologiche della zona;
- 2) la natura litologica e l'andamento stratigrafico generale del sottosuolo attraverso l'esecuzione di nr. 2 prove penetrometriche statiche e di nr. 5 prove penetrometriche dinamiche;
- 3) i parametri geotecnici medi del terreno in relazione all'edificabilità dell'area e alla progettazione delle opere di urbanizzazione;
- 4) le caratteristiche litologiche e di compressibilità del sottosuolo funzioni del comportamento all'evento sismico.

In progetto è prevista la costruzione di fabbricati isolati e a schiera a 3 o a 4 piani fuori terra con piano interrato. L'esatta ubicazione dei fabbricati è riportata nella planimetria allegata (scala 1:1000).

Per il dimensionamento delle opere di smaltimento delle acque si devono considerare i seguenti dati pluviometrici:

- | | |
|-----------------------------------|---------|
| - precipitazione media annuale | 800 mm. |
| - precipitazione max nelle 24 ore | 100 mm. |
| - precipitazione max nei 5 giorni | 150 mm. |



AREA INTERVENTO
C.T.R. SCALA 1:5.000

3) INDAGINI GEOGNOSTICHE

Allo scopo di definire in linea generale la natura litologica e le caratteristiche geotecniche dei terreni costituenti il sottosuolo dell'area in esame, sono state realizzate:

- nr. 2 prove penetrometriche statiche
- nr. 5 prove penetrometriche dinamiche.

Le prove sono state ubicate in modo da potere ricostruire tre sezioni (due longitudinali e una trasversale), attraverso le quali schematizzare la situazione stratigrafica ed evidenziare le eventuali variazioni laterali. Le sezioni sono riportate in allegato.

Le prove statiche sono state eseguite con un penetrometro statico Olandese Gouda di 20.000 kg. di potenza max.

I risultati, elaborati in base ai dati di campagna, hanno fornito:

R_p = resistenza statica alla punta (\varnothing 36 cm.) diagrammata ogni 20 cm. di avanzamento in kg/cmq.

R_a = resistenza per attrito laterale locale sul manicotto che segue la punta ogni 20 cm. di avanzamento in kg/cmq.

R_p/R_a = rapporto utile per la determinazione secondo le esperienze di Begemann.

Le prove hanno raggiunto la profondità di ml. -12.00. E' stata riscontrata presenza di falda da ml. -3.00 dal p.c. Nel corso della prova S1 è stato prelevato un campione, a ml.-5.50, del quale si è determinata la composizione granulometrica.

4) VALUTAZIONI GEOTECNICHE

I principali parametri geotecnici, relativi ai diversi litotipi riconosciuti nel sottosuolo dell'area in esame, sono stati calcolati utilizzando le seguenti formule che si basano sui risultati delle indagini geognostiche.

*Resistenza a compressione
semplice* $Q_u = R_p/10$ (kg/cmq)

Coesione non drenata $C_u = R_p/20$ (kg/cmq)

Modulo edometrico $E_d = \alpha \times R_p$ (kg/cmq)
con α variabile in funzione della litologia

Coefficiente di compressibilità volumetrica
 $m_v = 1/E_d$ (cmq/kg)

5) STRATIGRAFIA E CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Come già anticipato, i diagrammi delle prove penetrometriche eseguite hanno rilevato una certa variabilità laterale nel sottosuolo dell'area in esame.

In particolare è evidente la presenza, soltanto nel settore Ovest del lotto (D2-D3-S1), di un banco di sabbie addensate, da ml. -4.00/-5.00 a ml. -6.00/-7.00. Fino a quella profondità tutte le prove hanno attraversato terreni argillosi, con componente sabbiosa più o meno abbondante da zona a zona.

In profondità (oltre ml.-7.00) il sottosuolo si uniforma ulteriormente, risultando costituito da argille limose di media consistenza.

Si riporta di seguito la successione stratigrafica e i parametri geomeccanici medi relativi alle singole litologie riconosciute:

PROVE D2-D3-S1

- Dal p.c. a ml. -1.20

Terreni superficiali alterati, a matrice argillosa.

- Da ml. -1.20 a ml. -4.00 /-5.00

Argille sabbiose di buona consistenza.

Parametri geotecnici medi

- Resistenza alla punta	Rp	= 14-16	kg/cmq.
- Coesione non drenata	Cu	= 0.7-0.8	kg/cmq.
- Peso di volume nat.	γ	= 1900	kg/cmq.
- Peso di volume immerso	γ'	= 1000	kg/cmq.
- Modulo edometrico	Ed	= 65-70	kg/cmq.
- Coeff. compress. volumetrica	mv	= 0.015	cmq/kg

- Da ml. -4.00/-5.00 a ml.-6.00/-7.00

Sabbie ben addensate.

Parametri geotecnici medi

- Resistenza alla punta	Rp	= 50-60	kg/cmq.
- Angolo d'attrito interno	φ	= 30°	
- Peso di volume naturale	γ	= 1700	kg/cmq.
- Peso di volume immerso	γ'	= 1000	kg/cmq.
- Modulo edometrico	Ed	= 120-125	kg/cmq.
- Coeff. compress. volumetrica	mv	= 0.008	cmq/kg

- Oltre ml. -6.00/-7.00

Argille limose di media consistenza.

Parametri geotecnici medi

- Resistenza alla punta	Rp	= 12-14	kg/cmq.
- Coesione non drenata	Cu	= 0.6-0.7	kg/cmq.
- Peso di volume nat.	γ	= 1900	kg/cmq.
- Peso di volume immerso	γ'	= 1000	kg/cmq.
- Modulo edometrico	Ed	= 55-60	kg/cmq.
- Coeff. compress. volumetrica	mv	= 0.017	cmq/kg

PROVE D1-D4-S2

- Dal p.c. a ml. -1.20

Terreni superficiali alterati, a matrice argillosa.

- Da ml. -1.20 a fine prova

Argille limose di media consistenza

Parametri geotecnici medi

- Resistenza alla punta	Rp	= 12-14	kg/cmq.
- Coesione non drenata	Cu	= 0.6-0.7	kg/cmq.
- Peso di volume nat.	γ	= 1900	kg/cmq.
- Peso di volume immerso	γ'	= 1000	kg/cmq.
- Modulo edometrico	Ed	= 55-60	kg/cmq.
- Coeff. compress. volumetrica	mv	= 0.017	cmq/kg

PROVA D5

- Dal p.c. a ml. -1.20

Terreni superficiali alterati, a matrice argillosa.

- Da ml. -1.20 a ml. -3.00

- Da ml. -5.00 a ml. -7.00

Argille sabbiose di buona consistenza.

Parametri geotecnici medi

- Resistenza alla punta	Rp	= 14-16	kg/cmq.
- Coesione non drenata	Cu	= 0.7-0.8	kg/cmq.
- Peso di volume nat.	γ	= 1900	kg/cmq.
- Peso di volume immerso	γ'	= 1000	kg/cmq.
- Modulo edometrico	Ed	= 65-70	kg/cmq.
- Coeff. compress. volumetrica	mv	= 0.015	cmq/kg

- Da ml. -3.00 a ml. -5.00

Oltre ml. -7.00

Argille limose di media consistenza

Parametri geotecnici medi

- Resistenza alla punta	Rp	= 12-14	kg/cmq.
- Coesione non drenata	Cu	= 0.6-0.7	kg/cmq.
- Peso di volume nat.	γ	= 1900	kg/cmq.
- Peso di volume immerso	γ'	= 1000	kg/cmq.
- Modulo edometrico	Ed	= 55-60	kg/cmq.
- Coeff. compress. volumetrica	mv	= 0.017	cmq/kg

6) EDIFICABILITA' DELL'AREA

Indicazioni per le strutture di fondazione e carichi di esercizio ammissibili

Da quanto ricavato dalle indagini sul terreno si può, in linea di massima, affermare che l'area in oggetto è edificabile con strutture di fondazione dirette.

Per fondazioni superficiali, in prima approssimazione, si può assumere come resistenza a compressione semplice $Q_u = R_p/10$.

In base ai valori di R_p determinati in precedenza si ricavano dei valori di Q_u variabili, in funzione della profondità e della prova considerata, nell'intervallo:

$$Q_u = 1.2 \div 1.6 \text{ kg/cm}^2$$

Fabbricati senza interrato

Indipendentemente dai carichi applicati, il piano di base per fondazioni dirette dovrà essere impostato oltre ml. -1.50 dal p.c., per superare la coltre alterata superficiale e per non risentire dei fenomeni di rigonfiamento e di ritiro particolarmente significativi nello strato argilloso a contatto con l'atmosfera.

Fabbricati con interrato

La previsione di piani interrati comporta una quota di base delle fondazioni a ml. -2.50/-3.00 dal p.c. attuale.

Per la possibile presenza di falda stagionale a quota superiore al piano di imposta delle fondazioni, tutti i corpi interrati dovranno avere una struttura scatolare impermeabilizzata.

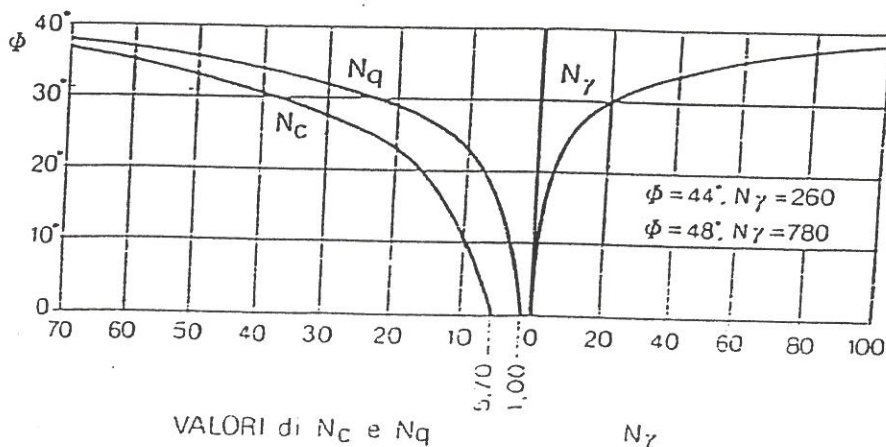
Il solettone di base dovrà essere calcolato considerando una sottospinta idrostatica di 0.8-1.0 ton/mq.

Per entrambe le ipotesi, una verifica generale dei carichi ammissibili può essere effettuata con la relazione di Terzaghi, nella quale si tiene conto del tipo di fondazione utilizzata e della relativa profondità d'imposta.

Il carico di rottura per fondazioni nastriformi impostate su terreni coesivi, in condizioni non drenate, è così determinabile:

$$Q_r = C_u \times N_c + \gamma \times D \times N_q$$

- D = quota di imposta (-1.50 ml. fabbr. senza interrato)
 (-2.50 ml. fabbr. con interrato)
- C_u = coesione non drenata (variabile)
- γ = peso di volume terreno naturale
- γ' = peso di volume terreno immerso
- $N_c - N_q$ coefficienti di Terzaghi per $\varphi = 0$ (ricavabili dal diagramma che segue).



Introducendo nelle formule i parametri specifici dei terreni in esame e assumendo un coefficiente di sicurezza $F = 3$, risultano confermati i seguenti valori di carico ammissibile:

PROVE 2-3	$Q_a = 1.4-1.6$	kg/cmq
PROVE 1-4-5	$Q_a = 1.2-1.3$	kg/cmq

Si precisa che, ovviamente, le valutazioni sopraesposte sono state compiute riferendosi alle caratteristiche geotecniche medie dei terreni dell'area.

In fase di progetto esecutivo, sarà pertanto necessario verificare per ogni fabbricato la specifica situazione stratigrafica e geotecnica del sottosuolo in relazione alla tipologia ed alla quota di imposta delle fondazioni.

7) INDICAZIONI SUGLI ASSESTAMENTI

Nella valutazione degli assestamenti si dovrà tenere presente il grado di compressibilità dei terreni maggiormente interessati dai sovraccarichi degli edifici previsti in progetto.

Per una stima di massima degli assestamenti si può utilizzare la relazione:

$$\Delta H_{tot} = \sum h_i \times \Delta p \times m_v \quad \text{dove:}$$

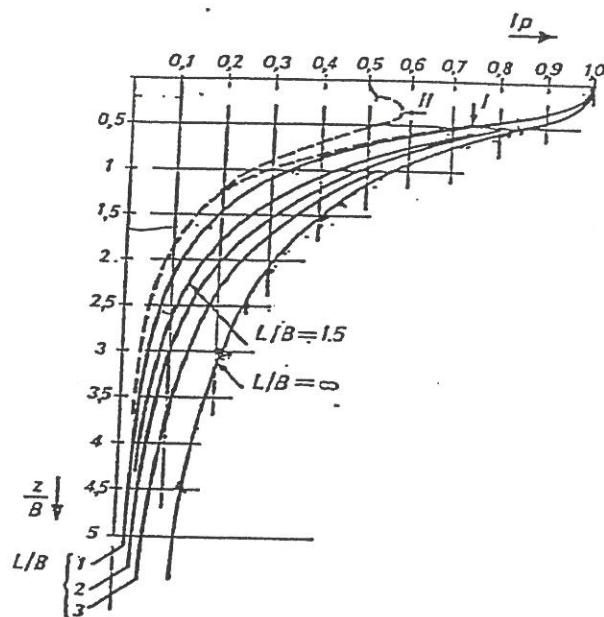
ΔH_{tot} = entità dell'assestamento totale (cm.)
 h_i = spessore strati considerati (cm.)
 Δp = valore dell'incremento di carico valutato a metà dei singoli strati considerati ($\Delta p = Q_{es} \times I_p$ valore ricavato dal diagramma riportato nella pagina seguente) (kg/cmq.)
 m_v = coefficiente di compressibilità volumetrica degli strati considerati. Per i valori specifici di m_v , relativi ai litotipi individuati nel sottosuolo in esame si rimanda al paragrafo "Stratigrafia e caratteristiche geotecniche".

Per fabbricati con interrato, nella valutazione, si dovrà tenere conto della diminuzione del carico litostatico agente alla profondità di ml. -3.50 dal piano campagna e conseguente all'asportazione di terreno per la formazione del piano interrato.

In questo caso si dovrà considerare come sovraccarico effettivo, cioè causa di cedimenti, la differenza tra il carico d'esercizio e il peso del terreno scavato.

Considerata la presenza di possibili variazioni laterali di litologia e di consistenza, per fabbricati molto estesi arealmente si dovrà evitare, con opportune scelte costruttive, il prodursi di cedimenti differenziali.

Diagramma per la determinazione di I_p



I_p è un coefficiente adimensionale, funzione della forma della fondazione e del rapporto z/B tra la profondità z e la più piccola dimensione trasversale B della superficie di carico. Nel diagramma vengono forniti i valori di I_p nei casi di:

- * fondazioni nastriformi di larghezza B ($L/B = \infty$)
- * fondazioni rettangolari ($B < L$) per alcuni valori di L/B
- * cerchio di raggio R ($B=2R$) nel caso di piastra flessibile

8) VERIFICHE IN CONDIZIONE SISMICA

Determinazione del coefficiente di fondazione ϵ

In riferimento al D.M. 19.06.84 si è valutato il coefficiente di fondazione ϵ per la determinazione degli sforzi sismici orizzontali.

La risposta sismica di un sito, cioè il comportamento dei terreni costituenti il sottosuolo sotto sollecitazione sismica, è funzione della sua situazione strutturale (tettonica e relativo grado di attività) e di quella geomorfologica, intesa come litologia e idrogeologia.

In mancanza di dati geofisici specifici dell'area in esame si possono considerare i seguenti elementi di valutazione:

- * morfologia pianeggiante;
- * condizioni tettoniche regolari con stratificazioni suborizzontali;
- * falda a profondità superiore del piano di fondazione;
- * presenza di terreni di media o buona consistenza, scarsamente compressibili.

In base a tali elementi, per il coefficiente di fondazione, si può considerare::

$$\epsilon = 1.0$$

Determinazione del potenziale di liquefazione

Durante l'esecuzione della prova statica 1 è stato prelevato un campione alla profondità di ml. -5.50 dal p.c.

Sul campione è stata poi effettuata un'analisi granulometrica, di cui si allega la relativa curva.

Risulta evidente che i terreni analizzati rientrano all'interno del fuso critico, cioè di quell'intervallo granulometrico maggiormente sensibile al fenomeno della liquefazione.

Per questi terreni (sabbie addensate immerse in falda) è stata eseguita una verifica del potenziale di liquefazione secondo il metodo di Seed e Idriss.

Il fattore di sicurezza (FI) è dato dal rapporto tra la resistenza del terreno (τ_l) e la tensione tangenziale ciclica (τ_d), generata dal sisma alla profondità (z), normalizzando mediante la pressione efficace (σ'_o).

$$FI = \tau_l / \tau_d = \text{coefficiente di sicurezza}$$

Per il numeratore vale l'espressione:

$$\tau_l / \sigma'_o = 0.26 (0.16 \sqrt{N_a} + (0.21 \times \sqrt{N_a})^{1.4})$$

dove:

$$\sigma'_o = \text{tensione efficace verticale} = (\sigma_o - u)$$

$$N_a = (1.7 / \sigma'_o + 0.7) \times N_{spt} + \Delta N_f$$

$$\Delta N_f = 0 \text{ per contenuto di fini (CF) } < 0.05$$

$$\Delta N_f = 10 \text{ CF} + 4 \text{ per contenuto di fini } > 0.1$$

Per il denominatore vale l'espressione:

$$\tau_d / \sigma'_{o} = 0.65 \times A/g \times \sigma_{o} / \sigma'_{o} \times (1 - 0.015 z)$$

dove:

- A = accelerazione massima alla superficie del terreno libero
 g = accelerazione di gravità
 σ_{o} = tensione verticale totale agente alla profondità z (Kg/cmq)
 σ'_{o} = tensione verticale efficace agente alla profondità z (Kg/cmq)
 z = profondità in metri del punto considerato.

I calcoli di verifica sono stati eseguiti assumendo:

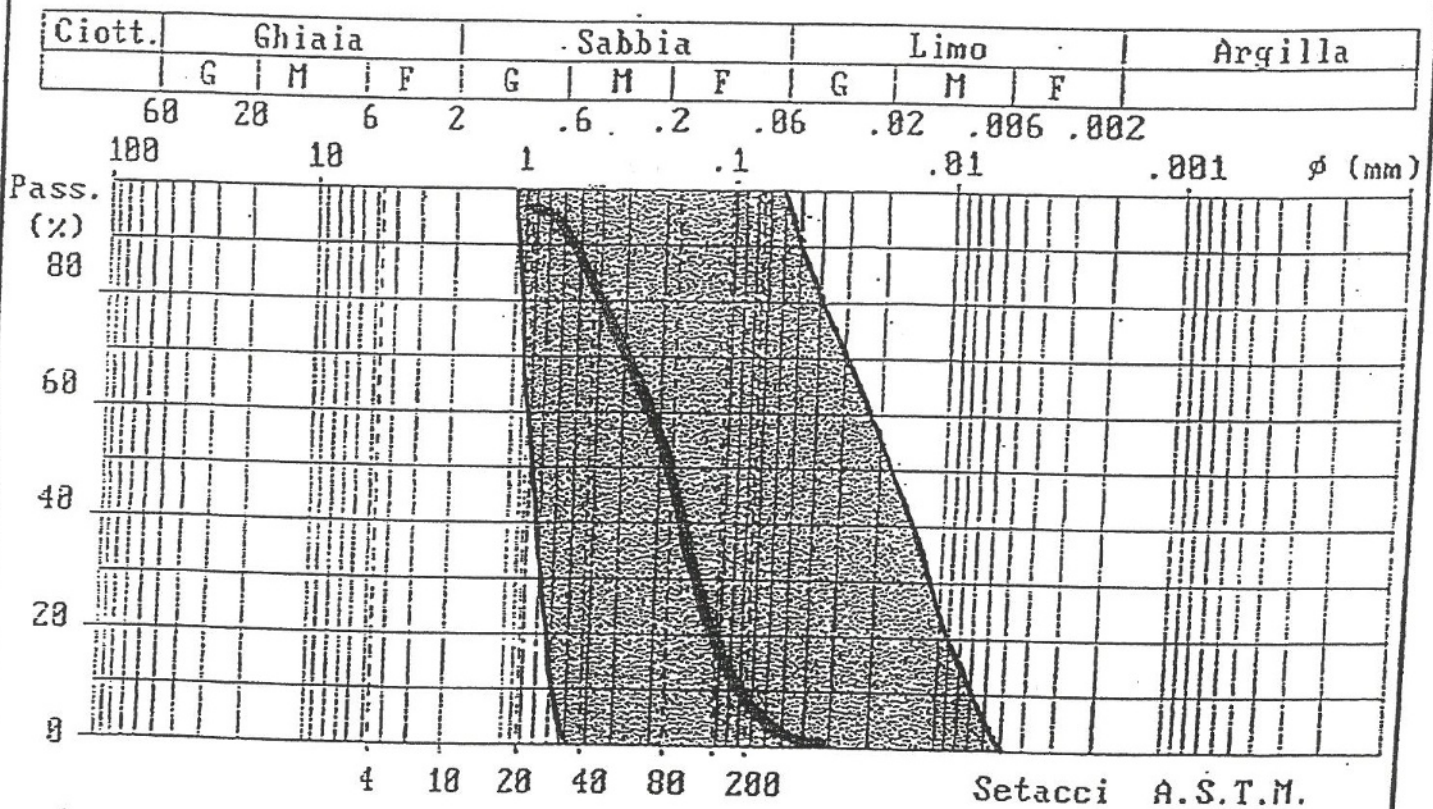
- $z_w = (z - 3.50)$ terreno immerso in falda
 $\gamma = 1.7-1.9 \text{ t/mc}$ peso di volume terreno secco
 $\gamma' = 1.0 \text{ t/mc}$ peso di volume terreno immerso
 $N_{spt} = 12$ valore medio
 $\Delta N_f = 0$
 $A/g = 0.15$ accel.max. al suolo indotta dal sisma

z	z_w	σ_{o}	σ'_{o}	N_{spt}	ΔN_f	N_a	τ_d / σ'_{o}	A/g	τ_d / σ	FI
5.50	2.00	1.04	0.84	12	0	13.25	0.157	0.15	0.111	1.4

Essendo FI > 1.3 i terreni sabbiosi dell'area in esame risultano non liquefacibili.

STUDIO DI GEOLOGIA TECNICA E AMBIENTALE Dott. Pier Paolo Pazzaglia -Rimini-	COMMITTENTE: [REDACTED]	LAVORO: I LOTTIZZAZIONE TOMBANUOVA	SOND. n° 1 CAMP. n° 1 Profondità da m. 5.50 a m. 5.90
--	-----------------------------------	---	---

Data: GENNAIO 1994	ANALISI GRANULOMETRICA
--------------------	-------------------------------



Descrizione (Classificazione AGI/S)	Ciot. %	Ghia. %	Sabb. %	Limo %	Arg. %	d60	d10
						mm	mm
						U=d60/d10=	

9) CONCLUSIONI

Dall'analisi delle condizioni geomorfologiche e idrologiche generali dell'area e dalla determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni presenti risulta che:

- il settore di intervento non presenta fattori morfologici e idrologici penalizzanti in relazione alla sua edificabilità;
- il sottosuolo è costituito da terreni di origine alluvionale a composizione argilloso-sabbiosa prevalente. Trattandosi di depositi alluvionali, in essi sono possibili variazioni laterali di litologia e di consistenza. Nelle sezioni stratigrafiche allegate viene schematizzata la situazione stratigrafica ricostruita in base all'interpretazione dei diagrammi penetrometrici;
- l'area potrà essere edificata seguendo i criteri costruttivi esposti nella presente. Sono stati verificati i seguenti valori di carico ammissibile:

PROVE 1-4 $Q_a = 1.2-1.3 \text{ kg/cmq}$

PROVE 2-3-5 $Q_a = 1.4-1.6 \text{ kg/cmq}$

- La quota di falda, a -2.00/-2.50 ml. dal p.c., deve considerarsi come livello di massima piezometrica. Il livello medio può ritenersi a ml.-3.50 ml..

- Per il coefficiente di fondazione, in questa fase dell'indagine, si indica $\epsilon = 1.0$.

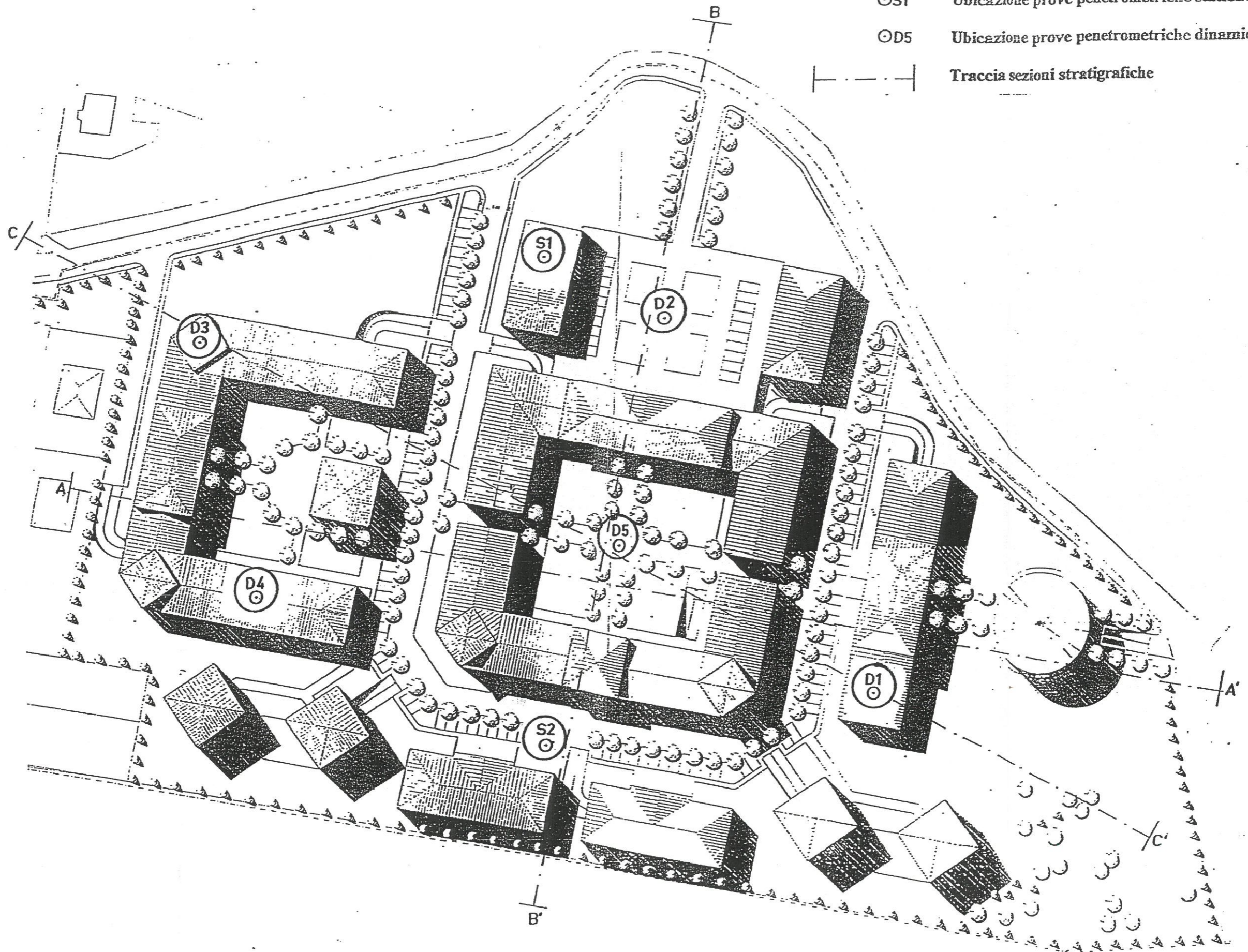
- Per le sabbie addensate, rilevate nel settore Ovest del lotto, è stato verificato il potenziale di liquefazione. Essendo risultato $F_l > 1.3$, i terreni sono da reputarsi non liquefacibili.

- Per il dimensionamento della rete fognaria e di scolo delle acque di ruscellamento superficiale dovranno essere considerati i dati pluviometrici esposti nella presente relazione.



PLANIMETRIA (scala 1:1000)

- ⊙S1 Ubicazione prove penetrometriche statiche
- ⊙D5 Ubicazione prove penetrometriche dinamiche
- · — · — Traccia sezioni stratigrafiche



**STUDIO DI
GEOLOGIA TECNICA E
AMBIENTALE**

Dott. Pier Paolo Pazzaglia
Rimini

COMMITTENTE:

CANTIERE:

LOCALITA':

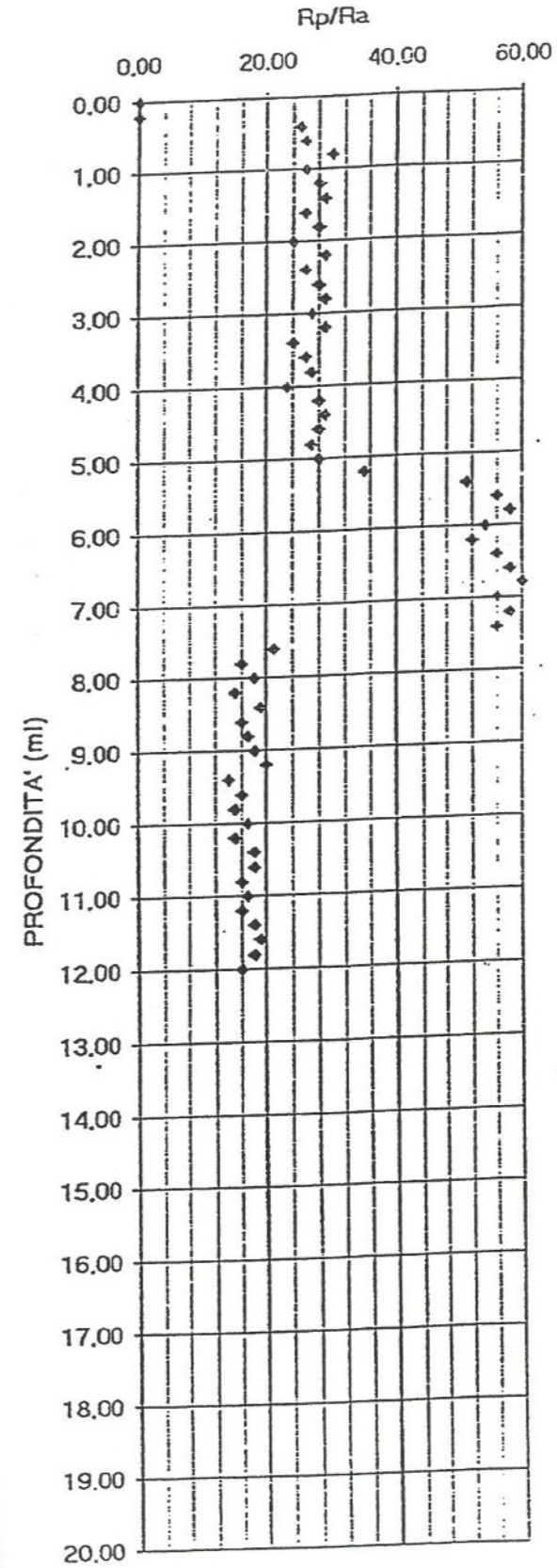
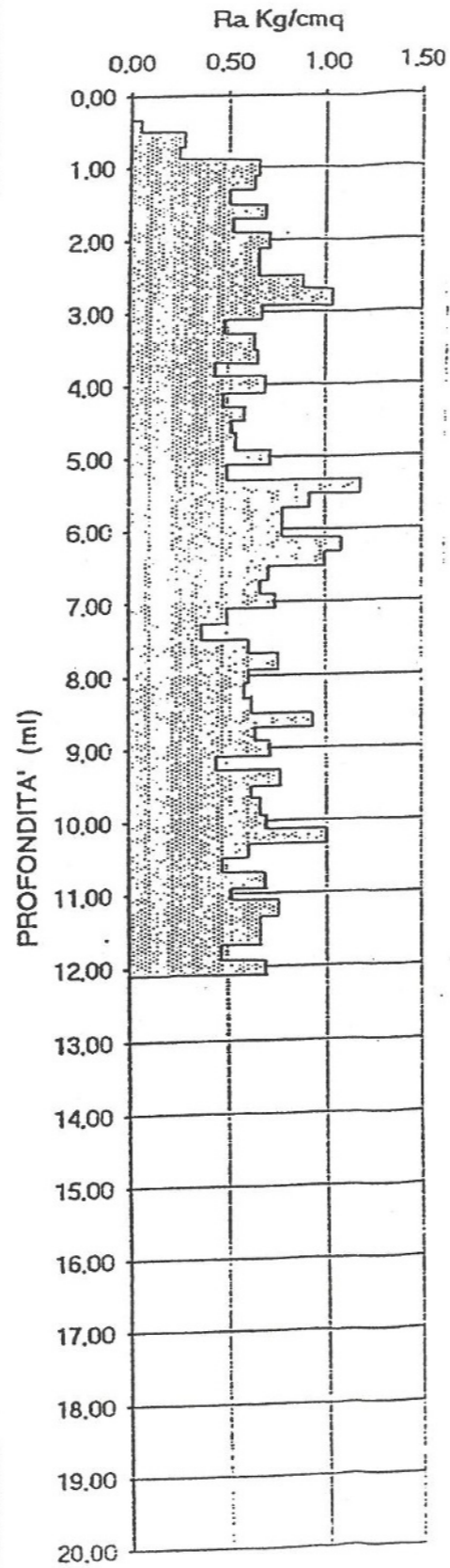
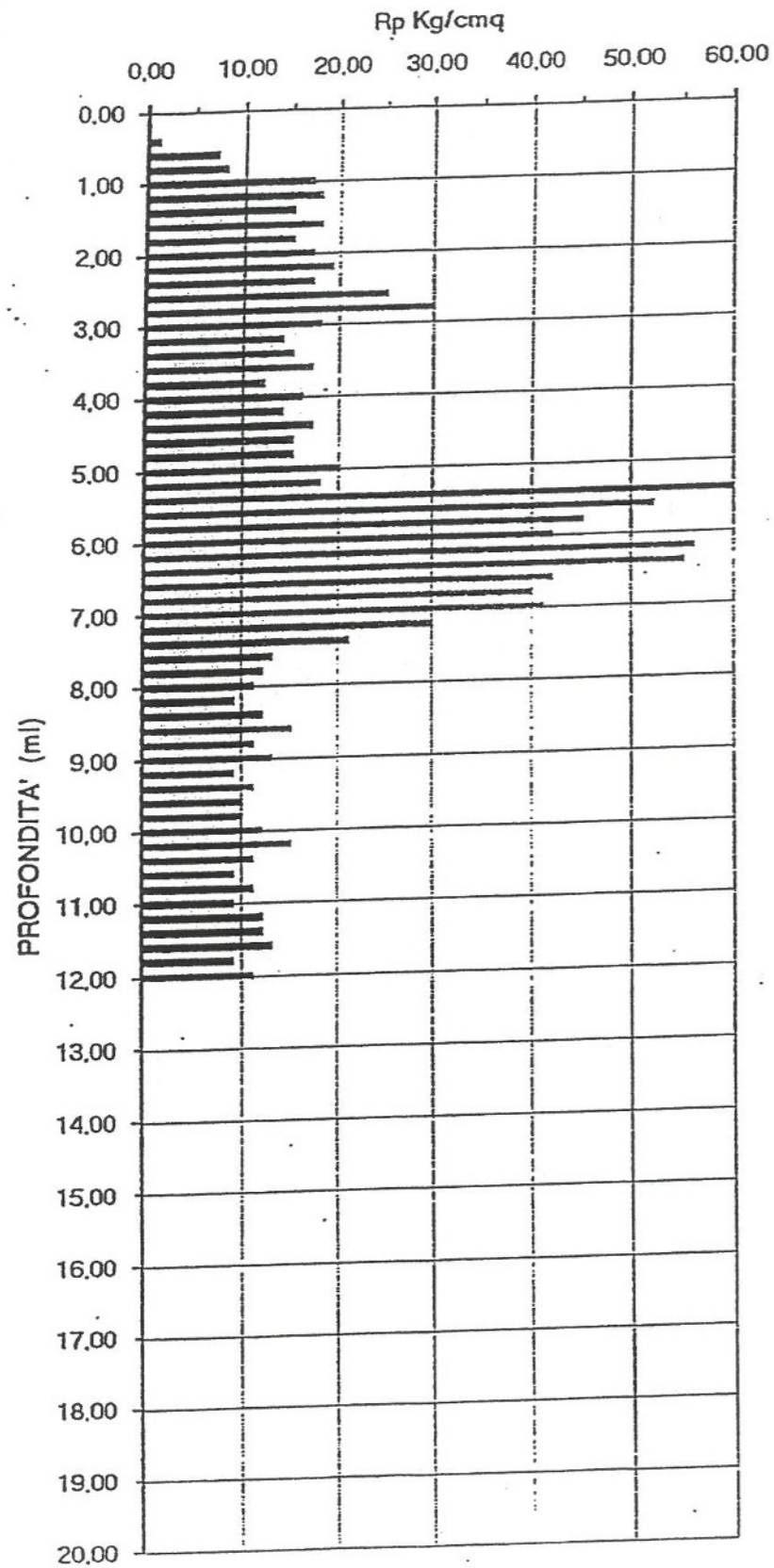
DATA:

Tombanuova
gen-94

PROVA STATICA C.P.T n° 1

QUOTA: p.c.

QUOTA ACQUA: -3.00 ml.



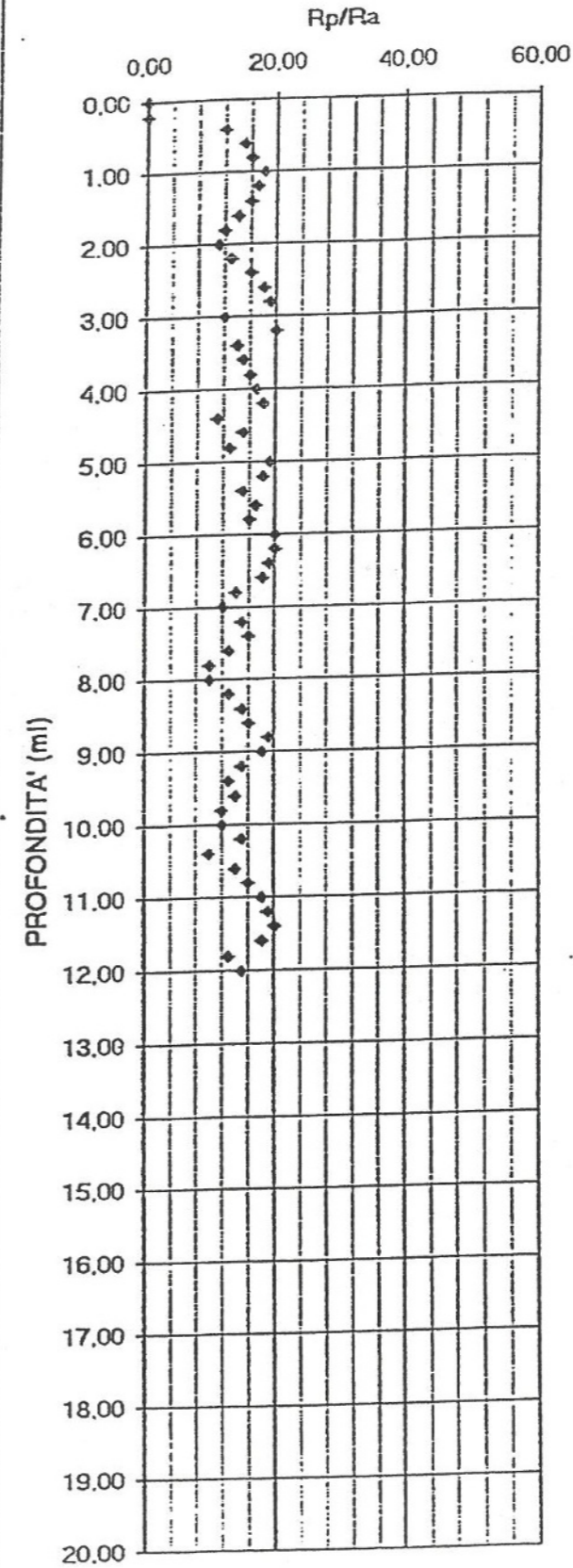
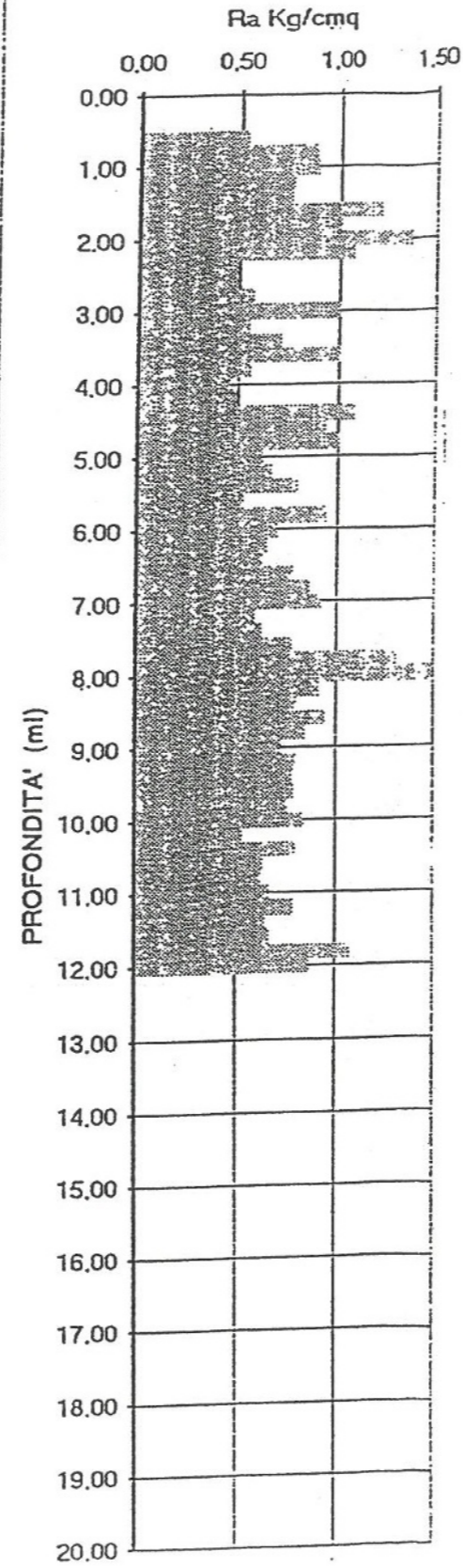
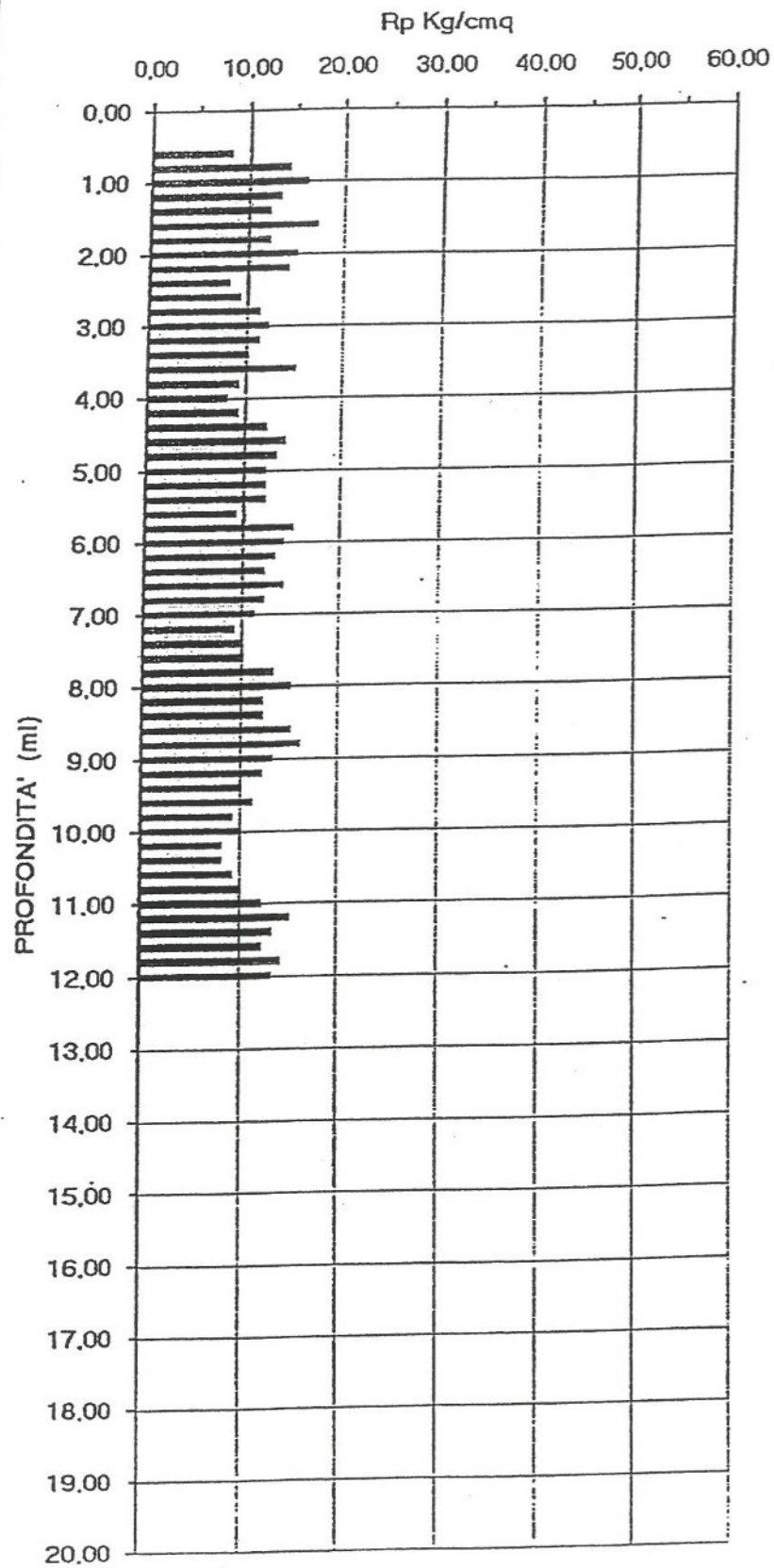
TORBA ARGILLA
ARGILLA ARGILLA LIMOS
LIMO SABBIE FINI LIMOS
SABBIE FINI
SABBIE

BEGEMANN

**STUDIO DI
GEOLOGIA TECNICA E
AMBIENTALE**
Dott. Pier Paolo Pazzaglia
Rimini

COMMITTENTE: [REDACTED]
CANTIERE:
LOCALITA': Tombanuova
DATA: gen-94

PROVA STATICA C.P.T. n° 2
QUOTA: p.c.
QUOTA ACQUA: - 3.25 ml.



TORBA ARGILLA
ARGILLA ARGILLA LIMOS
LIMO SABBIE FINI LIMOS
SABBIE FINI
SABBIE

BEGEMANN

**STUDIO DI
GEOLOGIA TECNICA E
AMBIENTALE**

Dott. Pier Paolo Pazzaglia

Rimini

COMMITTENTE:

LOCALITA':

Tombanuova

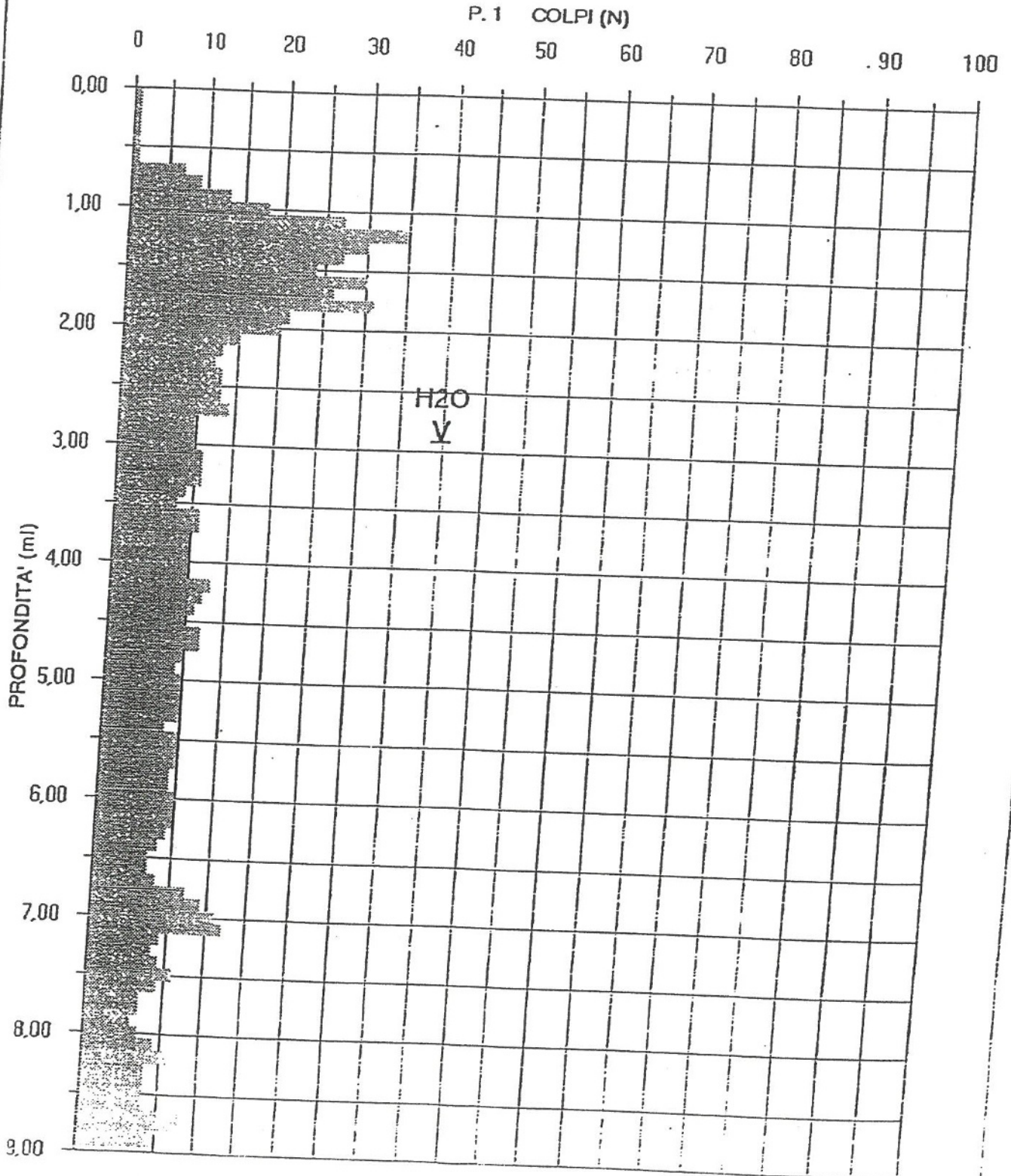
Data: genn.-94

SONDAGGIO

1

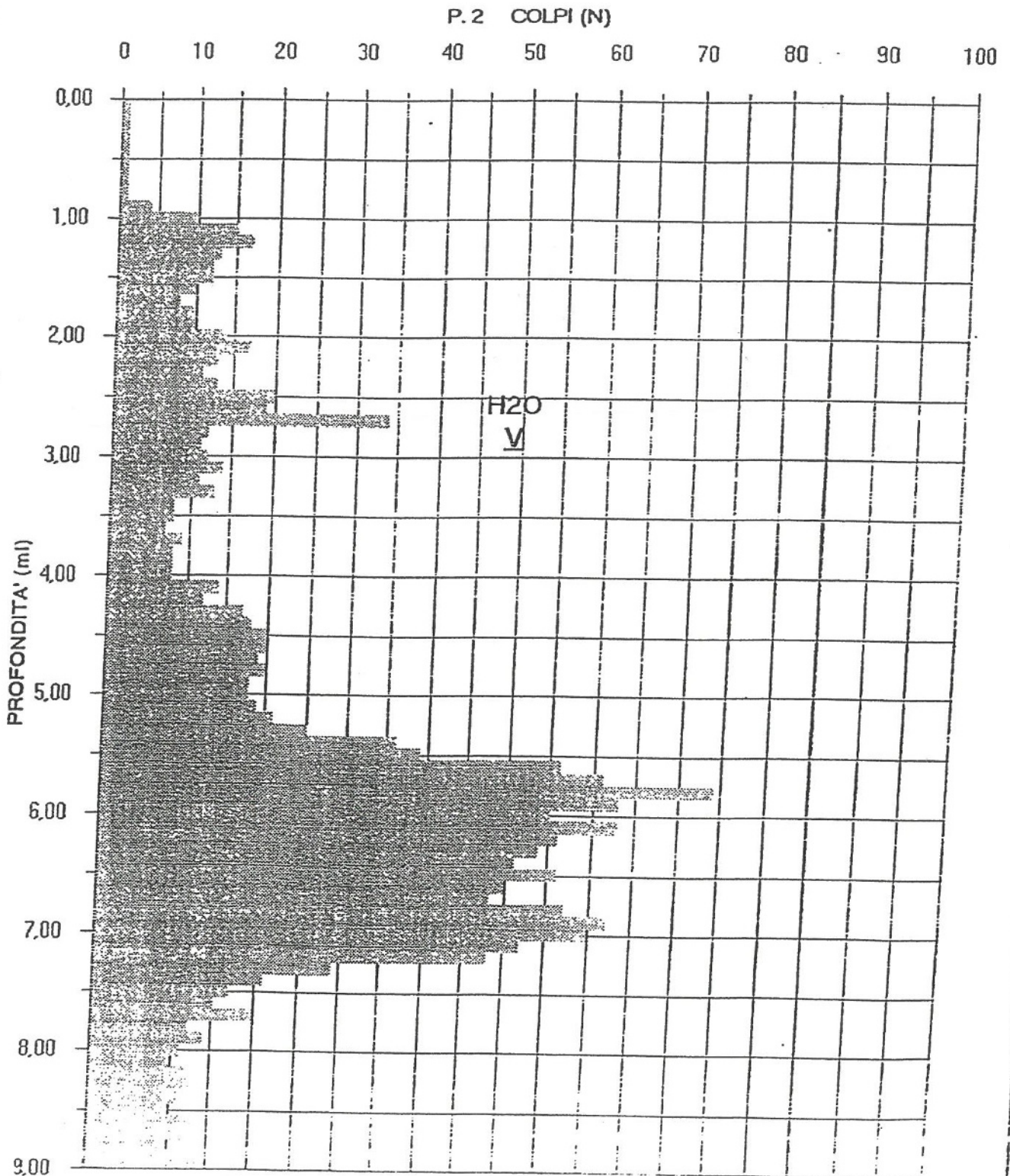
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Peso MAGLIO (Kg)	30	VOLATA (cm)	20	PUNTAZZA (cmq)	15
Peso ASTE (Kg/m)	2,9	Peso CUFFIA (Kg)	18	NOTE: Q. falda	3,00



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Peso MAGLIO (Kg)	30	VOLATA (cm)	20	PUNTAZZA (cmq)	15
Peso ASTE (Kg/m)	2,9	Peso CUFFIA (Kg)	18	NOTE: Q. falda	3,00



**STUDIO DI
GEOLOGIA TECNICA E
AMBIENTALE**
Dott. Pier Paolo Pazzaglia
Rimini

COMMITTENTE:

LOCALITA': Tombanuova

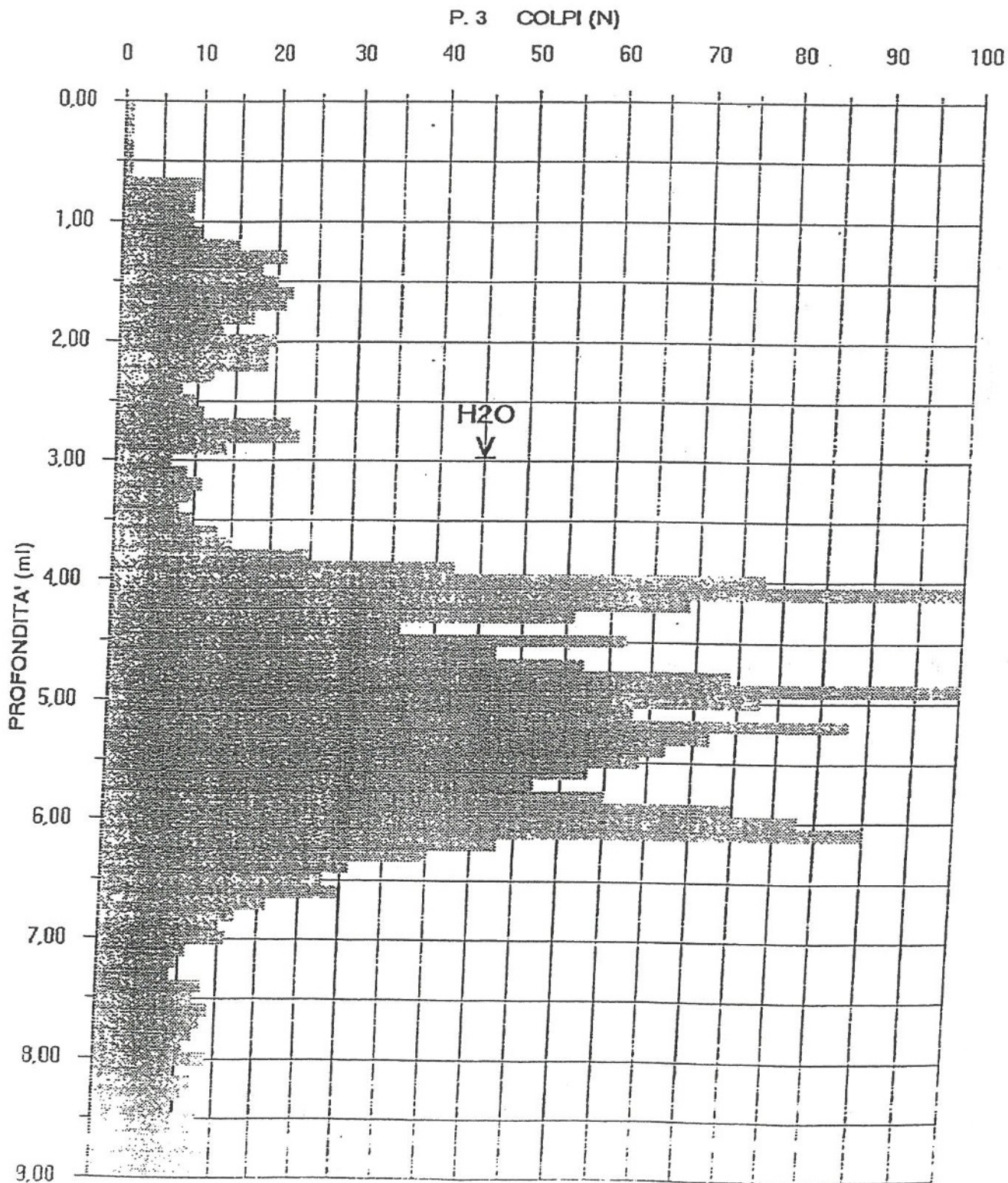
Data: genn.-94

SONDAGGIO

3

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Peso MAGLIO (Kg)	30	VOLATA (cm)	20	PUNTAZZA (cmq)	15
Peso ASTE (Kg/m)	2,9	Peso CUFFIA (Kg)	18	NOTE: Q. falda	3,00



**STUDIO DI
GEOLOGIA TECNICA E
AMBIENTALE**
Dott. Pier Paolo Pazzaglia
Rimini

COMMITTENTE:

LOCALITA': Tombanuova

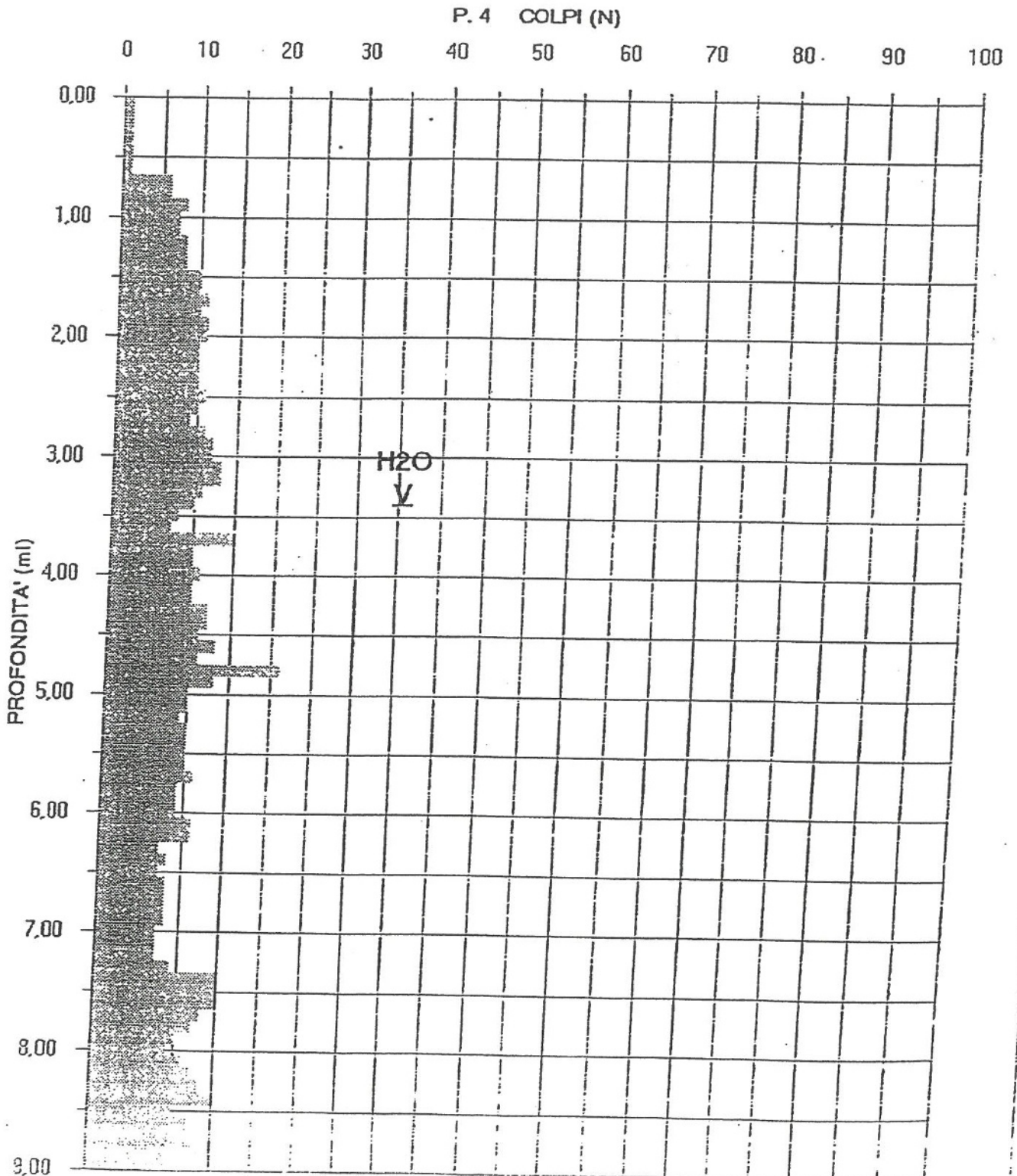
Data: genn.-94

SONDAGGIO

4

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Peso MAGLIO (Kg)	30	VOLATA (cm)	20	PUNTAZZA (cmq)	15
Peso ASTE (Kg/m)	2,9	Peso CUFFIA (Kg)	18	NOTE: Q. falda	3,50



**STUDIO DI
GEOLOGIA TECNICA E
AMBIENTALE**
Dott. Pier Paolo Pazzaglia
Rimini

COMMITTENTE:

LOCALITA': Tombanuova

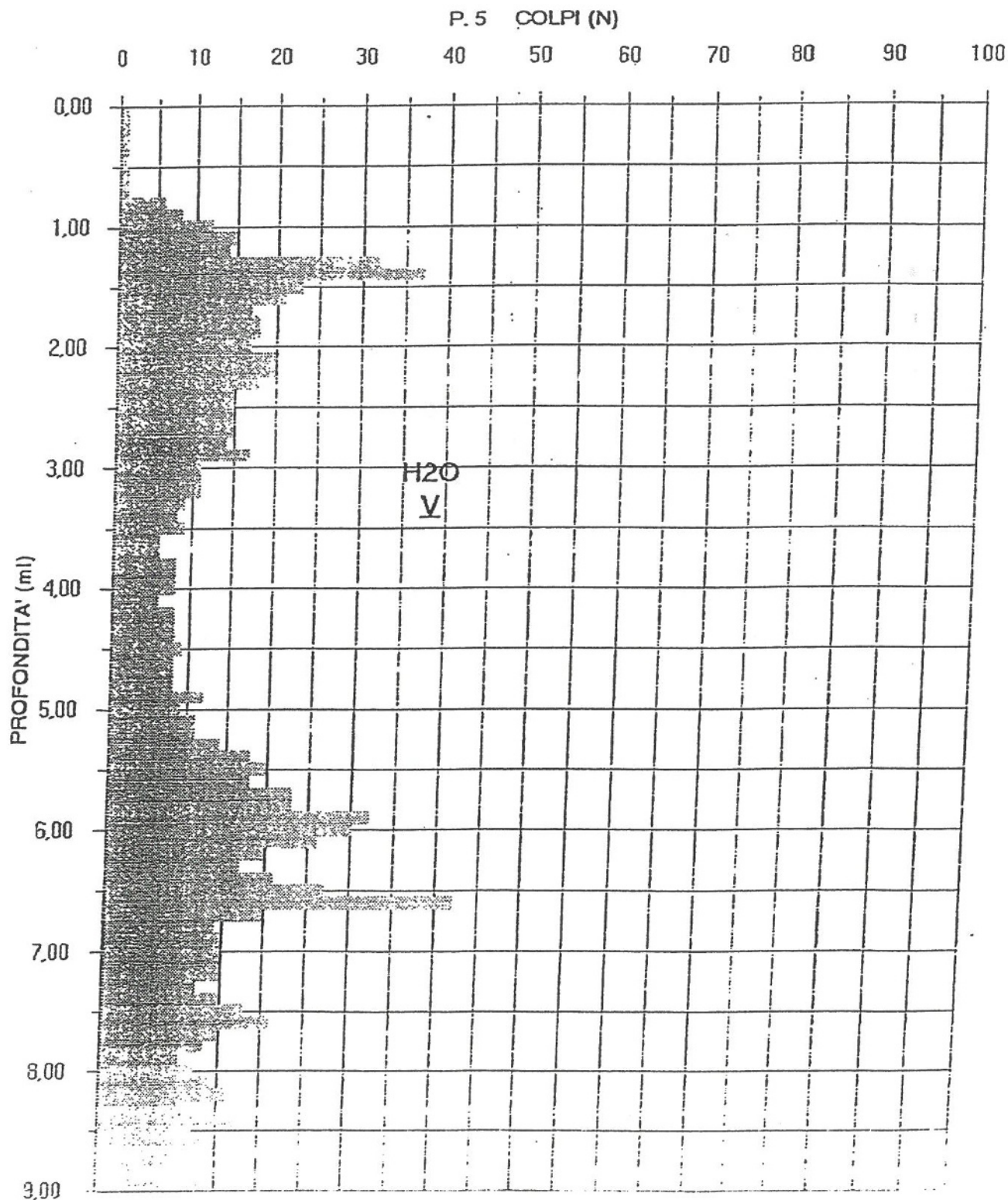
Data: genn.-94

SONDAGGIO

5

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Peso MAGLIO (Kg)	30	VOLATA (cm)	20	PUNTAZZA (cmq)	15
Peso ASTE (Kg/m)	2,9	Peso CUFFIA (Kg)	18	NOTE: Q. falda	3,50



EDIFICIO
N PROGETTO

EDIFICIO
IN PROGETTO

EDIFICIO
IN PROGETTO

EDIFICIO
IN PROGETTO

P4

P5

0 10 20 30 40 50 60N

0 10 20 30 40 50 60N

TERRENO SUPERFICIALE ALTERATO A MATRICE ARGILLOSA

H₂O

1
2
3
4
5
6
7
8
9

1
2
3
4
5
6
7
8
9

ml. 10

ml. 10

ARGILLE LIMOSE
DI MEDIA CONSISTENZA

ARGILLE SABBIOSE

DI BUONA CONSISTENZA

ARGILLE LIMOSE DI MEDIA CONSISTENZA

ARGILLE SABBIOSE

DI BUONA CONSISTENZA

ARGILLE LIMOSE DI MEDIA CONSISTENZA

STUDIO DI
GEOLOGIA TECNICA E
AMBIENTALE

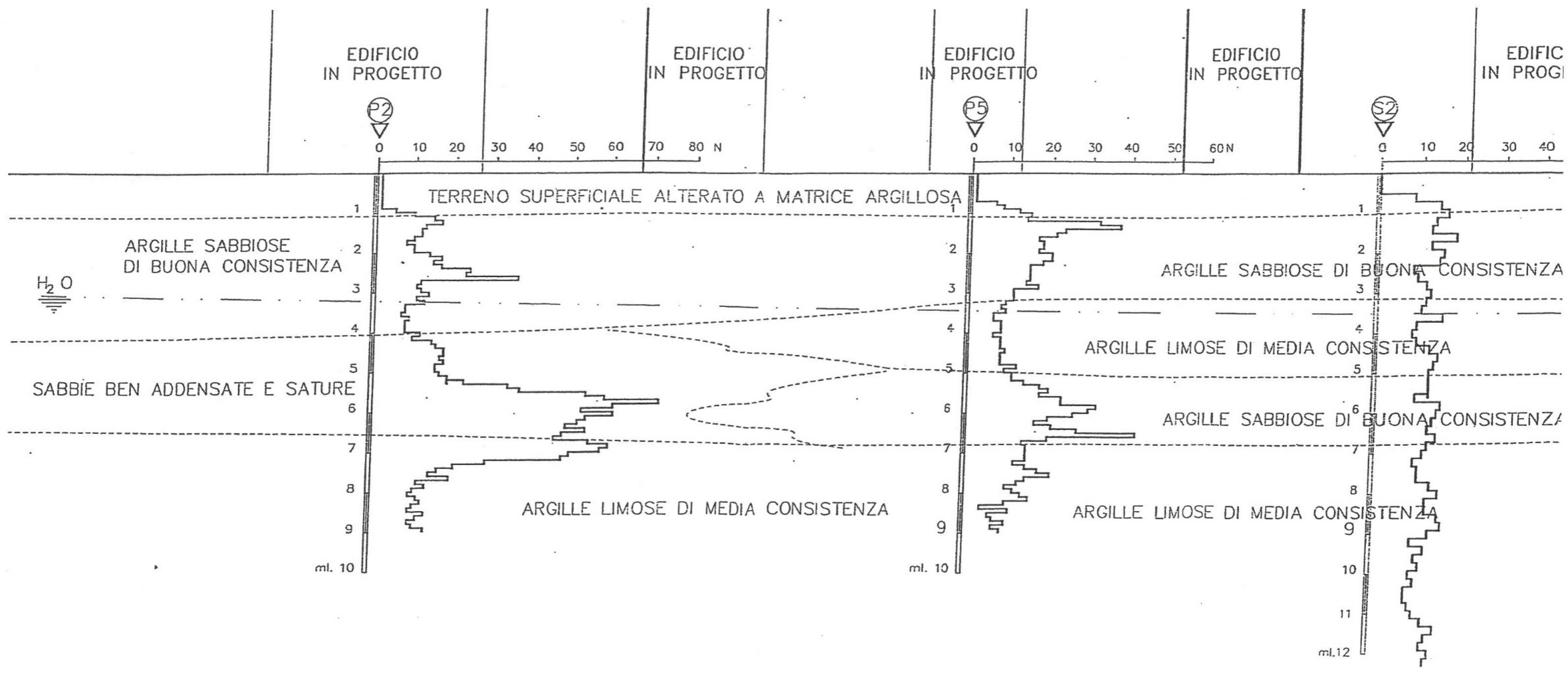
Dott. Pier Paolo Pazzaglia
- Rimini -

COMMITTENTE: [REDACTED]

LOCALITA': TOMBANUOVA, RIMINI

OGGETTO: SEZIONE B-B' DATA: GEN. 19

SCALA: ORIZZ.=1:500; VERT.=1:100



STUDIO DI
GEOLOGIA TECNICA E
AMBIENTALE

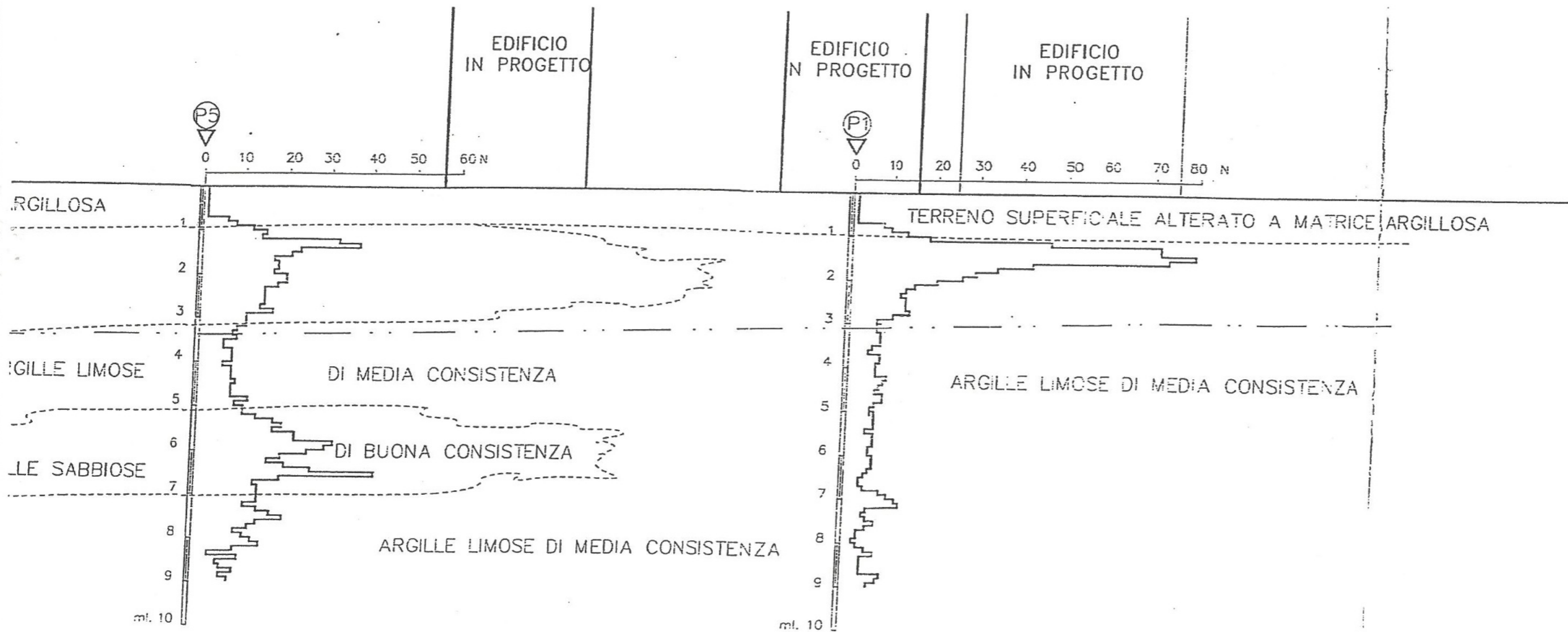
Dott. Pier Paolo Pazzaglia
- Rimini -

COMMITTENTE:

LOCALITA': TOMBANUOVA, RIMINI

OGGETTO: SEZIONE C-C' DATA: GEN. 1994

SCALA: ORIZZ.=1:500; VERT.=1:100



STUDIO DI
GEOLOGIA TECNICA E
AMBIENTALE

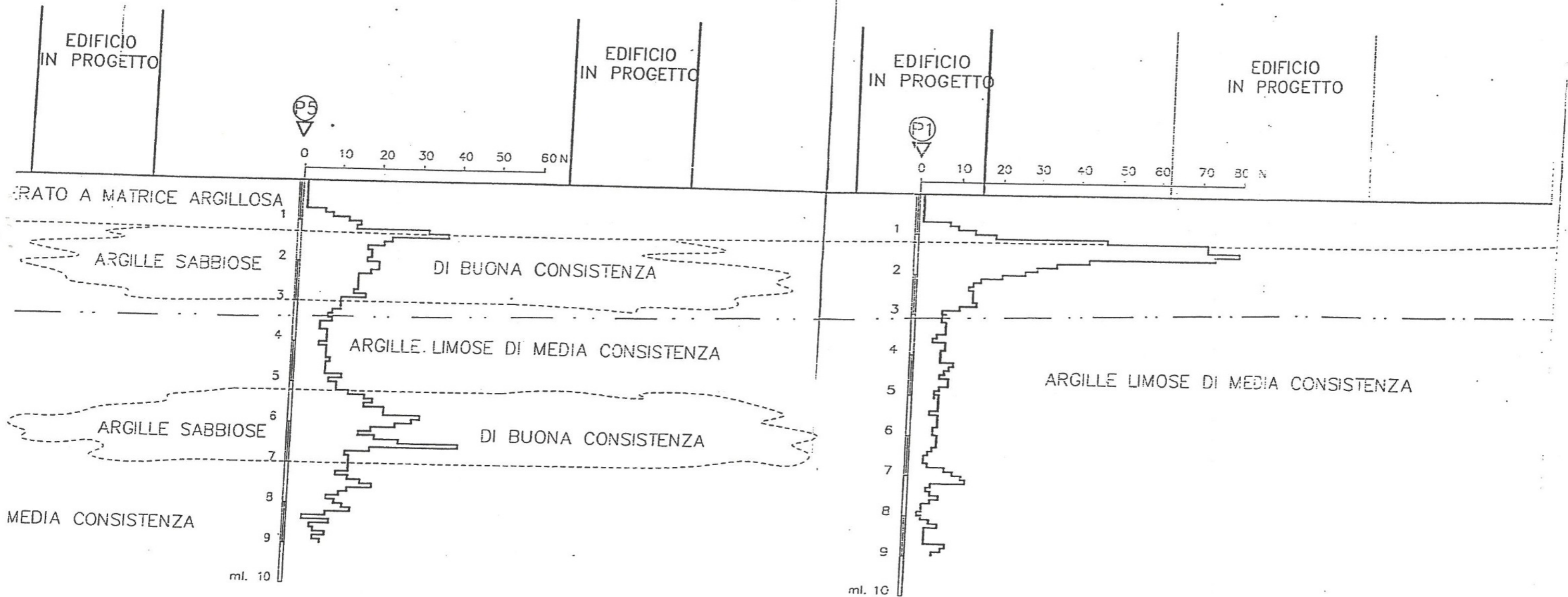
Dott. Pier Paolo Pazzaglia
- Rimini -

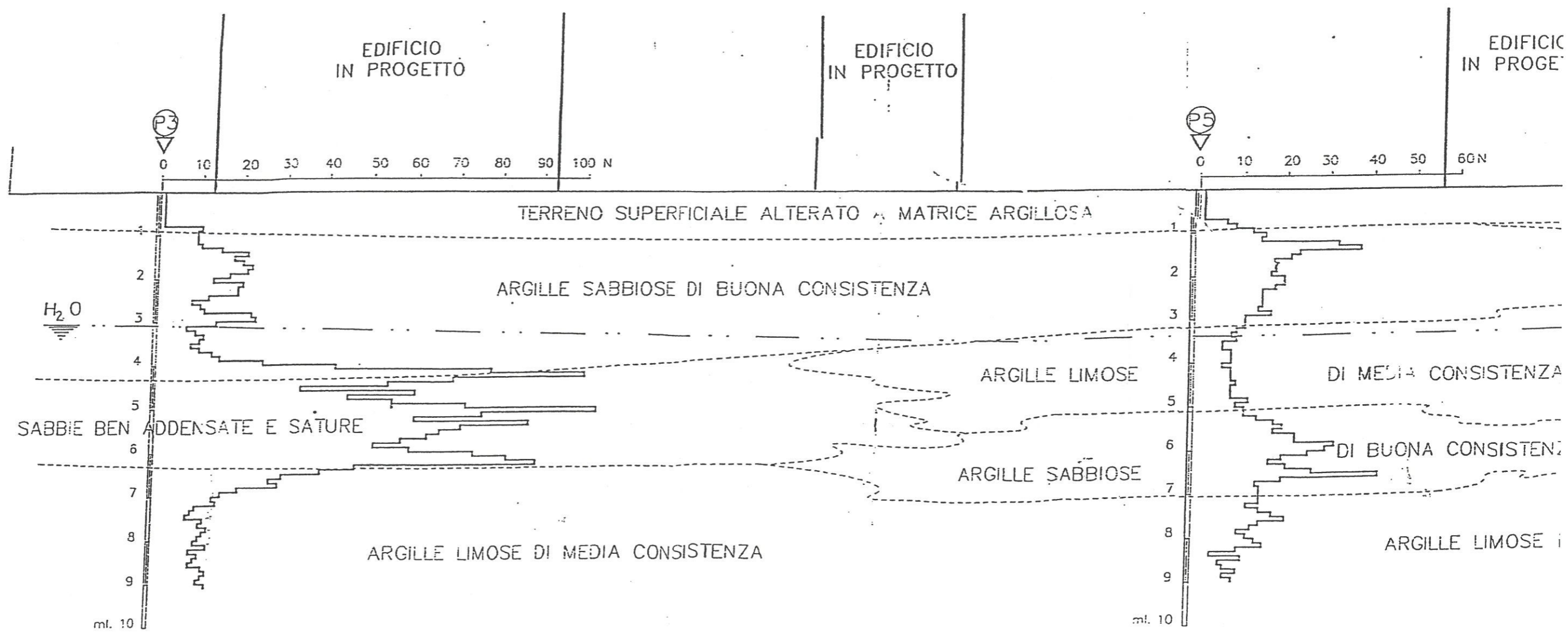
COMMITTENTE:

LOCALITA': TOMBANUOVA, RIMINI

OGGETTO: SEZIONE A-A' DATA: GEN. 1994

SCALA: ORIZZ.=1:500; VERT.=1:100





EDIFICIO
IN PROGETTO

EDIFICIO
IN PROGETTO

EDIFICIO
IN PROGETTO

P3

P5

H_2O

SABBIE BEN ADDENSATE E SATURE

ml. 10

ml. 10

0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 N

0 10 20 30 40 50 60 N

TERRENO SUPERFICIALE ALTERATO A MATRICE ARGILLOSA

ARGILLE SABBIOSE DI BUONA CONSISTENZA

ARGILLE LIMOSE

DI MEDIA CONSISTENZA

ARGILLE SABBIOSE

DI BUONA CONSISTENZA

ARGILLE LIMOSE DI MEDIA CONSISTENZA

ARGILLE LIMOSE