

COMUNE DI CESENA
(Provincia di Forlì - Cesena)

TAV

30

Oggetto: **RELAZIONE GEOLOGICA - GEOTECNICA**
allegata alla presentazione del Piano Attuativo di
iniziativa privata.
Aree di connessione dei margini urbani - S.Martino in
Fiume 11/02 AT5.

Proprietà : **GIORDANO Srl**
Via Portofino n.10, Cesena (Fc).

Il Progettista: **Dott. Arch. Alessandro Savelli**
Via G. Pacchioni n° 186, Cesena (FC)

COMUNE DI CESENA
(Provincia di Forlì - Cesena)

Allegato

TAV 30

Oggetto: DICHIARAZIONE DI FATTIBILITA' GEOTECNICA
allegata alla presentazione del Piano Attuativo di iniziativa privata.
Aree di connessione dei margini urbani - S.Martino in Fiume
11/02 AT5.

Proprietà : **GIORDANO Srl**
Via Portofino n.10, Cesena (Fc).

Il Progettista: **Dott. Arch. Alessandro Savelli**
Via G. Pacchioni n° 186, Cesena (FC)

DICHIARAZIONE DI FATTIBILITA' GEOTECNICA

Il sottoscritto Dott. Arch. Alessandro Savelli con studio a Cesena in Via G. Pacchioni 186, iscritto all'Ordine degli Architetti della Provincia di Forlì-Cesena al N° 365, in qualità di tecnico progettista del Piano Attuativo di iniziativa privata (11/02 AT5), da realizzare nella frazione di S. Martino in Fiume, presa visione della relazione geologica redatta dal Dott. Geol. Andrea Magnani e dopo adeguate indagini geognostiche eseguite in loco, con la presente

DICHIARA

che gli interventi in progetto sono fattibili dal punto di vista geotecnico e, in particolare, che i terreni dove saranno ubicati le strade e gli edifici sono idonei a tale scopo.

Al Servizio Pianificazione Territoriale

UFFICIO EDILIZIA

Della Provincia di Forlì-Cesena

E per conoscenza :

Al Servizio Insediamenti Produttivi

SETTORE PROGRAMMAZIONE URBANISTICA

Del Comune di Cesena

Risposta alle richieste di integrazioni della indagine geologico-tecnica inerente il Piano Urbanistico Attuativo di Iniziativa Privata (AT5-11/02) relativo ad area sita in frazione San Martino in Fiume del comune di Cesena, proprietà GIORDANO S.r.l.

In data 2 Maggio 2007, l'Assemblea Legislativa della regione Emilia-Romagna ha approvato l'atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'Art.16, comma 1, della legge regionale 2/2000 in merito a "indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna, per la pianificazione territoriale e urbanistica dei siti" contenente le disposizioni generali e le procedure di riferimento per l'analisi della risposta sismica locale.

Si fa presente che l'area in oggetto si trova in pianura, presenta morfologia del tutto pianeggiante ed è caratterizzata dalla presenza di depositi alluvionali disposti con configurazione stratigrafica orizzontale e pertanto è da ritenersi un'area oggetto di secondo livello di approfondimento per la quale non è prevista un'indagine sismica ad integrazione (vedi microzonazione) di quanto già riportato nella relazione geologica presentata.

Cesena gennaio 2009

Magnani dott. Andrea



Magnani dott. Andrea geologo



tel.054725121 – fax 0547366469
Cesena ,Piazzetta Isei n. 18

COMMITTENTE: GIORDANO S.r.l
Via Portofino n°10 – Cesena (FC)

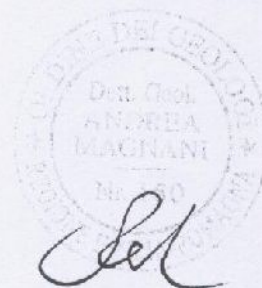
OGGETTO

**INDAGINE GEOLOGICO TECNICA RELATIVA AD AREA
OGGETTO DI PIANO ATTUATIVO DI INIZIATIVA PRIVATA**

LOCALITA': San Martino in Fiume di Cesena

Cesena li 14.06.2004

Magnani dott. Andrea



INDICE

- 1) Premessa
- 2) Ubicazione area d'indagine
- 3) Morfologia generale e di dettaglio
- 4) Inquadramento geologico generale e di dettaglio
- 5) Indagini eseguite , metodologia ed elaborazione dati
- 6) Stratigrafia dell'area
- 7) Acque di superficie e sotterranee e valutazioni relative al rischio idrogeologico
- 8) Considerazioni relative alla sismicità dell'area e ai rischi di liquefazione dei terreni di fondazione
- 9) Considerazioni geotecniche relative ai terreni di fondazione
- 10) Conclusioni

RELAZIONE

PREMESSA

Su incarico della proprietà si è realizzata la presente indagine geologico tecnica in un'area da utilizzarsi a scopo edificatorio per la realizzazione di n°3 fabbricati residenziali.

Fine dell'indagine è valutare, dal punto di vista geologico, la idoneità edificatoria del sito.

Lo studio è stato condotto secondo le prescrizioni vigenti in materia (Circolare Regionale 1288: 11/02/83 e D.M. 11/03/88).

La indagine ha riguardato le caratteristiche geologiche generali, la natura e le caratteristiche meccaniche dei terreni e l'idrogeologia dell'area in esame, riferita in particolare alla falda idrica superficiale e al regime idrologico generale.

UBICAZIONE AREA

Il comparto in oggetto è sito in frazione San Martino in Fiume in comune di Cesena , in fregio alla Via Ravennate.

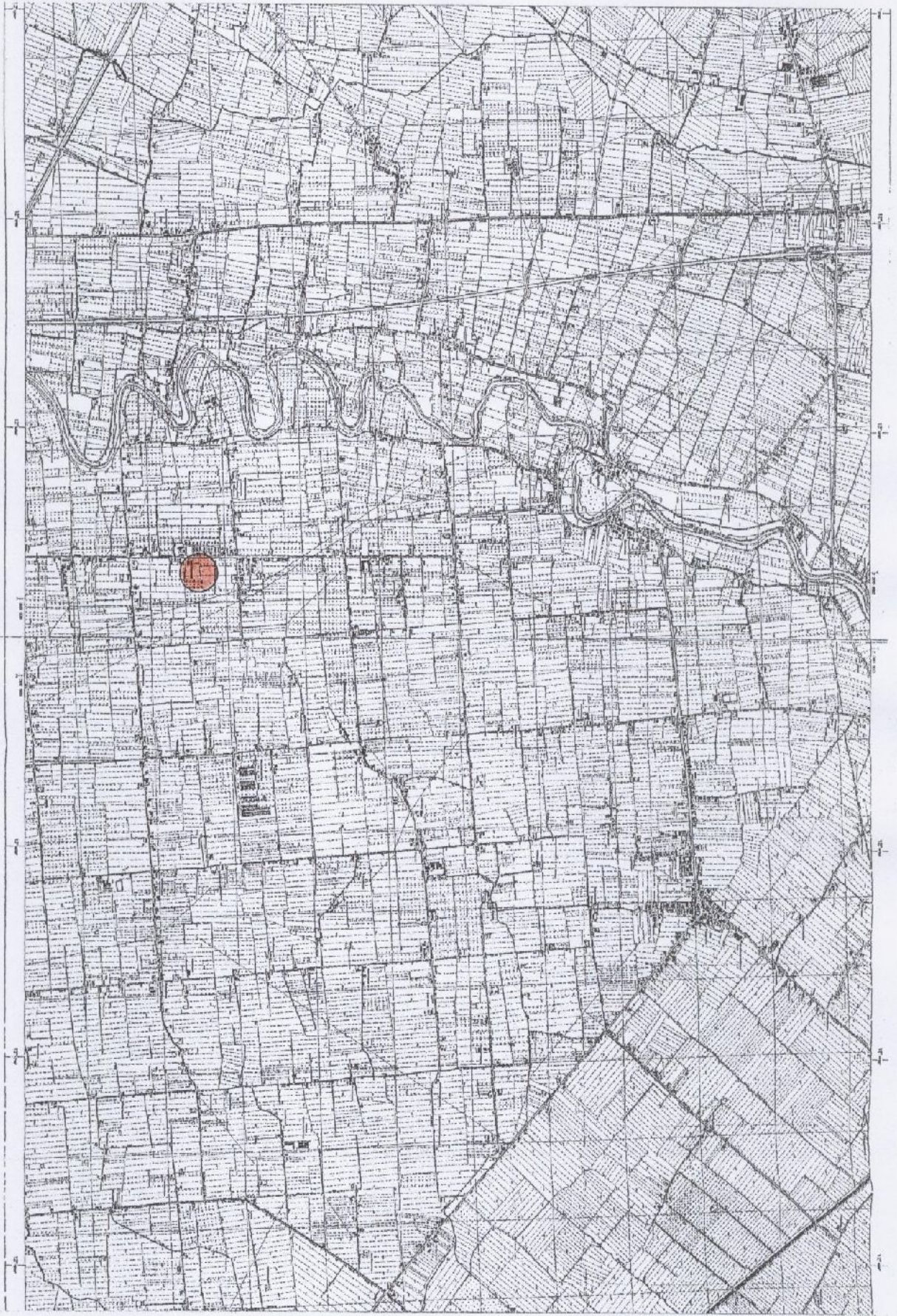
Dal punto di vista topografico è rilevabile nell' allegato stralcio di C.T.R in scala 1:5.000 (elemento n°240152).

ALLEGATI

Corografia in scala 1:25.000


Corografia in scala 1:10.000

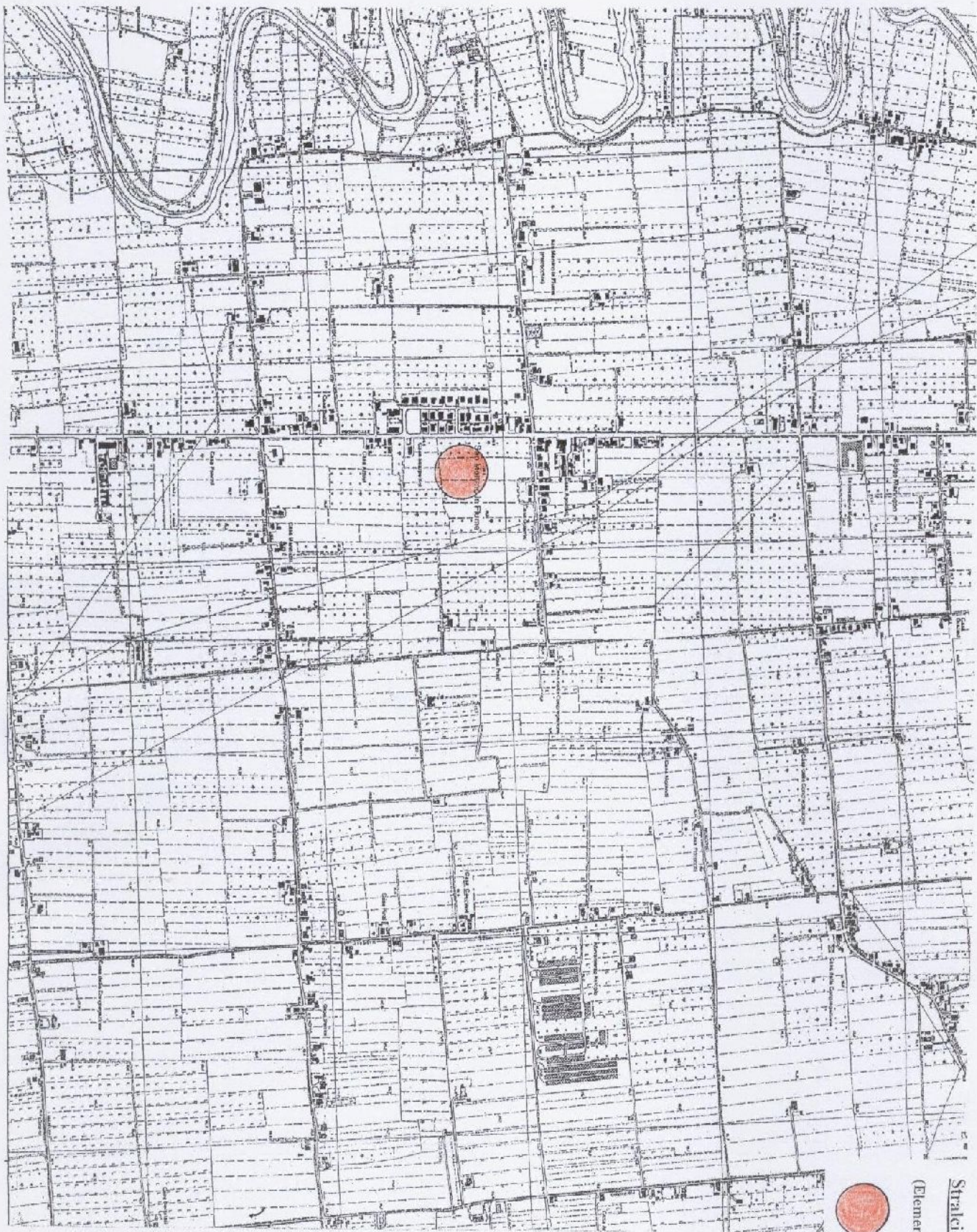
Corografia in scala 1:5.000



Stralcio di C.T.R. in scala 1:25,000

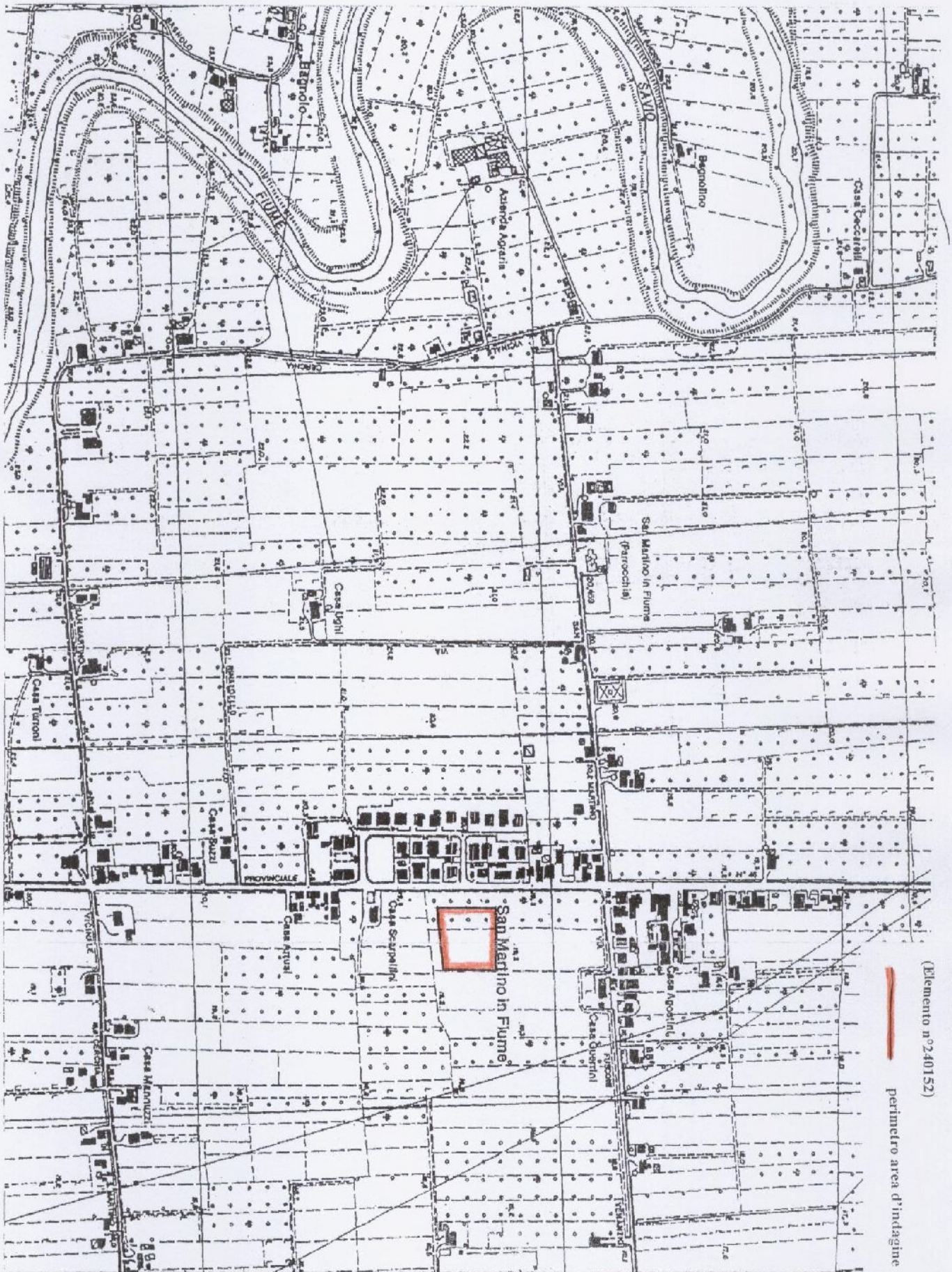
(Tavolette 240 SE - foglio n°100 "Forlì")

 area d'indagine



area d'indagine

Stralcio di C.T.R. in scala 1:10.000
(Elementi n°240152 e n°240163)



Straleso di C.T.R. in scala 1:5.000

(Elemento n°240152)

perimetro area d'indagine

MORFOLOGIA GENERALE E DI DETTAGLIO

Si è in pianura a quote prossime a m 19.00 sul livello del mare, in una zona posta alla destra idraulica del fiume Savio, dal cui alveo dista circa 800 metri. I processi morfogenetici che hanno modellato il territorio sono principalmente di origine fluviale, processi naturali ai quali in epoca storica si sono aggiunti gli interventi antropici che attraverso il rimodellamento superficiale hanno mascherato o modificato il reticolo idrografico e hanno significativamente modificato l'ambiente originario.

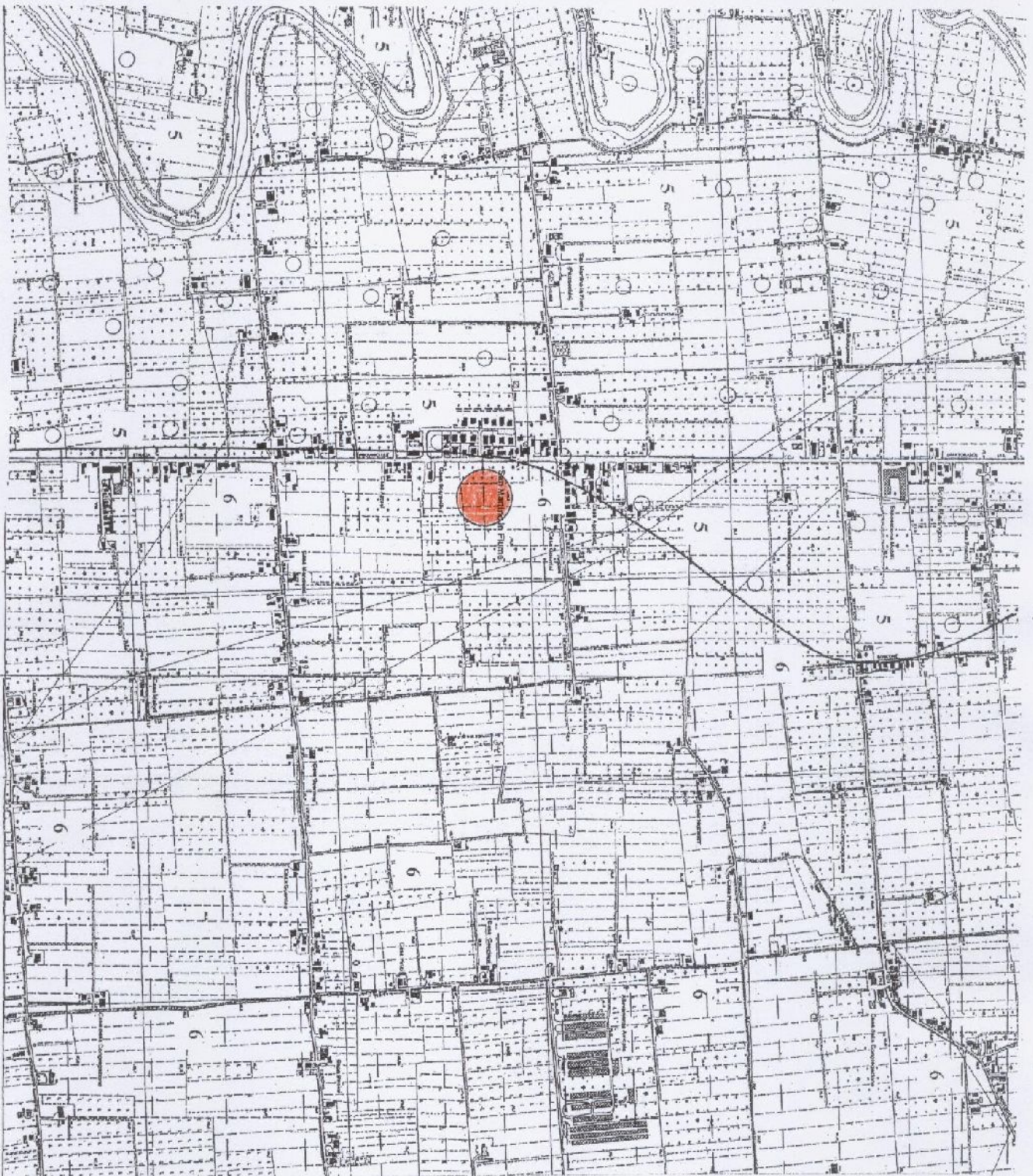
Trattandosi di un territorio pianeggiante i lineamenti geomorfologici risultano difficilmente individuabili direttamente sul terreno in quanto presentano dislivelli di entità minima, risultano al contrario chiaramente evidenti osservando le quote topografiche riportate in cartografia, essendo l'altimetria condizionata dall'evoluzione geomorfologica generale. Nel complesso la zona presenta una debole acclività generale (inferiore a 1°) diretta verso NNE.

INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE E DI DETTAGLIO

Il territorio di pianura del comune di Cesena appartiene all'ampio bacino sedimentario padano rappresentato da una successione di depositi alluvionali di età pliocenico-quadernaria che nell'area in esame si presenta costituito da depositi sedimentari ascrivibili al I ciclo eustatico tardo-quadernario, legati alternativamente a fenomeni trattivi e di decantazione connessi a correnti di trasporto a media e a bassa energia. Dal punto di vista litologico si è in presenza di una successione costituita terreni argillosi e argilloso-limosi, raramente sabbiosi, normalconsolidati e di consistenza da media a modesta seguiti da argille e argille sabbiose compatte e con al tetto terreni al primo stadio di alterazione, con un fronte di alterazione compreso fra m-0.50 e m-1.00, con suoli calcarei con reperti di Età Medievale e di Età Moderna ascrivibili all'Olocene (Tardo Antico - Età Moderna)

ALLEGATI

Stralcio di Carta Geologica in scala 1:10.000, da ingrandimento di Carta Geologica di Pianura della Emilia-Romagna in scala 1:250.000 (Domenico Preti per Regione Emilia-Romagna)



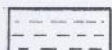
CARTA GEOLOGICA IN SCALA 1 : 10.000

(Da carta geologica di pianura dell'Emilia-Romagna, in scala 1:250.000 a cura di Domenico Preti)

Legenda (Depositi di piana alluvionale)

5 Sabbie medie e fini in strati decimetrici, passanti lateralmente e intercalate a sabbie fini e finissime. Limose, limi argillosi, localmente sabbie grossolane lentiformi. Depositi di argine distale e di canale

6 Limi sabbiosi, sabbie fini e finissime, argille limose e subordinatamente sabbie limoso-argillose in strati di spessore decimetrico. Depositi di argine distale. Al tetto suoli a diverso grado di evoluzione.

 Depositi ai primi stadi di alterazione, fronte di alterazione < 1m (50-100 cm). Al tetto suoli calcarei con reperti di Età Medioevale e di Età Moderna - Olocene: Tardo Antico - Età Moderna

 Depositi a basso grado di alterazione, con fronte di alterazione > 1m (100-150 cm). Al tetto suoli con orizzonti decarbonatati - Olocene: Mesolitico - Età Romana

 Area d'indagine

INDAGINI ESEGUITE , METODOLOGIA ED ELABORAZIONE DATI

L'area in esame è stata esplorata mediante n°3 (tre) sondaggi penetrometrici statici (CPT) ubicati come indicato nella planimetria allegata , spinti ciascuno alla profondità di m-15.00 dall'attuale piano di campagna.

La penetrometria statica consiste nel valutare la resistenza alla penetrazione di una punta meccanica (CPT) di caratteristiche e dimensioni standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante $v = 2 \text{ cm/s} \pm 0.5 \text{ cm/s}$.

La penetrazione avviene mediante un dispositivo di spinta opportunamente ancorato, che agisce su una doppia batteria di aste (esterne cave e interne piene e coassiali), alla cui estremità inferiore è collegata la punta. Lo sforzo necessario alla infissione viene registrato, ad intervalli di 20 cm, da una cella tensiometrica collegata ad un trasduttore digitale.

I dati rilevati durante la prova, riportati sugli allegati tabulati, sono i seguenti:

- Rp (kg/cm²) resistenza statica alla punta
- Rl (kg/cm²) resistenza all'attrito laterale locale

I valori di resistenza così elaborati (valori di resistenza del terreno sondato) hanno permesso di ottenere utili informazioni per il riconoscimento dei principali parametri geotecnici (coesione non drenata C_u – angolo di attrito efficace ϕ' – densità relativa D_r – modulo edometrico M_o – moduli di deformazione non drenata E_u e drenata F' – peso di volume Y , ecc.). Le elaborazioni citate (effettuate mediante un programma di calcolo automatico) fanno riferimento a esperienze e ricerche condotte in diversi paesi da diversi autori.

ALLEGATI

Planimetria in scala 1:500 con ubicazione penetrometrie

N°3 Profili penetrometrici

N°3 Tabulati con riportate caratteristiche geotecniche dei terreni sondati

LEGENDA:



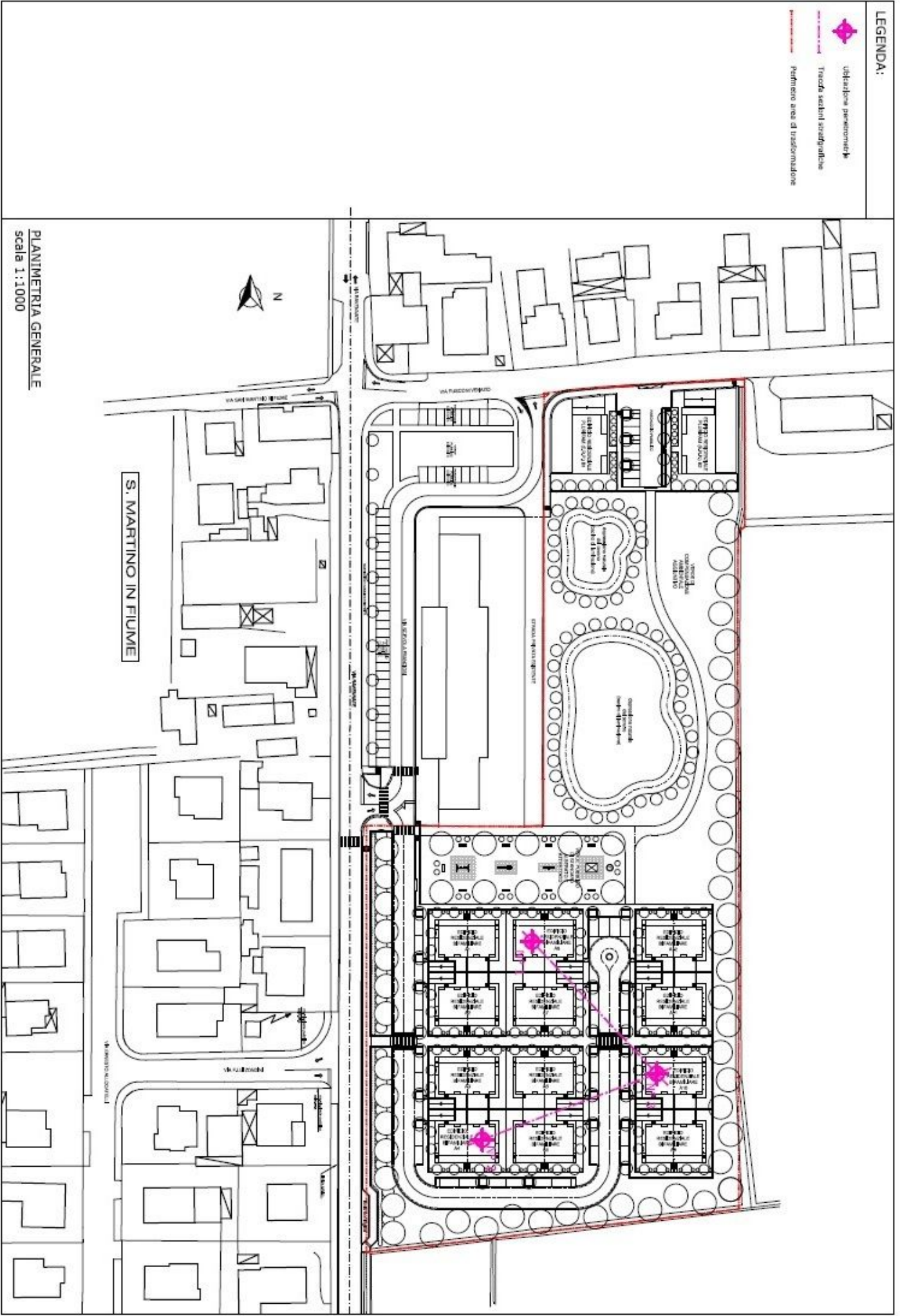
ubicazione pavimenti



Tracce sezioni strutturali



Perimetro area di trasformazione



PLANIMETRIA GENERALE
scala 1:1000

LEGENDA VALORI DI RESISTENZA

Strumento utilizzato:

PENETROMETRO STATICO OLANDESE tipo GOUDA (tipo meccanico).

Caratteristiche:

- punta conica meccanica \varnothing 35.7 mm, angolo di apertura $\alpha = 60^\circ$ - (area punta $A_p = 10 \text{ cm}^2$)
- manicotto laterale di attrito tipo 'Begemann' (\varnothing 35.7 mm - h 133 mm - sup. lat. Am. = 150 cm^2)
- velocità di avanzamento costante $V = 2 \text{ cm / sec}$ ($\pm 0,5 \text{ cm / sec}$)
- spinta max nominale dello strumento S_{max} variabile a seconda del tipo
- costante di trasformazione (lett. \Rightarrow Spinta) $C_t = \text{SPINTA (Kg)} / \text{LETTURA DI CAMPAGNA}$

fase 1 - resistenza alla punta $R_p \text{ (Kg / cm}^2 \text{)} = (\text{L. punta}) C_t / 10$

fase 2 - resistenza laterale locale $RL \text{ (Kg / cm}^2 \text{)} = [(\text{L. laterale}) - (\text{L. punta})] C_t / 150$

fase 3 - resistenza totale $R_t \text{ (Kg)} = (\text{L. totale}) C_t$

$R_p / RL = \text{'rapporto Begemann'}$

- L. punta = lettura di campagna durante l' infissione della sola punta (fase 1)
- L. laterale = lettura di campagna relativa all'infissione di punta e manicotto (fase 2)
- L. totale = lettura di campagna relativa all'infissione delle aste esterne (fase 3)

N.B. : la spinta $S \text{ (Kg)}$, corrispondente a ciascuna fase, si ottiene moltiplicando la corrispondente lettura di campagna L per la costante di trasformazione C_t .

N.B. : causa la distanza intercorrente (20 cm circa) fra il manicotto laterale e la punta conica del penetrometro, la resistenza laterale locale RL viene computata 20 cm sopra la punta.

CONVERSIONI

1 kN (kiloNewton) = 1000 N \approx 100 kg = 0,1 t - 1MN (megaNewton) = 1000 kN = 1000000 N \approx 100 t

1 kPa (kiloPascal) = 1 kN/m² = 0,001 MN/m² = 0,001 MPa \approx 0,1 t/m² = 0,01 kg/cm²

1 MPa (MegaPascal) = 1 MN/m² = 1000 kN/m² = 1000 kPa \approx 100 t/m² = 10 kg/cm²

kg/cm² = 10 t/m² \approx 100 kN/m² = 100 kPa = 0,1 MN/m² = 0,1 Mpa

1 t = 1000 kg \approx 10 kN

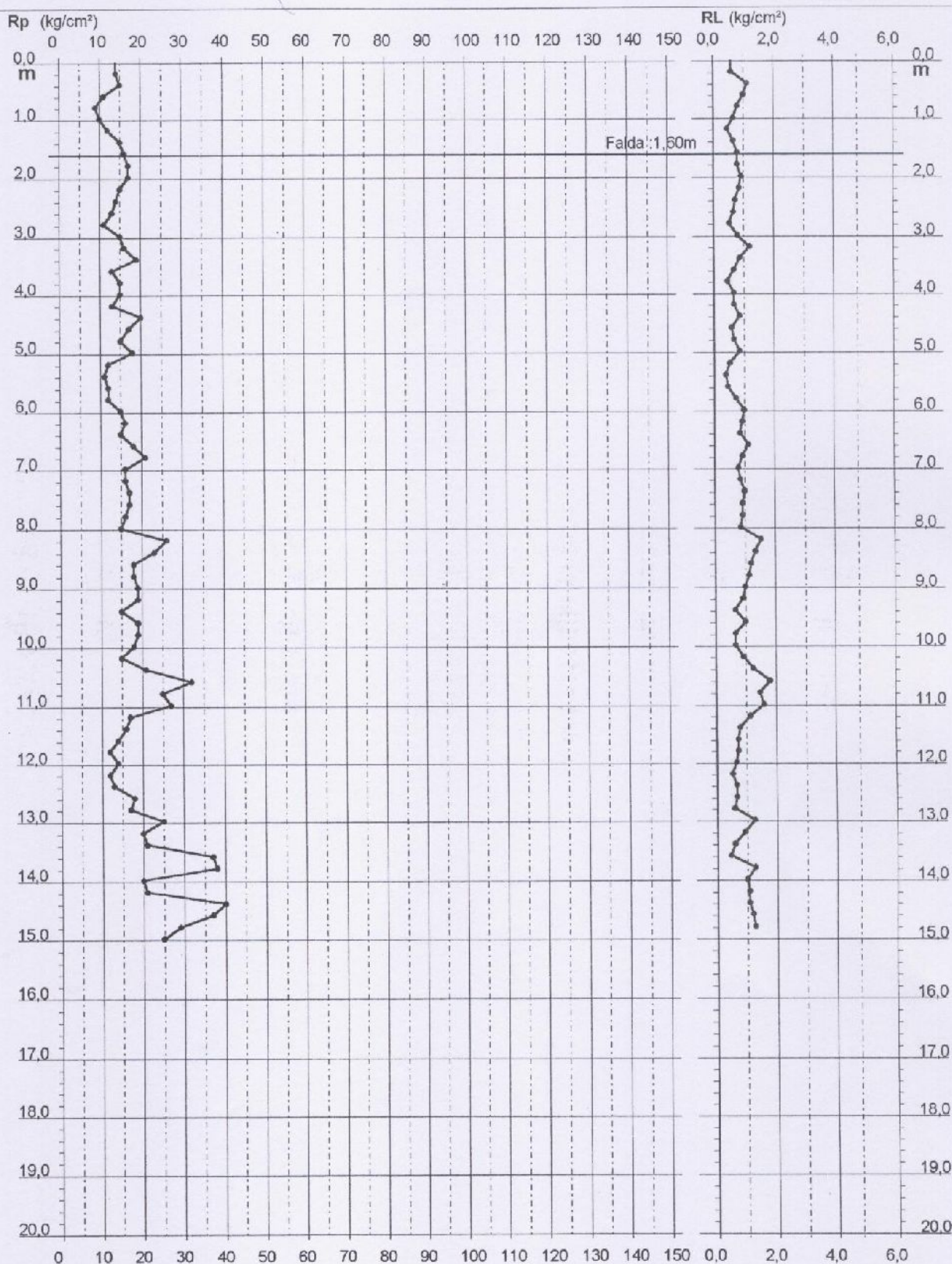
PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 1

2.010495-091

- committente : "GIORDANO" s.r.l.
- lavoro : Piano Attuativo di Iniziativa Privata
- località : San Martino in Fiume di Cesena

- data : 09/06/2004
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 1,60 m da quota inizio
- scala vert. : 1 : 100



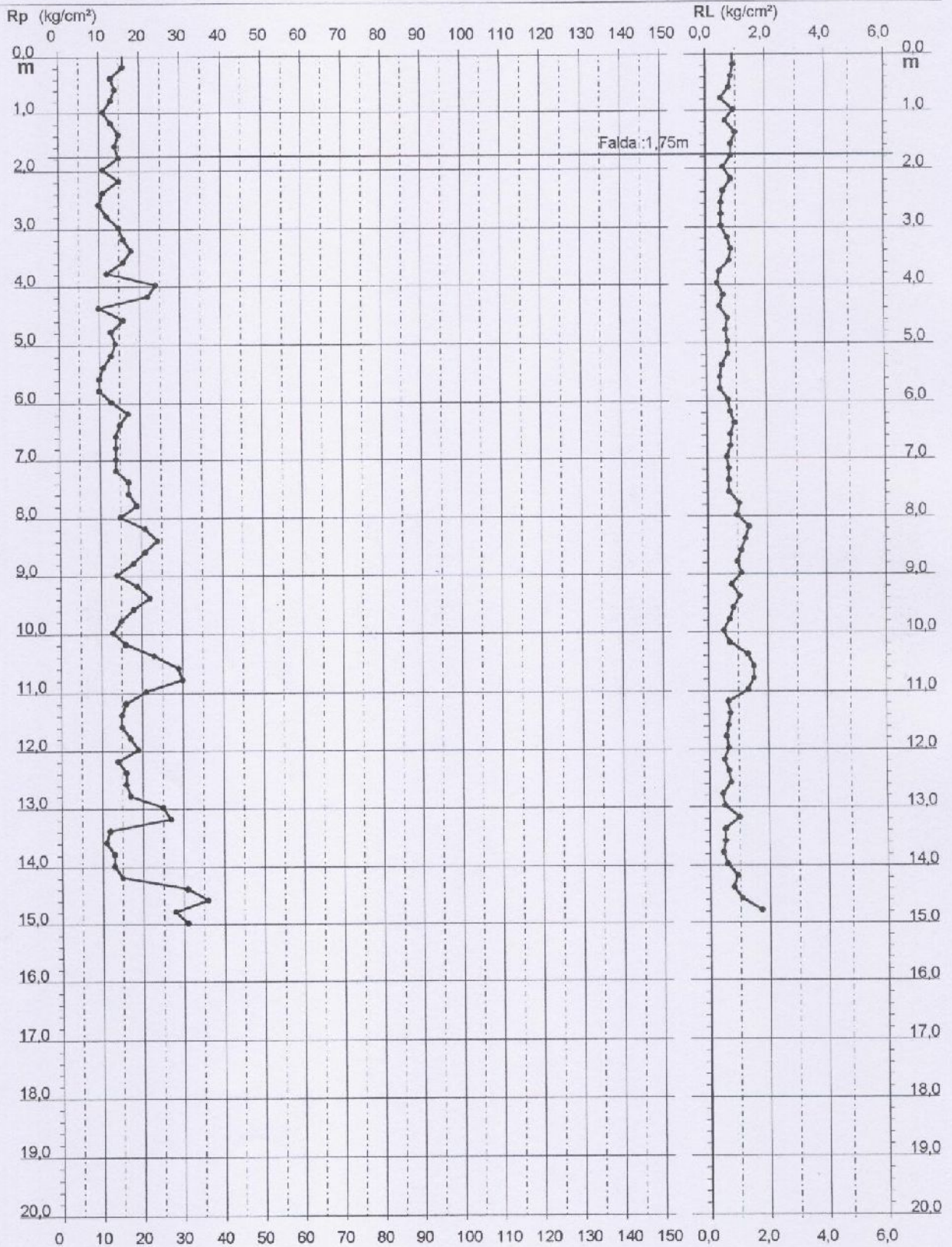
PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 2

2:010495-091

- committente : "GIORDANO" s.r.l.
- lavoro : Piano Attuativo di Iniziativa Privata
- località : San Martino in Fiume di Cesena

- data : 09/06/2004
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 1,75 m da quota inizio
- scala vert. : 1 : 100



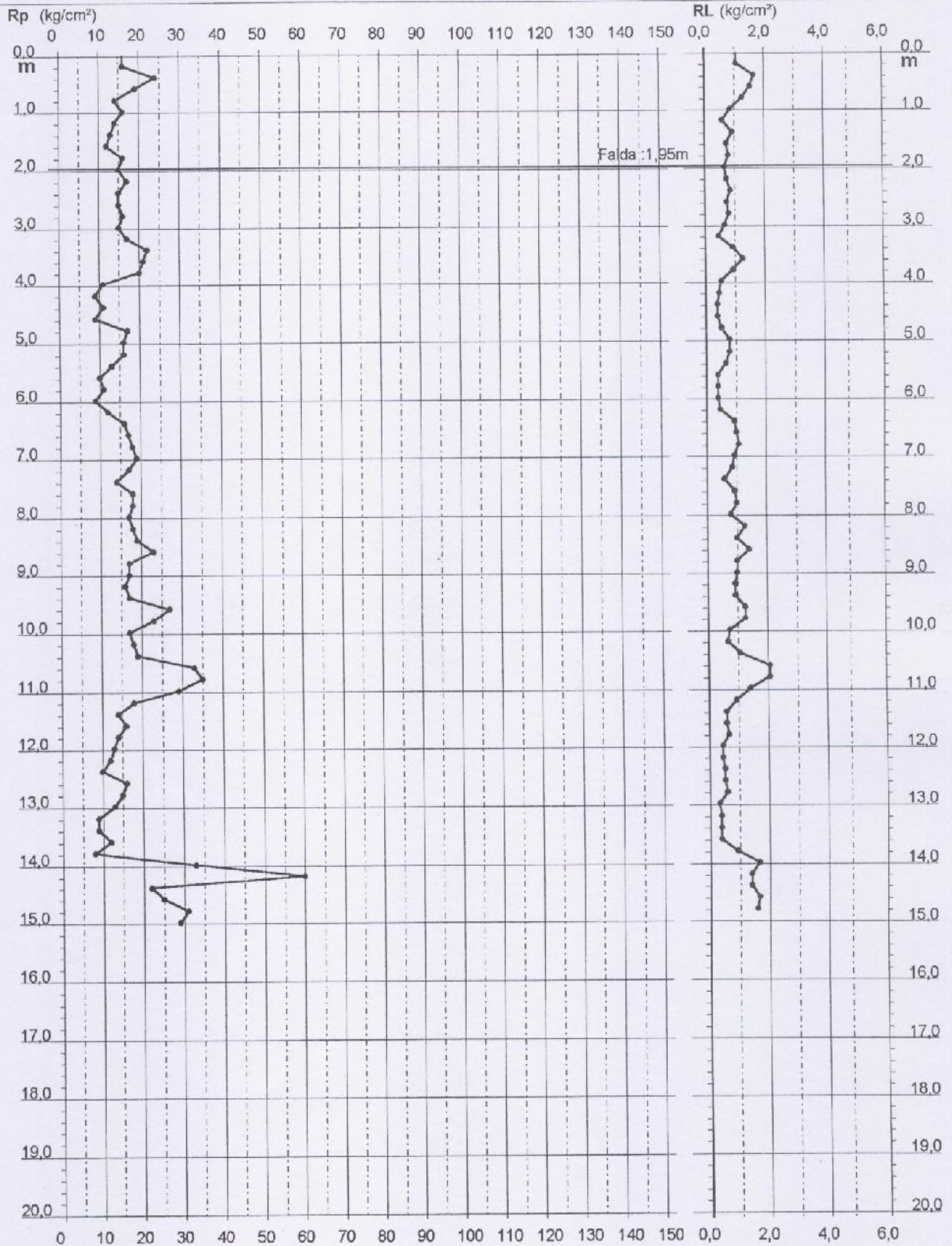
PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 3

2010496-091

- committente : "GIORDANO" s.r.l.
- lavoro : Piano Attuativo di Iniziativa Privata
- località : San Martino in Fiume di Cesena

- data : 09/06/2004
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 1,95 m da quota inizio
- scala vert. : 1 : 100



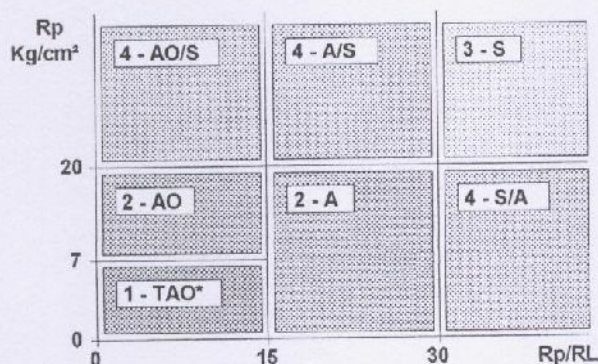
LEGENDA PARAMETRI GEOTECNICI

SCELTE LITOLOGICHE (validità orientativa)

Le scelte litologiche vengono effettuate in base al rapporto R_p / R_L
 (Begemann 1965 -Raccomandazioni A.G.I. 1977), prevedendo altresì la possibilità di casi dubbi :

$R_p \leq 20 \text{ kg/cm}^2$: possibili terreni COESIVI anche se (R_p / R_L) > 30

$R_p \geq 20 \text{ kg/cm}^2$: possibili terreni GRANULARI anche se (R_p / R_L) < 30



NATURA LITOLOGICA

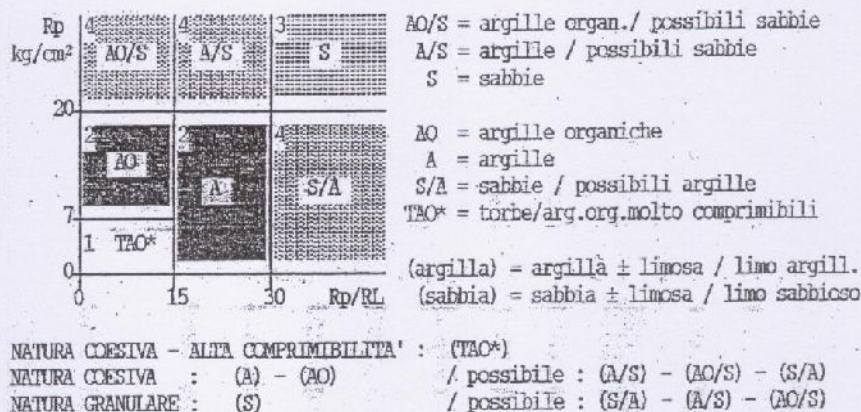
- 1 - COESIVA (TORBOSA) ALTA COMPRIMIBILITA'
- 2 - COESIVA IN GENERE
- 3 - GRANULARE
- 4 - COESIVA / GRANULARE

PARAMETRI GEOTECNICI (validità orientativa) - simboli - correlazioni - bibliografia

- γ' = peso dell' unità di volume (efficace) del terreno [correlazioni : γ' - R_p - natura]
 (Terzaghi & Peck 1967 -Bowles 1982)
- σ'_{vo} = tensione verticale geostatica (efficace) del terreno (valutata in base ai valori di γ')
- C_u = coesione non drenata (terreni coesivi) [correlazioni : C_u - R_p]
- OCR = grado di sovra consolidazione (terreni coesivi) [correlazioni : OCR - C_u - σ'_{vo}]
 (Ladd et al. 1972 / 1974 / 1977 - Lancellotta 1983)
- E_u = modulo di deformazione non drenato (terr.coes.) [correl. : E_u - C_u - OCR - I_p I_p = ind.plast.]
 E_{u50} - E_{u25} corrispondono rispettivamente ad un grado di mobilitazione dello sforzo deviatorico pari al 50-25% (Duncan & Buchigani 1976)
- E' = modulo di deformazione drenato (terreni granulari) [correlazioni : E' - R_p]
 E'_{50} - E'_{25} corrispondono rispettivamente ad un grado di mobilitazione dello sforzo deviatorico pari al 50-25% (coeff. di sicurezza $F = 2 - 4$ rispettivamente)
 (Schmertmann 1970 / 1978 - Jamiolkowski et al. 1983)
- M_o = modulo di deformazione edometrico (terreni coesivi e granulari) [correl. : M_o - R_p - natura]
 (Sanglerat 1972 - Mitchell & Gardner 1975 - Ricceri et al. 1974 - Holden 1973)
- D_r = densità relativa (terreni gran. N. C. - normalmente consolidati)
 [correlazioni : D_r - R_p - σ'_{vo}] (Schmertmann 1976)
- ϕ' = angolo di attrito interno efficace (terreni granulari N.C.) [correl. : ϕ' - D_r - R_p - σ'_{vo}]
 (Schmertmann 1978 - Durgunoglu & Mitchell 1975 - Meyerhof 1956 / 1976)
 ϕ'_{1s} - (Schmertmann) sabbia fine uniforme ϕ'_{2s} - sabbia media unif./ fine ben gradata
 ϕ'_{3s} - sabbia grossa unif./ media ben gradata ϕ'_{4s} - sabbia-ghiaia poco lim./ ghiaietto unif.
 ϕ'_{dm} - (Durgunoglu & Mitchell) sabbie N.C. ϕ'_{my} - (Meyerhof) sabbie limose
- A_{max} = accelerazione al suolo che può causare liquefazione (terreni granulari)
 (g = acc.gravità)(Seed & Idriss 1971 - Sirio 1976) [correlazioni : (A_{max}/g) - D_r]

STRATIGRAFIA DELL'AREA

Come già accennato si è in presenza di depositi continentali tardo-quadernari costituiti da terreni normalconsolidati, prevalentemente coesivi argillosi e argilloso-limosi, solo raramente sabbiosi. In dettaglio per ognuna delle penetrometrie realizzate si è rilevata la successione dei litotipi presenti, litotipi il cui riconoscimento è stato ottenuto utilizzando il rapporto R_p/R_l (Begemann 1965 - raccomandazioni A.G.I.) e in base alla relazione fra i valori di R_p ed il rapporto $FR = (R_l/R_p)\%$ (Schmertmann 1977). Vedere schema sottoriportato:



RIEPILOGO : NATURA LITOLOGICA TIPI LITOLOGICI

1	COESIVA-ALTA COMPR.	(TAC*)
2	COESIVA	(A) - (AO)
3	GRANULARE	(S)
4	COESIVA/GRANULARE	(A/S)-(AO/S)-(S/A)

Penetrometria n°1

Dal p.c. a m-1.00 : terreno agrario a matrice argillosa

Da m-1.00 a m-8.00 : Prevalenti argille limose, raramente sabbiose, di consistenza da media a modesta

Da m-8.00 a m-11.20 : prevalenti argille da medie a compatte

Da m-11.20 a m-12.60 : argille limose di modesta consistenza

Da m-12.60 a m-15.00 : alternanza di argille e argille sabbiose da compatte a molto compatte

Penetrometria n°2

Dal p.c. a m-1.00 : terreno agrario a matrice argillosa

Da m-1.00 a m-10.20 : prevalenti argille e argille limose di consistenza da media a modesta con rari intervalli di argille di buona consistenza

Da m-10.20 a m-11.20 : livello di argille compatte

Da m-11.20 a m-13.20 : argille limoso-sabbiose da medie a compatte

Da m-13.20 a m-14.20 : argille limose di modesta consistenza

Da m-14.20 a m-15.00 : argille sabbiose compatte

Penetrometria n°3

Dal p.c. a m-0.80 : terreno agrario a matrice argillosa

Da m-0.80 a m-8.20 : prevalenti argille limose di consistenza da media a modesta con rari livelli di argille sabbiose di buona consistenza

Da m-8.20 a m-11.20 : argille e argille sabbiose compatte

Da m-11.20 a m-13.80 : argille limose di modesta consistenza

Da m-13.80 a m-15.00 : sabbie argillose passanti ad argille, terreni molto compatti

In sostanza si è in presenza di sedimenti alluvionali a distribuzione orizzontale relativamente regolare, con una coltre superficiale di terreno agrario seguito ,fino ad una profondità di circa otto metri, da terreni da mediamente a scarsamente consistenti ,prevalentemente argilloso-limosi, raramente sabbiosi e poi fino a fine prova da argille sabbiose e argille da molto compatte a compatte. Si tratta in sostanza di terreni di fondazione non ancora del tutto consolidati e quindi ancora sensibili alle sollecitazioni di carico che deriveranno dai manufatti in progetto.

ALLEGATI

N° 3 colonne stratigrafiche relative alle penetrometrie

N° 2 sezioni stratigrafiche

LEGENDA VALUTAZIONI LITOLOGICHE

Valutazioni in base al rapporto: $F = (Rp / RL)$

(Begemann 1965 - Raccomandazioni A.G.I. 1977)

valide in via approssimata per terreni immersi in falda :

$F = Rp / RL$	NATURA LITOLOGICA	PROPRIETA'
$F < 15$	TORBE ED ARGILLE ORGANICHE	COESIVE
$15 < F \leq 30$	LIMI ED ARGILLE	COESIVE
$30 < F \leq 60$	LIMI SABBIOSI E SABBIE LIMOSE	GRANULARI
$F > 60$	SABBIE E SABBIE CON GHIAIA	GRANULARI

Vengono inoltre riportate le valutazioni stratigrafiche fornite da Schmertmann (1978), ricavabili in base ai valori di Rp e di $FR = (RL / Rp) \% :$

- AO = argilla organica e terreni misti
- Att = argilla (inorganica) molto tenera
- At = argilla (inorganica) tenera
- Am = argilla (inorganica) di media consistenza
- Ac = argilla (inorganica) consistente
- Acc = argilla (inorganica) molto consistente
- ASL = argilla sabbiosa e limosa
- SAL = sabbia e limo / sabbia e limo argilloso
- Ss = sabbia sciolta
- Sm = sabbia mediamente addensata
- Sd = sabbia densa o cementata
- SC = sabbia con molti fossili, calcareniti

Secondo Schmertmann il valore della resistenza laterale da usarsi, dovrebbe essere pari a:

- $1/3 \pm 1/2$ di quello misurato , per depositi sabbiosi
- quello misurato (inalterato) , per depositi coesivi.

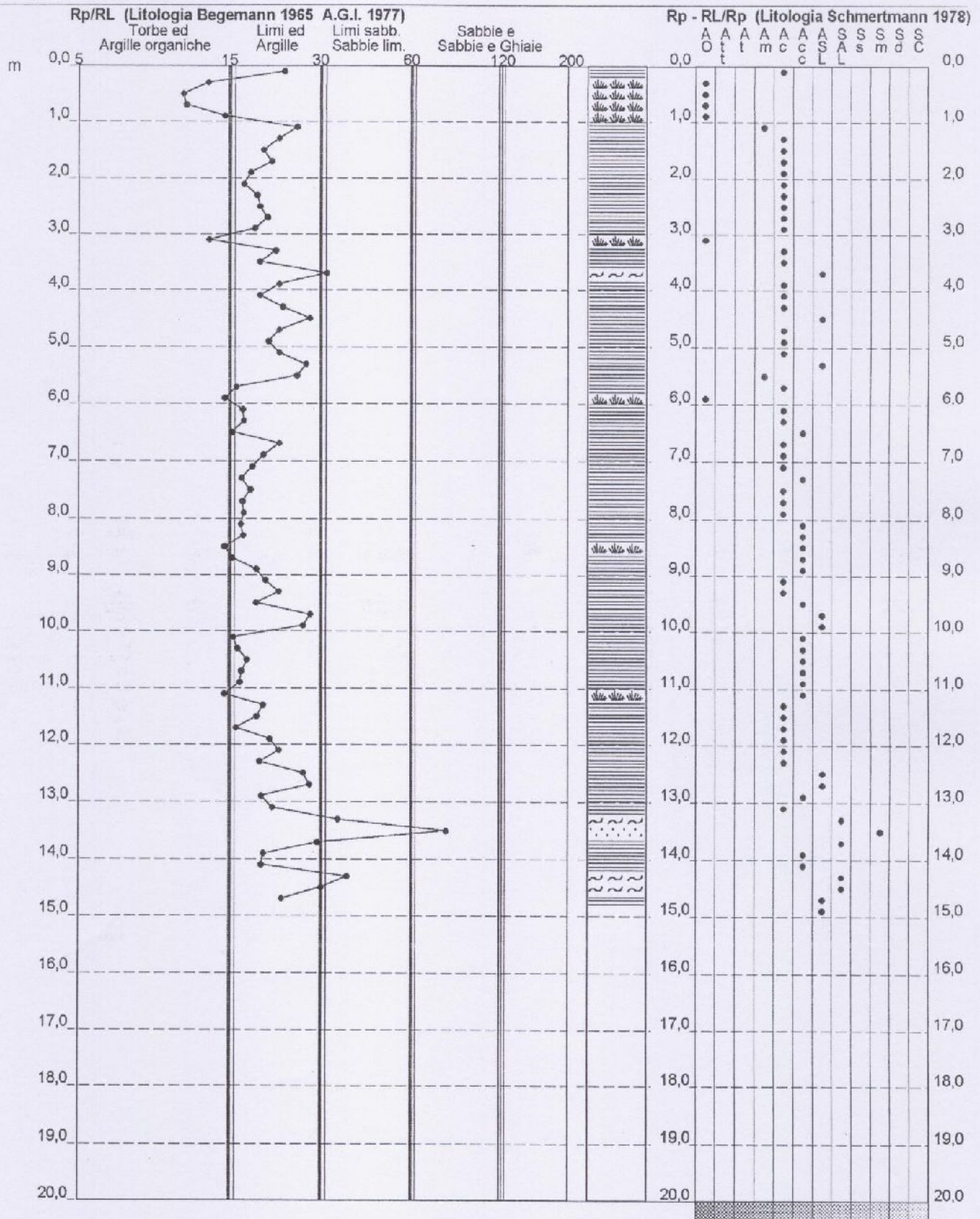
PROVA PENETROMETRICA STATICA VALUTAZIONI LITOLOGICHE

CPT 1

2.010496-091

- committente : "GIORDANO" s.r.l.
- lavoro : Piano Attuativo di Iniziativa Privata
- località : San Martino in Fiume di Cesena
- note :

- data : 09/06/2004
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 1,60 m da quota inizio
- scala vert. : 1 : 100

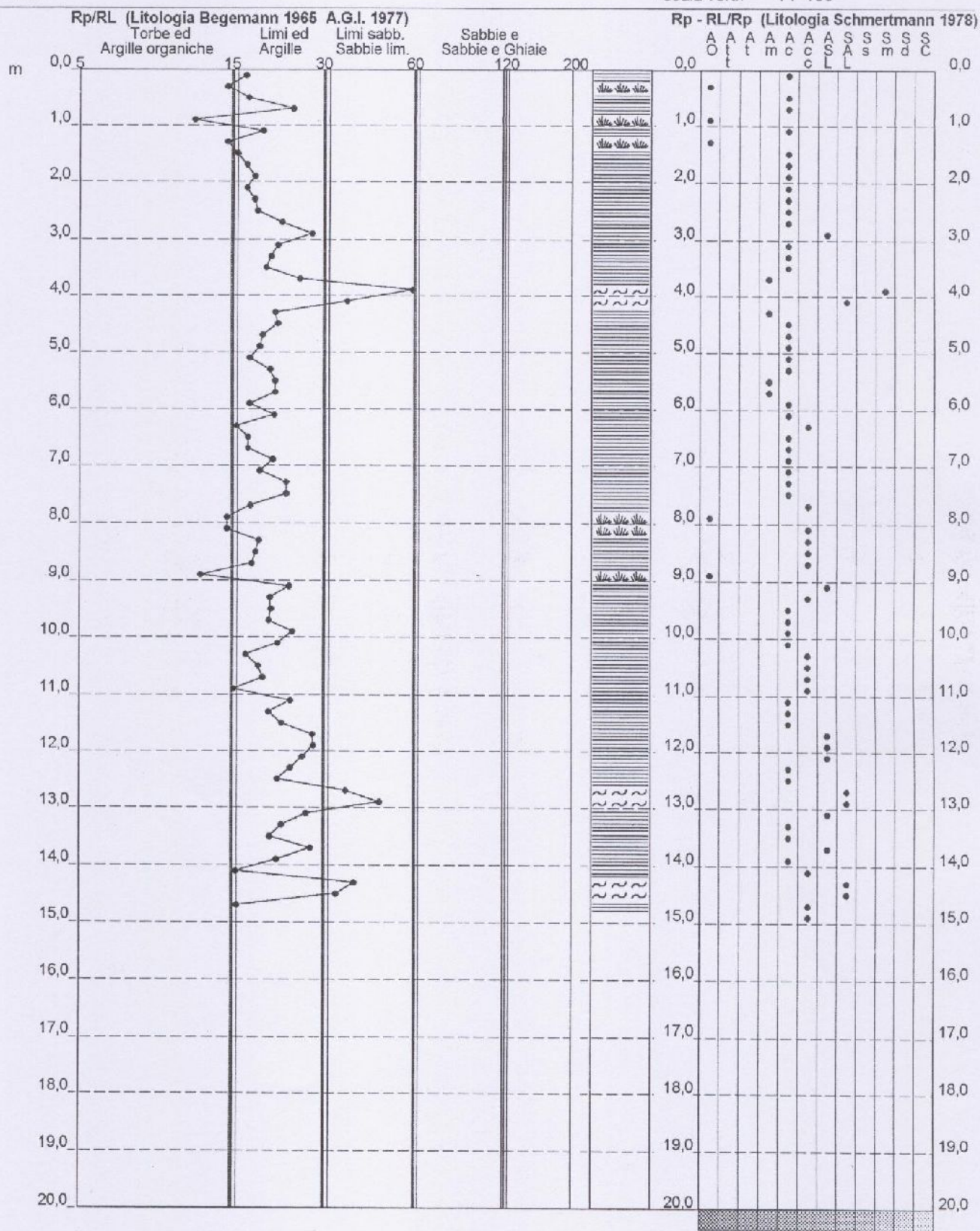


PROVA PENETROMETRICA STATICA VALUTAZIONI LITOLOGICHE

2.010496-091

- committente : "GIORDANO" s.r.l.
 - lavoro : Piano Attuativo di Iniziativa Privata
 - località : San Martino in Fiume di Cesena
 - note :

- data : 09/06/2004
 - quota inizio : Piano Campagna
 - prof. falda : 1,75 m da quota inizio
 - scala vert. : 1 : 100



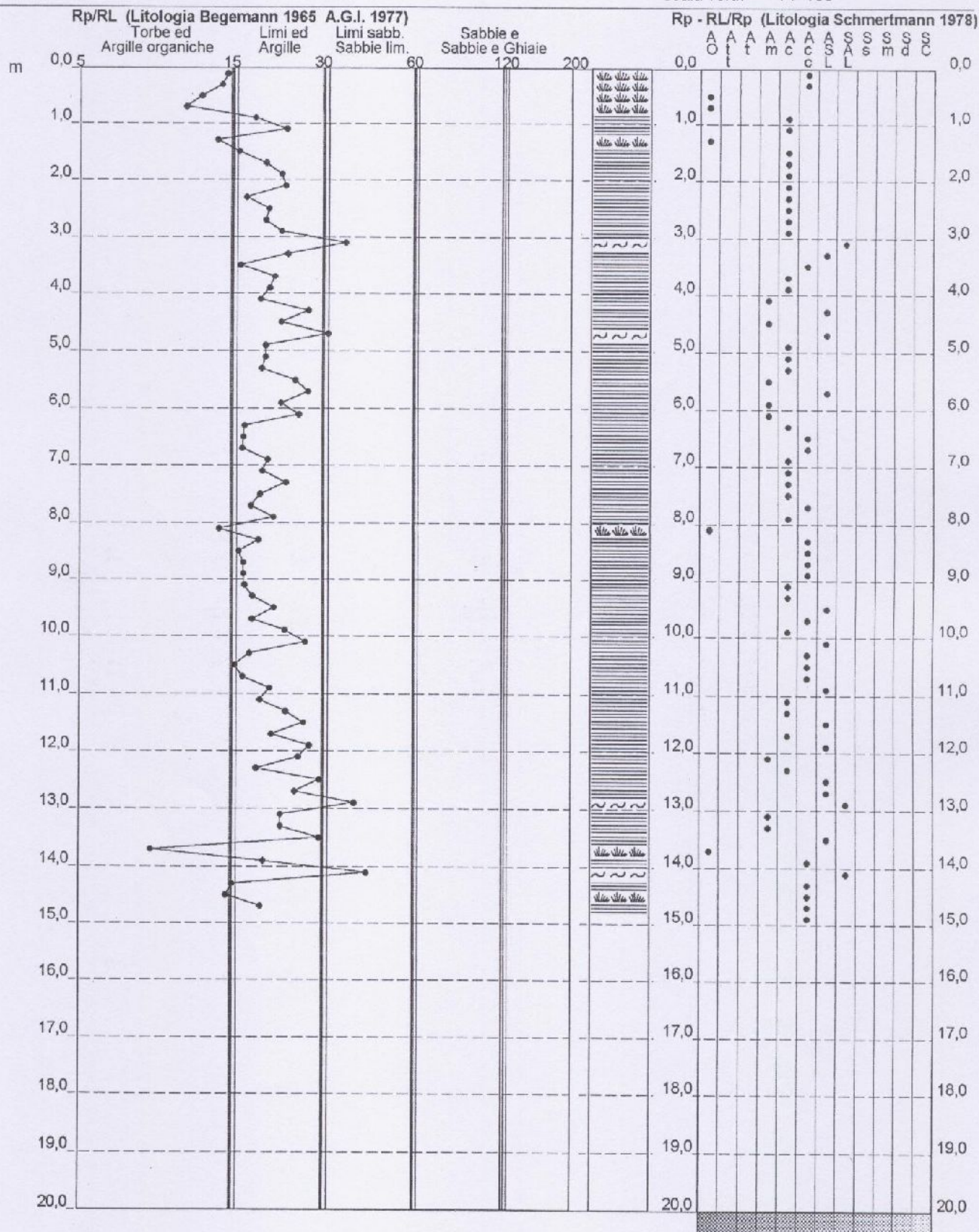
PROVA PENETROMETRICA STATICA VALUTAZIONI LITOLOGICHE

CPT 3

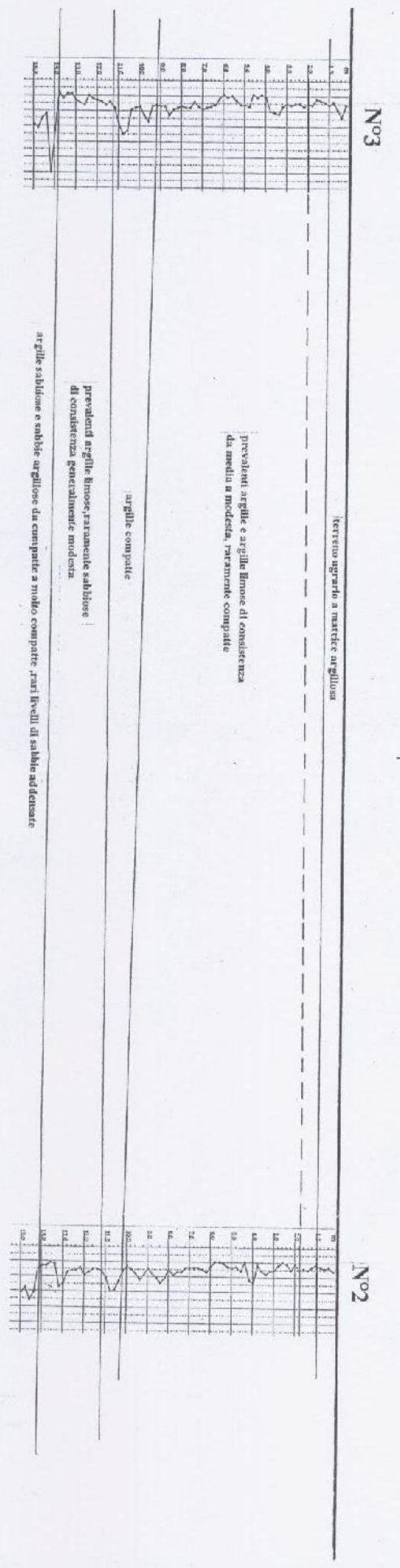
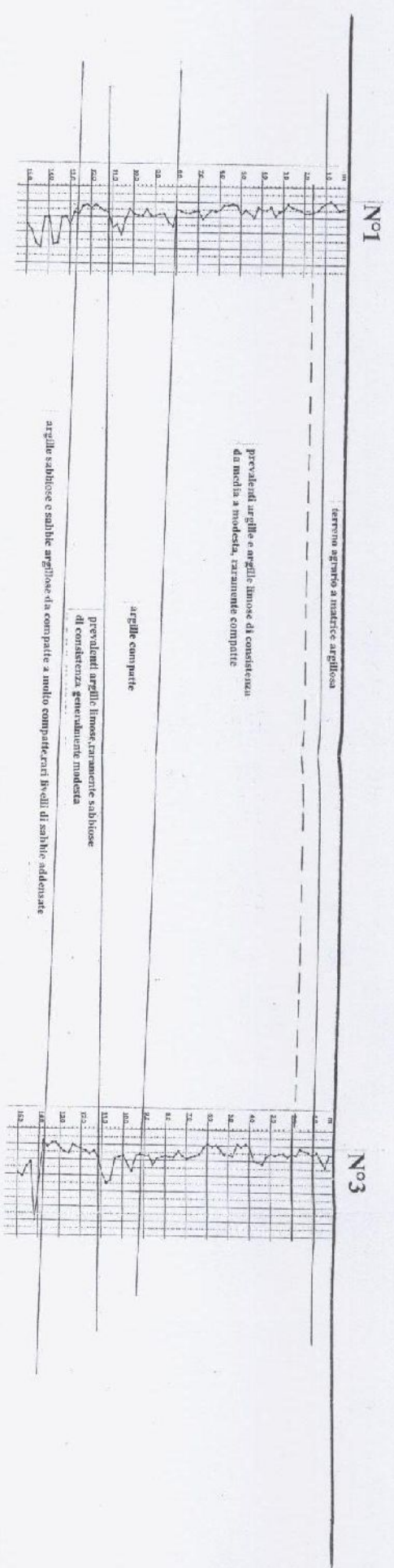
2.010496-091

- committente : "GIORDANO" s.r.l.
 - lavoro : Piano Attuativo di Iniziativa Privata
 - località : San Martino in Fiume di Cesena
 - note :

- data : 09/06/2004
 - quota inizio : Piano Campagna
 - prof. falda : 1,95 m da quota inizio
 - scala vert.: 1 : 100



Sezioni stratigrafiche in scala 1:200



----- Livello falda idrica rilevato nei fori di sondaggio al momento dell'indagine

ACQUE DI SUPERFICIE E SOTTERRANEE E VALUTAZIONI RELATIVE AL RISCHIO IDROGEOLOGICO

Acque superficiali e sotterranee

Nell'area in esame il drenaggio delle acque meteoriche è riconducibile in parte all'assorbimento diretto del terreno (area indicata a permeabilità alta ,vedere cartografia allegata – fonte Carta Idrogeologica del P.T.C.P.) ed in parte al deflusso nel reticolo di fossi interpoderali e comunali tributari dei canali consorziali (Consorzio di Bonifica del Savio-Rubicone) molto diffusi in zona e di cui il più vicino si trova ad una dista di circa 200 metri dall'area in esame (Fosso Pilligrone - vedere cartografia allegata).

In zona esiste una falda idrica sospesa, piuttosto superficiale e ad alimentazione prevalentemente meteorica con oscillazioni stagionali comprese fra un minimo di m-0.70 ed un massimo di m-2.60 dal piano campagna esistente, falda che è stata rilevata al momento dell'indagine nei fori di sondaggio a profondità compresa fra m-1.60 e m-1.95. Vi è poi una falda idrica più profonda avente scarse comunicazioni con quella superficiali, falda alimentata da una naturale circolazione idrica sotterranea di provenienza collinare e che si può ipotizzare ad una profondità media prossima a m-3.00 dal livello del mare e quindi a circa m-22.00 dal piano di campagna attuale. (fonte IDROSER/ARPA) .Per tutte le considerazioni relative alle acque sotterranee si rinvia alla cartografia allegata.

Rischio idrogeologico dell'area

Il terreno d'indagine è parte di una zona indicata ,nelle Norme di Attuazione dell'Autorità di Bacino, come zona a “moderata probabilità di esondazione – Art.4” per la quale è consigliata, onde limitare i danni derivanti da eventuali allagamenti, l'adozione di accorgimenti tecnico-costruttivi quali:

Impostazione del piano di calpestio del piano terreno al di sopra tirante idrico di riferimento, (m + 0.50 dal p.c.)

diniego di concessione edilizia per locali cantinati o seminterrati

esecuzione di recinzioni non superabili dalle acque

realizzazione di accorgimenti atti a limitare od annullare gli effetti prodotti da allagamenti nelle reti tecnologiche ed impiantistiche

Peraltro a nostro avviso,nell'area oggetto del piano attuativo, il rischio di alluvionamento è del tutto aleatorio,come risulta chiaramente dalla “Carta del Dissesto e della Vulnerabilità Territoriale del Piano di Coordinamento Provinciale – Tavola 240-SE in scala 1:25.000, di cui si è allegato un ingrandimento in scala 1:5.000 e in cui risulta che la zona a rischio di allagamento si trova a sud dell'area in oggetto ed è limitata ad una fascia limitata che comprende la via Ravennate ed è quindi evidente che il rischio di allagamento è legato alle dimensioni non adeguate del fosso stradale.

Interventi da prevedersi in relazione alla impermeabilizzazione dell'area

La zona, come evidenziato nella carta tematica allegata, è caratterizzata da terreni di copertura a matrice argilloso-sabbiosa con buona capacità di assorbimento delle acque meteoriche. L'attuazione del piano porterà alla impermeabilizzazione di parte dell'area, quindi per mantenere l'invarianza idraulica della zona e cioè per evitare l'incremento di deflusso nella rete scolante circostante, si dovrà operare in modo che la portata d'acqua attuale non aumenti dopo l'intervento e il deflusso dovrà essere controllato in modo da non superare l'attuale stato di carico durante il tempo in cui si verificano precipitazioni meteoriche. A tale scopo si dovrà provvedere la rete fognante prevista per la urbanizzazione dell'area, di opportune opere di stoccaggio (vasche o laghetti di laminazione o condotta fognaria esuberante) da dimensionarsi per una capienza minima da valutarsi sulla base di quanto disposto dalla Autorità di Bacino.

ALLEGATI

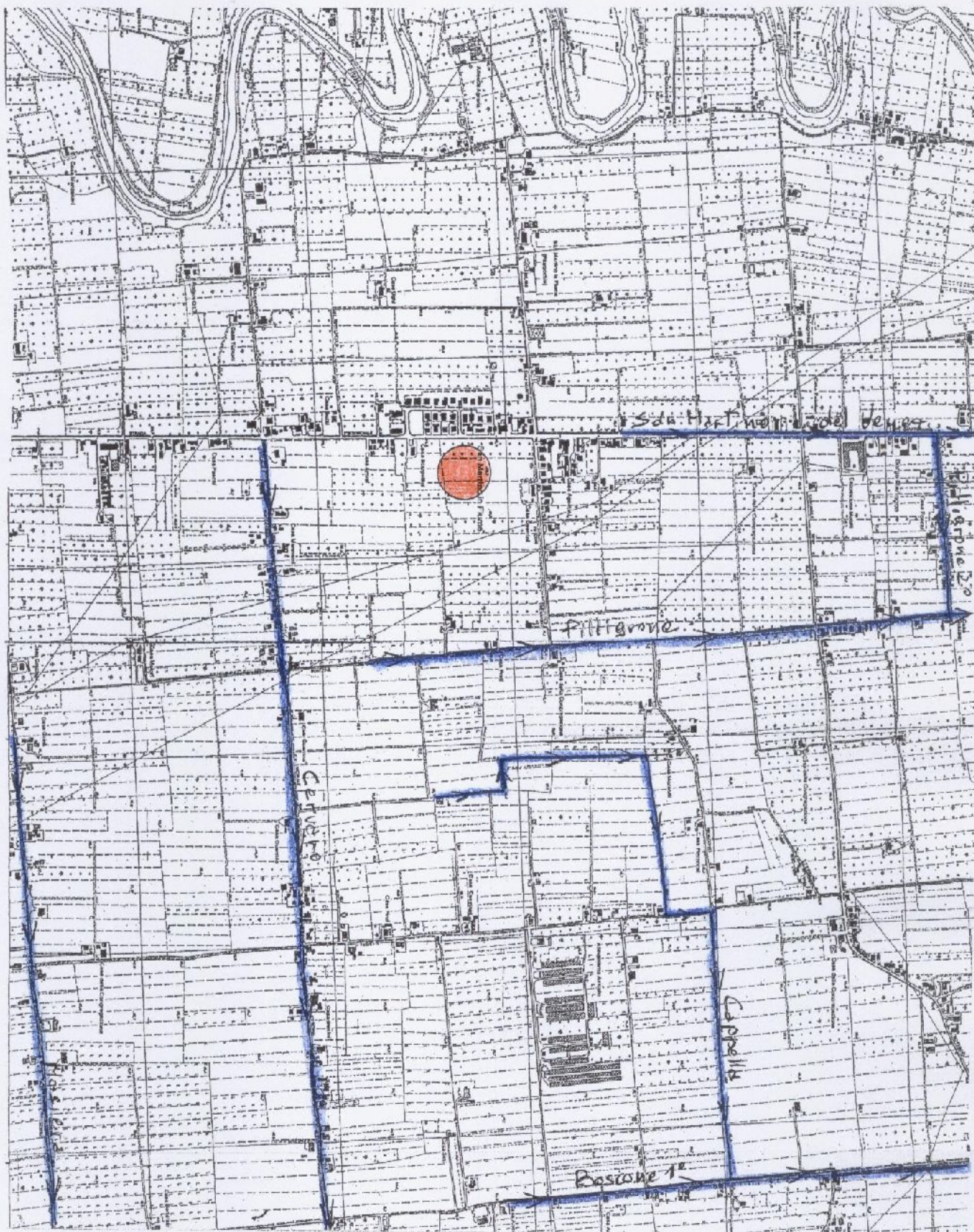
Carta in scala 1:10.000 con indicati i canali di scolo consorziali presenti in zona

Carta in scala 1:10.000 con indicate le zone a uguale permeabilità superficiale e le isofreatiche della falda freatica per l'anno 1993 (Idroser e A.R.P.A. 1995)

Carta piezometrica in scala 1:10.000 con ubicazione pozzi e livelli minimi e massimi della falda sospesa con isofreatiche massime riferite al piano campagna esistente.

Carta in scala 1:10.000 con indicate aree a rischio di alluvionamento (Autorità di Bacino)

Carta in scala 1:10.000 relativa al rischio idrogeologico (P.T.C.P.)



Carta tematica in scala 1:10.000

(Da carta in scala 1:25.000 redatta da Consorzio di Bonifica Savio-Rubicone)



Canali consorziali a deflusso naturale



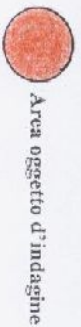
Area d'indagine



Carta Tematica in scala 1:10.000 (carta idrogeologica)
 (Da carta idrogeologica - Tavola B (foglio 2) scala 1:50.000 - P.T.C.P.)

- 1) Individuazione delle aree ad uguale accettazione delle acque meteoriche, identificate in base alla "Carta dei snelli"
- 2) Piezometria: Isofratiche relative alla piezometria media dell'aquifero più superficiale nell'anno 1993 - in m sul livello del mare, fonte IDROSER/ARPA

ma Molto Alta
 a Alta



Area oggetto d'indagine




Da Carta Geomorfologica, Variante di P.R.G. del Comune di Cesena (1985)

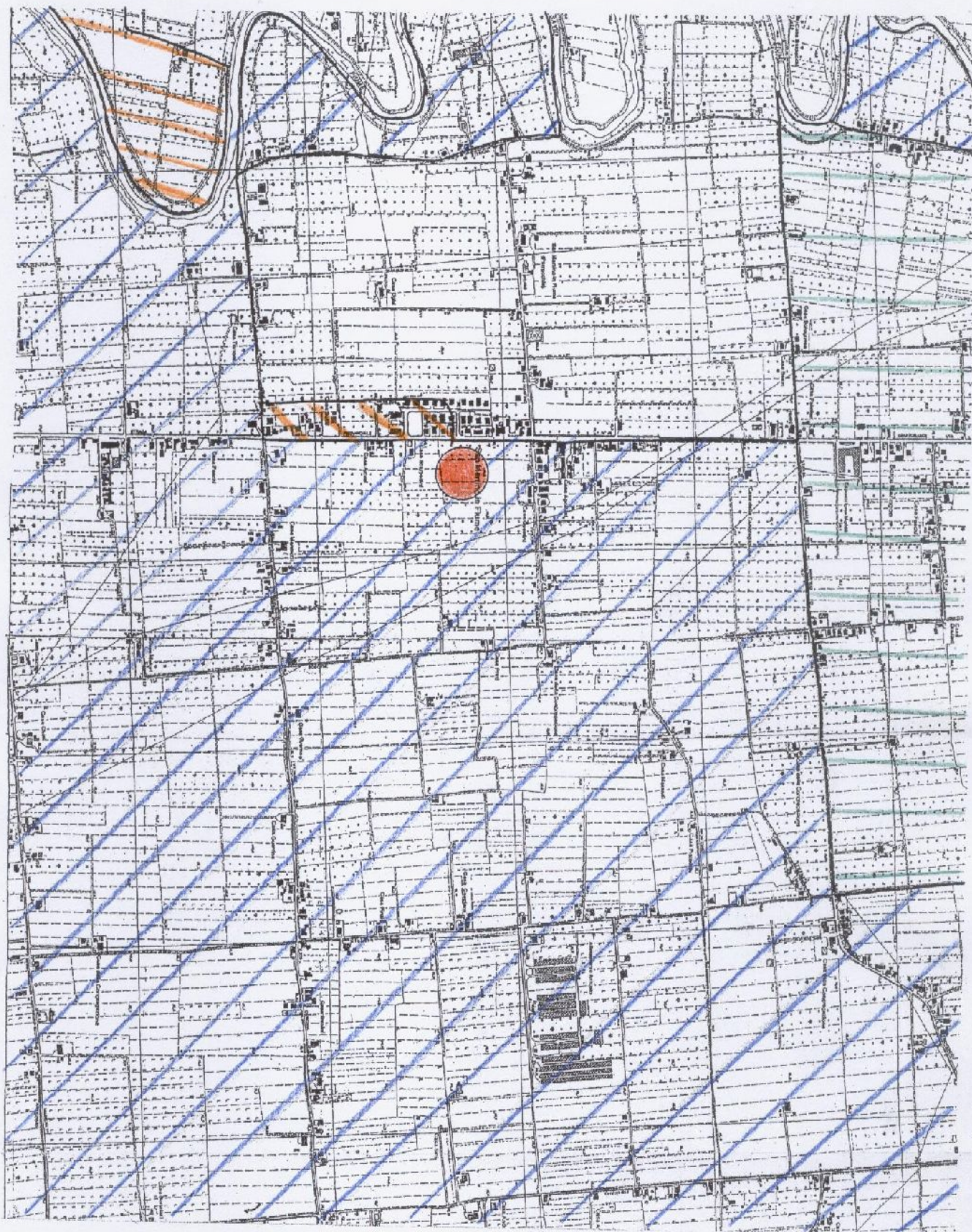
Carta Tematica in scala 1:10.000 con indicazioni relative alla falda idrica superficiale

Legenda

1.00 Isofreatiche (Condizioni di massimo ravvenamento)


 Pozzi con indicato livello massimo e minimo della falda idrica superficiale


 area d'indagine



Carta Tematica in scala 1:10.000 con perimetrazione aree a rischio di alluvionamento
 (Da Piano Stralcio per il Rischio Idrogeologico - Autorità dei Bacini regionali Romagnoli)

Legenda



Art.3 - Aree a elevata probabilità di esondazione



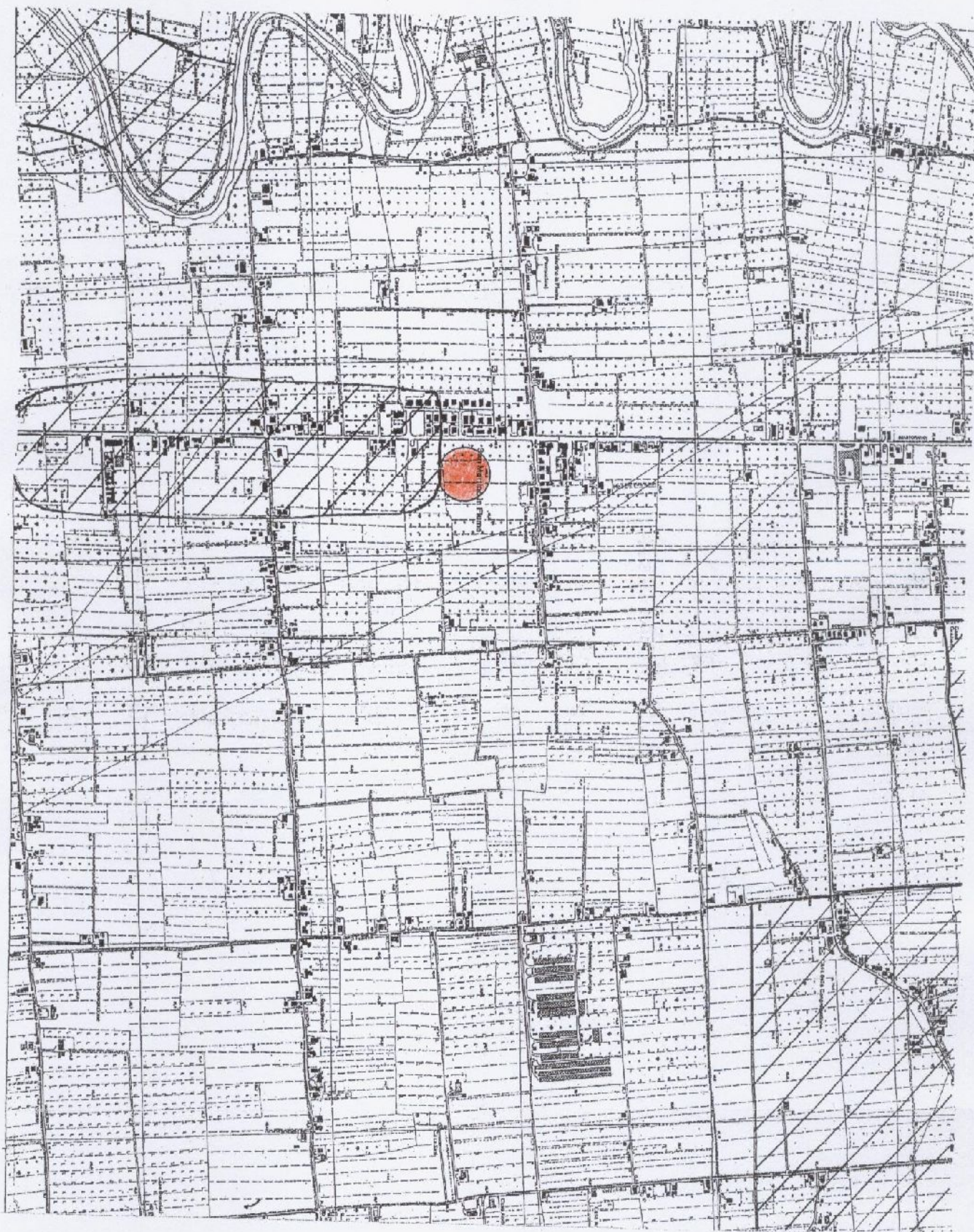
Art.4 - Aree a moderata probabilità di esondazione



Art.6 - Aree di Potenziale Allagamento



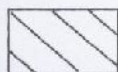
Area d'indagine



Carta Tematica in scala 1:10.000 (del rischio reale di alluvionamento)

Da ingrandimento di Carta del Dissesto e della Vulnerabilità Territoriale - Tavola 240-SE Cervia
scala 1:25.000 del P.T.C.P della Provincia di Forlì-Cesena

Zone soggette ad eventi alluvionali



Saltuari



Area oggetto di indagine

CONSIDERAZIONI RELATIVE ALLA SISMICITÀ DELL' AREA IN ESAME E AL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Sismicità dell'area in esame

Il territorio del comune di Cesena, era precedentemente classificato sismico di II categoria, con il grado di sismicità $S = 9$, con coefficiente di intensità orizzontale $C = 0.07$, intensità macrosismica massima ipotizzabile fra l'VIII e il IX grado della scala Mercalli – Cancani – Sieberg, magnitudo $M = 7.5$ e massima accelerazione al suolo pari a $0.25 g$ e attualmente, come risulta nell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n°3274 del 20 Marzo 2003, recante “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica” (G.U. n°105 del 8.5.2003) è inserito in zona 2 con sismicità media ($S=9$) e quindi mantiene inalterati tutti gli altri parametri precedentemente citati, in particolare in relazione alla accelerazione massima al suolo come risulta dalla Tav. A del P.T.C.P. “Carta dei Fattori di Pericolosità Geoambientale” in cui sono riportate le curve di attenuazione della intensità sismica che delimitano parti di territorio caratterizzate da accelerazione al suolo omogenea (PGA), classificazione effettuata attraverso l'analisi storica degli eventi sismici dal al con periodo di ritorno di 474 anni, calcolato usando il modello di distribuzione probabilistica detto dei “valori estremi” di Gumbel – fonte CNR anno 1998)). In particolare per quanto attiene all'area in esame, area posta in pianura e priva di discontinuità strutturali quali faglie, sovrascorrimenti ecc., l'unico elemento in grado di incrementare la velocità al suolo delle onde sismiche longitudinali è dato dalla superficialità della falda idrica. Per quanto riguarda il coefficiente sismico di fondazione ε , da utilizzare nella valutazione degli sforzi sismici orizzontali, nella normativa italiana risultano abbastanza vaghe le indicazioni sui criteri di scelta del valore da attribuire a tale parametro, infatti la vigente normativa prevede unicamente che esso sia diverso dalla unità, con valori pari a 1.3 nel caso di stratigrafie caratterizzate da depositi alluvionali di spessore variabile da 5 a 20 metri, sovrastanti terreni coesivi o litoidi con caratteristiche geomeccaniche nettamente superiori. Nel caso in esame si è in presenza di depositi alluvionali recenti con caratteristiche meccaniche omogenee e con spessori nettamente superiore a 20 metri, pertanto si ritiene possibile utilizzare un coefficiente sismico di fondazione $\varepsilon = 1.0$

Considerazioni relative al rischio di liquefazione dei terreni di fondazione

I fenomeni di liquefazione interessano unicamente i sedimenti incoerenti sabbioso-limosi saturi che, in seguito a sollecitazioni sismiche, subiscono una drastica riduzione di resistenza al taglio, con conseguenti fenomeni di assestamento nel caso di depositi orizzontali e di scivolamento in presenza di pendii.

Dagli studi realizzati sull'argomento da vari autori (vedi Seed-Idriss 1967, Kishida 1970, Lee Fitton 1968, ecc.) risulta che la liquefazione dipende da :

- fusi granulometrici aventi curva granulometrica subverticale compresa fra limi e sabbie
- coefficiente di uniformità compreso fra 2 e 10
- densità relativa < 75%
- resistenza penetrometrica inferiore a 25 colpi/piede (NSPT <25)
- terreno immerso in falda
- pressioni di confinamento efficace inferiori a 2.5 kg/cm², la qual cosa esclude la liquefazione per terreni a profondità superiori a 15 metri

Per le valutazioni del potenziale di liquefazione il metodo più frequentemente utilizzato e raccomandato dall'Applied Tecnology Council (USA) è quello semplificato di Seed-Idriss in cui, per tenere conto del carattere sporadico dei picchi di accelerazione massima, il rapporto di sforzo ciclico indotto dal terremoto viene valutato con riferimento, anziché al valore massimo τ_{max} , a un valore medio $\tau_{av} = 0.65\tau_{max}$. Il fattore di resistenza alla liquefazione è quindi fornito dall'espressione: $F = (\tau/\sigma_v)_{lim}/(\tau_{av}/\sigma_v)$, dove: $\tau_{av} / \sigma_v = 0.65(a_{max} / g)rd(\sigma_v / \sigma_v')$, dove : τ = sforzo di taglio, σ_v = pressione litostatica $\sigma_v' = \sigma_v - u$ = pressione di confinamento efficace, con : $u = (h + z)\gamma_w$ pressione interstiziale dell'acqua, g = accelerazione di gravità, $rd = 1 - 0.015 z$ coefficiente correttivo variabile con la profondità, con z (profondità dello strato). Il termine al numeratore, cioè la resistenza alla liquefazione, viene valutato in funzione dei seguenti parametri: magnitudo, numero dei colpi Nspt, pressione verticale efficace, densità relativa, utilizzando il grafico sottoriportato:

Correlazione fra il rapporto di sforzo ciclico e il numero di colpi standard

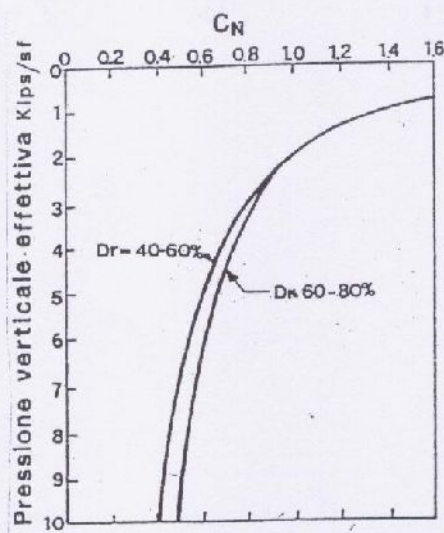
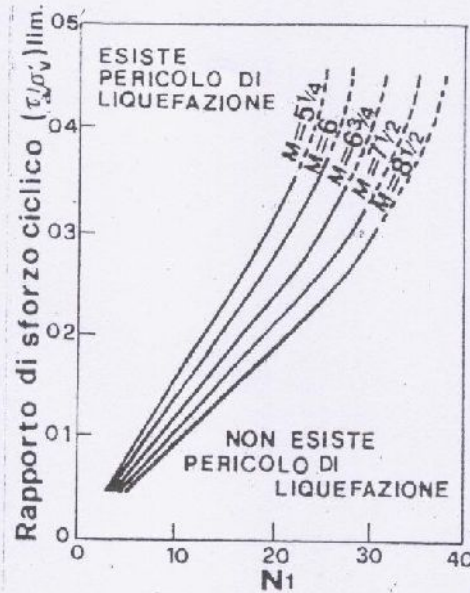


Grafico ottenuto discriminando i casi di terreni che hanno dato luogo a fenomeni di liquefazione e non liquefazione durante i terremoti reali.

Il calcolo si effettua utilizzando il grafico sottostante, con il quale viene valutato, alla quota desiderata, il numero dei colpi corretto (N_1) per tenere conto dell'effetto della pressione litostatica: $N_1 = C_N N_{spt}$



Con il valore N_1 per un dato valore di magnitudo e utilizzando il grafico precedente si ottiene il valore del rapporto di sforzo ciclico che provoca liquefazione.

Se $F > 1.3$ il deposito viene considerato non liquefacibile.

Inoltre per un terremoto di magnitudo 7.5 è stato dimostrato che: $(\tau_{av}/\sigma_v')_{lim} \approx N_1/90$

Nel caso poi di sabbie argillose, Seed e Idriss consigliano di correggere ulteriormente il valore di N_1 , ponendo $N_1 = (N_1) + 7.5$

Peraltro nell'area in esame, come chiaramente evidenziato nelle sezioni stratigrafiche allegate, si è in presenza di rari e sottili livelli di sabbie limose comprese fra terreni coesivi non liquefacibili di spessore nettamente superiore.

In relazione a quanto dimostrato da Ishiara (1985) e cioè che per terremoti con accelerazioni al suolo prossime a 200 gal (indicando con H_1 lo spessore dello strato superiore non liquefacibile e con H_2 lo spessore dello strato liquefacibile), se si ha:

$H_1 > 3$ m e $H_2 > 3$ m : una eventuale liquefazione dello strato sabbioso non comporta danni per la liquefazione, in quanto la trasmissione del fenomeno dal basso verso l'alto è impedita dallo strato superiore non liquefacibile (Considerazioni tratte da "La liquefazione del terreno in condizioni sismiche" Zanichelli - Autori, T. Crespellani, R. Nardi, C. Simoncini)

Si può pertanto affermare che nell'area oggetto della presente indagine non è ipotizzabile, in caso di sisma, il rischio della liquefazione dei terreni di fondazione.

CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE RELATIVE AI TERRENI DI FONDAZIONE

A titolo indicativo e basandosi sui dati penetrometrici ,per ciascuno dei punti sondati (prove CPT) si è calcolata la capacità portante del terreno di fondazione (q_{amm}), valutata ipotizzando fondazioni continue con piani di posa a m-1.00 e a m-3.00 dall'attuale piano di campagna. Il calcolo è stato fatto utilizzando un programma di calcolo automatico secondo la metodologia sotto descritta:

Prefissato lo spessore H_c del banco comprimibile è stata effettuata la verifica allo schiacciamento dei diversi strati del sottosuolo (spessore cm 20) nei confronti delle tensioni verticali indotte dal carico agente in superficie e valutato secondo la teoria della elasticità (Boussinesq). La pressione ammissibile q_{amm} del terreno di fondazione è quel valore del carico unitario (inteso come incremento netto di pressione in corrispondenza del piano di posa delle fondazioni) che determina nel sottosuolo tensioni verticali massime (al centro della superficie di carico) compatibili con la resistenza allo schiacciamento ammissibile R_{amm} dei vari strati del banco comprimibile. La resistenza allo schiacciamento R_{amm} dello strato generico è stata valutata mediante correlazioni del tipo (L'Herminier, Meyerhof ,Sanglerat)

$$R_{amm} = R_p/K \text{ (K funzione di } R_p)$$

Nel complesso si sono ottenuti valori di pressione ammissibile compresi fra :

$$q_{amm} = 1.00 \text{ kg/cm}^2 \text{ (m-1.00) e } q_{amm} = 1.30 \text{ kg/cm}^2 \text{ (m-3.00)}$$

valori verificati valutando i cedimenti del terreno ipotizzabili per un carico d'esercizio pari alle pressioni ammissibile indicate. I cedimenti sono stati valutati facendo le seguenti considerazioni:

Ipotesi: Consolidazione monodimensionale (schema edometrico).

Tensioni verticali nel sottosuolo secondo la teoria della elasticità

Valutazione dei cedimenti nell'ambito della profondità H_c del banco comprimibile

Modulo edometrico $M_o = \alpha R_p$ valutato in base alla litologia

Il calcolo dei cedimenti è stato condotto per strati successivi ($h = 20$ cm), valutando per ciascuno la tensione verticale σ_v e il valore del modulo edometrico M_o , in base alla espressione: **cedimento S**

= $n \sum (h \sigma_v / M_o)$. Si sono ottenuti i seguenti valori (S) :

piano di posa a m-1.00 ($q_{amm} = 1.00 \text{ kg/cm}^2$)

penetrometria n°1(cm 2.58), n°2(cm 2.66), n°3(cm 2.48)

piano di posa a m-3.00 ($q_{amm} = 1.30 \text{ kg/cm}^2$)

penetrometria n°1(cm 3.20), n°2(cm 3.14), n°3(cm 3.19)

I valori massimi di cedimenti tollerabili, secondo Skempton e McDonald (1955) sono:

- per travi continue, plinti : $S_{max} = \text{cm } 5.0$ (sabbie) $S_{max} = \text{cm } 7.5$ (argille)
- per platee rigide: $S_{max} = \text{cm } 7.5$ (sabbie) $S_{max} = \text{cm } 12.5$ (argille)

E' quindi evidente che con la pressioni consigliatesi avranno cedimenti assimilabili .

Pressione critica P_{crit} (Frolich)

Come ulteriore verifica della validità del valore di q_{amm} consigliato si è valutato il carico limite critico P_{crit} , carico oltre il quale si presentano i primi fenomeni di alterazione plastica nei terreni a contatto con la base delle fondazioni.

Secondo la teoria di Frolich in terreni coesivi la pressione critica è data da $P_{crit} = \pi C_u$, dove C_u la coesione non drenata dei terreni a contatto con le fondazioni. Per fondazioni con piano di posa a m-1.00 il valore più basso di coesione non drenata è risultato pari a $C_u = 0.50 \text{ kg/cm}^2$ (penetrometria n°1), da cui deriva una pressione critica $P_{crit} = 1.57 \text{ kg/cm}^2$ e con piano di posa a m-3.00 il valore di coesione risulta in ogni penetrometria $C_u = 0.67 \text{ kg/cm}^2$ da cui deriva $P_{crit} = 2.10 \text{ kg/cm}^2$. In entrambi i casi si tratta di pressioni critiche nettamente superiori ai valori di pressione ammissibile indicati.

Modulo di reazione K_w (Winkler)

Per una corretta valutazione del modulo di reazione dei terreni K_w (kg/cm^3), da valutare ad opera del progettista delle fondazioni, in quanto funzione del modulo di elasticità (E_c) e del momento di inerzia (J), si consiglia di utilizzare la relazione di Vesic:

12

$$K_w = 1/B[0.65 (E_t \cdot B / E_c \cdot J) \cdot E_t / (1 - \mu^2)]$$

Dove : B = larghezza fondazioni, μ = coefficiente di Poisson del terreno, assunto pari a $1/3$
 E_t = modulo di elasticità del terreno (valore medio drenato e ponderato) valutato nell'ambito della profondità $2B$ sotto le fondazioni e ricavato dai valori del modulo edometrico M_o , in base alla relazione $E_t = 2M_o/3$. Nel nostro caso per un piano di posa a m-1.00 il valore minimo di M_o medio è pari a 45 kg/cm^2 da cui risulta un valore di $E_t = 30 \text{ kg/cm}^2$ e per il piano di posa a m-3.00 il valore minimo di M_o medio è pari a 50 kg/cm^2 da cui risulta un valore di $E_t = 33 \text{ kg/cm}^2$.

ALLEGATI

N° 3 tabulati con i valori delle pressione ammissibile e dei cedimenti

LEGENDA CAPACITA' PORTANTE / CEDIMENTI FONDAZIONI

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI (Validità orientativa)

Prefissato lo spessore H_c del banco comprimibile (entro il quale condurre le valutazioni della capacità portante dei cedimenti), viene condotta la verifica allo schiacciamento dei diversi strati del sottosuolo (spessore 20 cm) nei confronti delle tensioni verticali indotte dal carico agente in superficie e valutate secondo la teoria dell'elasticità (Boussinesq).

La pressione ammissibile del terreno di fondazione q_{amm} è quel valore che determina nel sottosuolo tensioni verticali massime (al centro della superficie di carico) compatibili con la resistenza allo schiacciamento R_{amm} dei vari strati del banco comprimibile, sia con i cedimenti della struttura.

La resistenza allo schiacciamento R_{amm} (ammissibile) del generico livello (spessore 20cm) viene valutata con le usuali correlazioni del tipo : (L'Herminier 1953 - Meyerhof 1956/65 - Sanglerat 1972)

$$R_{amm} = R_p / K \quad (K \text{ funzione di } R_p)$$

dove :

- $K = 12$ per $R_p \leq 10 \text{ kg/cm}^2$
- $K = 18$ per $R_p \geq 30 \text{ kg/cm}^2$

CEDIMENTI FONDAZIONI SUPERFICIALI (valutazioni orientative)

IPOTESI : - consolidazione monodimensionale (schema edometrico)

- tensioni verticali nel sottosuolo secondo la teoria dell'elasticità (Boussinesq)
- valutazione dei cedimenti nell'ambito della profondità H_c del banco comprimibile
- modulo edometrico $M_o = \alpha R_p$ valutato in base alla natura litologica (presunta) .

Il calcolo dei cedimenti (esteso all'intera profondità H_c del banco comprimibile) viene condotto per strati successivi (spessore $h = 20 \text{ cm}$) , valutando per ciascuno strato la tensione verticale σ_v (al centro della superficie di carico), nonché il relativo valore del modulo edometrico M_o , in base all'espressione :

$$\text{cedimento } S = n \sum (h \sigma_v / M_o)$$

ove : n = eventuale coeffic. di riduzione ($n \leq 1$) che tiene conto della rigidità strutturale .

PROVA PENETROMETRICA STATICA CAPACITA' PORTANTE / CEDIMENTI FONDAZIONI

CPT 1

2010496-091

- committente : "GIORDANO" s.r.l.
- lavoro : Piano Attuativo di Iniziativa Privata
- località : San Martino in Fiume di Cesena
- note :

- data : 09/06/2004
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 1,60 m da quota inizio

- FONDAZIONI SUPERFICIALI ISOLATE - Profondità massima prova : Hmax = 15,00 m

- Fondazione tipo: **TRAVE CONTINUA**

- Larghezza Fondazione : **B = 1,00 m**

- Lunghezza Fondazione : **L = infinita m**

- Piano posa Fondazione : **H = 1,00 m** (da quota inizio)

- Profondità banco compr. : **Hc = 3,50 m** (da quota inizio)

Valutazioni su: **PRESSIONE AMMISSIBILE ALLO SCHIACCIAMENTO**

CEDIMENTI DEL SOTTOSUOLO

- Coefficiente di sicurezza : **F = 3,0**

- Coefficiente riduzione :

n = 0,85 rigidezza struttura

- 1° minimo assoluto : q.amm = **1,00 kg/cm²** (strato prof. 1,00 m)

- cedim. corrisp. a q.amm : **2,58 cm**

- 2° minimo : q.amm = **1,18 kg/cm²** (strato prof. 1,20 m)

- cedim. corrisp. a q.amm : **3,04 cm**

- 3° minimo : q.amm = **1,55 kg/cm²** (strato prof. 1,40 m)

- cedim. corrisp. a q.amm : **3,99 cm**

PRESSIONE AMMISSIBILE (incremento netto) q.amm = 1,00 kg/cm²

- cedim. corrisp. a q.amm : **2,58 cm**

- FONDAZIONI SUPERFICIALI ISOLATE - Profondità massima prova : Hmax = 15,00 m

- Fondazione tipo: **TRAVE CONTINUA**

- Larghezza Fondazione : **B = 1,00 m**

- Lunghezza Fondazione : **L = infinita m**

- Piano posa Fondazione : **H = 3,00 m** (da quota inizio)

- Profondità banco compr. : **Hc = 5,50 m** (da quota inizio)

Valutazioni su: **PRESSIONE AMMISSIBILE ALLO SCHIACCIAMENTO**

CEDIMENTI DEL SOTTOSUOLO

- Coefficiente di sicurezza : **F = 3,0**

- Coefficiente riduzione :

n = 0,85 rigidezza struttura

- 1° minimo assoluto : q.amm = **1,36 kg/cm²** (strato prof. 3,00 m)

- cedim. corrisp. a q.amm : **3,35 cm**

- 2° minimo : q.amm = **1,46 kg/cm²** (strato prof. 3,20 m)

- cedim. corrisp. a q.amm : **3,59 cm**

- 3° minimo : q.amm = **1,62 kg/cm²** (strato prof. 3,60 m)

- cedim. corrisp. a q.amm : **3,99 cm**

PRESSIONE AMMISSIBILE (incremento netto) q.amm = 1,30 kg/cm²

- cedim. corrisp. a q.amm : **3,20 cm**

CORRELAZIONI ADOTTATE:

Modulo edometrico $M_o = \alpha R_p$: Natura TORBOSA (1) $\alpha = 1,50$ * Natura COESIVA (2) $\alpha = 5,00 - 4,00 - 3,30 - 3,00$
: Natura GRANULARE (3) $\alpha = 3,00$

$R_{amm} = R_p / K$ = resistenza ammissibile schiacciamento [$K = 10,00$ ($R_p \leq 10 \text{ kg/cm}^2$) - $K = 14,00$ ($R_p \geq 30 \text{ kg/cm}^2$)]

PROVA PENETROMETRICA STATICA CAPACITA' PORTANTE / CEDIMENTI FONDAZIONI

CPT 2

2.010496-091

- committente : "GIORDANO" s.r.l.
- lavoro : Piano Attuativo di Iniziativa Privata
- località : San Martino in Fiume di Cesena
- note :

- data : 09/06/2004
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 1,75 m da quota inizio

- FONDAZIONI SUPERFICIALI ISOLATE - Profondità massima prova : Hmax = 15,00 m

- Fondazione tipo: **TRAVE CONTINUA**

- Larghezza Fondazione : **B = 1,00 m**

- Lunghezza Fondazione : **L = infinita m**

- Piano posa Fondazione : **H = 1,00 m** (da quota inizio)

- Profondità banco compr. : **Hc = 3,50 m** (da quota inizio)

Valutazioni su: **PRESSIONE AMMISSIBILE ALLO SCHIACCIAMENTO**

CEDIMENTI DEL SOTTOSUOLO

- Coefficiente di sicurezza : **F = 3,0**

- Coefficiente riduzione :

n = 0,85 rigidità struttura

- 1° minimo assoluto : **q.amm = 1,08 kg/cm²** (strato prof: 1,00 m)

- cedim. corrisp. a q.amm : **2,87 cm**

- 2° minimo : **q.amm = 1,25 kg/cm²** (strato prof: 1,20 m)

- cedim. corrisp. a q.amm : **3,34 cm**

- 3° minimo : **q.amm = 1,55 kg/cm²** (strato prof: 1,40 m)

- cedim. corrisp. a q.amm : **4,12 cm**

PRESSIONE AMMISSIBILE (incremento netto) q.amm = 1,00 kg/cm²

- cedim. corrisp. a q.amm : **2,66 cm**

- FONDAZIONI SUPERFICIALI ISOLATE - Profondità massima prova : Hmax = 15,00 m

- Fondazione tipo: **TRAVE CONTINUA**

- Larghezza Fondazione : **B = 1,00 m**

- Lunghezza Fondazione : **L = infinita m**

- Piano posa Fondazione : **H = 3,00 m** (da quota inizio)

- Profondità banco compr. : **Hc = 5,50 m** (da quota inizio)

Valutazioni su: **PRESSIONE AMMISSIBILE ALLO SCHIACCIAMENTO**

CEDIMENTI DEL SOTTOSUOLO

- Coefficiente di sicurezza : **F = 3,0**

- Coefficiente riduzione :

n = 0,85 rigidità struttura

- 1° minimo assoluto : **q.amm = 1,36 kg/cm²** (strato prof: 3,00 m)

- cedim. corrisp. a q.amm : **3,29 cm**

- 2° minimo : **q.amm = 1,46 kg/cm²** (strato prof: 3,20 m)

- cedim. corrisp. a q.amm : **3,53 cm**

- 3° minimo : **q.amm = 1,76 kg/cm²** (strato prof: 3,40 m)

- cedim. corrisp. a q.amm : **4,25 cm**

PRESSIONE AMMISSIBILE (incremento netto) q.amm = 1,30 kg/cm²

- cedim. corrisp. a q.amm : **3,14 cm**

CORRELAZIONI ADOTTATE:

Modulo edometrico $M_o = \alpha R_p$: Natura TORBOSA (1) $\alpha = 1,50$ * Natura COESIVA (2) $\alpha = 5,00 - 4,00 - 3,30 - 3,00$

: Natura GRANULARE (3) $\alpha = 3,00$

$R_{.amm} = R_p / K =$ resistenza ammissibile schiacciamento [$K = 10,00$ ($R_p \leq 10$ kg/cm²) - $K = 14,00$ ($R_p \geq 30$ kg/cm²)]

PROVA PENETROMETRICA STATICA CAPACITA' PORTANTE / CEDIMENTI FONDAZIONI

CPT 3

2.010496-091

- committente : "GIORDANO" s.r.l.
- lavoro : Piano Attuativo di Iniziativa Privata
- località : San Martino in Fiume di Cesena
- note :

- data : 09/06/2004
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 1,95 m da quota inizio

- FONDAZIONI SUPERFICIALI ISOLATE - Profondità massima prova : Hmax = 15,00 m

- Fondazione tipo: **TRAVE CONTINUA**
- Larghezza Fondazione : **B = 1,00 m** - Piano posa Fondazione : **H = 1,00 m** (da quota inizio)
- Lunghezza Fondazione : **L = infinita m** - Profondità banco compr. : **Hc = 3,50 m** (da quota inizio)

Valutazioni su: **PRESSIONE AMMISSIBILE ALLO SCHIACCIAMENTO** **CEDIMENTI DEL SOTTOSUOLO**

- Coefficiente di sicurezza : **F = 3,0** - Coefficiente riduzione : **n = 0,85** rigidezza struttura

- 1° minimo assoluto : q.amm = **1,33** kg/cm² (strato prof. 1,20 m) - cedim. corrisp. a q.amm : **3,29** cm
- 2° minimo : q.amm = **1,39** kg/cm² (strato prof. 1,40 m) - cedim. corrisp. a q.amm : **3,45** cm
- 3° minimo : q.amm = **1,43** kg/cm² (strato prof. 1,00 m) - cedim. corrisp. a q.amm : **3,54** cm

PRESSIONE AMMISSIBILE (incremento netto) q.amm = 1,00 kg/cm² - cedim. corrisp. a q.amm : **2,48** cm

- FONDAZIONI SUPERFICIALI ISOLATE - Profondità massima prova : Hmax = 15,00 m

- Fondazione tipo: **TRAVE CONTINUA**
- Larghezza Fondazione : **B = 1,00 m** - Piano posa Fondazione : **H = 3,00 m** (da quota inizio)
- Lunghezza Fondazione : **L = infinita m** - Profondità banco compr. : **Hc = 5,50 m** (da quota inizio)

Valutazioni su: **PRESSIONE AMMISSIBILE ALLO SCHIACCIAMENTO** **CEDIMENTI DEL SOTTOSUOLO**

- Coefficiente di sicurezza : **F = 3,0** - Coefficiente riduzione : **n = 0,85** rigidezza struttura

- 1° minimo assoluto : q.amm = **1,36** kg/cm² (strato prof. 3,00 m) - cedim. corrisp. a q.amm : **3,34** cm
- 2° minimo : q.amm = **1,53** kg/cm² (strato prof. 3,20 m) - cedim. corrisp. a q.amm : **3,74** cm
- 3° minimo : q.amm = **1,89** kg/cm² (strato prof. 4,20 m) - cedim. corrisp. a q.amm : **4,62** cm

PRESSIONE AMMISSIBILE (incremento netto) q.amm = 1,30 kg/cm² - cedim. corrisp. a q.amm : **3,19** cm

CORRELAZIONI ADOTTATE:

Modulo edometrico $M_o = \alpha R_p$: Natura TORBOSA (1) $\alpha = 1,50$ * Natura COESIVA (2) $\alpha = 5,00 - 4,00 - 3,30 - 3,00$
: Natura GRANULARE (3) $\alpha = 3,00$

$R_{amm} = R_p / K$ = resistenza ammissibile schiacciamento [$K = 10,00$ ($R_p \leq 10$ kg/cm²) - $K = 14,00$ ($R_p \geq 30$ kg/cm²)]

CONCLUSIONI

La realizzazione di quanto previsto in progetto non comporta variazioni significative dell'ambiente fisico circostante, si avranno movimentazioni di terreno relativamente modeste, i terreni presentano caratteristiche meccaniche tali da permettere la realizzazione di fondazioni superficiali, si esprime pertanto parere geologico favorevole alla realizzazione di quanto richiesto

In ottemperanza della Circ.Reg. 1288 dell'11/02/83, si rinvia ovviamente alla fase di progetto esecutivo il definitivo approfondimento geologico-tecnico necessario per le opere di fondazione (D.M. 11/03/88).