

OP

X INFORMAZIONE

1995

SEDE DI ROMA

A DISEGNI ALLEGATI N° 6

TE7. 1000.T CIB. 1655 / 01

MICROFILMATO REV. 01

CENTRALE TERMOELETTRICA DI
 TERMINI IMERESE LEVANTE

RELAZIONE GEOTECNICA FINALE

Prog. DTA 6675; Doc. RAT-DTA-203 Rev. 01



ENEL
 Società per Azioni
 UOO-SEDE DI ROMA

A	93007764	21GIU93
---	----------	---------

documento di 69 pagine + Allegati

01	GIU. 93					
00	GEN. 93	IANNETTI BRIGNOLI	BRIGNOLI	BALDI	BONALDI	
rev.	data	redatto	verificato	approvato	DIR-TEC	DIR
					Autorizzazioni	
Unita' emittente						



CENTRALE TERMOELETTRICA DI
TERMINI IMERESE LEVANTE
RELAZIONE GEOTECNICA FINALE

Prog. DTA-6675
Doc. RAT-DTA-203
Rev. 01

pag. 2

Descrizione delle revisioni

Rev. 00: prima emissione
Rev. 01: seconda emissione - Variazione input sismico

Lista di distribuzione

ENEL DCO ROMA (3 copie)

ISMES AC (1 copia)
ISMES DTA (1 copia)

I N D I C E

	Pag.
ELENCO FIGURE	6
ELENCO TABELLE	9
1. INTRODUZIONE.....	10
2. DESCRIZIONE DEL SITO.....	11
3. DESCRIZIONE DELL'IMPIANTO.....	11
4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO DEL SITO.....	12
4.1 Quadro geologico regionale.....	12
4.2 Quadro geologico locale.....	13
4.3 Sismicita'.....	13
5. INDAGINI GEOTECNICHE.....	14
6. PROFILI STRATIGRAFICI E LIVELLI DI FALDA.....	16
7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	19
7.1 Generalita'.....	19
7.2 Criteri di elaborazione delle prove in sito.....	20
7.2.1 Prove SPT.....	20
7.2.2 Prove CPT.....	21
7.3 Risultati dell'interpretazione delle prove SPT e CPT.....	21
7.4 Misura della velocita' delle onde di taglio	
Vs.....	21
7.4.1 Generalita'.....	21
7.4.2 Analisi dei risultati.....	22
7.5 Strato 1.....	23
7.6 Strato 2.....	25
7.7 Strato 3.....	27

8.	STUDIO SEMPLIFICATO RELATIVO AL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE.....	30
8.1	Generalità.....	30
8.2	Potenziale di liquefazione in accordo ai metodi di Seed e di Ambraseys.....	31
9.	TIPOLOGIE DI FONDAZIONE E CRITERI DI DIMENSIONAMENTO.....	33
9.1	Considerazioni generali.....	33
9.2	Fondazioni su pali.....	34
9.2.1	Capacità portante.....	35
9.2.1.1	Palo singolo.....	35
9.2.1.1.1	Sabbie e ghiaie.....	36
9.2.1.1.2	Argille e limi sotto falda.....	38
9.2.1.1.3	Terreni stratificati.....	38
9.2.1.1.4	Coefficienti di sicurezza e carichi massimi di esercizio.....	39
9.2.1.2	Pali in gruppo.....	39
9.2.1.3	Risultati caratteristici ottenuti.....	39
9.2.2	Cedimenti.....	40
9.2.2.1	Palo singolo.....	40
9.2.2.2	Pali in gruppo.....	41
9.2.3	Valutazione delle sollecitazioni assiali e flessionali nel palo.....	44
9.3	Fondazioni dirette.....	47
9.3.1	Generalita'.....	47
9.3.2	Verifica nei confronti della rottura del terreno.....	49
9.3.3	Risultati caratteristici ottenuti.....	50
9.3.4	Verifica allo scorrimento.....	51
9.3.5	Cedimenti e rotazioni.....	52
10.	DEWATERING.....	54



11.	RACCOMANDAZIONI DI CARATTERE ESECUTIVO.....	56
11.1	Trattamenti del terreno.....	56
11.2	Fondazioni dirette.....	56
11.3	Pali di fondazione.....	56
11.4	Dewatering.....	57
12.	CONCLUSIONI.....	57
13.	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	58
14.	TABELLE.....	68
15.	FIGURE.....	69

APPENDICE A: Documentazione fotografica campioni indisturbati della verticale SV1.

APPENDICE B: Interpretazione delle prove SPT e CPT.

APPENDICE C: Risultati dello studio semplificato sul potenziale di liquefazione in accordo ai metodi di Seed e Ambraseys.

APPENDICE D: Risultati del calcolo dei cedimenti del palo singolo.

ELENCO FIGURE

- Fig. 1 - Corografia
- Fig. 2 - Layout d'impianto con ubicazione indagini e sezioni stratigrafiche
- Fig. 3 - Schema geologico della Regione Sicilia (Catalano et al., 1978)
- Fig. 4 - Schema stratigrafico-strutturale (Catalano et al., 1979)
- Fig. 5 - Fuso granulometrico dei materiali costituenti lo strato 1
- Fig. 6 - Risultati delle prove SPT
- Fig. 7 - Fusi granulometrici dei materiali costituenti lo strato 2
- Fig. 8 - Sezione stratigrafica A-A'
- Fig. 9 - Sezione stratigrafica B-B'
- Fig. 10 - Sezione stratigrafica C-C'
- Fig. 11 - Sezione stratigrafica D-D'
- Fig. 12 - Involuppo prove CPT Zona A
- Fig. 13 - Involuppo prove CPT Zona B (prima parte)
- Fig. 14 - Involuppo prove CPT Zona B (seconda parte)
- Fig. 15 - Resistenza penetrometrica statica alla punta e "friction ratio" in funzione della percentuale di fine
- Fig. 16 - Fusi granulometrici dei materiali costituenti lo strato B
- Fig. 17 - Dati granulometrici, penetrometrici statici e dinamici della verticale 1
- Fig. 18 - Dati granulometrici, penetrometrici statici e dinamici della verticale 2
- Fig. 19 - Dati granulometrici, penetrometrici statici e dinamici della verticale 5
- Fig. 20 - Dati granulometrici, penetrometrici statici e dinamici della verticale 10
- Fig. 21 - Dati granulometrici, penetrometrici statici e dinamici della verticale 11
- Fig. 22 - Curve di livello tetto strato 2 (sabbie e sabbie limose)
- Fig. 23 - Curve di livello tetto strato 3 (argilliti)
- Fig. 24 - Velocita' delle onde di taglio con la profondita'

- Fig. 25 - Decadimento del modulo di taglio con la deformazione a taglio (Lo Presti 1989, Dobry e Vucetic 1987)
- Fig. 26 - Rapporto di smorzamento con la deformazione a taglio (Lo Presti 1989, Seed et al. 1986)
- Fig. 27 - Correlazione tra coefficiente di permeabilita' (K) e caratteristiche granulometriche
- Fig. 28 - Risultati delle prove di classificazione per lo strato 2
- Fig. 29 - Risultati delle prove di classificazione per lo strato 3
- Fig. 30 - Coefficiente correttivo per tenere conto della pressione verticale efficace (Rollins & Seed, 1990)
- Fig. 31 - Portata di base limite convenzionale unitaria di pali trivellati in sabbia in funzione della resistenza di punta del penetrometro statico (q_c) e del diametro del palo (D) (Jamiołkowski e Lancellotta, 1988)
- Fig. 32 - Portata di base limite convenzionale unitaria di pali trivellati in sabbia ($L < 25$ m)
(Reese & Wright, 1977; Reese & O'Neill, 1987)
- Fig. 33 - Relazione tra $(q_b)_{calcolato}$ e la profondita' di infissione nello strato portante posto sopra e sotto uno strato piu' tenero (Meyerhof, 1976)
- Fig. 34 - Capacita' portanti ammissibili per un palo ϕ 800 mm (CPT1)
- Fig. 35 - Capacita' portanti ammissibili per un palo ϕ 1000 mm (CPT1)
- Fig. 36 - Capacita' portanti ammissibili per un palo ϕ 1200 mm (CPT1)
- Fig. 37 - Capacita' portanti ammissibili per un palo ϕ 800 mm (CPT5)
- Fig. 38 - Capacita' portanti ammissibili per un palo ϕ 1000 mm (CPT5)
- Fig. 39 - Capacita' portanti ammissibili per un palo ϕ 1200 mm (CPT5)
- Fig. 40 - Capacita' portanti ammissibili per un palo ϕ 800 mm (CPT10)
- Fig. 41 - Capacita' portanti ammissibili per un palo ϕ 1000 mm (CPT10)
- Fig. 42 - Capacita' portanti ammissibili per un palo ϕ 1200 mm (CPT10)
- Fig. 43 - Modello per la valutazione dell'interazione palo-terreno
- Fig. 44 - Curve di trasferimento ($q-s$) normalizzate riferite alla base di pali trivellati in argilla (Reese & O'Neill, 1987)
- Fig. 45 - Curve di trasferimento ($t-s$) normalizzate riferite al fusto di pali trivellati in argilla (Reese & O'Neill, 1987)

- Fig. 46 - Curve di trasferimento (q-s) normalizzate riferite alla base di pali trivellati in sabbia (Reese & O'Neill, 1987)
- Fig. 47 - Curve di trasferimento (t-s) normalizzate riferite al fusto di pali trivellati in sabbia (Reese & O'Neill, 1987)
- Fig. 48 - Curve carico cedimento del palo singolo
- Fig. 49 - Influenza del livello della falda sul valore del peso di volume del terreno di calcolo (γ_c) (Vesic, 1975)
- Fig. 50 - Fondazione efficace equivalente nel caso di fondazioni rettangolari
- Fig. 51 - Fondazione efficace equivalente nel caso di fondazioni circolari
- Fig. 52 - Diagrammi per il calcolo dei coefficienti C_T e C_D (Christian & Carrier, 1978)
- Fig. 53 - Coefficiente di influenza (I_ϕ) per il calcolo delle rotazioni di fondazioni rettangolari rigide (Poulos & Davis, 1974)
- Fig. 54 - Andamento della piezometrica a partire dal singolo punto di emungimento (Somerville, 1986)



ELENCO TABELLE

- Tab. 1 - Valori del coefficiente empirico (α) secondo Bustamante e Gianeselli (1983)
- Tab. 2 - Coefficiente di influenza (I) - Palo immerso in un semispazio elastico, omogeneo ed isotropo ($\nu_s = 0.5$)
- Tab. 3 - Rapporto tra cedimento del gruppo e cedimento palo singolo (R_s) - Pali immersi in un semispazio elastico, omogeneo ed isotropo ($\nu_s = 0.5$)
- Tab. 4 - Coefficiente A; $Z_{max} = 10$, $E_{hs} = cost = k$
- Tab. 5 - Coefficiente B; $Z_{max} = 10$, $E_{hs} = cost = k$

1. INTRODUZIONE

Il presente rapporto ha per oggetto la caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati dal programma di ripotenziamento dell'Impianto Termoelettrico ENEL di Termini Imerese Levante. Sotto tale aspetto esso rappresenta un'estensione di quanto già contenuto nella Relazione Geotecnica Doc. RTF-DTA-009, Rev. 03 del Maggio 1993.

Lo studio si basa sui risultati di una nuova campagna di indagine (in sito e di laboratorio) eseguita nel periodo Ottobre 1992-Gennaio 1993, nonché su quelli già acquisiti con precedenti campagne di indagine; in particolare riveste particolare importanza quella eseguita nel 1989-1990, sintetizzata nella già citata relazione relativa ai gruppi quattro e cinque.

Lo studio si articola nei seguenti punti principali:

- breve inquadramento geologico del sito;
- caratterizzazione stratigrafica e geotecnica del sito di futura costruzione;
- studio semplificato relativo al potenziale di liquefazione degli strati sabbiosi superficiali;
- individuazione delle tipologie di fondazione e delle eventuali metodologie di intervento per il miglioramento delle caratteristiche meccaniche degli strati sabbiosi;
- formulazione dei criteri di dimensionamento geotecnico delle tipologie prescelte di fondazione;
- indicazioni sulle tecniche di "dewatering" per realizzare piani interrati;
- raccomandazioni di carattere esecutivo.

Il presente documento, esaminando tutti i dati di sito e di laboratorio disponibili, costituisce quindi la caratterizzazione geotecnica finale del sito ed e' da ritenersi propedeutico per gli aspetti connessi alla realizzazione dell'impianto. La revisione 01 del presente documento si e' resa necessaria a seguito della variazione dell'input sismico assunto al sito come esposto al successivo punto 8.

2. DESCRIZIONE DEL SITO

Il sito che dovra' ospitare il futuro impianto termoelettrico e' ubicato nella zona costiera ad est dell'abitato di Termini Imerese, Fig. 1.

L'area, di proprieta' ENEL, e' pianeggiante con quote mediamente comprese tra 2 mt e 4 mt sul livello medio del mare distante circa 100 mt.

La superficie complessiva che verra' interessata dalle nuove opere e' di circa 45000 m² (4,5 ha) ed e' attualmente, libera da infrastrutture, fatta eccezione per la zona nord prospiciente il mare nella quale sono ubicati serbatoi nafta.

3. DESCRIZIONE DELL'IMPIANTO

L'impianto termoelettrico di T. Imerese Levante prevede l'impiego combinato di tre gruppi da 110 MW associati a 3 turbogas per una potenza installata complessiva pari a circa 660 MW.

La tipologia dell'impianto come evidenziato nel layout di Fig. 2, si scosta dallo schema tradizionale e risulta costituita dalle sottoriportate principali strutture:

- sala macchine con annessi generatori di vapore e precipitatori elettrostatici collegati questi ultimi ai 3 camini;
- 3 unita' turbogruppo direttamente collegate ad un camino a 3 canne;

- un serbatoio gasolio di 15.000 m³ ubicato nella parte sud dell'impianto in un'area direttamente opposta al parco combustibile;
- edifici secondari, magazzini, edificio pompe e compressori unitamente a pipe rack completano le strutture di una certa rilevanza costituenti il layout d'impianto.

4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO DEL SITO

4.1 Quadro geologico regionale

La zona in esame si colloca sui sedimenti costieri a ridosso del versante settentrionale della catena montuosa delle Madonie nella Sicilia centro-occidentale.

Nell'area sono state riconosciute le unita' stratigrafico-strutturali Imeresi derivate dalla deformazione del Dominio Imerese.

I terreni di queste unita' affiorano diffusamente in Sicilia dai Monti di Trapani fin verso le Madonie e verso est nei Nebrodi (Fig. 3).

Le principali unita' stratigrafico-strutturali Imeresi sono l'Unita' di Sagana e l'Unita' di Piana degli Albanesi; una terza Unita', corrispondente a quella di Sagana, e' quella di Pizzo di Cane che, come visibile nella Fig. 4, si sviluppa diffusamente a ridosso della piana di Termini Imerese caratterizzata litologicamente da marne, calcilutiti, calcareniti, con intercalazioni di arenarie e di brecce calcaree attribuibili a depositi di scarpata e di bacino sviluppatisi tra la fine del Burdigaliano e l'inizio del Langhiano (Miocene). Unita' Sicilidi, comunemente note in letteratura come complesso delle Argille Scagliose, si rinvencono in minuscole placche sovrapposte ai terreni di facies Imerese. Sono diffuse soprattutto nell'area termitana, prospiciente la piana costiera (ove e' ubicato il sito della centrale), e sono rappresentate da argille e argille marnose varicolori, a volte caotiche, con intercalazioni di arenarie e calcari nummulitici.

I rapporti tra le Unità stratigrafico-strutturali precedentemente descritte, sono di natura chiaramente tettonica: la sovrapposizione dei lembi dei terreni Sicilidi sull'Unità di Pizzo di Cane e' da ritenersi posteriore alla deformazione dell'originario Bacino Imerese ed all'accavallamento delle Unità stratigrafico-strutturali risultanti.

4.2 Quadro geologico locale

L'assetto litostratigrafico locale e' stato definito dall'esame delle indagini geognostiche eseguite interpretate con quanto riportato dalla letteratura geologica piu' recente.

La stratigrafia rilevata e' schematicamente rappresentata da (dall'alto verso il basso):

- Ghiaie e sabbie marine

Si tratta di depositi marini recenti ed attuali della piana costiera di Termini Imerese; lo spessore rilevato dai sondaggi varia da 9.00 m a oltre 25 m procedendo da monte verso mare.

- Argille scagliose

Si tratta di argille, argille marnose grigie e/o varicolori, talora scagliose, inglobanti elementi lapidei spigolosi, prevalentemente di natura calcarea, attribuibili ai terreni delle Argille Scagliose descritte al paragrafo precedente (Unità Sicilidi).

Per un maggior dettaglio sulla stratigrafia del sito in esame si rimanda alla caratterizzazione stratigrafica e geotecnica trattata sui capitoli 6 e 7.

4.3 Sismicità

Secondo il Decreto Ministeriale del 23-09-1981 "Aggiornamento delle zone sismiche della Regione Sicilia", l'area in esame e' classificata di seconda categoria (grado di sismicità $s = 9$).

5. INDAGINI GEOTECNICHE

L'area della centrale e' stata recentemente oggetto di due campagne di indagine eseguite da ISMES.

La prima campagna di indagine in sito eseguita nel 1989 e relativa a T. Imerese Ponente (Zona A) e' consistita in:

- 6 sondaggi geotecnici a carotaggio continuo, con prelievo di campioni rimaneggiati/indisturbati ed esecuzione di prove penetrometriche dinamiche SPT. La profondita' delle perforazioni e' stata di circa 40÷50 m dal p.c. locale (S101, 102, 103, 104, 105 e 106). In alcuni fori di sondaggio e' stata installata strumentazione geotecnica per il rilievo della falda consistente in piezometri a tubo aperto o in celle tipo Casagrande. Nel foro di sondaggio S103 a profondita' di 8÷9 m e' stata effettuata anche una prova di permeabilita' Lefranc a carico costante.
- 8 prove penetrometriche statiche con punta elettrica spinte fino a 20÷32 m dal p.c. locale, con misura della resistenza di punta (q_c) e dell'attrito laterale (f_s) (CPT101, 102, 103, 104, 105, 106, 107 e 108).
- 4 stendimenti con prove sismiche tipo SASW (Spectral Analysis of Surface Waves).

La seconda campagna di indagine in sito eseguita nel 1992 e propria dell'impianto precedentemente descritto (Zona B) e' consistita in:

- 5 sondaggi geotecnici a carotaggio continuo, con prelievo di campioni rimaneggiati/indisturbati ed esecuzione di prove penetrometriche dinamiche SPT. La profondita' delle perforazioni e' stata compresa tra 30÷60 m dal p.c. locale (SV1, 2, 5, 10 e 11); nei fori di sondaggio SV5 e 10 si sono installati piezometri a tubo aperto per il rilievo della falda.
- 1 sondaggio a distruzione, con esecuzione di prove penetrometriche dinamiche SPT, spinto fino a 60 m dal p.c. locale (SV1bis); le prove SPT sono state eseguite con misura dell'energia trasmessa.

- 10 prove penetrometriche statiche con punta elettrica spinte fino a 15.5÷32 m dal p.c. locale, con misura della resistenza di punta (q_c) e dell'attrito laterale (f_s) (CPT1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9 e 10).
- 2 prove "down-hole" utilizzando una punta penetrometrica con cono sismico (CPT1 e 2).
- 1 prova "cross-holes" nei fori attrezzati SV1 e SV1 bis.

Le prove di laboratorio sui campioni rimaneggiati ed indisturbati prelevati nei fori di sondaggio delle campagne di indagine 1989-1990 e 1992-1993 sono consistite in:

- Prove di classificazione (pesi di volume umido e secco, peso di volume delle particelle, pesi di volume minimo e massimo, limiti di Atterberg, contenuto d'acqua, granulometrie, contenuto in carbonati di calcio e magnesio, contenuto di sostanze organiche).
- Prove di resistenza al taglio (prove triassiali non consolidate non drenate, prove triassiali consolidate drenate).
- Prove triassiali cicliche su campioni indisturbati e ricostituiti in laboratorio alla stessa densità in sito.
- Prove di deformabilità (prove edometriche ad incremento di carico o a deformazione controllata).
- Prove di colonna risonante.

Particolare cura è stata dedicata all'esecuzione delle prove di laboratorio per la determinazione delle proprietà meccaniche costituenti i terreni ma soprattutto per la definizione di un chiaro quadro granulometrico, necessario per una corretta interpretazione delle prove penetrometriche e la formulazione di un profilo stratigrafico dell'area.

6. PROFILI STRATIGRAFICI E LIVELLI DI FALDA

I risultati dell'indagine geotecnica effettuata nel periodo Ottobre 1992-Gennaio 1993, assieme a quelli delle precedenti campagne di indagine, consentono di avere un quadro ampio e preciso della situazione stratigrafica presente nell'area di futura costruzione indicata nella Fig. 2.

Da un punto di vista geotecnico possono essere individuati tre strati principali:

Strato 1 o formazione A (da 0+1 a 4+8 m dal p.c. locale):

Sabbie da grosse a medie con ghiaia e/o ghiaie in matrice sabbiosa.

Per semplicità di trattazione tale strato si intende comprensivo anche dei riporti artificiali eseguiti per la realizzazione delle opere esistenti della Centrale.

Le curve granulometriche caratteristiche sono riportate nella Fig. 5; si può osservare che la frazione limosa è generalmente inferiore al 15%.

Fatta eccezione per qualche livello più limoso, le resistenze di punta del penetrometro statico (q_c) sono elevate, generalmente superiori a 6 MPa. I valori N_{SPR} sono superiori o uguali a 15+20 (vedi Fig. 6).

Va rilevato che, a causa della presenza di ghiaia e dell'elevato grado di addensamento dei materiali incontrati, in alcune verticali di prova sono state rilevate con il penetrometro statico resistenze di punta molto elevate (superiori a 20 MPa) su tratti significativi dell'ordine del metro; in tali circostanze, per il superamento dello strato si è dovuto quindi ricorrere a prefori.

Strato 2 o formazione B (da 4+8 m a 10+32 m dal p.c. locale):

Sabbie da fini a medie più o meno limose, con locale presenza di ghiaia e di argilla.

Le curve granulometriche caratteristiche sono riportate nella Fig. 7.

La frazione di materiale fine (limi e argille) puo' variare dal 10% al 30%; il contenuto di argilla e' normalmente inferiore al 10%. I valori superiori della percentuale di materiale fine sono piu' frequenti nella zona B, a profondita' dal p.c. locale comprese tra 10 e 24 m.

La maggiore ricorrenza di materiali piu' limosi nella zona B e alle profondita' sopra indicate e' rappresentata nelle Figg. 8, 9, 10 e 11 da una linea tratteggiata che suddivide lo strato in esame nei sottostrati 2a (percentuale di limo mediamente dell'ordine del 10%) e 2b (percentuale di limo mediamente superiore al 15%).

Il contenuto in carbonati di calcio e magnesio risulta mediamente pari al 25%.

Le resistenze di punta del penetrometro statico (q_c) sono variabili tra 3 e 8 MPa (vedi Figg. 12, 13 e 14).

Va rilevato il fatto che le resistenze di punta pari a 3+4 MPa sono relative ai materiali caratterizzati da percentuali di limo dell'ordine del 25+30%, con valori del "friction ratio" superiori al 2% (vedi quanto rappresentato nella Fig. 15).

I valori N_{SPT} sono compresi tra 10 e 15 (vedi Fig. 6).

Il rapporto tra le resistenze di punta del penetrometro statico (q_c), espresse in kg/cm^2 , e i valori N_{SPT} risultano pari a circa 4, in buon accordo a quanto riportato ad esempio in Robertson et al. [1983] e Seed & De Alba [1986].

Strato 3 o formazione C (da 10+32 m fino alle massime profondita' investigate): argille limoso-sabbiose molto compatte, localmente scagliose, inglobanti elementi litoidi (calcari) (complesso delle argille varicolori).

Le curve granulometriche caratteristiche dei materiali argillosi sono riportate nella Fig. 16.

Le resistenze di punta del penetrometro statico risultano pari a 4+5 MPa in corrispondenza del tetto della formazione per diventare pari a 8 MPa piu' in profondita'.

Ai fini pratici prudenzialmente si assumera':

$q_c = 4 + 5.1.z_1$ (MPa) essendo z_1 la profondita' in metri a partire dal tetto della formazione.

Va rilevato che localmente all'interno della formazione possono essere inglobati trovanti di calcare marnoso caratterizzati da proprietà geotecniche decisamente superiori a quelle delle argille sopra indicate; ai fini geotecnici la presenza o meno di tali trovanti assume tuttavia rilievo esclusivamente per le scelte di carattere tecnologico inerenti le fondazioni profonde (pali di fondazione).

Sulla base delle indicazioni ottenute dalle letture piezometriche eseguite sia nell'ambito della prima campagna 1989 che dell'attuale, si evidenzia che il livello della falda nell'area della centrale risulta corrispondente o poco superiore (≈ 0.5 m) a quello medio del mare.

Le caratteristiche stratigrafiche qui esposte sono proprie di una disposizione costiera il cui esame dettagliato può essere fatto, dall'esame dei profili stratigrafici rappresentati lungo sezioni principali nelle Figg. 8, 9, 10 e 11. Per completezza si è ritenuto opportuno comprendere in alcune sezioni i risultati delle precedenti campagne di indagine.

Con riferimento allo strato 2, la composizione granulometrica dei materiali costituenti i livelli incoerenti risulta molto variabile sia nell'ambito della stessa verticale che arealmente, poiché si passa facilmente e nell'ambito di pochi centimetri da limi sabbiosi a sabbie limose a sabbie pulite.

Questa peculiarità è evidenziata durante l'esame dei risultati della prima campagna di indagine, e' stata approfondita e documentata nella seconda campagna geognostica. A tal fine si è eseguito una verticale (SV1) con campionamento molto fitto i cui risultati sono presentati in Appendice A.

Si è inoltre potuto, sulla base delle analisi granulometriche eseguite sui campioni indisturbati e rimaneggiati, produrre dei profili granulometrici delle verticali eseguite, presentati nelle Figg. 17, 18, 19, 20 e 21.

Per quanto concerne infine l'andamento del tetto degli strati 2 e 3 si vedano le Figg. 22 e 23 rispettivamente.

Particolare cura è stata posta in tale determinazione. Dall'analisi combinata delle figure si rileva come il tetto dello strato 3 costituente il substrato (e potenzialmente interessato dalle fondazioni profonde) aumenti la sua profondità passando da monte a mare.

7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

7.1 Generalita'

Nel presente capitolo vengono descritti e discussi i risultati ottenuti dalle indagini in sito e di laboratorio ai fini della caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati dalle fondazioni delle opere di futura costruzione della centrale. Scopo della caratterizzazione geotecnica risulta quello di fornire un quadro il piu' esauriente possibile delle proprieta' fisiche e meccaniche fondamentali dei terreni, in base al quale, in relazione al problema specifico e agli strumenti di calcolo utilizzati, possono ricavarsi di volta in volta i parametri di ingresso per le analisi di dimensionamento e di verifica delle opere di sostegno e di fondazione. Le proprieta' fisiche e meccaniche fondamentali risultano essere:

- La distribuzione granulometrica e la mineralogia delle particelle costituenti il deposito.
- Lo stato iniziale del deposito:
 - * storia tensionale e tensioni geostatiche iniziali
 - * pressioni interstiziali
 - * macro e micro struttura
 - * indice dei vuoti iniziale o densita' relativa
- I parametri che consentono l'individuazione dell'involuppo di rottura in termini di tensioni efficaci e/o totali.
- I parametri di deformabilita' a piccole e grandi deformazioni.
- Il coefficiente di permeabilita'.



Per gli strati 1 e 2 costituiti prevalentemente da terreni granulari (sabbie e ghiaie) la determinazione delle caratteristiche di resistenza al taglio e deformabilità e' basata principalmente sull'interpretazione delle prove in sito; per i materiali dello strato 3 si fa riferimento anche alle prove meccaniche di laboratorio.

Nel seguito vengono dapprima descritti i criteri utilizzati per l'interpretazione delle prove in sito e successivamente illustrati i risultati della caratterizzazione geotecnica per ciascuno dei tre strati di interesse.

7.2 Criteri di elaborazione delle prove in sito

I criteri di interpretazione delle prove in sito riguardano essenzialmente le prove penetrometriche dinamiche SPT e le prove penetrometriche statiche CPT.

7.2.1 Prove SPT

Sono state interpretate esclusivamente le prove SPT eseguite nell'ambito di materiali di natura sabbioso-ghiaioso-limosa (strati 1 e 2).

Le correlazioni di letteratura utilizzate sono state le seguenti:

Valore N_{SPT} -Densità relativa (D_r):

- Skempton [1986].

Densità relativa (D_r)-Angolo di resistenza al taglio (ϕ'):

- Baligh [1975]; Jamiolkowski et al. [1988]; Bolton [1986].

Valore N_{SPT} -Modulo di Young (E'):

- Jamiolkowski et al. [1988]; Stroud [1988]; D'Appolonia et al. [1968, 1970]

7.2.2 Prove CPT

Sono state interpretate esclusivamente le prove CPT eseguite nell'ambito dei materiali granulari degli strati 1 e 2.

Le correlazioni di letteratura utilizzate sono state le seguenti:

Resistenza di punta (q_c)-Densità relativa (D_r):

- Lancellotta [1983]

Densità relativa (D_r)-Angolo di resistenza al taglio (ϕ'):

- Baligh [1975]; Jamiolkowski et al. [1988]; Bolton [1986]

Resistenza di punta (q_c)-Modulo di Young (E')/modulo confinato (M_o):

- Jamiolkowski et al. [1988]; Lunne & Christoffersen [1983]

7.3 Risultati dell'interpretazione delle prove SPT e CPT

I risultati ottenuti dall'interpretazione delle prove SPT e CPT eseguite negli strati 1 e 2, sono riportati nell'Appendice B.

Essi verranno richiamati nella discussione relativa alla caratterizzazione geotecnica dei vari strati riportata nel seguito.

7.4 Misura della velocità delle onde di taglio V_s

7.4.1 Generalità

Complessivamente nell'area dell'impianto di Termini Imerese si sono eseguite tre diverse prove finalizzate alla misura delle velocità delle onde di taglio. Queste prove eseguite in parte durante la campagna d'indagine 1989 ed in parte in quest'ultima sono consistite nelle seguenti prove: prova SASW, prova cross-hole, prova di cono sismico "down-hole".

7.4.2 Analisi dei risultati

Nella Fig. 24 sono riportati i risultati delle prove SASW, "down-hole" e "cross-holes" in termini di velocità delle onde di taglio (V_s).

Si osserva quanto segue:

- Le velocità delle onde di taglio misurate con la tecnica SASW crescono linearmente con la profondità, senza bruschi cambiamenti tra materiali di diversa natura; esse risultano inoltre superiori a quelle rilevate con le tecniche "down hole" e "cross holes".
Le indicazioni ricavabili dalle prove SASW sono tali da far supporre la presenza di materiali addensati con valori delle velocità crescenti con la profondità.
- Come atteso, i valori delle velocità delle onde di taglio misurate con la tecnica "cross holes" rilevano una brusca variazione al passaggio tra lo strato 2 e lo strato 3 (substrato portante costituito dalle argille scagliose).
- In corrispondenza degli strati 1 e 2 i valori delle velocità delle onde di taglio misurati con la tecnica "cross holes" si collocano al limite inferiore tra quelli misurati con la tecnica "down hole" e quelli ricavati con la metodologia SASW.
La differenza tra i risultati delle prove "cross holes" e delle prove "down hole" è probabilmente imputabile alla differente metodologia di esecuzione e di interpretazione dei segnali. I risultati delle prove "cross holes" sono meno influenzati dalla tecnologia di prova e dalla relativa interpretazione ed in linea di principio sono da ritenersi più affidabili di quelli ottenuti con le prove "down hole".

Sulla base di quanto sopra discusso nel seguito si farà principalmente riferimento ai risultati della prova "cross holes". I valori di V_s e del modulo di taglio iniziale (G_0), ricavabile mediante la relazione $G = \gamma/g V_s^2$, sono pertanto mediamente pari a:

Strato 1:

$$v_s > 200 + 2.5 z \text{ m/sec}$$

$$G_o > 79.5 + 2.1 z \text{ MPa}$$

Strato 2a:

$$v_s > 200 + 2.5 z \text{ m/sec}$$

$$G_o > 77.5 + 2.1 z \text{ MPa}$$

Strato 2b:

$$v_s > 180 + 2.5 z \text{ m/sec}$$

$$G_o > 62.8 + 2.0 z \text{ MPa}$$

Strato 3:

$$v_s > 550$$

$$G_o > 67.8 \text{ MPa}$$

essendo z la profondita' dal p.c. in metri.

Per quanto riguarda la variazione del modulo di taglio (G) e dello smorzamento interno (D) con il livello della deformazione al taglio γ , si puo' fare riferimento sia ai risultati delle prove di colonna risonante eseguiti sui campioni indisturbati e ricostituiti sia alle indicazioni di letteratura, Figg. 25 e 26.

7.5 Strato 1

Essendo i materiali dello strato 1 costituiti essenzialmente da sabbie e ghiaie, la caratterizzazione geotecnica si basa sui risultati dell'interpretazione delle prove CPT e delle prove SPT riportati nell'Appendice B.

L'interpretazione delle prove CPT e SPT e' stata eseguita nell'ipotesi di terreni di non recente deposizione, normalmente consolidati.

Il peso di volume naturale e l'angolo di resistenza al taglio a volume costante sono stati assunti rispettivamente pari a 19.5 kN/m^3 e a 36° ; gli indici dei vuoti minimo e massimo sono stati ipotizzati rispettivamente pari a 0.4 e 0.9.

Dall'interpretazione risulta che i materiali sono caratterizzabili da elevati valori di densità relativa, di angolo di resistenza al taglio di picco e di modulo di Young.

Nel seguito prudenzialmente si assumeranno i seguenti parametri medi:

$$D_r > 55\div 60\%$$

$$\phi'_0 > 38^\circ$$

$$E' > 25 \text{ MPa}$$

Si rileva il fatto che i valori di modulo di Young sopra indicati risultano associabili a deformazioni medie indotte dell'ordine di $2\div 5 \times 10^{-3}$ quali quelle che si verificano ad esempio al di sotto di fondazioni caratterizzate da coefficienti di sicurezza nei confronti della rottura inferiori o uguali a 3.

Nel caso di fondazioni caratterizzate da coefficienti di sicurezza superiori a 3 le deformazioni medie indotte nel terreno risultano inferiori a 1×10^{-3} (vedi ad esempio quanto riportato in Stroud [1988] e Burland [1989]); in tali circostanze i moduli di Young possono risultare circa 2÷3 volte superiori a quelli indicati.

Il rapporto di Poisson può essere assunto rispettivamente pari a 0.3 per le medie deformazioni e pari a 0.15 per le piccole deformazioni.

In mancanza di dati sperimentali diretti il coefficiente di spinta a riposo (k_0) è ricavabile dalla ben nota formula:

$$k_0 = (1 - \sin \phi'_0) (\text{GSC})^{0.5}$$

essendo GSC il grado di sovraconsolidazione.

Con l'ipotesi di GSC = 1 il valore di k_0 risulta dell'ordine di 0.4.

Relativamente al fenomeno dell'aumento del coefficiente k_0 nel tempo per fenomeni di "ageing" esistono opinioni discordanti (vedi ad esempio quanto riportato in Kavazanjian & Mitchell [1984], Holtz & Jamiolkowski [1984], Lacerda & Martins [1984], Leonards [1984], Holtz et al. [1986], Mesri & Castro [1989]).

Dando credito a Mesri & Castro [1989] l'aumento del coefficiente k_o nel tempo risulterebbe valutabile con la seguente espressione:

$$k_o = (1 - \text{sen}\phi) \left(\frac{t^{c_\alpha}}{t_p} \right)^{c_c}$$

essendo:

c_α = coefficiente di consolidazione secondaria

c_c = coefficiente di consolidazione primaria

t = tempo intercorso dalla deposizione

t_p = tempo di consolidazione primaria

Attribuendo alle sabbie e ghiaie in esame valori di t_p inferiori all'anno, valori di t dell'ordine di 500.000 anni e valori di $c_\alpha/c_c = 0.02$ si ottengono valori di $k_o = 0.48$.

In ragione di quanto sopra esposto, tenuto conto delle discordanze di opinione sul fenomeno dell'incremento di k_o col tempo, si ritiene ragionevole assumere valori del coefficiente di spinta a riposo di 0.45.

Sulla base del fuso granulometrico riportato nella Fig. 5 e di quanto indicato nella Fig. 27, il coefficiente di permeabilita' (k) puo' essere considerato variabile tra:

$$k = 3 \times 10^{-4} \div 1 \times 10^{-5} \text{ m/sec.}$$

7.6 Strato 2

Nella Fig. 28 sono riassunti i risultati delle prove di classificazione. Sulla base dei dati riportati risulta mediamente quanto segue:

$G_s = 27 \text{ kN/m}^3$ = peso specifico delle particelle

$\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$ = peso di volume naturale

$w_n = 28 \div 31\%$ = contenuto d'acqua naturale

$\text{CaCO}_3 = 25\%$ = contenuto carbonati di calcio e magnesio

Essendo i materiali dello strato 2 costituiti essenzialmente da sabbie, la caratterizzazione geotecnica in termini di parametri di resistenza al taglio e di deformabilità si basa sui risultati dell'interpretazione delle prove CPT e delle prove SPT riportati nell'Appendice B.

L'interpretazione delle prove CPT e SPT è stata eseguita nell'ipotesi di terreni di non recente deposizione, normalmente consolidati.

In accordo ai risultati delle prove triassiali consolidate drenate (TX-CD) l'angolo di resistenza al taglio a volume costante è stato assunto pari a 33° . Sulla base dei risultati ottenuti dalle prove di laboratorio e dei dati di letteratura (vedi ad esempio Tokimatsu & Uchida [1990]), gli indici dei vuoti minimo e massimo sono stati assunti mediamente pari a 0.6 e 1.1.

Dall'interpretazione delle prove CPT e SPT risulta che i materiali sono caratterizzabili mediamente dai seguenti parametri:

$$D_r > 25+50\%$$

$$\phi'_0 > 33+38^\circ$$

$$E' > 10+20 \text{ MPa}$$

I valori più bassi si riferiscono generalmente ai materiali più limosi del sottostrato 2b; quelli più elevati si riferiscono ai materiali sabbiosi del sottostrato 2a.

Come per lo strato 1 si rileva il fatto che i valori del modulo di Young sopra indicati risultano pari a circa $1/10+1/15$ di quelli iniziali ($E_0 = 2(1+\nu)G_0$).

Essi sono associabili a deformazioni medie indotte dell'ordine di $2+9 \times 10^{-3}$ ovvero alle deformazioni che si verificano ad esempio al di sotto di fondazioni caratterizzate da coefficienti di sicurezza nei confronti della rottura inferiori o uguali a 3.

Nel caso di fondazioni caratterizzate da coefficienti di sicurezza decisamente superiori a 3 le deformazioni medie indotte nel terreno risultano invece inferiori a 1×10^{-3} (vedi ad esempio quanto riportato in Stroud [1988] e Burland [1989]); in tali circostanze i moduli di Young possono risultare circa 5 volte superiori a quelli indicati.

Il rapporto di Poisson puo' essere assunto rispettivamente pari a 0.3 per le medie deformazioni e pari a 0.15 per le piccole deformazioni.

In mancanza di dati sperimentali diretti il coefficiente di spinta a riposo (k_0) e' ricavabile dalla ben nota formula:

$$k_0 = (1 - \text{sen}\phi') \cdot (\text{GSC})^{0.5}$$

essendo GSC il grado di sovraconsolidazione. Con l'ipotesi di $\text{GSC} = 1$ il valore di k_0 risulta dell'ordine di $0.40 \div 0.45$. Tenuto conto delle discordanze di opinione sul fenomeno dell'incremento di k_0 col tempo (vedi discussione fatta per i materiali dello strato 1), si ritiene ragionevolmente assumere valori del coefficiente di spinta a riposo di $0.45 \div 0.50$.

Sulla base delle curve granulometriche riportate nella Fig. 7 e di quanto indicato nella Fig. 27, il coefficiente di permeabilita' (k) del sottostrato 2a, di maggiore interesse ai fini delle problematiche di "dewatering", puo' essere considerato variabile tra:

$$k = 3 \times 10^{-6} \div 3 \times 10^{-8} \text{ m/sec.}$$

7.7 Strato 3

Per la caratterizzazione dello strato 3 ci si e' avvalsi sia dei risultati delle prove di laboratorio che di quelli delle prove penetrometriche statiche.

Le prove di laboratorio (vedi Fig. 29) hanno evidenziato la presenza di materiali argillosi di media plasticita' (indice plastico $\text{IP} = 25 \div 30\%$) molto compatti.

Il contenuto d'acqua naturale e' pari mediamente al 10% ed e' sempre inferiore al limite plastico.

Il peso di volume naturale e' variabile tra 22 e 23 kN/m^3 .

In base ai risultati delle prove edometriche si puo' asserire che i materiali in esame sono decisamente sovraconsolidati.

A parere degli scriventi la pressione massima di preconsolidazione σ'_{vmax} risulta superiore a quella massima di prova (> 10 MPa); infatti in corrispondenza dell'ultimo gradino di carico il rapporto di compressione CR e il coefficiente di consolidazione secondaria c_α risultano ancora inferiori a quelli normalmente associabili a materiali normalmente consolidati di media plasticità; in accordo a quanto riportato ad esempio in Rocchi et al. [1991], ad indici plastici pari al 25% dovrebbero corrispondere valori del rapporto di compressione e del coefficiente di consolidazione secondaria nel tratto di compressione vergine rispettivamente pari ad almeno 0.13 e 0.4%, contro valori massimi misurati nelle prove edometriche di 0.09÷0.1 e di 0.25%.

In corrispondenza delle profondità di interesse (primi 10 m del tetto dello strato) il grado di sovraconsolidazione (GSC) stimato risulta pertanto superiore a $10/0.3 = 30\div35$.

La resistenza al taglio non drenata (c_u) misurata con le prove triassiali non consolidate non drenate (TX-UU) risulta variabile tra 0.13 e 1.2 MPa. La notevole differenza tra i valori minimi e massimi misurati è unicamente legata alla macrostruttura del deposito; le argille in esame sono infatti caratterizzate da un fitto reticolo di fessure. I valori più bassi si riferiscono pertanto ai provini con grado di fessurazione più pronunciato, quelli più elevati tendono ai valori di resistenza del materiale intatto.

In presenza di simili materiali la ricerca di un valore di progetto da prove di laboratorio su provini di piccole dimensioni risulta estremamente difficile e priva di significato.

In accordo a quanto proposto da Marsland & Powell [1979], è preferibile ricorrere all'interpretazione delle prove penetrometriche statiche mediante la seguente espressione:

$$c_u = \frac{q_c}{N_c} = 0.13 + 0.017 z_1 \text{ MPa}$$

essendo:

$N_c = 20+30 =$ coefficiente di capacita' portante caratteristico di argille fessurate

$z_1 =$ profondita' in metri dal tetto della formazione

In accordo a quanto proposto da Stroud [1974], Butler [1975] e Marsland & Powell [1979] e sulla base dei risultati delle prove edometriche il modulo di Young puo' essere assunto pari a:

$$E' = 150 \cdot c_u$$

Si rileva il fatto che i valori del modulo di Young sopra indicati risultano pari a circa $1/10 \div 1/15$ di quelli iniziali ($E_0 = 2(1+\nu) G_0$). In accordo ai risultati delle prove edometriche essi risultano associabili a deformazioni medie indotte dell'ordine di 1×10^{-2} .

Nel caso di deformazioni medie indotte inferiori a 1×10^{-3} , quali quelle presenti al di sotto di fondazioni caratterizzate da coefficienti di sicurezza nei confronti della rottura superiori a 3 (vedi ad esempio quanto riportato in Stroud [1988] e Burland [1989]) i moduli di Young possono risultare anche 5 volte superiori a quelli indicati.

Il rapporto di Poisson puo' essere assunto rispettivamente pari a 0.3 per le medie deformazioni e pari a 0.15 per le piccole deformazioni.

In mancanza di dati sperimentali diretti il coefficiente di spinta a riposo (k_0) e' ricavabile dalla ben nota formula:

$$k_0 = (1 - \text{sen}\phi') \cdot (\text{GSC})^{0.5}$$

Con l'ipotesi di $\text{GSC} = 30$ e di $\phi' = 26^\circ$ il valore di k_0 risulta dell'ordine di 3. Tale valore sarebbe in linea con quelli pubblicati in letteratura per depositi argillosi molto sovraconsolidati (vedi ad esempio Taylor & Cripps [1987]).

Sulla base dei risultati delle prove edometriche il coefficiente di permeabilità (k) e quello di consolidazione primaria (c_v) possono essere assunti pari a:

$$k = 1 \times 10^{-9} + 1 \times 10^{-11} \text{ m/sec}$$

$$c_v = 5 \times 10^{-2} + 1 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sec}$$

8. STUDIO SEMPLIFICATO RELATIVO AL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

8.1 Generalità

In base alla legge vigente l'area in esame è classificata sismica di seconda categoria.

Per tale motivo è stata effettuata una verifica sul potenziale di liquefazione degli strati sabbiosi, costituenti lo strato 2.

In prima approssimazione tale verifica è stata condotta con riferimento alle condizioni "free field" sulla base del metodo semplificato proposto da Seed et al. [1975], successivamente aggiornato da Seed et al. [1983], Seed et al. [1985] e Seed & De Alba [1986].

Come noto il metodo di Seed è rigorosamente applicabile a terremoti di Magnitudo 7.5 e a profondità dell'ordine di 10-15 m dal piano campagna.

Per l'estensione del metodo di Seed a terremoti di Magnitudo diverse da 7.5 è stato utilizzato sia l'approccio convenzionale di Seed, basato su una rappresentazione del moto con cicli equivalenti di ampiezza costante e su una correlazione tra numero di cicli equivalenti e valore di Magnitudo, sia quello più rigoroso suggerito da Ambraseys [1988], che più compiutamente tiene conto di caratteristiche fondamentali del terremoto quali l'attenuazione con la distanza.

Per l'estensione del metodo di Seed a profondità superiori a 10-15 m è stato utilizzato il coefficiente correttivo proposto da Harder [1988] e Hynes [1988] (vedi anche Marcuson III & Hynes [1989] e Rollins & Seed [1990], e la fig.30).

Per quanto riguarda l'"input" sismico, sulla base degli studi eseguiti da ISMES confermati da valutazioni condotte da ENEL, si è concordato di rivedere il valore di accelerazione.

Tenuto conto anche del periodo di esercizio dell'opera in esame in accordo con ENEL si sono assunti i seguenti valori di magnitudo ad accelerazione massima:

$$M = 6.5$$

$$a_{max} = 0,12 \text{ g}$$

Questi valori sono il risultato di una serie di elaborazioni numeriche di dati sismici dell'area siciliana contenuti nel catalogo terremoti ENEL-PFG.

8.2 Potenziale di liquefazione in accordo ai metodi di Seed e di Ambraseys

L'analisi di liquefazione riveste particolare importanza nell'ambito dei materiali dello strato 2; i materiali dello strato 1 risultano infatti scarsamente influenzati da problemi di liquefazione.

Nell'ambito delle analisi di liquefazione condotte con il metodo semplificato di Seed e di Ambraseys, si è fatto riferimento ai risultati delle prove penetrometriche statiche trasformando i valori di resistenza di punta q_c in valori NSPT con la seguente correlazione:

$$q_c = 4.1 N_{SPT}$$

I valori N_{SPT} così ottenuti sono da intendersi riferiti a livelli di energia impressa pari al 60%.

Le analisi sono state condotte con passo 5 cm, adottando nell'ambito di ciascun tratto i valori medi misurati di q_c .

Per quanto riguarda il contenuto di materiale fine (limi e argille) é stata adottata la correlazione riportata nella fig.15 che lega tale quantità al valore locale del "friction ratio".

Come già indicato le correlazioni sopra indicate sono suffragate dai dati sperimentali ottenuti con le indagini geotecniche in sito, nonché da quelli disponibili in letteratura per materiali aventi curve granulometriche simili a quelle riportate nella fig.7.

I risultati ottenuti per le prove CPT della campagna di indagine 1992-1993 eseguite nella zona B di futura costruzione sono riportati nell'Appendice C.

Per completezza nell'Appendice C vengono inserite anche le rielaborazioni della verticale di indagine CPT103 fatte in accordo al nuovo criterio, di maggior dettaglio, per la valutazione puntuale del contenuto di fine in funzione del "friction ratio".

Per quanto riguarda i risultati ottenuti per le rimanenti verticali della campagna di indagine 1989-1990 si rimanda integralmente a quanto contenuto nella Relazione Geotecnica Doc. RTF-DTA-009, Rev. 03 del Maggio 1993.

Per ciascuna verticale di analisi:

- nel foglio 1 dell'Appendice C sono rappresentati in funzione della profondità i valori del rapporto (τ_1/σ_{v0}') che provoca la liquefazione e di quello indotto dal terremoto di progetto;
- nei fogli 2 e 3 dell'Appendice C sono rappresentati in funzione della profondità i coefficienti di sicurezza ottenuti;
- nei fogli 4 e 5 dell'Appendice C sono rappresentati in funzione della profondità i valori delle resistenze di punta misurate e di quelle necessarie per avere coefficienti di sicurezza alla liquefazione almeno pari a 1.1.

Il coefficiente di sicurezza pari a 1.1 é stato prescelto sulla base del fatto che in accordo a quanto riportato in Tokimatsu & Seed [1987] al di sopra di tale valore lo sviluppo delle pressioni interstiziali puo' essere ritenuto relativamente contenuto.

I risultati, riportati in Appendice C, portano ad escludere qualsiasi fenomeno di liquefazione dei materiali incoerenti costituenti lo strato 2.

In particolare le prove CPT analizzate evidenziano per le due metodologie considerate fattori di sicurezza F_1 , definito come rapporto tra le tensioni di taglio normalizzate che inducono liquefazione $(\tau/\sigma'_{v0})_1$ e quelle massime caratteristiche del sito $(\tau/\sigma'_{v0})_{a \max}$, molto elevati fatta eccezione per alcuni livelli decimetrici per i quali e' lecito supporre una forte presenza di materiale coesivo.

9. TIPOLOGIE DI FONDAZIONE E CRITERI DI DIMENSIONAMENTO

9.1 Considerazioni generali

Sulla base della situazione stratigrafica e dei relativi parametri geotecnici costituenti il sito, tenuto conto delle valutazioni effettuate al capitolo precedente si ritiene opportuno suggerire quanto segue:

- ricorso a fondazioni superficiali per tutti gli edifici/ opere soggette a carichi orizzontali modesti e comunque poco sensibili ai cedimenti differenziali ed assoluti (esempio: serbatoi, cabine elettriche, etc.) per le quali siano comunque soddisfatte le verifiche di stabilita' di cui al paragrafo 9.3;
- ricorso a fondazioni su pali per tutte le opere soggette a rilevanti carichi orizzontali (esempio: ciminiere etc.) sensibili alle rotazioni.

La scelta del trattamento dei terreni qualora ritenuto idoneo sarà finalizzata:

- ad aumentare i coefficienti di sicurezza nei confronti di possibili fenomeni dinamici associati ad eventi sismici;
- a migliorare la risposta sismica globale del sistema costituito da argillite di base-terreno sabbioso soprastante-strutture in elevazione;

va indirizzata tenendo conto delle caratteristiche, spessori e profondità del terreno da trattare, nonché degli aspetti tecnologici.

Tenuto conto dei risultati in termini di caratterizzazione stratigrafica dei terreni prodotta dalla campagna di indagine geotecnica 1992 e sulla base dei contenuti del rapporto ISMES relativo alle metodologie di miglioramento dei terreni si ritiene opportuno sottolineare le seguenti considerazioni.

La presenza di elevati contenuti di fine, pone dubbi sulle possibilità di successo di trattamenti di vibroflottazione.

Appare pertanto più opportuna la scelta di un trattamento di "jet-grouting" da associare al trattamento di "displacement piles" che, sebbene non abbia un effetto costipante consente di trattare volumi di terreno considerevoli, con il vantaggio di poter limitare il trattamento alle sole profondità di interesse.

Tendenzialmente il trattamento con "jet grouting" dovrebbe essere costituito da una colonna ogni 2.25 m² circa.

Il trattamento, di qualsiasi tipo esso sia, andrà esteso oltre l'ingombro delle fondazioni in funzione della geometria ed importanza dell'opera.

9.2 Fondazioni su pali

Considerata la presenza di elementi litoidi disposti in modo casuale all'interno della formazione portante di base (strato 3) e la necessità di immergere adeguatamente i pali di fondazione all'interno della stessa (almeno 3÷4 volte il diametro dei pali), si ricorrerà all'impiego dei pali trivellati.

Non sempre infatti con i pali battuti e con i consueti dispositivi di infissione é possibile garantire il raggiungimento delle quote di progetto.

Il diametro dei pali sarà preferibilmente maggiore o uguale a 0.8 m.

L'interasse tra i pali risulterà non inferiore a $2.5 \div 3$ volte il diametro del palo.

Nel seguito vengono forniti i criteri di dimensionamento che soddisfino quanto contenuto in:

- Raccomandazioni sui pali di fondazione della Commissione dell'Associazione Geotecnica Italiana (dicembre 1984);
- Decreto Ministeriale 11/3/1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- Decreto Ministeriale 24/1/1986 "Norme tecniche relative a costruzioni in zone sismiche".

9.2.1 Capacità portante

9.2.1.1 Palo singolo

La portata totale limite del palo singolo (Q_{tot}^{lim}) é data dalla somma dei due contributi di portanza di base (Q_{base}^{lim}) e di attrito laterale lungo il fusto (Q_{lat}^{lim}), i.e.:

$$Q_{tot}^{lim} = Q_{base}^{lim} + Q_{lat}^{lim}$$

essendo:

$$Q_{lat}^{lim} = \pi \cdot D \cdot \sum_i^n \tau_i \cdot h_i$$

$$Q_{base}^{lim} = \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot q_{base}^{lim}$$

D	= diametro del palo	(L)
h_i	= spessore dello strato i-esimo	(L)
τ_i	= aderenza unitaria nello strato i-esimo	(FL ⁻²)
n	= numero di strati di terreno a contatto con il palo	(-)
q_{base}^{lim}	= portata unitaria di base	(FL ⁻²)

I valori di (q_{base}^{lim}) e di (τ_i) dipendono dal tipo di terreno ed in ultima analisi anche dal diametro del palo.

Con riferimento ai terreni incontrati, nel seguito vengono discussi i casi di terreni di natura prevalentemente sabbioso-ghiaiosa e di terreni limoso-argillosi sotto falda, nonché il caso particolare di terreni stratificati, i.e. caratterizzati da alternanze di sabbie/ghiaie e di limi/argille.

9.2.1.1.1 Sabbie e ghiaie

In accordo a Reese & Wright [1977], Reese & O'Neill [1987], nei terreni granulari costituiti da sabbie e ghiaie la portata unitaria per attrito laterale (τ_i) é ricavabile dalla seguente espressione:

$$\tau_i = k_i \cdot \sigma'_{voi} \cdot \tan \phi_i \leq \tau_i^{lim}$$

essendo:

$$k_i = 0.6 \div 0.7 \quad (-)$$

$$\sigma'_{voi} = \text{pressione verticale efficace geostatica} \quad (\text{FL}^{-2})$$

$$\phi_i = \text{angolo di attrito del terreno} \quad (^{\circ})$$

$$\tau_i^{\text{lim}} = \text{valore massimo possibile dell'aderenza laterale limite} \quad (\text{FL}^{-2})$$

Il valore di τ_i^{lim} e' ricavabile dalle seguenti espressioni:

$$\tau_i^{\text{lim}} = 3 \cdot N_{\text{SPT}} \quad \text{per } N_{\text{SPT}} \leq 53 \quad (\text{KPa})$$

$$\tau_i^{\text{lim}} = 142 + 0.32 \cdot N_{\text{SPT}} \quad \text{per } N_{\text{SPT}} > 53 \quad (\text{KPa})$$

Nel caso dei terreni sabbioso-ghiaiosi convenzionalmente la portata unitaria di base limite viene sostituita con la portata unitaria cui corrispondono cedimenti della base del palo pari al 5% del diametro; a tale portata viene attribuito il termine di portata critica ($q_{\text{base}}^{\text{crit}}$).

La portata di base unitaria critica e' ricavabile sulla base delle indicazioni fornite da Reese & Wright [1977], Reese & O'Neill [1987] e Jamiolkowski & Lancellotta [1988], facendo diretto riferimento alle resistenze di punta al penetrometro statico (q_c) e/o ai valori NSPT in prova SPT medi nell'intorno della base del palo (vedi figg. 31 e 32).

Il legame tra resistenze di punta del penetrometro statico e valori NSPT e' dato dalla seguente correlazione empirica:

$$q_c = (3.5 \div 4.5) \cdot N_{\text{SPT}} \quad (\text{km/cm}^2)$$

9.2.1.1.2 Argille e limi sotto falda

Nei terreni costituiti da limi ed argille sotto falda si fa riferimento al metodo proposto da Bustamante & Gianceselli [1983]. Con tale metodo la portata per attrito laterale é ricavabile direttamente dai risultati delle prove penetrometriche statiche (CPT).

La resistenza tangenziale limite mobilitabile lungo il fusto (τ_i) é messa in relazione con la resistenza di punta del penetrometro statico (q_{ci}) tramite un fattore di correzione (α_i) ricavato sperimentalmente e riportato nella tab. 1.

In altre parole risulta quanto segue:

$$\tau_i = \frac{q_{ci}}{\alpha_i}$$

La portata unitaria di base é ricavabile dalla seguente espressione:

$$Q_{base} = (9 \div 12) \cdot C_{ubase}$$

essendo C_{ubase} la resistenza al taglio non drenata del terreno alla base del palo.

9.2.1.1.3 Terreni stratificati

Nel caso di terreni stratificati, costituiti da alternanze di strati di limi e argille e di sabbie e ghiaie, i criteri di valutazione delle portate laterali limite rimangono analoghi a quelli descritti nei paragrafi precedenti.

In accordo a quanto discusso in Meyerhof [1976] la portata di base in terreni stratificati andra' valutata facendo riferimento allo schema grafico riportato nella fig. 33.

9.2.1.1.4 Coefficienti di sicurezza e carichi massimi di esercizio

Nel caso in esame dei pali con base nelle argilliti dello strato 3, in accordo alla normativa vigente, si adotteranno coefficienti di sicurezza nei confronti del carico limite ultimo di attrito laterale e di base non inferiori a 2.5.

Indipendentemente dalla verifica geotecnica di capacità portante é buona regola limitare il massimo carico assiale sul palo ad un valore pari a $4.5.A_p$ MN, essendo A_p la sezione teorica del palo.

9.2.1.2 Pali in gruppo

Con riferimento al gruppo di pali tipo (i.e. pali posti ad interassi superiori o uguali a $2.5\div 3$ volte il diametro, adeguatamente immorsati nello strato delle argilliti di base), l'effetto gruppo non comporta una riduzione di portata verticale dei pali (vedi ad esempio Terzaghi & Peck [1948]).

Per cui, se n é il numero dei pali nel gruppo, la portata limite del gruppo risulta:

$$(Q_{lim}^{gruppo})_1 \geq n \cdot Q_{tot}^{lim}$$

essendo il valore della portata limite valutabile con i criteri descritti ai paragrafi precedenti.

I coefficienti di sicurezza nei confronti della rottura risultano pertanto superiori o uguali a quelli indicati nel paragrafo 9.2.1.1.4.

9.2.1.3 Risultati caratteristici ottenuti

Sulla base dei risultati della campagna di indagine effettuata nell'area le capacità portanti ammissibili del palo singolo per diametro pari a 0.8, 1, 1,2 m sono riportate nelle fig. 34÷42.

I calcoli sono stati sviluppati per le verticali significative rappresentate, procedendo da terra verso mare, dalle prove penetrometriche statiche CPT5, CPT1 e CPT10; in tutti i casi la quota testa pali é stata ipotizzata a -2 m dal p.c. locale.

Per le situazioni stratigrafiche intermedie, facendo riferimento anche alla quota del tetto della formazione delle argilliti di base (Fig. 23), si potrà interpolare linearmente.

Va ricordato che, indipendentemente dal valore di calcolo, é comunque raccomandabile immergere il palo nello strato 3 per una lunghezza almeno pari a 3÷4 volte il diametro del palo.

9.2.2 Cedimenti

9.2.2.1 Palo singolo

La valutazione del cedimento del palo singolo viene effettuata con il metodo delle curve di trasferimento ($t-s$ e $q-s$), con il quale il legame del palo terreno viene schematizzato come indicato in fig. 43.

Sulla base di prove sperimentali ricavabili dalla letteratura (vedi ad esempio Reese e O'Neill 1987), le curve di trasferimento lungo il fusto e alla base di pali trivellati in argilla e sabbia possono essere ricavate dai diagrammi riportati nelle figg. 44÷47.

Con riferimento al profilo medio rappresentato dalla verticale di prova CPT1 sono stati effettuati alcuni calcoli utilizzando il codice numerico di Reese (Reese & Wang [1990]).

Le curve di trasferimento utilizzate lungo il fusto e alla base sono quelle indicate nelle figg. 44÷47.

I valori dell'aderenza laterale limite (t_{lim}) e della portata di base (q_{blim} o q_{bcrit}) in sabbia ed in argilla sono quelli valutabili con i metodi indicati nel paragrafo 9.2.1.1.

Le lunghezze di palo di calcolo tendenzialmente sono quelle ottenibili dalle curve di capacita' portante in funzione della profondita' riportate nel paragrafo 9.2.1.3 assumendo un carico massimo sul palo dell'ordine di $4.5.A_p$ MN, essendo A_p la sezione teorica del palo.

Il modulo elastico del calcestruzzo e' stato assunto pari a 25000 MPa.

I risultati ottenuti per pali di diametro 0.8, 1, e 1.2 m sono riportati nell'Appendice D e riassunti nella fig. 48.

Dai calcoli risulta che in corrispondenza del carico massimo di esercizio pari a $4.5.A_{sez}$ MN i cedimenti del palo singolo risultano inferiori a 5 mm.

9.2.2.2 Pali in gruppo

Una verifica speditiva dei cedimenti delle palificate e' stata condotta con il metodo proposto da Poulos & Davis [1980].

Per semplicita' si e' fatto riferimento ad un profilo stratigrafico medio rappresentato dalla verticale di prova CPT1 e a palificate a pianta quadrata costituite da pali di diametro 1 m con carichi verticali di esercizio su ogni palo di 3.5 MN.

L'interasse dei pali e' stato supposto pari a $2.5 \div 3$ volte il diametro.

Il metodo di Poulos & Davis [1980] si basa sulla teoria dell'elasticita' e sul principio di sovrapposizione degli effetti.

Un palo caricato, immerso nel terreno, induce uno stato tensionale e uno stato di deformazione che vanno a sommarsi a quelli generati da altri pali circostanti; il cedimento di ciascun palo viene ad essere pertanto dato dalla somma di quelli propri del palo piu' quelli indotti sul palo stesso dagli altri pali circostanti.

La procedura di calcolo, piuttosto laboriosa, consiste nei seguenti passi principali:

- 1) Valutazione del modulo elastico equivalente del semispazio elastico omogeneo ed isotropo. Essa viene fatta con l'impiego della seguente equazione:

$$s_p = \frac{P \cdot I}{E_s \cdot D}$$

essendo:

s_p	= cedimento dle palo singolo	(L)
P	= carico verticale agente sul palo singolo	(F)
E_s	= modulo elastico equivalente del semispazio elastico, omogeneo ed isotropo	(FL ⁻²)
ν_s	= rapporto di Poisson del semispazio	(-)
D	= diametro del palo	(L)
I	= $f(k; L/D)$ = coefficiente di influenza (vedi tab. 2)	(-)
K	= E_p/E_s = rigidezza relativa	(-)
E_p	= modulo elastico del palo	(FL ⁻²)
L	= lunghezza del palo	(L)

Si procede per tentativi assegnando un valore di E_s fin quando non si ottiene un valore del rapporto P/s_p pari a quello ricavabile nel tratto iniziale della curva carico cedimento riportata nella fig. 48 (vedi ad esempio quanto suggerito in Poulos [1988]).

Sostituendo i valori numerici ($k = 170$; $L/D = 25 \div 30$) si ottiene un valore di E_s pari a circa 150 MPa.

- b) Valutazione del cedimento del gruppo di pali con la seguente espressione:

$$s_g = s_p \cdot R_s \cdot 0.8$$

essendo:

s_g	= cedimento del gruppo	(L)
s_p	= cedimento del palo singolo in corrispondenza di un carico di esercizio pari a 3.5 MN (vedi fig. 48)	(L)

$R_S = f(k; L/D; s/D)$ (vedi tab. 3) (-)

s = interasse dei pali (L)

Il coefficiente 0.8 tiene conto del fatto che in realta' il modulo elastico equivalente E_s non é costante lungo il fusto ma ha una marcata tendenza a crescere con la profondit  (vedi ad esempio Jardine et al. [1986]).

Sostituendo i valori numerici ($k = 170$; $L/D = 25 \div 30$; $s/D = 2.5 \div 3$) si ottiene:

- gruppo di 4 pali: $0.8 \cdot R_S = 1.5$; $s_g = 4 \div 5$ mm
- gruppo di 9 pali: $0.8 \cdot R_S = 2.5$; $s_g = 6 \div 7$ mm
- gruppo di 16 pali: $0.8 \cdot R_S = 3.5$; $s_g = 9 \div 10$ mm
- gruppo di 25 pali: $0.8 \cdot R_S = 4.5$; $s_g = 12 \div 13$ mm

I valori di R_S e di s_g sopra indicati possono essere applicati con buona approssimazione anche a profili stratigrafici diversi dalla verticale di prova CPT1 e a palificate costituite da pali di diametro e lunghezza differenti da quello considerato.

Comunque calcoli piu' precisi possono essere fatti di volta in volta seguendo i criteri sopra indicati.

Per calcoli di maggior dettaglio possono essere impiegati codici di calcolo automatici tipo DEFPIG, PIGLET o GROUP (vedi ad esempio Poulos & Randolph [1983] e Reese et al. [1990]), con il vantaggio di mettere in conto anche gli effetti dei carichi orizzontali e quindi di stimare non solo i cedimenti ma anche le rotazioni della palificata.

I cedimenti calcolati risultano contenuti e certamente accettabili per le opere in oggetto, tenuto conto anche del fatto che:

- grazie alla non linearit  di comportamento dei terreni, il metodo elastico descritto conduce generalmente a stime in eccesso (vedi ad esempio Jardine et al. [1986]);

- i carichi medi agenti sui pali saranno inferiori a quelli massimi messi in conto negli esempi sopra riportati.

9.2.3 Valutazione delle sollecitazioni assiali e flessionali nel palo

Dal lato della sicurezza, nelle ipotesi di:

- struttura di collegamento rigida
- interazione fra i pali trascurabile
- rotazione impedita

per un gruppo di n pali, caricato da forze verticali e orizzontali, agenti in corrispondenza del baricentro della palificata, le sollecitazioni su ciascun palo sono stimabili con le seguenti espressioni:

$$v_{ti} = V/n \pm [(M+M_i) \cdot y_i / \sum_1^n y_i^2]$$

$$h_{ti} = H/n$$

essendo:

V	= carico verticale esterno	(F)
M	= momento esterno	(FL)
H	= carico orizzontale esterno	(F)
v_{ti}	= forza verticale agente alla testa del palo i -esimo	(F)
h_{ti}	= forza orizzontale agente alla testa del palo i -esimo	(F)
$M_i = \sum_1^n m_{ti}$	= momento di incastro risultante che i pali esercitano sul plinto per effetto del vincolo di rotazione impedita	(FL)
m_{ti}	= momento di incastro agente alla testa del palo i -esimo per effetto del vincolo di rotazione impedita	(FL)
y_i	= distanza del palo i -esimo dall'asse baricentrico della palificata	(L)

Il momento di incastro (m_{ti}), nel caso di spostamenti orizzontali modesti (qualche cm), puo' essere valutato sulla base della teoria elastica di Matlock-Reese [1960].

Nel caso di struttura di collegamento testa palo a contatto con il terreno e di generico palo caricato in testa da una forza orizzontale (h_t) e da un momento (m_t), si ottengono le espressioni sotto riportate:

$$\begin{aligned} \text{spostamento orizzontale } s &= (h_t T^3 / E_p I) \cdot A_y + (m_t T^2 / E_p I) \cdot B_y \\ \text{rotazione } q &= (h_t T^2 / E_p I) \cdot A_s + (m_t T / E_p I) \cdot B_s \\ \text{momento } m &= (h_t T) \cdot A_m + (m_t) \cdot B_m \\ \text{taglio } h &= (h_t) \cdot A_v + (m_t / T) \cdot B_v \\ \text{reazione del terreno } p &= (h_t / T) \cdot A_p + (m_t / T^2) \cdot B_p \end{aligned}$$

essendo:

s = spostamento orizzontale	(L)
q = rotazione	(rad)
m = momento generico lungo il fusto	(FL)
h = taglio generico lungo il fusto	(F)
p = reazione del terreno su metro lineare	(F/L)
$A_y, B_y, A_s, B_s, A_m, B_m, A_v, B_v, A_p, B_p$ = coefficienti adimensionali	(-)
E_p = modulo di Young del palo	(FL-2)
I = momento di inerzia del palo	(L4)
$T = (E_p I / E_{hs})^{1/n+4}$	(L)
E_{hs} = modulo di reazione orizzontale del terreno secondo lo schema di Winkler	(FL-2)

Nel caso particolare di testa palo impedita di ruotare il momento di incastro m_t risulta essere:

$$m_t = -h_t \cdot T \cdot A_{st} / B_{st}$$

con A_{st} e B_{st} calcolati per $z/T = 0$.

I coefficienti adimensionali sono funzione di:

- andamento con la profondità del modulo di reazione orizzontale del terreno;
- flessibilità relativa, rappresentata dai rapporti L/T e z/T , essendo L la lunghezza del palo e z la profondità generica dalla testa palo.

Nel caso di modulo E_{hs} costante con la profondità e di pali flessibili ($z/T > 5$) i coefficienti adimensionali sono ricavabili dalle tabb. 4 e 5; il valore dell'esponente $(1/n+4)$ assume valori pari a 0.25.

Tenendo conto dell'effetto disturbo generato dalla realizzazione dei pali, nelle verifiche si adotterà il valore $E_{hs} = 20+25$ MPa (vedi ad esempio Elson [1984]).

Va rilevato che in base alla normativa vigente, indipendentemente dall'entità delle sollecitazioni calcolate, i pali dovranno essere armati a tutta lunghezza. E' inoltre raccomandabile che l'area delle armature longitudinali sia non inferiore allo 0.5% dell'area della sezione del palo; l'interasse delle staffe risulterà non superiore a 15 volte il diametro delle barre longitudinali.

Una volta stabilita la pianta delle palificate ed i carichi agenti sulle stesse e' raccomandabile fare una verifica di interazione globale della palificata e del piastrone di fondazione mettendo in conto contemporaneamente le azioni orizzontali e verticali, nonché l'effetto gruppo tra i pali stessi.

L'effetto gruppo potrebbe risultare particolarmente penalizzante per la verifica strutturale dei pali a flessione e taglio (vedi ad esempio quanto raccomandato dalle norme DIN 4014).

Tale valutazione potrà essere fatta utilizzando i già citati codici di calcolo automatici DEFPIG, PIGLET o GROUP (vedi ad esempio Poulos & Randolph [1983] e Reese et al. [1990]).

Nel caso delle verifiche sismiche, condotte ad esempio ricorrendo alla tecnica dello spettro di risposta così come consentito dalla normativa vigente, si suggeriscono le seguenti fasi:

- a) la determinazione del moto del sistema palo-terreno;
- b) la valutazione delle azioni trasmesse dalla struttura in elevazione ai pali di fondazione (in accordo ai metodi descritti);
- c) la sovrapposizione delle sollecitazioni nel palo calcolate al punto a) e b);
- d) la valutazione dell'incremento di sollecitazione assiale nei pali causato dal fenomeno di attrito negativo indotto dall'assestamento del terreno attorno alla palificata.

Le rigidzze verticali ed orizzontali dei pali valutabili con i metodi descritti si riferiscono a carichi di natura statica; in linea di principio esse dovrebbero essere corrette per tener conto degli effetti inerziali.

L'entità della correzione andrebbe valutata utilizzando codici di calcolo automatici tipo DYNA3 (vedi ad esempio quanto riportato in Muzzi [1991]).

Va tuttavia rilevato che per le frequenze di vibrazione normalmente associabili ad esempio a strutture tipo quelle delle ciminiere la correzione risulta modesta, e tale da non giustificare il ricorso ai metodi di calcolo più sofisticati.

9.3 Fondazioni dirette

9.3.1 Generalità

Le fondazioni dirette saranno costituite da platee o da plinti di fondazione collegati da un reticolo di travi.



Il collegamento realizzato con le travi andrà effettuato in modo da garantire l'assorbimento di carichi assiali di trazione e di compressione pari almeno al 10% del maggiore dei carichi verticali presenti alle due estremità del collegamento. Tale prescrizione é intesa a garantire che gli spostamenti indotti dal sisma nelle strutture di fondazione presentino valori variabili da punto a punto.

Le fondazioni superficiali dovranno essere dimensionate in modo da verificare i seguenti due aspetti:

- i fattori di sicurezza nei confronti della rottura del terreno dovranno essere almeno pari a 3;
- i cedimenti totali e differenziali dovranno essere compatibili con l'integrità e la funzionalità delle strutture.

Indipendentemente dai valori di calcolo e' comunque raccomandabile che le dimensioni minori delle fondazioni siano non inferiori a 0.5+1 m e che le pressioni medie agenti sulla fondazione efficace equivalente (vedi seguito) non superino $2+2.5 \text{ kg/cm}^2$.

Nel seguito vengono forniti i criteri di dimensionamento che soddisfino quanto contenuto in:

- Decreto Ministeriale 11/3/1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- Decreto Ministeriale 24/1/1986 "Norme tecniche relative a costruzioni in zone sismiche".

9.3.2 Verifica nei confronti della rottura del terreno

Tale verifica puo' essere fatta con il metodo di Brinch Hansen (1970). In accordo a tale metodo si ha:

$$q_v \text{ lim} = \frac{1}{2} \bar{\gamma}_t \cdot \bar{B} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma + \bar{q} \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$$

essendo:

$q_v \text{ lim}$ = pressione limite

γ_t = 0.95 t/m^3 = peso di volume sommerso del terreno (FL⁻²)

B = dimensione della fondazione efficace equivalente nella direzione della forza orizzontale H (L)

N_γ = $1.5 (N_q - 1) \cdot \tan \phi$ = fattore di capacita' portante (-)

N_q = $e^{\pi \tan \phi_{cv}} \cdot \tan^2 (45 + \bar{\phi}_{cv}/2)$ = fattore di capacita' portante (-)

q = $D \cdot \gamma_t$ (FL⁻²)

D = affondamento della fondazione (vedi Fig. 49) (L)

γ_t = 1.95 t/m^3 = peso di volume naturale del terreno

d_γ = 1

d_q = $1 + 2 \tan \bar{\phi}_{cv} (1 - \sin \bar{\phi}_{cv})^2 \cdot D/\bar{B}$ = fattore di affondamento della fondazione (-)

$\bar{\phi}_{cv} \geq 36^\circ$ = angolo di resistenza al taglio a volume costante dello strato 1

$\bar{\phi}_{cv} \approx 33^\circ$ = angolo medio di resistenza al taglio a volume costante dello strato 2

i_γ = $[1 - 0.7 \frac{H}{V}]^5$ = fattore di inclinazione del carico (-)

i_q = $[1 - 0.5 \frac{H}{V}]^5$ = fattore di inclinazione del carico (-)

H = forza orizzontale (F o FL⁻¹)

V = forza verticale (F o FL⁻¹)

$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{\bar{B} \cdot i_\gamma}{L} \geq 0.6$ = fattore di forma (-)

$s_q = 1 + \sin\phi_{cv} \cdot \frac{\bar{B} \cdot i_q}{L}$ = fattore di forma (-)

L = dimensione della fondazione efficace equivalente nella direzione ortogonale alla forza orizzontale H (L)

I fattori di forma risulteranno pari a 1 nel caso di fondazioni nastriformi.

La pressione ammissibile dovrà risultare:

$$q_{amm} = \frac{V}{B \cdot L} \leq \frac{q_{lim}}{3}$$

Per fondazione efficace equivalente si deve intendere quella fondazione rispetto la quale il carico verticale N risulta centrato.

Per la valutazione di B' e L' vengono adottate le formule riportate nelle Figg. 50 e 51, riferite a fondazioni rettangolari e circolari.

9.3.3 Risultati caratteristici ottenuti

A titolo esemplificativo è stata effettuata la verifica della capacità portante delle fondazioni del turbogruppo.

La valutazione è stata fatta nell'ipotesi di carico verticale centrato e di carichi orizzontali modesti.

Si è fatto riferimento inoltre alla verticale di indagine CPT1, ad un livello di falda prossimo al piano di imposta delle fondazioni e all'ipotesi cautelativa che in presenza di terremoto siano potenzialmente liquefacibili gli strati al di sotto dei 10 m dal piano campagna.



Le dimensioni della fondazione del turbogrupo sono:

$$L = 16 \text{ m}$$

$$B = 5.6 \text{ m}$$

Il carico medio trasmesso al terreno è pari a 200 kPa.

Sostituendo i sottoriportati valori numerici si ottiene:

$$D = 1.8 \text{ m}$$

$$q' = 35.1 \text{ kPa}$$

$$N_q = 37.75$$

$$N_\gamma = 56.31$$

$$s_q = 1.2$$

$$s_\gamma = 0.86$$

$$d_q = 1.08$$

$$d_\gamma = 1$$

$$\begin{aligned} (q_{lim}) &= \frac{1}{2} \times 0.95 \times 5.6 \times 56.31 \times 0.86 \times 1 + 3.51 \times 37.75 \times 1.2 \times 1.08 \times 10 = \\ &= 3000 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$FS = 15$$

Si fa presente che questi valori possono essere fortemente modificati in presenza di momenti rilevanti agenti sulla fondazione.

9.3.4 Verifica allo scorrimento

La resistenza allo scorrimento delle fondazioni può essere valutata con la seguente espressione:

$$H_{lim} = N \cdot \tan\phi_{cv}$$

Si dovrà pertanto verificare quanto segue:

$$H \leq \frac{H_{lim}}{FS}$$

La normativa vigente non fornisce alcuna indicazione per quanto riguarda il coefficiente di sicurezza allo scorrimento delle fondazioni.

Si ritiene possano essere accettati valori di FS compresi fra 1.5 e 2.

9.3.5 Cedimenti e rotazioni

I cedimenti e le rotazioni delle fondazioni possono essere stimati con il ricorso alla teoria dell'elasticità facendo riferimento alle seguenti espressioni:

a) cedimenti

$$s = \frac{q \cdot B}{E'} \cdot C_D \cdot C_T$$

essendo:

s	= cedimento elastico	(L)
q	= pressione media agente sul terreno	(FL ⁻²)
B	= dimensione minore della fondazione	(L)
L	= dimensione maggiore della fondazione	(L)
E'	= modulo di Young del terreno, medio su un tratto pari a circa 2.B o fino al tetto dello strato incompressibile	(FL ⁻²)
C _D	= coefficiente di affondamento della fondazione (vedi Fig. 52)	(-)
C _T	= coefficiente che tiene conto della presenza di uno strato incompressibile ad una profondità H sotto la fondazione (vedi fig. 52)	(-)

b) rotazioni

bl) fondazioni rettangolari

$$\phi = \frac{M \cdot (1-\nu'^2)}{B^2 \cdot L \cdot E'} \cdot I_\phi$$

essendo:

ϕ	= angolo di rotazione	(rad)
M	= momento applicato nella direzione di verifica	(FL)
B	= dimensione della fondazione reale nella direzione di verifica	(L)
L	= dimensione della fondazione reale nella direzione ortogonale a quella di verifica	(L)
ν'	= rapporto di Poisson del terreno	(-)
E'	= modulo di Young del terreno medio su un tratto pari a circa 1·B o fino al tetto dello strato incompressibile	(FL ⁻²)
I_{ϕ}	= coefficiente di influenza riportato nella fig. 53	(-)

b2) fondazioni circolari

$$\phi = \frac{3 \cdot M \cdot (1 - \nu'^2)}{4 \cdot E' \cdot R^3}$$

essendo:

ϕ	= angolo di rotazione	(rad)
M	= momento applicato	(FL)
R	= raggio della fondazione circolare	(L)
ν'	= rapporto di Poisson del terreno	(-)
E'	= modulo di Young del terreno medio su un tratto pari a circa 1·B o fino al tetto dello strato incompressibile	(FL ⁻²)

A titolo esemplificativo sono stati valutati i cedimenti della fondazione del turbogruppo e del serbatoio tipo. Per questo ultimo si è considerato un carico di 100 KPa ed un diametro di 40 mt.

Tenendo conto del fatto che il coefficiente di sicurezza nei confronti della rottura è decisamente superiore a 3, è plausibile il fatto che le deformazioni medie indotte sotto la fondazione non siano superiori a 1×10^{-3} ; pertanto il modulo elastico (E') da introdurre nell'espressione di calcolo può essere valutato tenendo conto dei valori del modulo iniziale G_0 o E_0 abbattuti per un coefficiente dell'ordine di 0.3.



Esso risulta dell'ordine di 60-70 MPa.

Sostituendo tali valori nelle equazioni, tenendo conto anche dei diagrammi di fig.52 si ottengono valori di cedimento pari a 1 ± 1.5 cm (turbogruppo) e a 1.5 ± 2 cm (serbatoio tipo).

Tenuto conto della natura prevalentemente granulare dei materiali costituenti gli strati 1 e 2 e l'elevata rigidità dello strato 3, i cedimenti avverranno contemporaneamente all'applicazione del carico.

10. DEWATERING

Tra le future opere è prevista anche la realizzazione di piani interrati. Essendo il piano campagna attuale mediamente ad una quota superiore a +2 m sul livello medio mare, per la realizzazione dei piani interrati presumibilmente necessiterà un abbattimento localizzato della falda di non più di 2÷3 m.

Considerata la natura dei materiali costituenti lo strato 1 (vedi curve granulometriche riportate nella fig.5) l'abbattimento della falda potrà essere realizzato mediante impiego di "well points" o di pozzi superficiali disposti lungo la circonferenza dello scavo.

In pratica converrà realizzare un prescavo fino a poco sopra il livello del medio mare, successivamente installare la cortina di "well points" o di pozzi superficiali, attivare il sistema di emungimento e procedere con l'approfondimento dello scavo fino al raggiungimento della quota di appoggio delle fondazioni.

Operando sempre all'asciutto la pendenza delle scarpate potrà essere mantenuta pari a $36^\circ\pm 40^\circ$ sull'orizzontale.

Note le dimensioni dello scavo il sistema di "dewatering" potrà essere dimensionato facendo riferimento a valori di permeabilità medi dell'ordine di $3 \times 10^{-4} \div 1 \times 10^{-5}$ m/sec e a quanto riportato nella fig. 54 essendo R_0 il raggio del cono di influenza di ciascun punto di emungimento.

In accordo a Somerville [1986] il raggio di influenza può essere stimato sulla base della seguente espressione:

$$R_0 = C \cdot h \cdot \sqrt{k}$$

essendo R_0 e h espressi in metri e k in m/sec; il valore di C è dell'ordine di 1500÷2000.

Nel caso di una fila di "well points" infissi in un'acquifero non confinato, la portata d'acqua può essere valutata sulla base della seguente espressione:

$$Q = \left[(0.73 + 0.27 \cdot \frac{(H - h_0)}{H}) \cdot \frac{k \cdot x}{2 \cdot R_0} \cdot (H^2 - h_0^2) \right]$$

essendo:

Q	= portata totale della fila di "well points"	(m ³ /sec)
x	= lunghezza della trincea	(m)
H	= altezza della falda rispetto al tetto del sottostrato più impermeabile $2b$	(m)
h_0	= altezza della falda nel pozzo rispetto al tetto del sottostrato più impermeabile $2b$	(m)
k	= coefficiente di permeabilità dello strato l	(m/sec)
R_0	= raggio di influenza del pozzo	(m)



11. RACCOMANDAZIONI DI CARATTERE ESECUTIVO

11.1 Trattamenti del terreno

Il trattamento del terreno con "jet grouting" o con "displacement piles" battuti/vibroinfissi e gettati in opera sarà realizzato da imprese specializzate sulla base di specifiche tecniche di dettaglio che contemplino anche prove tecnologiche preliminari e criteri di valutazione e di controllo del trattamento stesso.

11.2 Fondazioni dirette

Effettuato lo scavo verrà controllato da personale responsabile che alla quota di imposta della fondazione non siano presenti sacche di materiale limoso-argilloso; ove queste fossero rinvenute si dovrà procedere alla loro totale asportazione e sostituzione con misto granulare compattato o con magrone.

Per evitare fenomeni di rammollimento dei terreni di fondo scavo all'ultima apostazione di materiale in corrispondenza della quota di imposta della fondazione verrà fatto seguire immediatamente un getto di magrone dello spessore di almeno 10÷15 cm. Il riempimento a lato delle fondazioni avverranno con materiale granulare opportunamente compattato con mezzi vibranti.

11.3 Pali di fondazione

I pali di fondazione saranno realizzati da imprese specializzate sulla base di specifiche tecniche di dettaglio.

Va comunque già segnalato che essi andranno eseguiti con impiego di fanghi bentonitici. Lo scavo verrà realizzato con macchine dotate di idoneo dispositivo di spinta verso il basso; l'attrezzo di scavo sarà costituito da "bucket" con alesatori piatti; in sito dovrà essere disponibile anche un "bucket" con alesatori conici che consenta una maggiore rapidità di avanzamento nei terreni compatti.



L'uso dello scalpello sarà consentito solo nel caso in cui con il "bucket" con alesatori conici non si dovessero raggiungere velocità di avanzamento accettabili.

11.4 Dewatering

Al fine di controllare l'efficacia del sistema di "dewatering", prima di procedere con l'approfondimento di scavo al di sotto della falda é raccomandabile realizzare a diverse distanze dal bordo dello scavo alcune verticali piezometriche.

Le operazioni di scavo sotto il livello medio mare potranno iniziare una volta accertato la stabilità nel tempo dei livelli piezometrici misurati e la loro collocazione rispetto alla quota di fondo scavo.

12. CONCLUSIONI

L'esame dei dati delle indagini in sito e di laboratorio acquisiti con la campagna di indagine 1992-1993, nonché di quelli delle campagne di indagine eseguite in precedenza nelle aree limitrofe a quella di futura costruzione (denominata in questa sede zona B), assieme a valutazioni preliminari di larga massima sulla capacità portante e sui cedimenti, ha condotto al suggerimento di fondazioni dirette per le opere non sottoposte a rilevanti carichi orizzontali, ed a fondazioni su pali di tipo trivellato per le opere principali e sottoposte a rilevati carichi orizzontali e/o momenti. L'opportunità o meno del ricorso al trattamento del terreno potrà essere fatta caso per caso sulla base delle caratteristiche degli edifici oggetto del presente ampliamento.

13. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- A.A.V.V. (1984)
"Carta Geologica d'Italia- F.259, Termini Imerese" Scala 1:100.000.
- ABATE B., CATALANO R., RENDO P. (1978)
"Schema geologico dei monti di Palermo (Sicilia)" Boll. Soc. Geol. It., n°97.
- AMBRASEYS N. (1989)
"Engineering Seismology" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.17.
- BALDI G., JAMIOLKOWSKI M., LO PRESTI D.C.F., MANFREDINI G., RIX G.J. (1989)
"Italian experience in assessing shear wave velocity from CPT and SPT" Earthquake Geotechnical Engineering, Proc. of Discussion Session on Influence of Local Conditions on Seismic Response, XII ICSMFE, Rio de Janeiro.
- BALIGH M.M. (1975)
"Theory of deep site static cone penetration resistance" Research Report R-75-56, MIT, Cambridge.
- BELLOTTI R., GHIONNA V., JAMIOLKOWSKI M., ROBERTSON P.K. (1989)
"Design parameters of cohesionless soils from in situ tests" Spec. Session of In Situ Testing of Soil Properties for Transportation Facilities, National Research Council, TRB, Washington.
- BIEGANOUSKY W.A., MARCUSON W.F. (1976)
"Laboratory standard penetration tests on Reid Beldford model and Ottawa sands" Res. Rep. S-76-2, n°1, Waterways Experiment Station, Vicksburg.

- BIEGANOUSKY W.A., MARCUSON W.F. (1977)
"Laboratory standard penetration tests on Platte River sand and standard concrete sand" Res. Rep. S-76-2, n°2, Waterways Experiment Station, Vicksburg.
- BOLTON M.C. (1986)
"The strength and dilatancy of sands" Géotechnique n°1.
- BRINCH HANSEN J. (1970)
"A revised and extended formula for bearing capacity" Bulletin n°28, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen.
- BURLAND J.B. (1989)
"Small is beautiful-The stiffness of soils at small strains" IX Laurits Bjerrum Memorial Lecture, Can. Geot. Journal, n°26.
- BUSTAMANTE M., GIANESELLI L. (1983)
"Calcul de la capacité portante des pieux à partir des essais au pénétromètre statique" Bull. Liaison Labo. P. et Ch., 127, sept.-oct., RÖf. 2842.
- CATALANO R., MONTANARI L. (1979)
"Geologia dei monti di Trabia-Termini Imerese e dei monti Sicani orientali - Fogli Bagheria e Termini Imerese, Sicilia centro-settentrionale" Estr. Rend. Acc. Scienza Fis. e Mat.della Soc. Naz. di Scienze, Lettere e Arti in Napoli, serie IV, vol.XLVI.
- CATALANO R., D'ARGENIO B. (1982)
"Guida alla geologia della Sicilia occidentale" Guide Geologiche Regionali, 1° Centenario della Società Geologica Italiana, Società Geologica Italiana.
- CHRISTIAN J.T., CARRIER W.D. (1978)
"Janbu, Bjerrum, Kjaernsli's chart reinterpreted" Canadian Geotechnical Journal, vol.15, n°1.

- C.N.R. "Neotectonic map of Italy"
Progetto Finalizzato Geodinamica, Sottoprogetto Neotettonica, Sheet 6,
Scala 1:500.000.
- D'APPOLONIA D.J., D'APPOLONIA E., BRISETTE R.F. (1968)
"Settlement of spread footings on sands" Journal of Soil Mechanics and
Foundations Engineering Division, ASCE, SM3.
- D'APPOLONIA D.J., D'APPOLONIA E., BRISETTE R.F. (1970)
"Closure to Settlement of spread footings on sands" Journal of Soil
Mechanics and Foundations Engineering Division, ASCE, SM4.
- DOBRY R., VUCETIC M. (1987)
"Dynamic properties and seismic response of soft clays deposits" Proc.
Int. Symposium on Geot. Eng. of Soft Soils, Mexico City, Vol.2.
- ELSON W.K. (1984)
"Design of laterally loaded piles" CIRIA Report n°103.
- GHISSETTI F. (1979)
"Evoluzione neotettonica dei principali sistemi di faglie della Calabria
centrale" Boll. Soc. Geol. Ital., n°98.
- GIBBS H.J., HOLTZ W.G. (1957)
"Research on determining the density of sands by spoon penetration
testing" Proc. IV ICSMFE, London, Vol.1.
- HARDER L.F. (1988)
"Use of penetration tests to determine the cyclic loading resistance of
gravelly soils during shaking" Ph.D. Thesis, University of California,
Berkeley.
- HOLTZ R.D., JAMIOLKOWSKI M. (1985)
"Discussion on "Time dependence of lateral earth pressure" by Kavazanjian
E. and Mitchell J.K." Journal of Geot. Eng. Div., ASCE.

- HOLTZ R.D., JAMIOLKOWSKI M., LANCELLOTTA R. (1986)
"Lessons from oedometer tests on high quality samples" Journal of Geot. Eng. Div., ASCE, Vol.112, n°8.
- HYNES M.E. (1988)
"Pore pressure generation characteristics of gravel under undrained cyclic loading" Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley.
- ISHIHARA K. (1985)
"Stability of natural deposits during earthquakes" Theme Lectures, Proc. XI ICSMFE, San Francisco, Vol. 1.
- JAMIOLKOWSKI M., GHIONNA V., LANCELLOTTA R., PASQUALINI E. (1988)
"New applications of penetration tests in design practice" Proc. ISOPT I, Orlando, Florida.
- JAMIOLKOWSKI M., LANCELLOTTA R. (1988)
"Relevance of in-situ test results for evaluation of allowable base resistance of bored piles in sands" I Int. Geot. Seminar on Deep Foundation on Bored and Auger Piles, Ghent State University.
- JARDINE R.J., POTTS D.M., FOURIE A.B., BURLAND J.B.
"Studies of the influence of non linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction" Geotechnique 36, n°3.
- KAVAZANJIAN E., MITCHELL J.K. (1984)
"Time dependence of lateral earth pressure" Journal of Geot. Eng. Div., ASCE, Vol.110, n°4.
- KAVAZANJIAN E., MITCHELL J.K. (1985)
"Closure on "Time dependence of lateral earth pressure"" Journal of Geot. Eng. Div., ASCE.
- LACERDA W.A., MARTINS I.S.M. (1985)
"Discussion on "Time dependence of lateral earth pressure" by Kavazanjian E. and Mitchell J.K." Journal of Geot. Eng. Div., ASCE.

- LADD C.C., FOOT R., ISHIHARA K.L., SCHLOSSER F., POULOS H.G. (1977)
"Stress-deformation and strength characteristics" S.O.A. report, IX Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo.
- LANCELLOTTA R. (1979)
"Elementi di Geotecnica-Capacità portante di fondazioni superficiali"
Libreria Editrice Universitaria Levrotto & Bella.
- LANCELLOTTA R. (1983)
"Analisi di affidabilità in Ingegneria Geotecnica" Atti Istituto di
Scienza delle Costruzioni, n°625, Politecnico di Torino.
- LEONARDS G.A. (1985)
"Discussion on "Time dependence of lateral earth pressure" by Kavazanjian
E. and Mitchell J.K." Journal of Geot. Eng. Div., ASCE.
- LO PRESTI D.C.F. (1989)
"Proprietà dinamiche dei terreni" Atti delle Conf. di Geot. di Torino, XIV
Ciclo "Comportamento dei terreni e delle fondazioni in campo dinamico".
- LUNNE T., CHRISTOFFERSEN H.P. (1983)
"Interpretation of cone penetration data for offshore sands" NGI report
52108-15.
- MARCUSON III W.F., HYNES M.E. (1989)
"Stability of slopes and embankments during earthquakes" Atti delle Conf.
di Geot. di Torino, XIV Ciclo "Comportamento dei terreni e delle
fondazioni in campo dinamico".
- MARSLAND A., POWELL J.J.M. (1979)
"Evaluating the large properties of glacial clays for foundation design"
II Int. Conf. on Behaviour of Off-shore Structures, London.
- MESRI G., CASTRO A. (1989)
"The c/c_c concept and k_o during secondary compression" Rapporto non
pubblicato.

- MATLOCK H., REESE L.C. (1960)
"Generalized solutions for laterally loaded piles", Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol.86, No.SM5, pp.63-91.
- MEYERHOF G.G. (1976)
"Bearing capacity and settlement of pile foundation" Journal of Geot. Eng. Div., ASCE, vol.102, March.
- MUZZI F. (1991)
"Repeated and dynamic loading" General report, Proc. Int. Conf. on Deep Foundation, Paris.
- OHTA Y., GOTO N. (1978)
"Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.6.
- POULOS H.G., DAVIS E.H. (1974)
"Elastic solutions for soil and rock mechanics" John Wiley & Sons, pp.166-169.
- POULOS H.G. (1977)
"Estimation of pile group settlements" Ground Engineering
- POULOS H.G., DAVIS E.H. (1980)
"Pile foundations analysis and design" John Wiley & Sons.
- POULOS H.G., RANDOLPH M.F. (1983)
"Pile group analysis: a study of two methods" Journal of Geot. Eng. Division, ASCE, vol.109, n°3.
- POULOS H.G. (1988)
"Modified calculation of pile-group settlement interaction" Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol.114, n°6.

- REESE L.C., WRIGHT S.J. (1977)
"Drilled shaft manual" U.S. Department of Transportation, Office of Research and Development, Div. HDV 2, Washington.
- REESE L.C., O'NEILL M.W. (1987)
"Drilled shaft: construction procedures and design methods" U.S. Department of Transportation, F.H.A., Office of Implementation, Mc Lean, Virginia.
- REESE L.C., WANG S.T. (1990)
"Analysis of load versus settlement for an axially loaded deep foundation" Documentation of Computer Program APILE2, Ensoft Inc., Austin, Texas.
- REESE L.C., AWOSHIKA K., LAM P.H.F., WANG S.T. (1990)
"Analysis of a group of piles subjected to axial and lateral loading" Documentation of Computer Program GROUP-Version 2, Ensoft Inc., Austin, Texas.
- ROBERTSON P.K., CAMPANELLA R.G., WIGHTMAN A. (1983)
"SPT-CPT correlations" Journal of Geot. Eng. Div., ASCE, vol.109.
- ROCCHI G.F., ALBERT L.F., VACCA O., TOTANI G. (1991)
"Instrumented loading tests to failure on a very long, steel, driven, cast in situ multiton pile" Proc. of the IV Int. Conf. on Piling and Deep Foundations, Stresa.
- ROLLINS K.M., SEED H.B. (1990)
"Influence of buildings on potential liquefaction damage" Journal of Geot. Eng. Div., ASCE, vol.116, n°2.
- SEED H.B., MORI K., CHAN C.K. (1975)
"Influence of seismic history on the liquefaction characteristics of sands" EERC 75-25, Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California, Berkeley.

- SEED H.B., IDRIS I.M. (1982)
"Ground motions and soil liquefaction during earthquakes" Monograph Series, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley.
- SEED H.B., IDRIS I.M., ARANGO I. (1983)
"Evaluation of liquefaction potential using field performance data" Journal of Geot. Eng. Div., ASCE, vol.109, GT3.
- SEED H.B., TOKIMATSU K., HARDER L.F., CHUNG R.M. (1985)
"The influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluation" Journal of Geot. Eng. Division, ASCE, vol.111, GT12.
- SEED H.B., WONG R.T., IDRIS I.M., TOKIMATSU K. (1986)
"Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils" Journal of Geot. Eng. Division, ASCE, vol.112, GT11.
- SEED H.B., DE ALBA P. (1986)
"Use of SPT and CPT tests for evaluating the liquefaction resistances of sands" Proc. of In-Situ '86, Virginia Tech., Blacksburg, Virginia Geotechnical Special Publication, ASCE.
- SKEMPTON A.W. (1986)
"Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation" Géotechnique 36, n°3.
- SOMERVILLE S.H. (1986)
"Control of groundwater for temporary works" CIRIA Report n°113.

- STOKOE K.H. ET AL. (1988)
"In situ seismic testing of hard-to-sample soil by surface wave method"
Proc. Earth Eng. and Soil Dynamics II - Recent Advances in Ground Motion
Evaluation, ASCE Spec. Conf., Park City, Utah.
- STROUD M.A. (1974)
"The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" Proc.
ESOPT.
- STROUD M.A. (1988)
"The Standard Penetration Test-Its application and interpretation"
Penetration Testing In the UK, Proc. of the Geotechnology Conference
organized by ICE, Birmingham.
- TAYLOR R.K., CRIPPS J.C. (1987)
"Weathering effects: slopes in mudrocks and over-consolidated clays" Slope
Stability-Geotechnical Engineering and Geomorphology, Edited by Anderson
M.G. & Richards K.S., John Wiley & Sons.
- TERZAGHI K., PECK R.B. (1948)
"Soil mechanics in engineering practice" John Wiley & Sons.
- TOKIMATSU K., SEED H.B. (1987)
"Evaluation of settlements in sands due to earthquake shaking" Journal of
Geot. Eng. Div., ASCE, vol.113.
- VESIC A.S. (1975)
"Bearing capacity of shallow foundations" Foundation Engineering Handbook
edited by Winterkorn H.F. & Fang H.Y., Van Nostrand Reinhold Company.
- YOUD T.D. (1972)
"Factors controlling maximum and minimum densities of sands" Proc.
Symposium Eval. Dens., ASTM STP 523.



- YOUD T.L., HOLZER T.L., BENNETT M.J. (1989)
"Liquefaction lessons learned from the Imperial Valley, California"
Earthquake Geotechnical Engineering, Proc. of Discussion Session on
Influence of Local Conditions on Seismic Response, XII ICSMFE, Rio de
Janeiro.



CENTRALE TERMOELETTRICA DI
TERMINI IMERESE LEVANTE

Prog.
Doc.

DTA-6675
RAT-DTA-203
Rev. 01

RELAZIONE GEOTECNICA FINALE

14. TABELLE

Tipo di terreno	q_c (MPa)	α (-)
argille tenere	≤ 1	30
argille mediamente compatte	$1.5 \div 2.5$	40
argille e limi compatti	≥ 5	60

Tab. 1 – Valori del coefficiente empirico (α) secondo Bustamante & Ganeselli (1983).

L/d	K				
	10	100	1.000	10.000	100.000
1	0.522	0.470	0.463	0.463	0.463
2	0.443	0.363	0.353	0.352	0.351
5	0.373	0.242	0.221	0.219	0.218
10	0.346	0.182	0.147	0.142	0.142
25	0.305	0.146	0.085	0.075	0.075
50	0.259	0.132	0.062	0.046	0.044
100	0.205	0.115	0.052	0.029	0.029
200	0.154	0.097	0.047	0.021	0.015

Tab. 2 – Coefficiente di influenza (I) – Palo immerso in un semispazio elastico, omogeneo ed isotropo ($\nu_s = 0.5$).

CENTRALE TERMOELETTRICA DI TERMINI IMERESE
 RELAZIONE GEOTECNICA FINALE

N. DI PALI IN GRUPPO	4				9				16				25					
	L/D	s/d	K															
			10	100	1.000	∞	10	100	1.000	∞	10	100	1.000	∞	10	100	1.000	∞
10	2	1.83	2.25	2.54	2.62	2.78	3.80	4.42	4.48	3.76	5.49	6.40	6.53	4.75	7.20	8.48	8.68	
	5	1.40	1.73	1.88	1.90	1.83	2.49	2.82	2.85	2.26	3.25	3.74	3.82	2.68	3.98	4.70	4.75	
	10	1.21	1.39	1.48	1.50	1.42	1.76	1.97	1.99	1.63	2.14	2.46	2.46	1.85	2.53	2.95	2.98	
25	2	1.99	2.14	2.65	2.87	3.01	3.64	4.84	5.29	4.22	5.38	7.44	8.10	5.40	7.25	9.28	11.29	
	5	1.47	1.74	2.09	2.19	1.98	2.61	3.48	3.74	2.46	3.54	4.96	5.34	2.95	4.48	6.50	7.00	
	10	1.25	1.46	1.74	1.78	1.49	1.95	2.57	2.73	1.74	2.46	3.42	3.63	1.98	2.98	4.28	4.50	
50	2	2.43	2.31	2.56	3.01	3.91	3.79	4.52	5.66	5.58	5.65	7.05	8.94	7.26	7.65	9.91	12.60	
	5	1.73	1.81	2.10	2.44	2.46	2.75	3.51	4.29	3.16	3.72	5.11	6.37	3.88	4.74	6.64	8.60	
	10	1.38	1.50	1.78	2.04	1.74	2.04	2.72	3.29	2.08	2.59	3.73	4.65	2.49	3.16	4.76	6.00	
100	2	2.56	2.31	2.26	3.16	4.43	4.05	4.11	6.15	6.42	6.14	6.50	9.92	8.48	8.40	10.25	14.30	
	5	1.88	1.88	2.01	2.65	2.80	2.94	3.38	4.87	3.74	4.05	4.98	7.54	4.68	5.18	6.75	10.50	
	10	1.47	1.56	1.76	2.28	1.95	2.17	2.73	3.93	2.45	2.80	3.81	5.82	2.95	3.48	5.00	7.80	

Tab. 3 – Rapporto tra cedimento del gruppo e cedimento palo singolo (Rs) – Pali immersi in un semispazio elastico, omogeneo ed isotropo ($\nu_s = 0.5$).



CENTRALE TERMOELETTRICA DI TERMINI IMERESE
RELAZIONE GEOTECNICA FINALE

Z	Ay	As	Am	Av	Ap
0,0	1,412	-0,998	0,000	1,000	-1,412
0,1	1,313	-0,993	0,093	0,864	-1,313
0,2	1,215	-0,980	0,173	0,738	-1,214
0,3	1,117	-0,959	0,240	0,621	-1,117
0,4	1,022	-0,932	0,297	0,514	-1,022
0,5	0,930	-0,900	0,343	0,416	-0,930
0,6	0,842	-0,864	0,380	0,328	-0,842
0,7	0,758	-0,824	0,409	0,248	-0,758
0,8	0,677	-0,783	0,430	0,176	-0,677
0,9	0,601	-0,739	0,444	0,112	-0,601
1,0	0,529	-0,694	0,452	0,056	-0,529
1,2	0,400	-0,603	0,453	-0,037	-0,400
1,4	0,288	-0,514	0,438	-0,106	-0,288
1,6	0,194	-0,429	0,412	-0,154	-0,194
1,8	0,116	-0,350	0,378	-0,185	-0,116
2,0	-0,054	-0,278	0,339	-0,201	0,054
2,5	-0,047	-0,134	0,236	-0,200	0,047
3,0	-0,088	-0,040	0,144	-0,164	0,088
3,5	-0,093	0,014	0,074	-0,118	0,093
4,0	-0,079	0,038	0,026	-0,074	0,079
4,5	-0,059	0,043	-0,002	-0,040	0,059
5,0	-0,038	0,038	-0,016	0,016	0,038
10,0	0,000	-0,002	0,000	0,000	0,000

Tab. 4 - Coefficiente A ; Zmax=10, Ehs=cost=K.



CENTRALE TERMOELETRICA DI TERMINI IMERESE
RELAZIONE GEOTECNICA FINALE

Z	By	Bs	Bm	Bv	Bp
0,0	0,998	-1,412	1,000	0,000	-0,998
0,1	0,861	-1,313	0,995	-0,093	-0,861
0,2	0,735	-1,214	0,981	-0,173	-0,735
0,3	0,618	-1,117	0,960	-0,240	-0,618
0,4	0,512	-1,022	0,933	-0,297	-0,512
0,5	0,414	-0,930	0,901	-0,343	-0,414
0,6	0,326	-0,842	0,865	-0,380	-0,326
0,7	0,246	-0,758	0,825	-0,409	-0,246
0,8	0,174	-0,677	0,783	-0,430	-0,174
0,9	0,110	-0,601	0,739	-0,444	-0,110
1,0	0,054	-0,529	0,694	-0,452	-0,054
1,2	-0,039	-0,400	0,603	-0,453	0,039
1,4	-0,107	-0,288	0,514	-0,438	0,107
1,6	-0,155	-0,194	0,428	-0,412	0,155
1,8	-0,185	-0,116	0,349	-0,378	0,185
2,0	-0,202	-0,054	0,277	-0,339	0,202
2,5	-0,201	0,047	0,134	-0,236	0,201
3,0	-0,165	0,088	0,039	-0,144	0,165
3,5	-0,118	0,093	-0,014	-0,074	0,118
4,0	-0,074	0,079	-0,038	-0,026	0,074
4,5	-0,040	0,059	-0,043	0,002	0,040
5,0	-0,016	0,038	-0,038	0,016	0,016
10,0	0,002	-0,003	0,000	0,000	0,000

Tab. 5 - Coefficiente B ; Zmax=10, Ehs=cost=K.



CENTRALE TERMOELETTRICA DI
TERMINI IMERESE LEVANTE

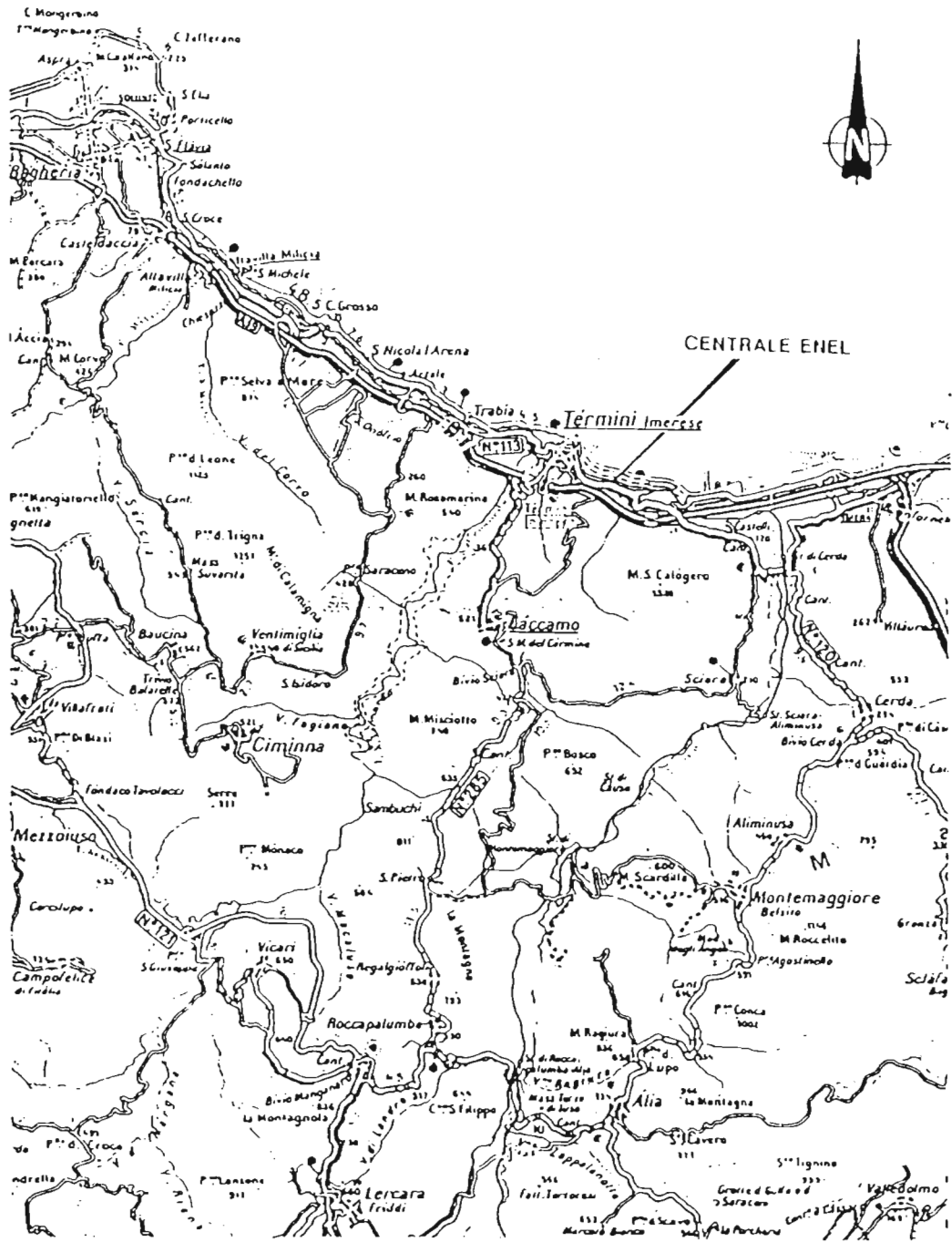
Prog.
Doc.

DTA-6675
RAT-DTA-203
Rev. 01

RELAZIONE GEOTECNICA FINALE

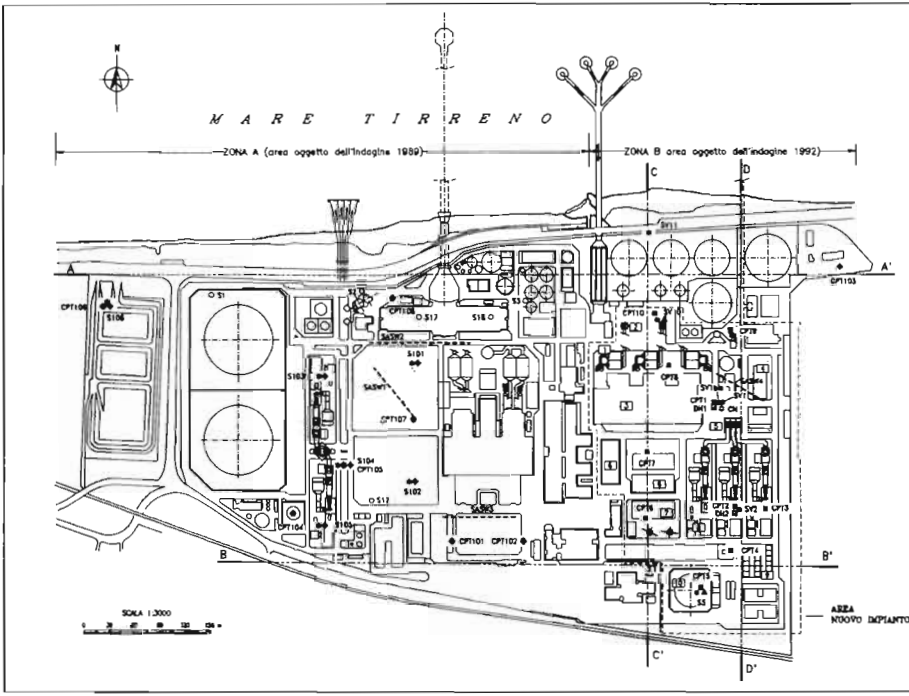
15. FIGURE

CENTRALE TERMOELETRICA DI TERMINI IMERESE
 RELAZIONE GEOTECNICA FINALE



Scala 1:200.000

Fig. 1 - Corografia.



Legenda

Indagine 1982

- Sondaggio
- Prova penetrometrica statica cpt
- ▲ Pressmetro a tubo aperto
- Prova geom-hole
- Prova cross-hole

Indagine 1989

- ◆ Sondaggio carot. continuo con spt
- ◆ Prova penetrometrica statica cpt
- Pressmetro
- Prova SAEV

Area Indagine/

- Sondaggio

Simboli

- PRECIPITAZIONE ELETTRIFICAZIONE
- CANALINO
- SCELTA MACCHINE
- APPOSITO LAMPEDARIO
- CANALINO PER FUMIGAZIONE
- IMBALLAZIONE
- STRUTTURE ELETTRICHE
- SONDAGGIAMENTO
- IMBALLAZIONE ACQUA FUMIGAZIONE
- IMBALLAZIONE GASOLIO

Partecipazione Accordo di Impianti (Enel - IRI) (2000/000001) Em. 04 del 20.04.81

Fig. 2 - Layout d'impianto con ubicazione sondaggi e relativi approfondimenti.

ENEL IRI

SECONDA DIVISIONE

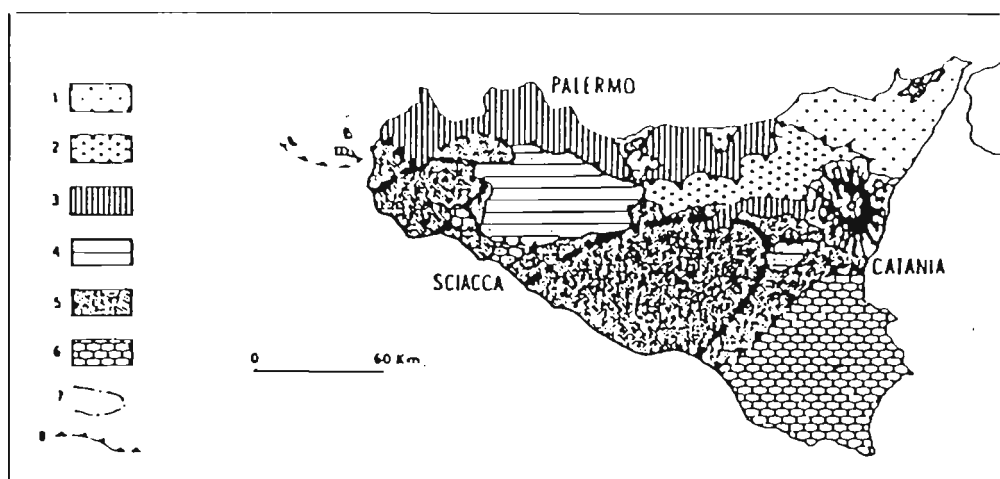
CENTRALE TERMOELETTRICA DI TRIVANI MARSA

RELAZIONE GEOTECNICA FINALE

SCALA: _____

PROVA: _____

IMPIANTO: _____



Principali strutture rappresentate :

1. Unita' dell'Arco Calabro-Peloritano.
2. Unita' Sicilidi (Sedimenti prevalentemente terrigeni).
3. Unita' derivanti dai domini Panormidi (prevalentemente sedimenti di piattaforma carbonatica), Imerese (sedimenti di bacino) e Trapanese (sedimenti di piattaforma e pelagici) che si sono deformati tra l'inizio del Miocene ed il Tortoniano inferiore.
4. Unita' derivanti dai domini Trapanesi (sedimenti di piattaforma e pelagici), Sicano (sedimenti di bacino) e Saccense (sedimenti di piattaforma e pelagici), che si sono deformati dopo il Tortoniano inferiore e mostrano evidenze di un decrescente trasporto tettonico.
5. Sedimenti terrigeni di tipo "molassico" depositatisi nelle avanfosse.
6. Avampaese Ibleo (sedimenti pelagici, vulcanici e sedimenti di piattaforma, questi ultimi non affioranti).
7. Strutture profonde nelle aree di avampaese ("avanfosse").
8. Fronti di accavallamento affioranti e sepolti.

Fig. 3 - Schema geologico della regione Sicilia (Catalano et al., 1978).

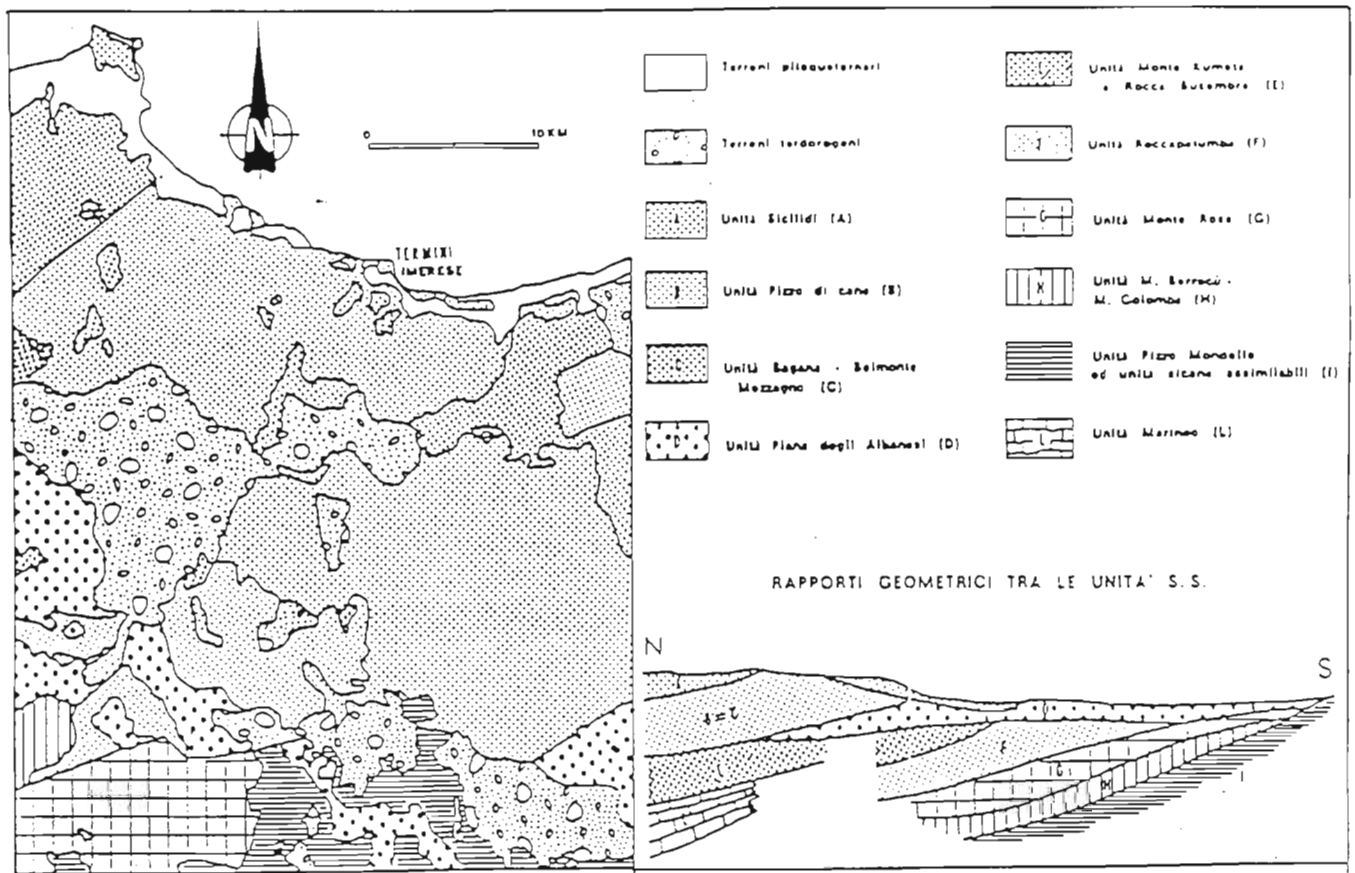
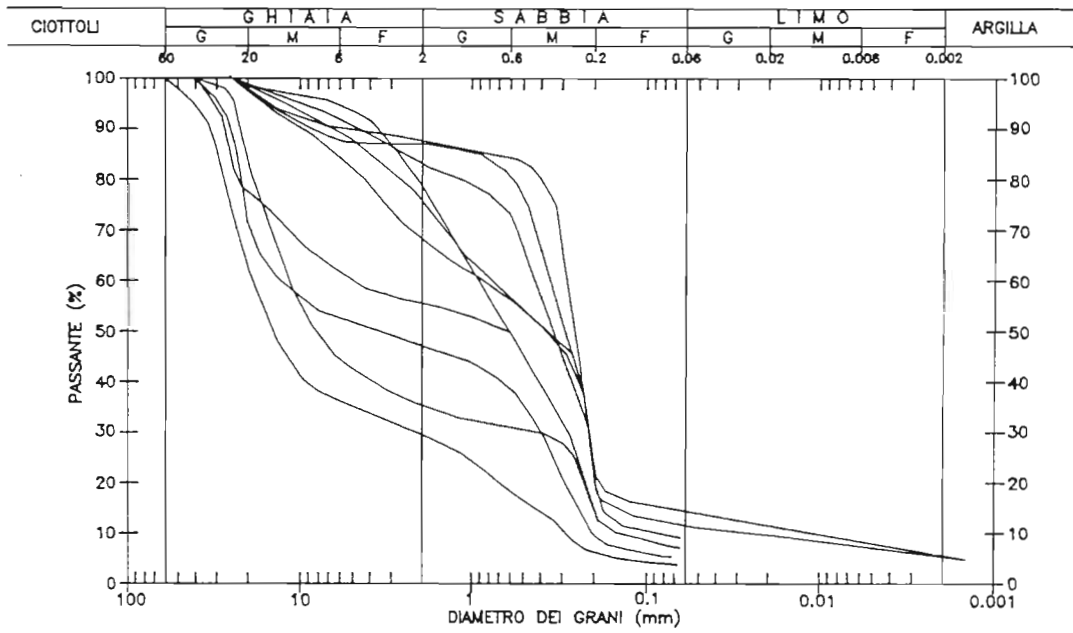


Fig. 4 - Schema stratigrafico-strutturale (Catalano et al., 1979).



ZONA A - INDAGINE 1989-1990

Fig. 5 - Fuso granulometrico dei materiali costituenti lo strato 1.

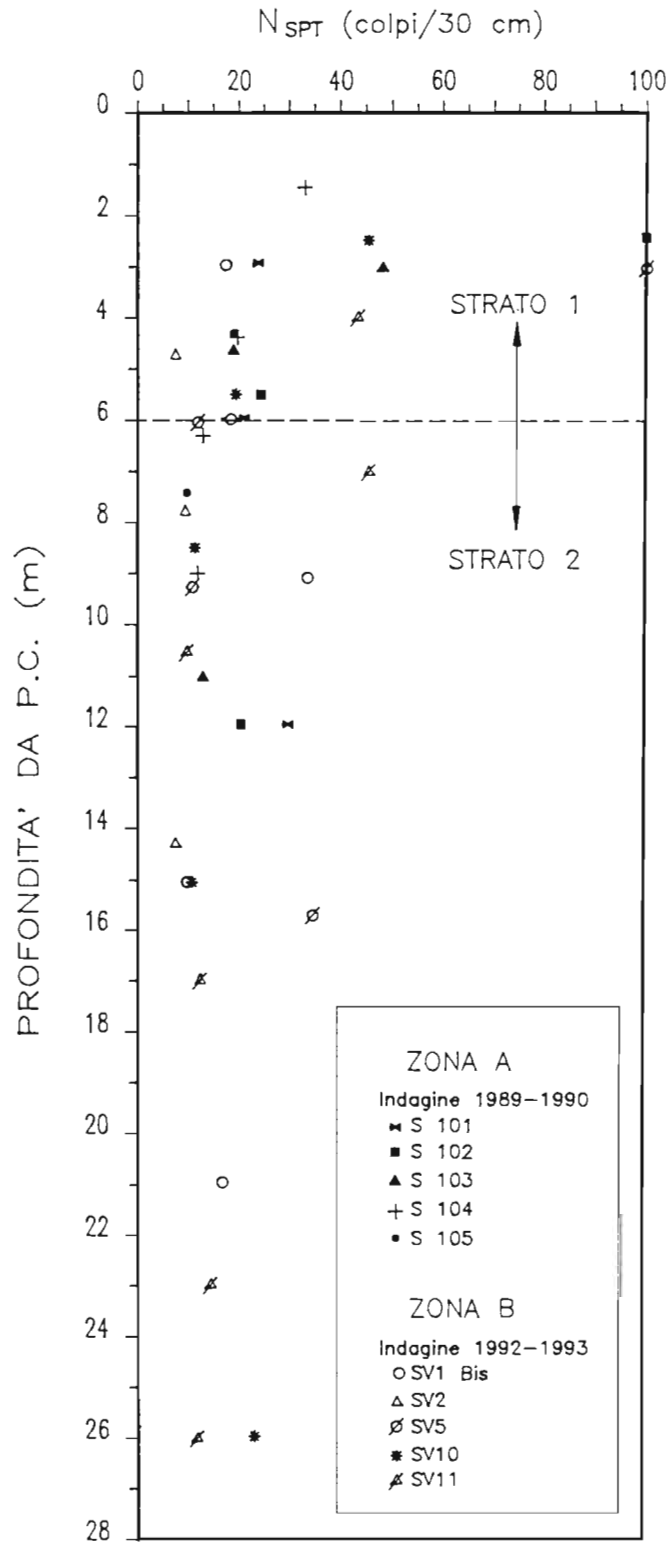
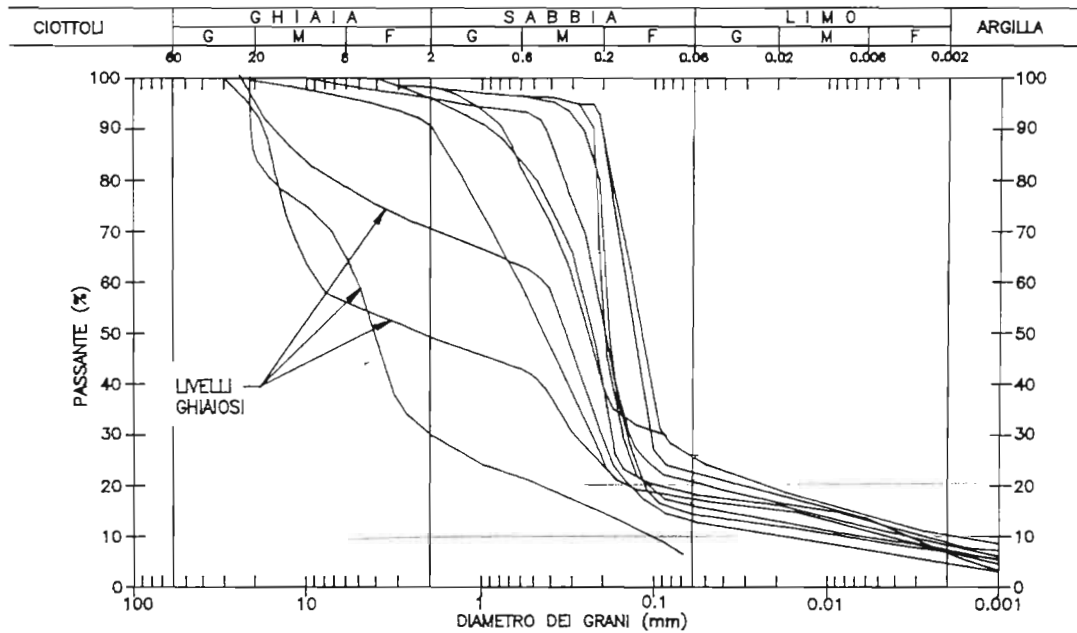
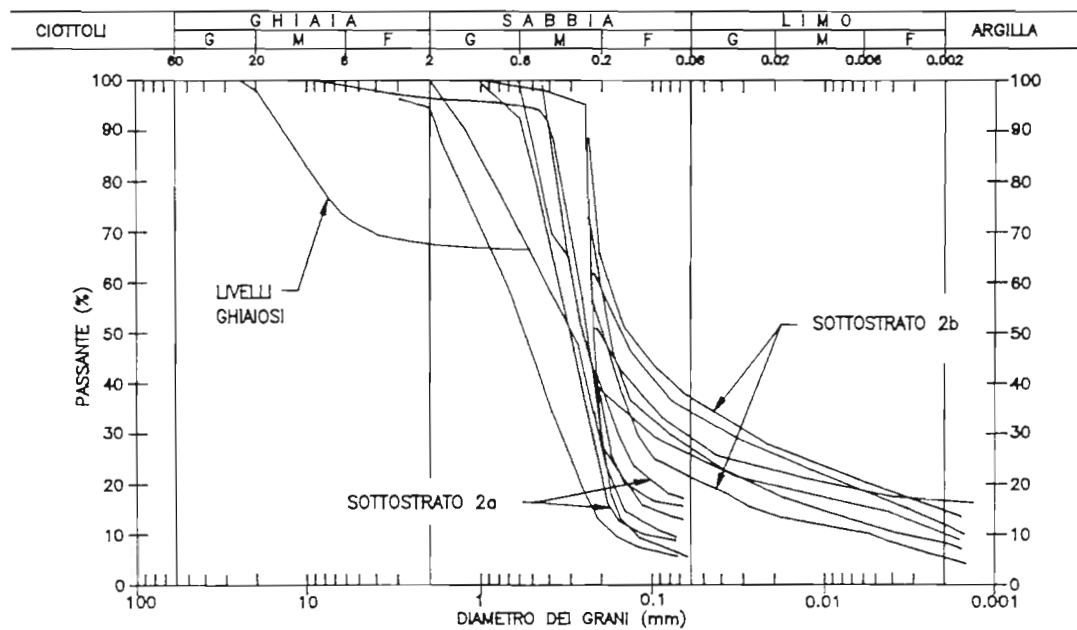


Fig. 6 - Risultati delle prove SPT.

CENTRALE TERMOELETRICA DI TERMINI IMERESE
RELAZIONE GEOTECNICA FINALE

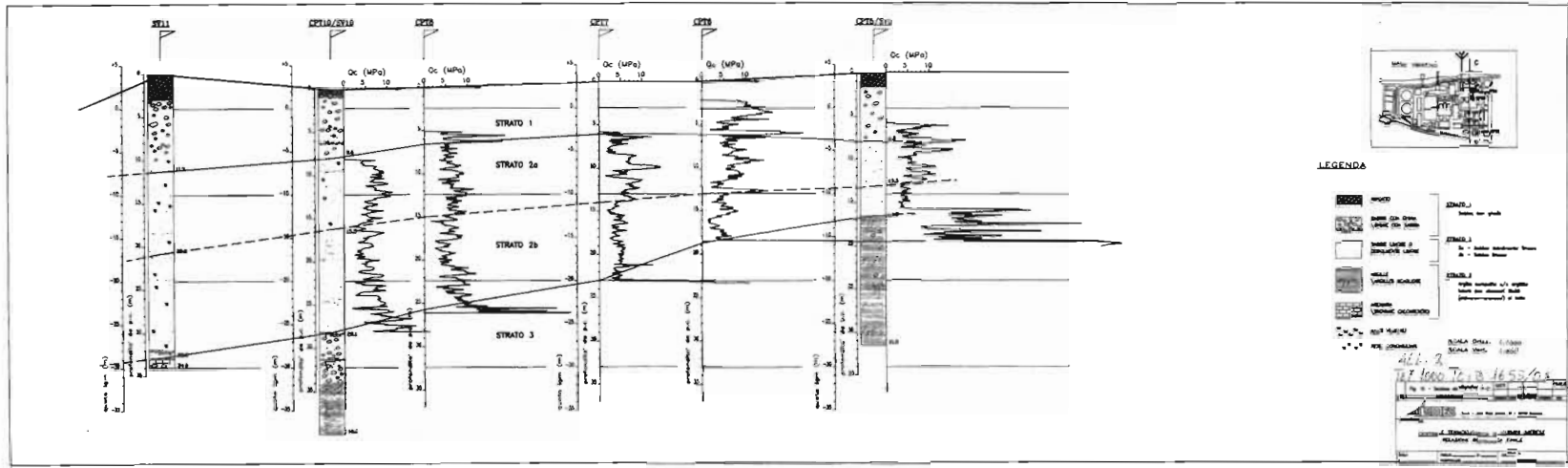


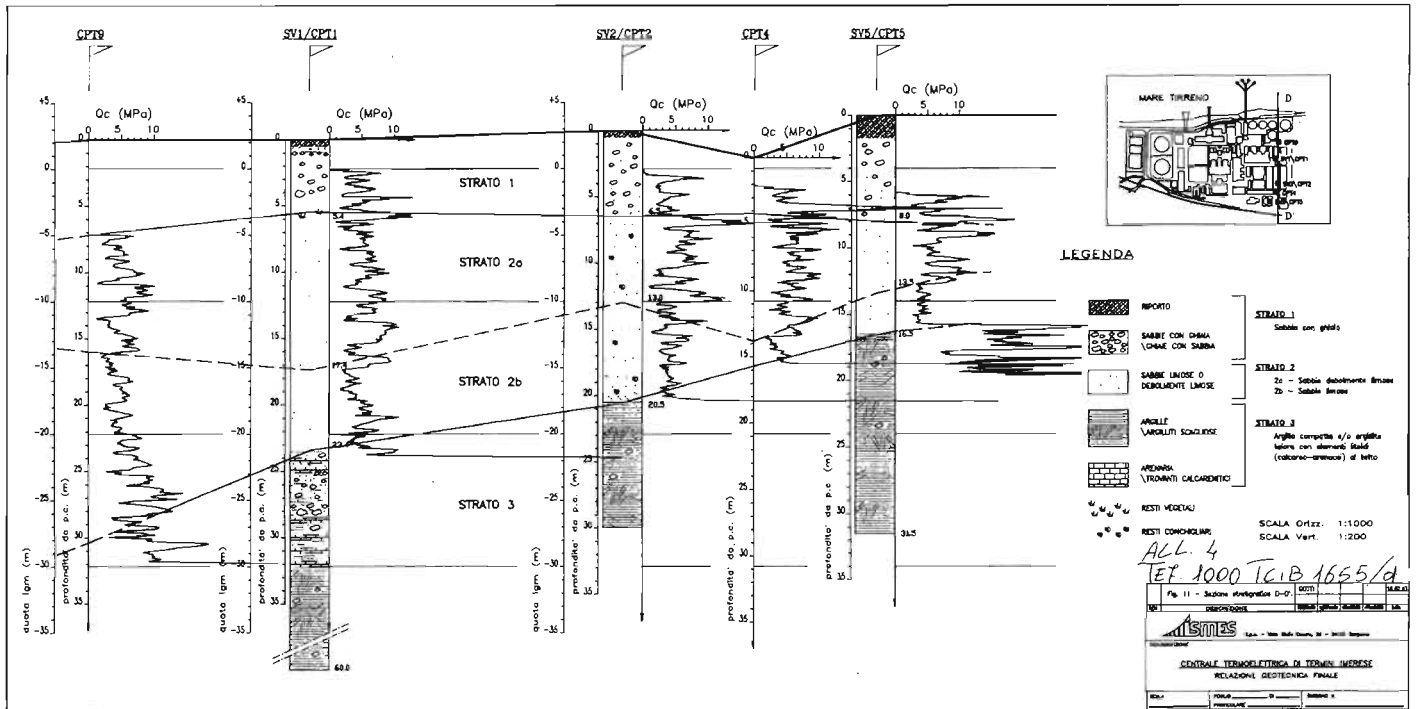
ZONA A - INDAGINE 1989-1990



ZONA B - INDAGINE 1992-1993

Fig. 7 - Fusi granulometrici dei materiali costituenti lo strato 2.





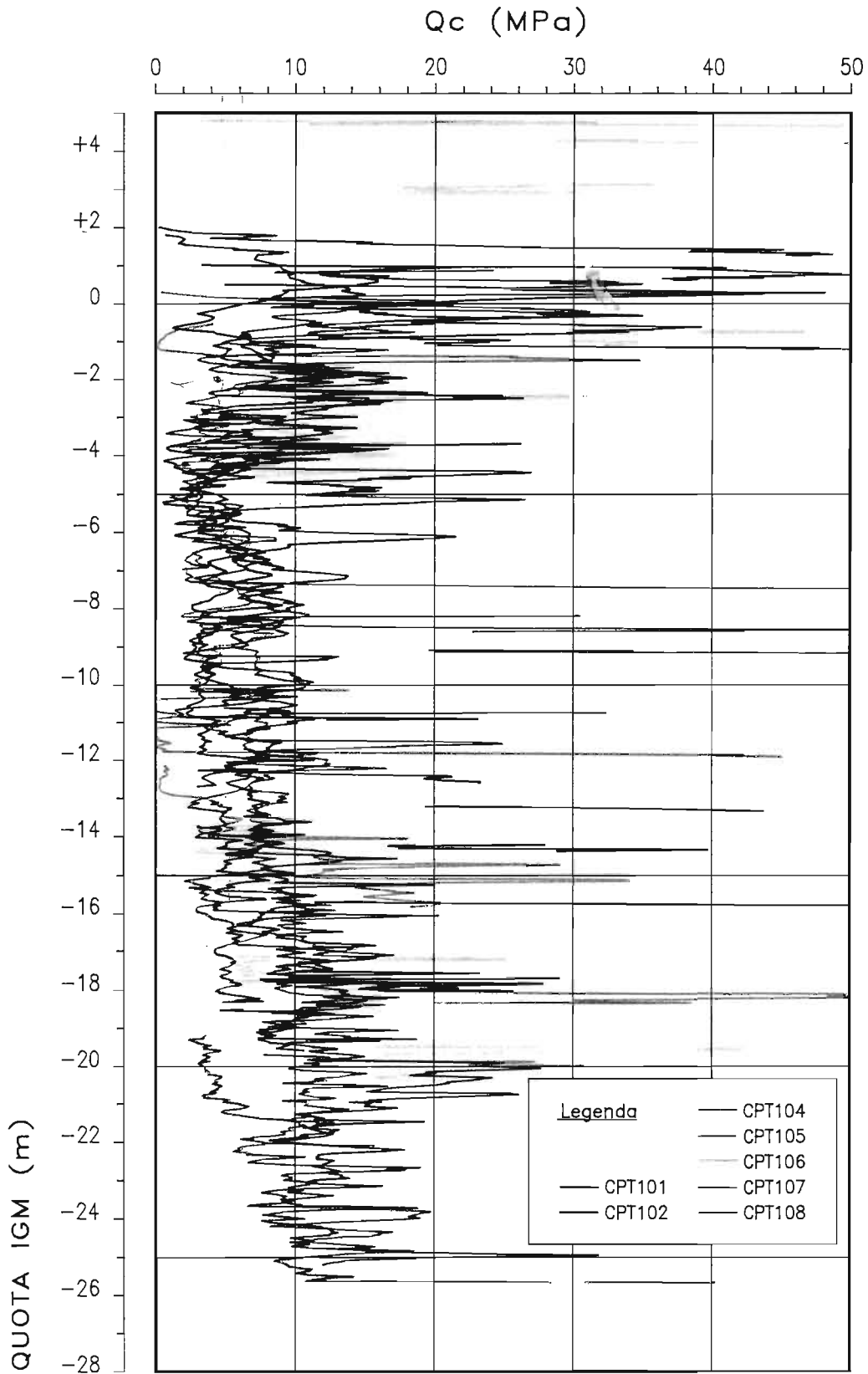


Fig. 12 – Involuppo prove CPT zona A.

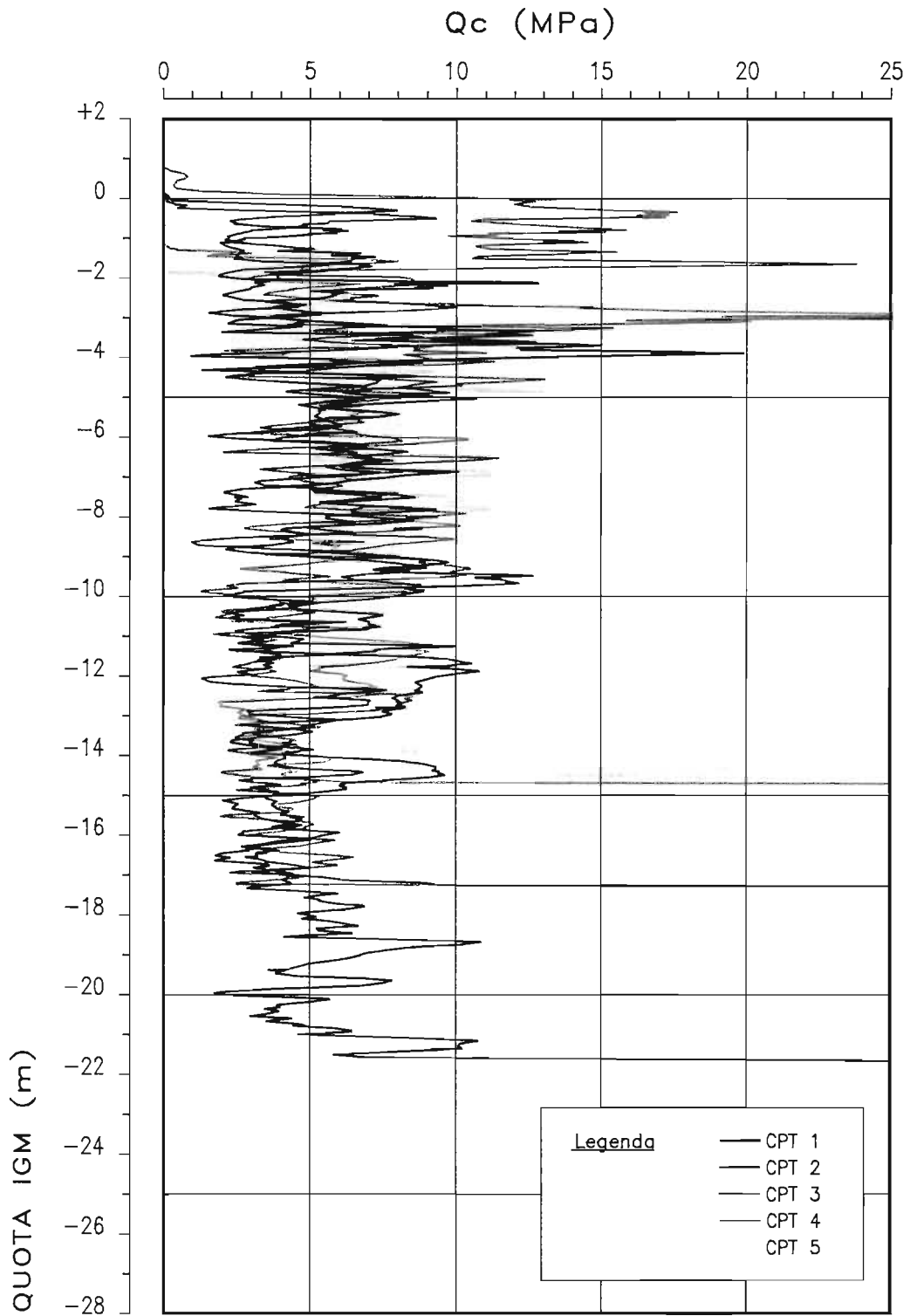


Fig. 13 – Involuppo prove CPT zona B (prima parte).

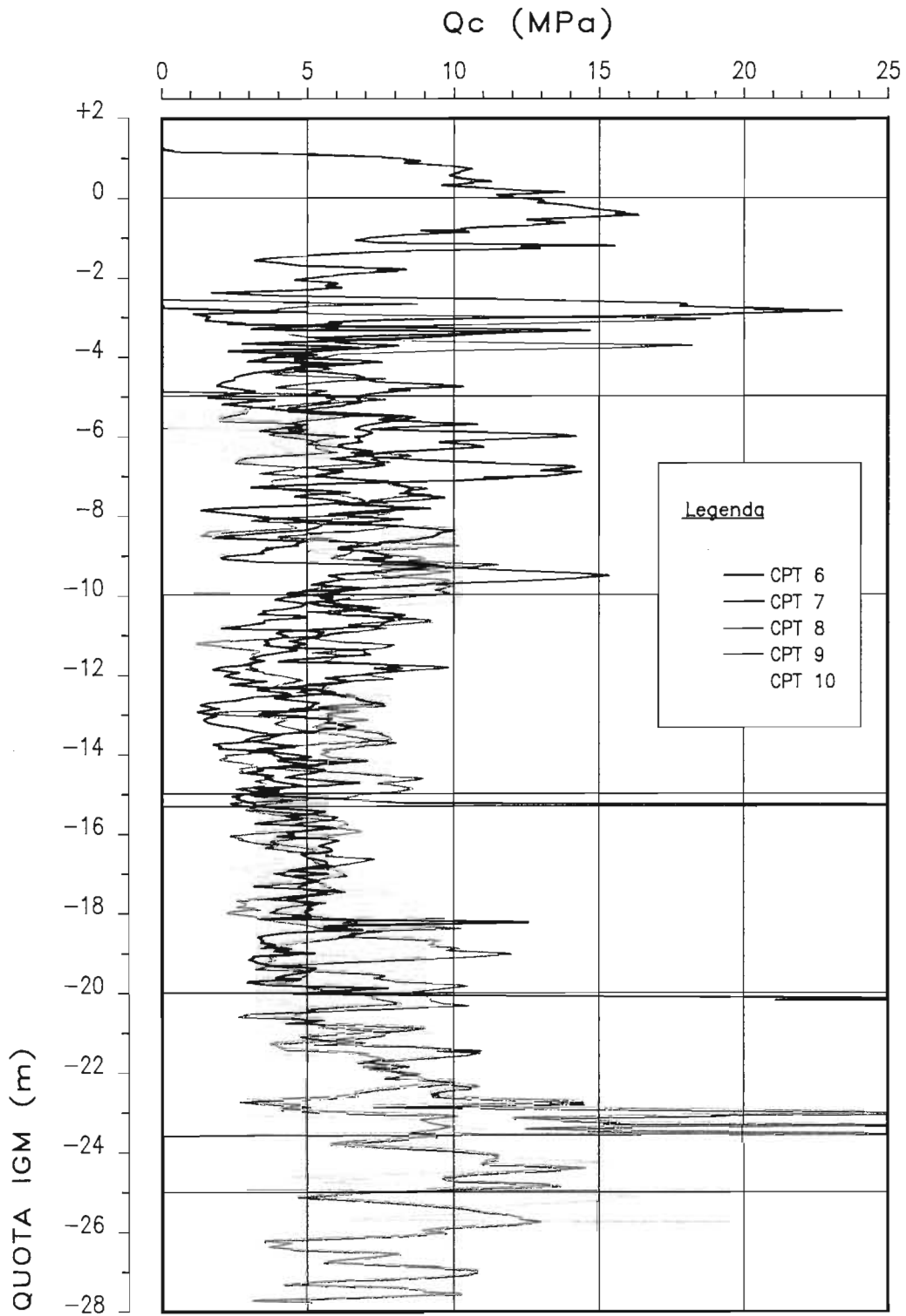
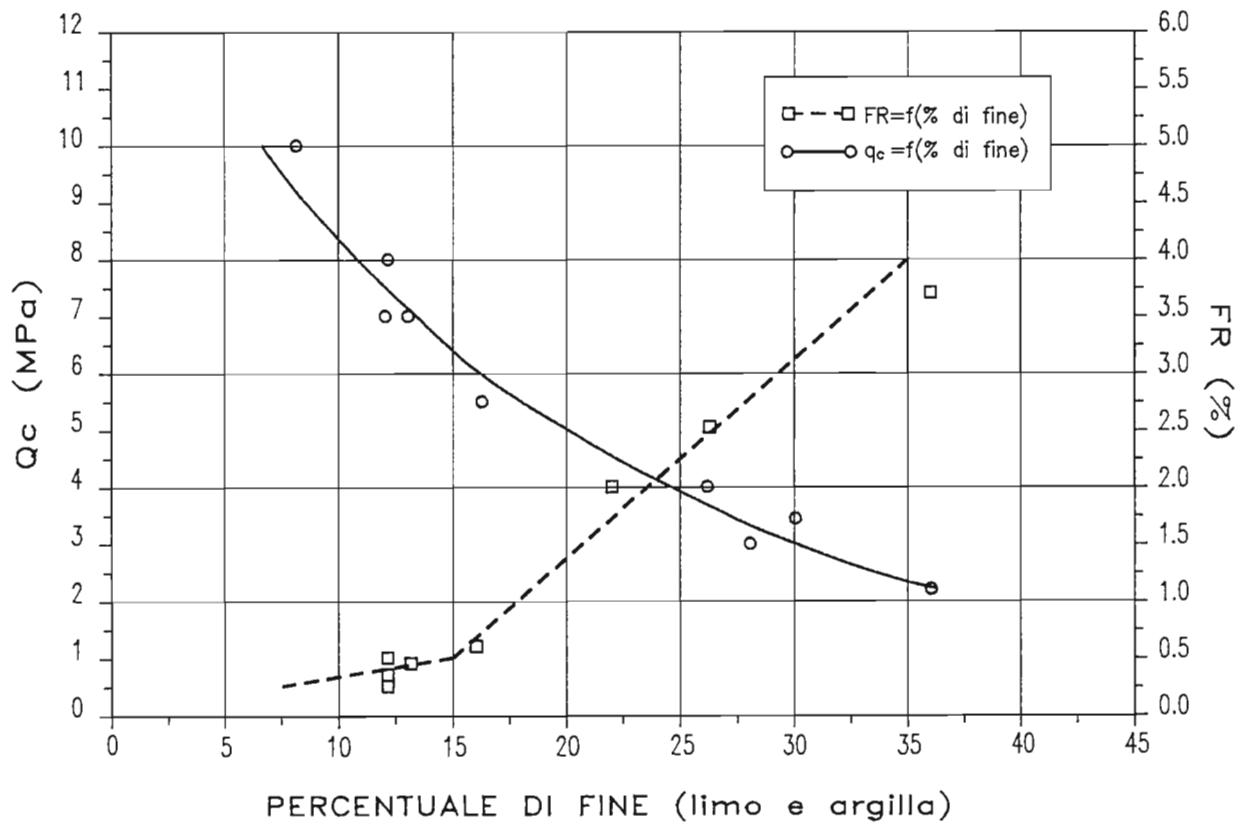


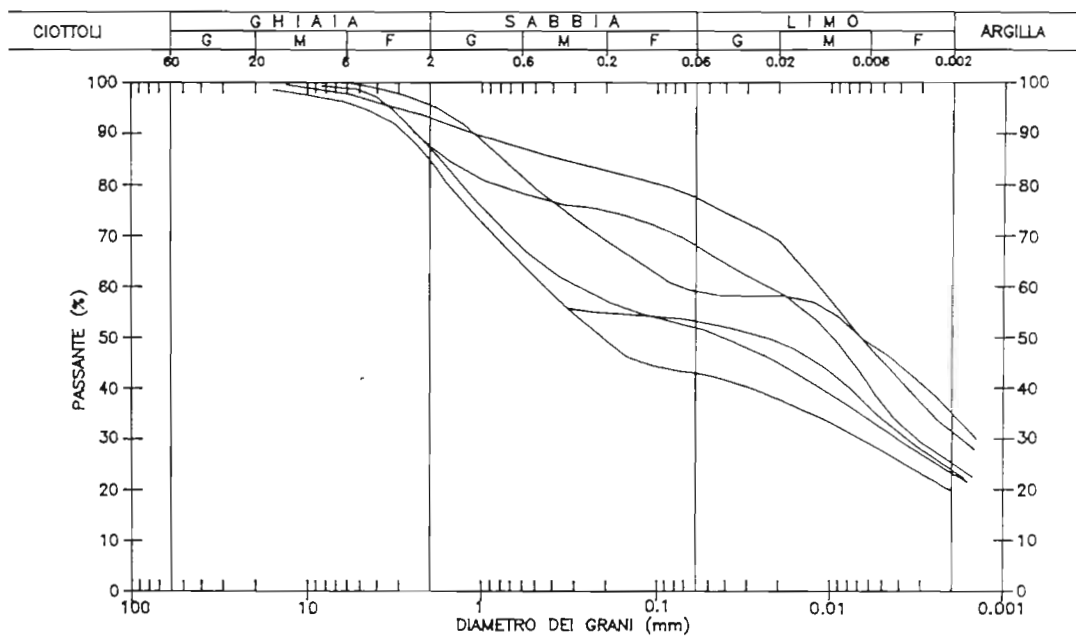
Fig. 14 - Involuppo prove CPT zona B (seconda parte).



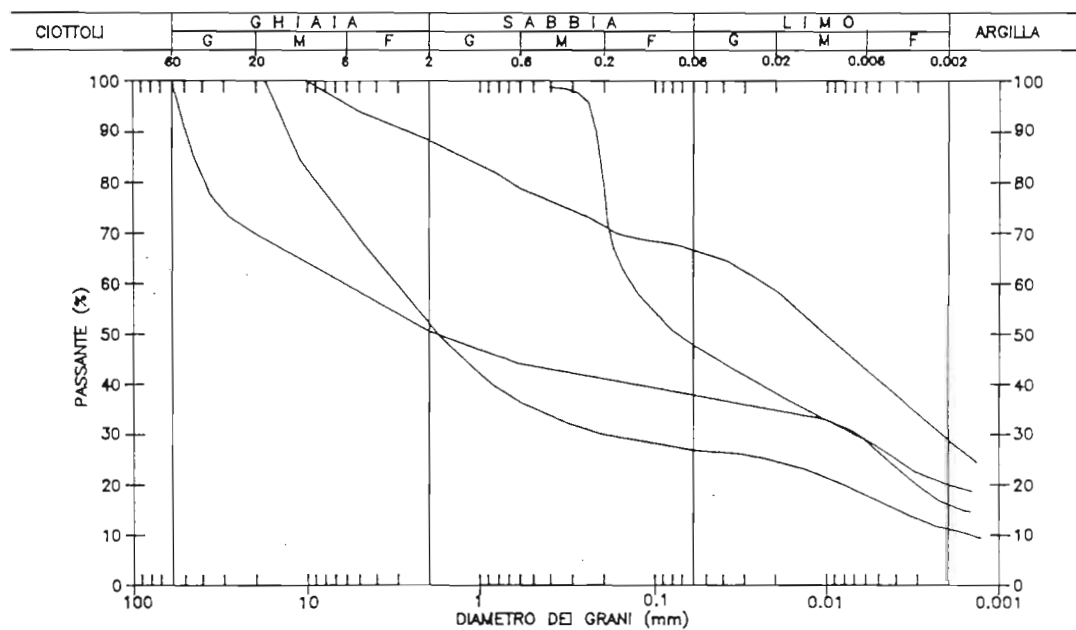
(DATI RICAVATI DALLA PROVA PENETROMETRICA STATICA CPT1
 E DAL SONDAGGIO SV1 - PROFONDITA' 7-15 m DA P.C.)

Fig. 15 -- Resistenza penetrometrica statica alla punta e "friction ratio" in funzione della percentuale di fine.

CENTRALE TERMOELETTRICA DI TERMINI IMERESE
RELAZIONE GEOTECNICA FINALE



ZONA A - INDAGINE 1989-1990



ZONA B - INDAGINE 1992-1993

Fig. 16 - Fusi granulometrici dei materiali costituenti lo strato 3.

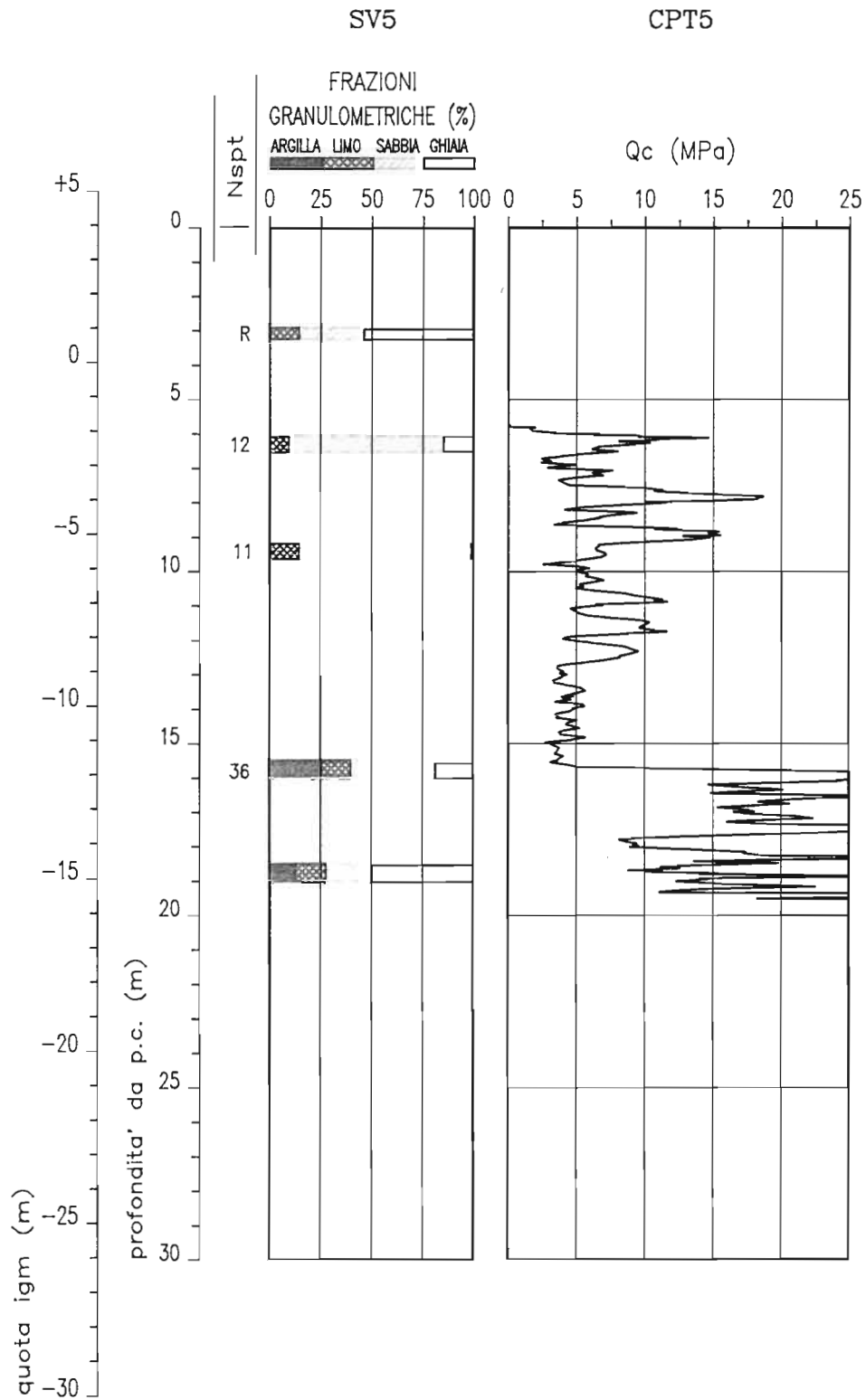


Fig. 19 -- Dati granulometrici, penetrometrici statici e dinamici della verticale 5.

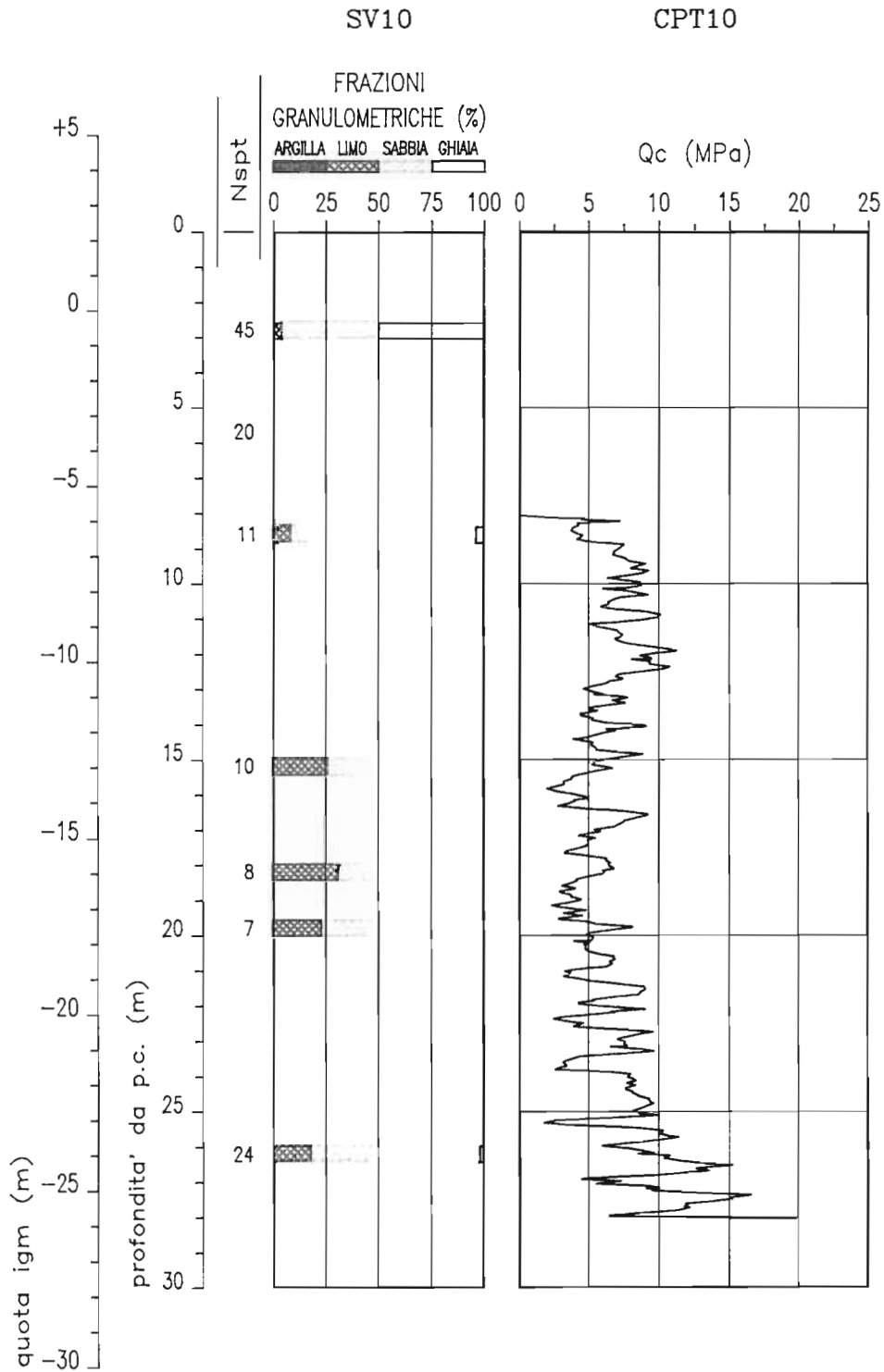


Fig. 20 – Dati granulometrici, penetrometrici statici e dinamici della verticale 10.

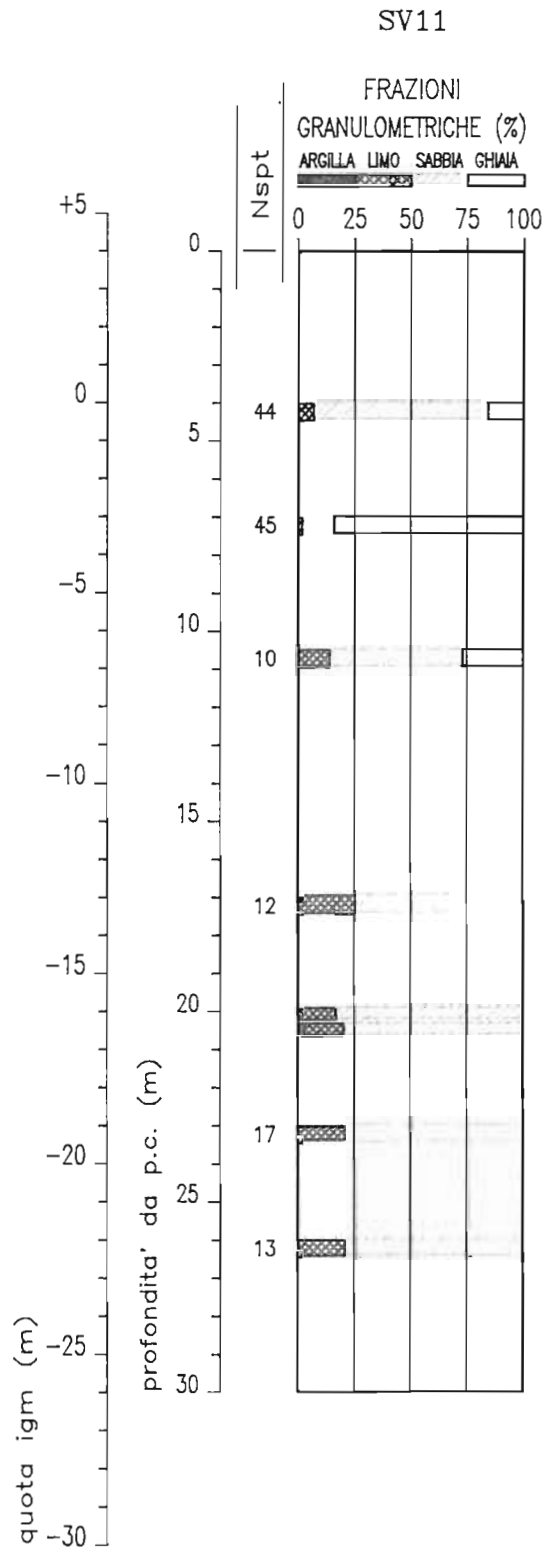
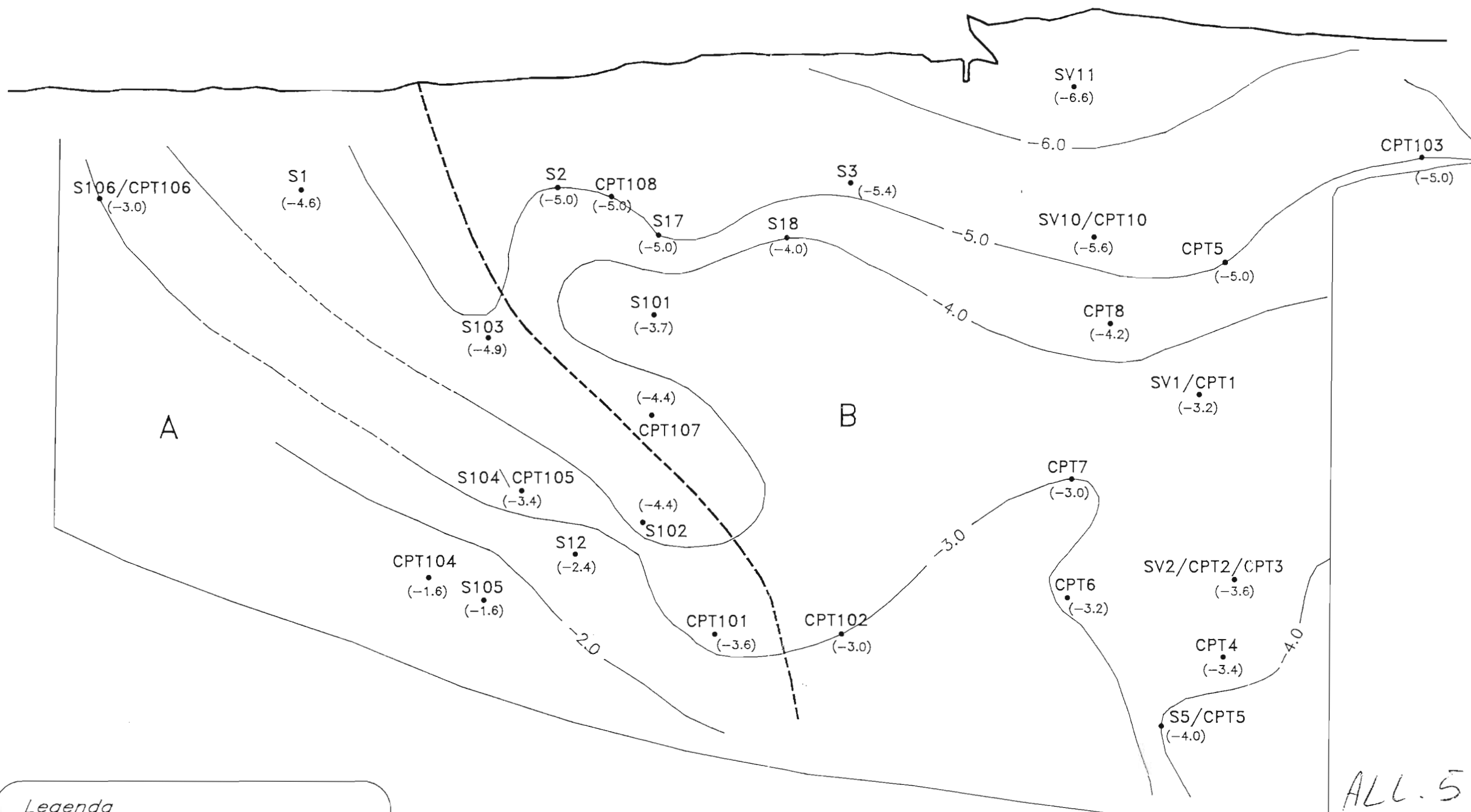


Fig. 21 – Dati granulometrici, penetrometrici statici e dinamici della verticale 11.



ALL. 5
 TEL. 1000 TCIB 1655/0

Legenda

A: ZONA OVE NON SI EVIDENZIA LO STRATO 2b

B: ZONA OVE COMPARE LO STRATO 2b

--- LIMITE PRESUNTO TRA LE ZONE A e B

EQUIDISTANZA : 1 m

RIFERIMENTO : LIVELLO MEDIO MARE

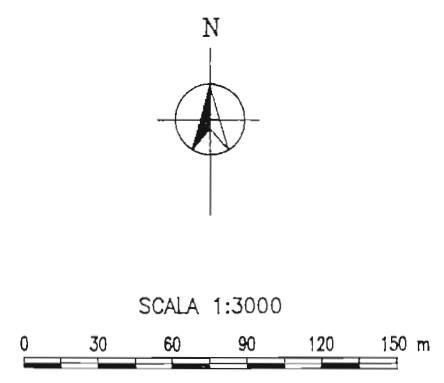
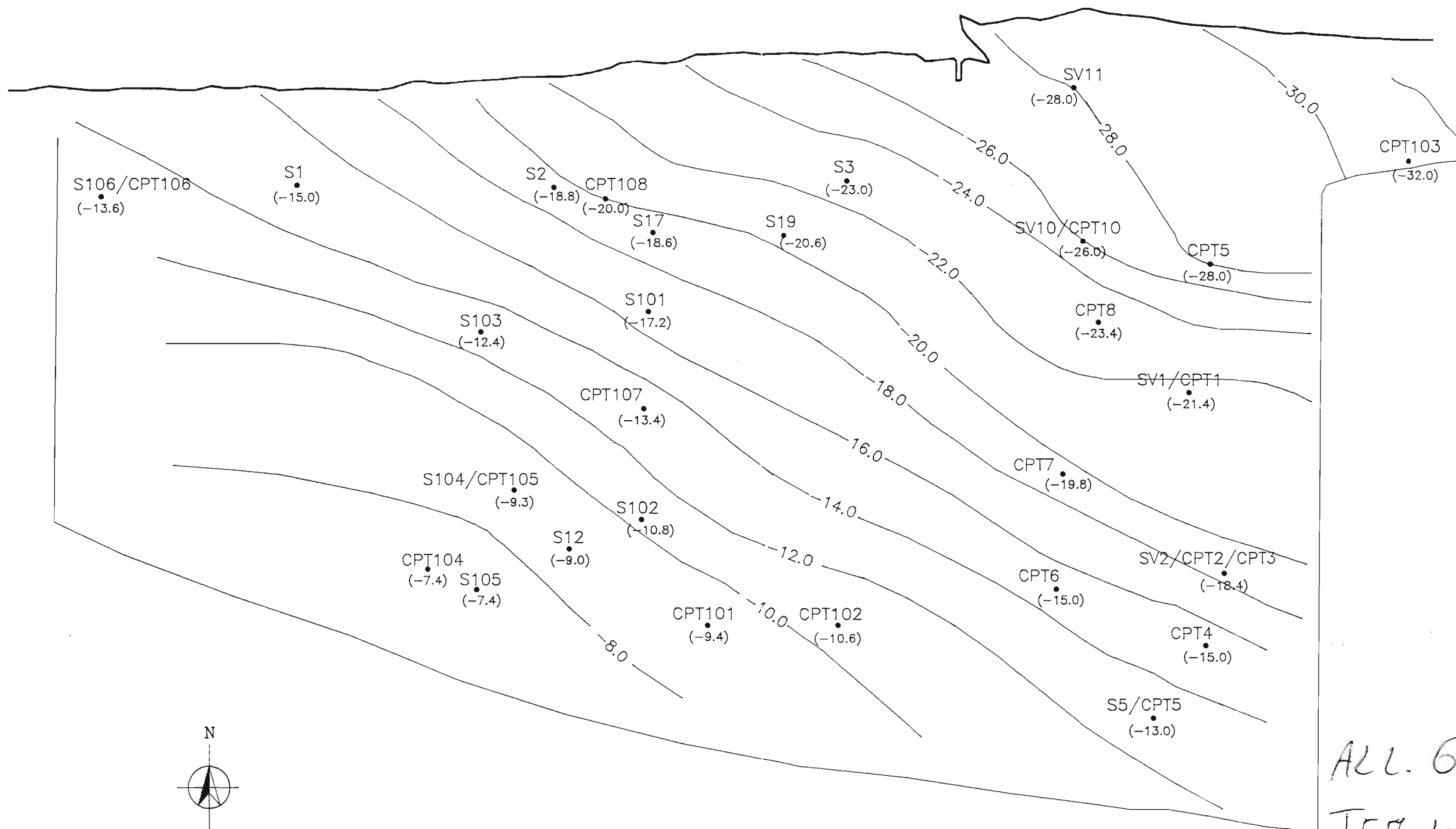
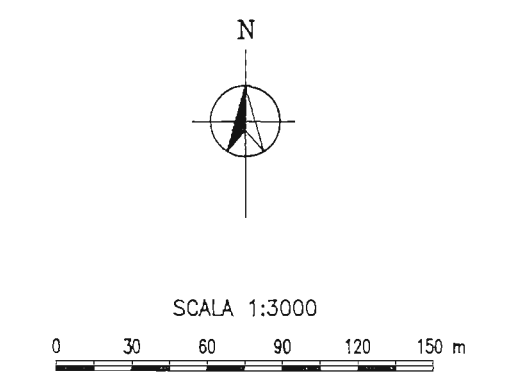


Fig. 22 - Curve di livello strato 2 (sabbie e sabbie limose).		GOTTI			18.02.93
REV.	DESCRIZIONE	DISEGNATO	VERIFICATO	CONVALIDATO	APPROVATO
CENTRALE TERMoeLETTRICA DI TERMINI IMERESE RELAZIONE GEOTECNICA FINALE					
SCALA	FUOGIO PARTICOLARE	DI	DISEGNO N.		



ALL. 6
TE 7.1000 TCIB 1655/e



EQUIDISTANZA : 2 m
RIFERIMENTO : LIVELLO MEDIO MARE

Fig. 23 - Curve di livello tetto strato 3 (argilliti).		GOTTI			18.02.93
REV.	DESCRIZIONE	DESEGNATO	VERIFICATO	CONSOLIDATO	APPROVATO DATA
CENTRALE TERMOELETRICA DI TERMINI IMERSE RELAZIONE GEOTECNICA FINALE					
SCALA	FOGLIO	DI	DISEGNO N.		
	PARTICOLARE				

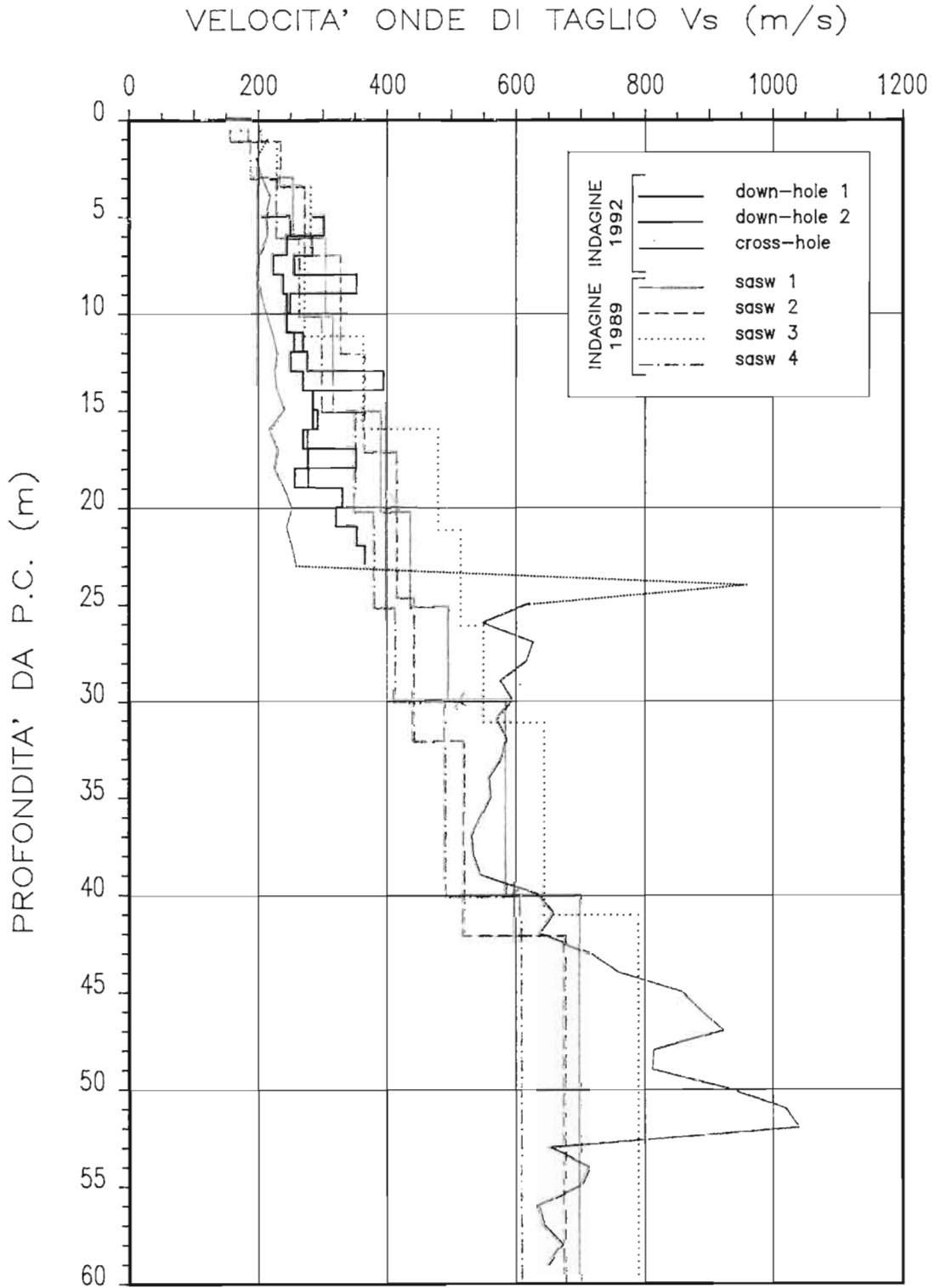


Fig. 24 - Velocita' delle onde di taglio con la profondita'.

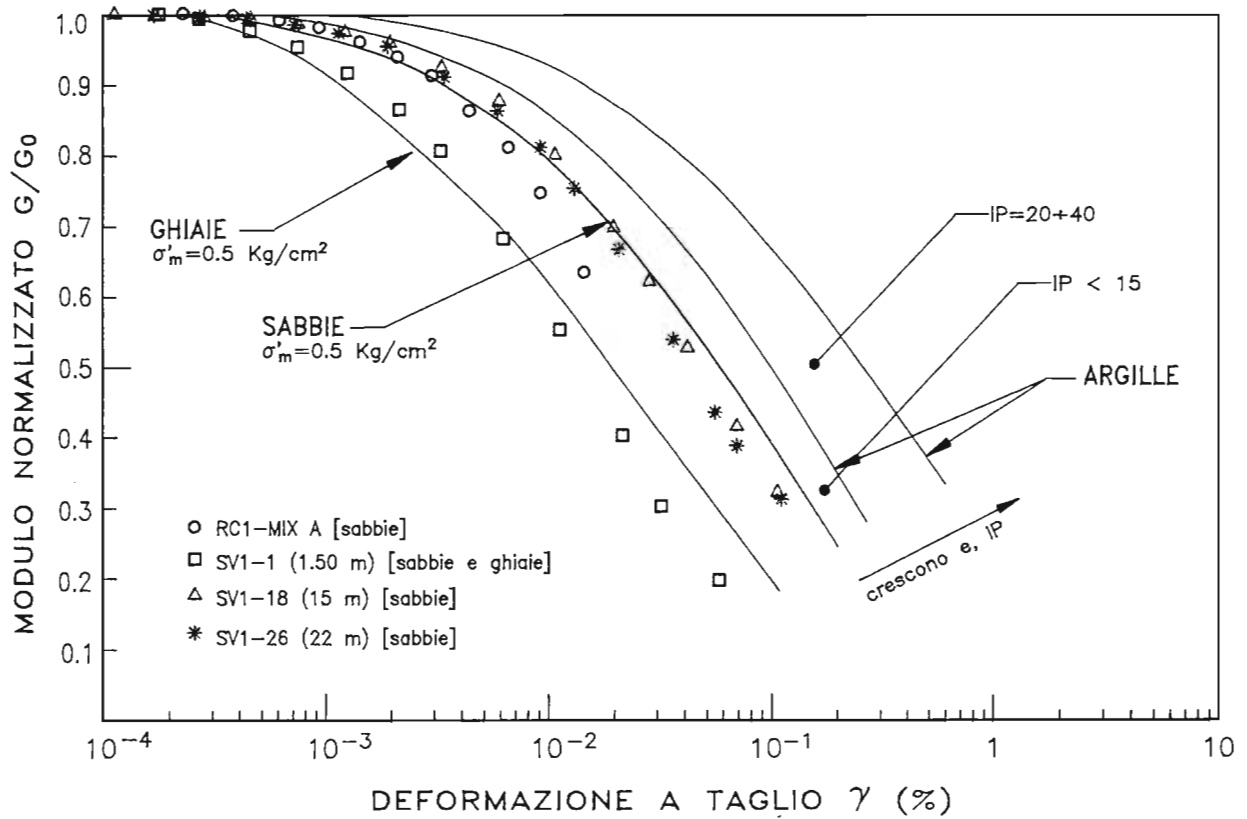


Fig. 25 - Decadimento del modulo di taglio con la deformazione a taglio.
 (Lo Presti 1989, Dobry e Vucetic 1987).

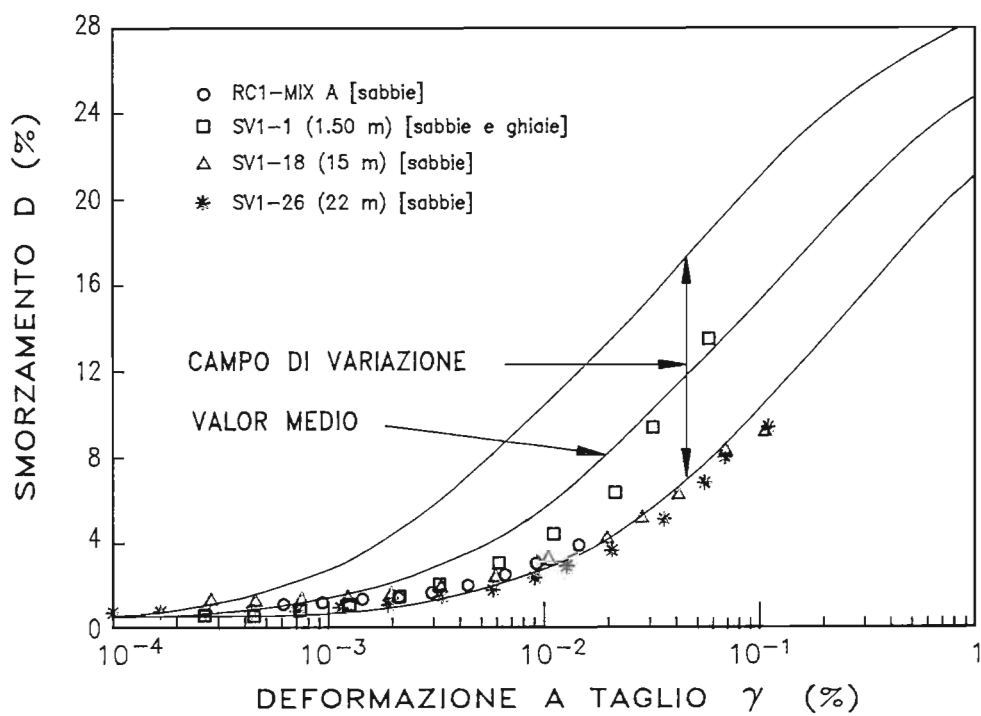


Fig. 26 – Rapporto di smorzamento con la deformazione a taglio (Lo Presti 1989, Seed et al. 1986).

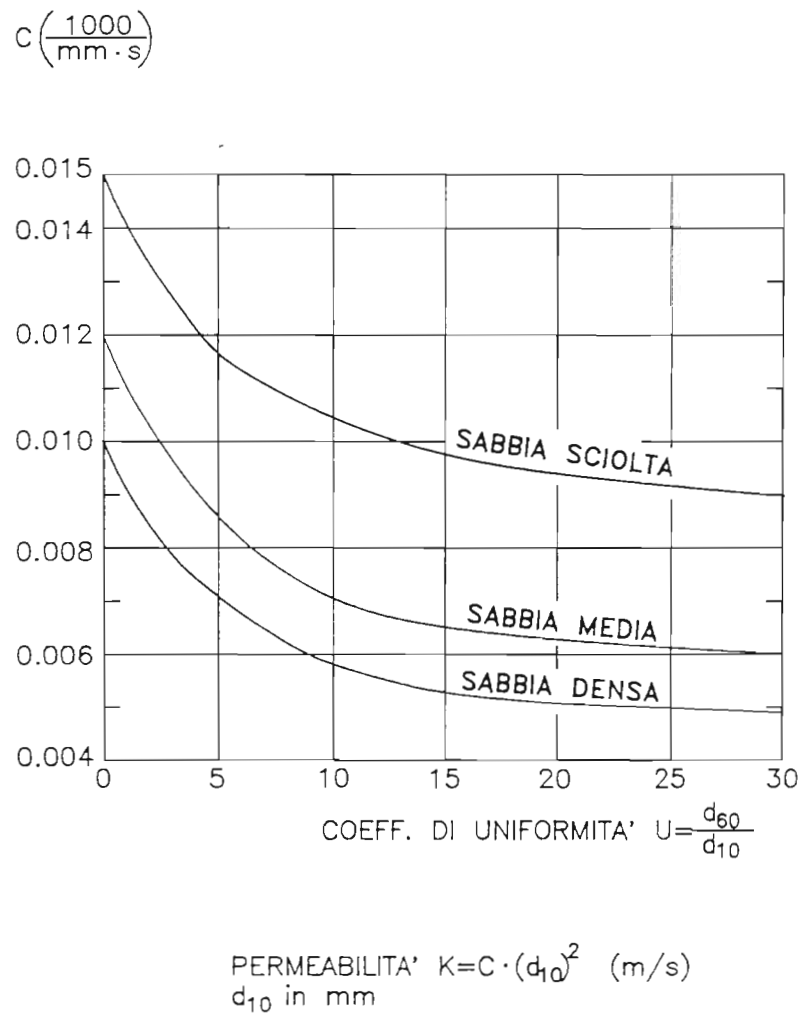


Fig. 27 - Correlazione tra coefficiente di permeabilita' (K) e caratteristiche granulometriche.

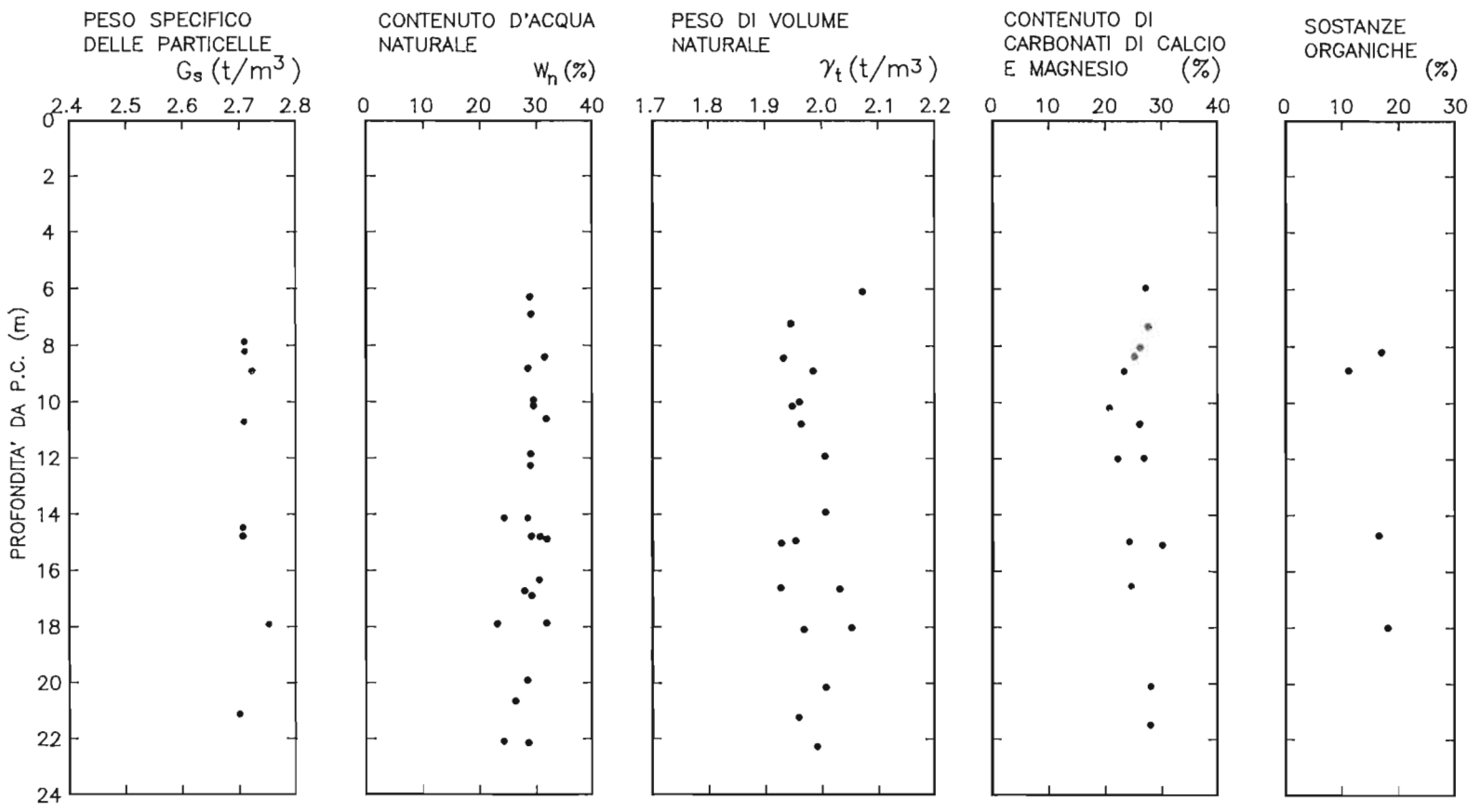


Fig. 28 – Risultati delle prove di classificazione per lo strato 2.

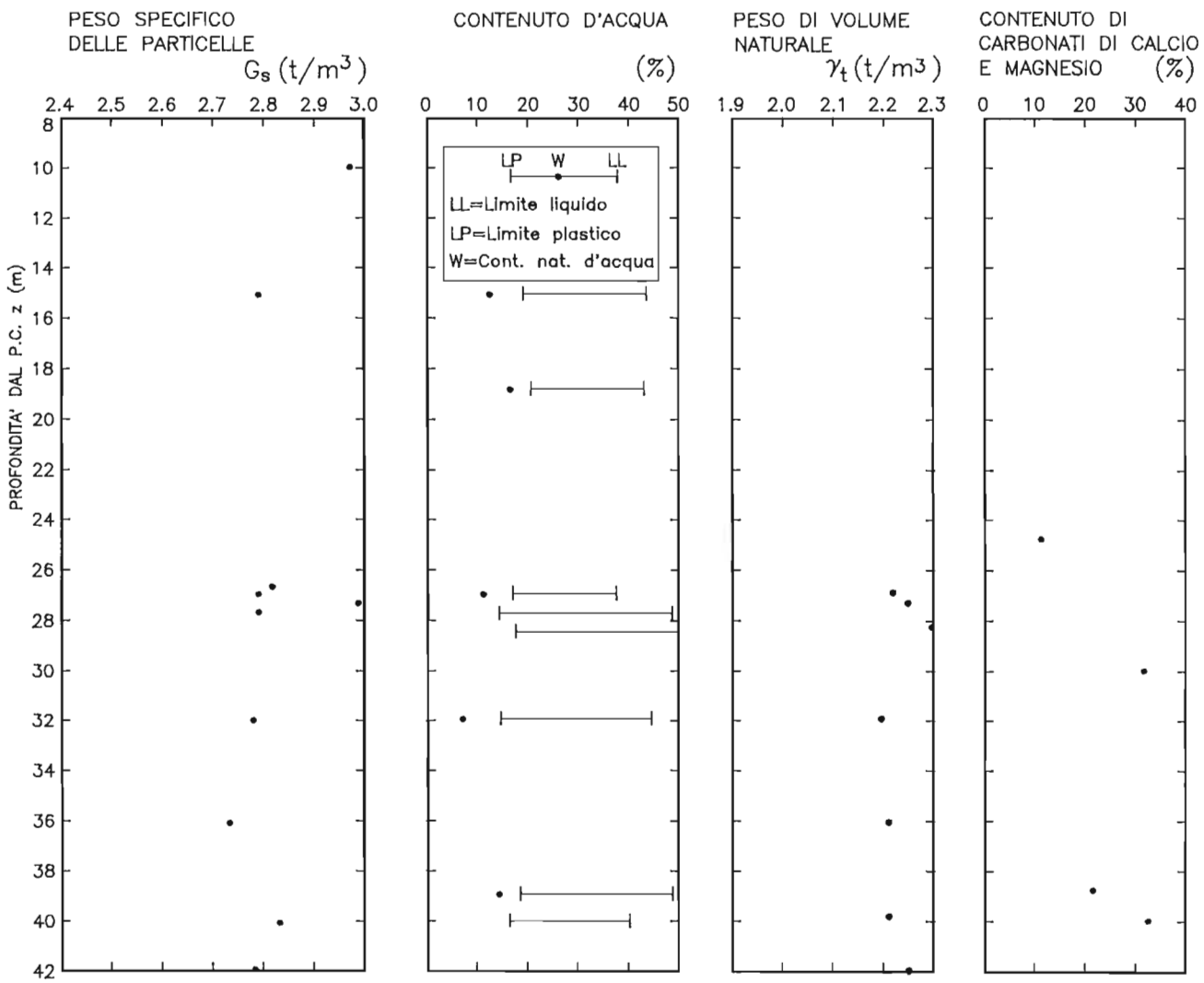


Fig. 29 – Risultati delle prove di classificazione per lo strato 3.

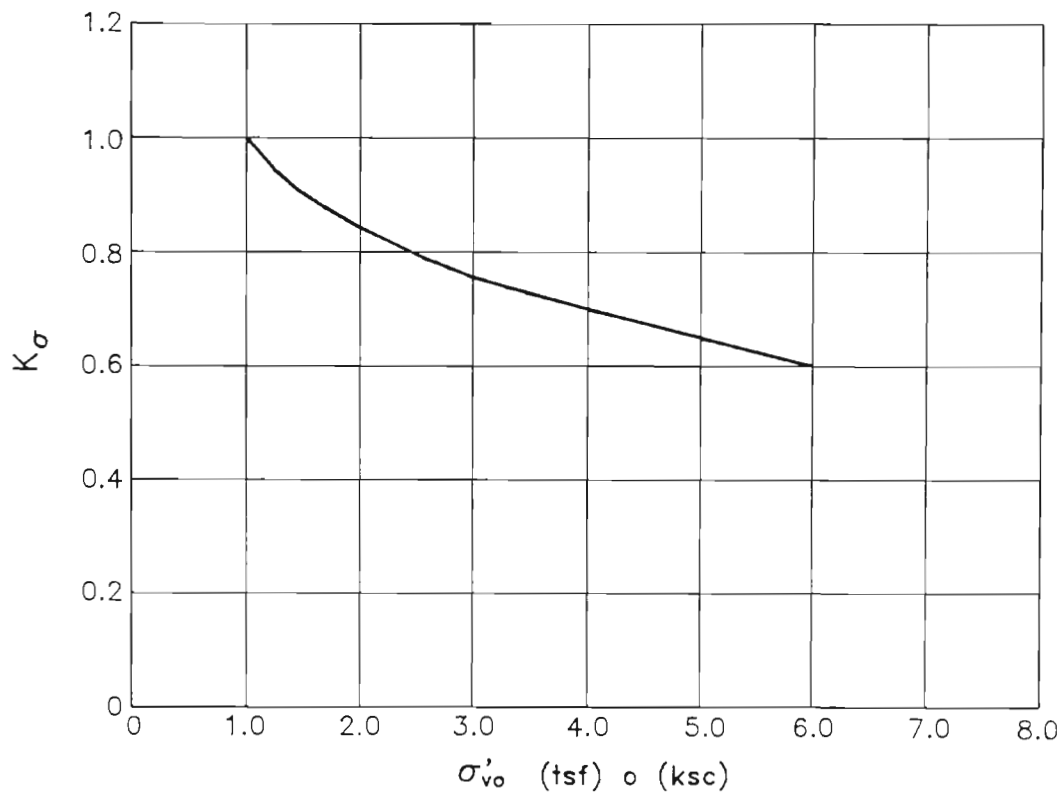


Fig. 30 – Coefficiente correttivo per tenere conto della pressione verticale efficace (Rollins & Seed, 1990).

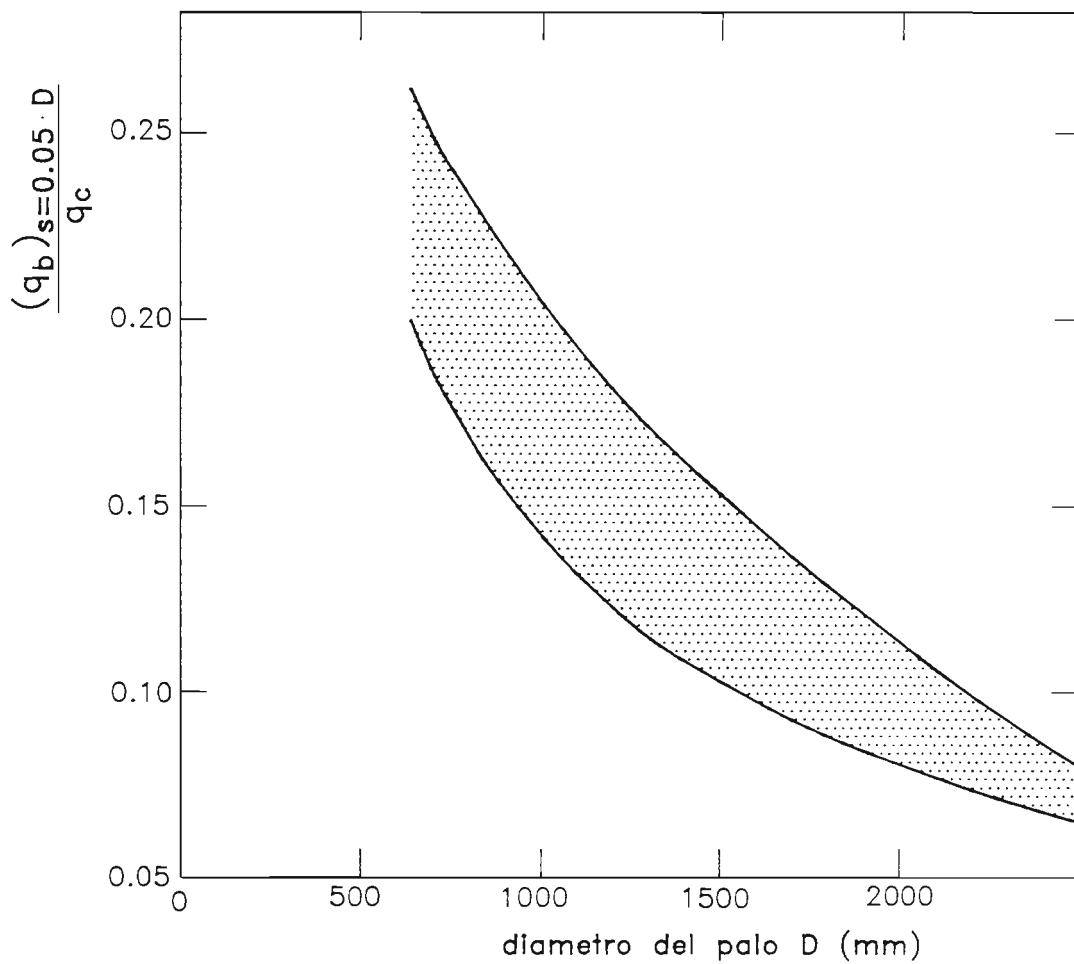


Fig. 31 – Portata di base limite convenzionale unitaria di pali trivellati in sabbia in funzione della resistenza di punta del penetrometro statico (q_c) e del diametro del palo (D) (Jamiolkowski e Lancellotta, 1988).

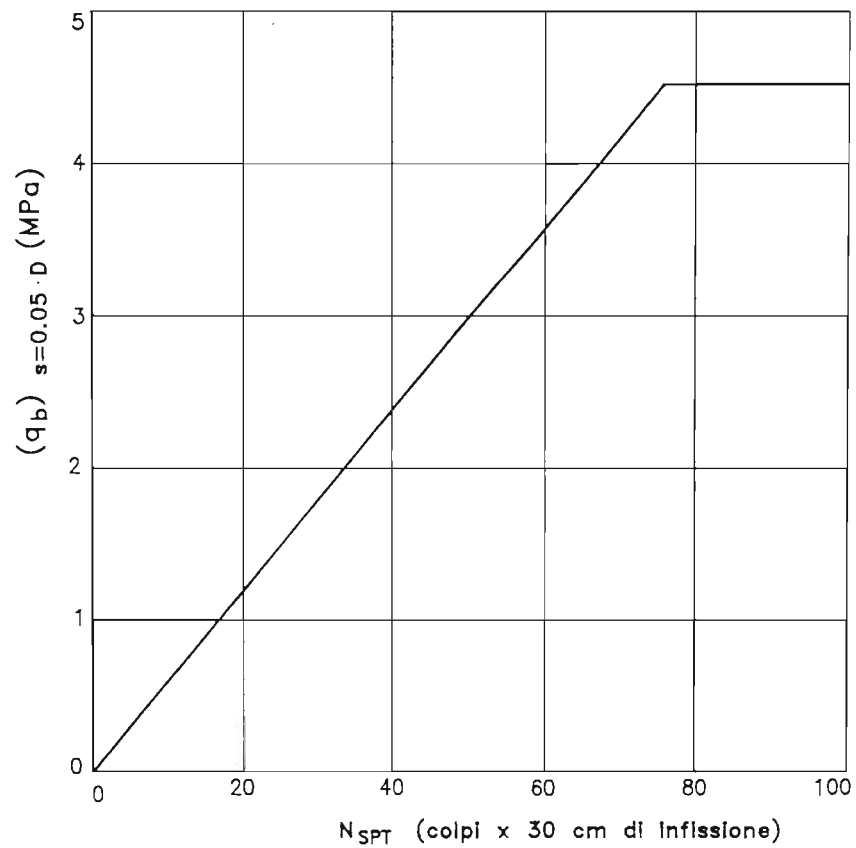


Fig. 32 – Portata di base limite convenzionale unitaria di pali trivellati in sabbia ($L < 25m$)
 (Reese & Wright, 1977 ; Reese & O'Neill, 1987).

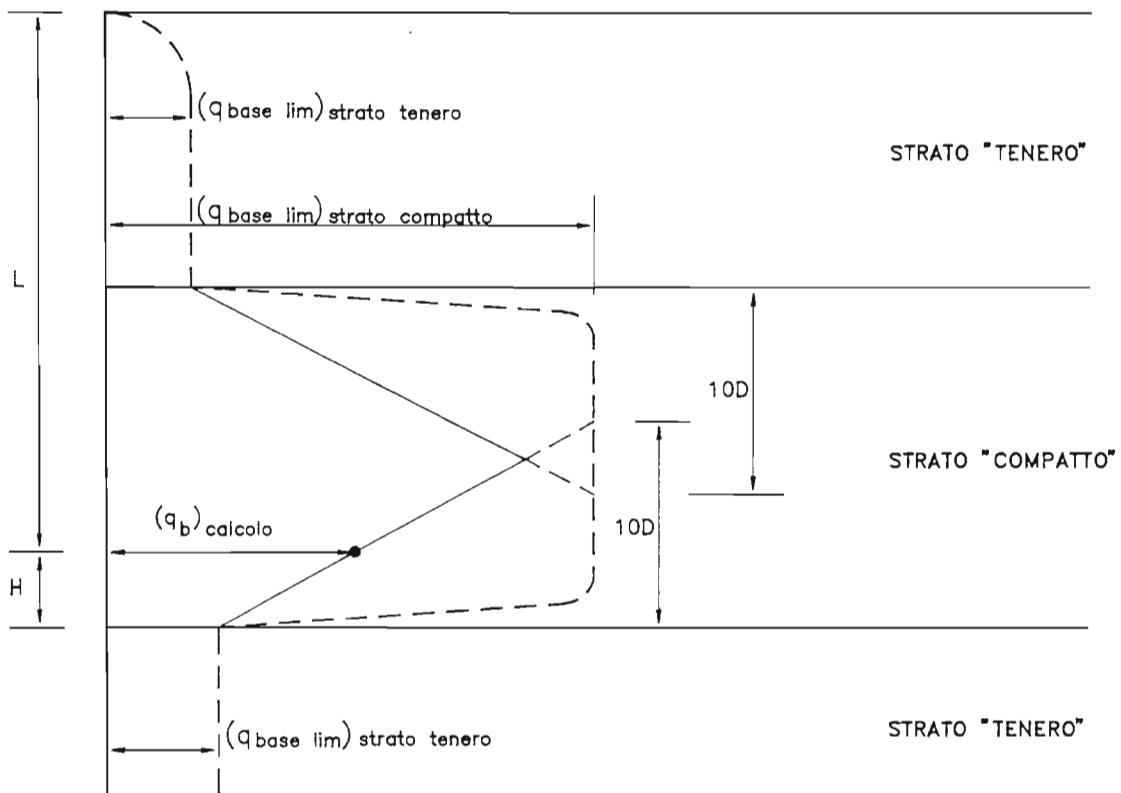


Fig. 33 – Relazione tra $(q_b)_{calcolo}$ e la profondita' di infissione nello strato portante posto sopra e sotto uno strato piu' tenero (Meyerhof, 1976).

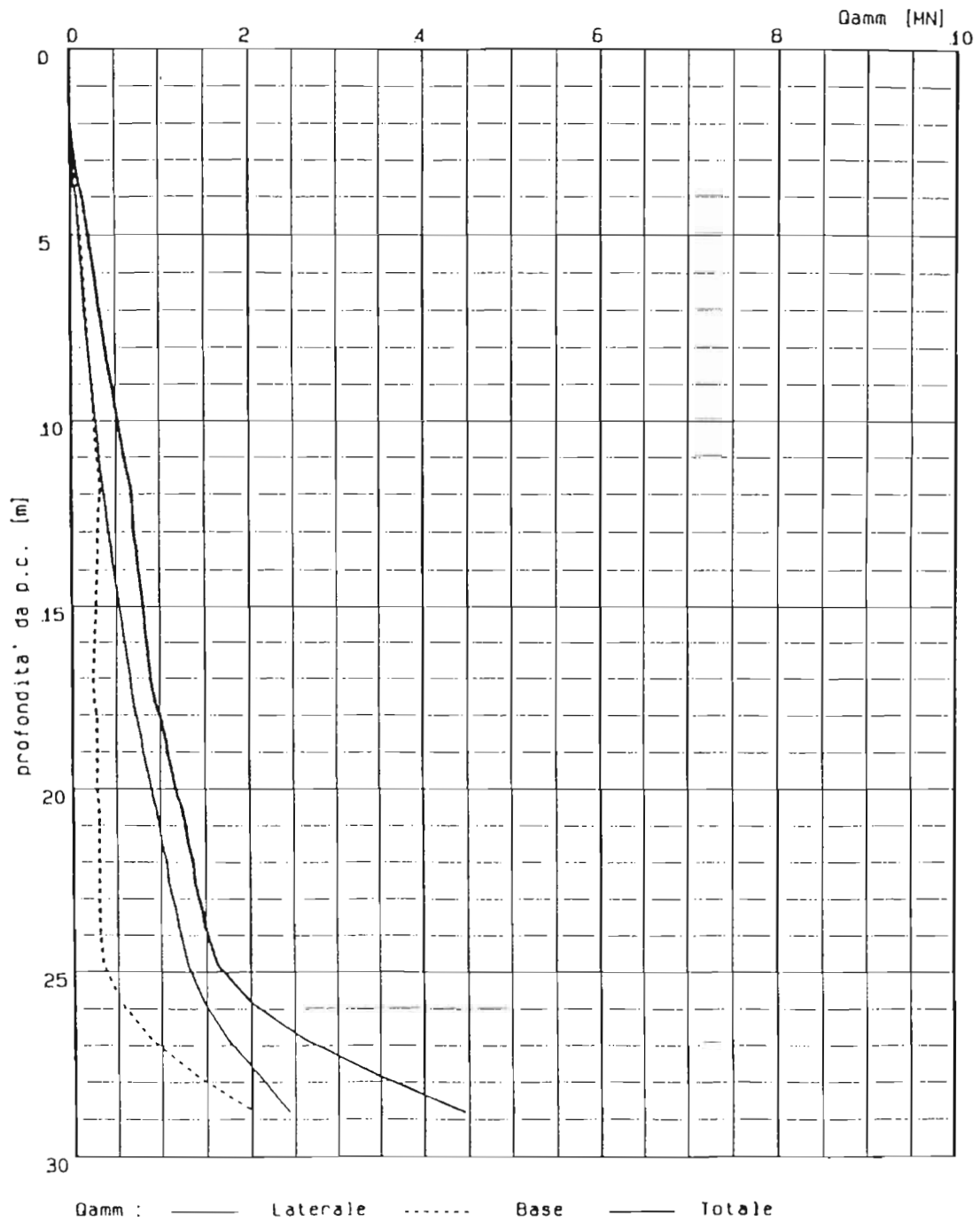


Fig. 34 - Capacita' portanti ammissibili per un palo $\varnothing 800$ mm (cpt1).

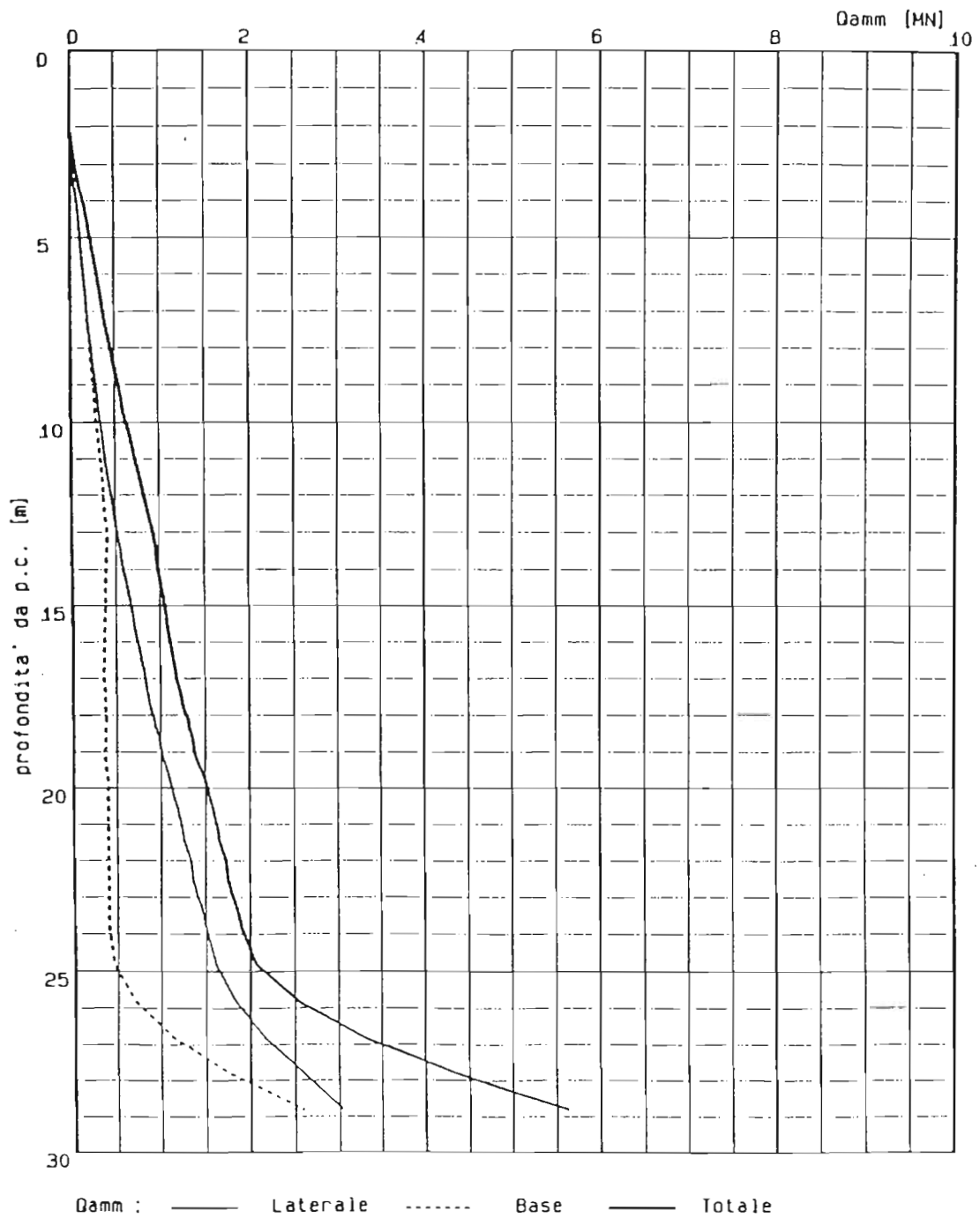


Fig. 35 - Capacita' portanti ammissibili per un palo $\varnothing 1000\text{mm}$ (cpt1).

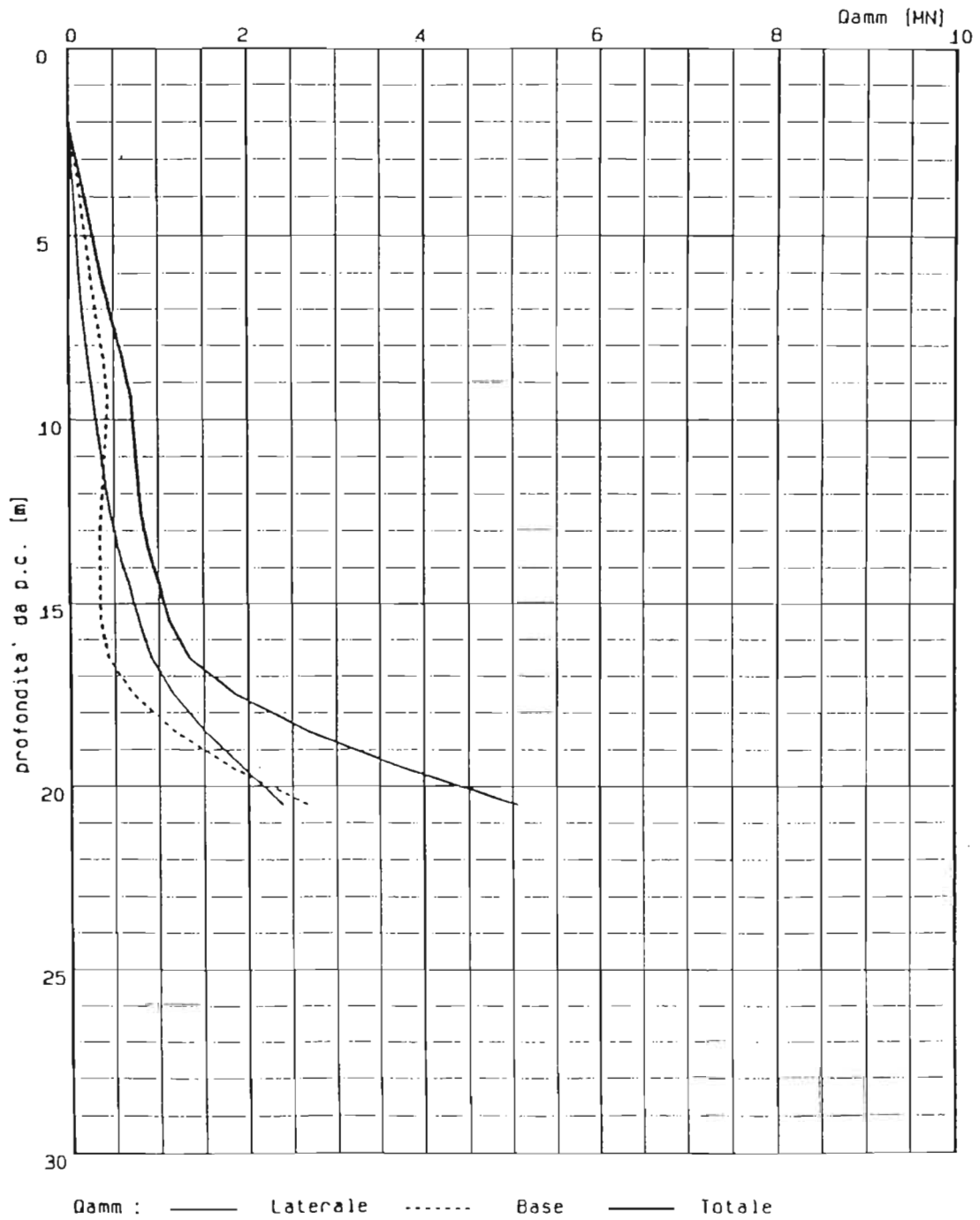


Fig. 38 - Capacita' portanti ammissibili per un palo $\varnothing 1000\text{mm}$ (cpt5).

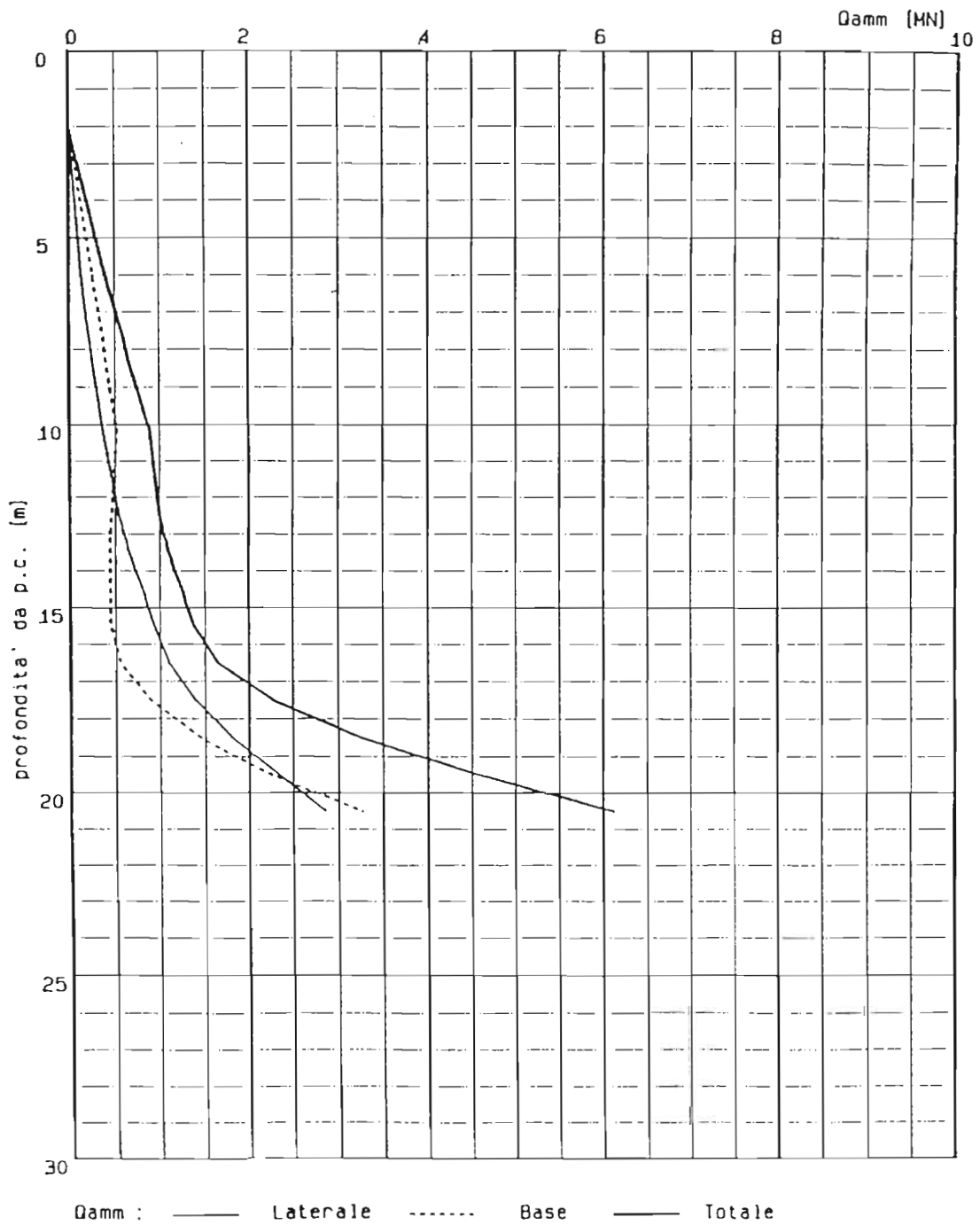


Fig. 39 - Capacita' portanti ammissibili per un palo $\phi 1200\text{mm}$ (cpt5).

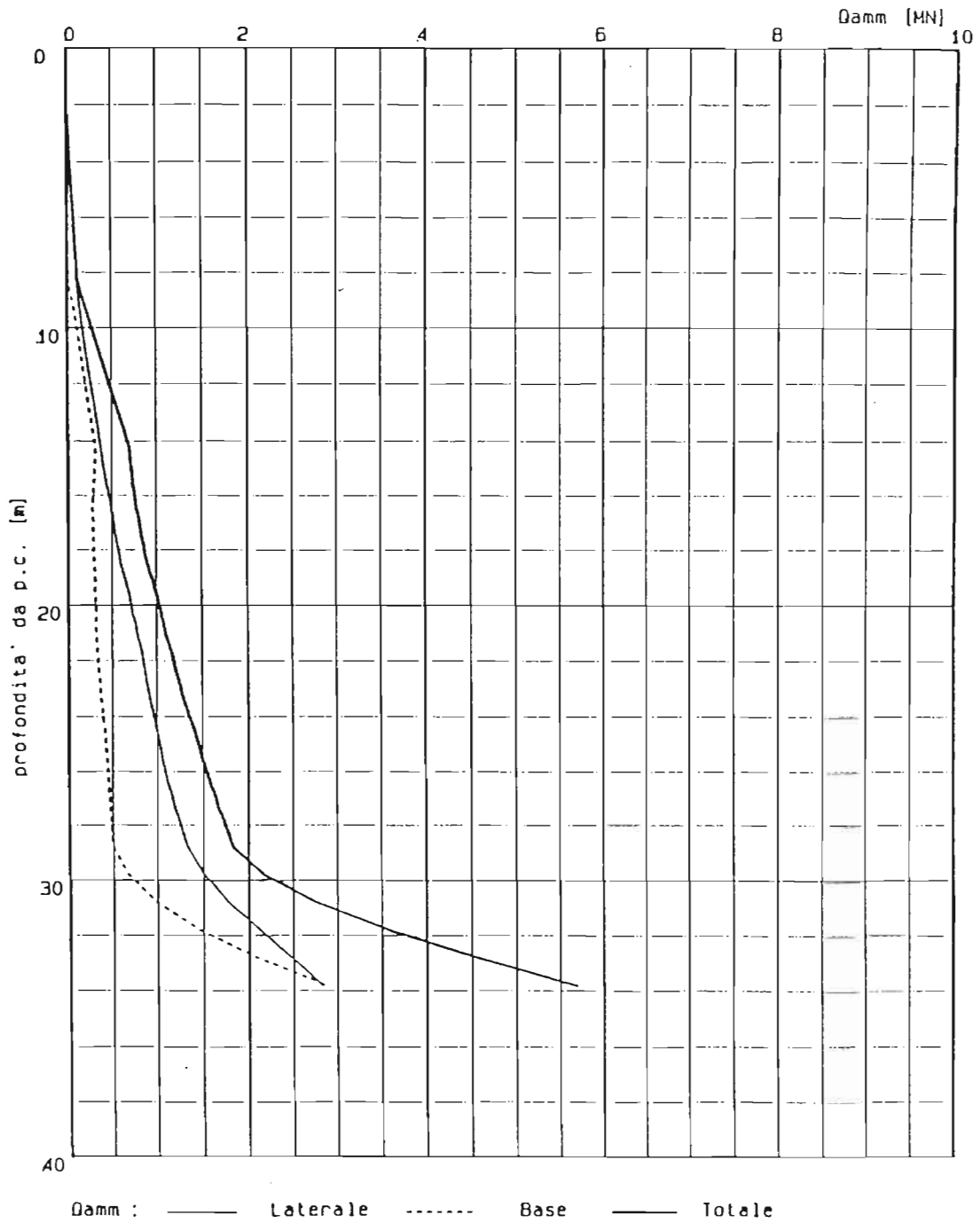


Fig. 40 - Capacita' portanti ammissibili per un palo $\varnothing 800\text{mm}$ (cpt10).

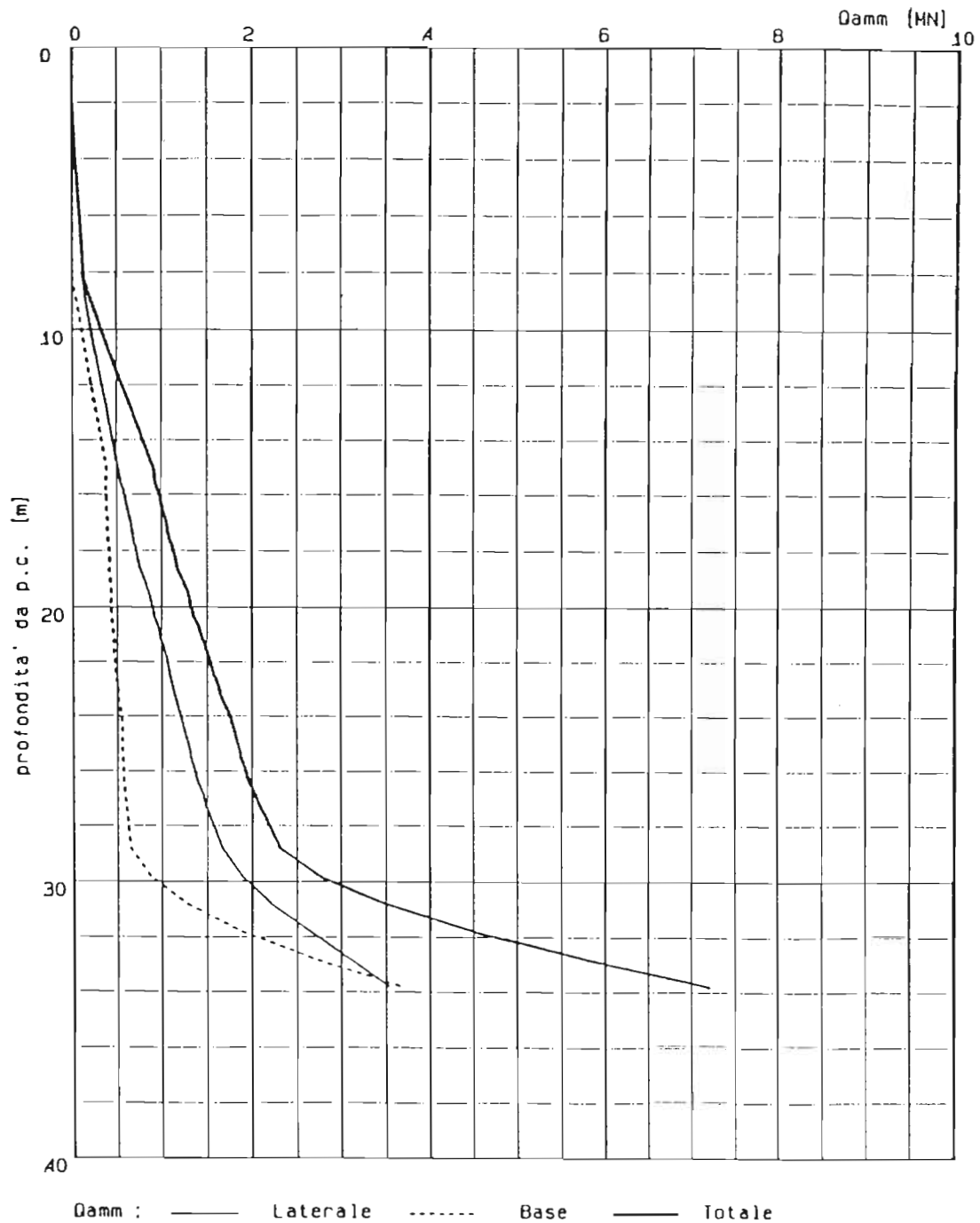


Fig. 41 - Capacita' portanti ammissibili per un palo $\phi 1000\text{mm}$ (cpt10).

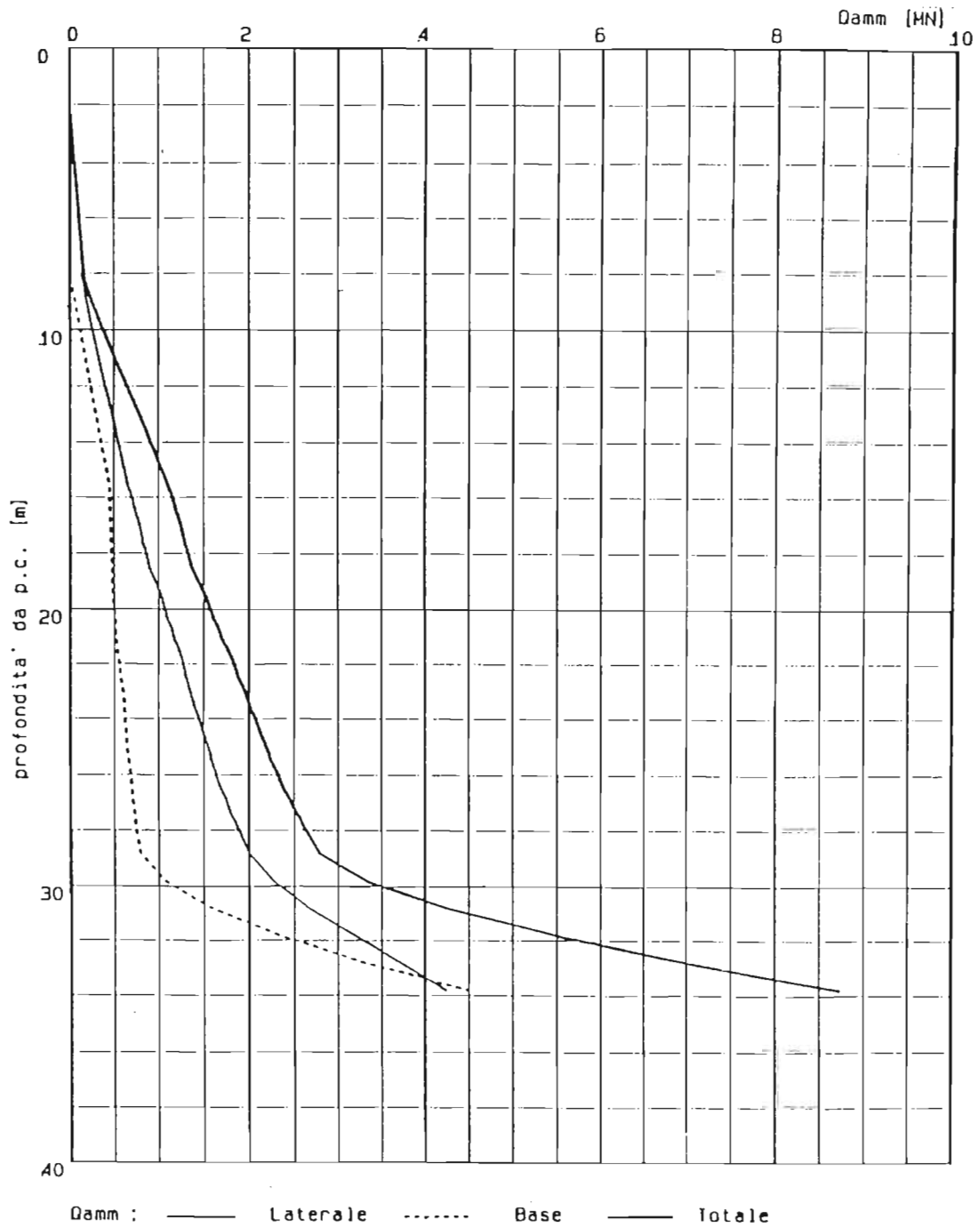


Fig. 42 - Capacita' portanti ammissibili per un palo $\varnothing 1200\text{mm}$ (cpt10).

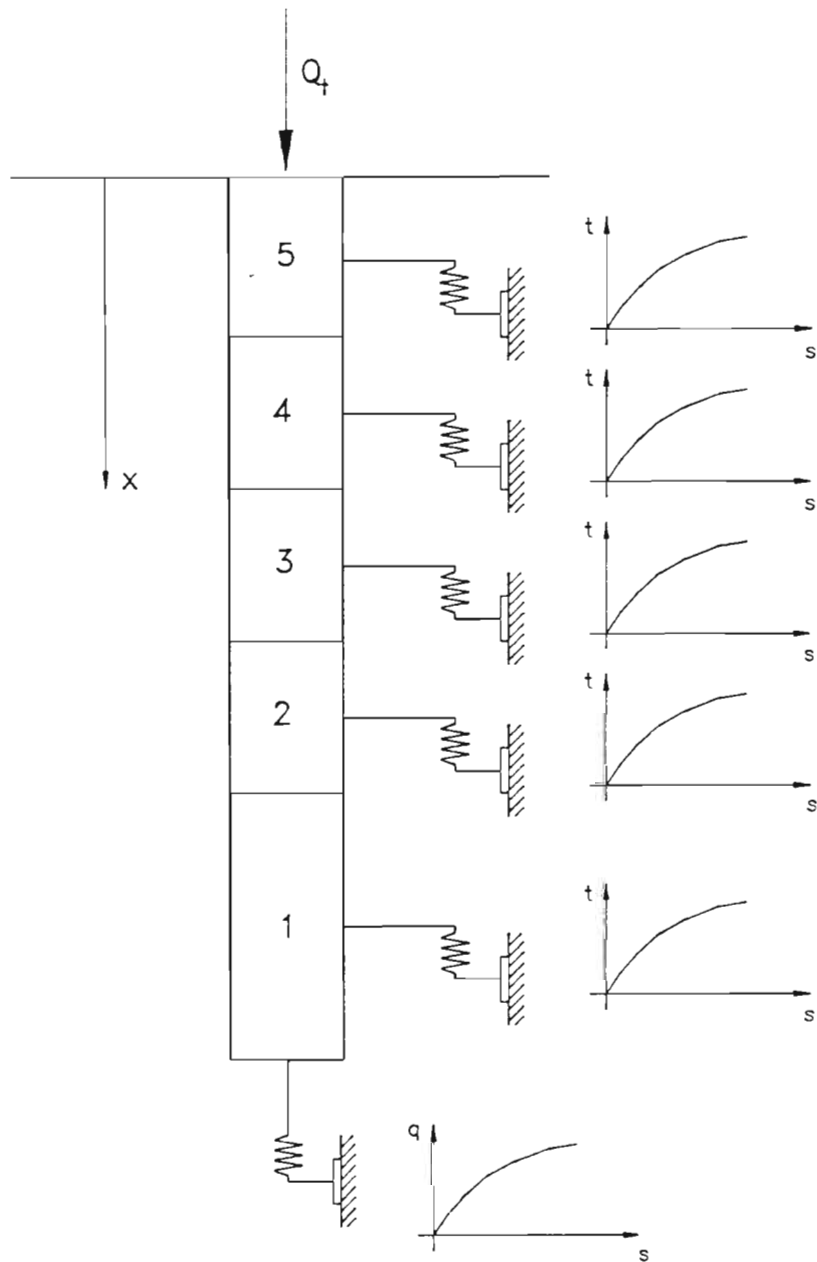


Fig. 43 - Modello per la valutazione dell'interazione palo-terreno.

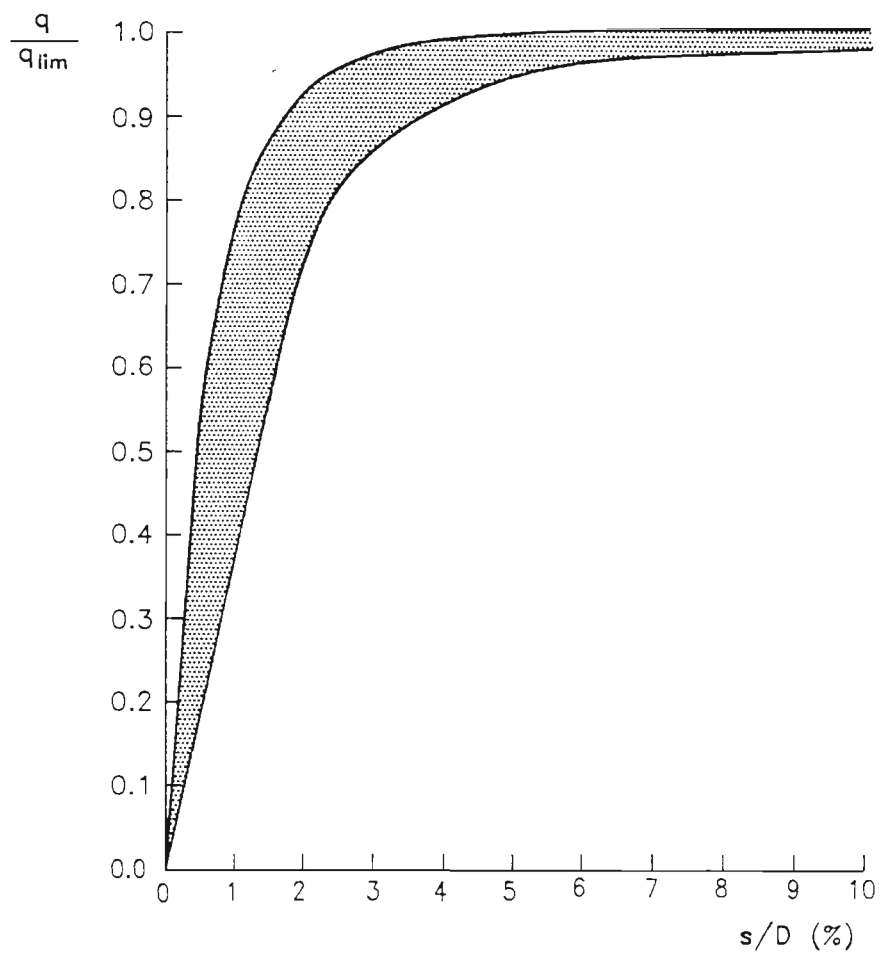


Fig. 44 – Curve di trasferimento (q-s) normalizzate riferite alla base di pali trivellati in argilla (Reese & O'Neill, 1987).

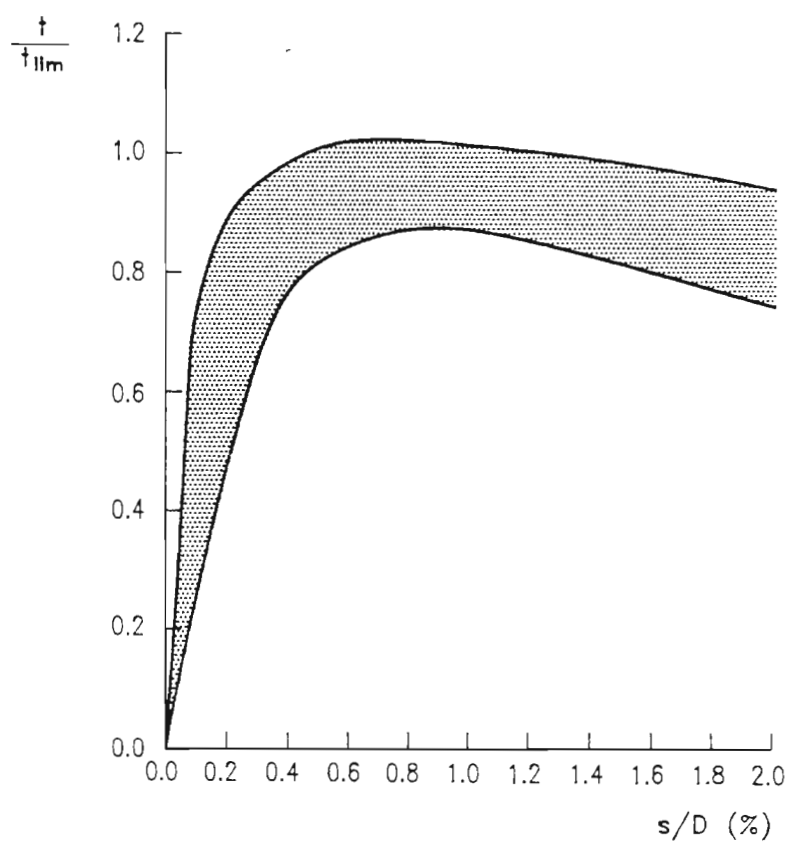


Fig. 45 – Curve di trasferimento (t-s) normalizzate riferite al fusto di pali trivellati in argilla (Reese & O'Neill, 1987).

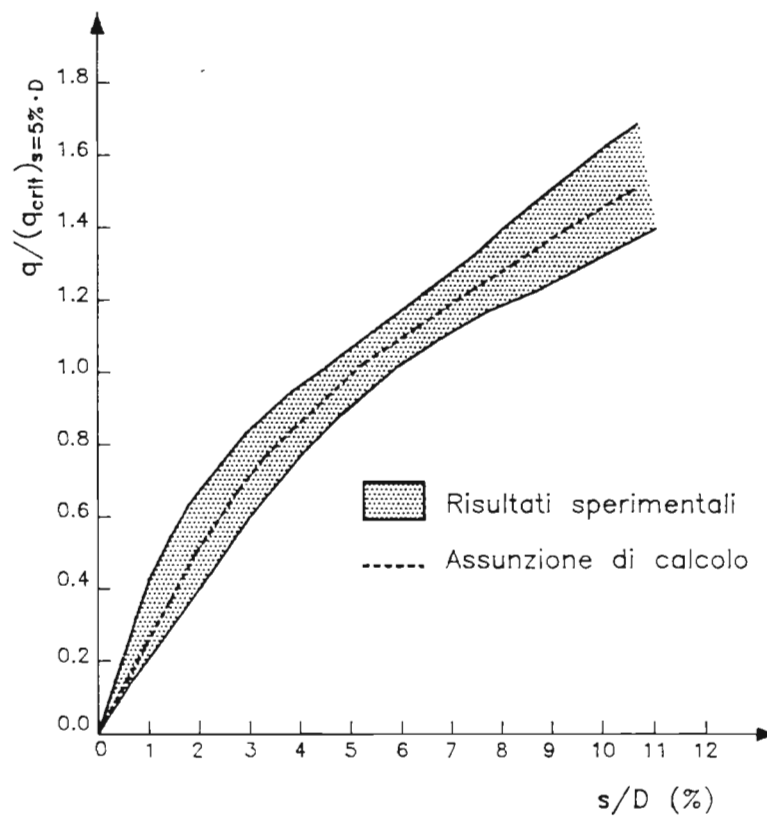


Fig. 46 - Curve di trasferimento (q-s) normalizzate riferite alla base di pali trivellati in sabbia (Reese & O'Neill, 1987).

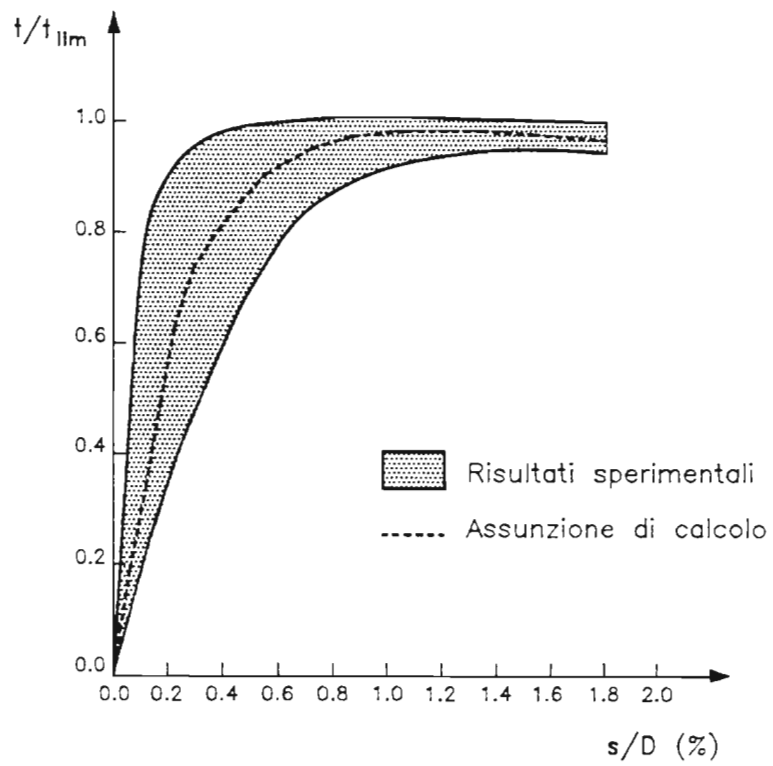


Fig. 47 - Curve di trasferimento (t-s) normalizzate riferite al fusto di pali trivellati in sabbia (Reese & O'Neill, 1987).

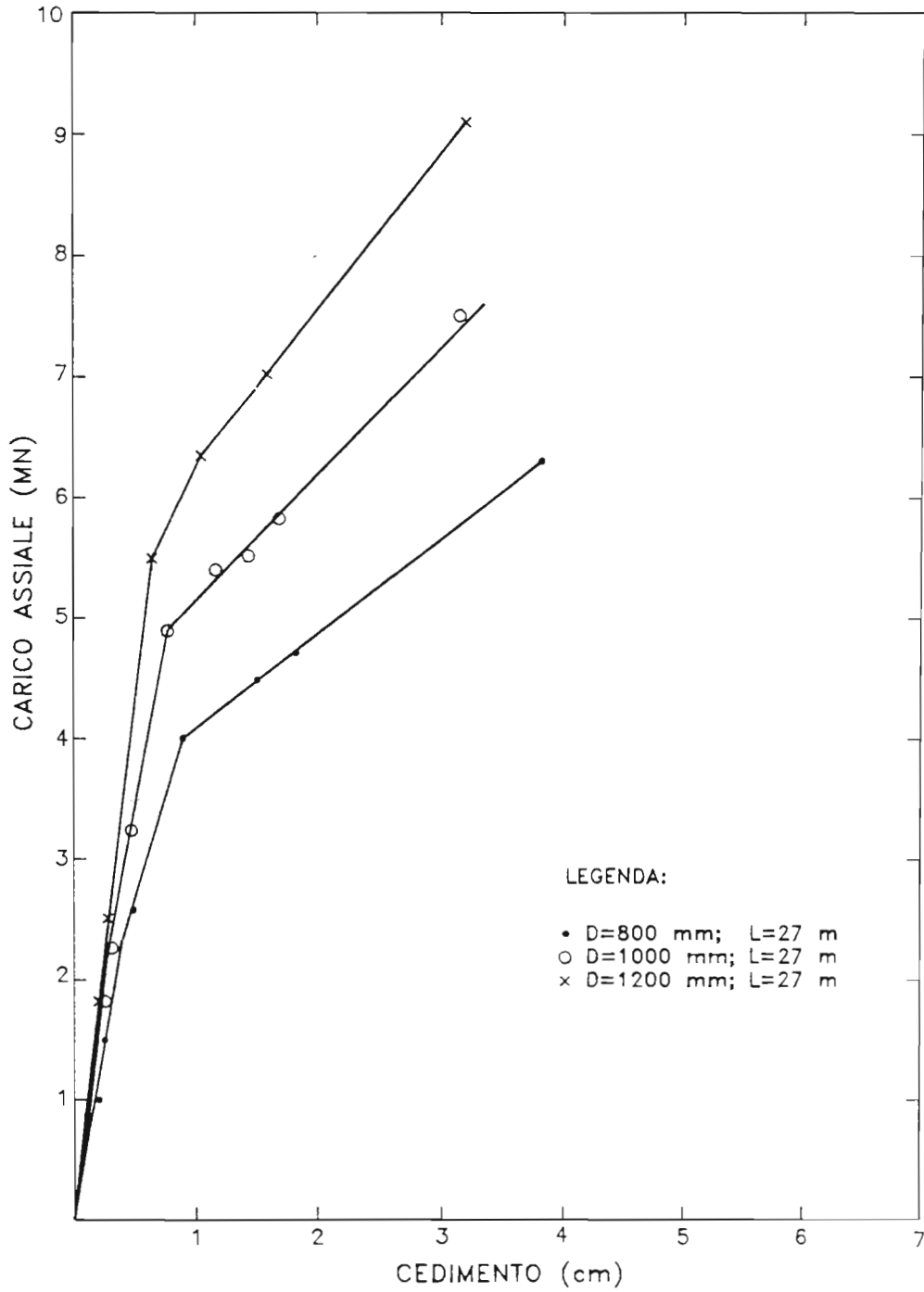


Fig. 48 - Curve carico cedimento del palo singolo.

$$\gamma_c = \gamma' + \left(\frac{z_w}{B'}\right)(\gamma - \gamma')$$

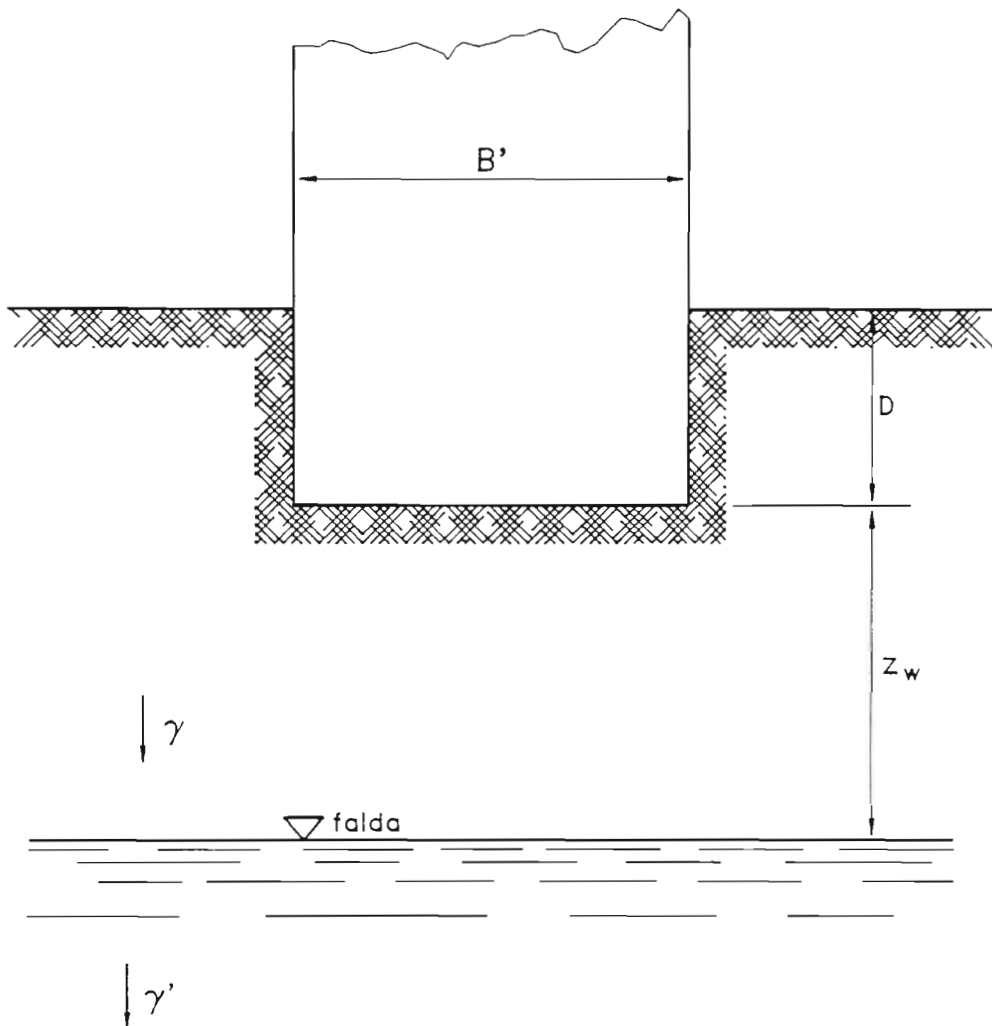
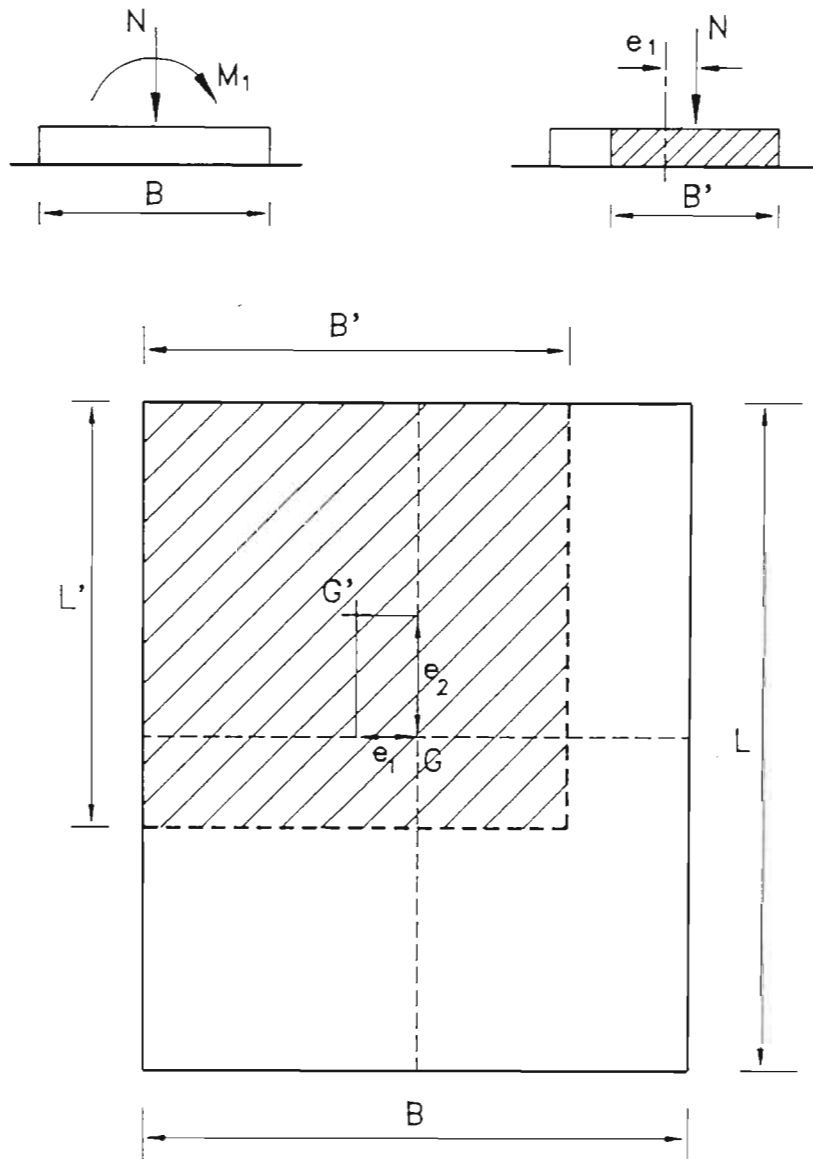


Fig. 49 – Influenza del livello della falda sul valore del peso di volume del terreno di calcolo (γ_c) (Vesic, 1975).



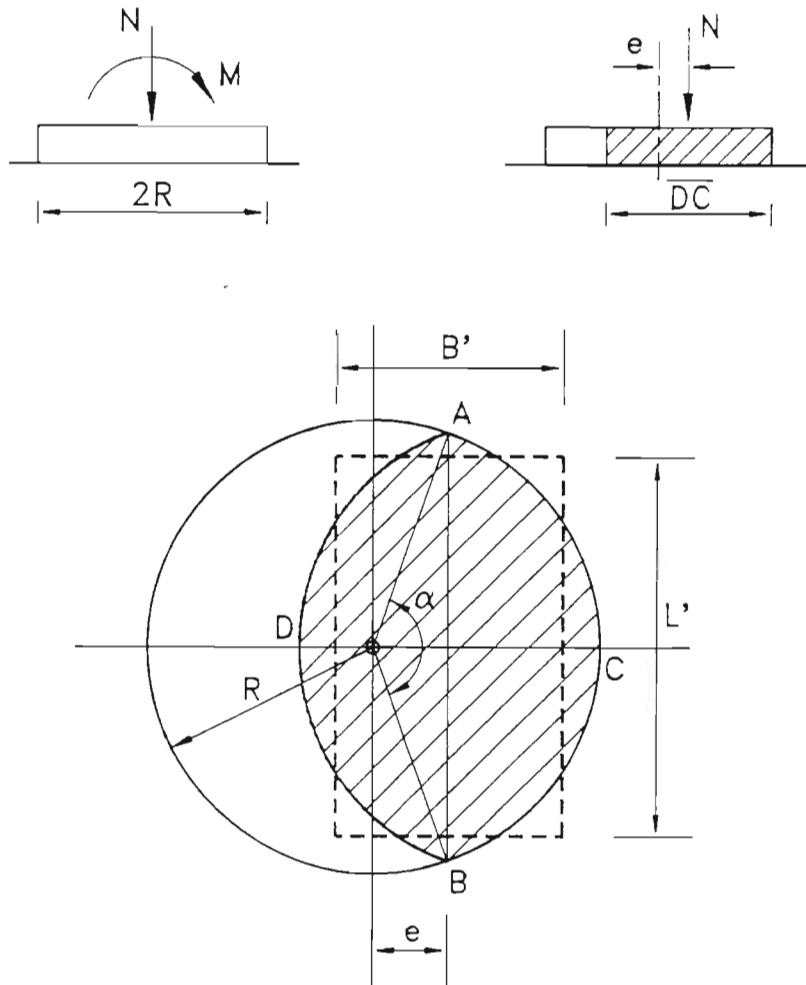
$$e_1 = M_1 / N$$

$$e_2 = M_2 / N$$

$$B' = B - 2e_1$$

$$L' = L - 2e_2$$

Fig. 50 - Fondazione efficace equivalente nel caso di fondazioni rettangolari.



$$e = M/N$$

$$\overline{DC} = 2R - 2e$$

$$\overline{AB} = 2 \cdot \sqrt{R^2 - e^2}$$

$$B'/L' = \overline{DC}/\overline{AB}$$

$$(B' \cdot L') = 2 \cdot [R^2 \cdot \cos^{-1}(\frac{R-h}{R}) - (R-h)(2R \cdot h - h^2)^{0.5}]$$

$$h = R - e$$

Fig. 51 - Fondazione efficace equivalente nel caso di fondazioni circolari.

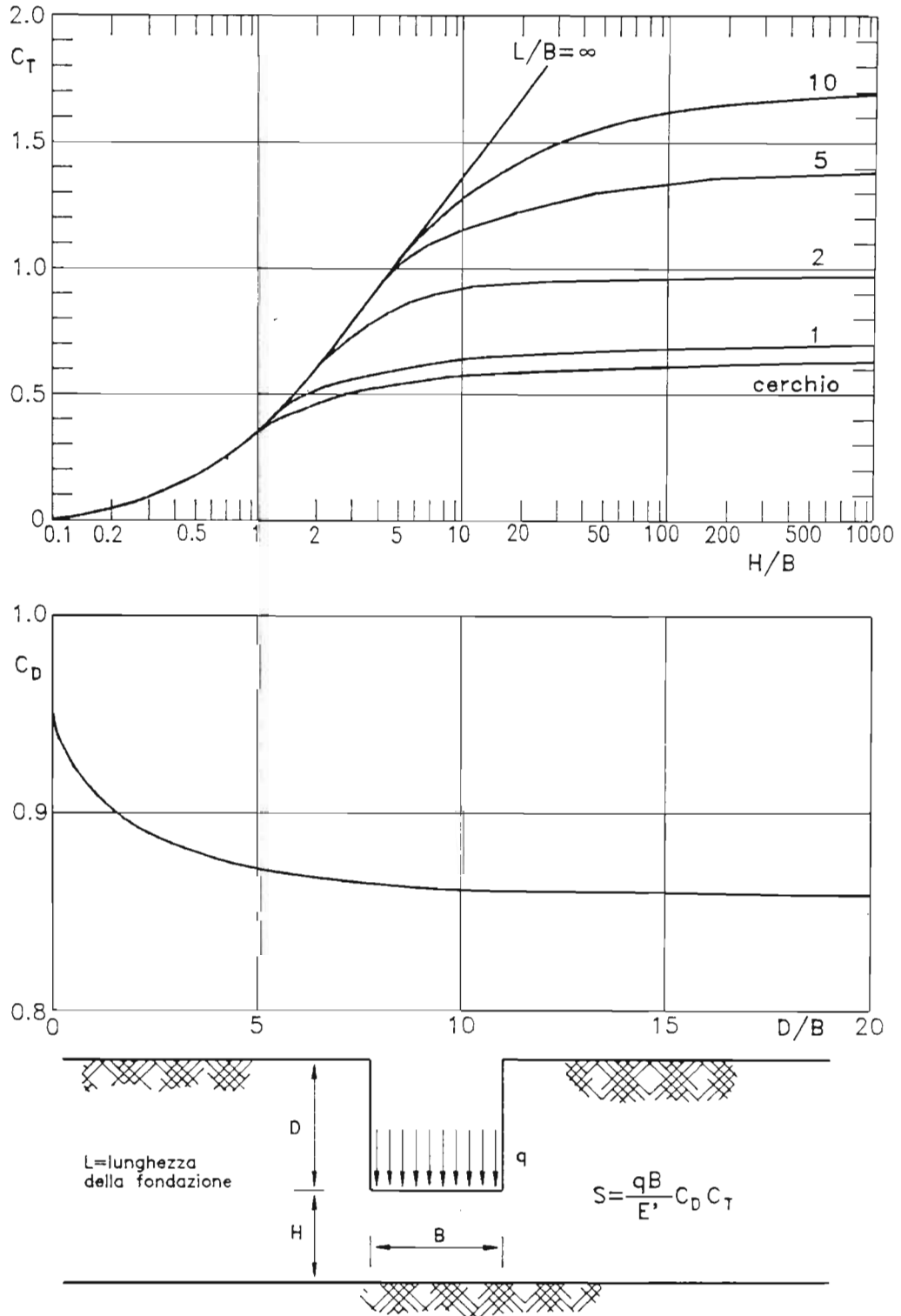


Fig. 52 - Diagrammi per il calcolo dei coefficienti C_T e C_D (Christian & Carrier, 1978).

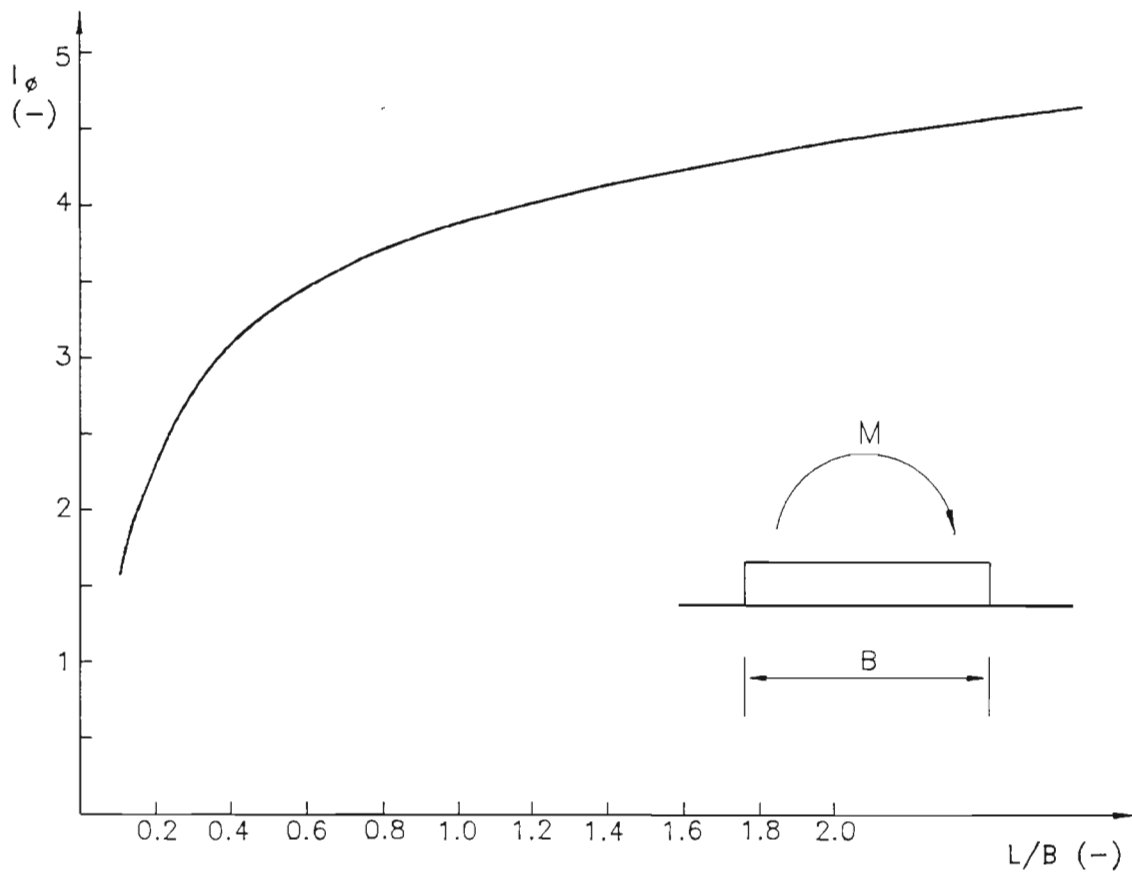


Fig. 53 – Coefficiente di influenza (I_ϕ) per il calcolo delle rotazioni di fondazioni rettangolari rigide (Poulos & Davis, 1974).

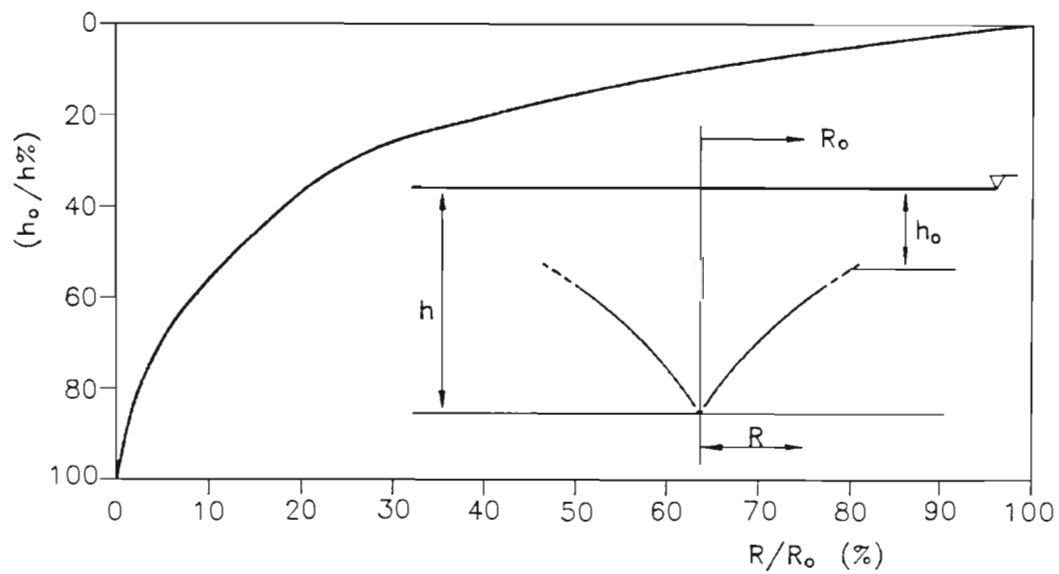


Fig. 54 - Andamento della piezometrica a partire dal singolo punto di emungimento (Somerville, 1986).



CENTRALE TERMOELETTRICA DI
TERMINI IMERESE LEVANTE
RELAZIONE GEOTECNICA FINALE

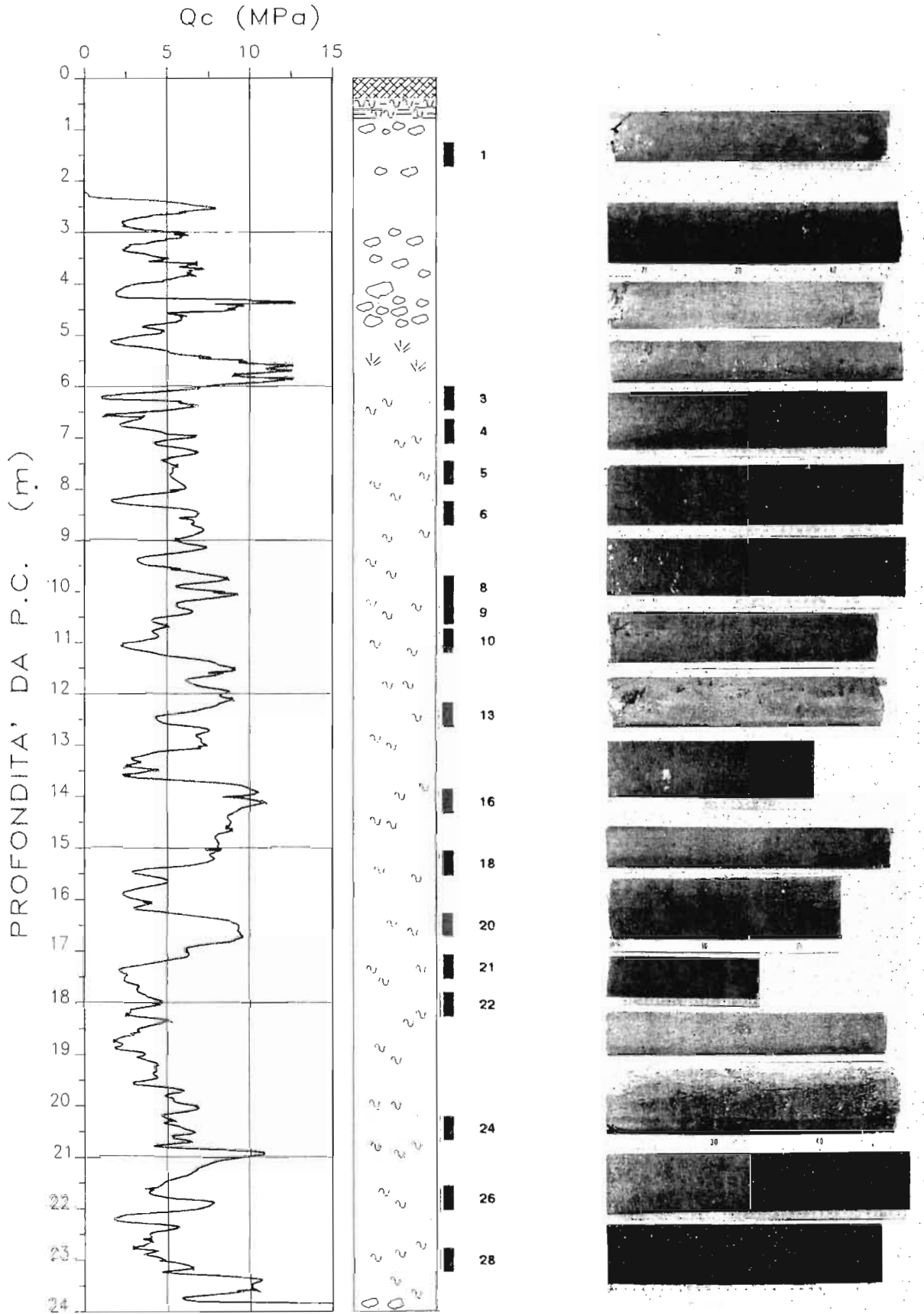
Prog.
Doc.

DTA-6675
RAT-DTA-203
Rev. 01

APPENDICE A:
Documentazione fotografica campioni indisturbati
della verticale SV1

CENTRALE TERMOELETTRICA DI TERMINI IMERESE

Prova penetrometrica statica CPT1





CENTRALE TERMoeLETTRICA DI
TERMINI IMERESE LEVANTE

Prog.
Doc.

DTA-6675
RAT-DTA-203
Rev. 01

RELAZIONE GEOTECNICA FINALE

APPENDICE B: Interpretazione delle prove SPT e CPT

**PROVE PENETROMETRICHE STATICHE DELLA
CAMPAGNA DI INDAGINE 1989-1990**

INTERPRETAZIONE PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL PROVA CPT N°CPT101
 PROFONDITA' DA m. 2.04 A m. 11.98

DATI DI INPUT

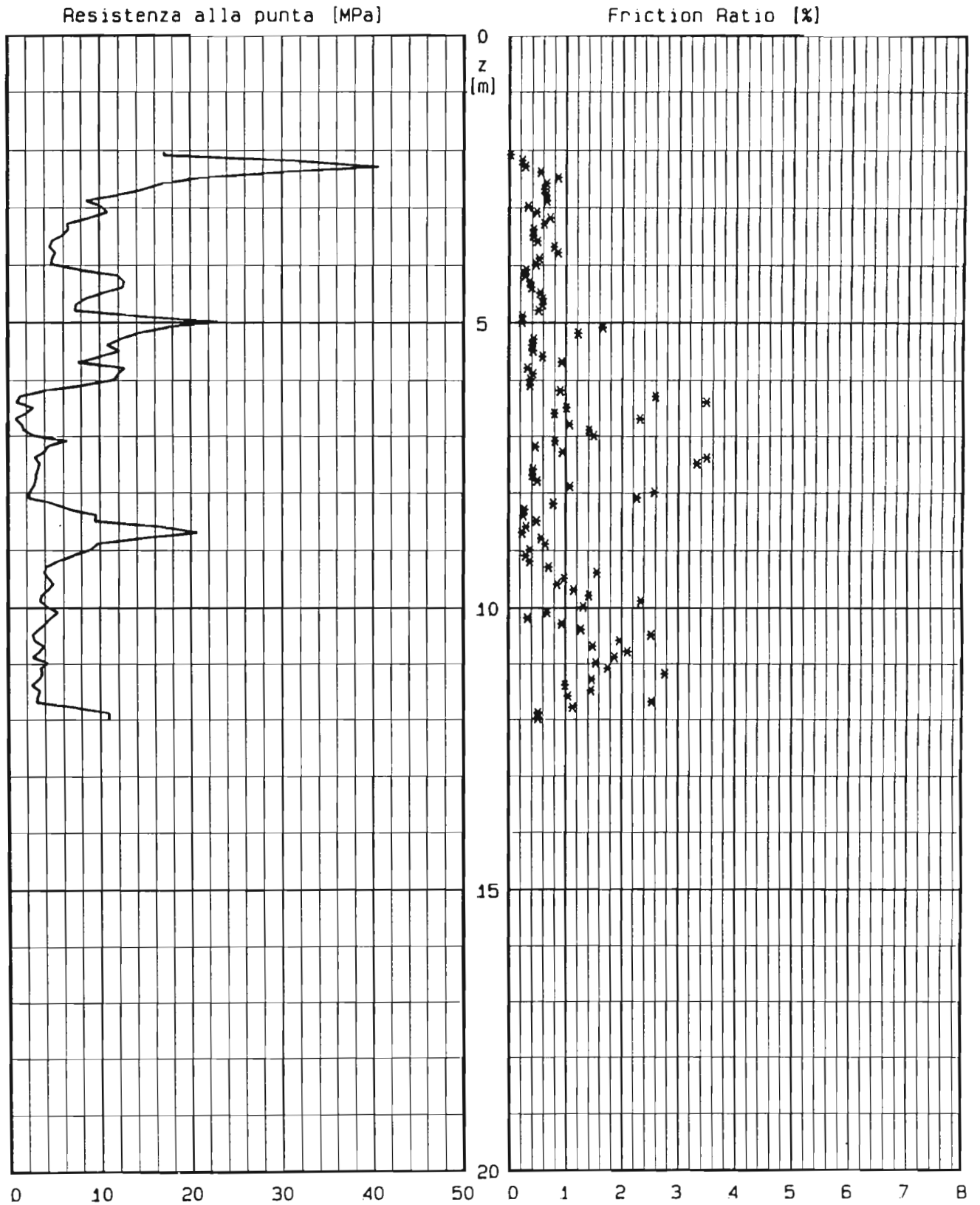
Strato n°	Profon. da p.c. [m]	Peso di Volume [t/mc]	GSC [-]	ϕ_{cv} [°]	IP [%]	condizioni di prova
1	3.00	1.95	1.0	36	0.0	PIANE E TRIASSIALI
2	6.00	1.95	1.0	36	0.0	PIANE E TRIASSIALI
3		1.95	1.0	33	0.0	PIANE E TRIASSIALI

Strato n°	Profon. da p.c. [m]	Gs [-]	emax [-]	emin [-]	S [%]
1	3.00	2.70			
2	6.00	2.70	0.90	0.40	100.0
3		2.70	1.10	0.60	100.0

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

PROVA CPT N : CPT101

DATA : 0



LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

PROVA CPT N : CPT101

DATA : 0

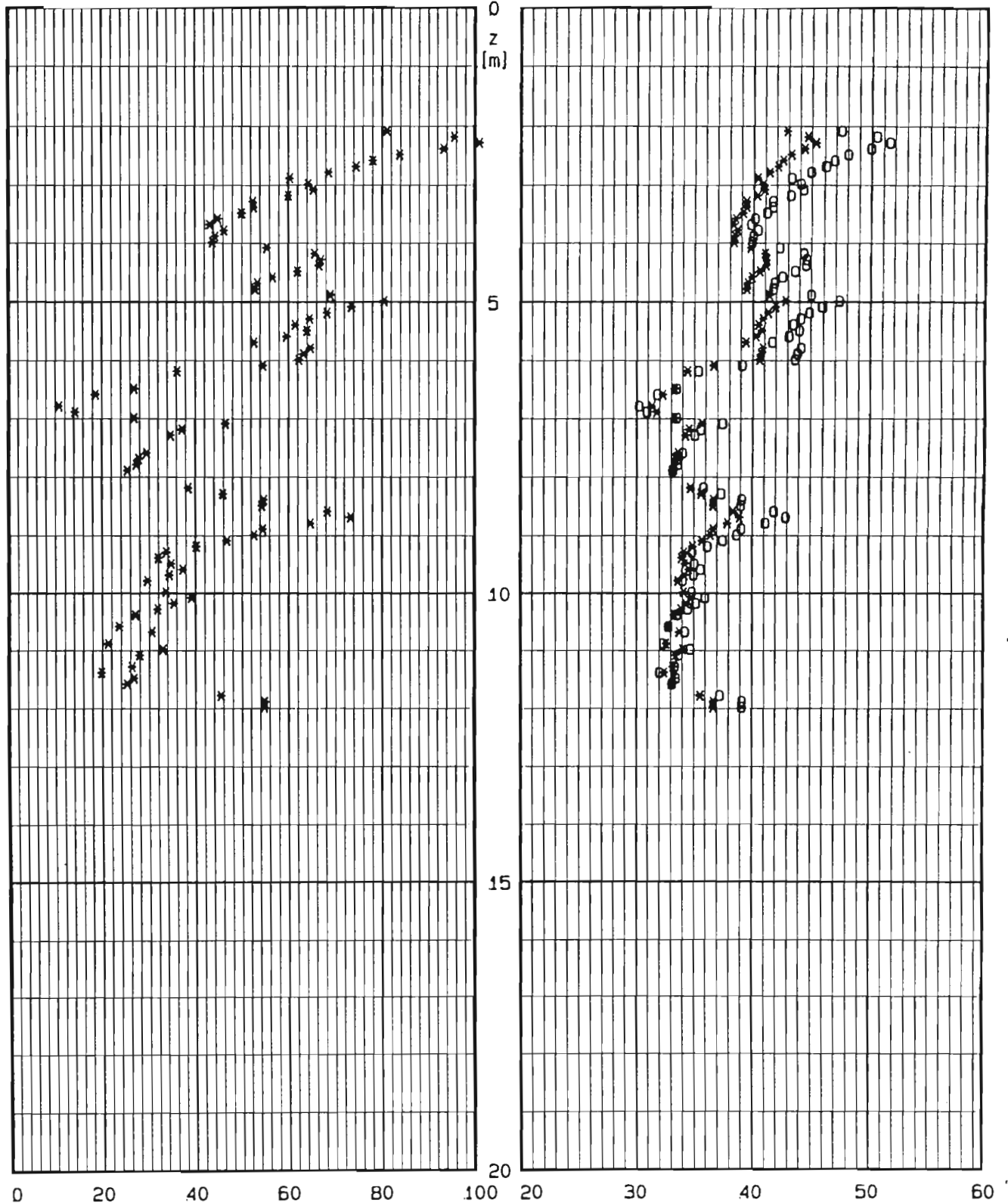
o JAM. ET AL. 1988

BOLTON 1986 - cond.: o piane * trias.

Dr [%]

* LANCELOTTA 1983

Angolo di At. secante a 272 KPa [gradi]



LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

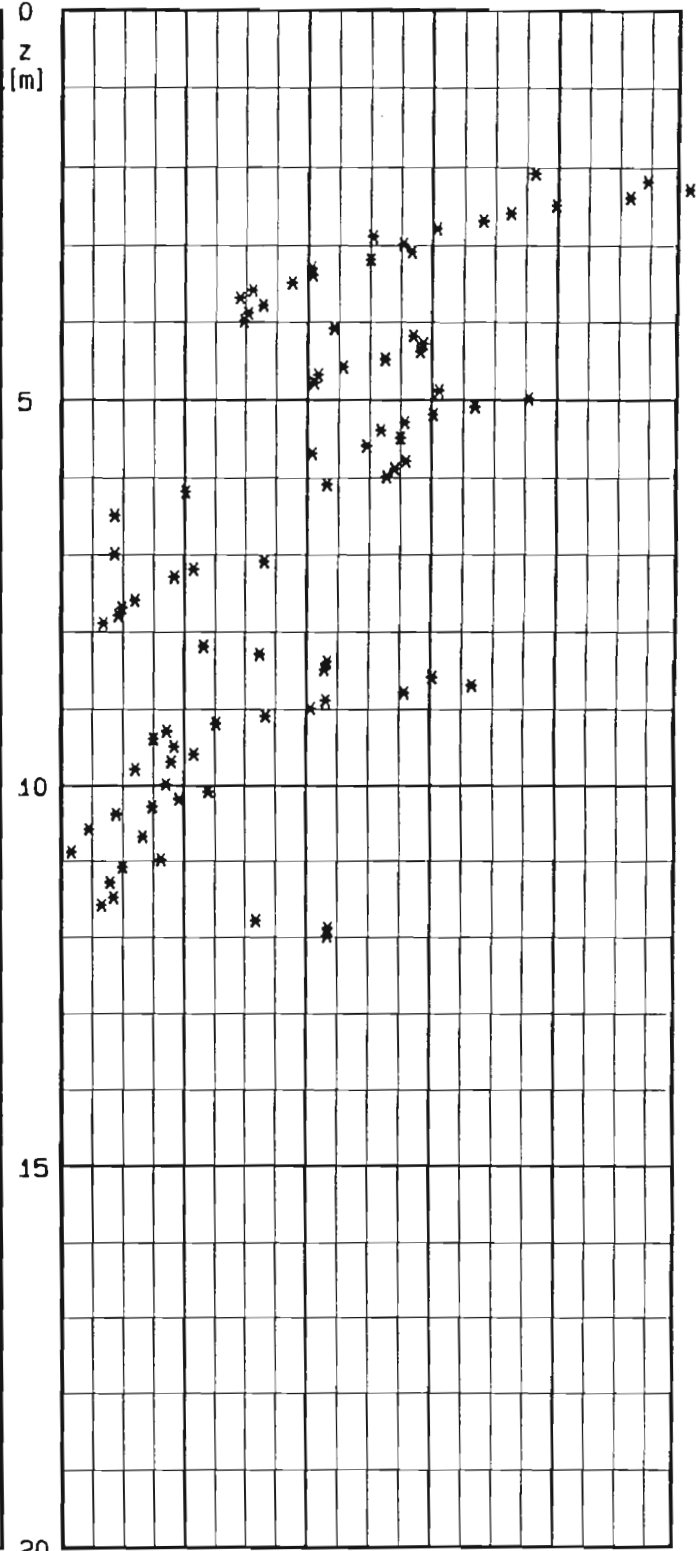
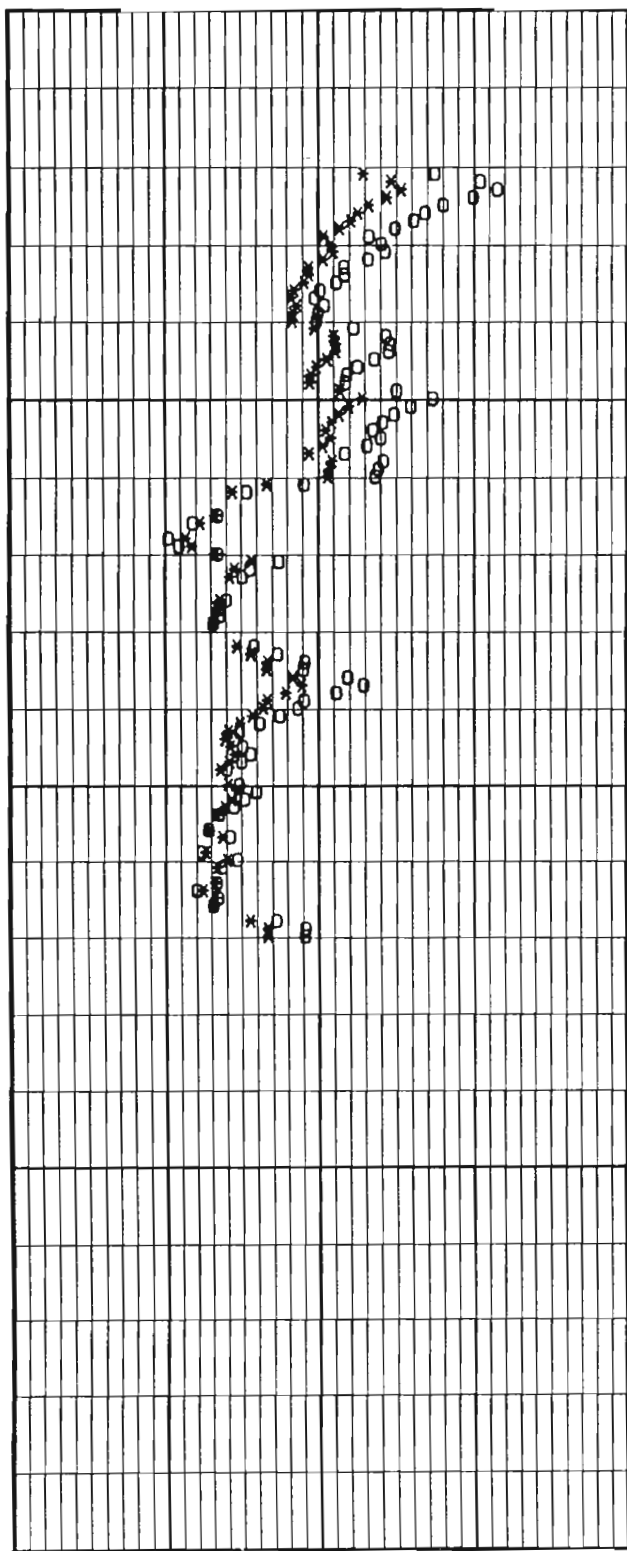
PROVA CPT N : CPT101

DATA : 0

BOLTON 1986 - cond.: o plane * trias.

Angolo di Attr. secante a 272 KPa[gradi]

Angolo alfa [gradi] - JAM. ET AL. 1988



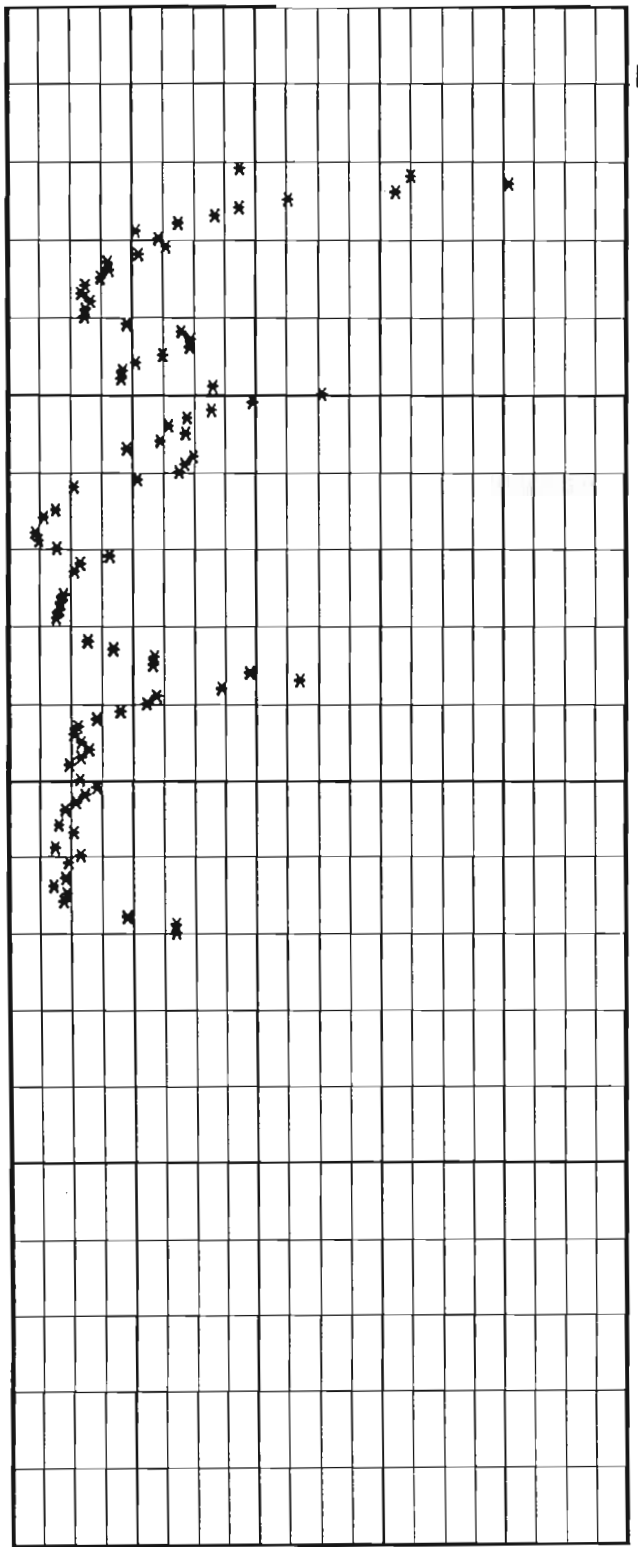
20 30 40 50 60

0 2 4 6 8 10

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT N : CPT101

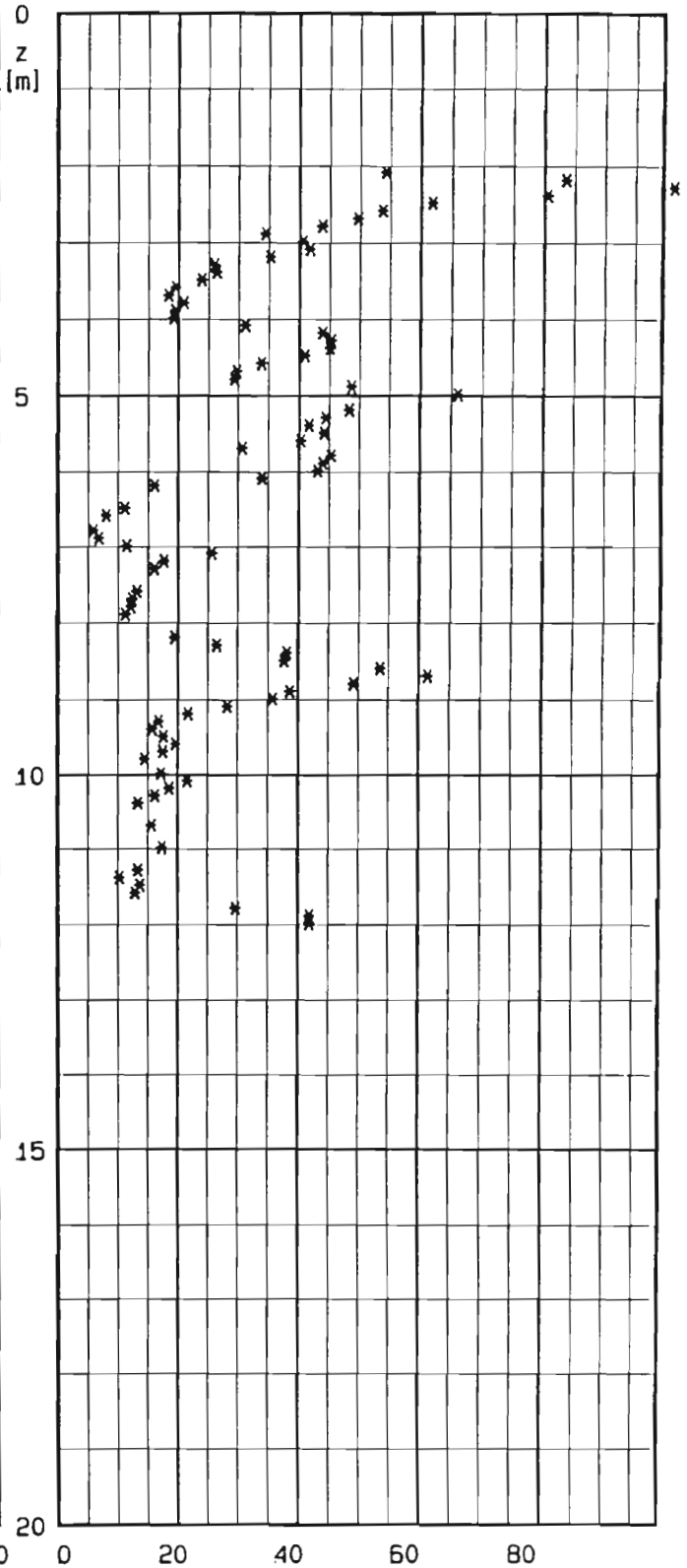
DATA : 0

E25 [MPa] - JAMIOLKOWSKI ET AL. 1988



LUNNE ET AL. 1983

Modulo Confinato [MPa]



INTERPRETAZIONE PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL PROVA CPT N°CPT102
 PROFONDITA' DA m. 1.53 A m. 13.03

DATI DI INPUT

Strato n°	Profon. da p.c. [m]	Peso di Volume [t/mc]	GSC [-]	ϕ_{cv} [°]	IP [%]	condizioni di prova
1	3.00	1.95	1.0	36	0.0	PIANE E TRIASSIALI
2	5.50	1.95	1.0	36	0.0	PIANE E TRIASSIALI
3		1.95	1.0	33	0.0	PIANE E TRIASSIALI

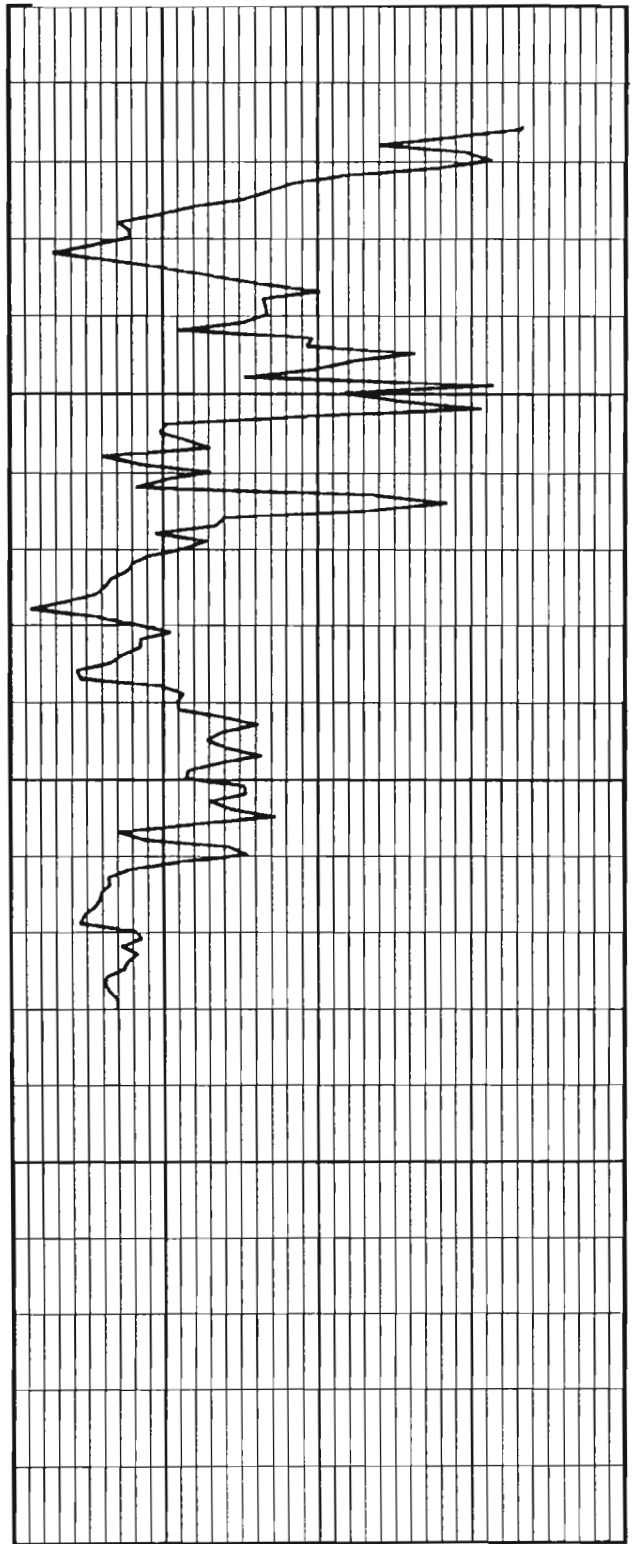
Strato n°	Profon. da p.c. [m]	Gs [-]	emax [-]	emin [-]	S [%]
1	3.00	2.70			
2	5.50	2.70	0.90	0.40	100.0
3		2.70	1.10	0.60	100.0

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

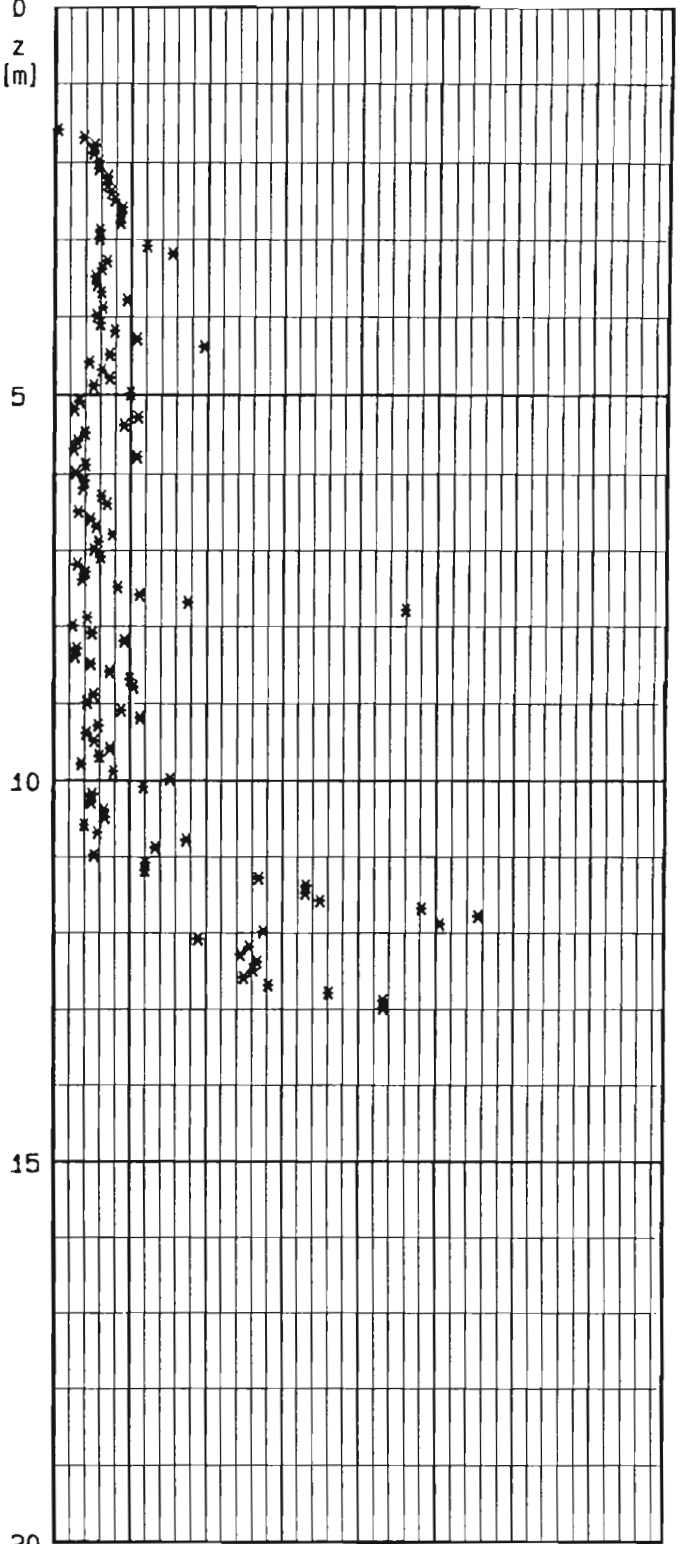
PROVA CPT N : CPT102

DATA : .

Resistenza alla punta [MPa]



Friction Ratio [%]



0 5 10 15 20

0 1 2 3 4 5 6 7 8

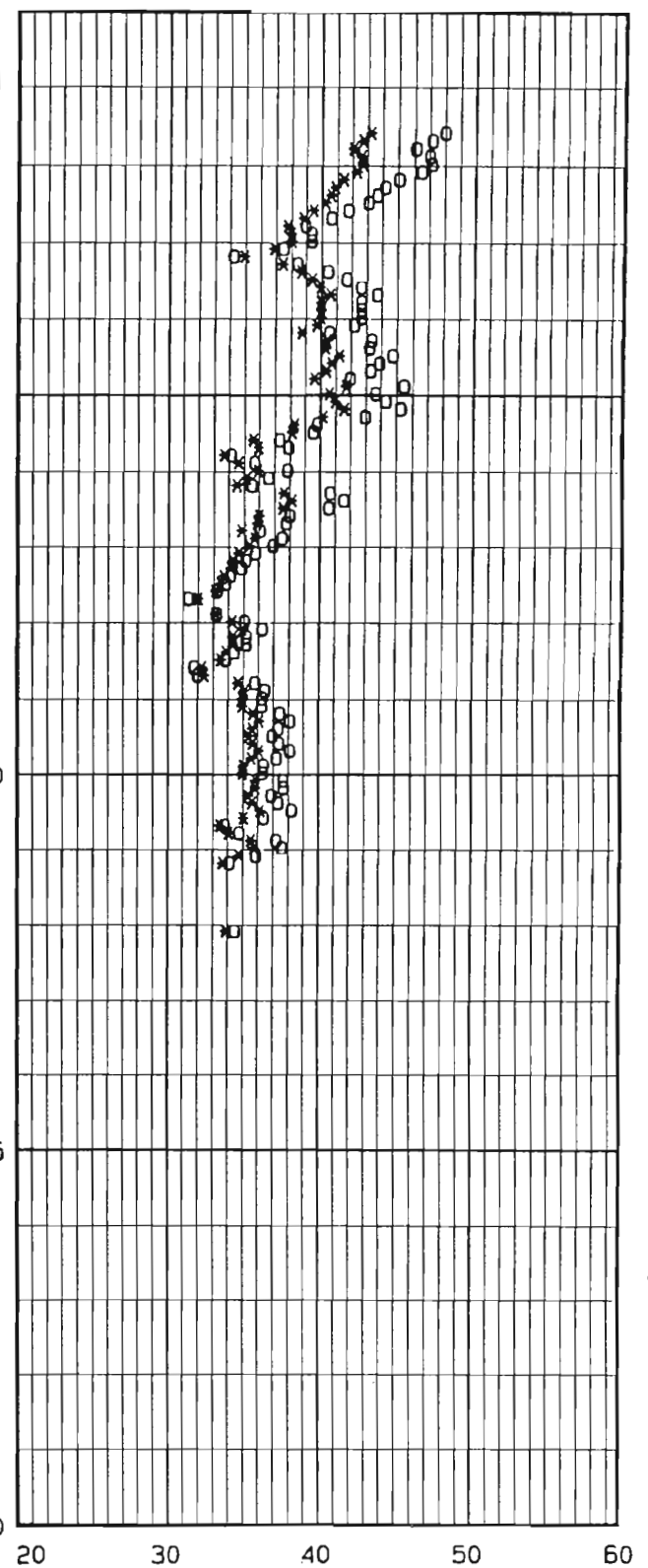
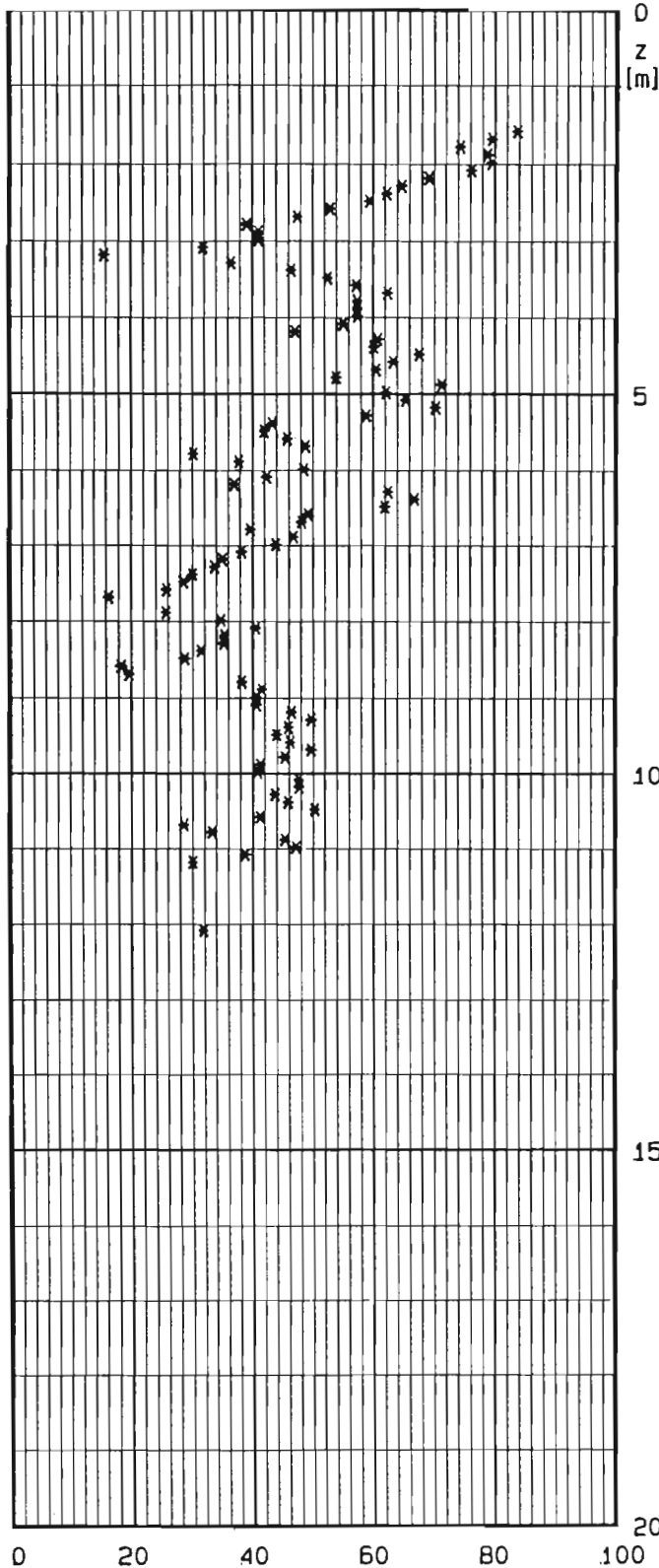
LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

PROVA CPT N : CPT102

DATA : .

o JAM. ET AL. 1988
* LANCELOTTA 1983

BOLTON 1986 - cond.: o piane * trias.
Angolo di At. secante a 272 KPa [gradi]



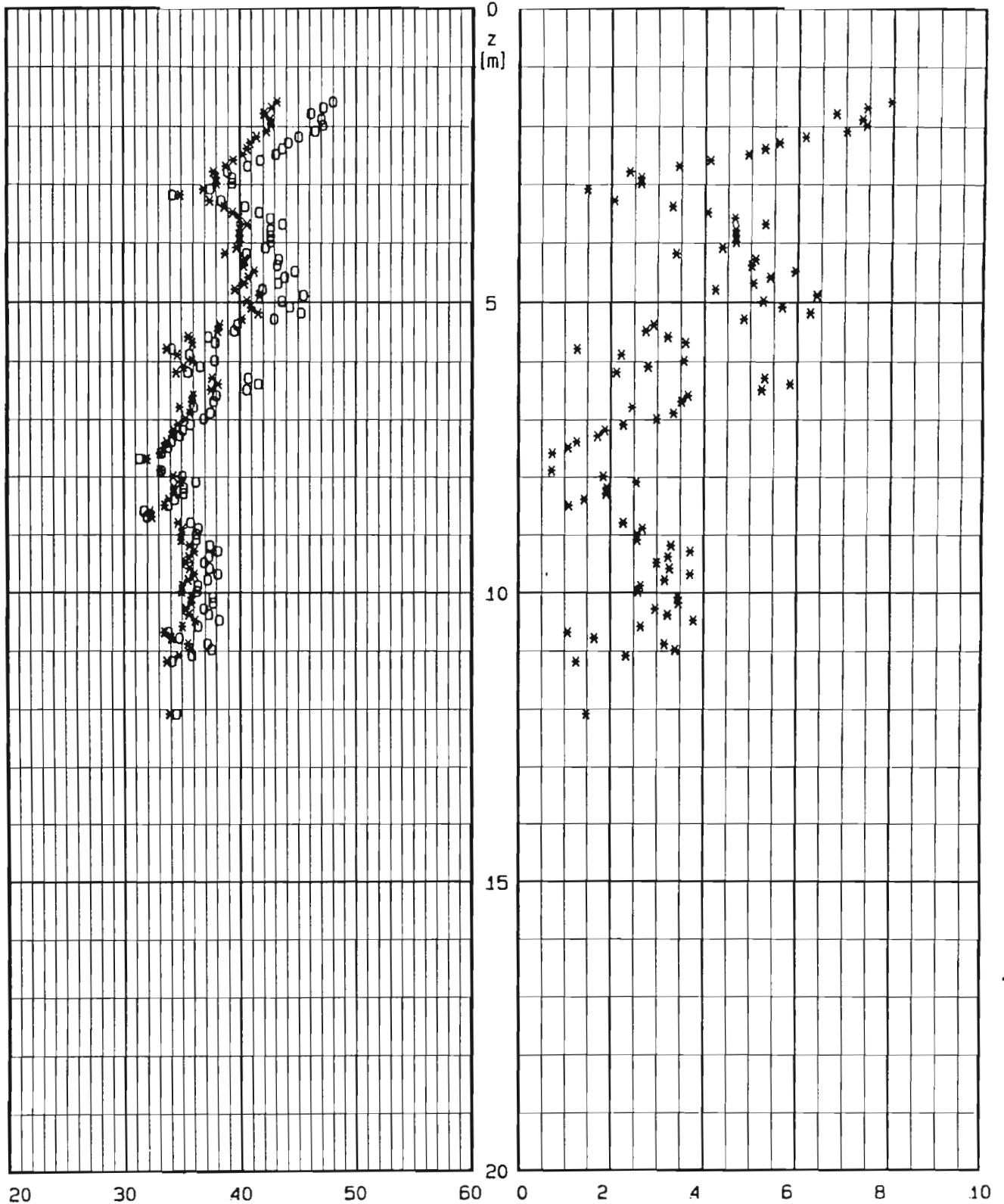
LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

PROVA CPT N : CPT102

DATA : .

BOLTON 1986 - cond.: o piane * trias.

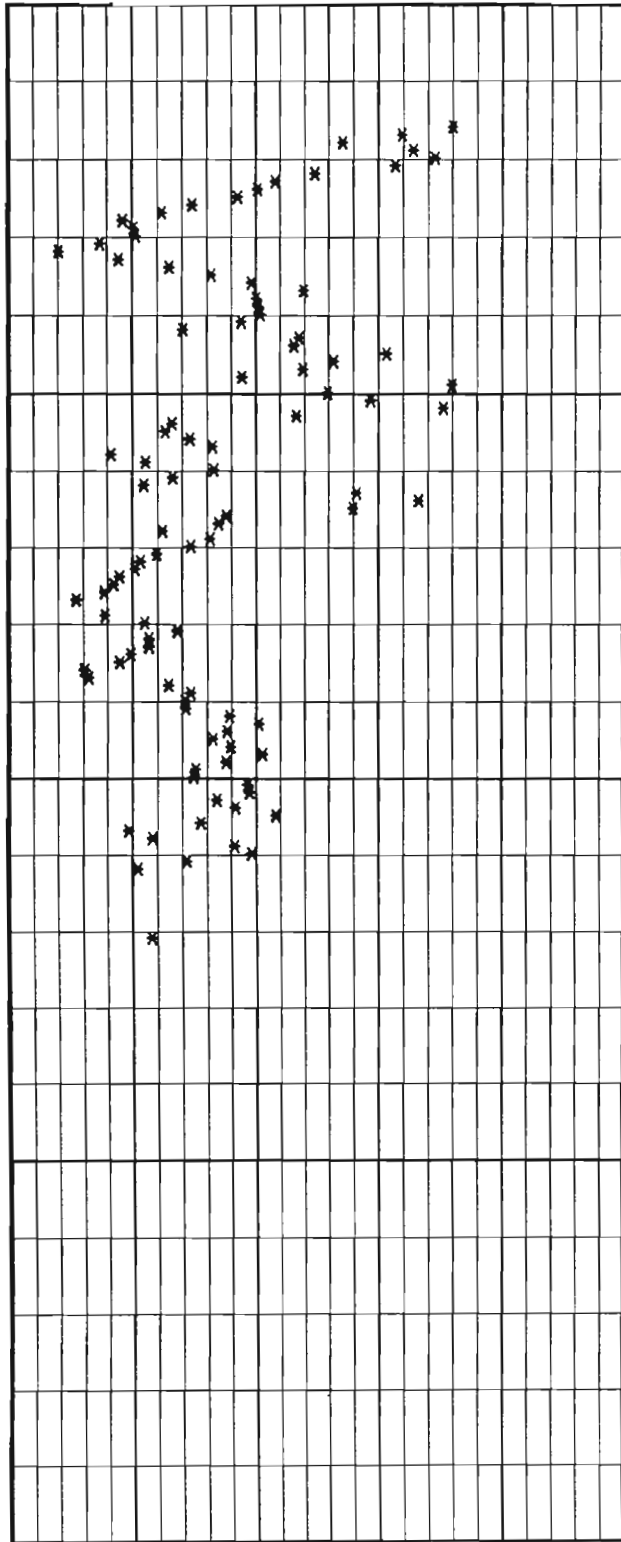
Angolo di Attr. secante a 272 KPa [gradi] Angolo alfa [gradi] - JAM. ET AL. 1988



LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT N : CPT102

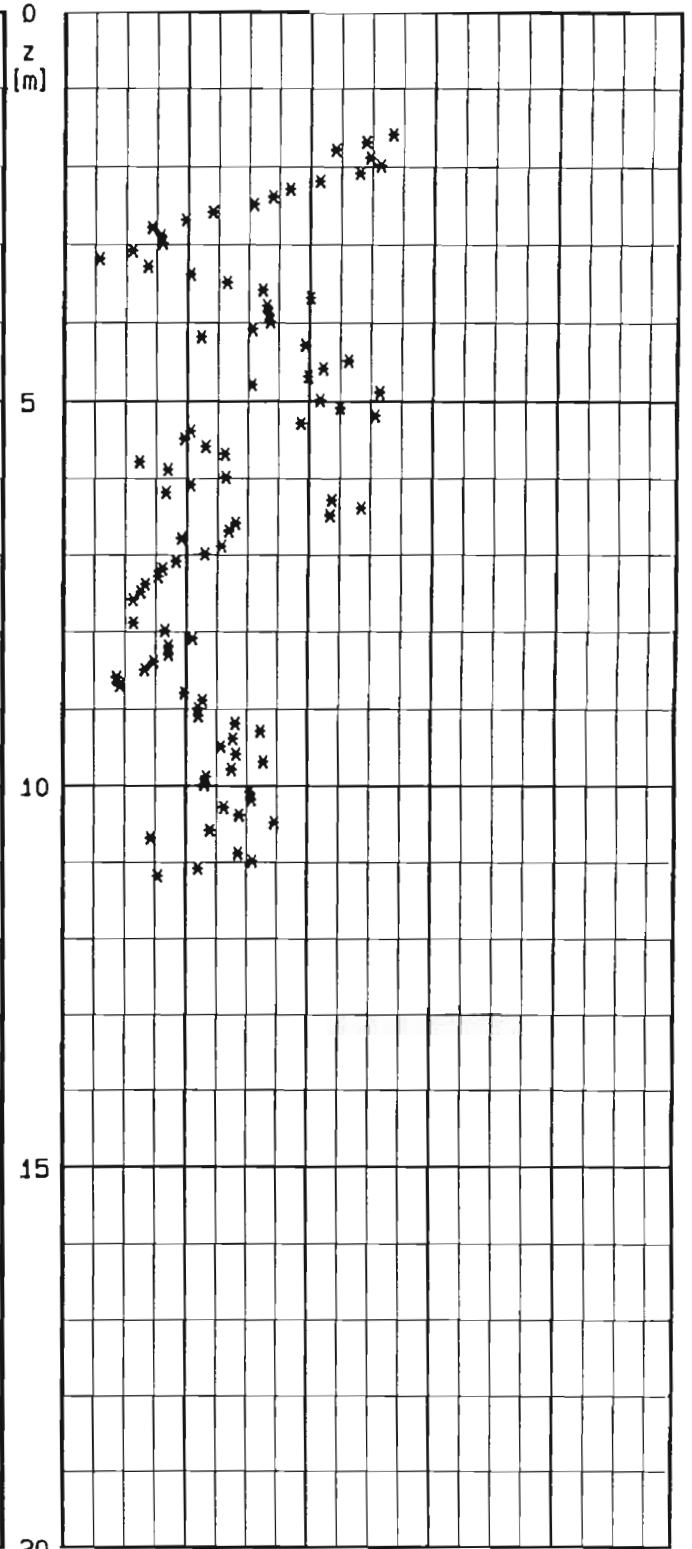
DATA : .

E25 [MPa] - JAMIOLKOWSKI ET AL. 1988



LUNNE ET AL. 1983

Modulo Confinato [MPa]



0 10 20 30 40 50

0 20 40 60 80

INTERPRETAZIONE PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

LOCALITA' : Termini Imerese- Centrale ENEL PROVA CPT. N°CPT103
 PROFONDITA' DA m. 1.22 A m. 25.97

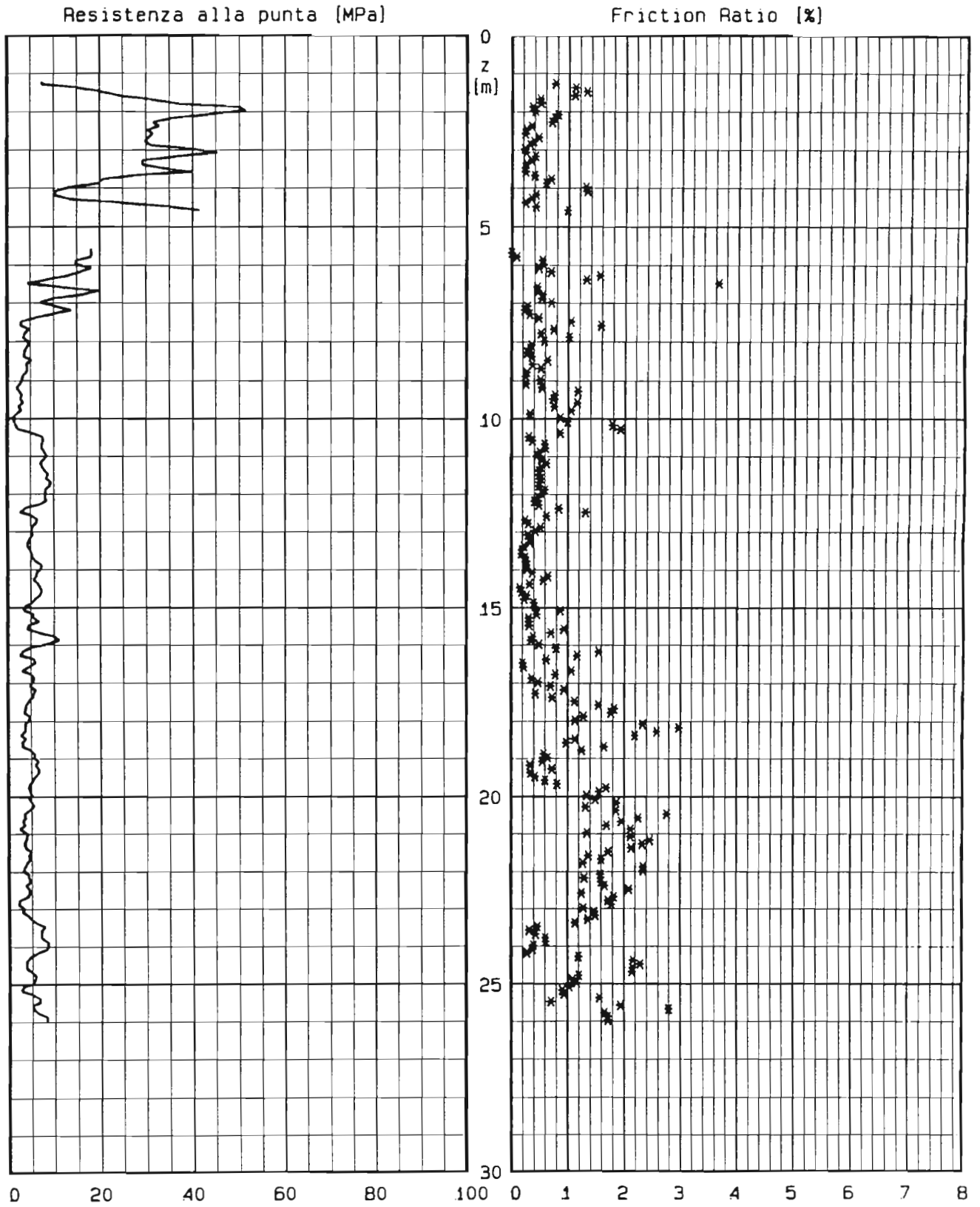
DATI DI INPUT

Strato n°	Profon. da p.c. [m]	Peso di Volume [t/mc]	GSC [-]	ϕ_{cv} [°]	IP [%]	condizioni di prova
1	3.00	1.95	1.0	36	0.0	PIANE E TRIASSIALI
2	7.00	1.95	1.0	36	0.0	PIANE E TRIASSIALI
3		1.95	1.0	33	0.0	PIANE E TRIASSIALI

Strato n°	Profon. da p.c. [m]	Gs [-]	emax [-]	emin [-]	S [%]
1	3.00	2.70			
2	7.00	2.70	0.90	0.40	100.0
3		2.70	1.10	0.60	100.0

LOCALITA' : Termini Imerese- Centrale ENEL
PROVA CPT N : CPT103

DATA : .



LOCALITA' : Termini Imerese- Centrale ENEL
PROVA CPT N : CPT103

DATA : .

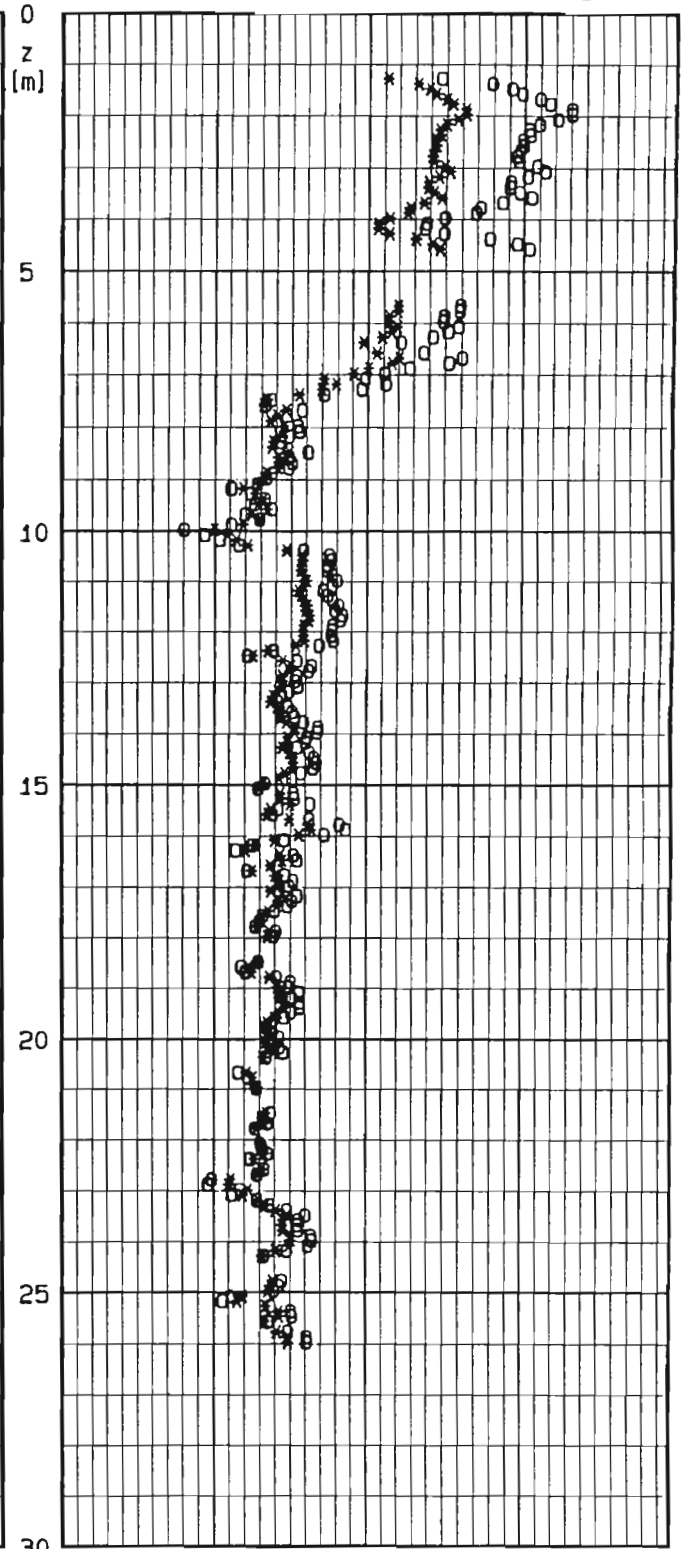
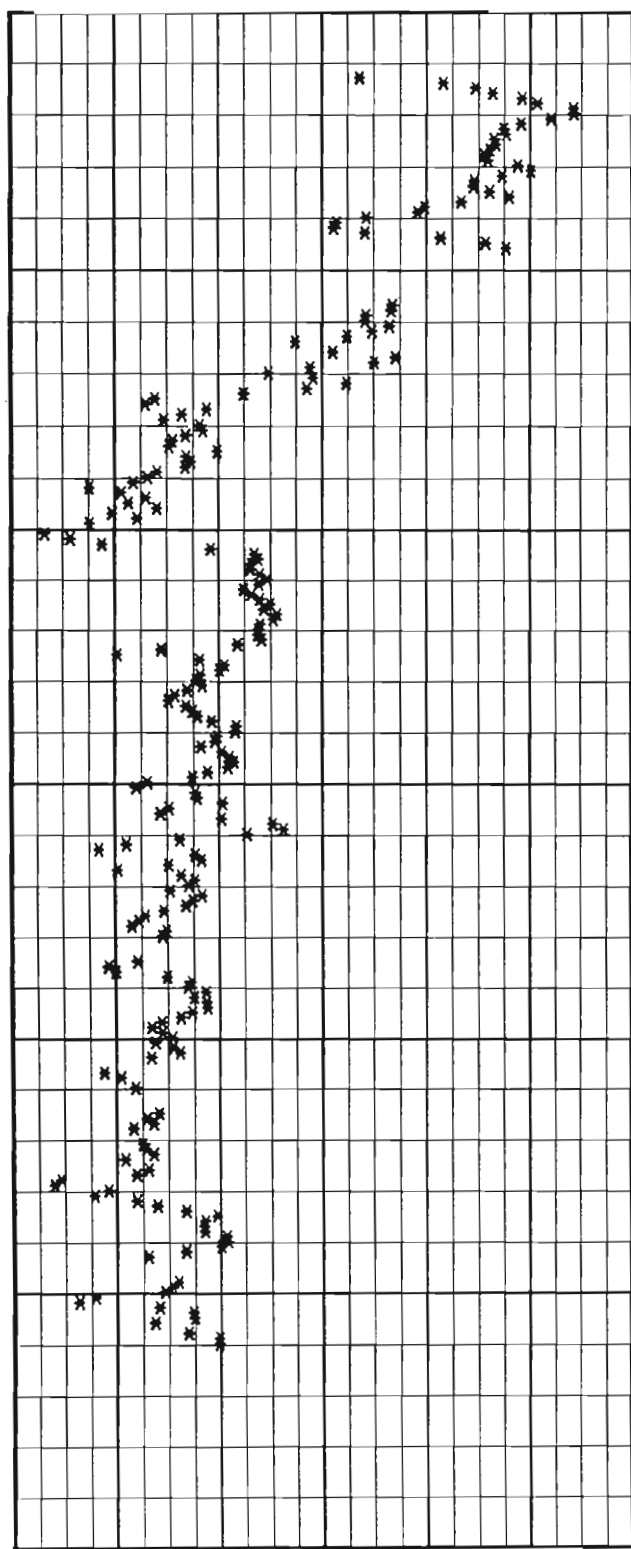
o JAM. ET AL. 1988

BOLTON 1986 - cond.: o piane * trias.

Dr [%]

* LANCELLOTTA 1983

Angolo di At. secante a 272 KPa [gradi]



0

20

40

60

80

100

120

20

30

40

50

60

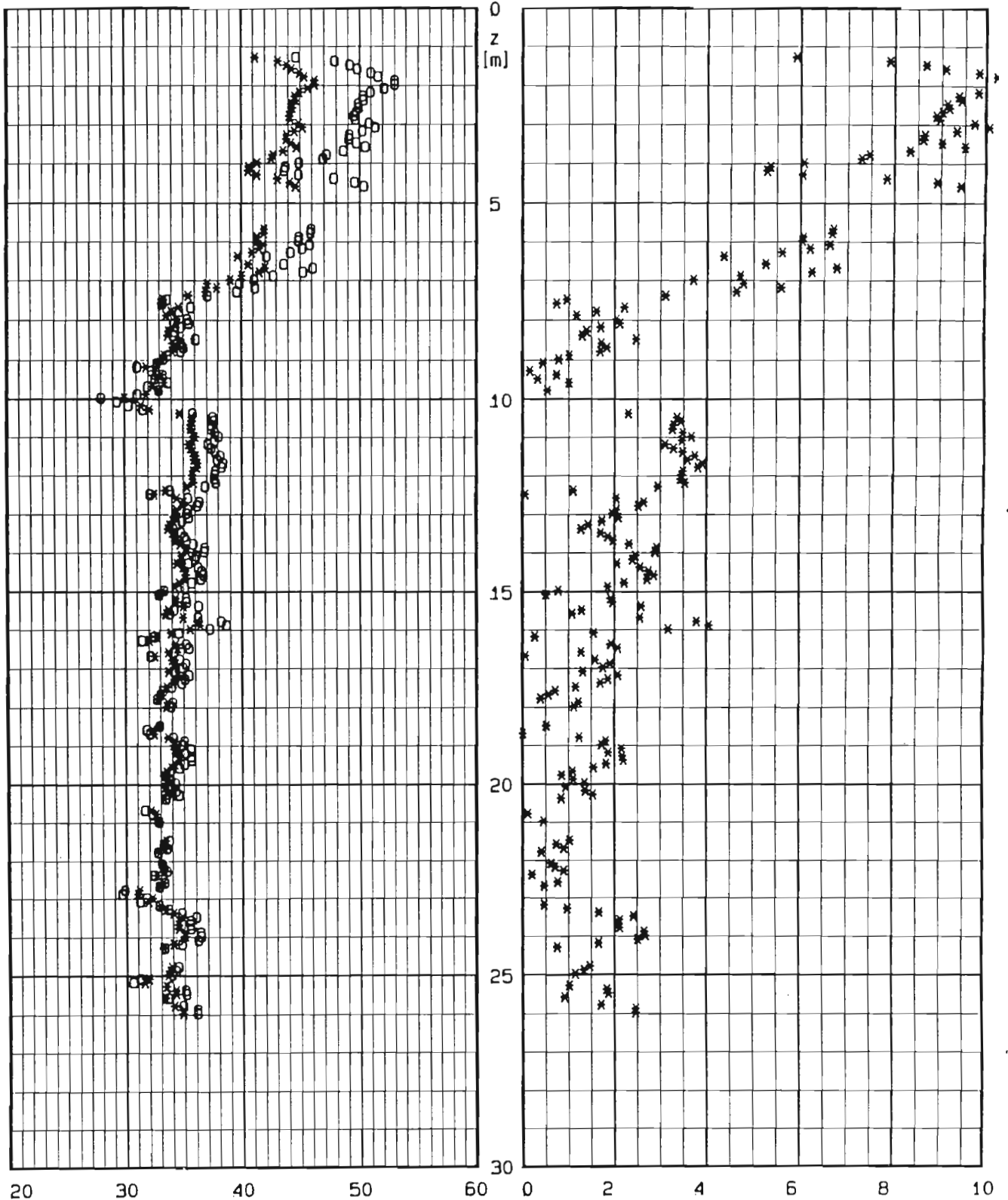
LOCALITA' : Termini Imerese- Centrale ENEL
PROVA CPT N : CPT103

DATA : .

BOLTON 1986 - cond.: o piane * trias.

Angolo di Attr. secante a 272 KPa [gradi]

Angolo alfa [gradi] - JAM. ET AL. 1988

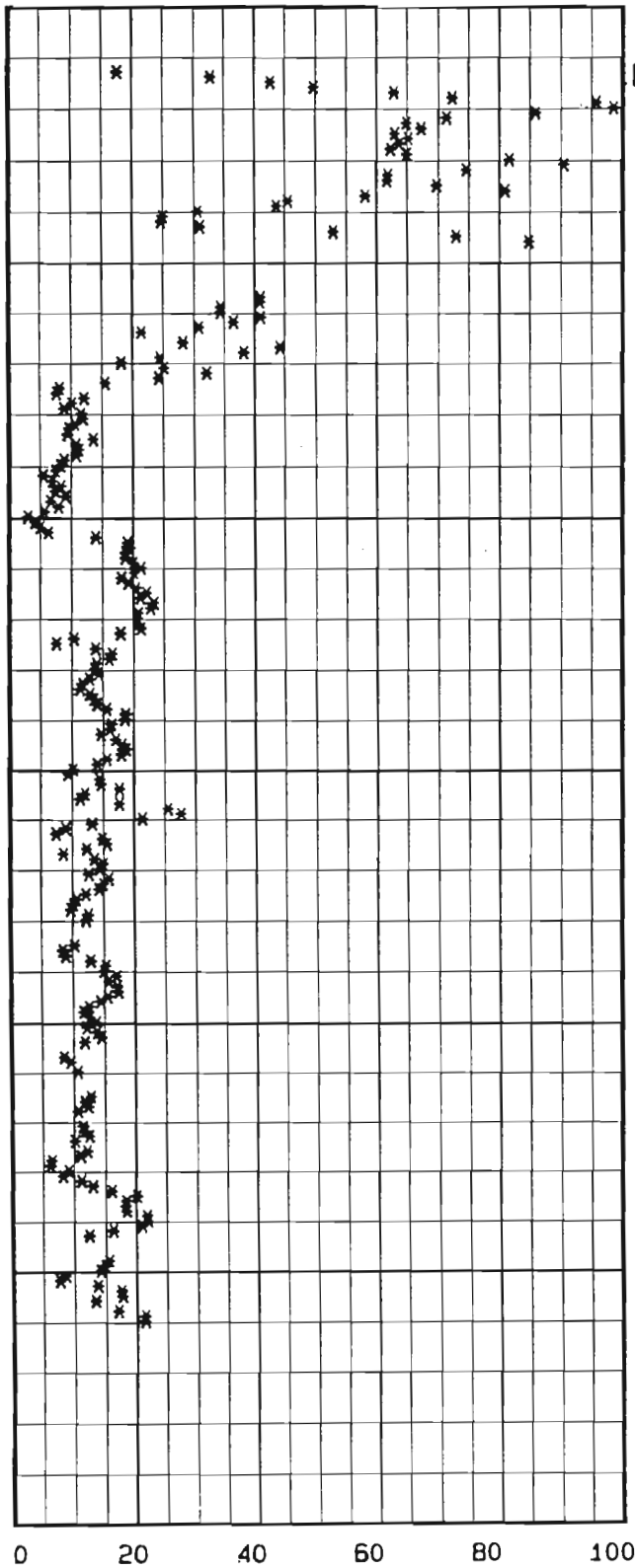


LOCALITA' : Termini Imerese- Centrale ENEL

PROVA CPT N : CPT103

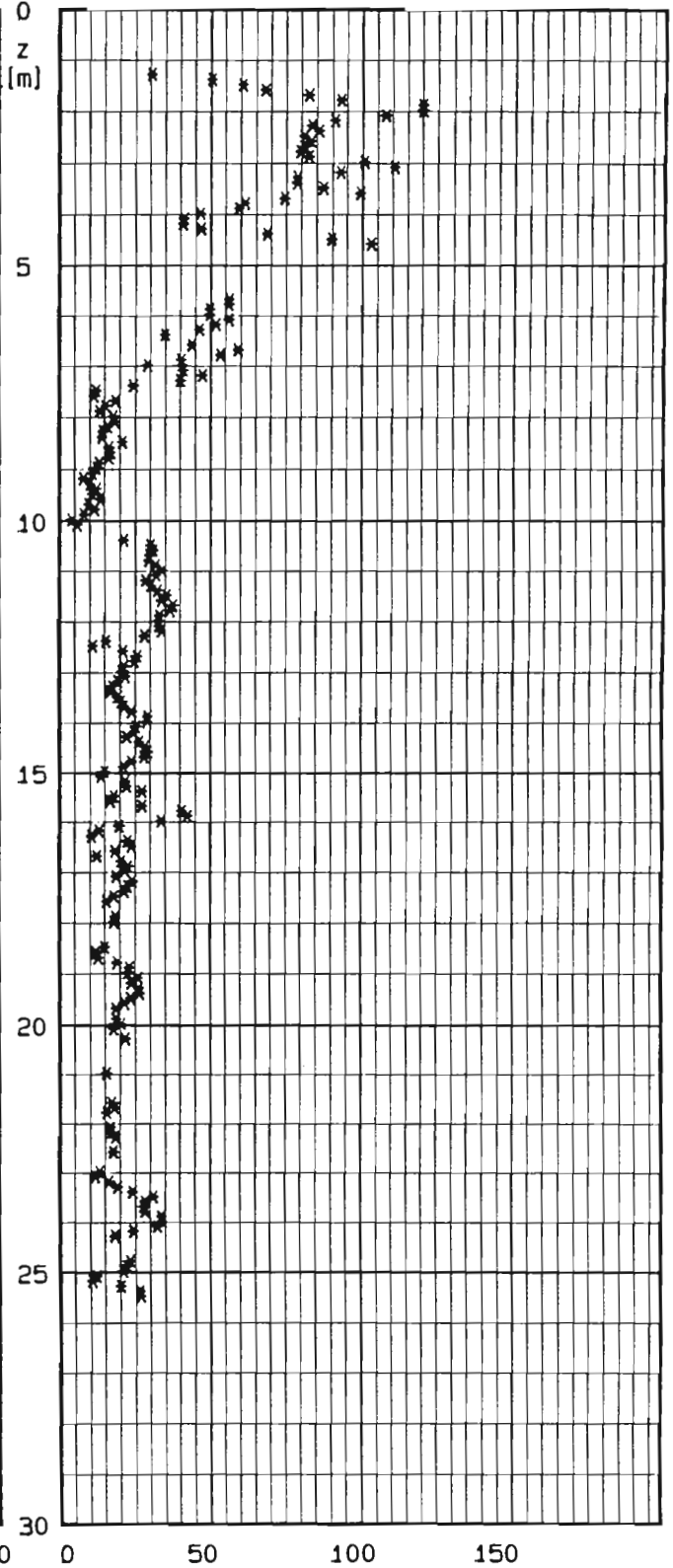
DATA : .

E25 [MPa] - JAMIOLKOWSKI ET AL. 1988



LUNNE ET AL. 1983

Modulo Confinato [MPa]



INTERPRETAZIONE PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL PROVA CPT N°CPT104

PROFONDITA' DA m. 1.51 A m. 9.91

DATI DI INPUT

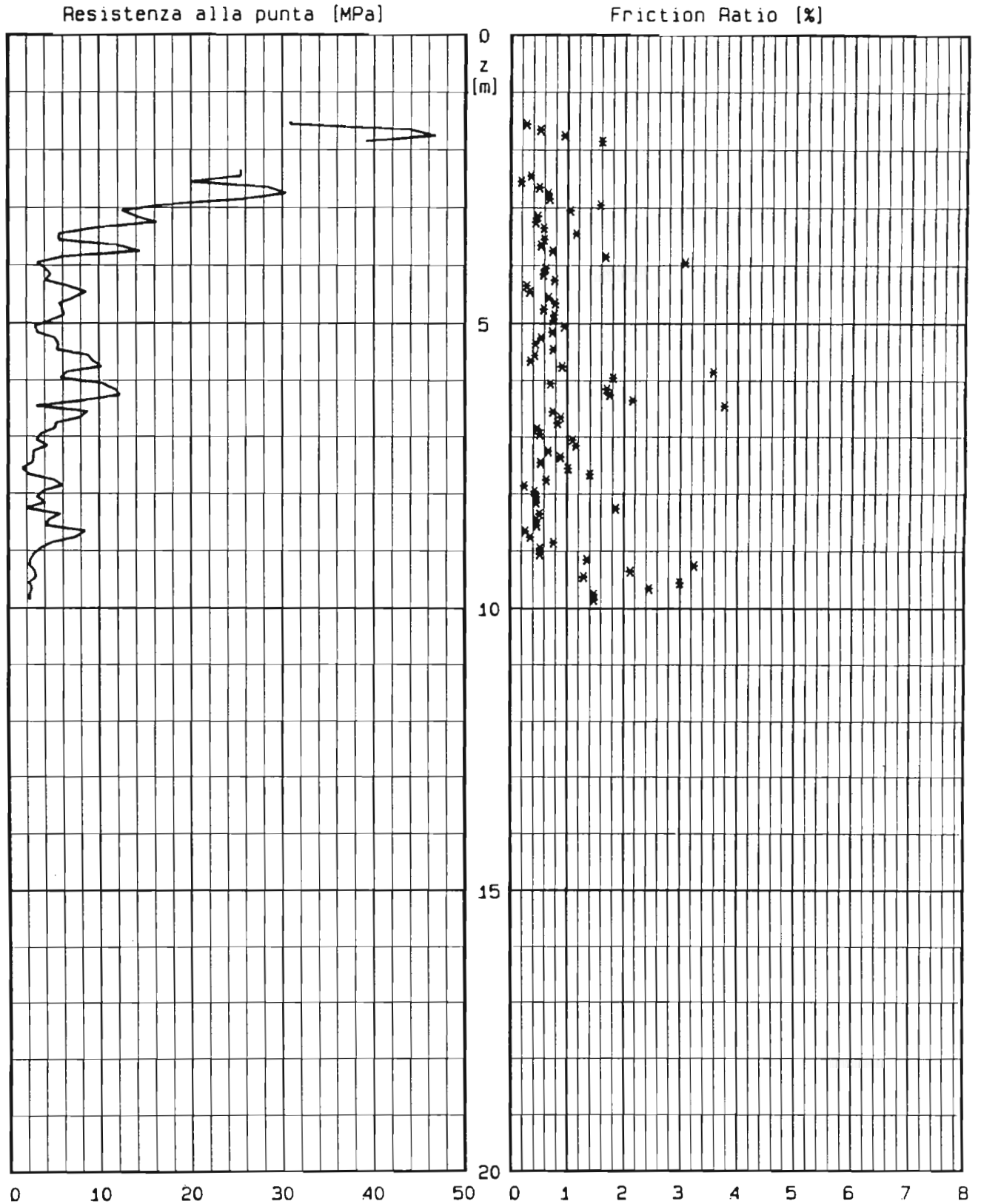
Strato n°	Profon. da p.c. [m]	Peso di Volume [t/mc]	GSC [-]	ϕ_{cv} [°]	IP [%]	condizioni di prova
1	3.00	1.95	1.0	36	0.0	PIANE E TRIASSIALI
2	4.00	1.95	1.0	36	0.0	PIANE E TRIASSIALI
3		1.95	1.0	33	0.0	PIANE E TRIASSIALI

Strato n°	Profon. da p.c. [m]	Gs [-]	emax [-]	emin [-]	S [%]
1	3.00	2.70			
2	4.00	2.70	0.90	0.40	100.0
3		2.70	1.10	0.60	100.0

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

PROVA CPT N : CPT104

DATA :



LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

PROVA CPT N : CPT104

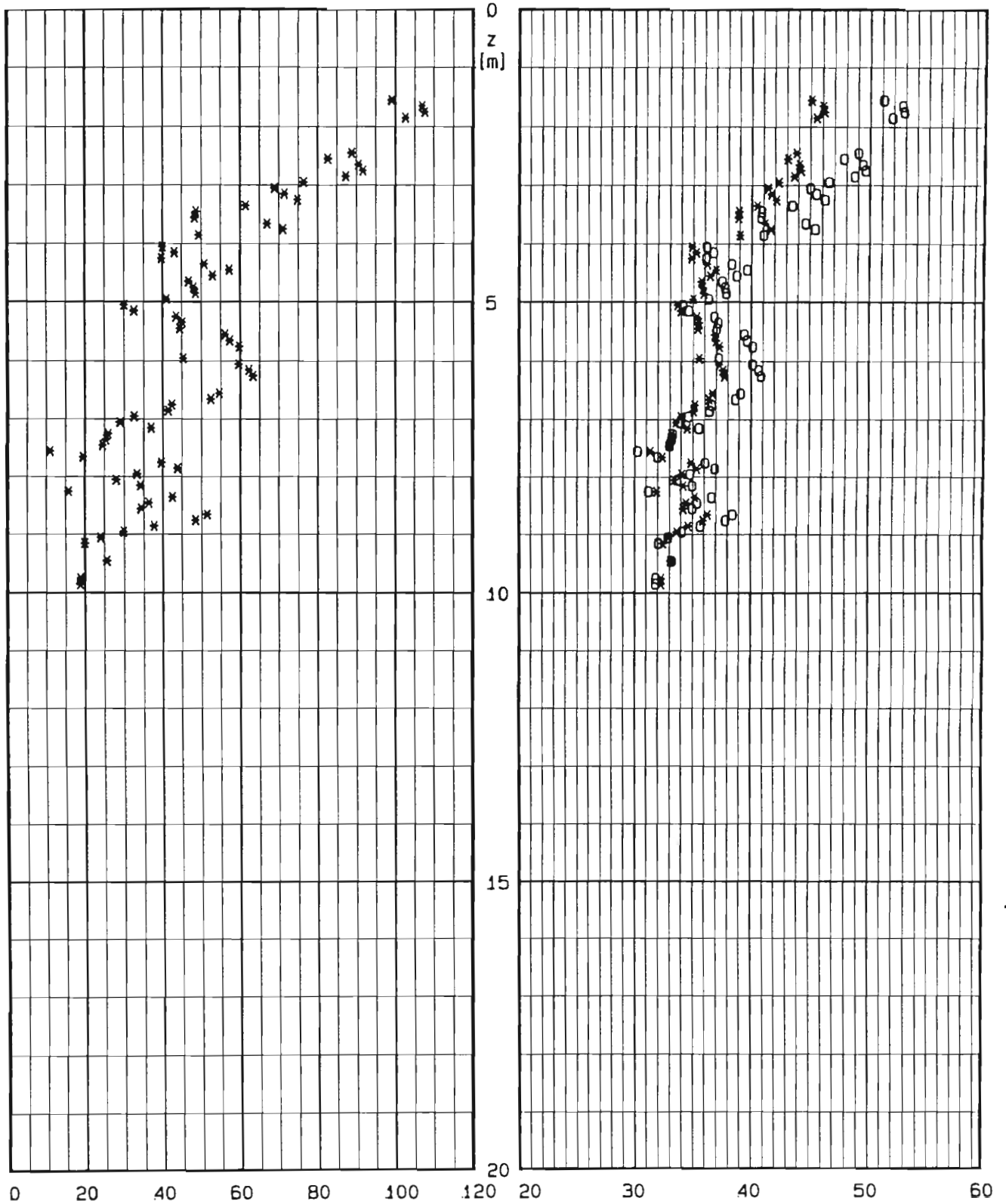
DATA :

o JAM. ET AL. 1988

BOLTON 1986 - cond.: o plane * trias.

Dr [%] * LANCELOTTA 1983

Angolo di At. secante a 272 KPa [gradi]



LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

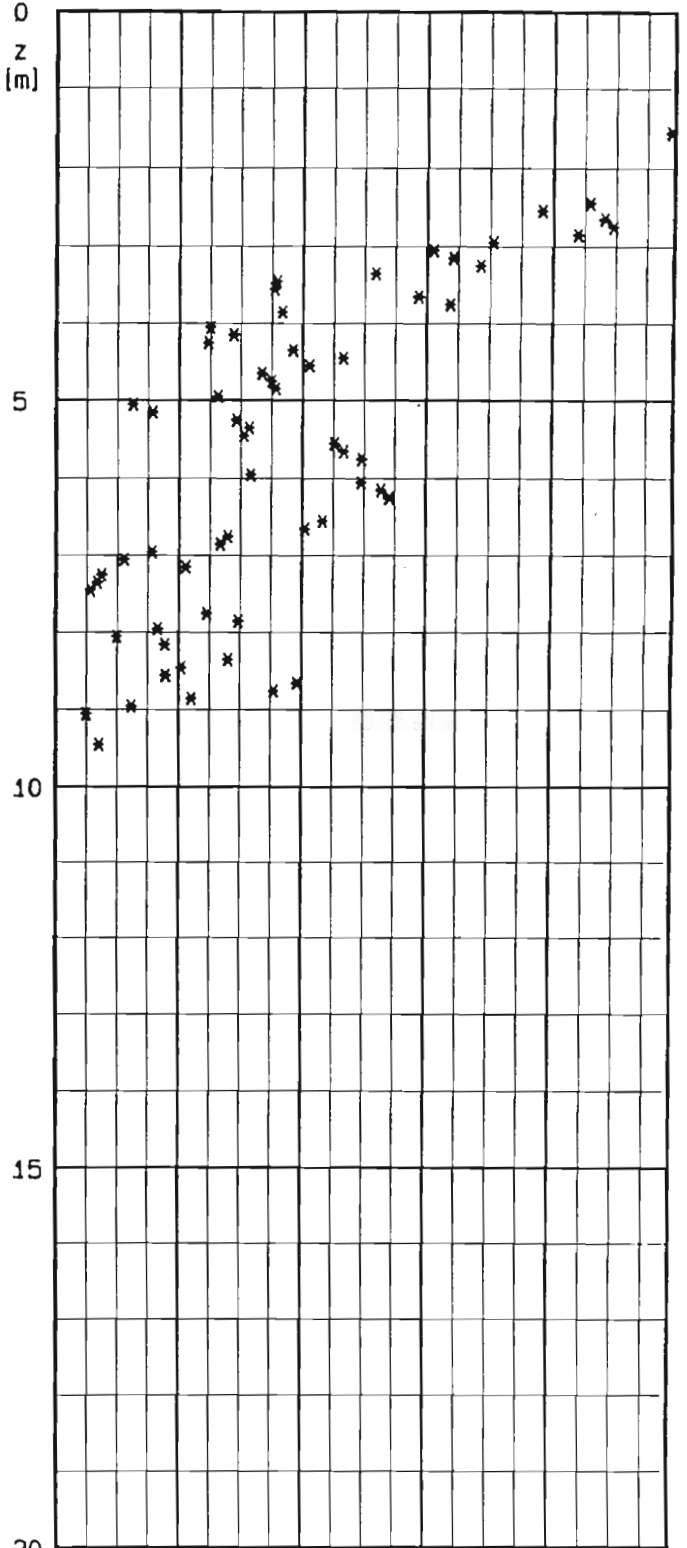
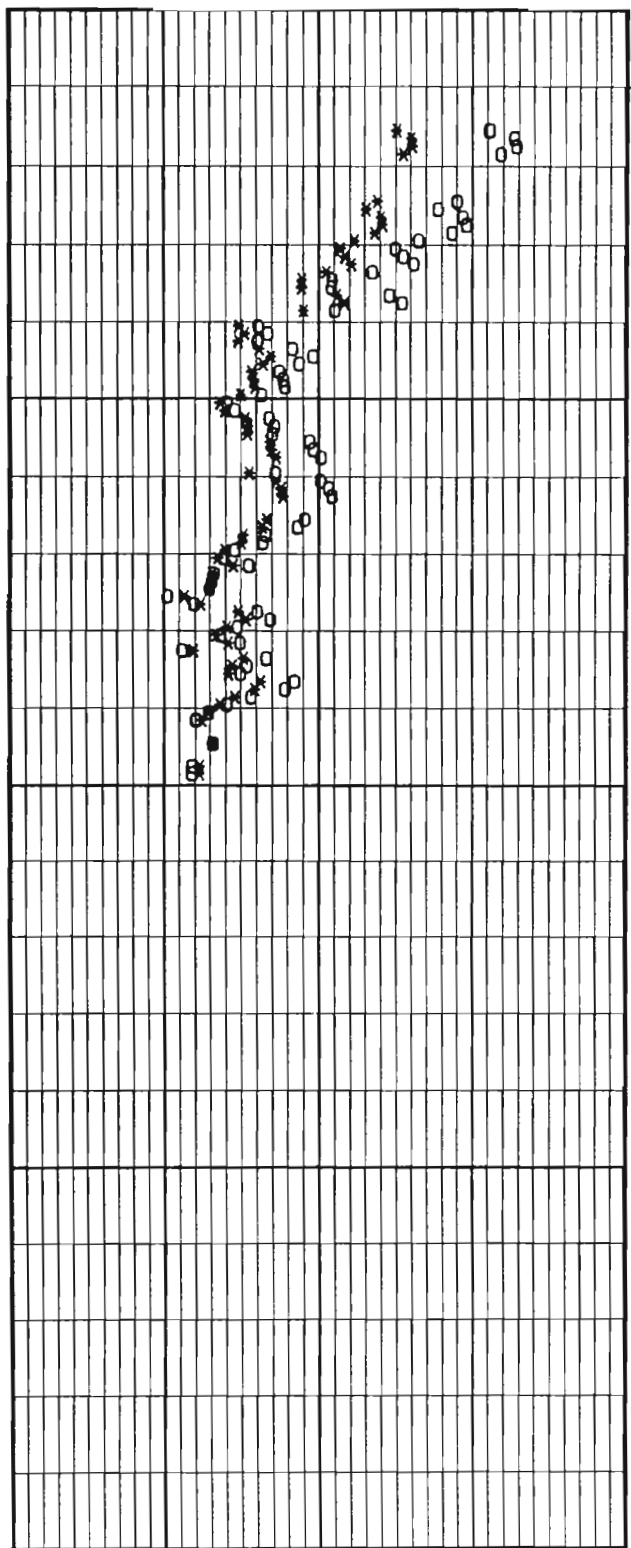
PROVA CPT N : CPT104

DATA :

BOLTON 1986 - cond.: o piane * trias.

Angolo di Attr. secante a 272 KPa [gradi]

Angolo alfa [gradi] - JAM. ET AL. 1988



20 30 40 50 60

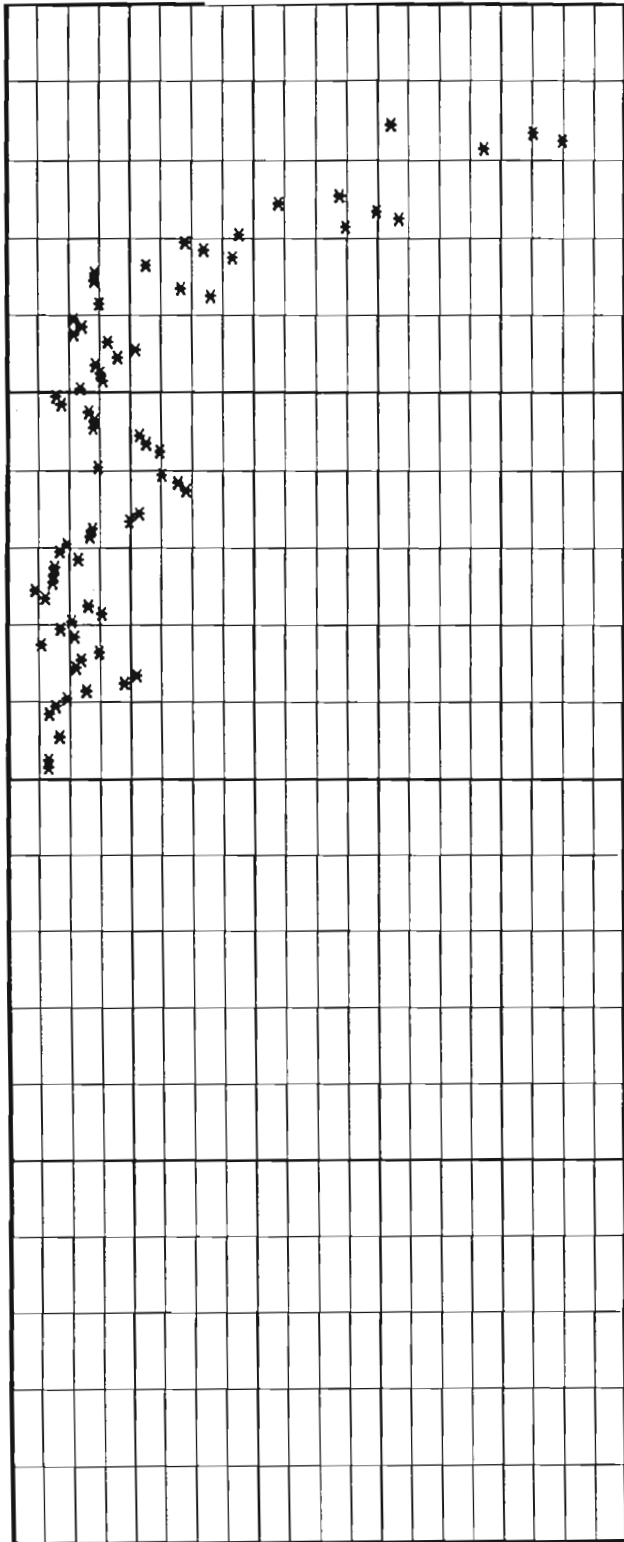
0 2 4 6 8 10

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

PROVA CPT N : CPT104

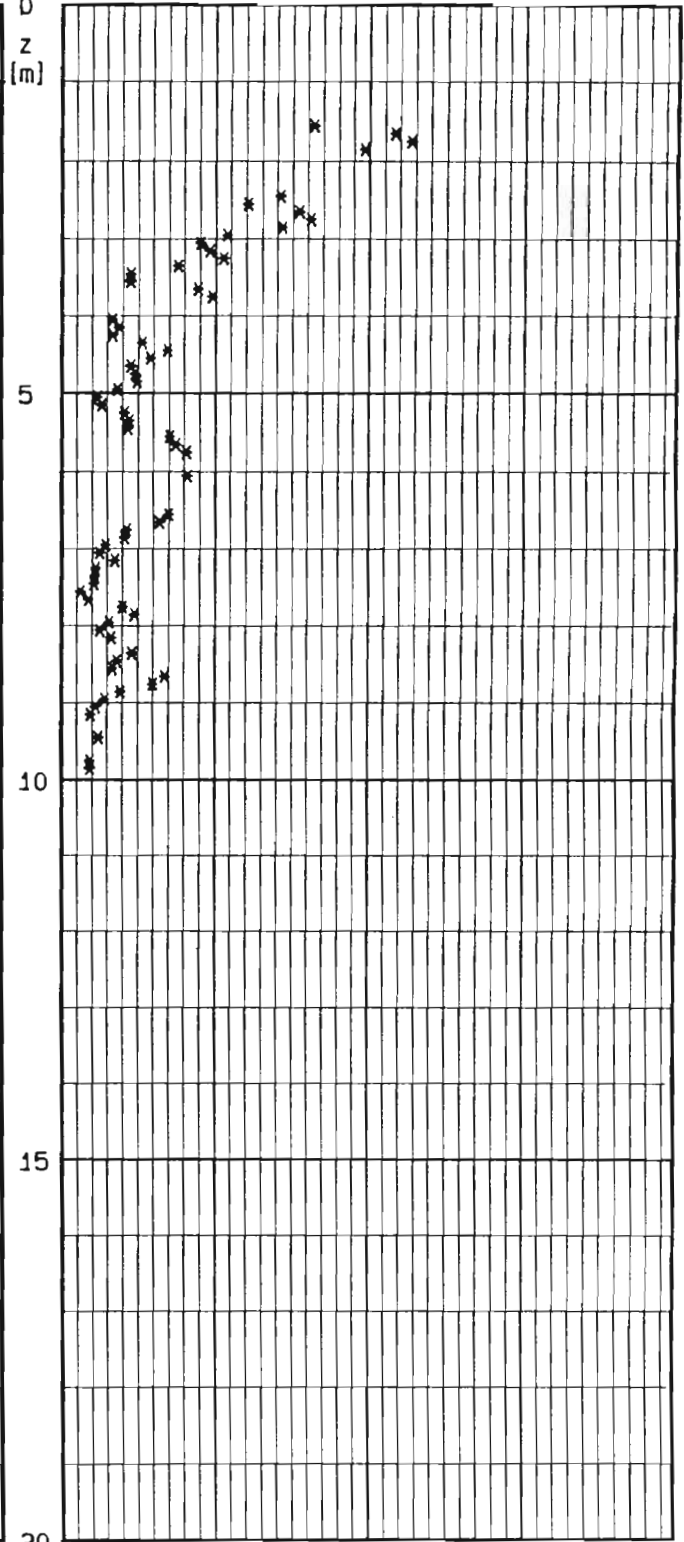
DATA :

E25 [MPa] - JAMIOLKOWSKI ET AL. 1988



LUNNE ET AL. 1983

Modulo Confinato [MPa]



0 20 40 60 80 100

0 50 100 150

INTERPRETAZIONE PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL PROVA CPT N°CPT105
 PROFONDITA' DA m. 2.21 A m. 12.76

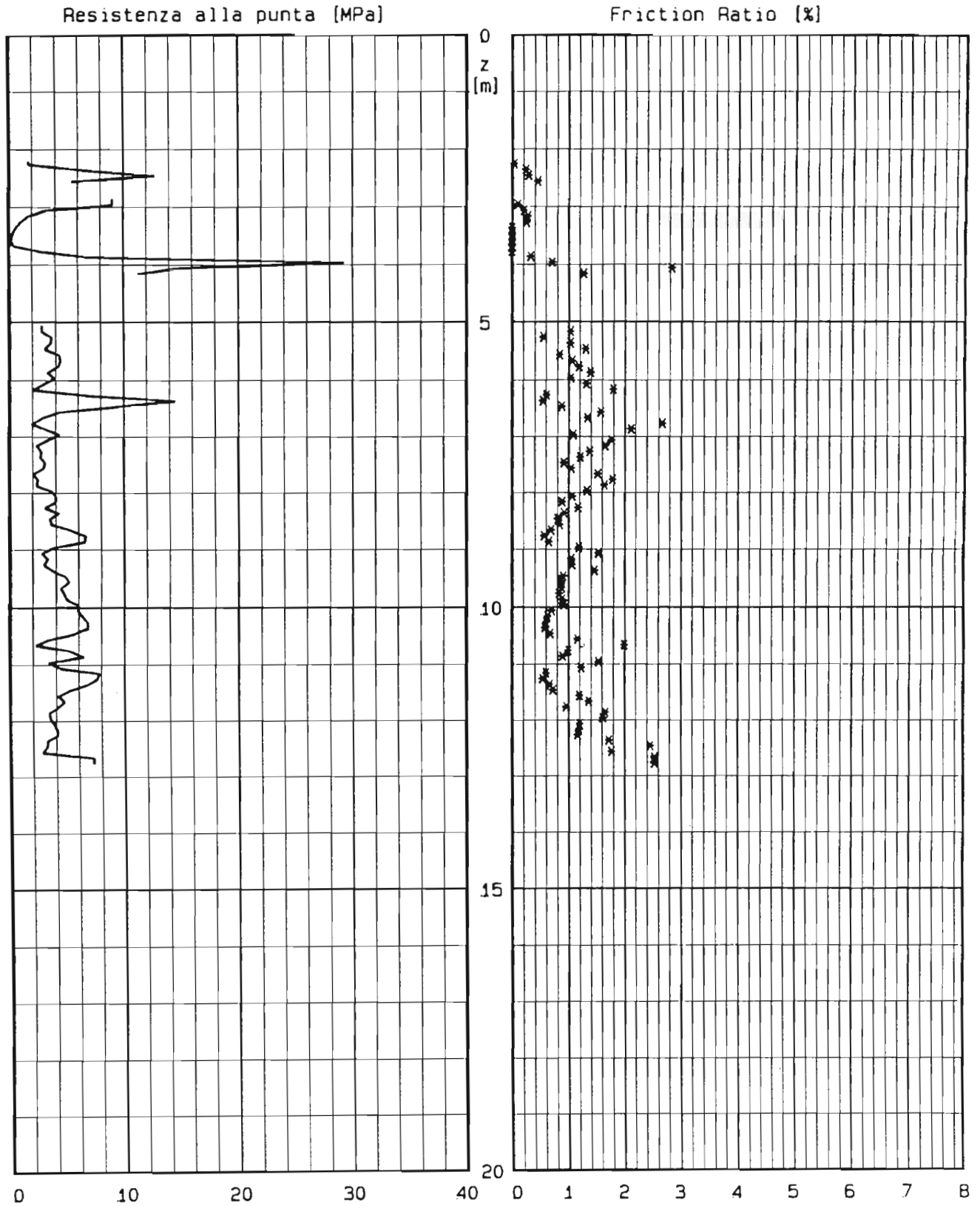
DATI DI INPUT

Strato n°	Profon. da p.c. [m]	Peso di Volume [t/mc]	GSC [-]	ϕ_{cv} [°]	IP [%]	condizioni di prova
1	3.00	1.95	1.0	36	0.0	PIANE E TRIASSIALI
2	5.00	1.95	1.0	36	0.0	PIANE E TRIASSIALI
3		1.95	1.0	33	0.0	PIANE E TRIASSIALI

Strato n°	Profon. da p.c. [m]	Gs [-]	emax [-]	emin [-]	S [%]
1	3.00	2.70			
2	5.00	2.70	0.90	0.40	100.0
3		2.70	1.10	0.60	100.0

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT N : CPT105

DATA : .



LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT N : CPT105

DATA : .

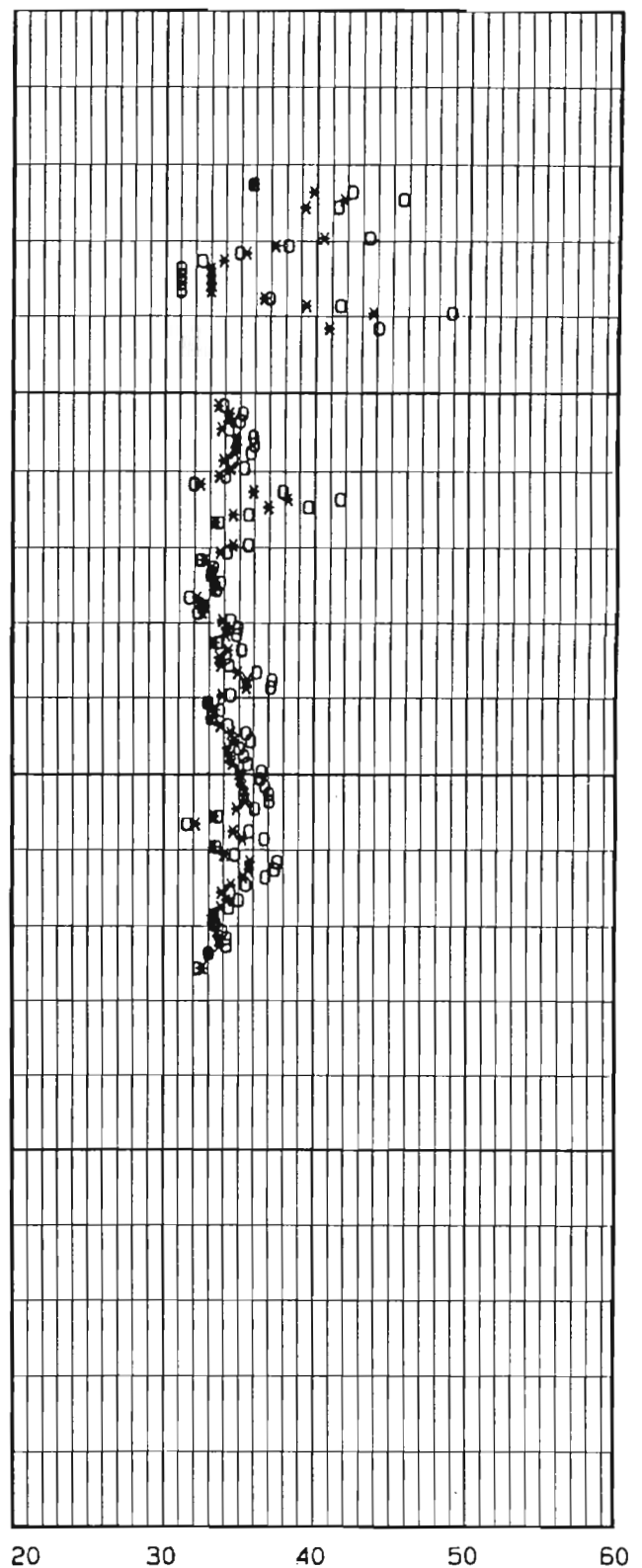
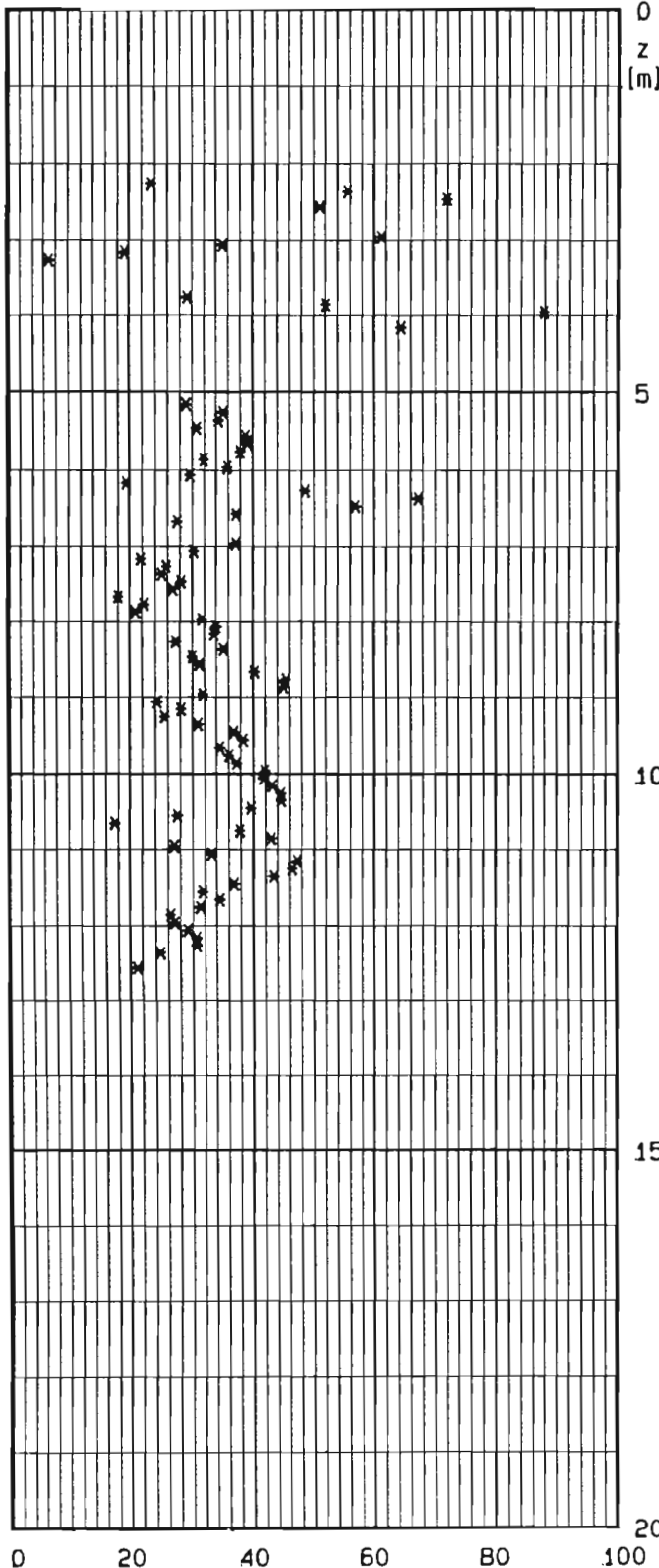
o JAM. ET AL. 1988

BOLTON 1986 - cond.: o plane * trias.

Dr [%]

* LANCELLOTTA 1983

Angolo di At. secante a 272 KPa [gradi]



LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

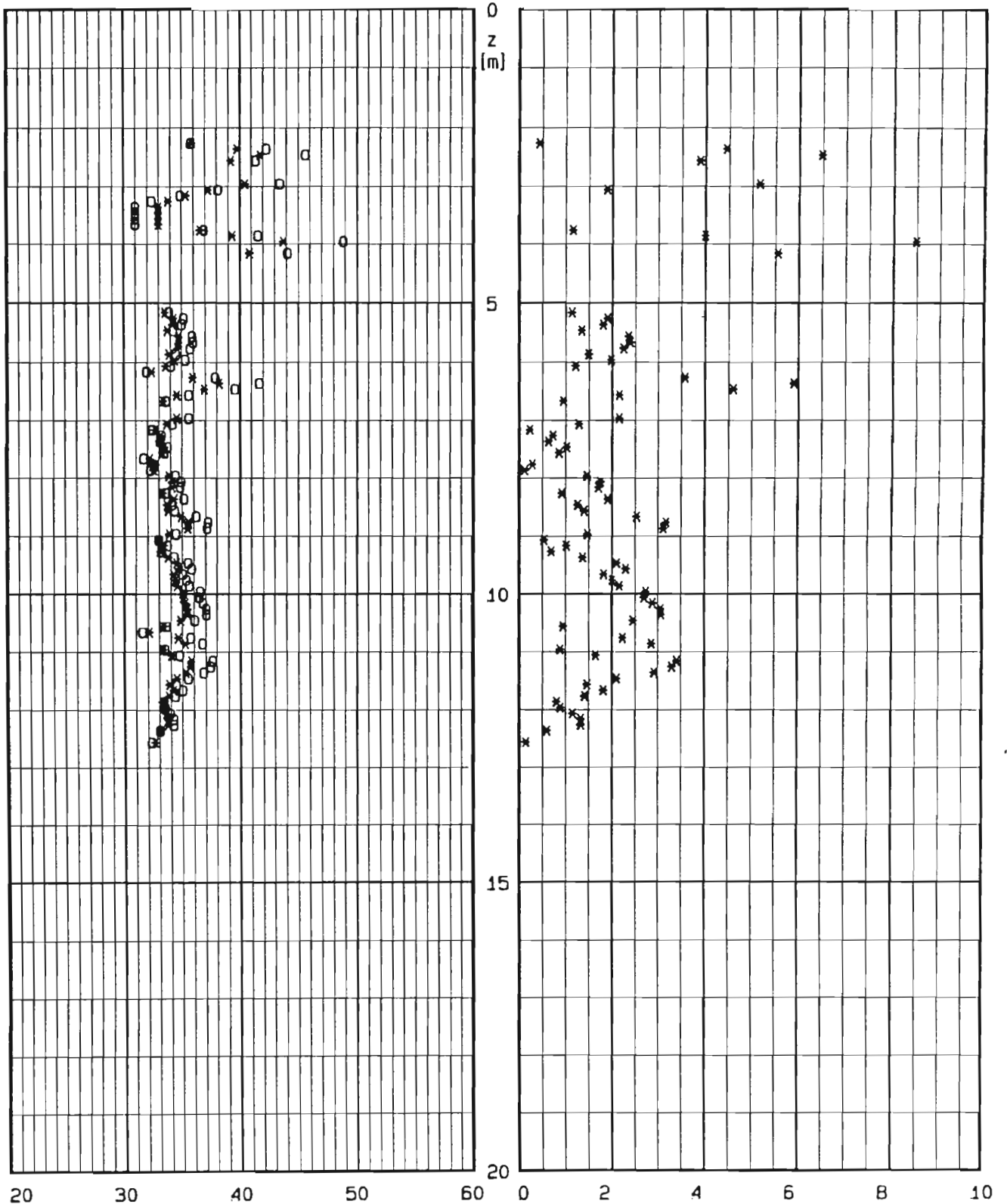
PROVA CPT N : CPT105

DATA : .

BOLTON 1986 - cond.: o plane * trias.

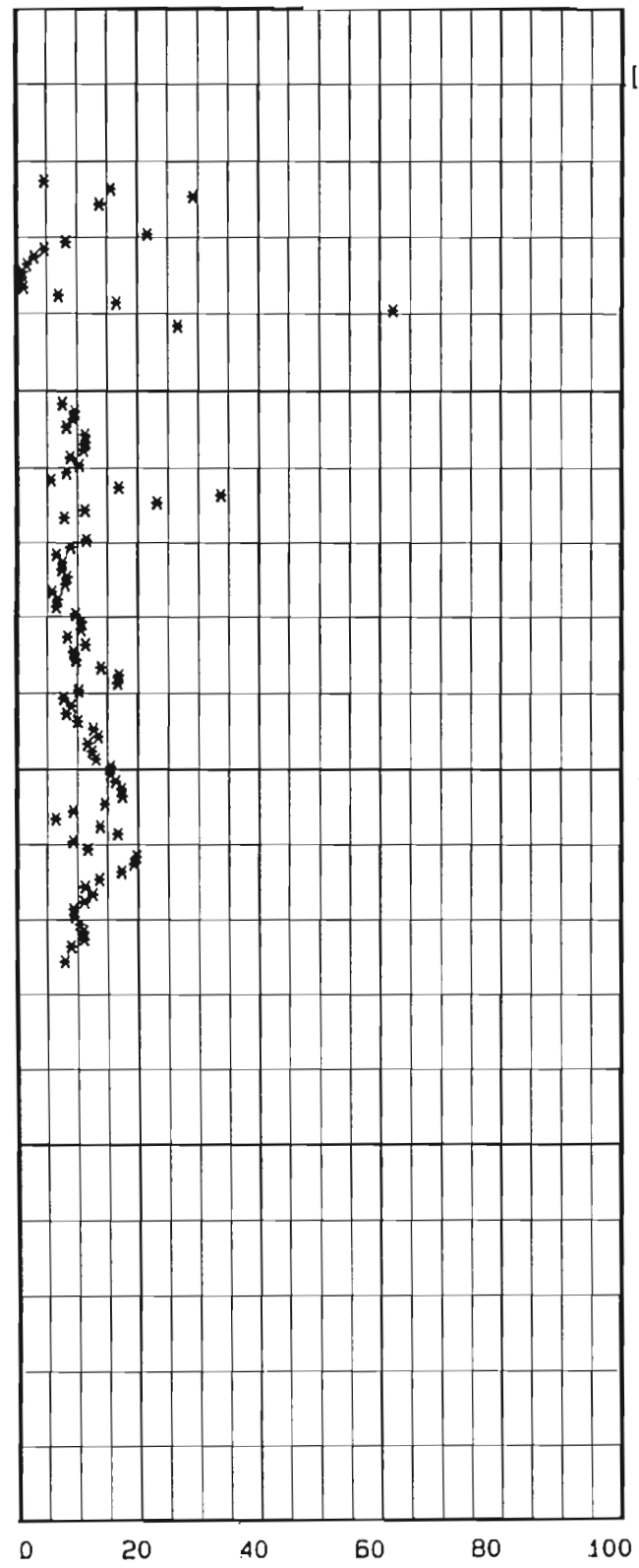
Angolo di Attr. secante a 272 KPa [gradi]

Angolo alfa [gradi] - JAM. ET AL. 1988

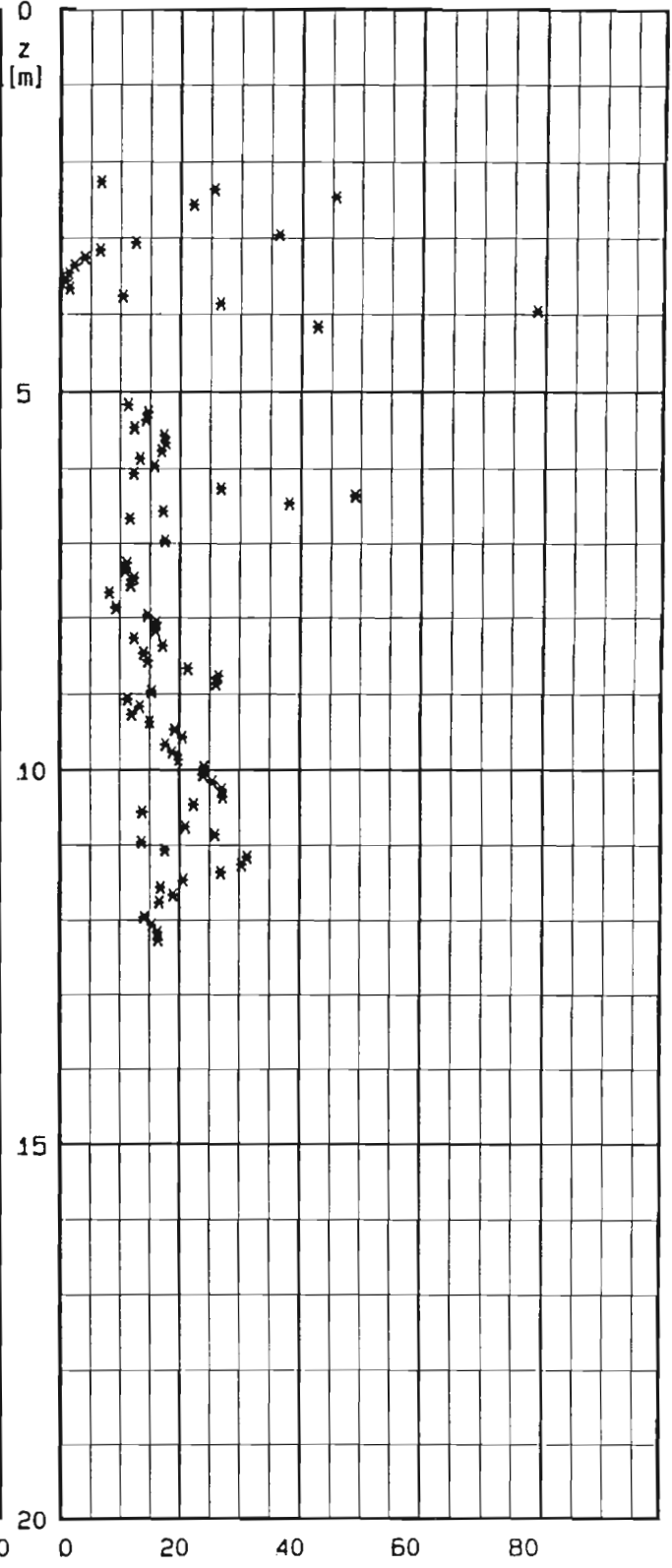


LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT N : CPT105 DATA : .

E25 [MPa] - JAMIOLKOWSKI ET AL. 1988



LUNNE ET AL. 1983
Modulo Confinato [MPa]



INTERPRETAZIONE PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL PROVA CPT N°CPT106

PROFONDITA' DA m. 0.01 A m. 17.96

DATI DI INPUT

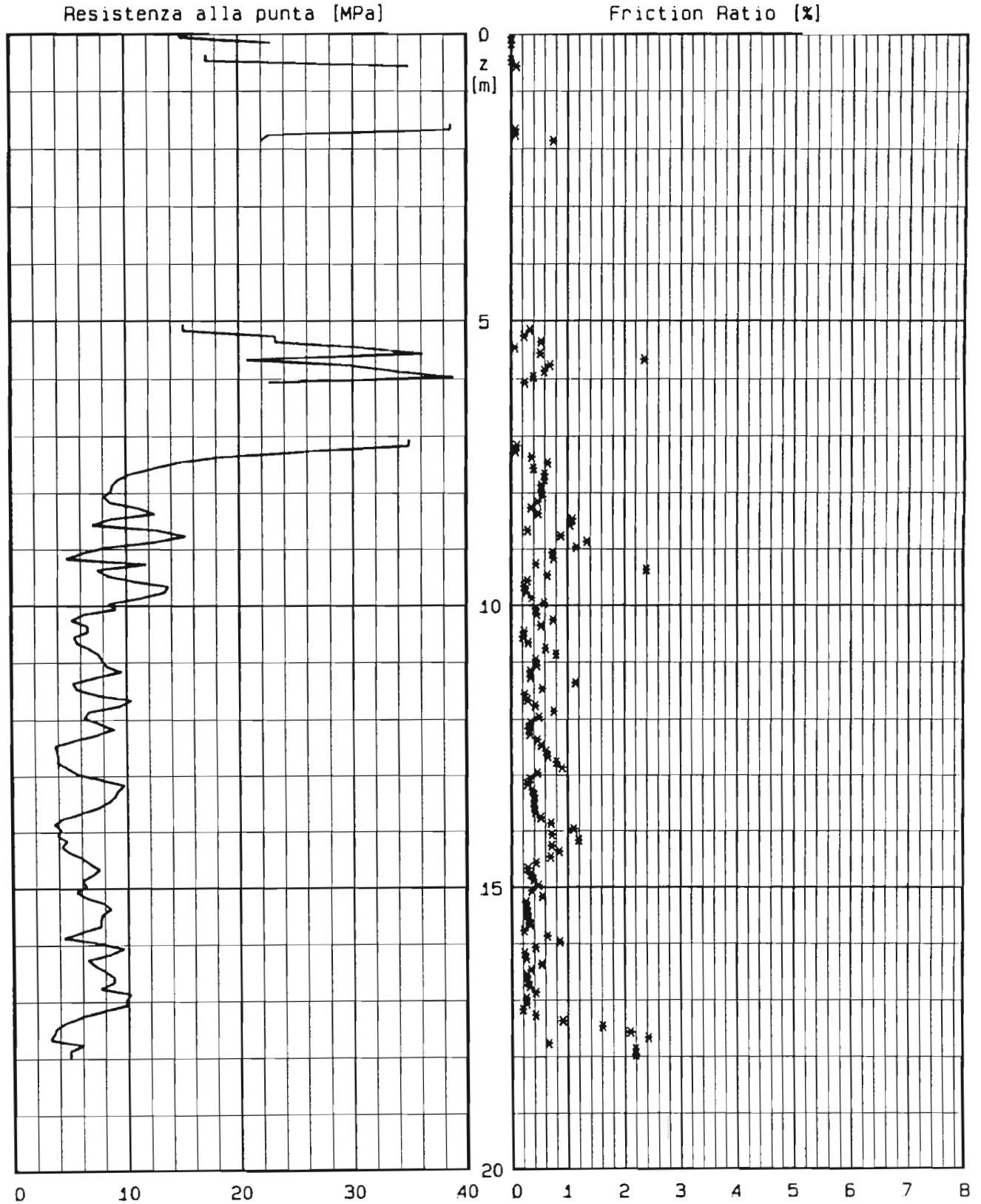
Strato n°	Profon. da p.c. [m]	Peso di Volume [t/mc]	GSC [-]	ϕ_{cv} [°]	IP [%]	condizioni di prova
1	3.00	1.95	1.0	36	0.0	PIANE E TRIASSIALI
2	7.80	1.95	1.0	36	0.0	PIANE E TRIASSIALI
3		1.95	1.0	33	0.0	PIANE E TRIASSIALI

Strato n°	Profon. da p.c. [m]	Gs [-]	emax [-]	emin [-]	S [%]
1	3.00	2.70			
2	7.80	2.70	0.90	0.40	100.0
3		2.70	1.10	0.60	100.0

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

PROVA CPT N : CPT106

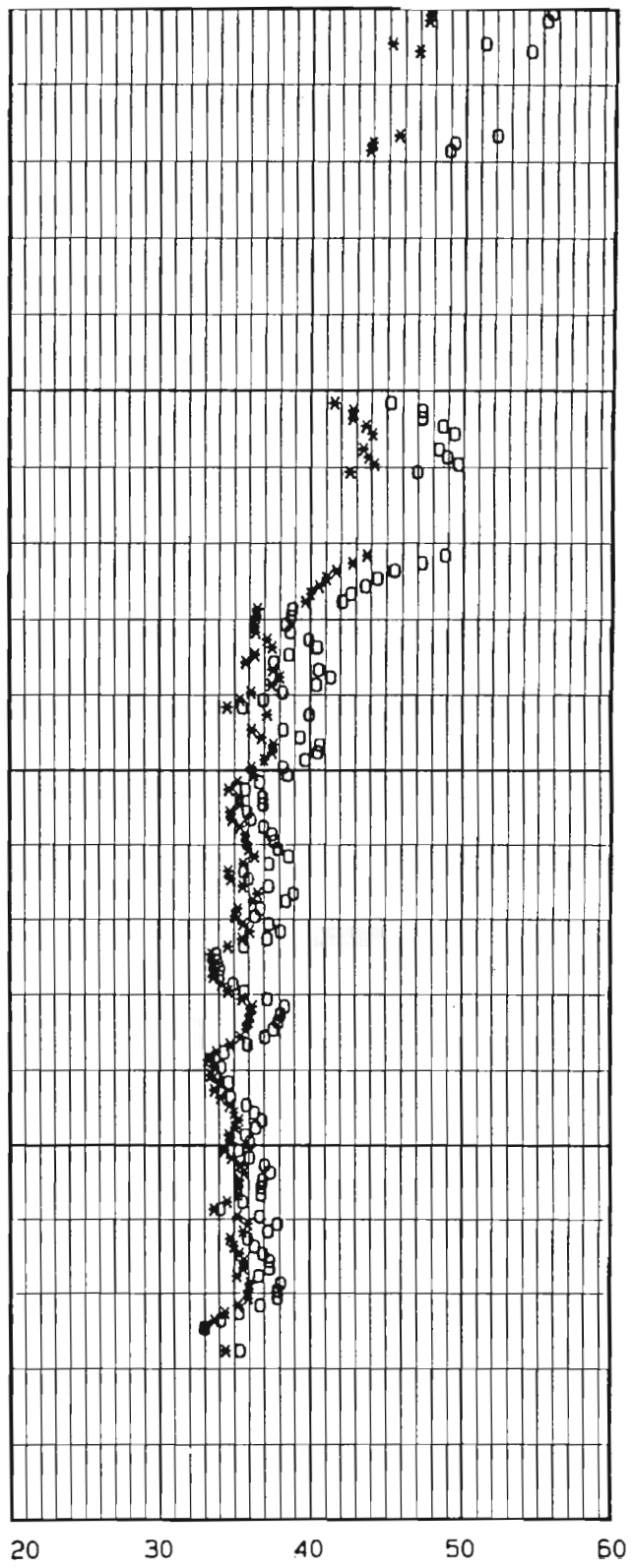
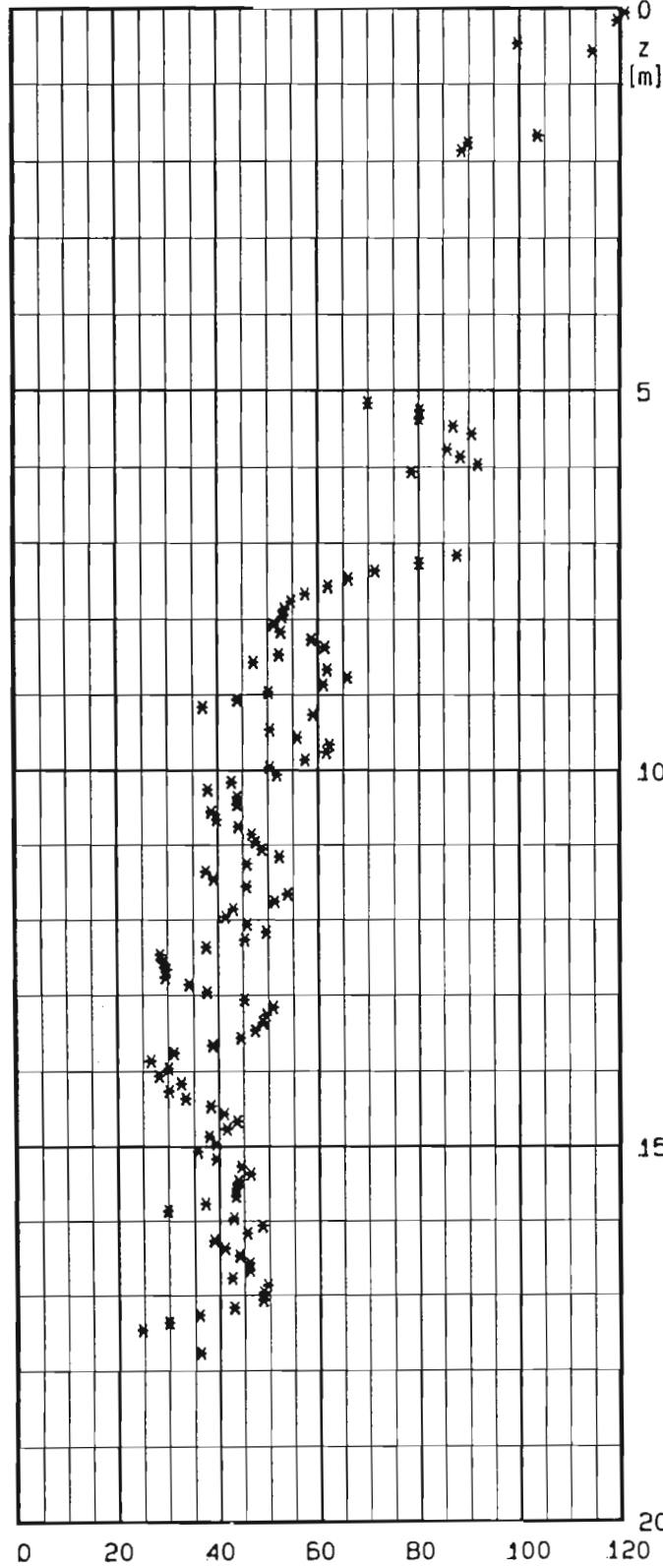
DATA : .



LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
 PROVA CPT N : CPT106 DATA : .

o JAM. ET AL. 1988
 * LANCELOTTA 1983

BOLTON 1986 - cond.: o piane * trias.
 Angolo di At. secante a 272 KPa [gradi]



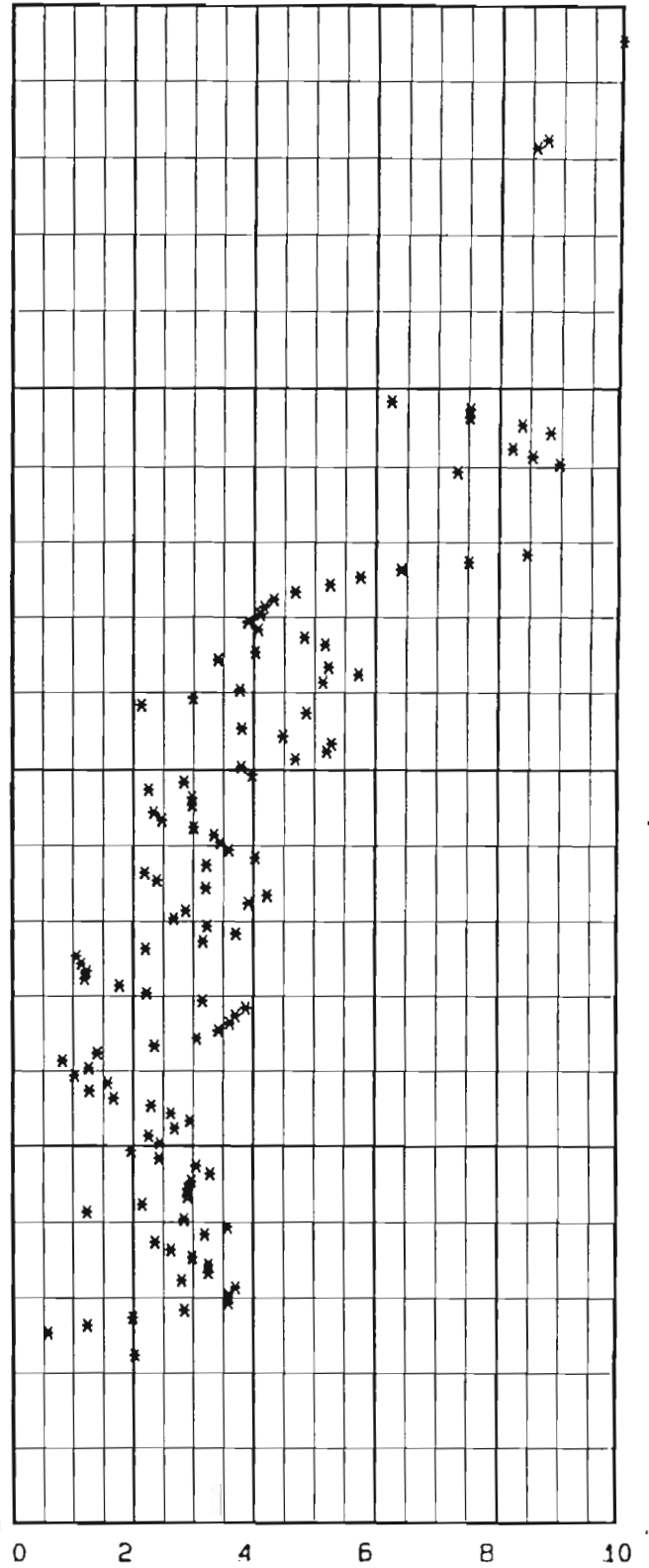
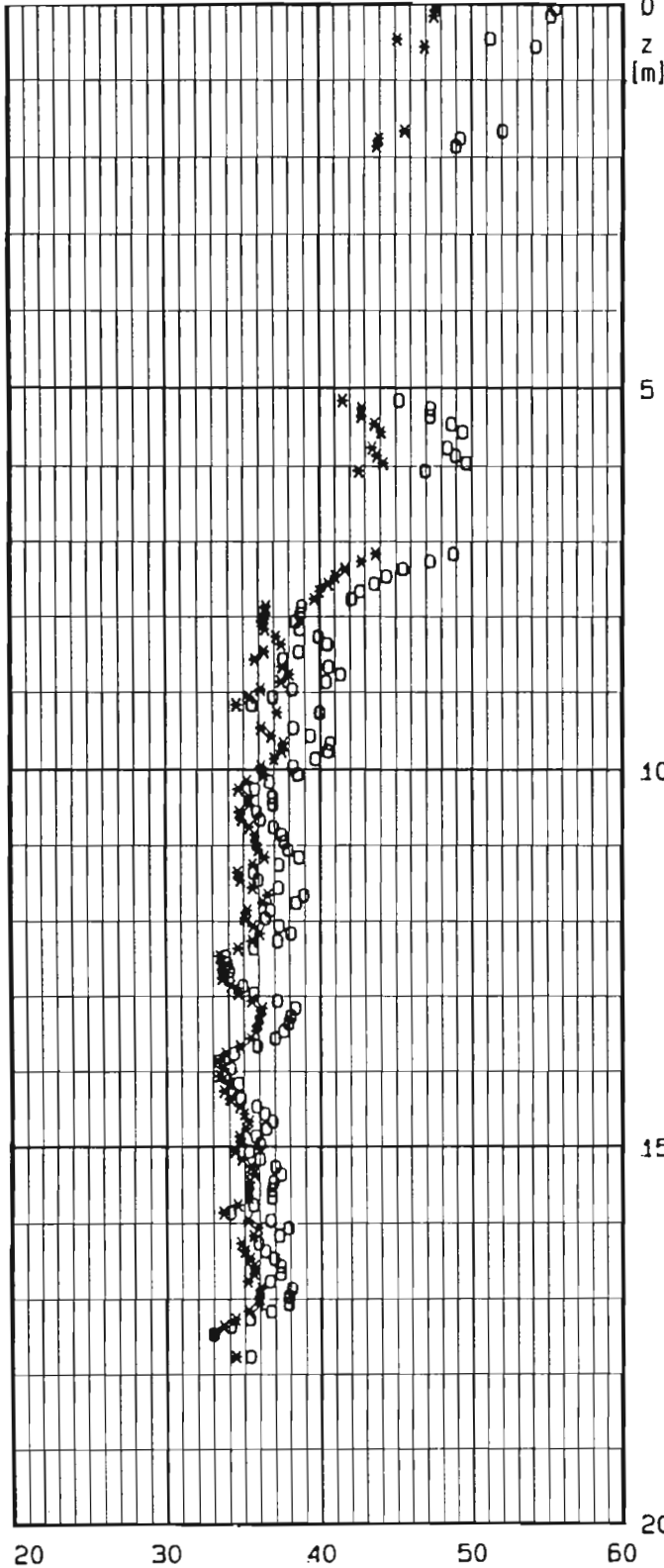
LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT N : CPT106

DATA : .

BOLTON 1986 - cond.: o piane * trias.

Angolo di Attr. secante a 272 KPa [gradi]

Angolo alfa [gradi] - JAM. ET AL. 1988



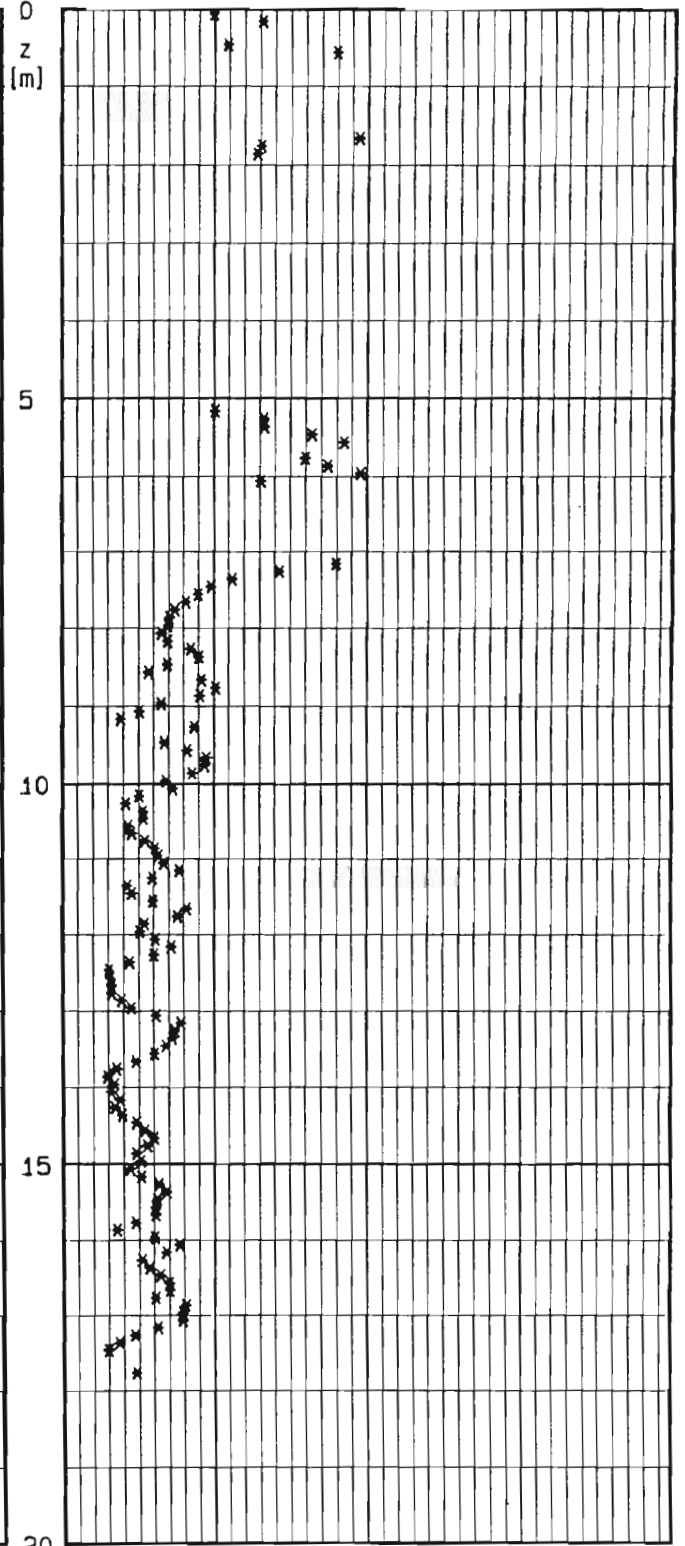
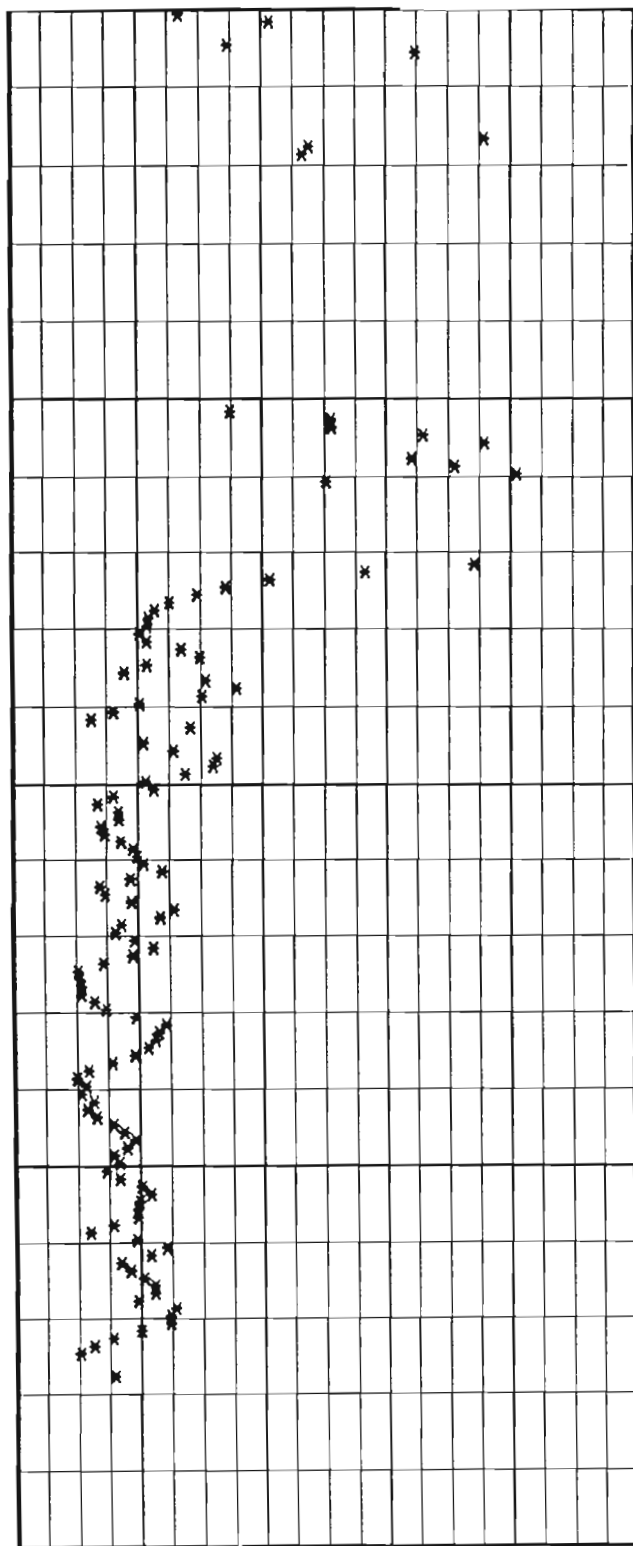
LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT N : CPT106

DATA : .

LUNNE ET AL. 1983

E25 [MPa] - JAMIOLKOWSKI ET AL. 1988

Modulo Confinato [MPa]



0 20 40 60 80 100

0 50 100 150

INTERPRETAZIONE PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL PROVA CPT: N°CPT107

PROFONDITA' DA m. 0.75 A m. 15.99

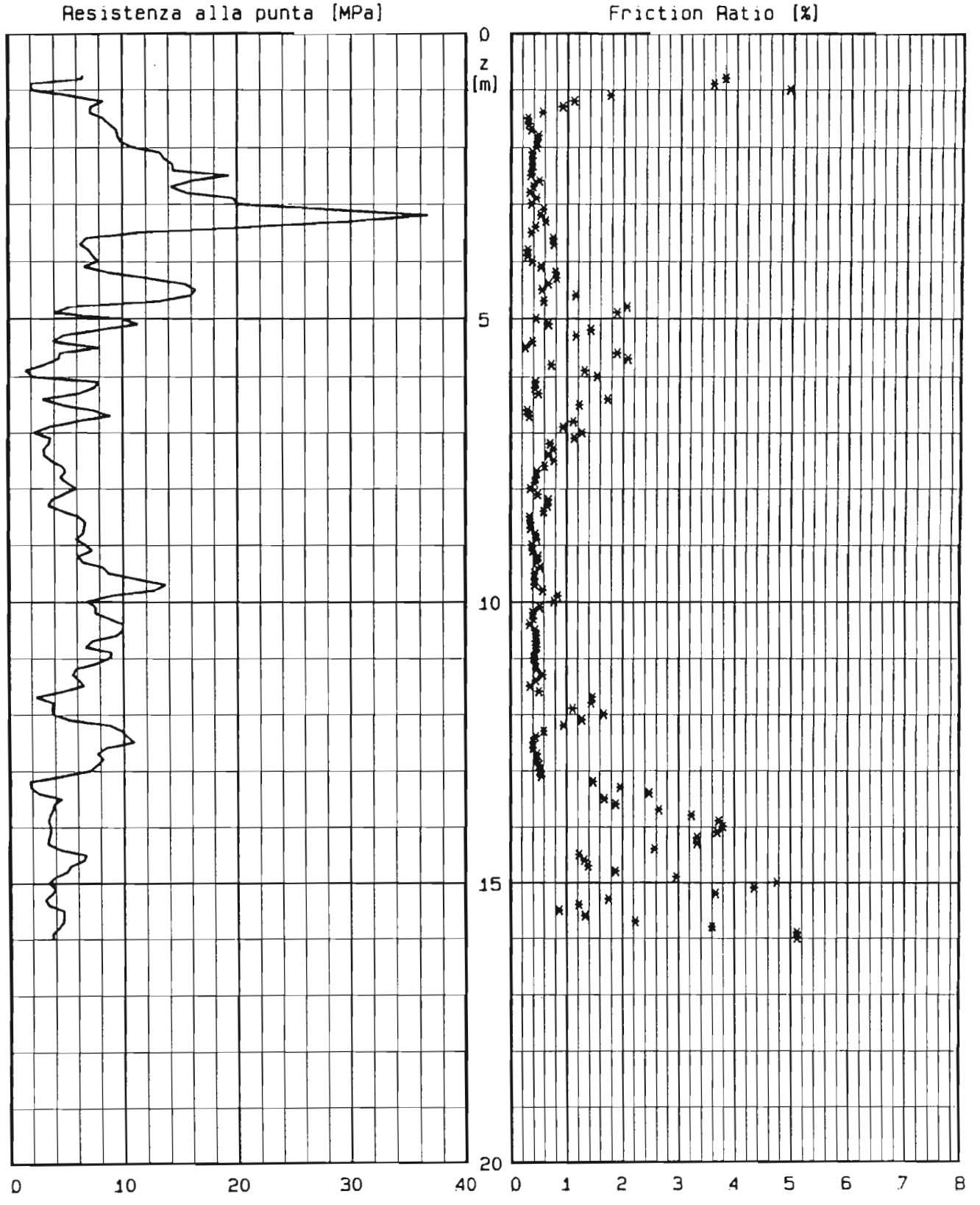
DATI DI INPUT

Strato n°	Profon. da p.c. [m]	Peso di Volume [t/mc]	GSC [-]	ϕ_{cv} [°]	IP [%]	condizioni di prova
1	3.00	1.90	1.0	36	0.0	PIANE E TRIASSIALI
2	5.00	1.90	1.0	36	0.0	PIANE E TRIASSIALI
3		1.90	1.0	33	0.0	PIANE E TRIASSIALI

Strato n°	Profon. da p.c. [m]	Gs [-]	emax [-]	emin [-]	S [%]
1	3.00	2.70			
2	5.00	2.70	0.90	0.40	100.0
3		2.70	1.10	0.60	100.0

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT N : CPT107

DATA : .



LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT N : CPT107

DATA : .

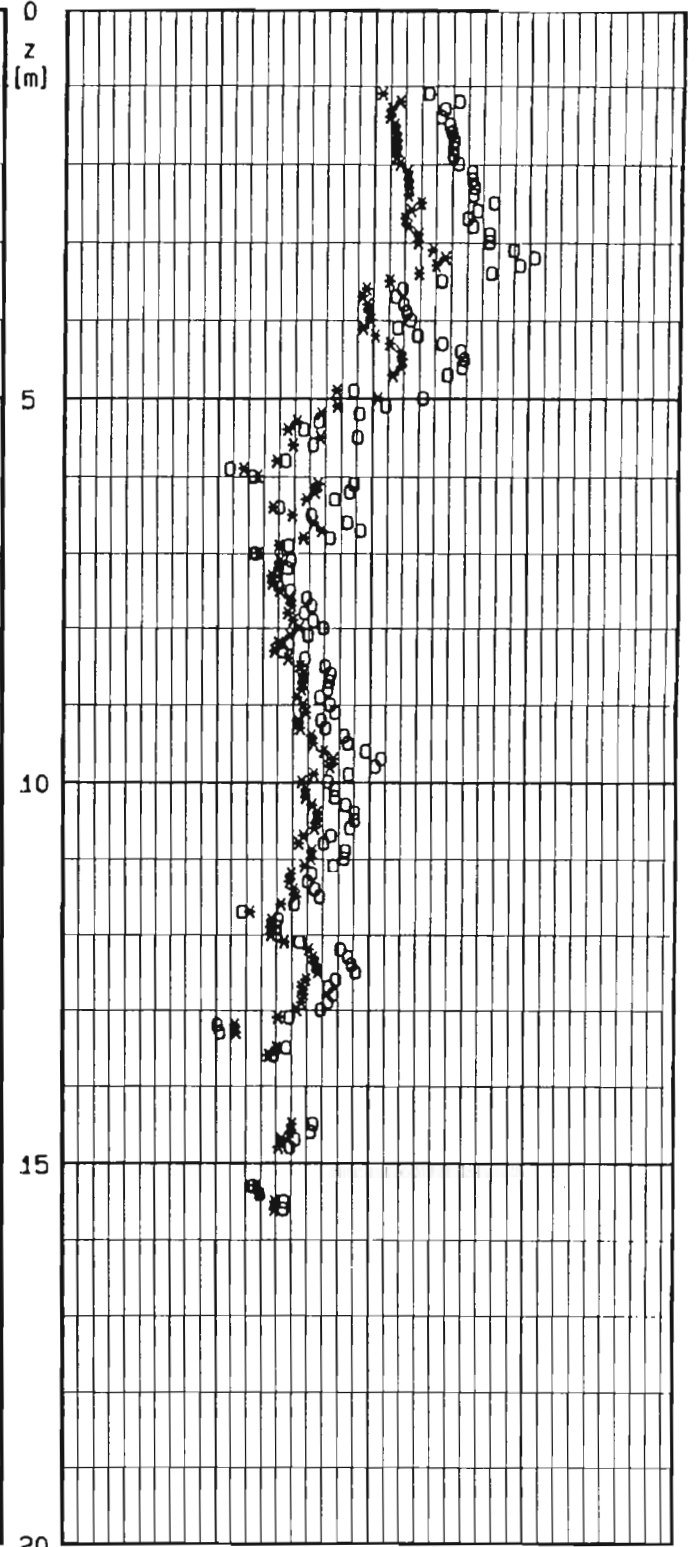
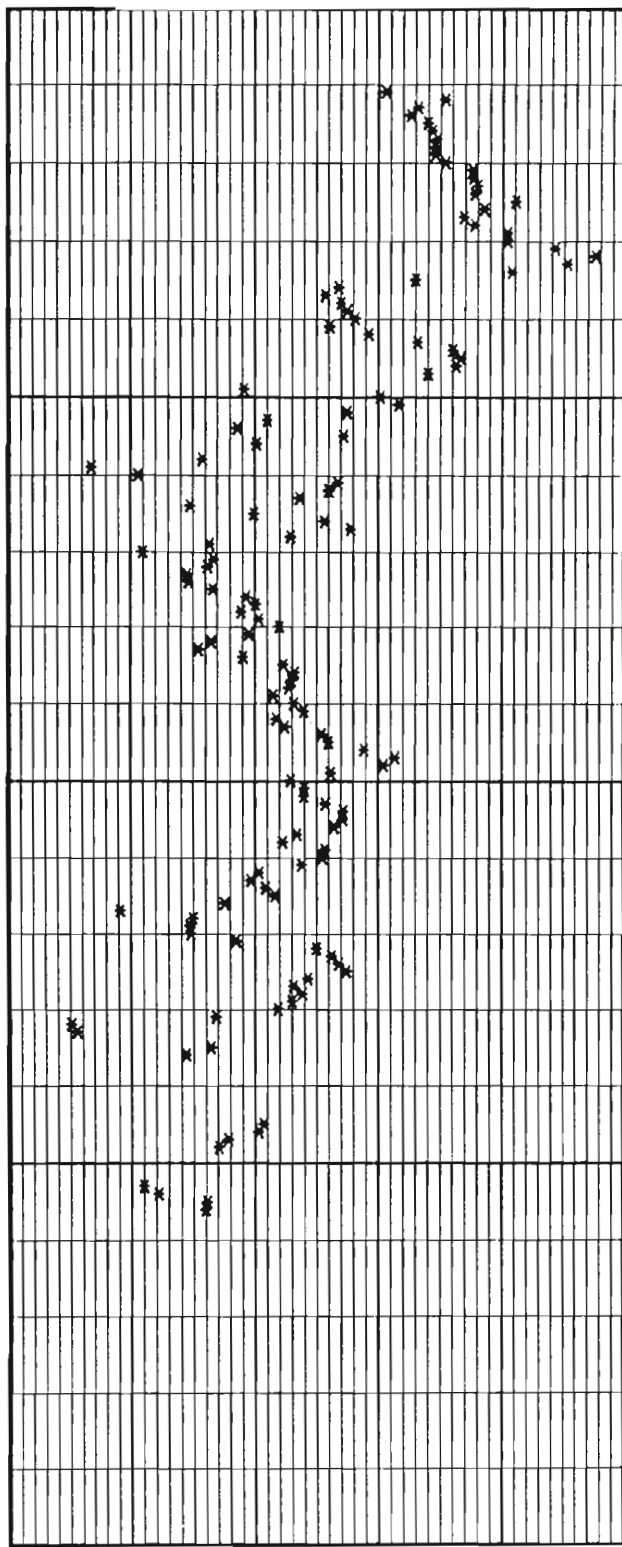
o JAM. ET AL. 1988

BOLTON 1986 - cond.: o piane * trias.

Dr [%]

* LANCELLOTTA 1983

Angolo di At. secante a 272 KPa [gradi]



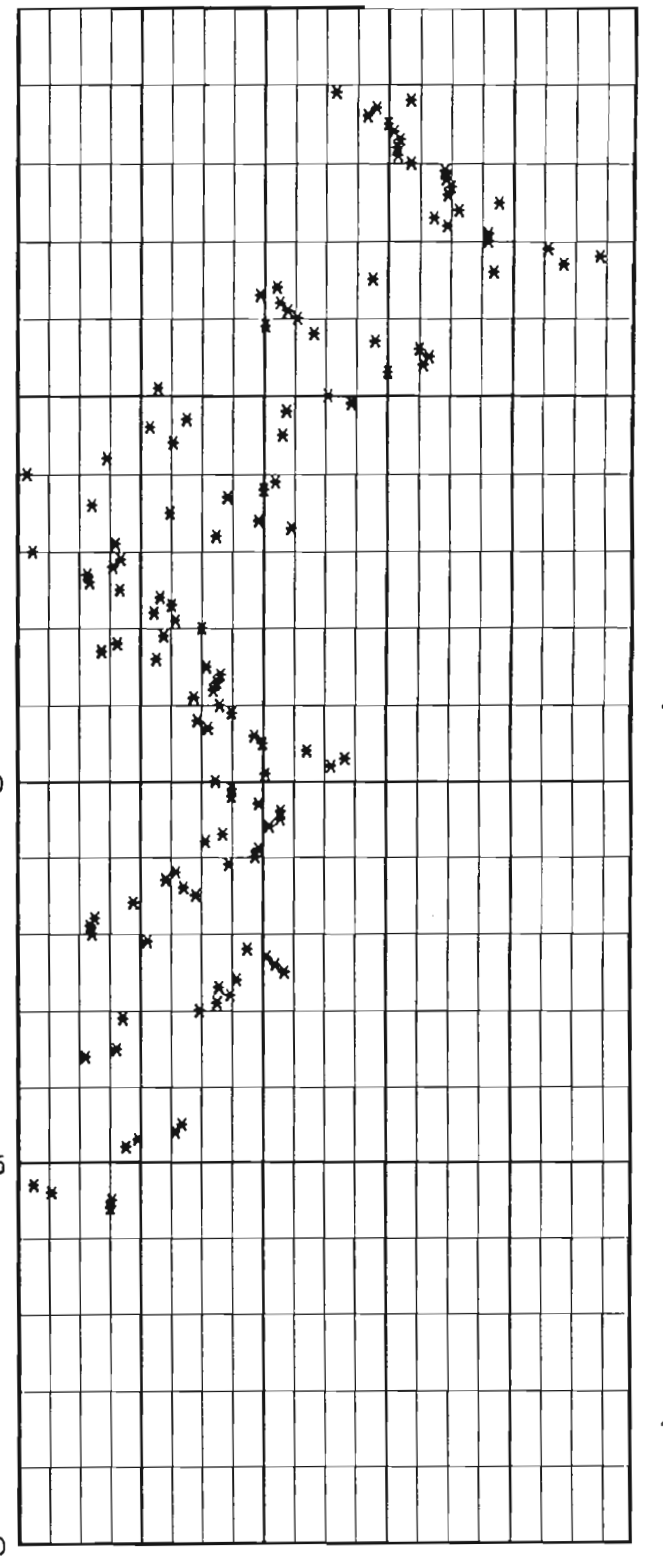
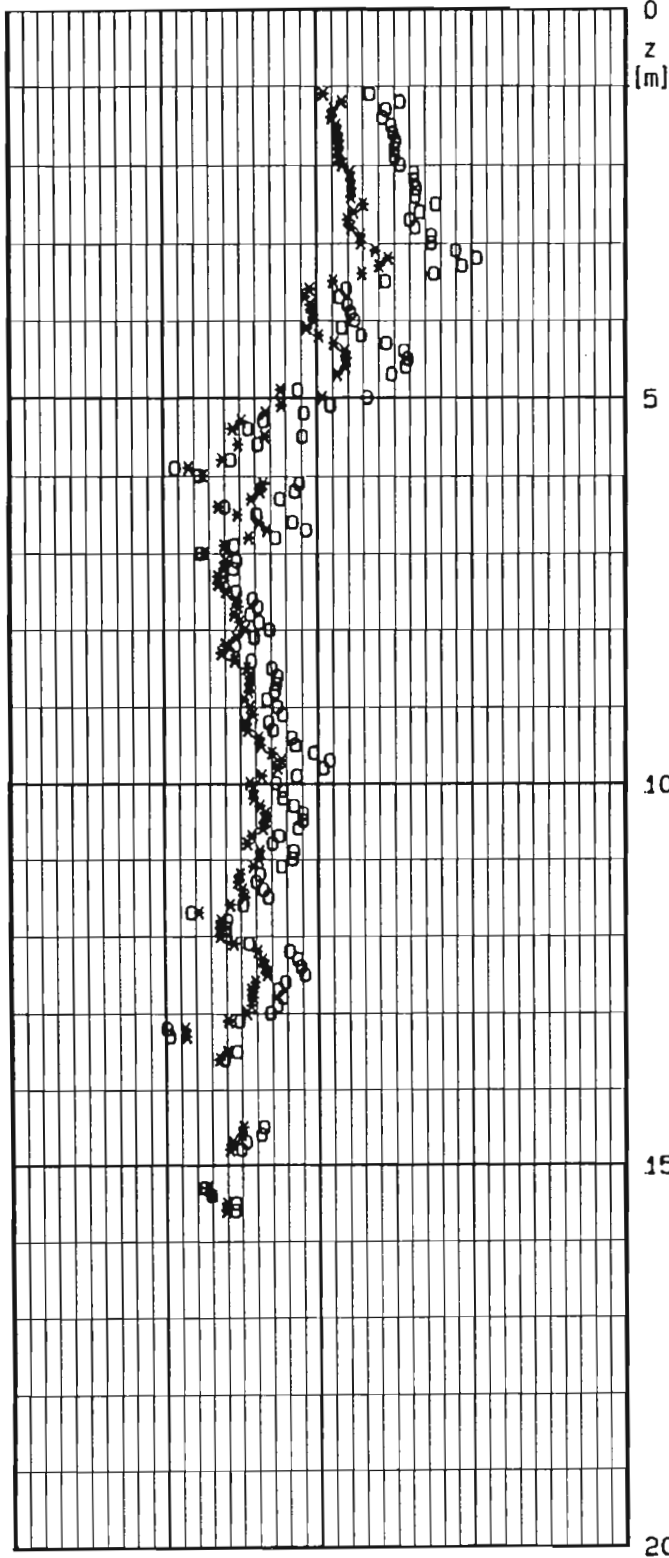
0 20 40 60 80 100 20 30 40 50 60

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT N : CPT107

DATA : .

BOLTON 1986 - cond.: o piane * trias.

Angolo di Attr. secante a 272 KPa [gradi] Angolo alfa [gradi] - JAM. ET AL. 1988

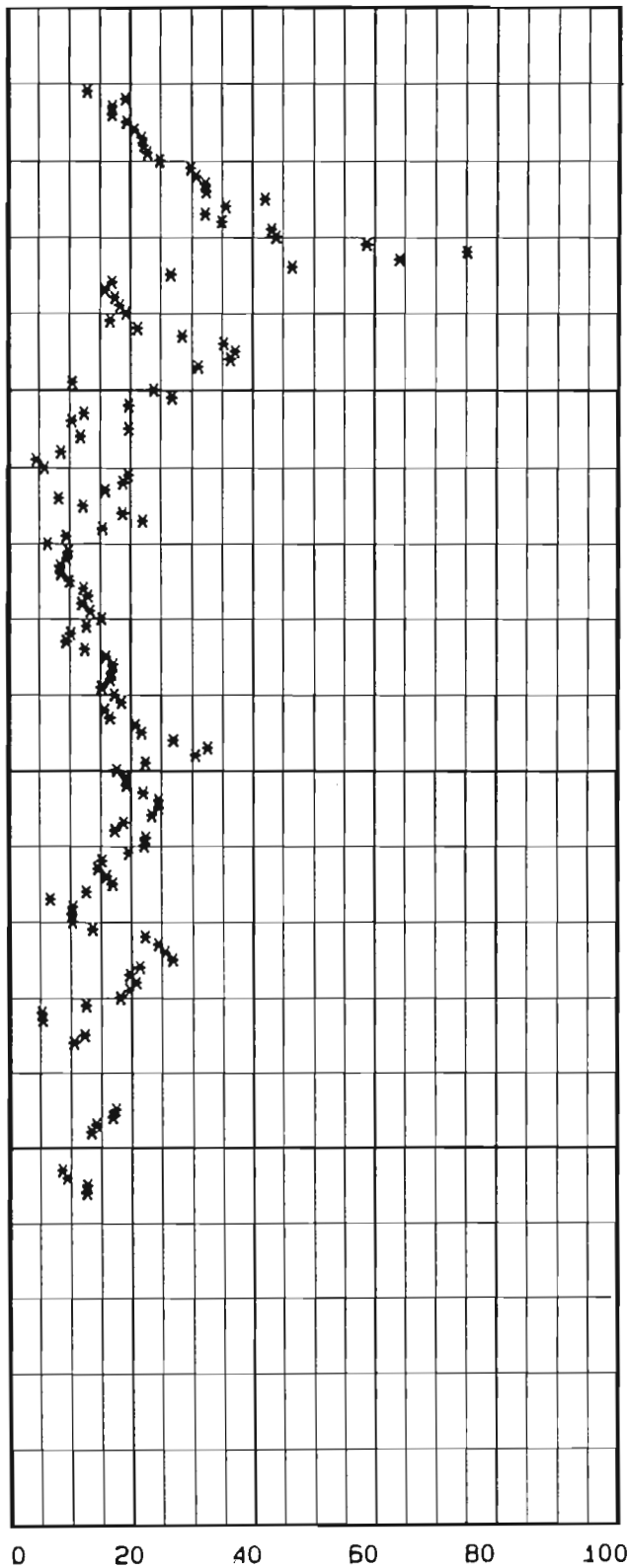


20 30 40 50 60

0 2 4 6 8 10

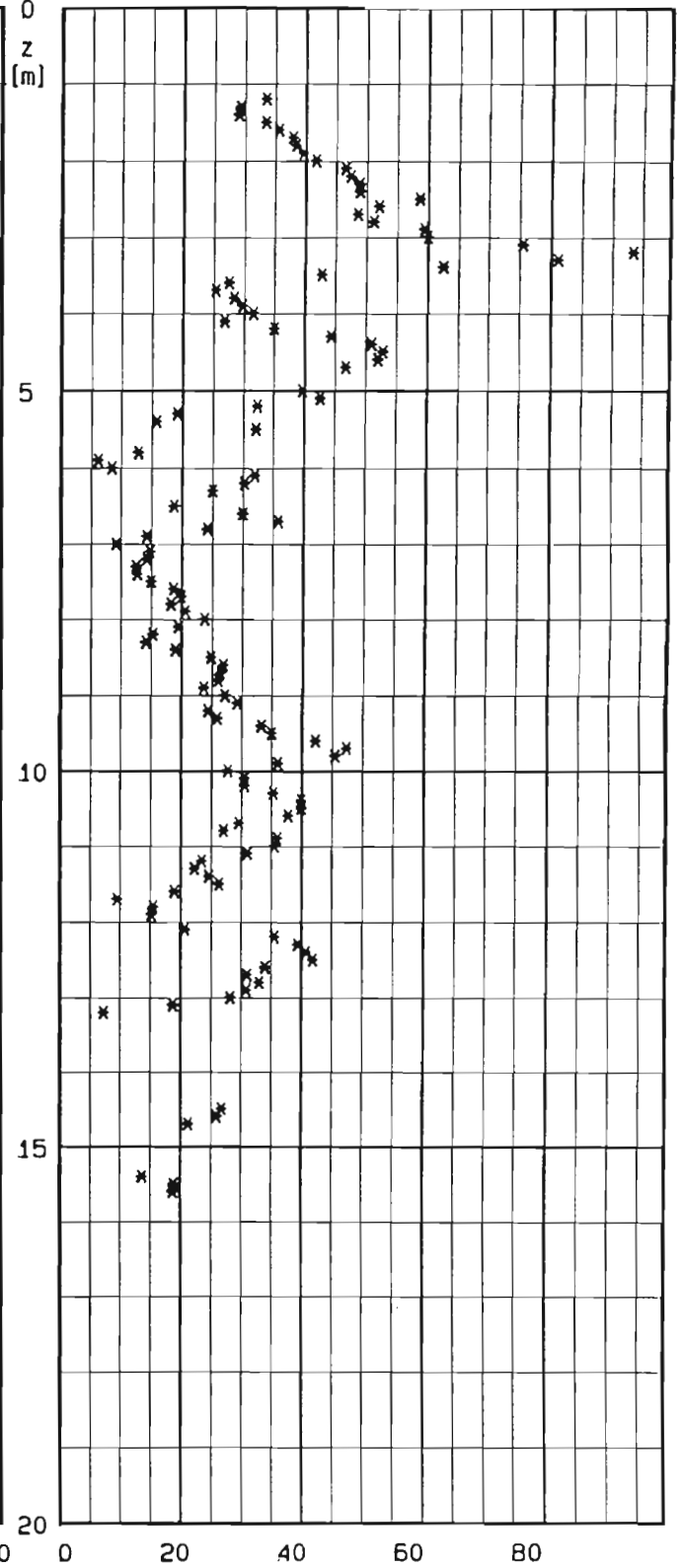
LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT N : CPT107 DATA : .

E25 [MPa] - JAMIOLKOWSKI ET AL. 1988



LUNNE ET AL. 1983

Modulo Confinato [MPa]



INTERPRETAZIONE PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

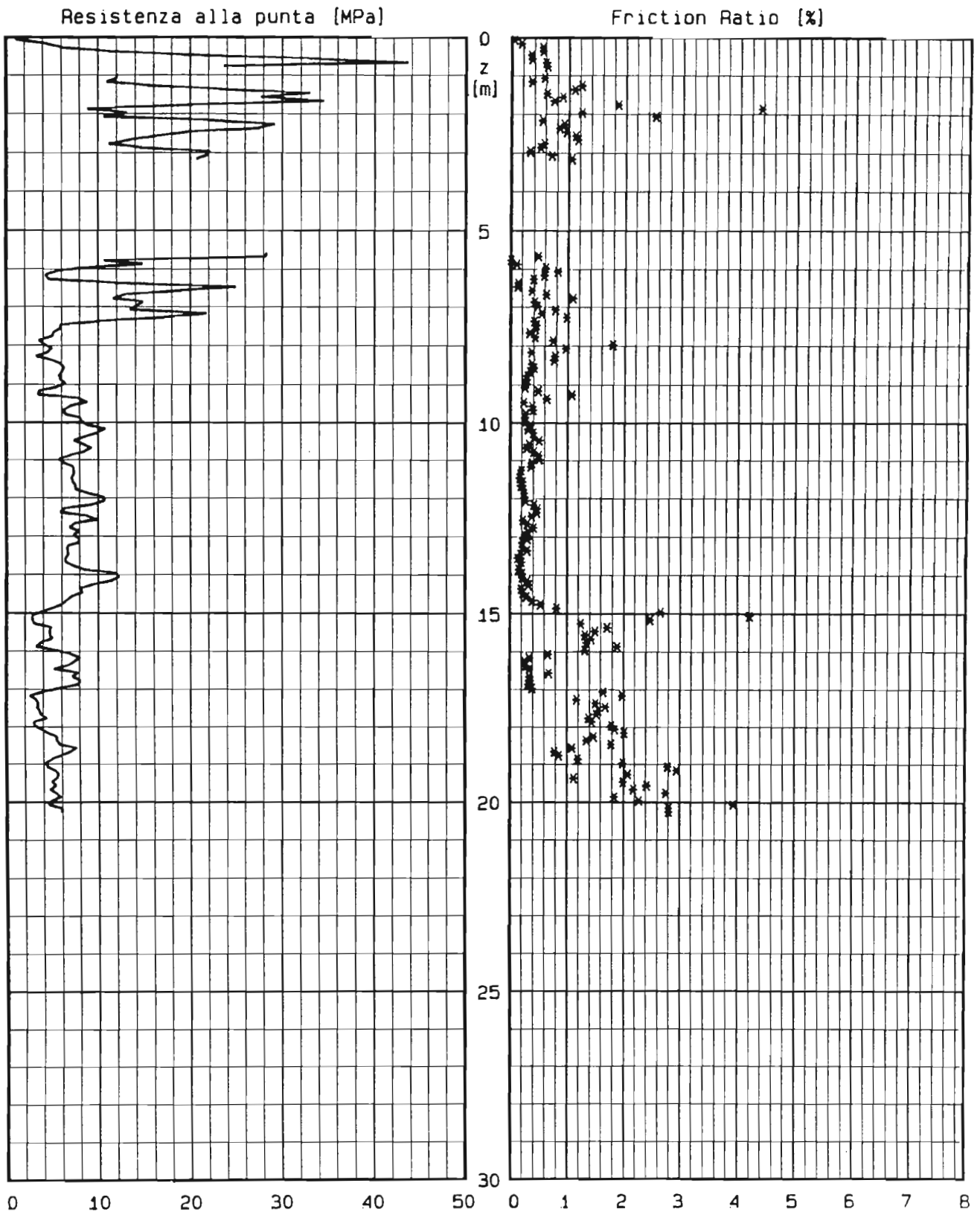
LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL PROVA CPT N°CPT108
 PROFONDITA' DA m. 0.01 A m. 20.31

DATI DI INPUT

Strato n°	Profon. da p.c. [m]	Peso di Volume [t/mc]	GSC [-]	ϕ_{cv} [°]	IP [%]	condizioni di prova
1	3.00	1.95	1.0	36	0.0	PIANE E TRIASSIALI
2	7.00	1.95	1.0	36	0.0	PIANE E TRIASSIALI
3		1.95	1.0	33	0.0	PIANE E TRIASSIALI

Strato n°	Profon. da p.c. [m]	Gs [-]	emax [-]	emin [-]	S [%]
1	3.00	2.70			
2	7.00	2.70	0.90	0.40	100.0
3		2.70	1.10	0.60	100.0

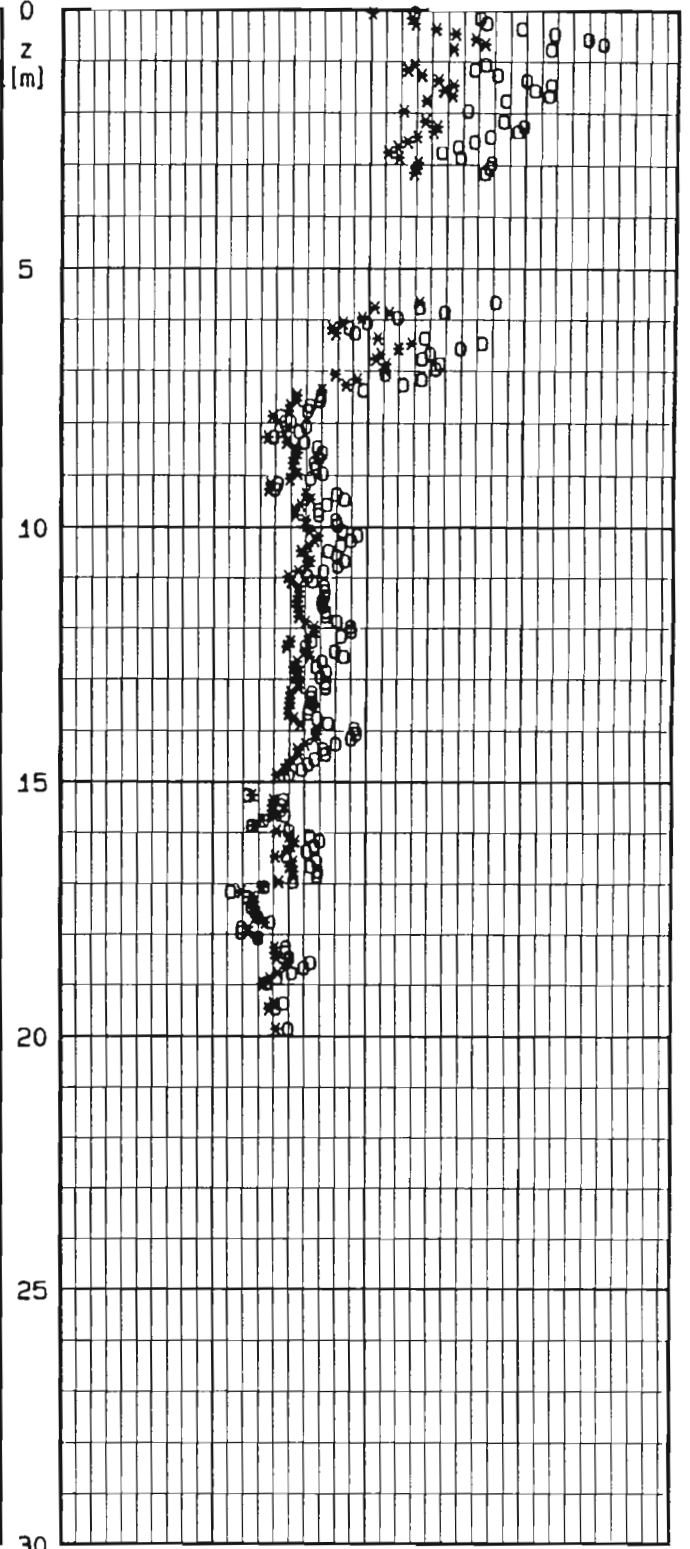
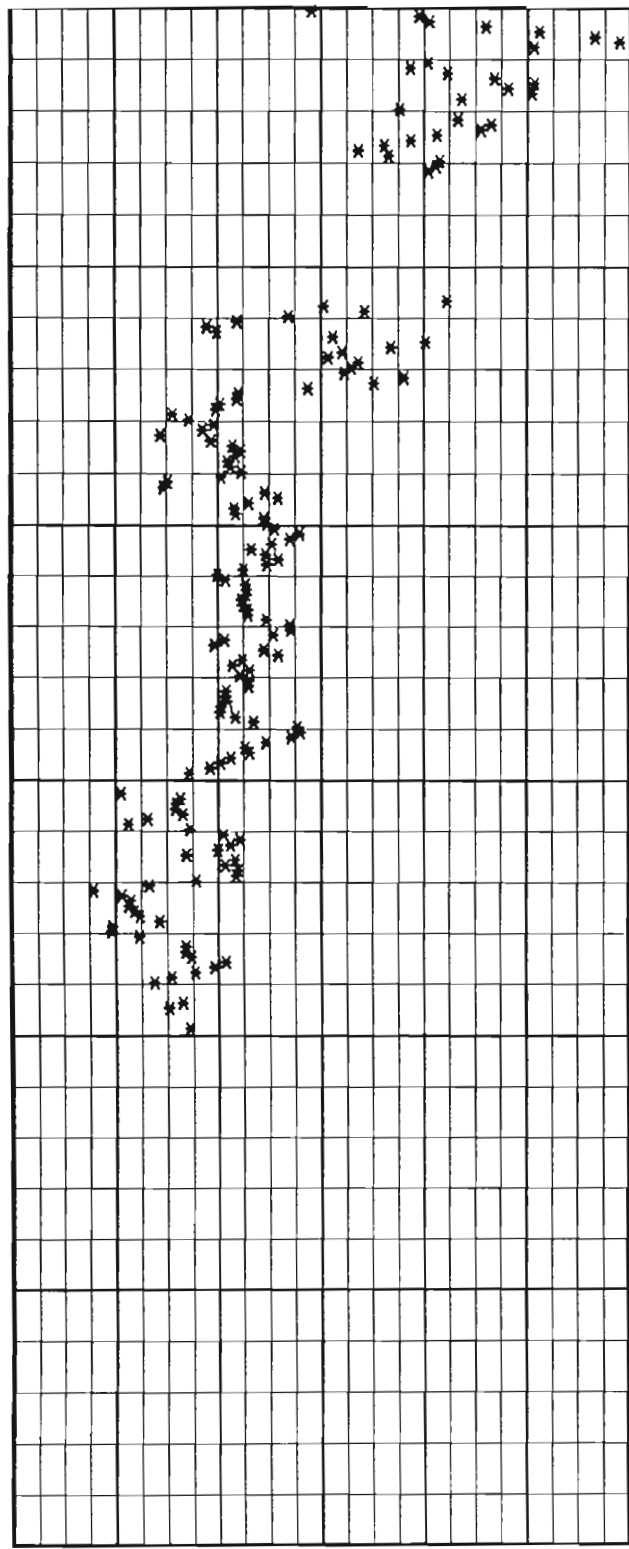
LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT N : CPT108 DATA : .



LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT N : CPT108 DATA : .

o JAM. ET AL. 1988
* LANCELLOTTA 1983

BOLTON 1986 - cond.: o piene * trias.
Angolo di At. secante a 272 KPa [gradi]



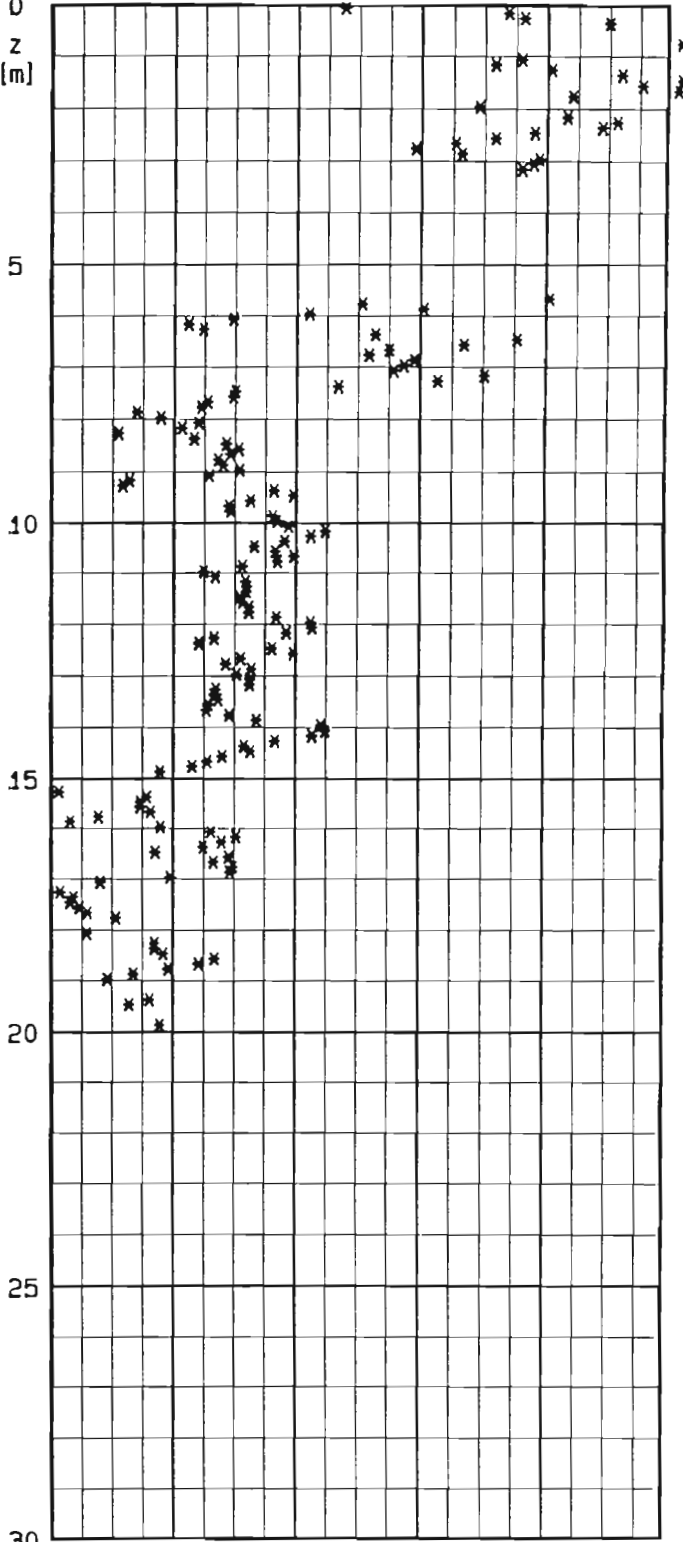
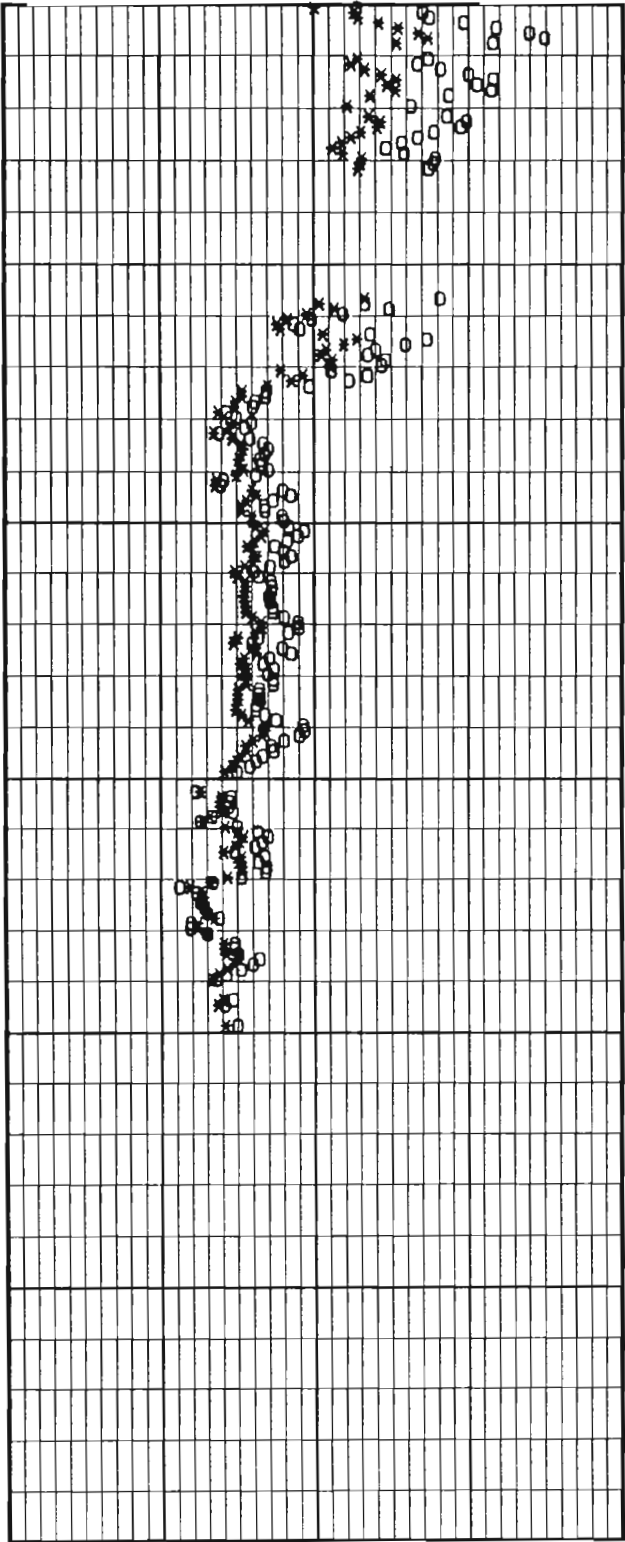
0 20 40 60 80 100 120 20 30 40 50 60

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT N : CPT108 DATA : .

BOLTON 1986 - cond.: o piano * trias.

Angolo di Attr. secante a 272 KPa [gradi]

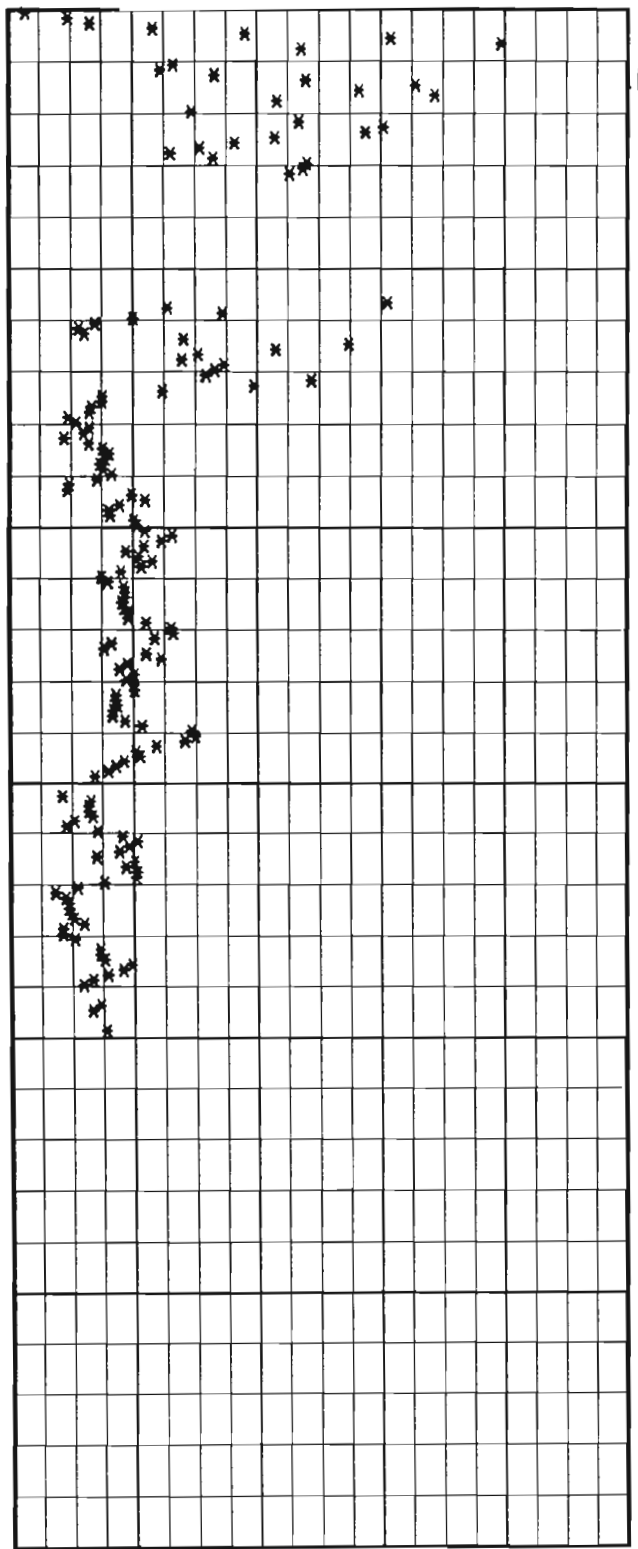
Angolo alfa [gradi] - JAM. ET AL. 1988



20 30 40 50 60 0 2 4 6 8 10

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT N : CPT108 DATA : .

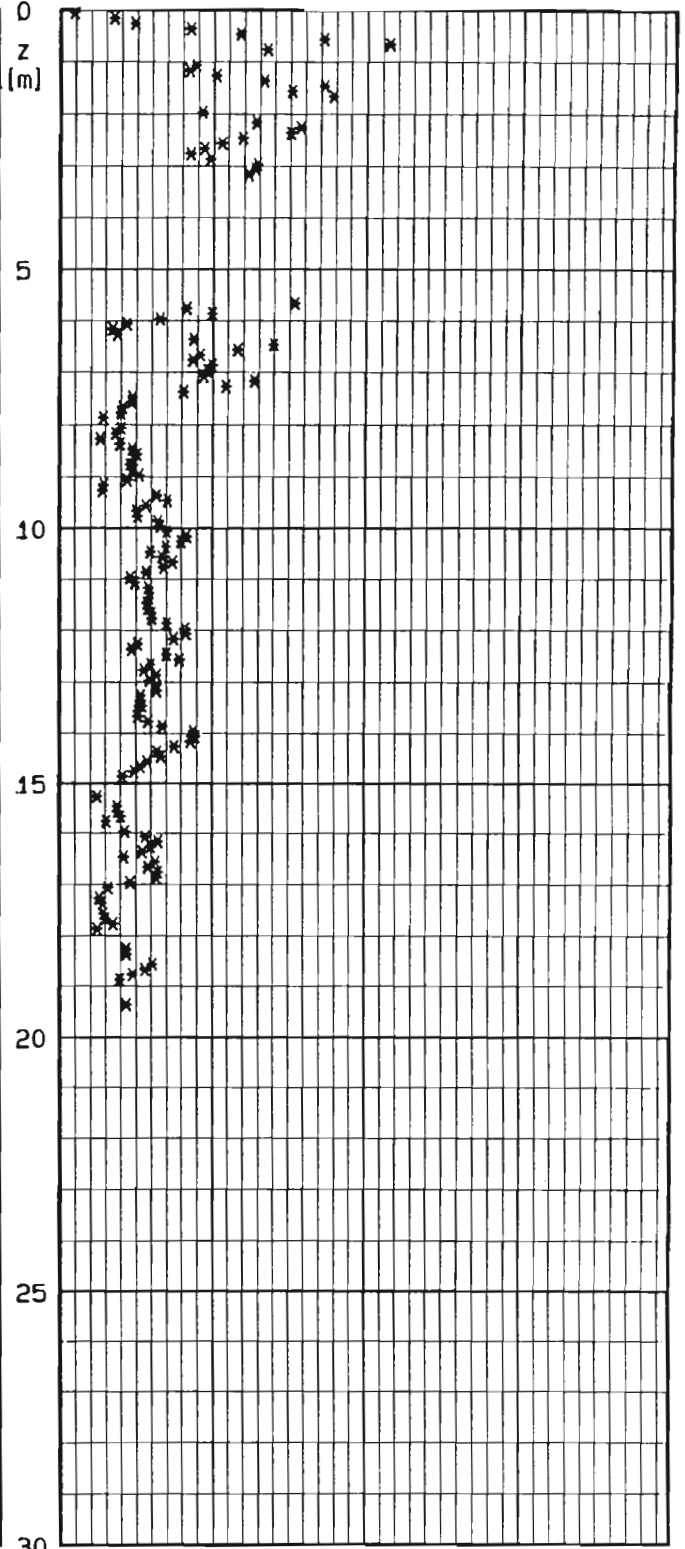
E25 [MPa] - JAMIOLKOWSKI ET AL. 1988



0 20 40 60 80 100

LUNNE ET AL. 1983

Modulo Confinato [MPa]



0 50 100 150

**PROVE PENETROMETRICHE STATICHE DELLA
CAMPAGNA DI INDAGINE 1992-1993**

INTERPRETAZIONE PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL PROVA CPT N°CPT 1

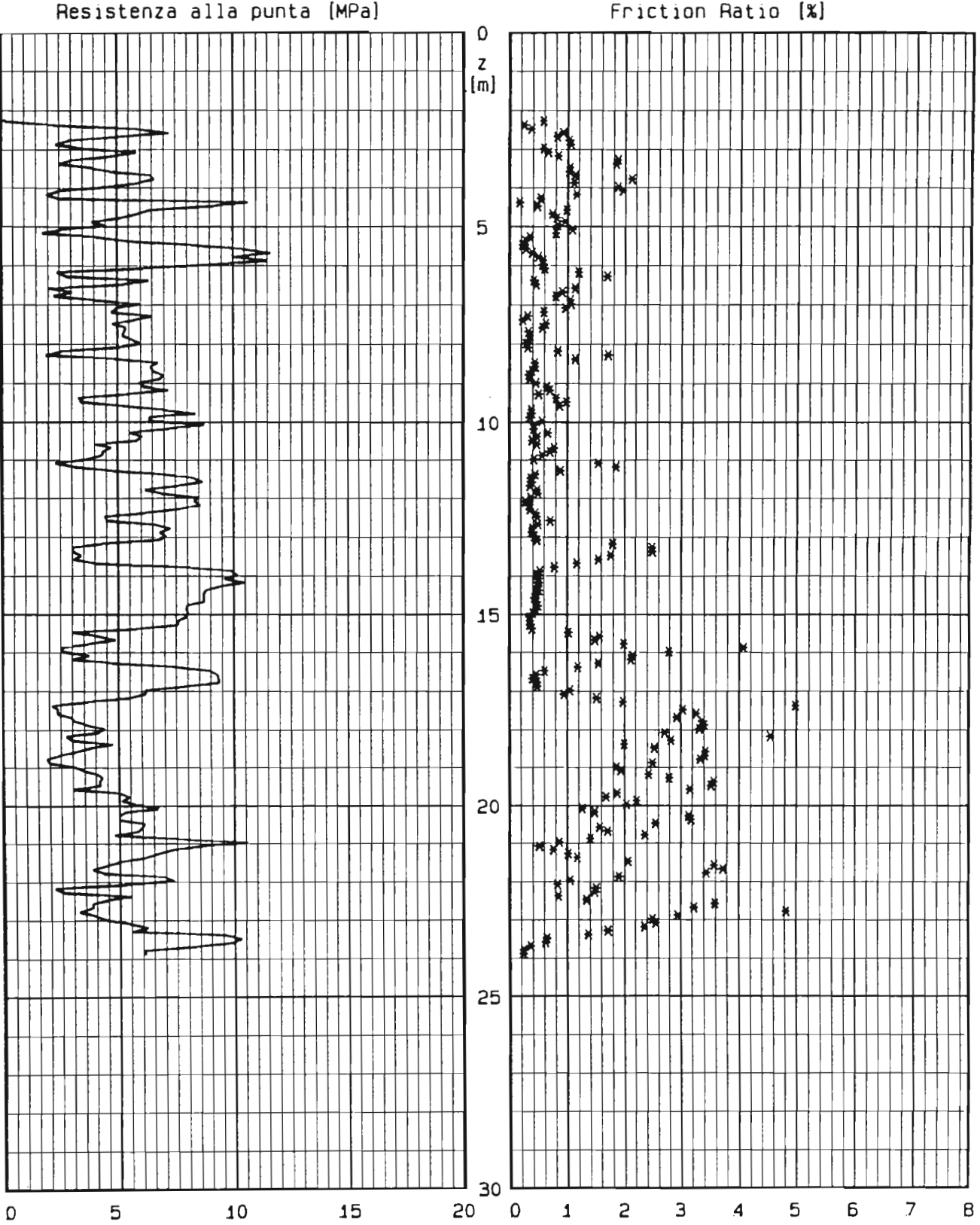
PROFONDITA' DA m. 2.22 A m. 23.83

DATI DI INPUT

Strato n°	Profon. da p.c. [m]	Peso di Volume [t/mc]	GSC [-]	ϕ_{cv} [°]	IP [%]	condizioni di prova
1	2.20	1.95	1.0	36	0.0	PIANE E TRIASSIALI
2	6.00	1.95	1.0	36	0.0	PIANE E TRIASSIALI
3		1.95	1.0	33	0.0	PIANE E TRIASSIALI

Strato n°	Profon. da p.c. [m]	Gs [-]	emax [-]	emin [-]	S [%]
1	2.20	2.70			
2	6.00	2.70	0.90	0.40	100.0
3		2.70	1.10	0.60	100.0

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT N : CPT 1 DATA : .



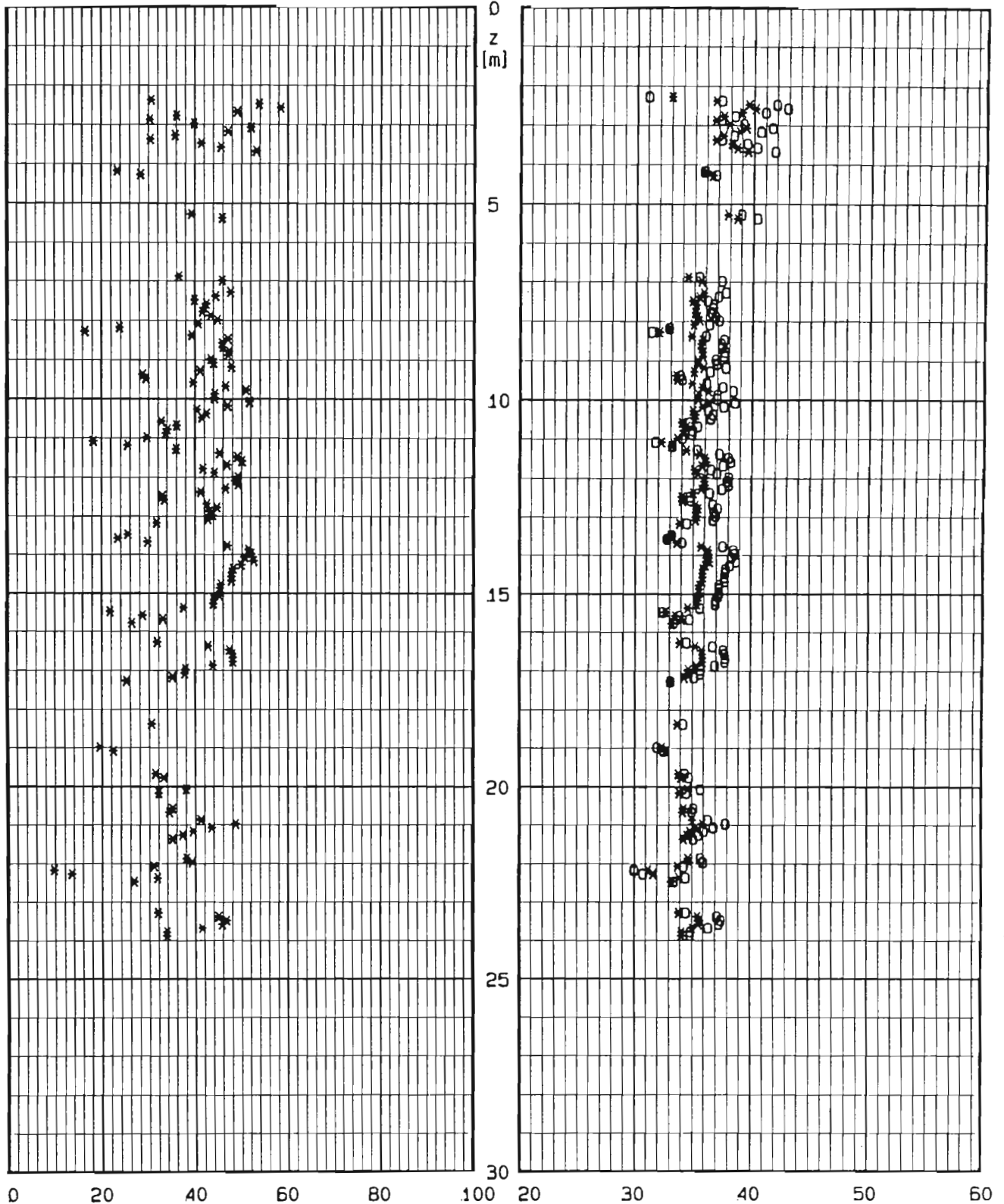
LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

PROVA CPT N : CPT 1

DATA : .

o JAM. ET AL. 1988
* LANCELLOTTA 1983

BOLTON 1986 - cond.: o piane * trias.
Angolo di At. secante a 272 KPa [gradi]



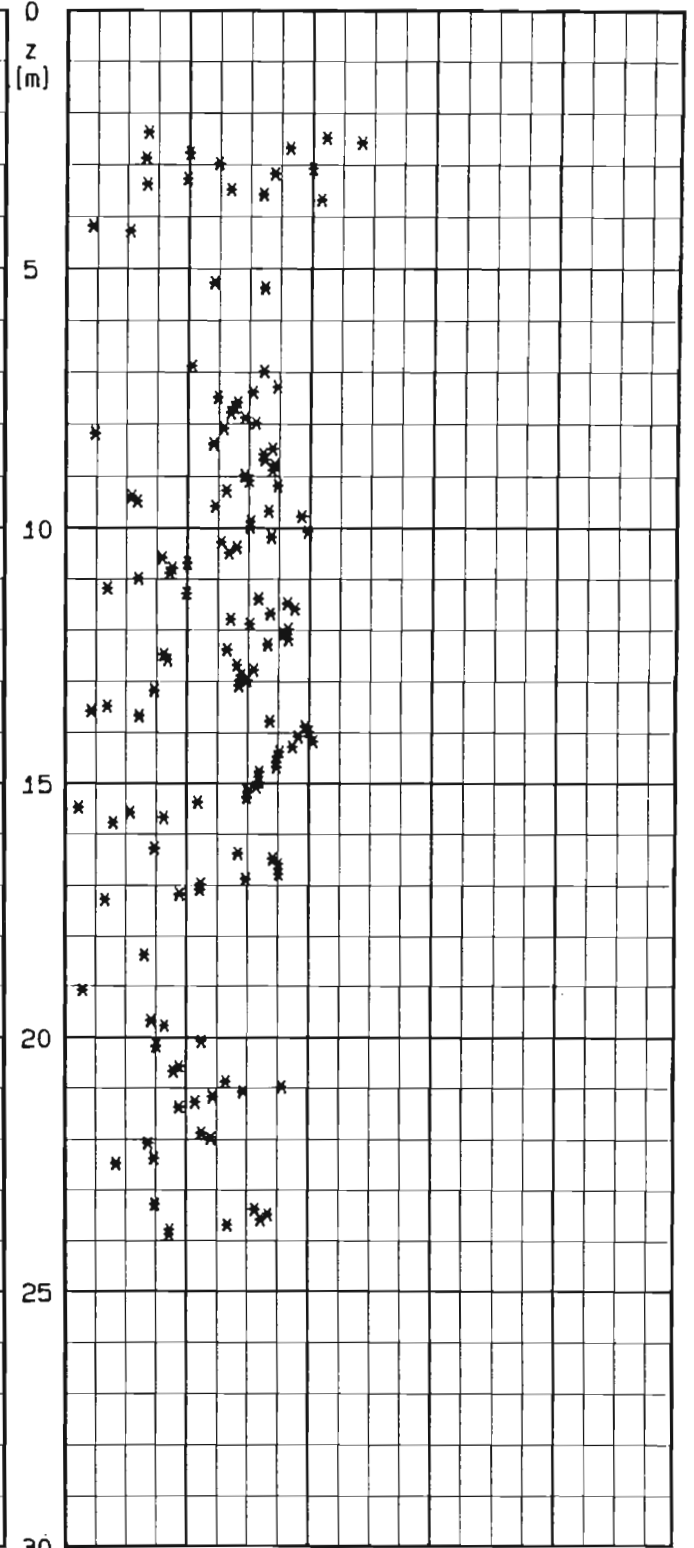
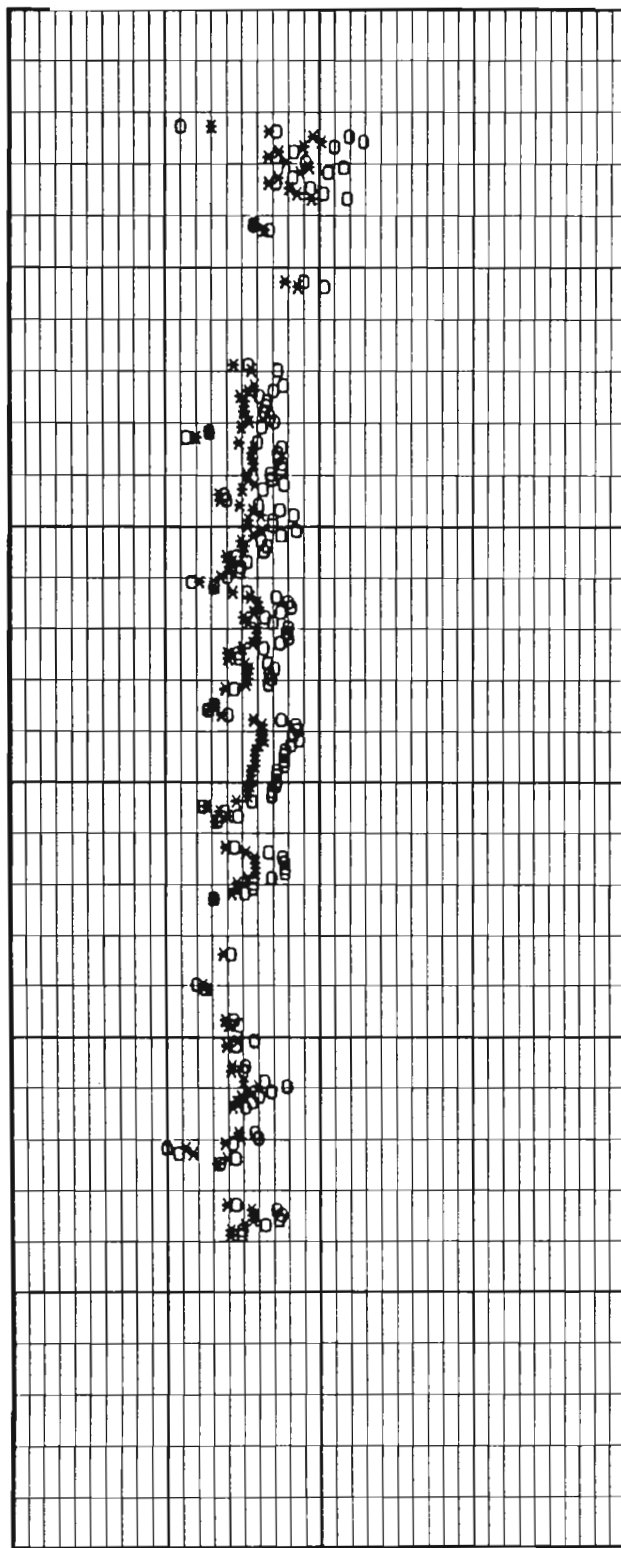
LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT N : CPT 1

DATA : .

BOLTON 1986 - cond.: o piane * trias.

Angolo di Attr. secante a 272 KPa [gradi]

Angolo alfa [gradi] - JAM. ET AL. 1988



20 30 40 50 60

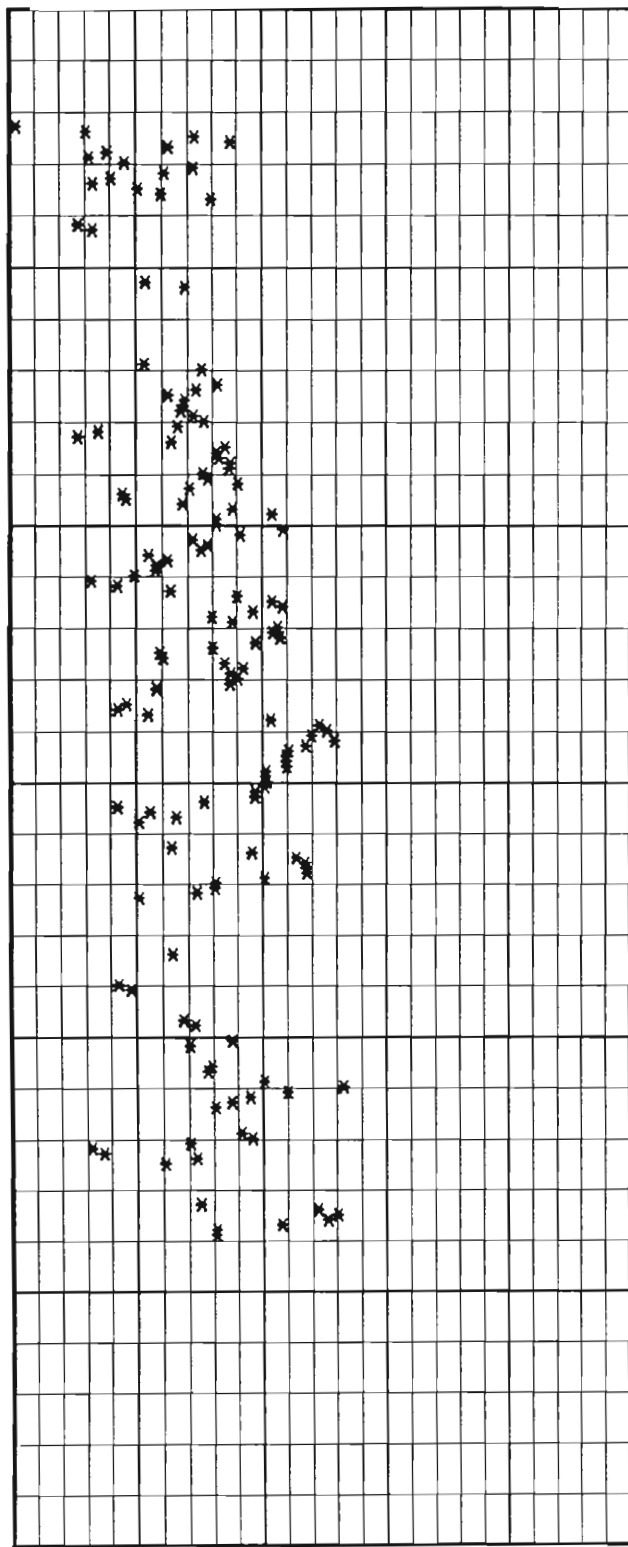
0 2 4 6 8 10

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

PROVA CPT N : CPT 1

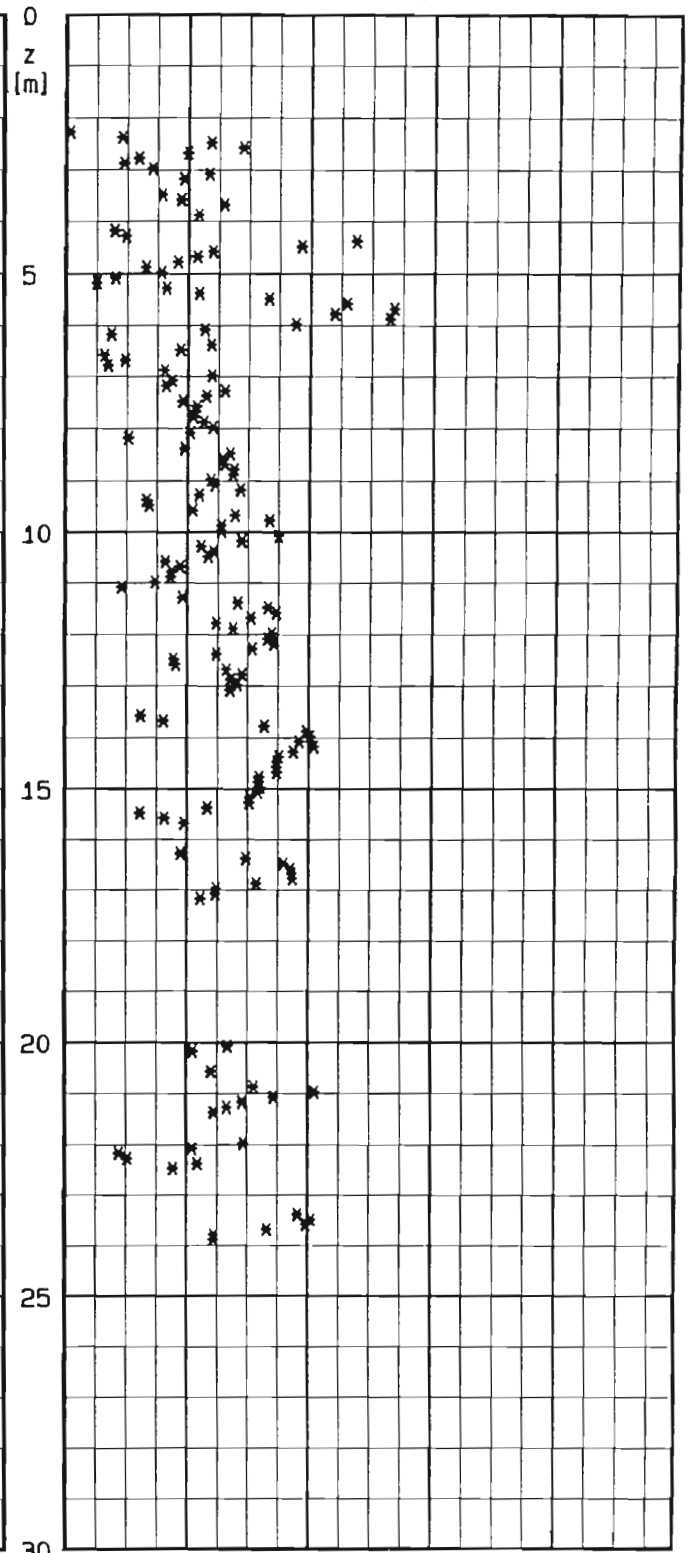
DATA :

E25 [MPa] - JAMIOLKOWSKI ET AL. 1988



LUNNE ET AL. 1983

Modulo Confinato [MPa]



INTERPRETAZIONE PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL PROVA CPT N°CPT 2

PROFONDITA' DA m. 3.04 A m. 20.49

DATI DI INPUT

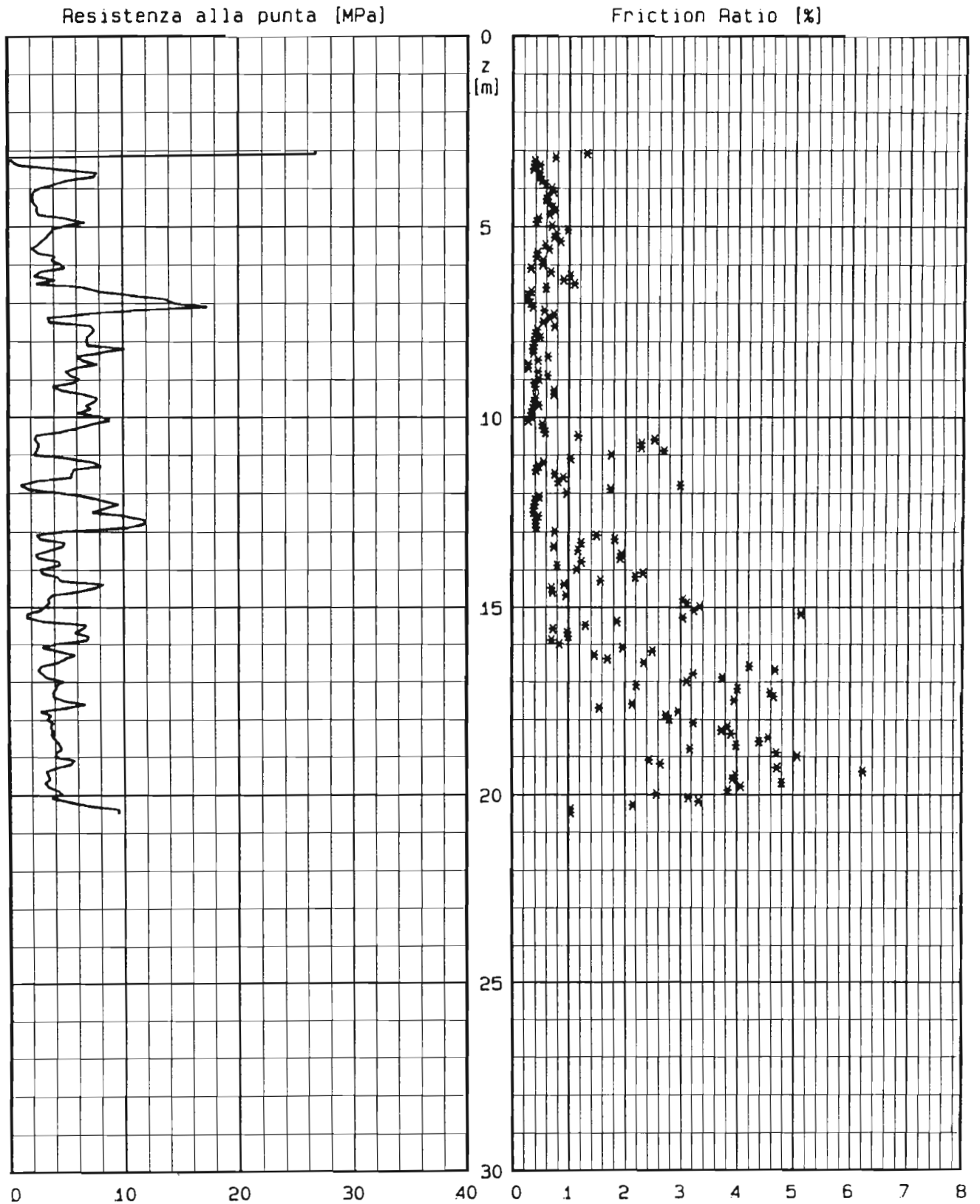
Strato n°	Profon. da p.c. [m]	Peso di Volume [t/mc]	GSC [-]	ϕ_{cv} [°]	IP [%]	condizioni di prova
1	3.00	1.95	1.0	36	0.0	PIANE E TRIASSIALI
2	6.50	1.95	1.0	36	0.0	PIANE E TRIASSIALI
3		1.95	1.0	33	0.0	PIANE E TRIASSIALI

Strato n°	Profon. da p.c. [m]	Gs [-]	emax [-]	emin [-]	S [%]
1	3.00	2.70			
2	6.50	2.70	0.90	0.40	100.0
3		2.70	1.10	0.60	100.0

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

PROVA CPT N : CPT 2

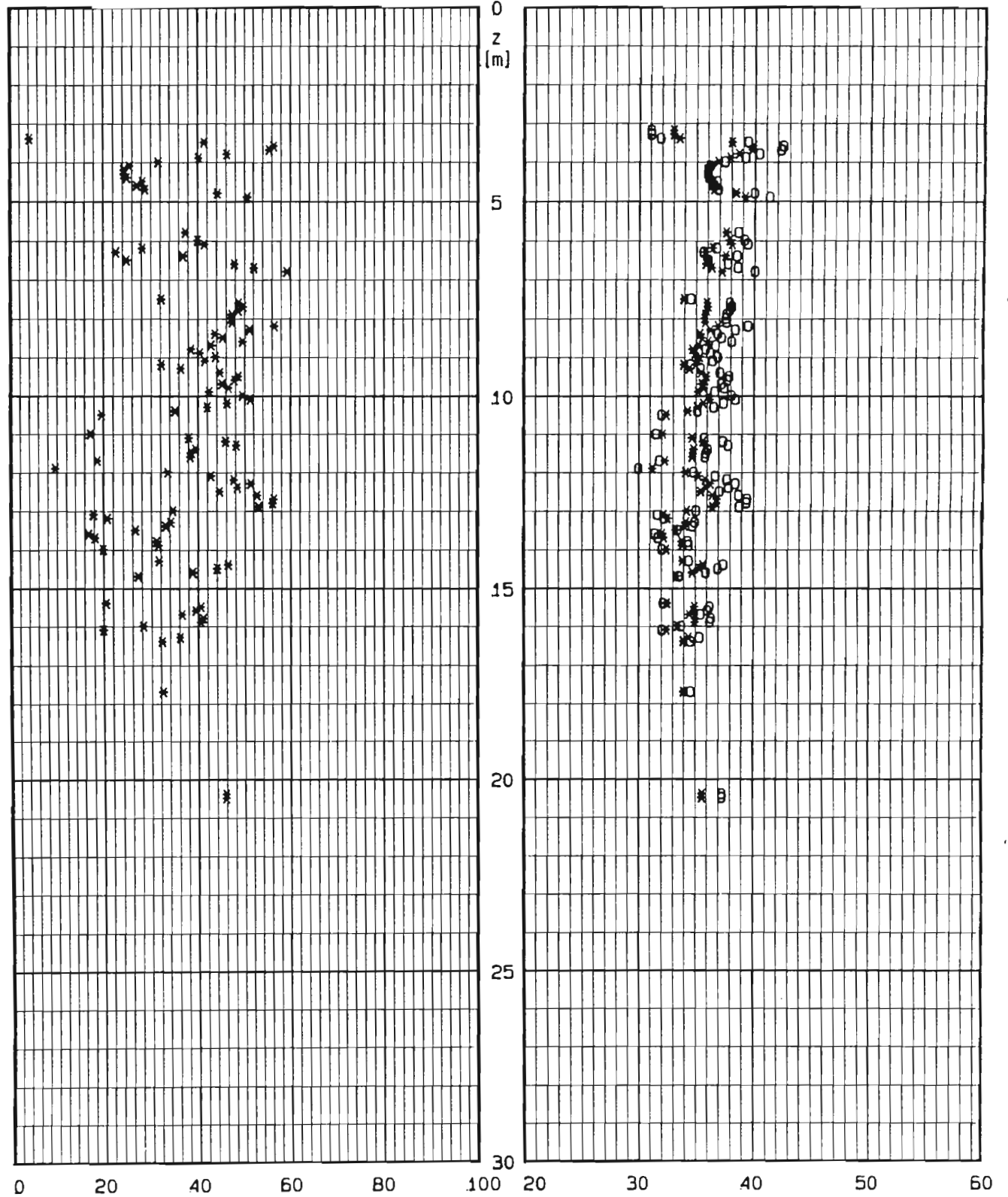
DATA : .



LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
 PROVA CPT N : CPT 2 DATA : .

o JAM. ET AL. 1988
 * LANCELOTTA 1983

BOLTON 1986 - cond.: o piane * trias.
 Angolo di At. secante a 272 KPa[gradi]



LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

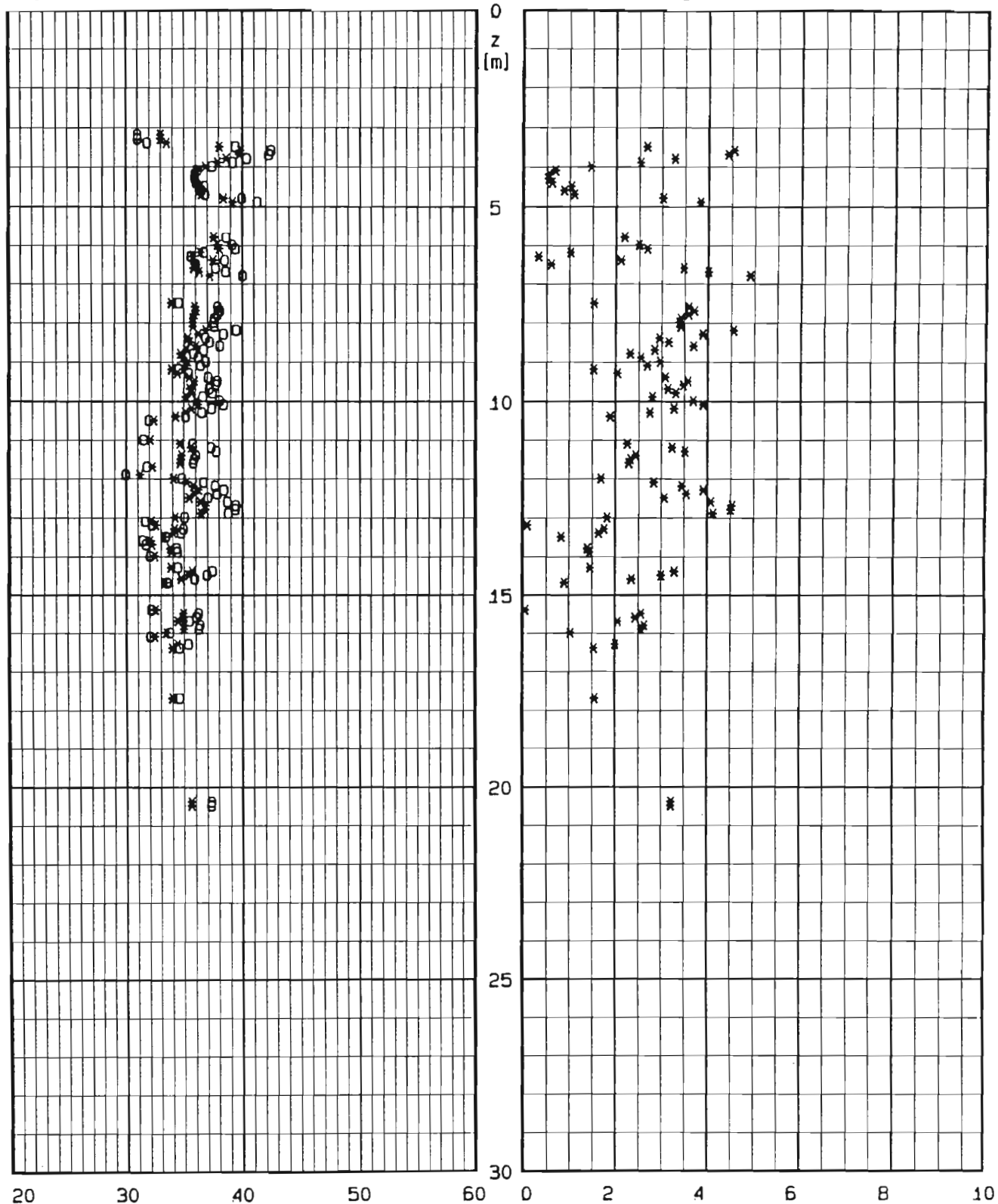
PROVA CPT N : CPT 2

DATA : .

BOLTON 1986 - cond.: o plane * trias.

Angolo di Attr. secante a 272 KPa [gradi]

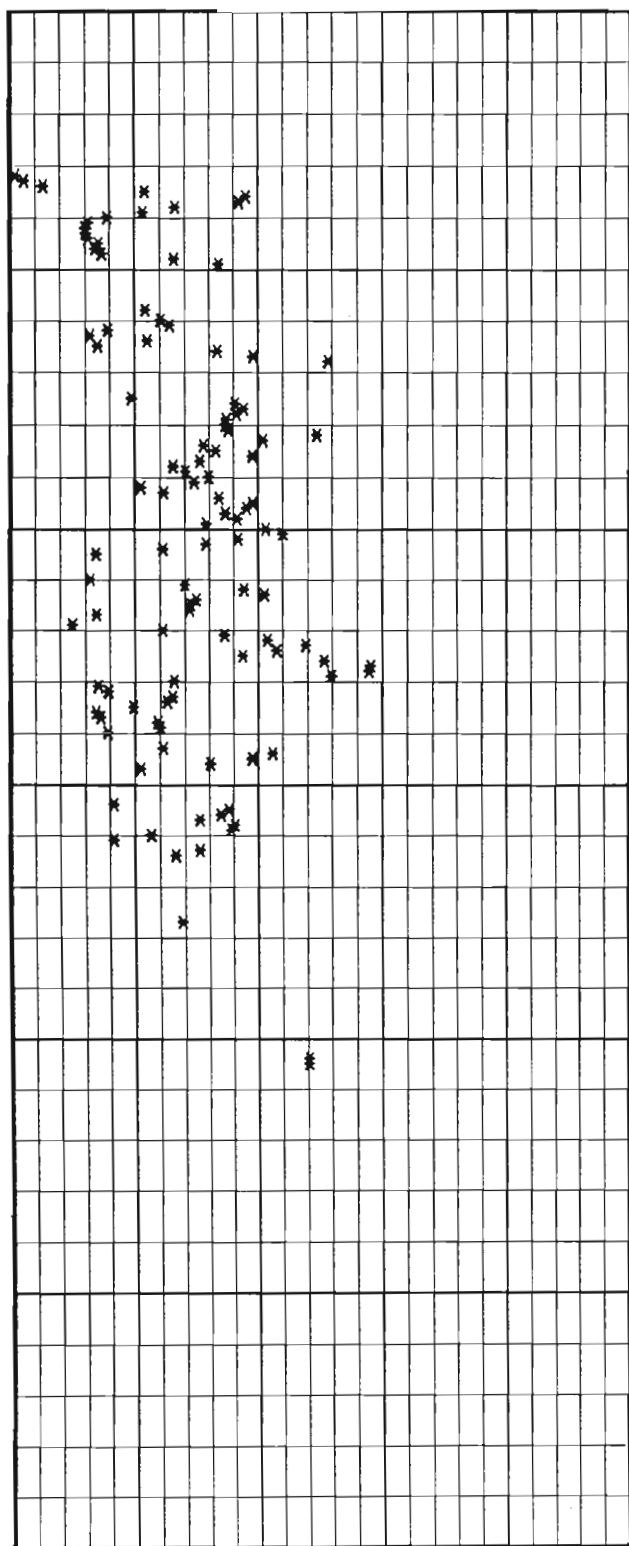
Angolo alfa [gradi] - JAM. ET AL. 1988



LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT N : CPT 2

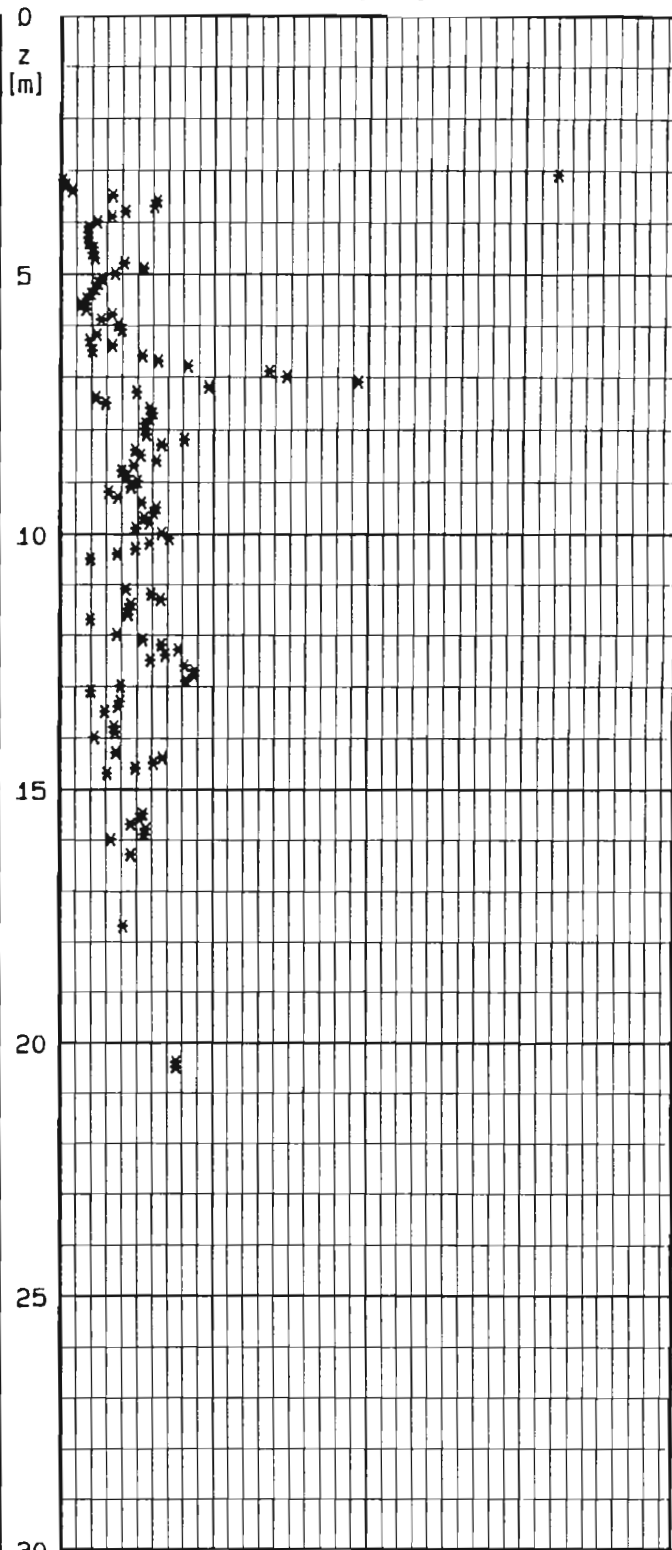
DATA : .

E25 [MPa] - JAMIOLKOWSKI ET AL. 1988



LUNNE ET AL. 1983

Modulo Confinato [MPa]



0 10 20 30 40 50

0 50 100 150

INTERPRETAZIONE PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL PROVA CPT N°CPT 03
 PROFONDITA' DA m. 2.23 A m. 20.33

DATI DI INPUT

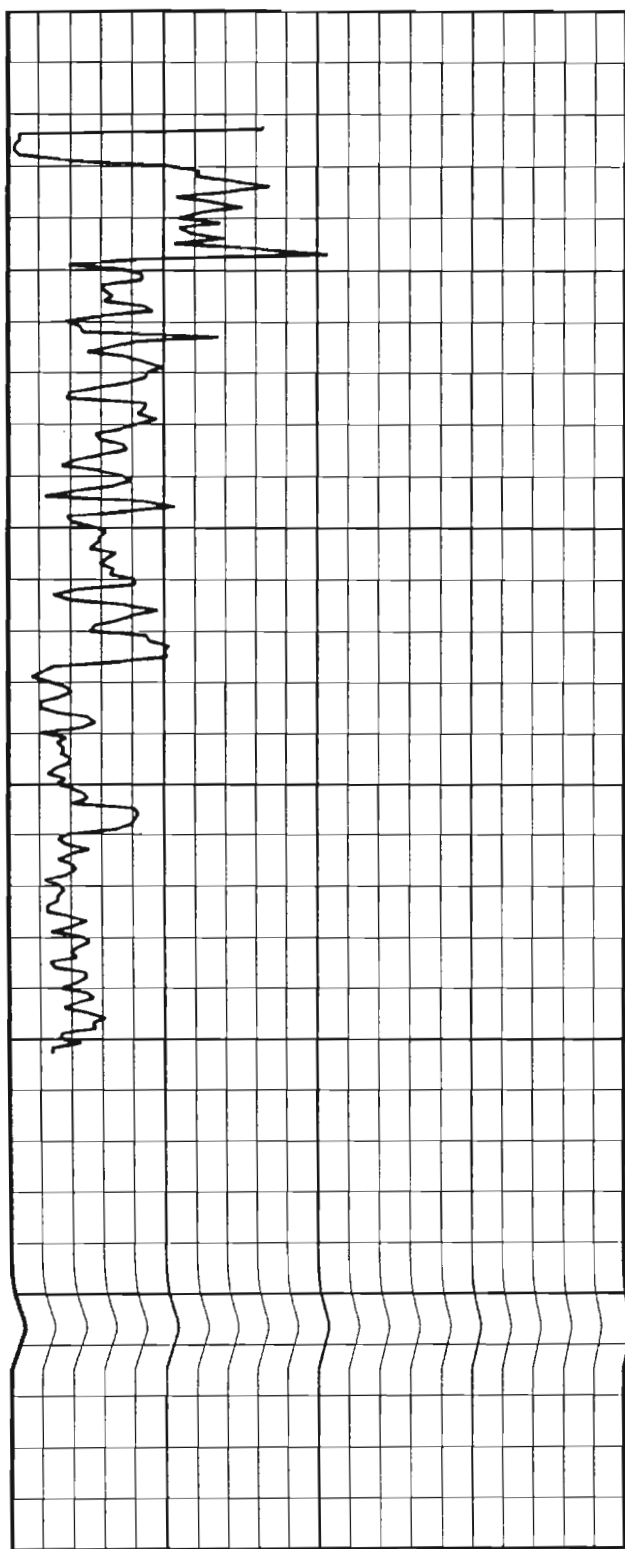
Strato n°	Profon. da p.c. [m]	Peso di Volume [t/mc]	GSC [-]	ϕ_{cv} [°]	IP [%]	condizioni di prova
1	3.00	1.95	1.0	36	0.0	PIANE E TRIASSIALI
2	7.00	1.95	1.0	36	0.0	PIANE E TRIASSIALI
3		1.95	1.0	33	0.0	PIANE E TRIASSIALI

Strato n°	Profon. da p.c. [m]	Gs [-]	emax [-]	emin [-]	S [%]
1	3.00	2.70			
2	7.00	2.70	0.90	0.40	100.0
3		2.70	1.10	0.60	100.0

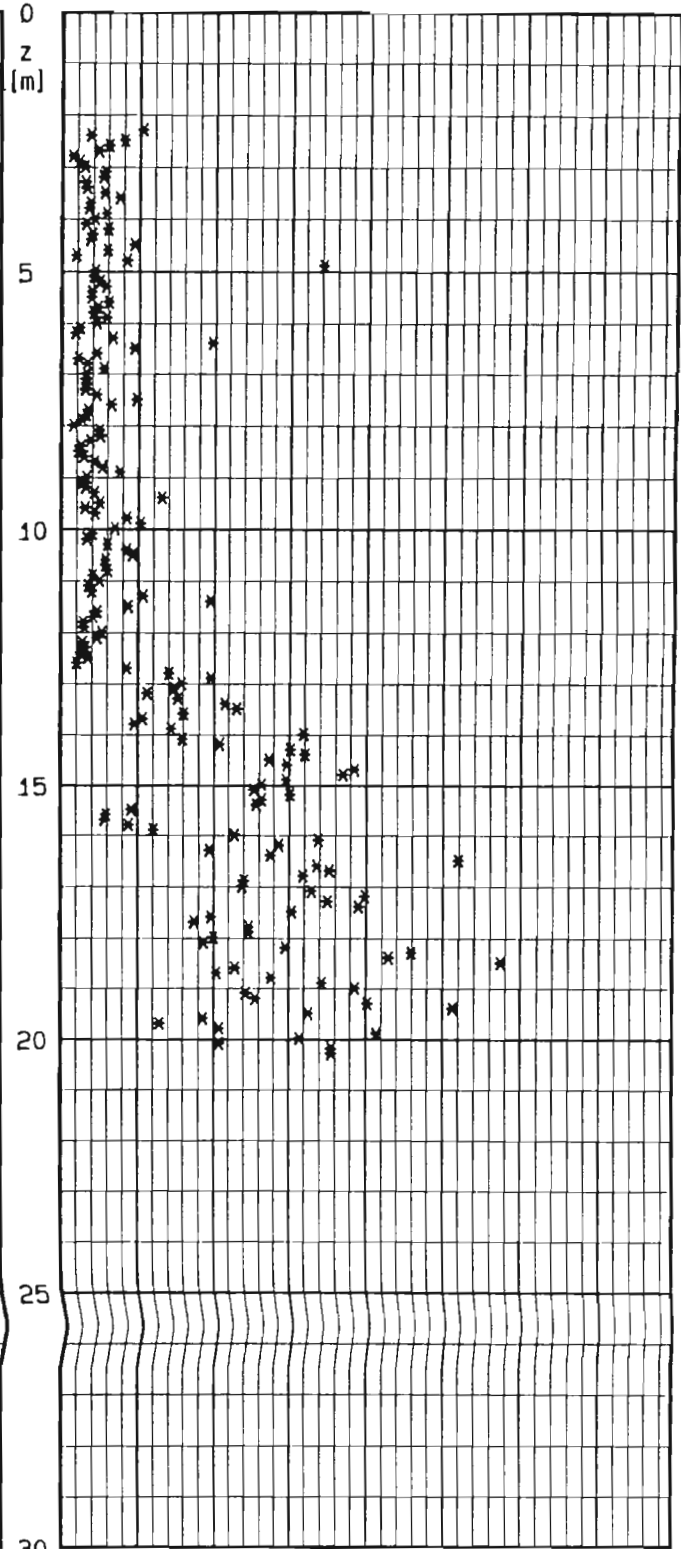
LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT N : CPT J3

DATA : .

Resistenza alla punta [MPa]



Friction Ratio [%]



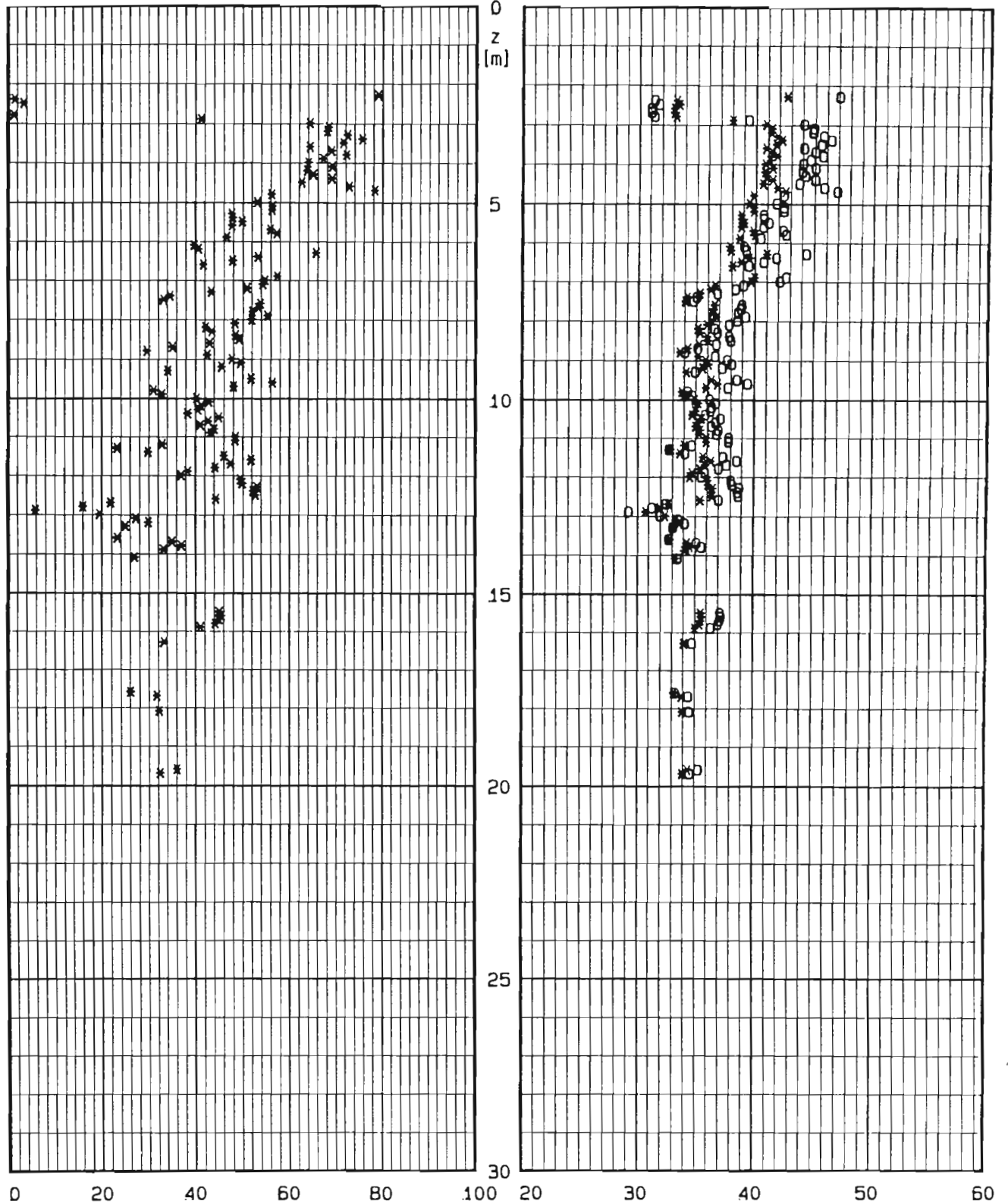
0 10 20 30 40 0 1 2 3 4 5 6 7 8

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT N : CPT 03

DATA : .

o JAM. ET AL. 1988
* LANCELLOTTA 1983

BOLTON 1986 - cond.: o piane * trias.
Angolo di At. secante a 272 KPa [gradi]

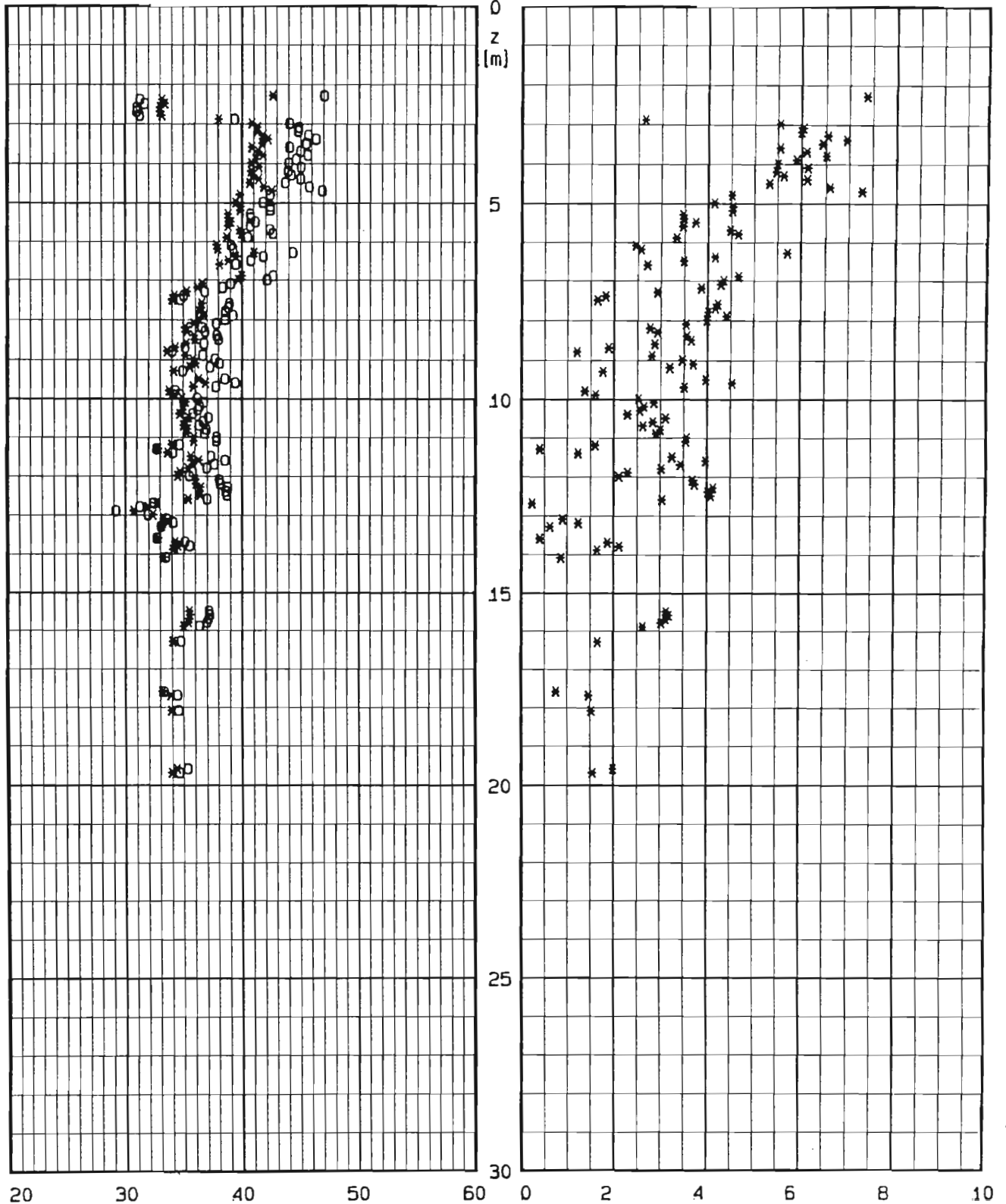


LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT N : CPT 03 DATA : .

BOLTON 1986 - cond.: o piano * trias.

Angolo di Attr. secante a 272 KPa [gradi]

Angolo alfa [gradi] - JAM. ET AL. 1988

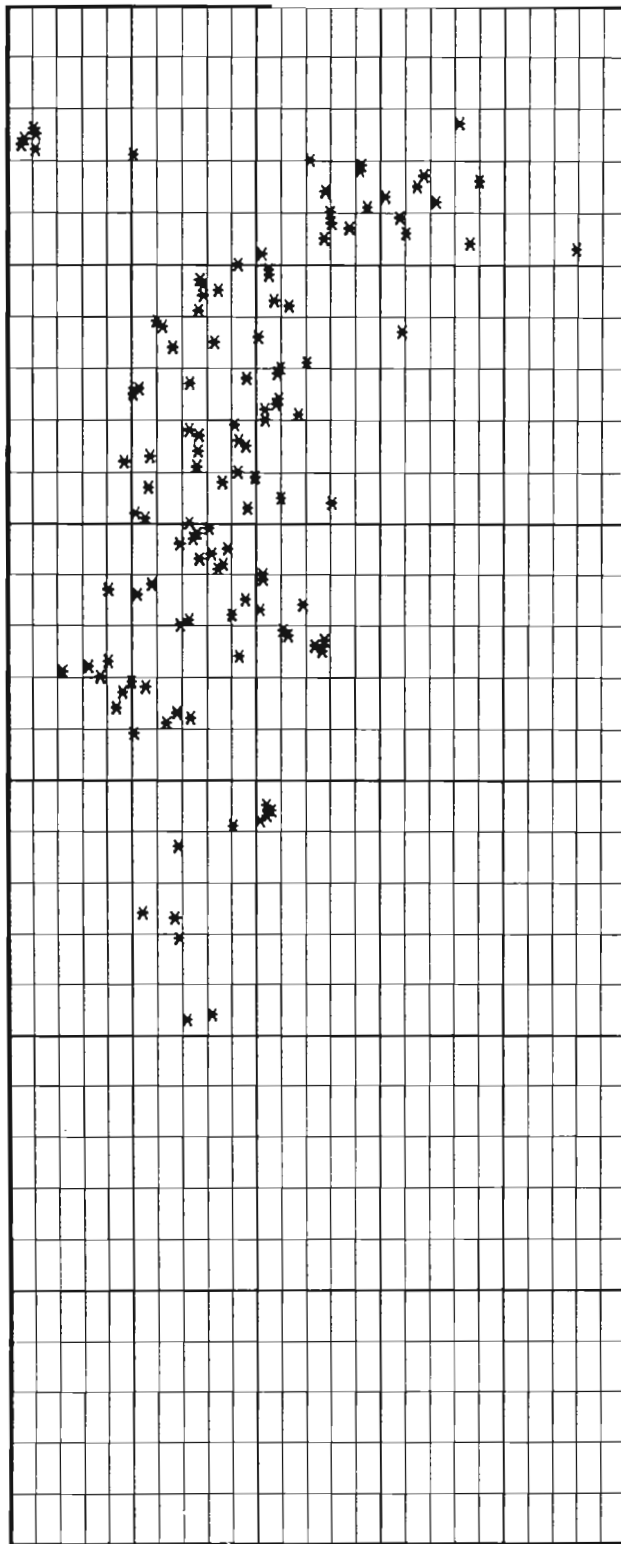


LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

PROVA CPT N : CPT 03

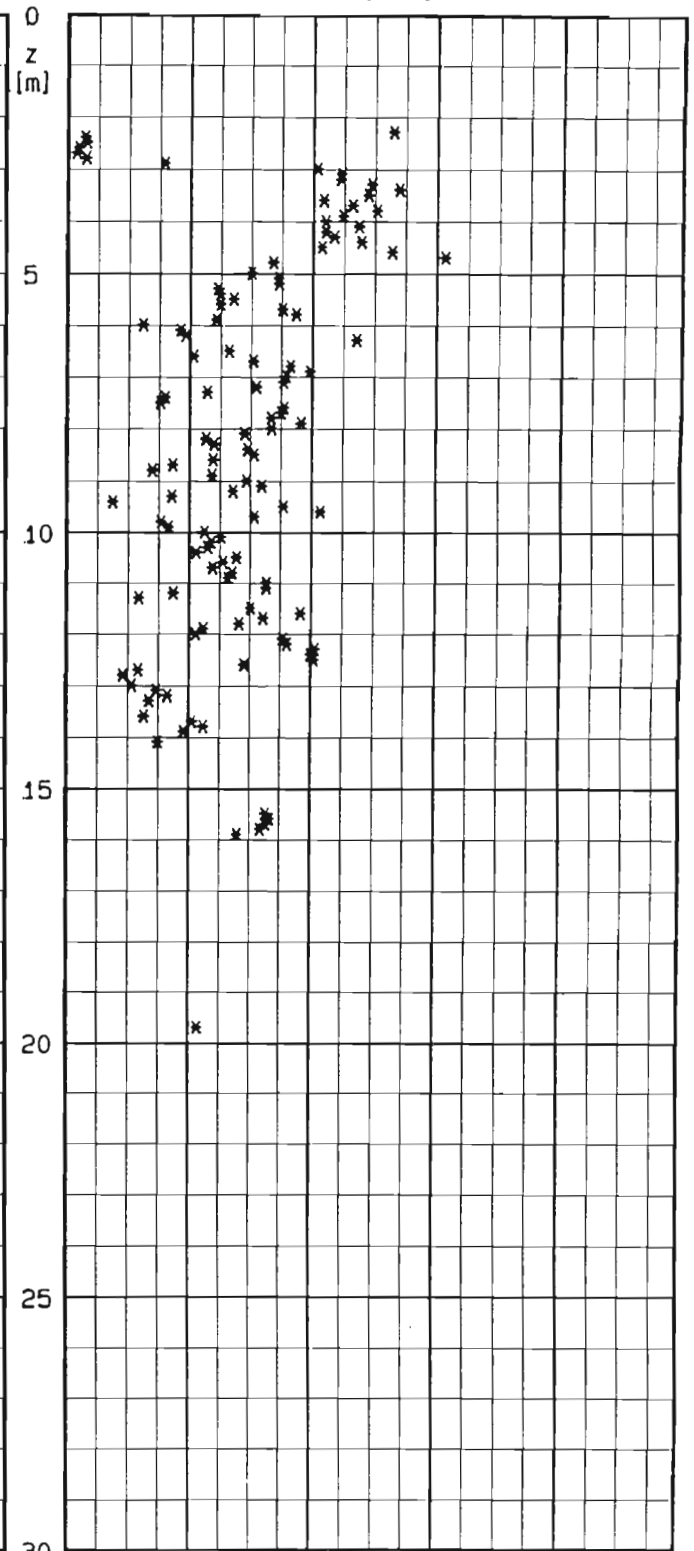
DATA : .

E25 [MPa] - JAMIOLKOWSKI ET AL. 1988



LUNNE ET AL. 1983

Modulo Confinato [MPa]



0 10 20 30 40 50

0 20 40 60 80

INTERPRETAZIONE PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

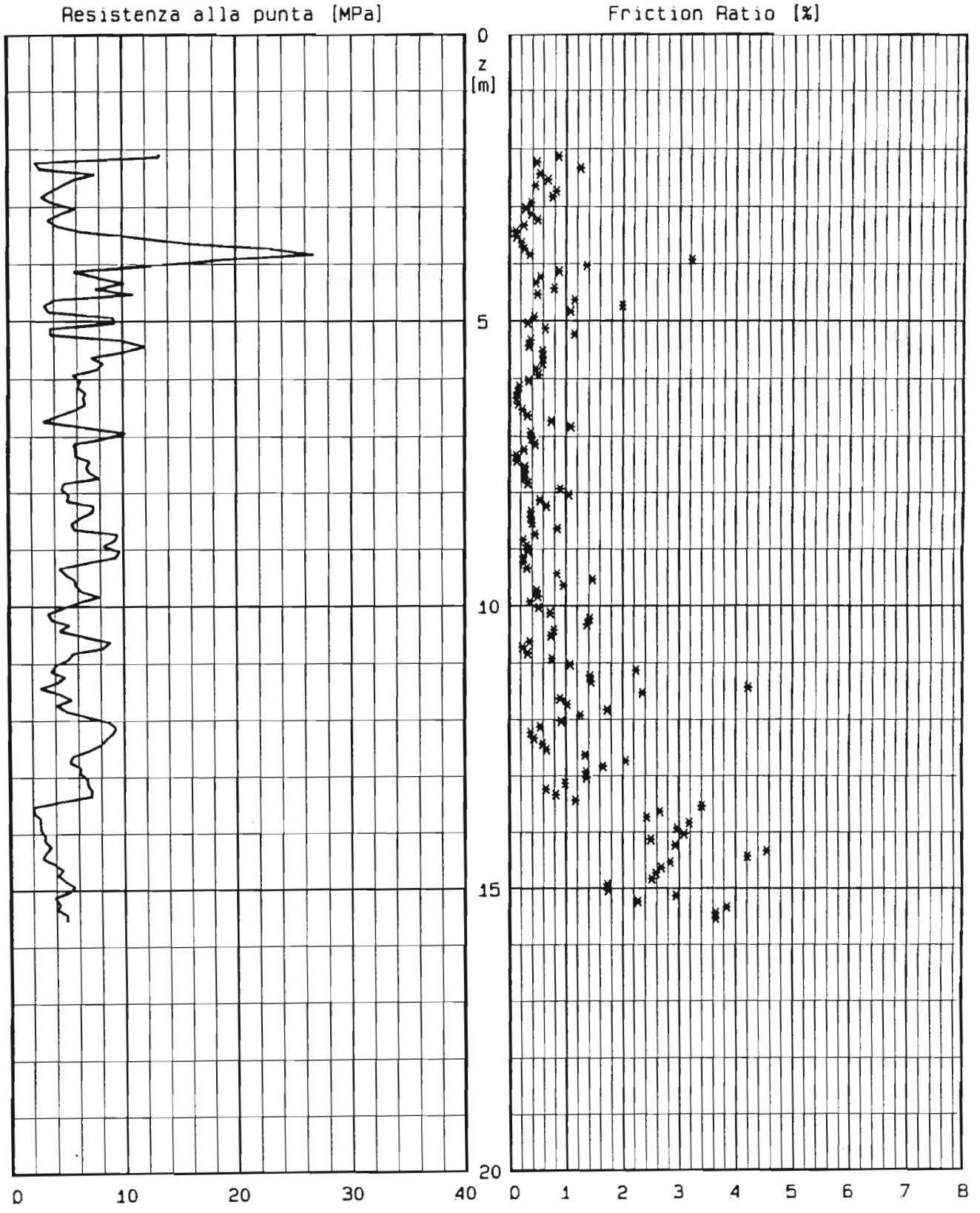
LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL PROVA CPT N°CPT 4
 PROFONDITA' DA m. 2.09 A m. 15.59

DATI DI INPUT

Strato n°	Profon. da p.c. [m]	Peso di Volume [t/mc]	GSC [-]	ϕ_{cv} [°]	IP [%]	condizioni di prova
1	0.80	1.95	1.0	36	0.0	PIANE E TRIASSIALI
2	4.00	1.95	1.0	36	0.0	PIANE E TRIASSIALI
3		1.95	1.0	33	0.0	PIANE E TRIASSIALI

Strato n°	Profon. da p.c. [m]	Gs [-]	emax [-]	emin [-]	S [%]
1	0.80	2.70			
2	4.00	2.70	0.90	0.40	100.0
3		2.70	1.01	0.60	100.0

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT N : CPT 4 DATA : .



LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

PROVA CPT N : CPT 4

DATA : .

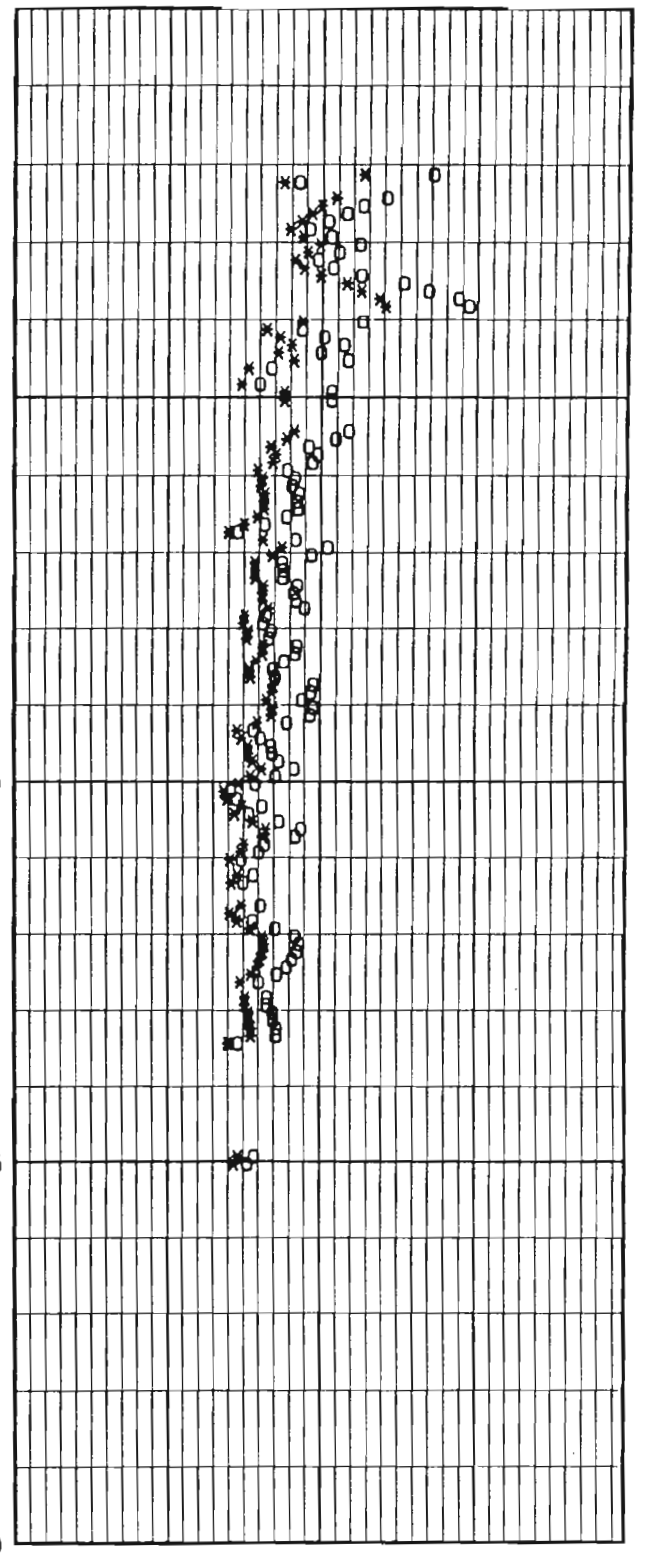
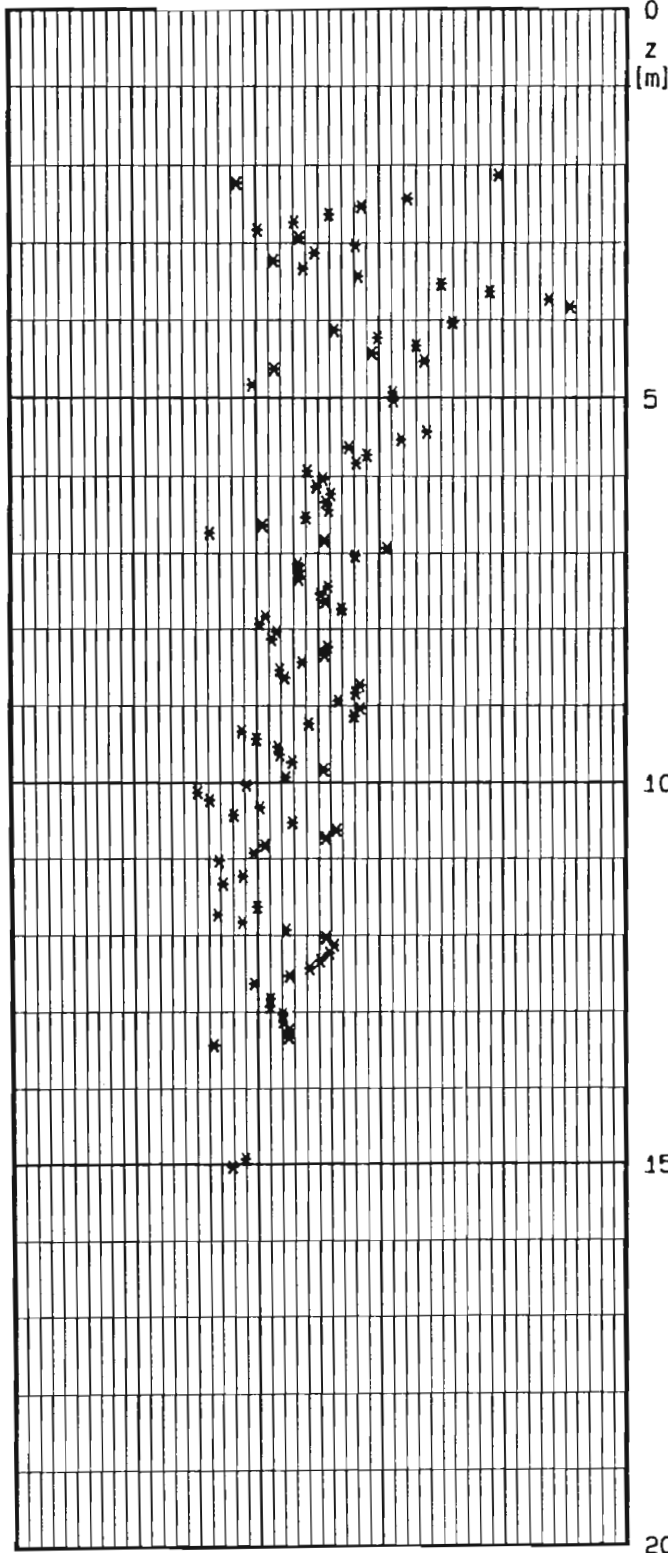
o JAM. ET AL. 1988

BOLTON 1986 - cond.: o piane * trias.

Dr [%]

* LANCELLOTTA 1983

Angolo di At. secante a 272 KPa [gradi]



0 20 40 60 80 100

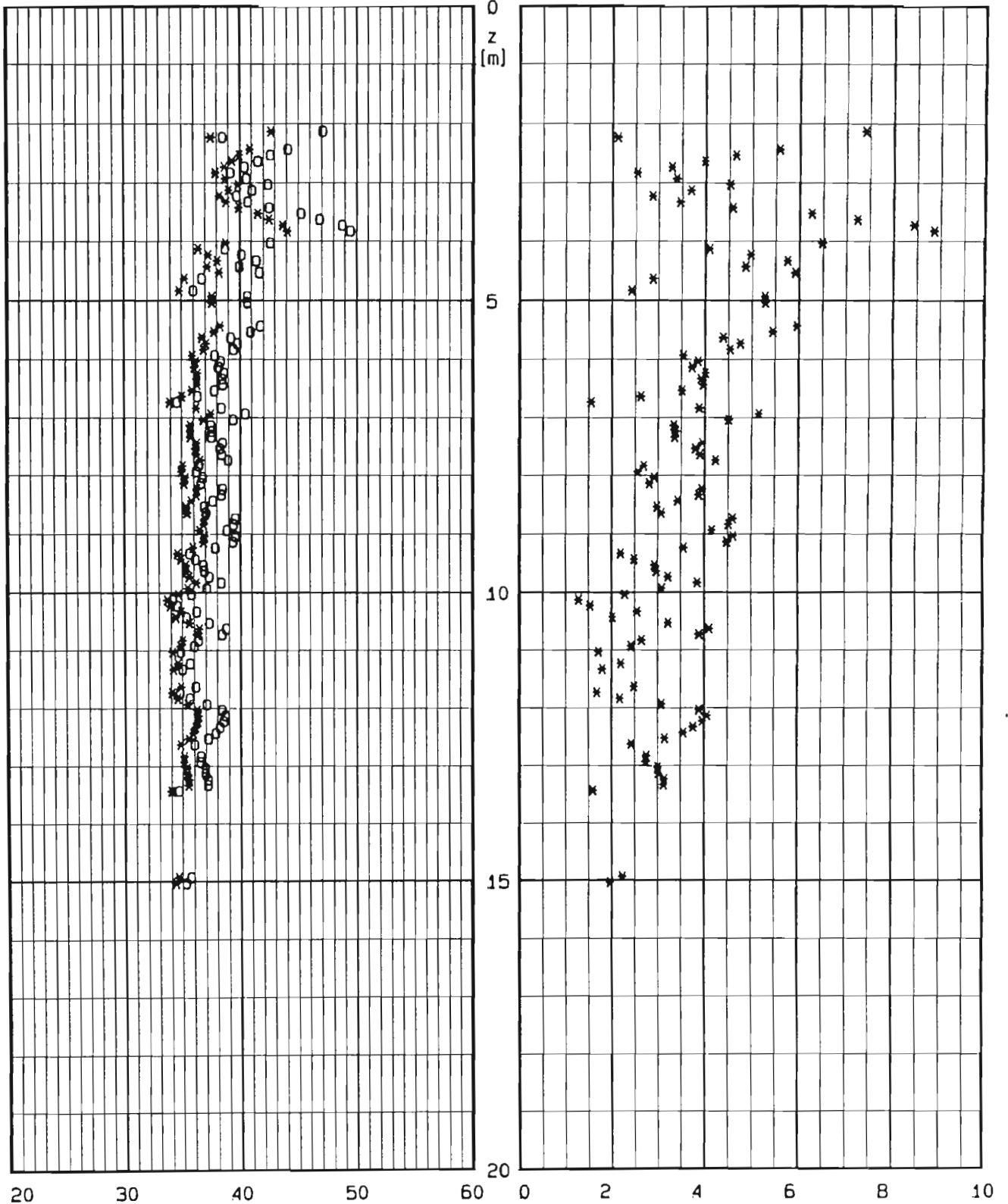
20 30 40 50 60

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT N : CPT 4 DATA : .

BOLTON 1986 - cond.: o piane * trias.

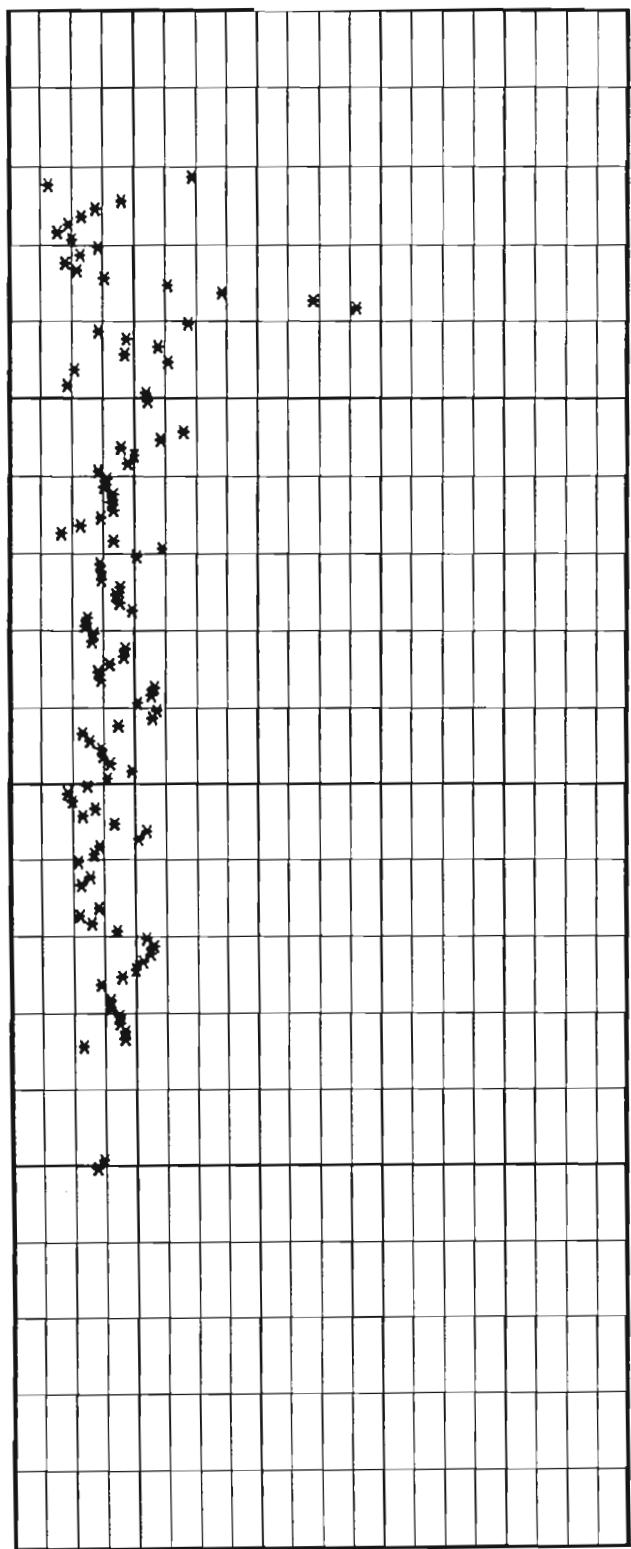
Angolo di Attr. secante a 272 KPa [gradi]

Angolo alfa [gradi] - JAM. ET AL. 1988



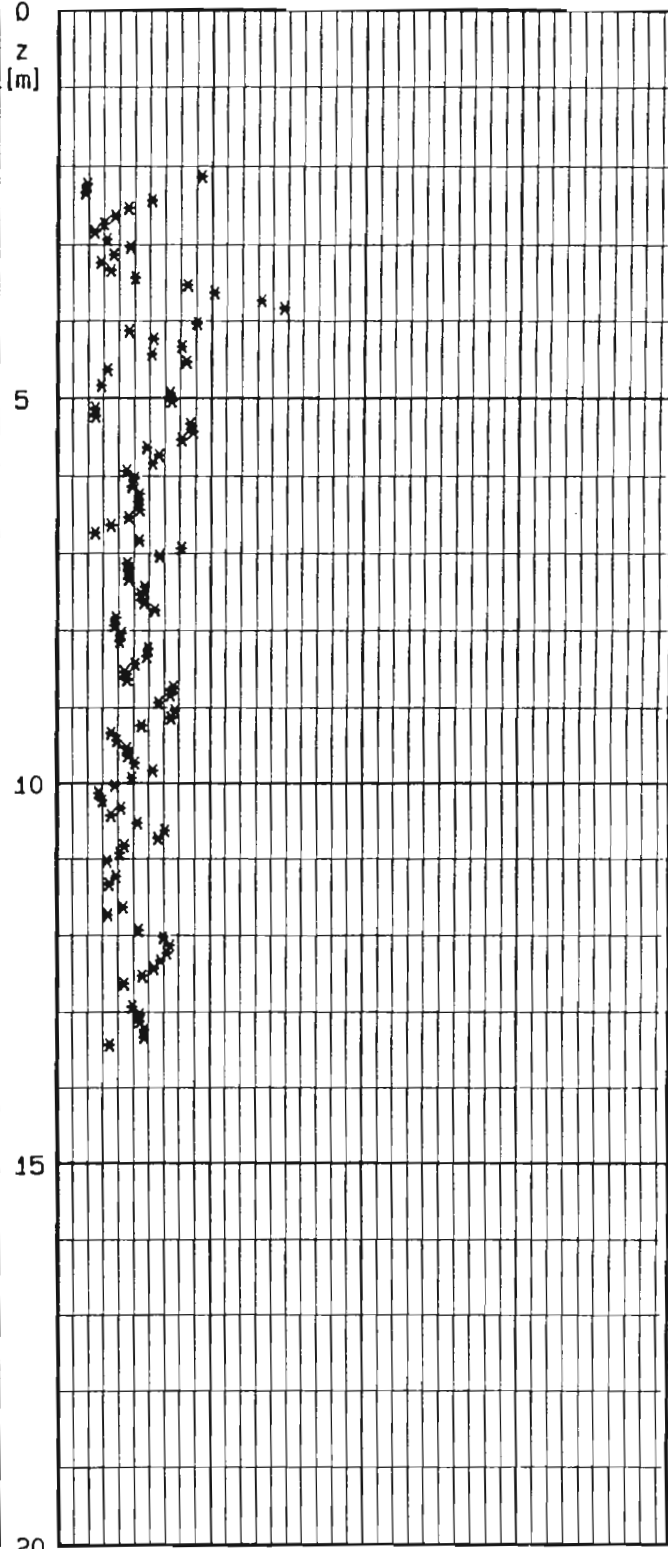
LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT N : CPT 4 DATA : .

E25 [MPa] - JAMIOLKOWSKI ET AL. 1988



LUNNE ET AL. 1983

Modulo Confinato [MPa]



0 20 40 60 80 100

0 50 100 150

INTERPRETAZIONE PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL PROVA CPT N°CPT 5

PROFONDITA' DA m. 5.84 A m. 15.74

DATI DI INPUT

Strato n°	Profon. da p.c. [m]	Peso di Volume [t/mc]	GSC [-]	ϕ_{cv} [°]	IP [%]	condizioni di prova
1	4.00	1.95	1.0	36	0.0	PIANE E TRIASSIALI
2	8.00	1.95	1.0	36	0.0	PIANE E TRIASSIALI
3		1.95	1.0	33	0.0	PIANE E TRIASSIALI

Strato n°	Profon. da p.c. [m]	Gs [-]	emax [-]	emin [-]	S [%]
1	4.00	2.70			
2	8.00	2.70	0.90	0.40	100.0
3		2.70	1.10	0.60	100.0

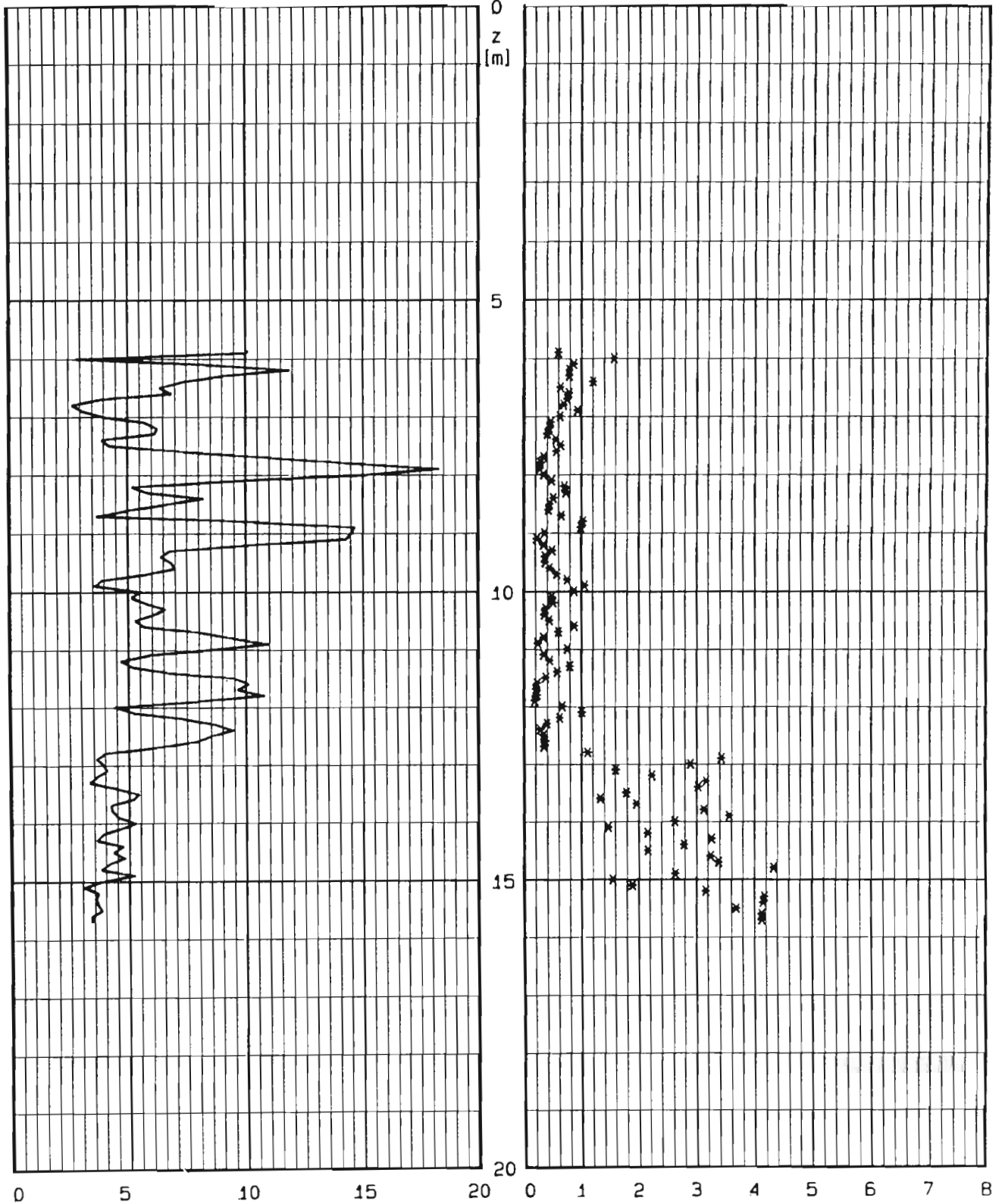
LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

PROVA CPT N : CPT 5

DATA : .

Resistenza alla punta [MPa]

Friction Ratio [%]

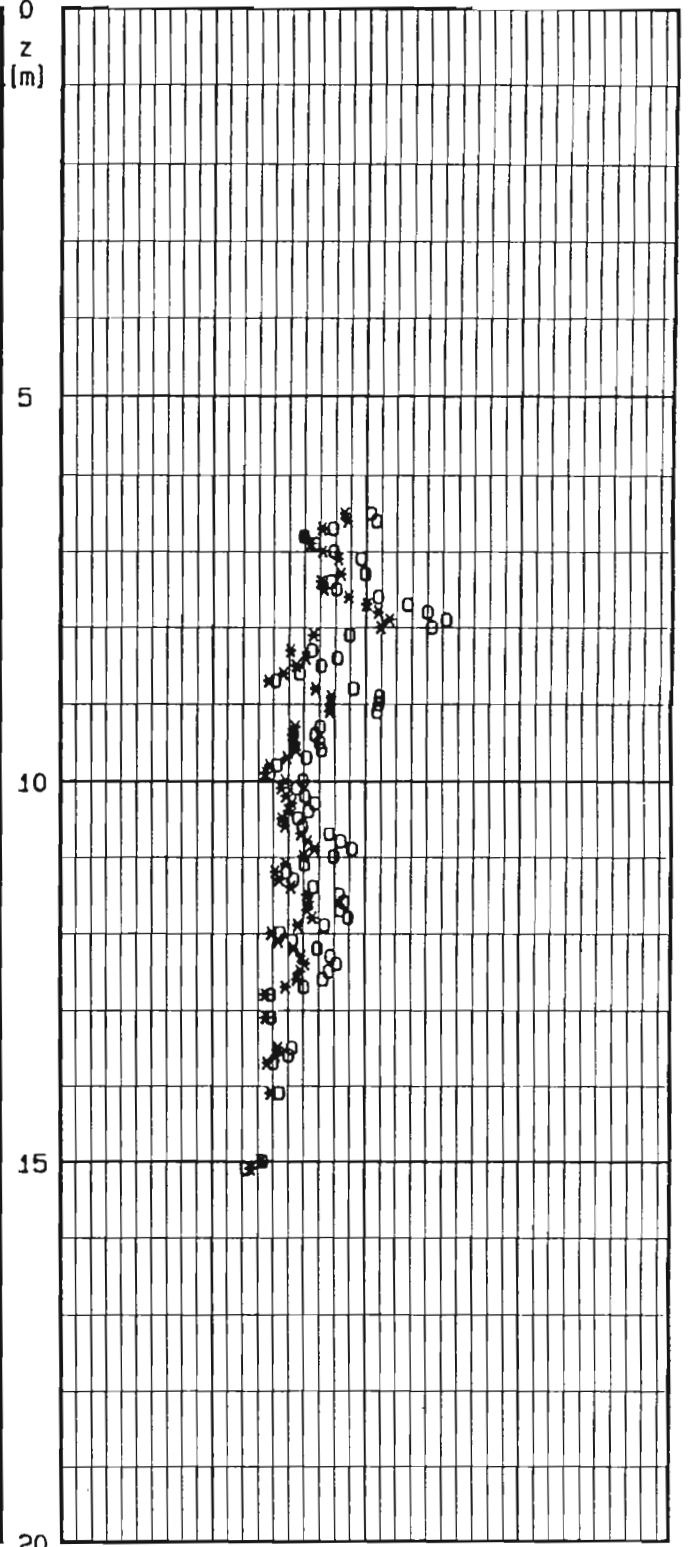
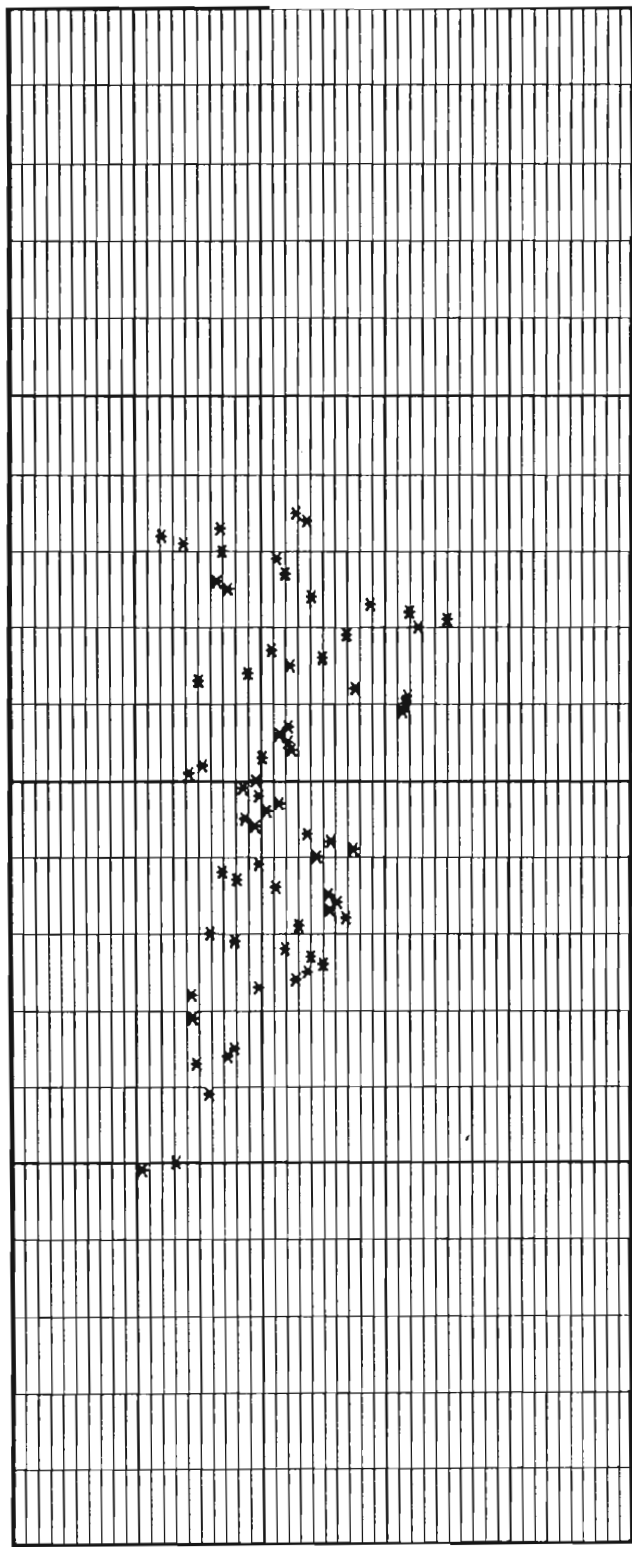


LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT N : CPT 5

DATA : .

o JAM. ET AL. 1988
* LANCELLOTTA 1983

BOLTON 1986 - cond.: o piane * trias.
Angolo di At. secante a 272 KPa [gradi]



0 20 40 60 80 100 20 30 40 50 60

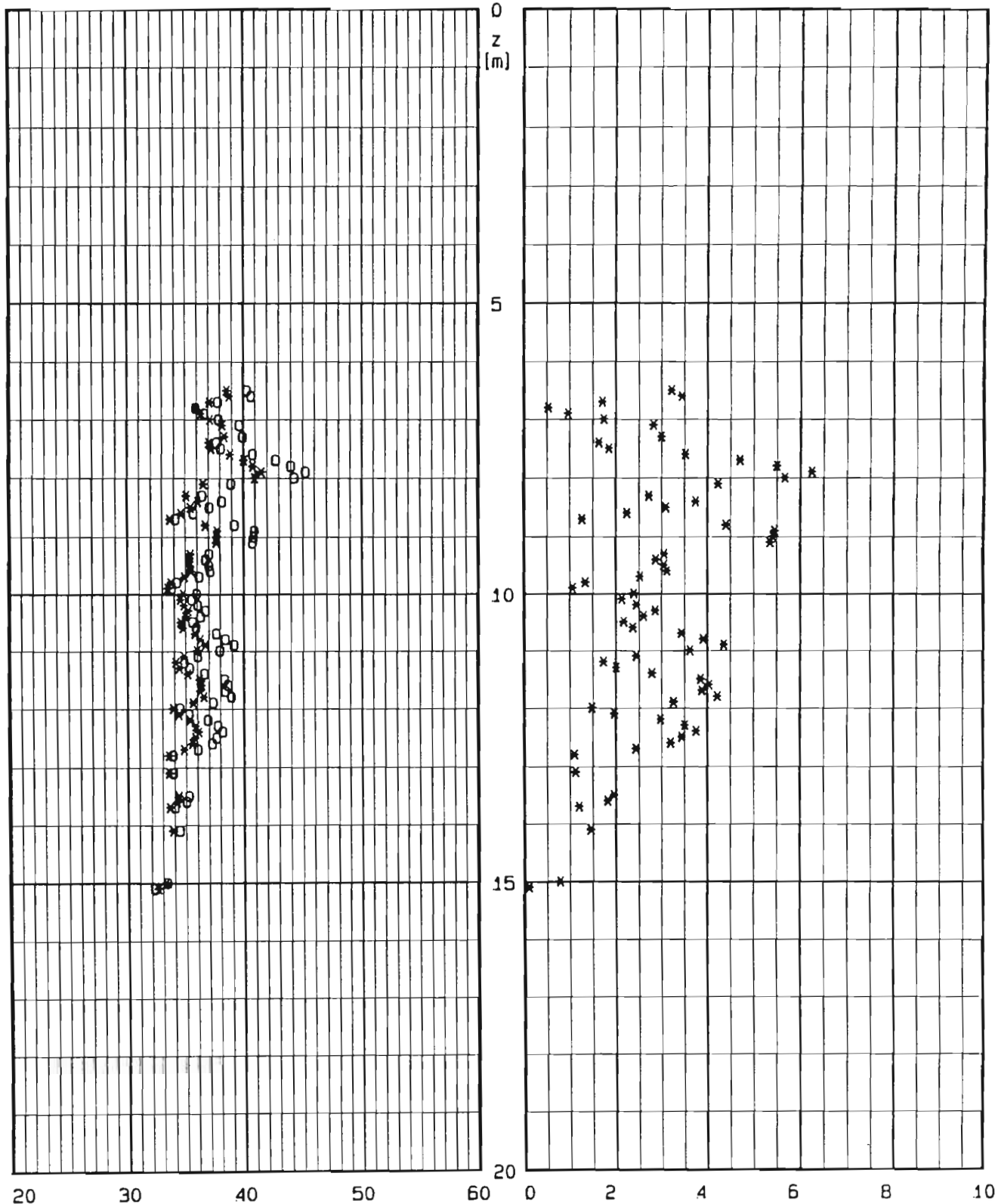
LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT N : CPT 5

DATA : .

BOLTON 1986 - cond.: 0 piane * trias.

Angolo di Attr. secante a 272 KPa [gradi]

Angolo alfa [gradi] - JAM. ET AL. 1988

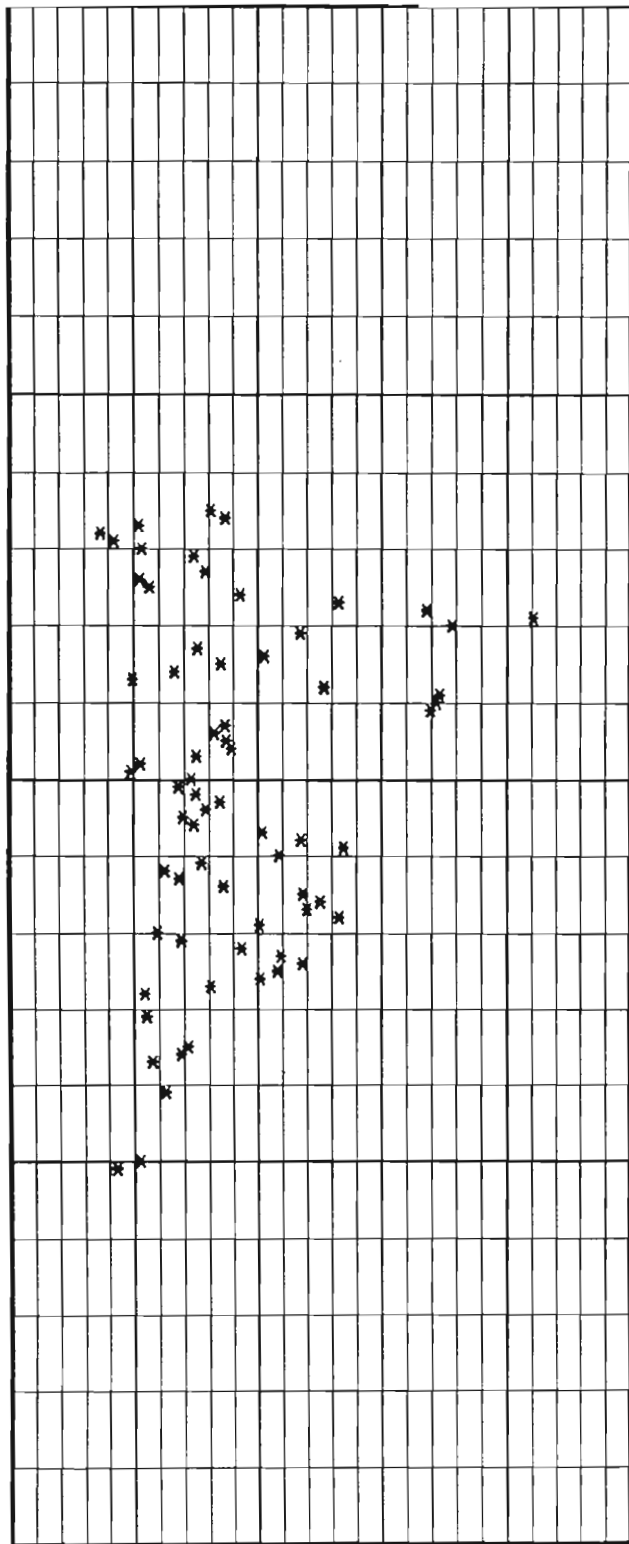


LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

PROVA CPT N : CPT 5

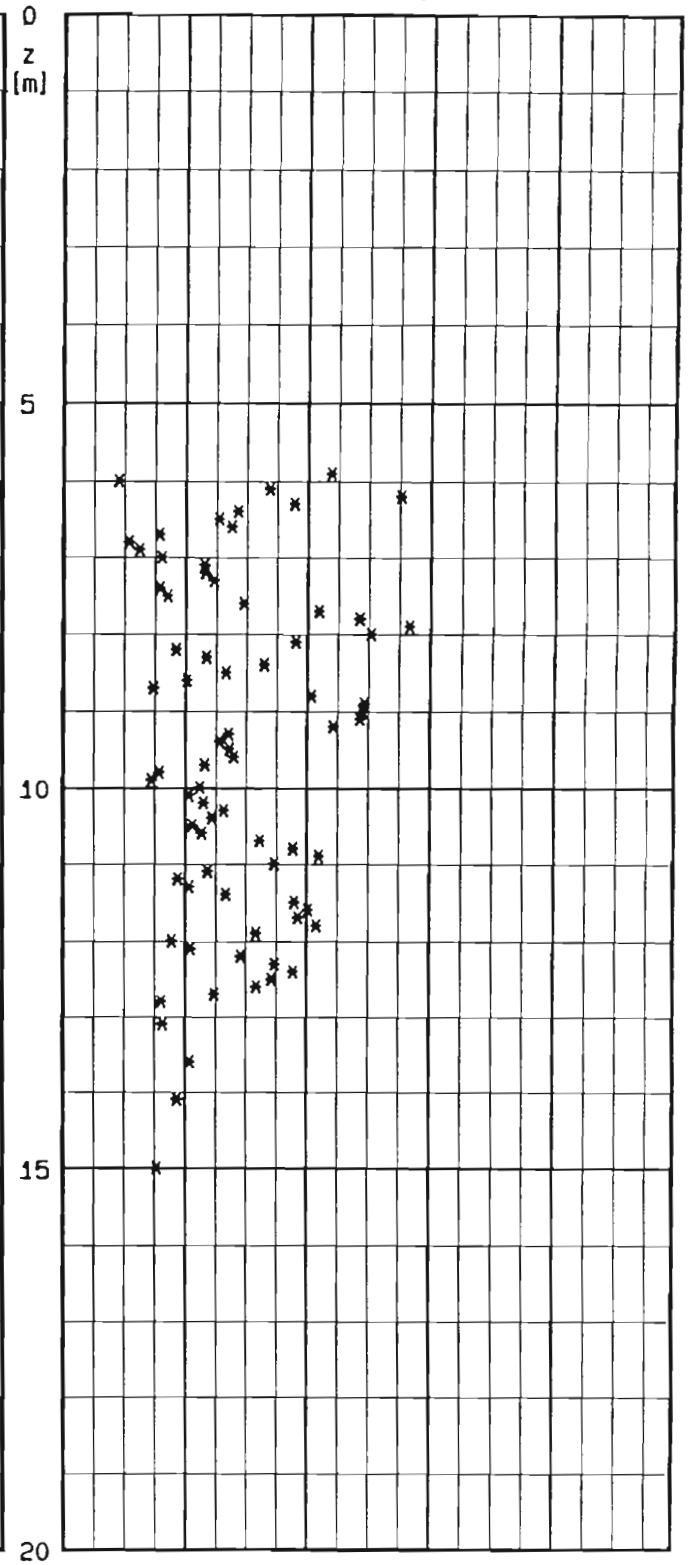
DATA : .

E25 [MPa] - JAMIOLKOWSKI ET AL. 1988



LUNNE ET AL. 1983

Modulo Confinato [MPa]



INTERPRETAZIONE PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL PROVA CPT' N°CPT 6

PROFONDITA' DA m. 2.04 A m. 18.28

DATI DI INPUT

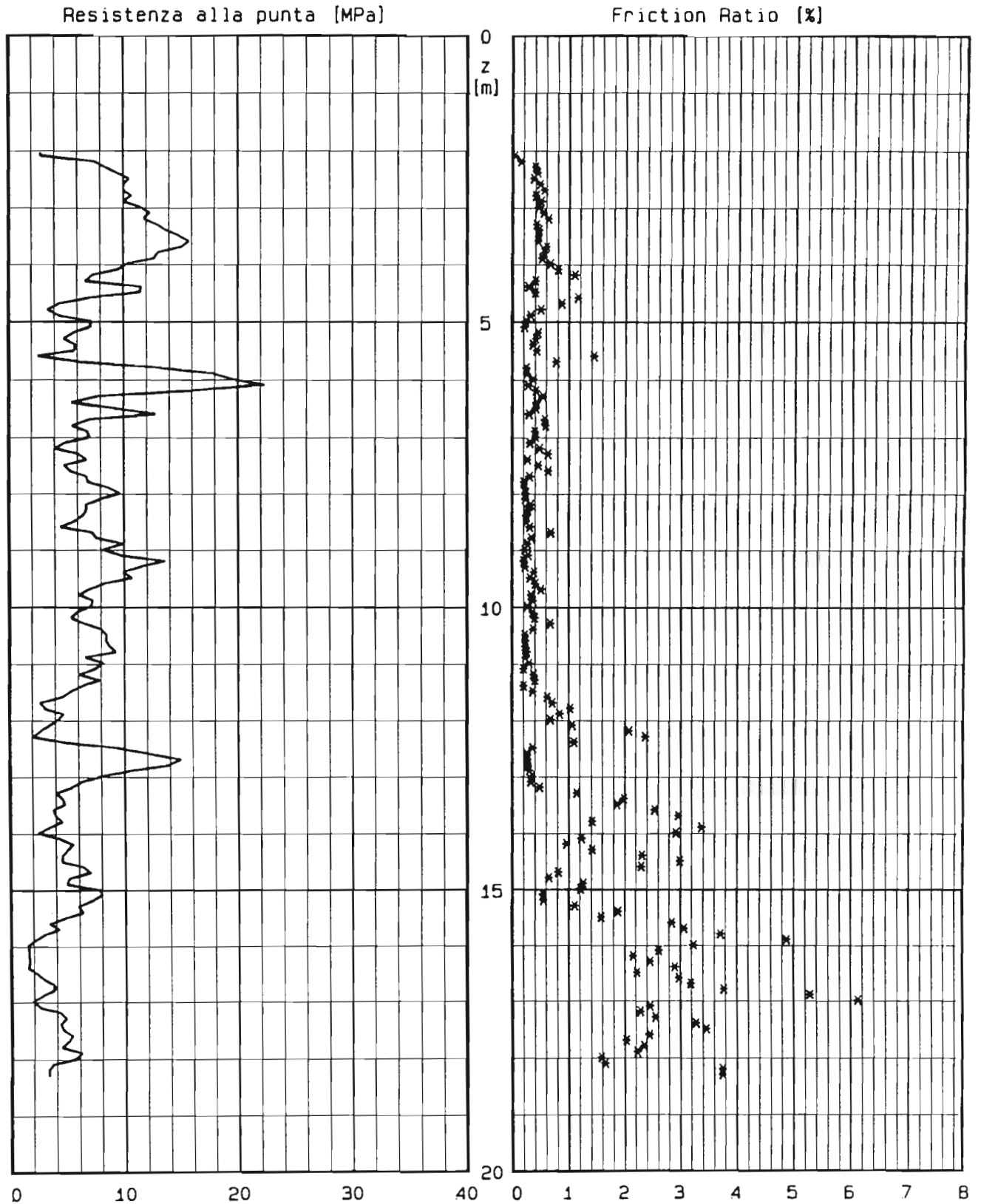
Strato n°	Profon. da p.c. [m]	Peso di Volume [t/mc]	GSC [-]	ϕ_{cv} [°]	IP [%]	condizioni di prova
1	3.00	1.95	1.0	36	0.0	PIANE E TRIASSIALI
2	6.00	1.95	1.0	36	0.0	PIANE E TRIASSIALI
3		1.95	1.0	33	0.0	PIANE E TRIASSIALI

Strato n°	Profon. da p.c. [m]	Gs [-]	emax [-]	emin [-]	S [%]
1	3.00	2.70			
2	6.00	2.70	0.90	0.40	100.0
3		2.70	1.10	0.60	100.0

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

PROVA CPT N : CPT 6

DATA : .

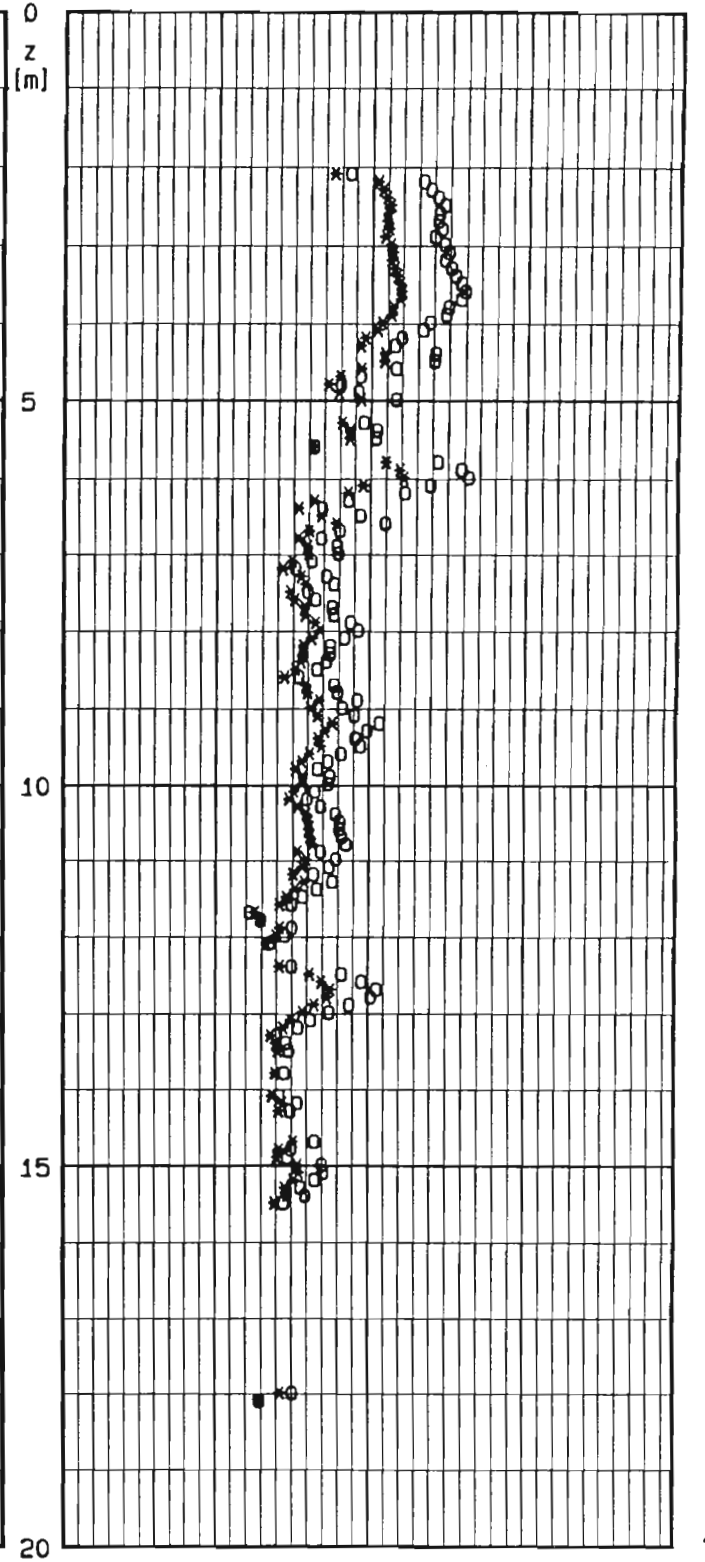
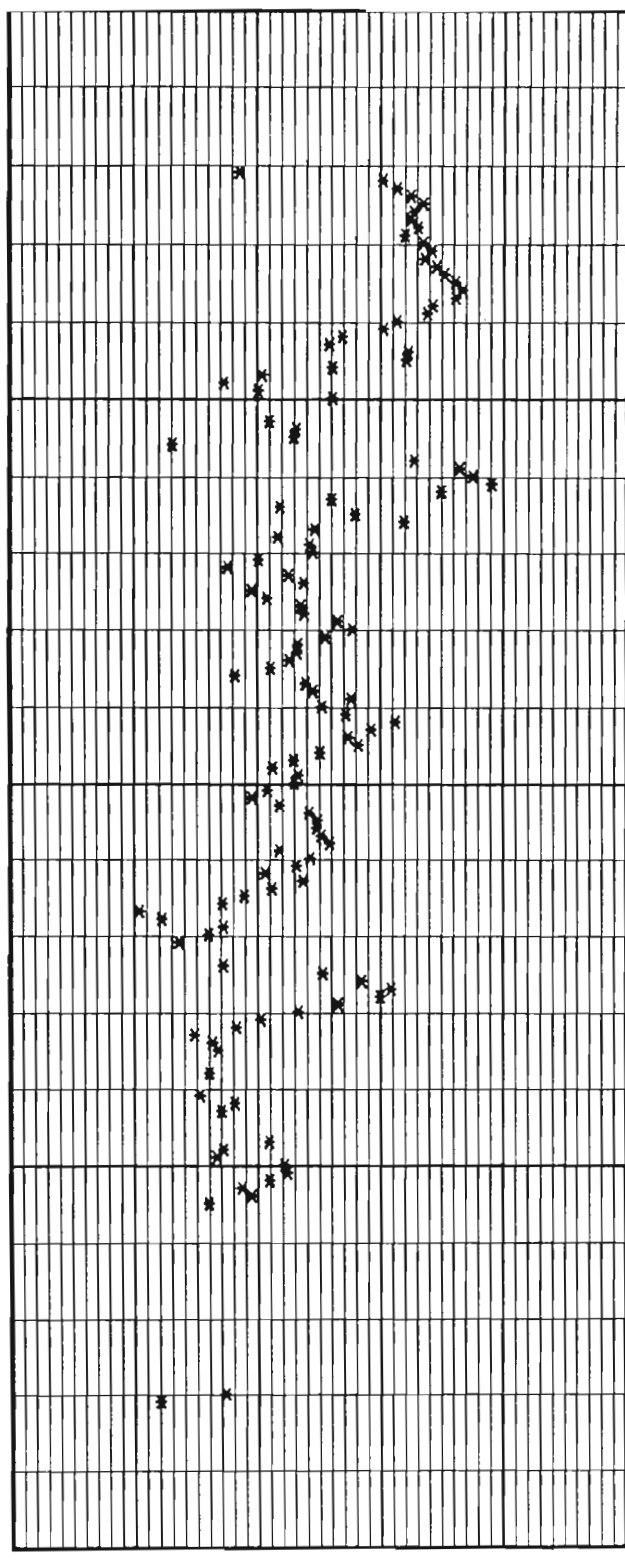


LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT N : CPT 6

DATA : .

o JAM. ET AL. 1988
Dr [%] * LANCELOTTA 1983

BOLTON 1986 - cond.: o piane * trias.
Angolo di At. secante a 272 KPa [gradi]



0 20 40 60 80 100 20 30 40 50 60

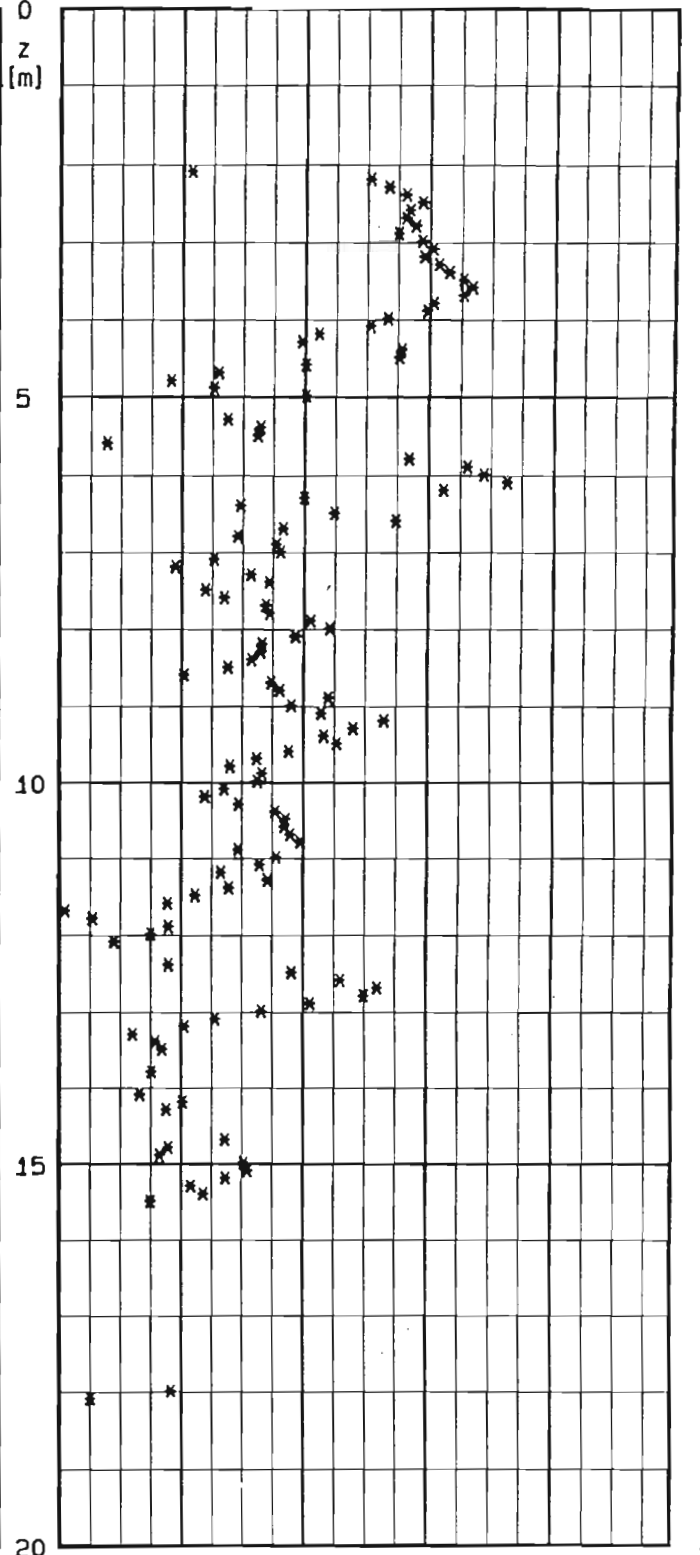
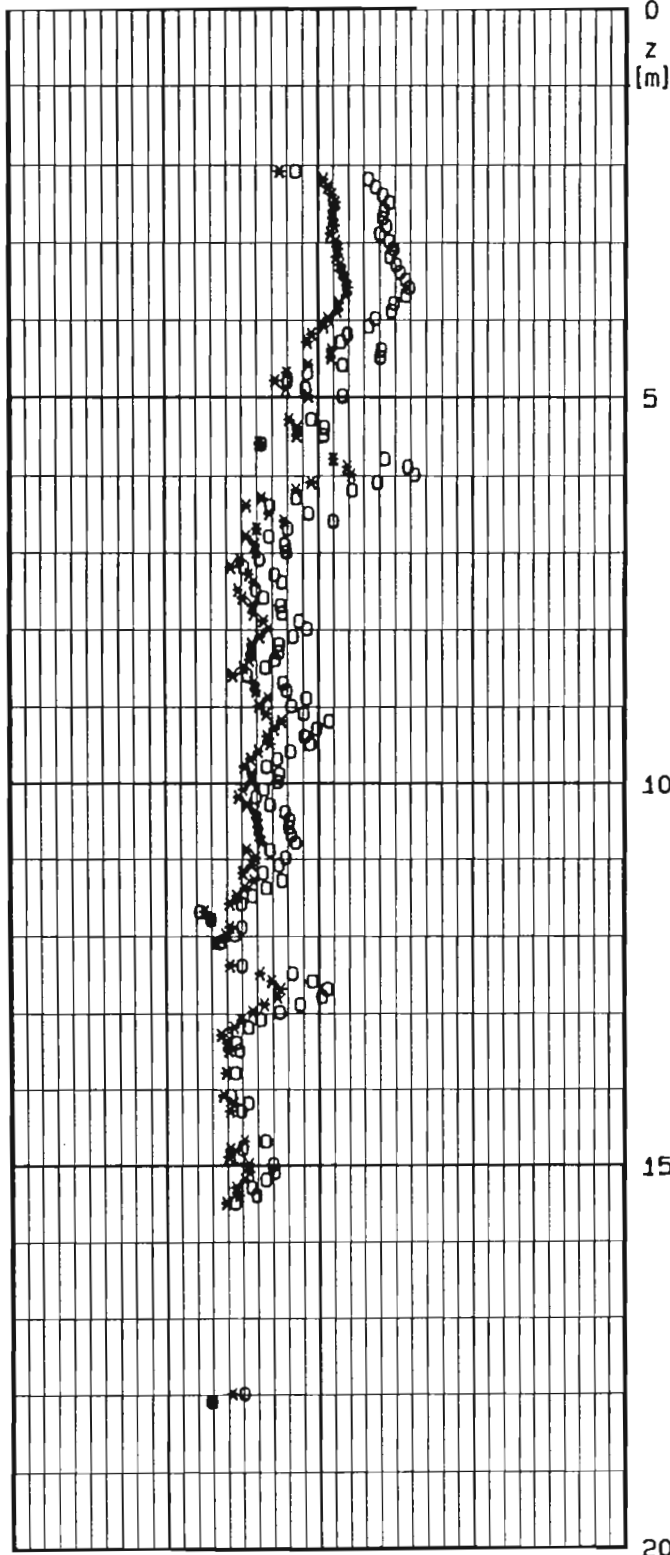
LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT N : CPT 6

DATA : .

BOLTON 1986 - cond.: o piane * trias.

Angolo di Attr. secante a 272 KPa [gradi]

Angolo alfa [gradi] - JAM. ET AL. 1988

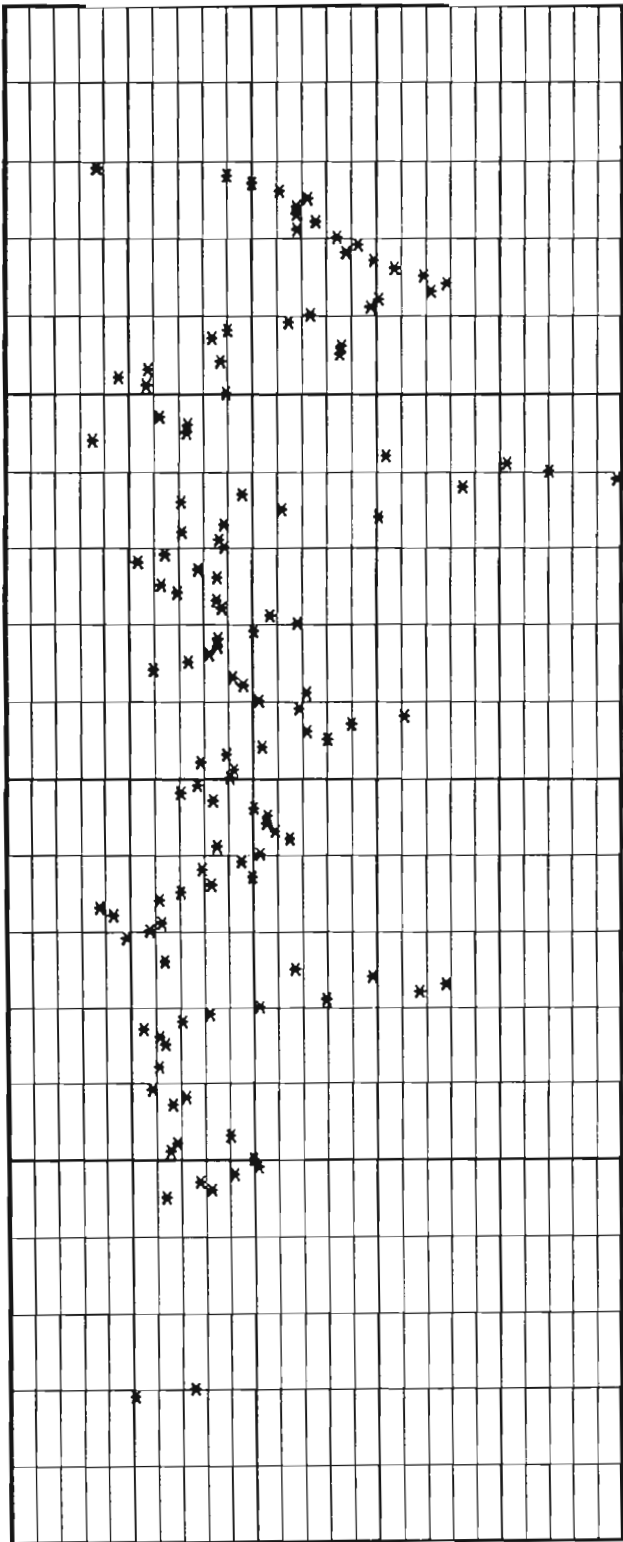


20 30 40 50 60

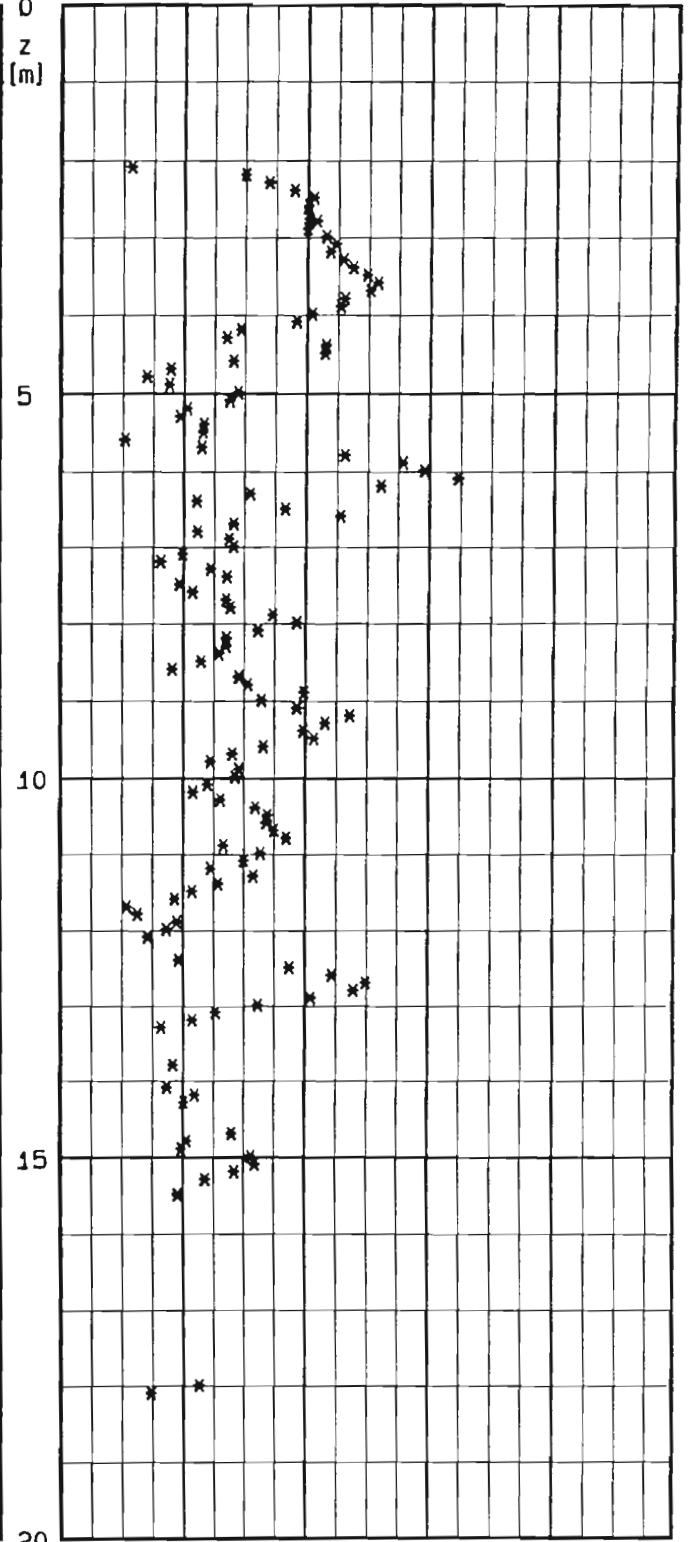
0 2 4 6 8 10

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT N : CPT 6 DATA : .

E25 [MPa] - JAMIOLKOWSKI ET AL. 1988



LUNNE ET AL. 1983
Modulo Confinato [MPa]



0 10 20 30 40 50

0 20 40 60 80

INTERPRETAZIONE PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL PROVA CPT N°CPT 7

PROFONDITA' DA m. 5.84 A m. 23.03

DATI DI INPUT

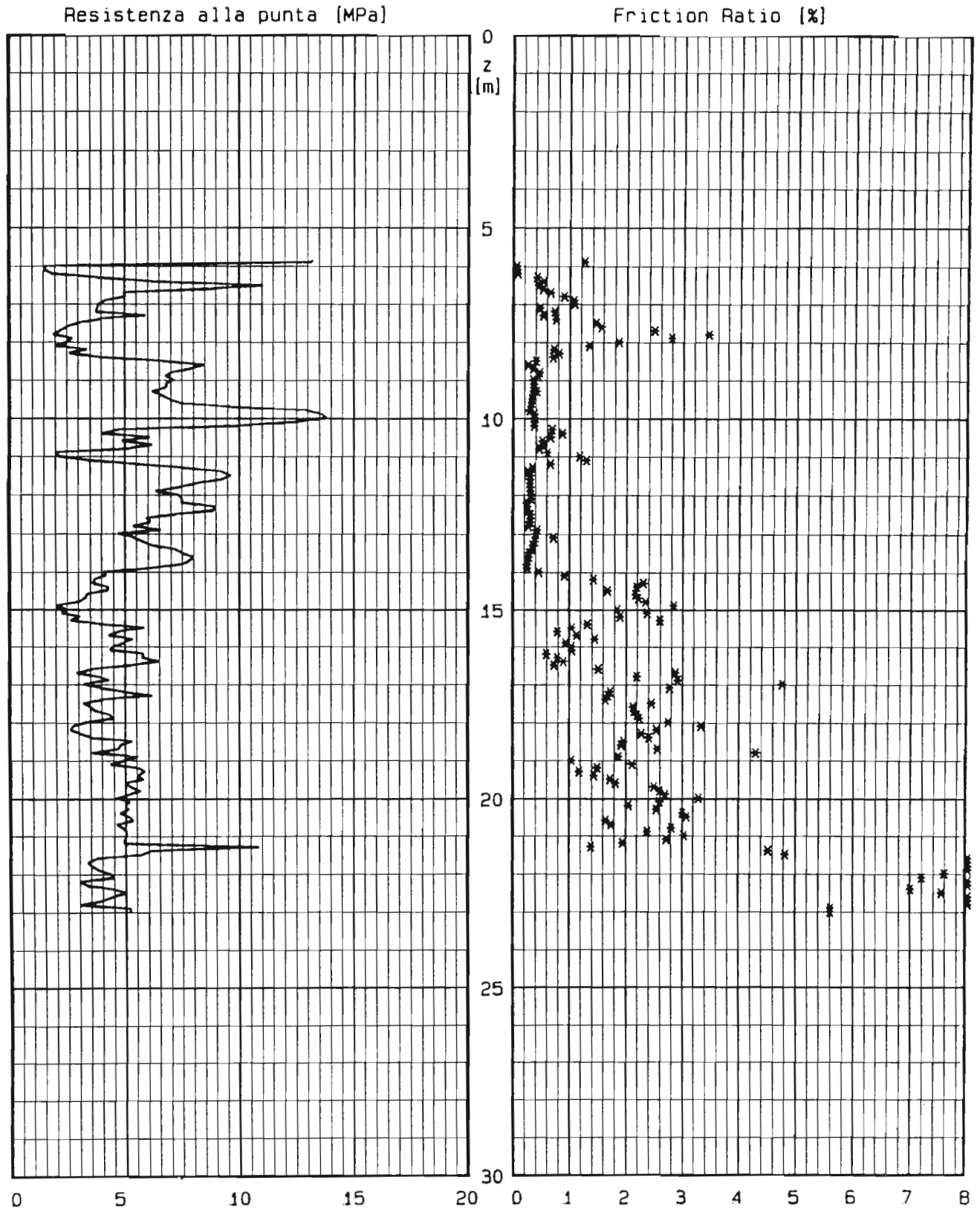
Strato n°	Profon. da p.c. [m]	Peso di Volume [t/mc]	GSC [-]	ϕ_{cv} [°]	IP [%]	condizioni di prova
1	3.00	1.95	1.0	36	0.0	PIANE E TRIASSIALI
2	6.00	1.95	1.0	36	0.0	PIANE E TRIASSIALI
3		1.95	1.0	33	0.0	PIANE E TRIASSIALI

Strato n°	Profon. da p.c. [m]	Gs [-]	emax [-]	emin [-]	S [%]
1	3.00	2.70			
2	6.00	2.70	0.90	0.40	100.0
3		2.70	1.10	0.60	100.0

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

PROVA CPT N : CPT 7

DATA : .



LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

PROVA CPT N : CPT 7

DATA : .

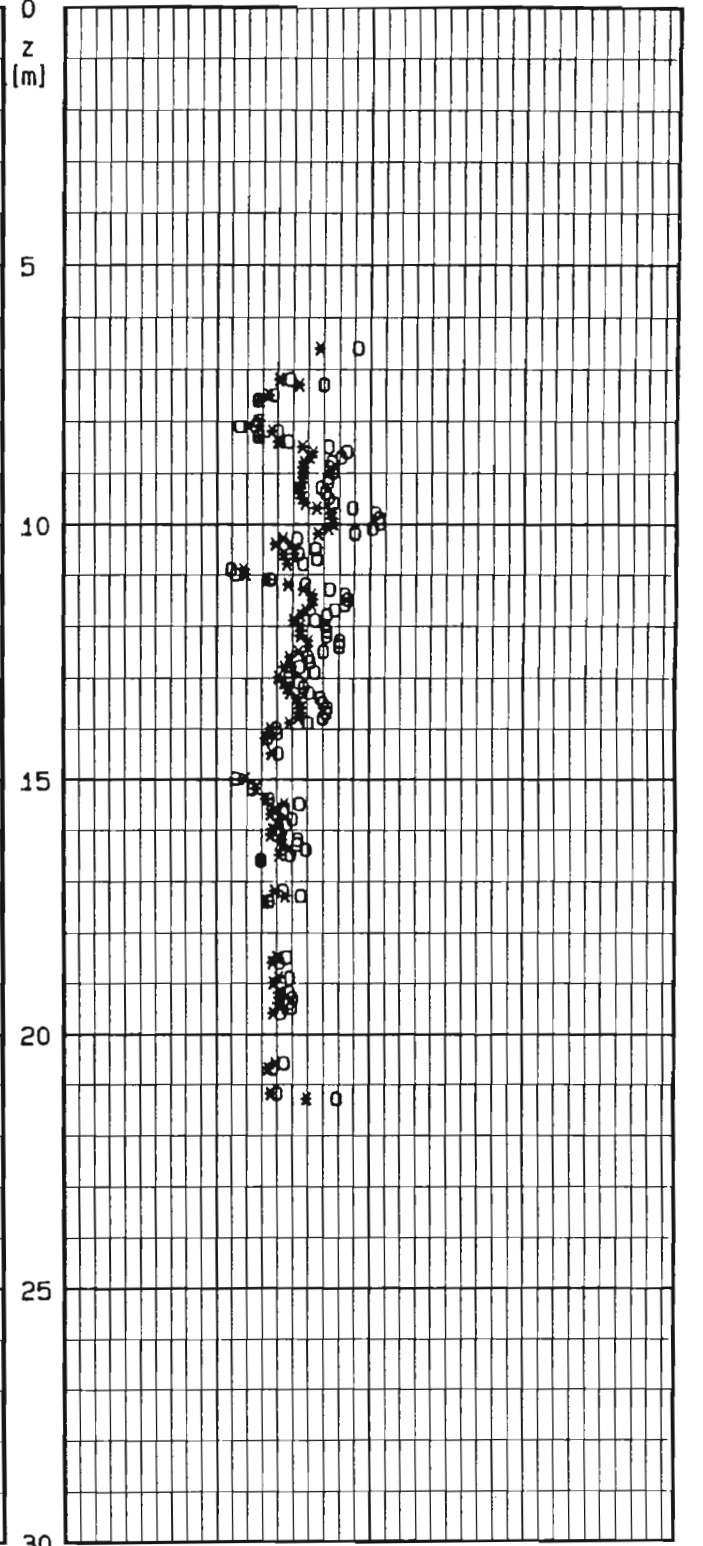
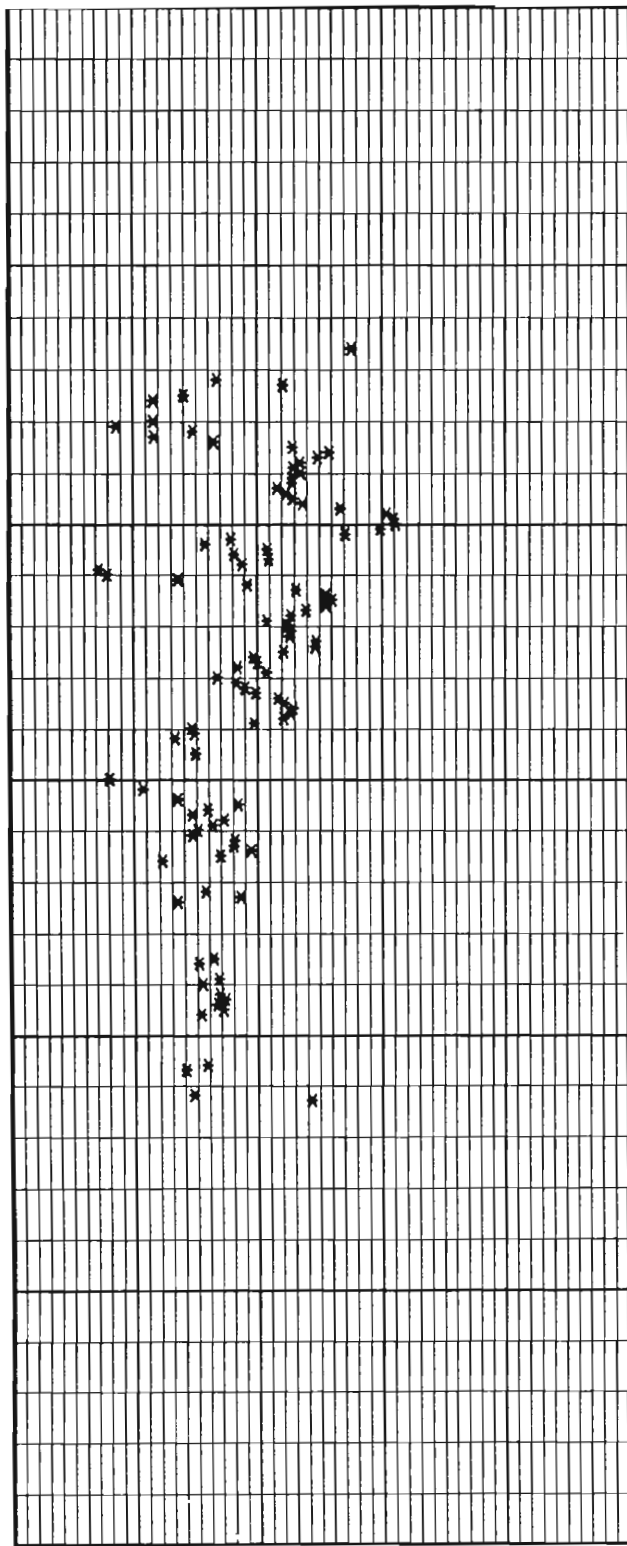
o JAM. ET AL. 1988

BOLTON 1986 - cond.: o piane * trias.

Dr [%]

* LANCELOTTA 1983

Angolo di At. secante a 272 KPa [gradi]



0 20 40 60 80 100

20 30 40 50 60

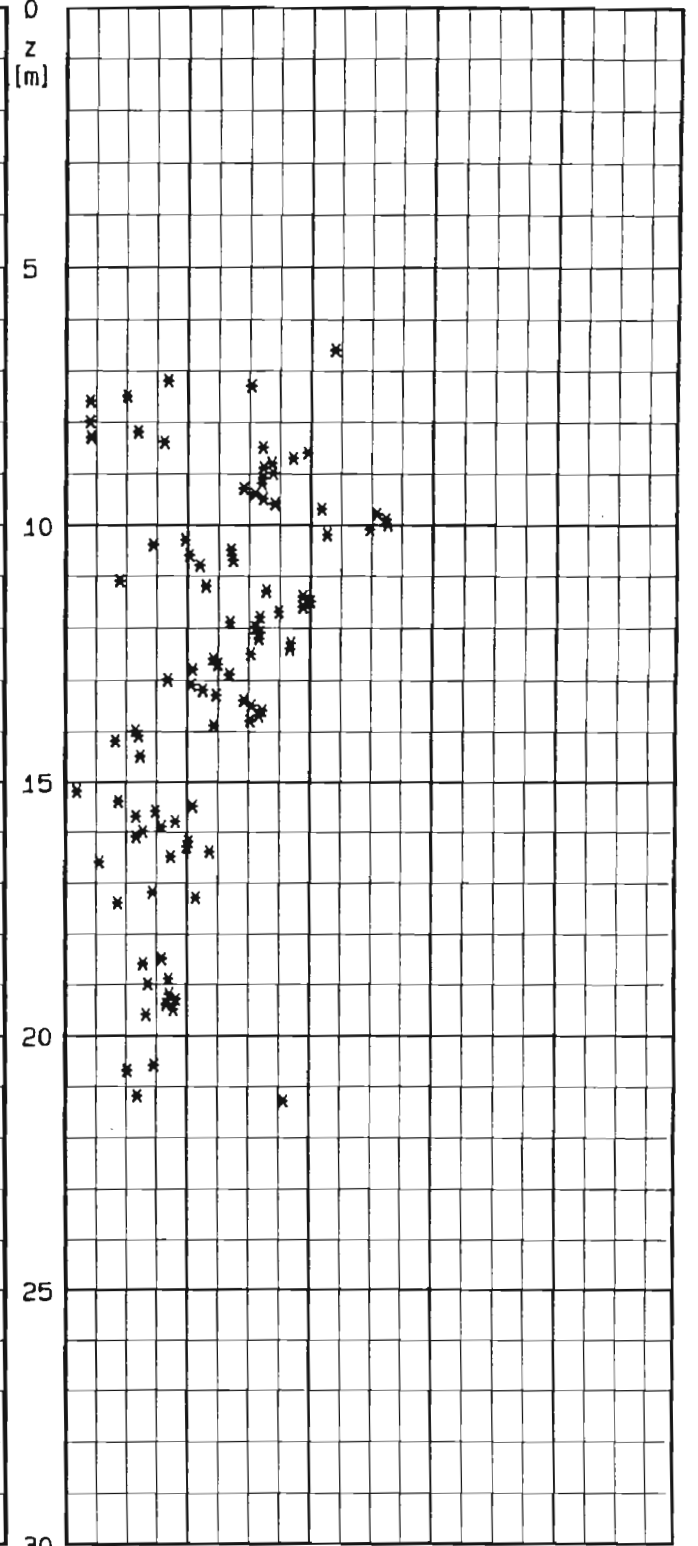
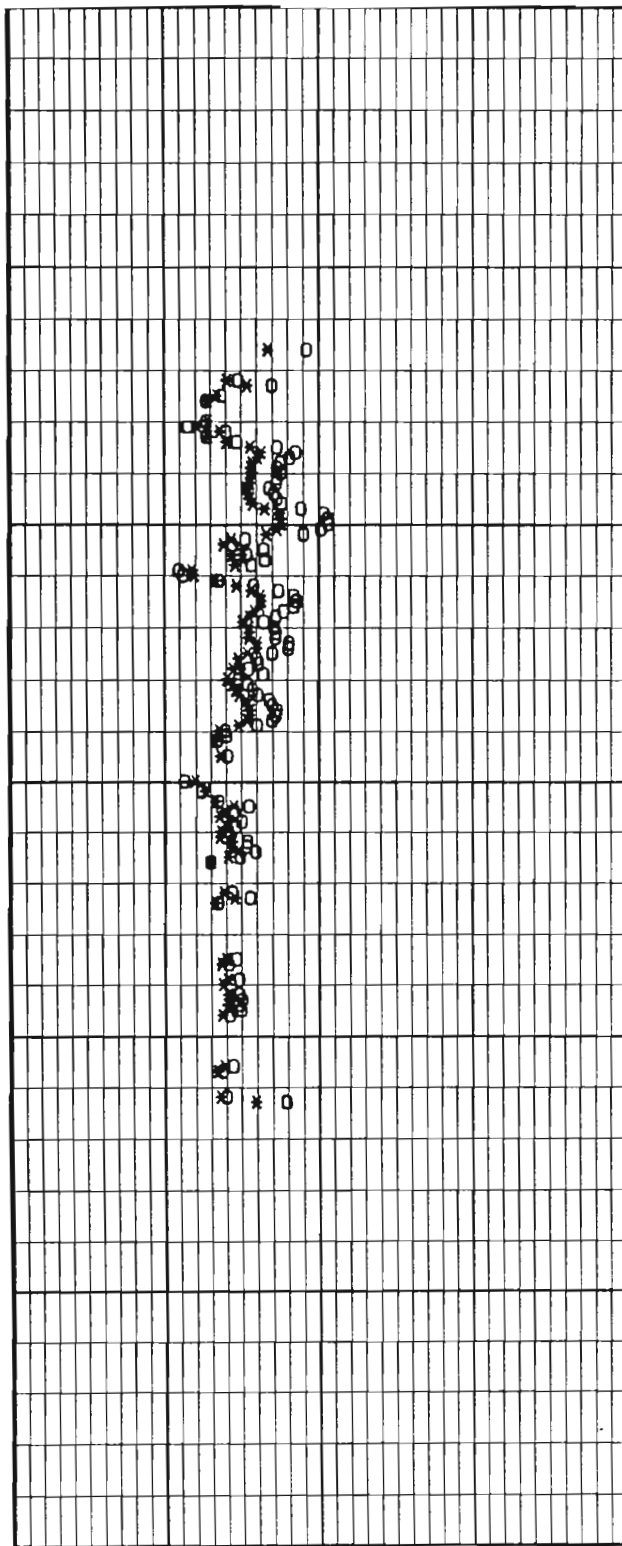
LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT N : CPT 7

DATA : .

BOLTON 1986 - cond.: o piane * trias.

Angolo di Attr. secante a 272 KPa [gradi]

Angolo alfa [gradi] - JAM. ET AL. 1988



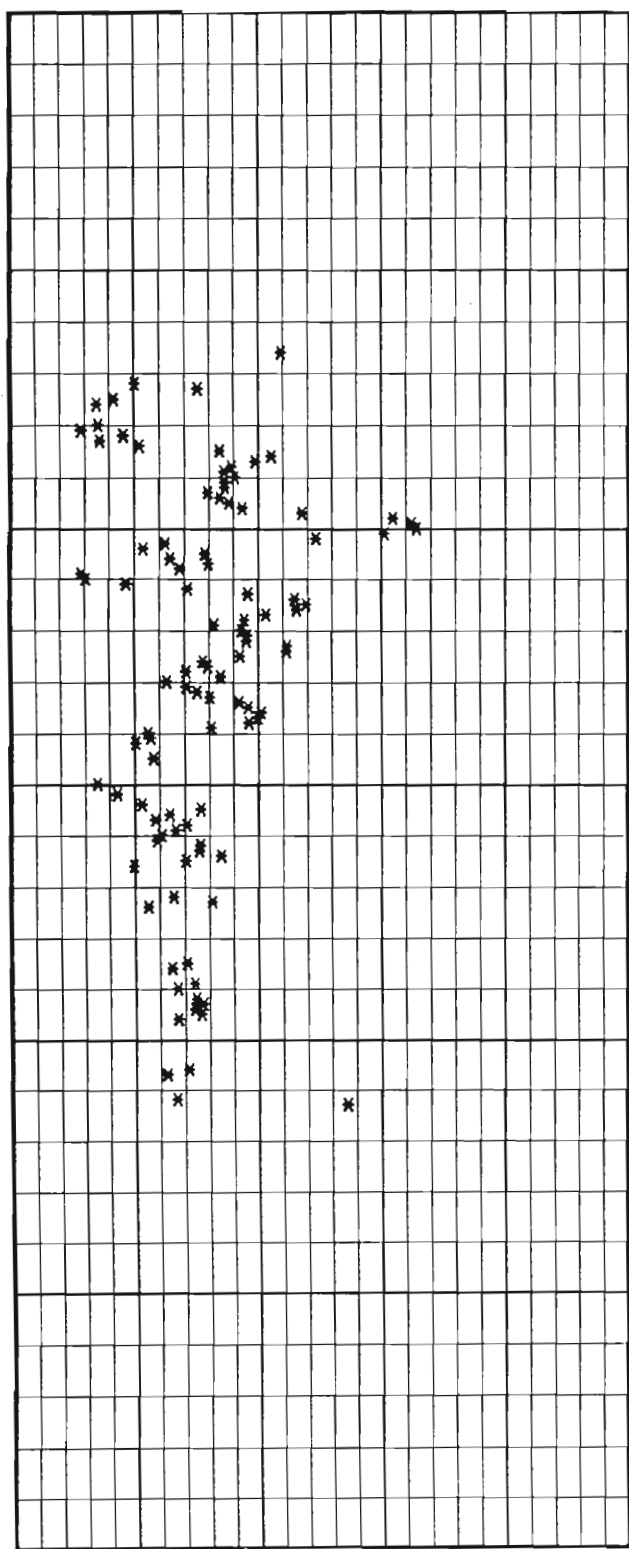
20 30 40 50 60

0 2 4 6 8 10

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT N : CPT 7

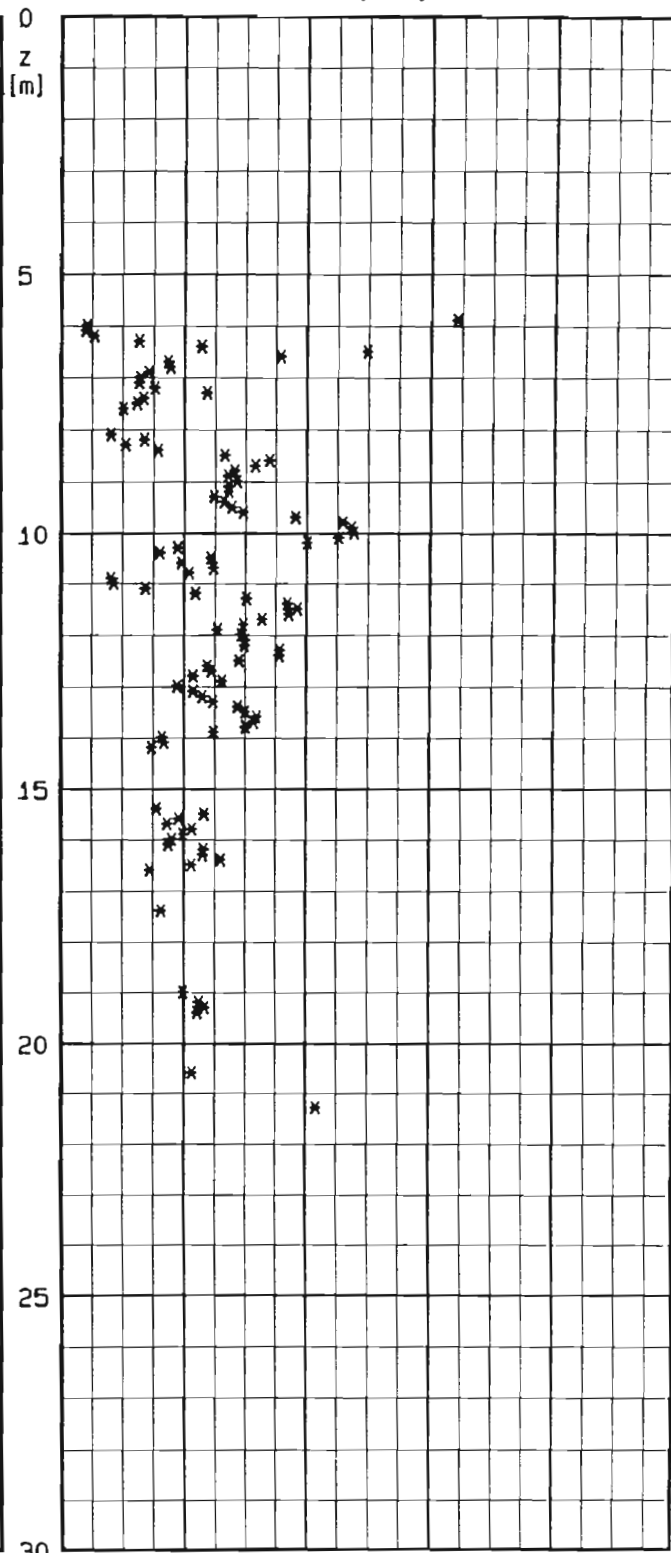
DATA : .

E25 [MPa] - JAMIOLKOWSKI ET AL. 1988



LUNNE ET AL. 1983

Modulo Confinato [MPa]



0 10 20 30 40 50

0 20 40 60 80

INTERPRETAZIONE PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL PROVA CPT N°CPT 08

PROFONDITA' DA m. 2.08 A m. 26.08

DATI DI INPUT

Strato n°	Profon. da p.c. [m]	Peso di Volume [t/mc]	GSC [-]	ϕ_{cv} [°]	IP [%]	condizioni di prova
1	2.50	1.95	1.0	36	0.0	PIANE E TRIASSIALI
2	6.50	1.95	1.0	36	0.0	PIANE E TRIASSIALI
3		1.95	1.0	33	0.0	PIANE E TRIASSIALI

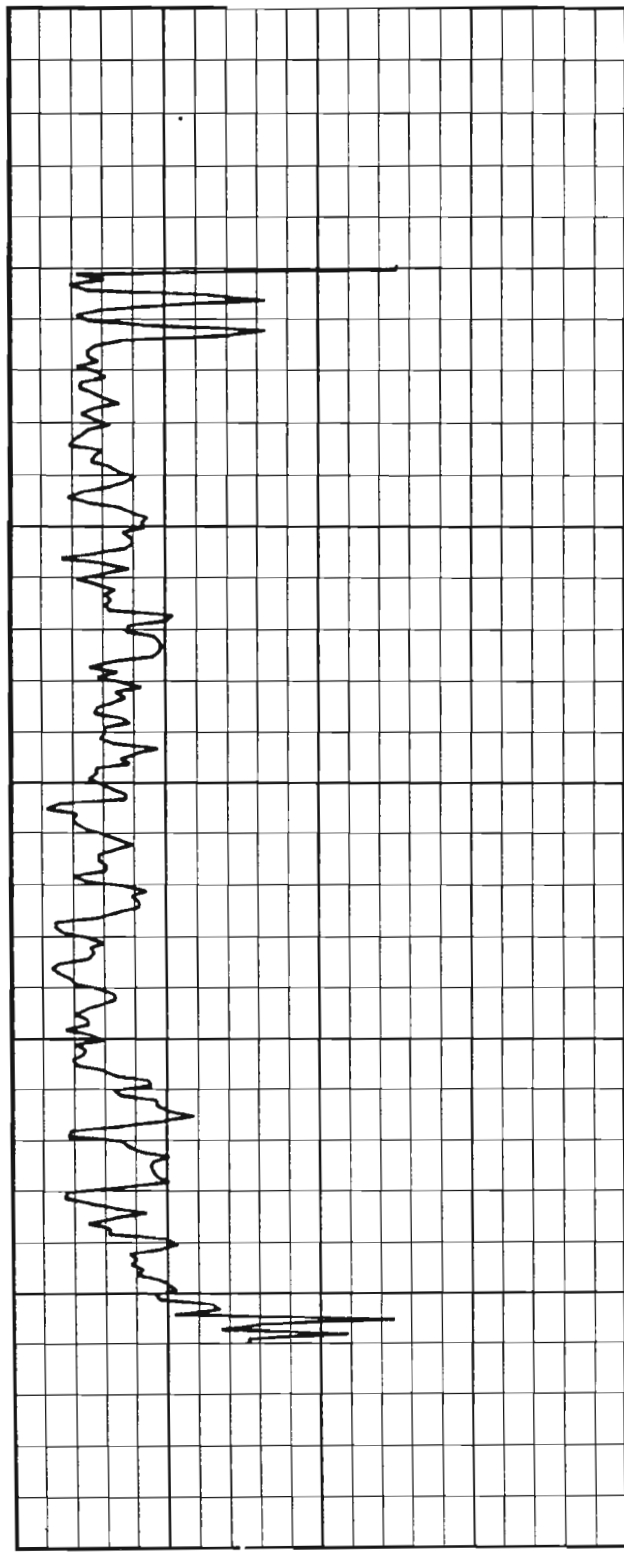
Strato n°	Profon. da p.c. [m]	Gs [-]	emax [-]	emin [-]	S [%]
1	2.50	2.70			
2	6.50	2.70	0.90	0.40	100.0
3		2.70	1.10	0.60	100.0

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

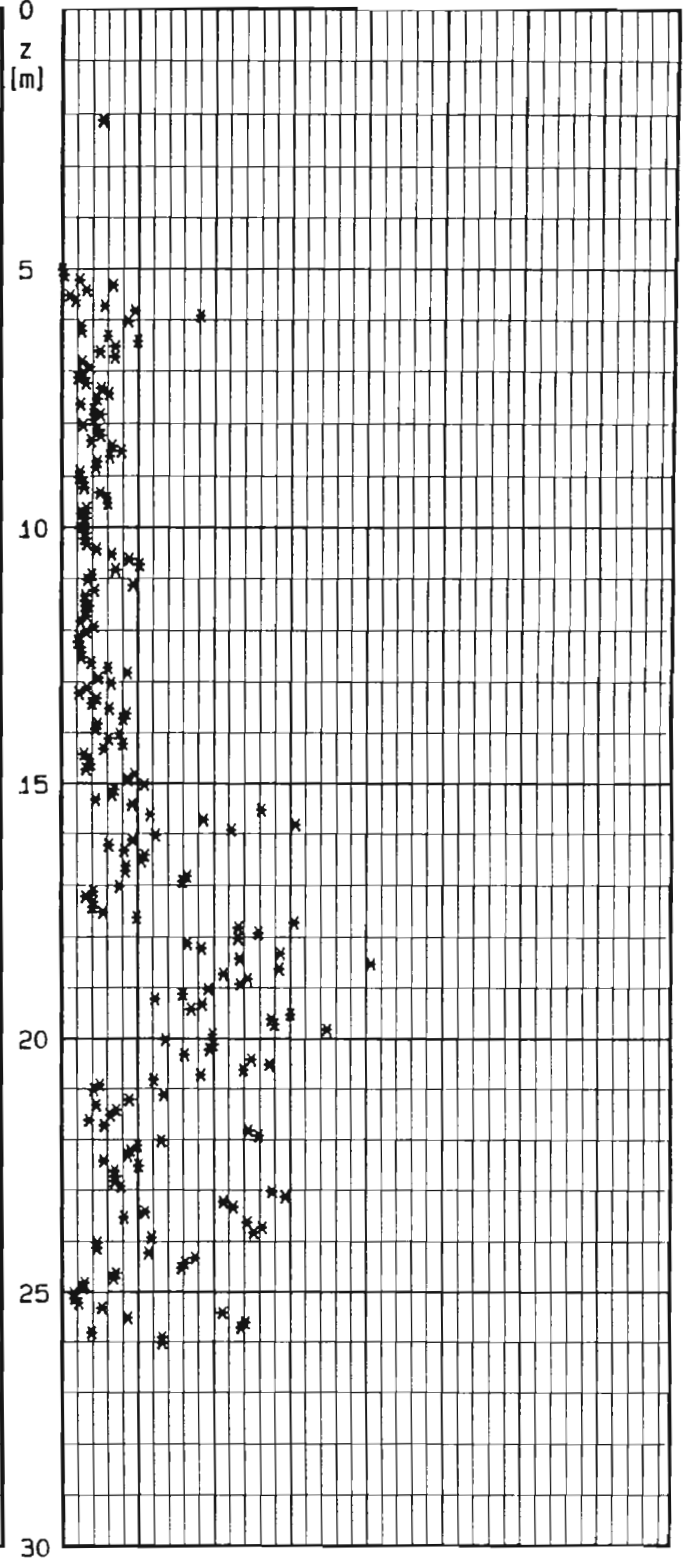
PROVA CPT N : CPT 08

DATA : 0

Resistenza alla punta [MPa]



Friction Ratio [%]



0 10 20 30 40 0 1 2 3 4 5 6 7 8

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

PROVA CPT. N : CPT 08

DATA : 0

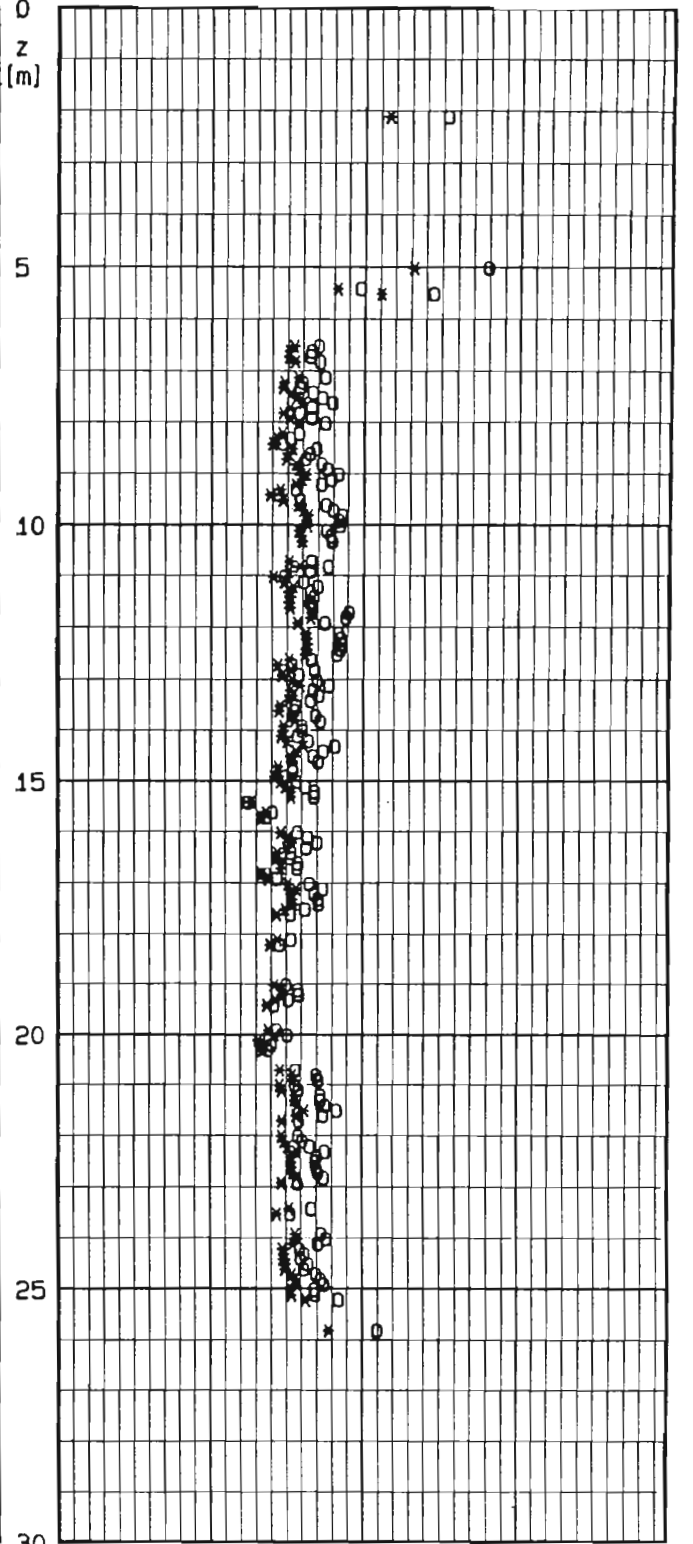
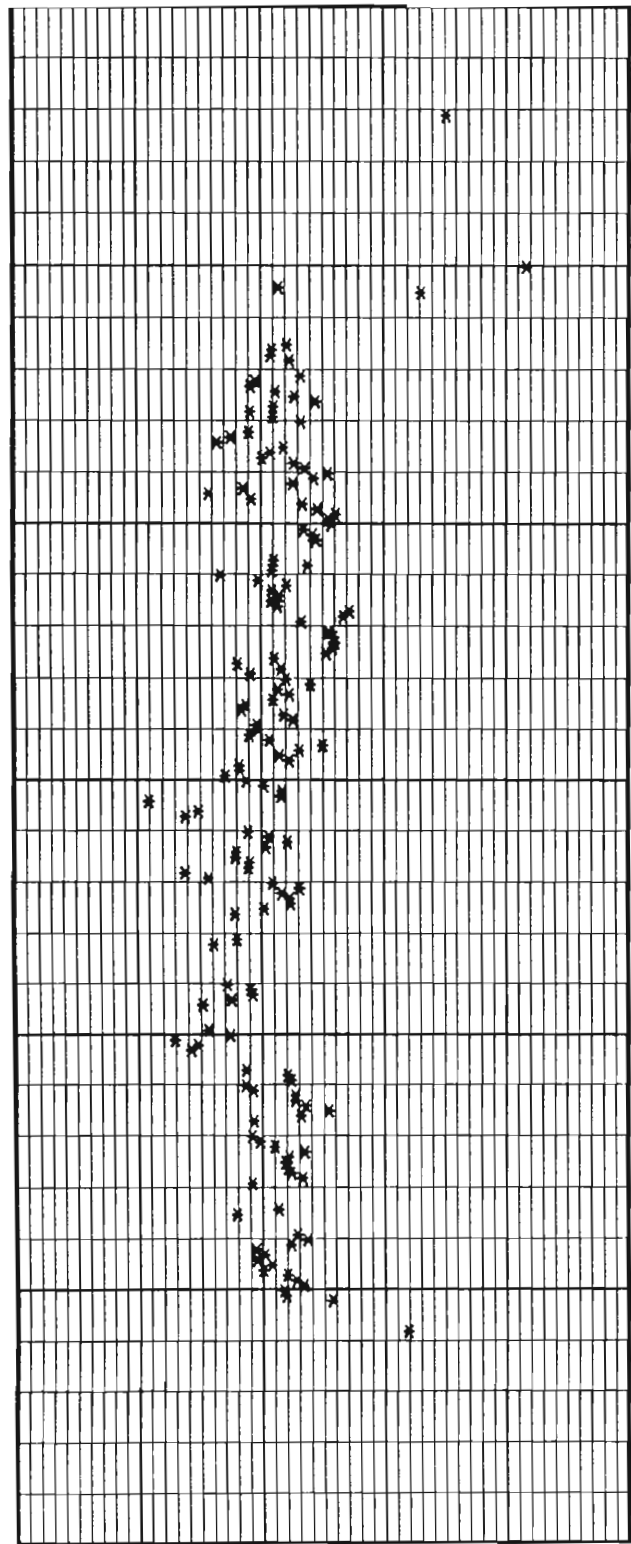
o JAM. ET AL. 1988

BOLTON 1986 - cond.: o piane * trias.

Dr [%]

* LANCELOTTA 1983

Angolo di At. secante a 272 KPa [gradi]



0 20 40 60 80 100 20 30 40 50 60

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

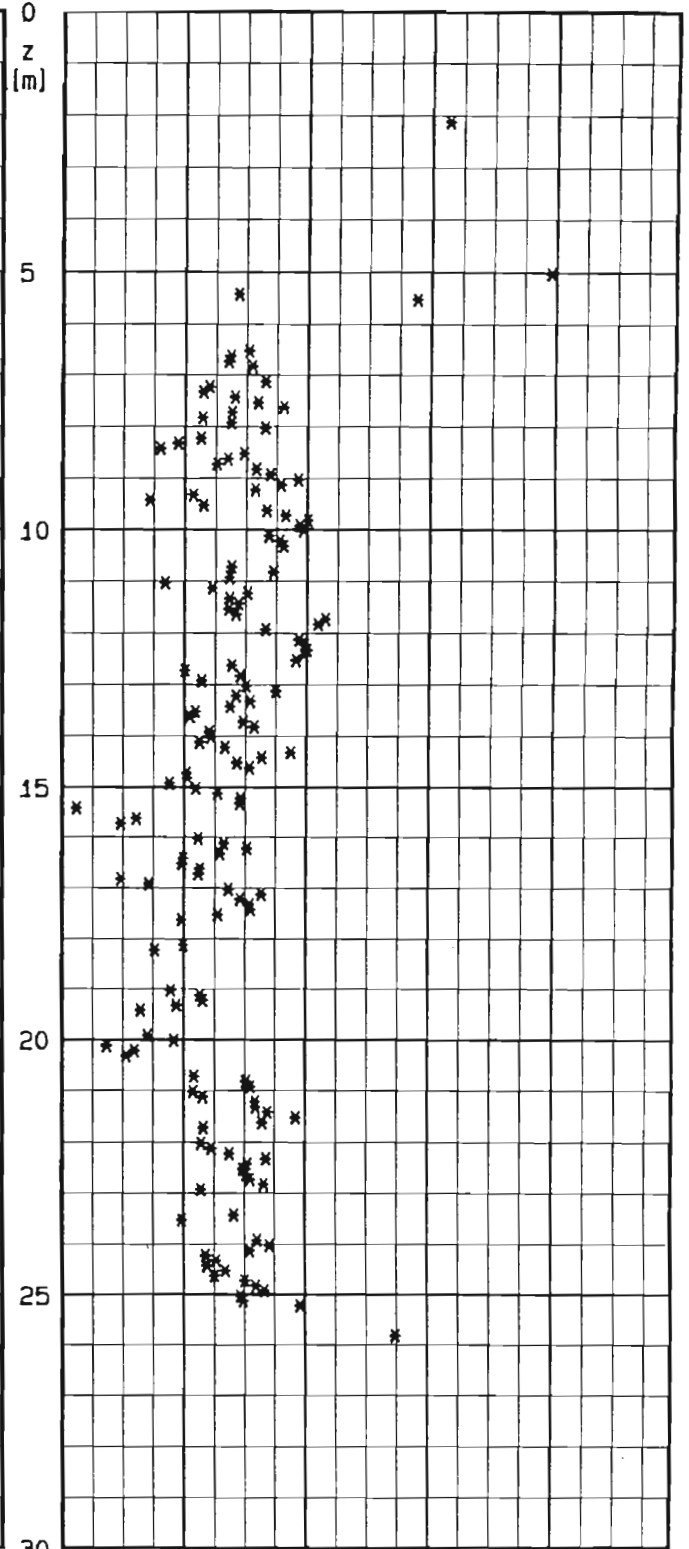
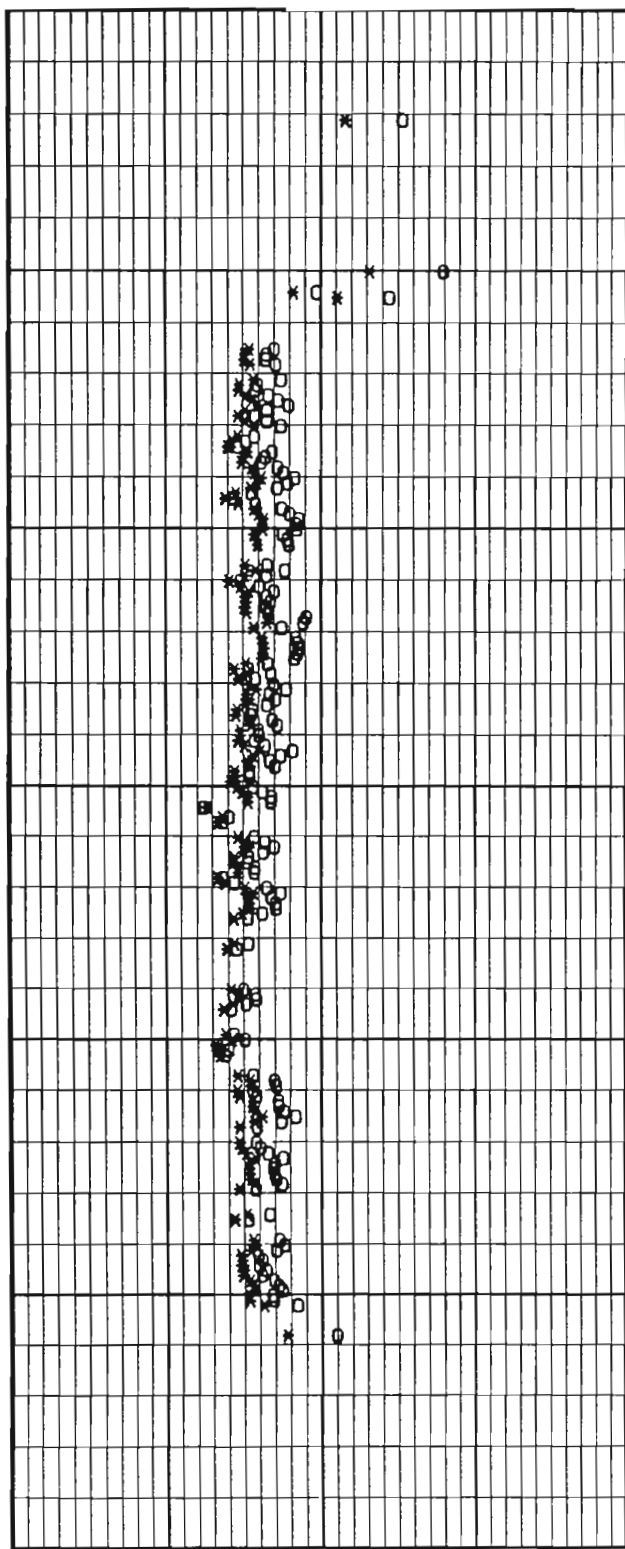
PROVA CPT N : CPT 08

DATA : 0

BOLTON 1986 - cond.: o piane * trias.

Angolo di Attr. secante a 272 KPa [gradi]

Angolo alfa [gradi] - JAM. ET AL. 1988



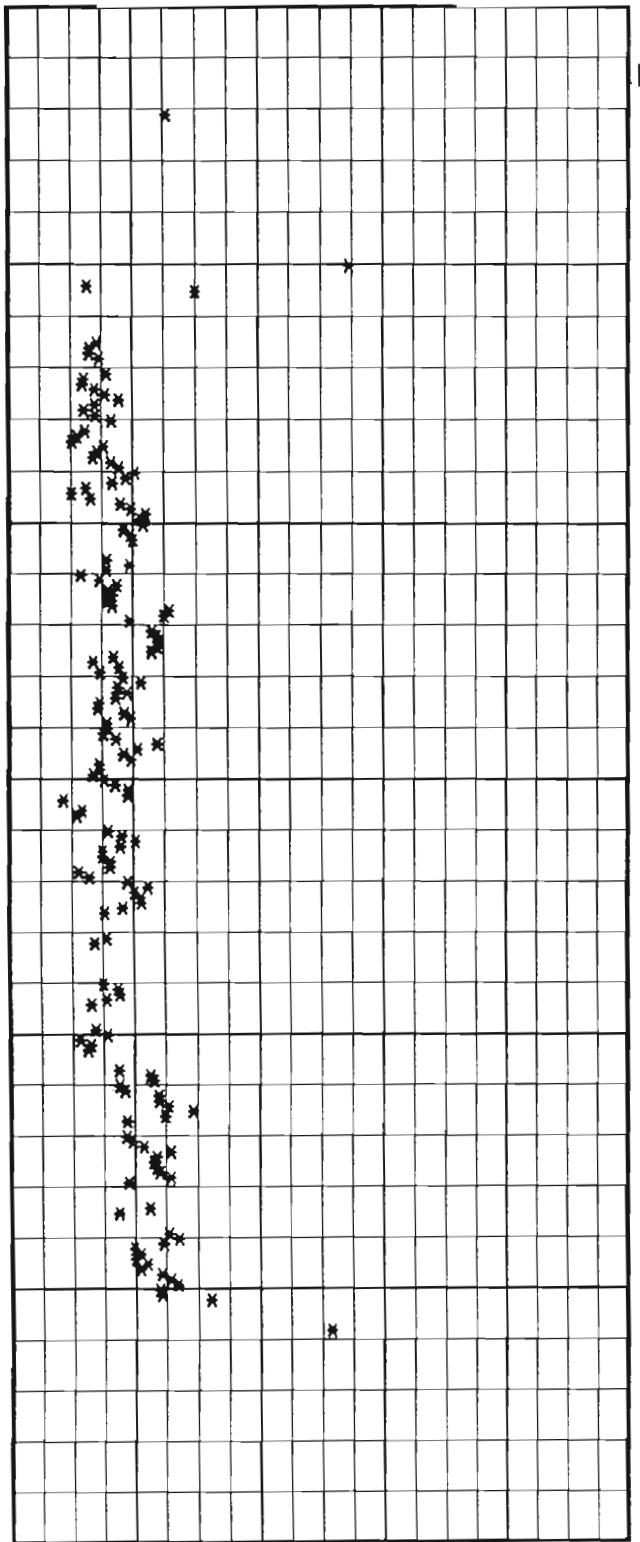
20 30 40 50 60 0 2 4 6 8 10

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

PROVA CPT N : CPT 08

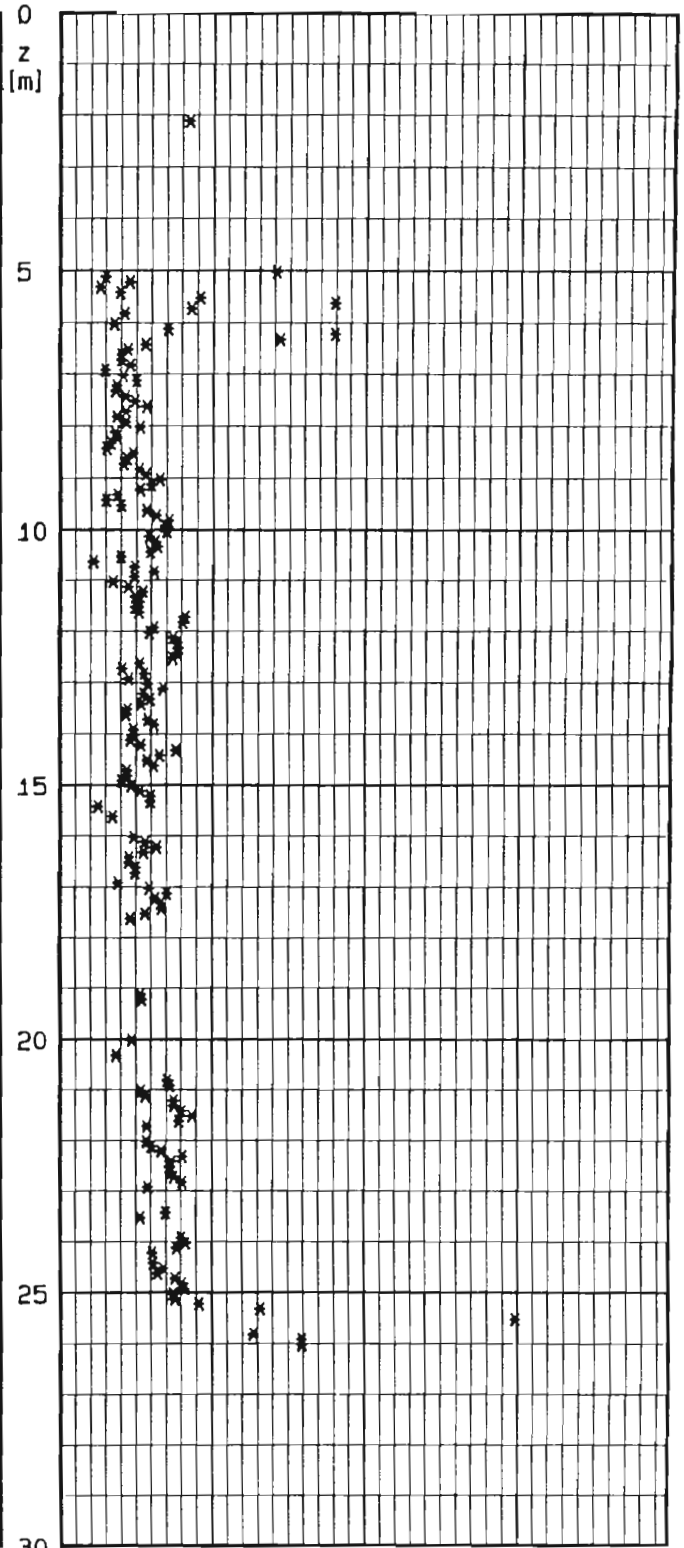
DATA : 0

E25 [MPa] - JAMIOLKOWSKI ET AL. 1988



LUNNE ET AL. 1983

Modulo Confinato [MPa]



0 20 40 60 80 100

0 50 100 150

INTERPRETAZIONE PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL PROVA CPT N°CPT 09

PROFONDITA' DA m. 2.10 A m. 29.85

DATI DI INPUT

Strato n°	Profon. da p.c. [m]	Peso di Volume [t/mc]	GSC [-]	ϕ_{cv} [°]	IP [%]	condizioni di prova
1	2.20	1.95	1.0	36	1.0	PIANE E TRIASSIALI
2	7.00	1.95	1.0	36	1.0	PIANE E TRIASSIALI
3		1.95	1.0	33	1.0	PIANE E TRIASSIALI

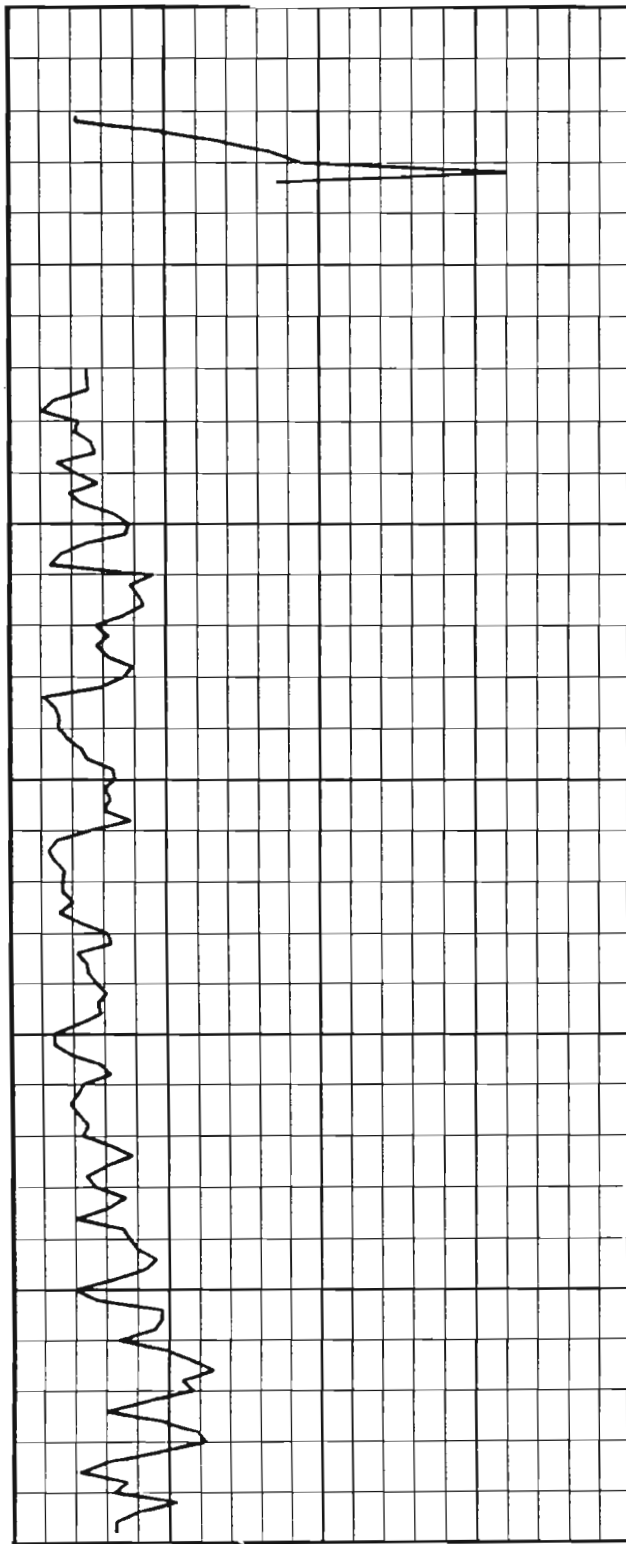
Strato n°	Profon. da p.c. [m]	Gs [-]	emax [-]	emin [-]	S [%]
1	2.20	2.70			
2	7.00	2.70	0.90	0.40	100.0
3		2.70	1.10	0.60	100.0

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

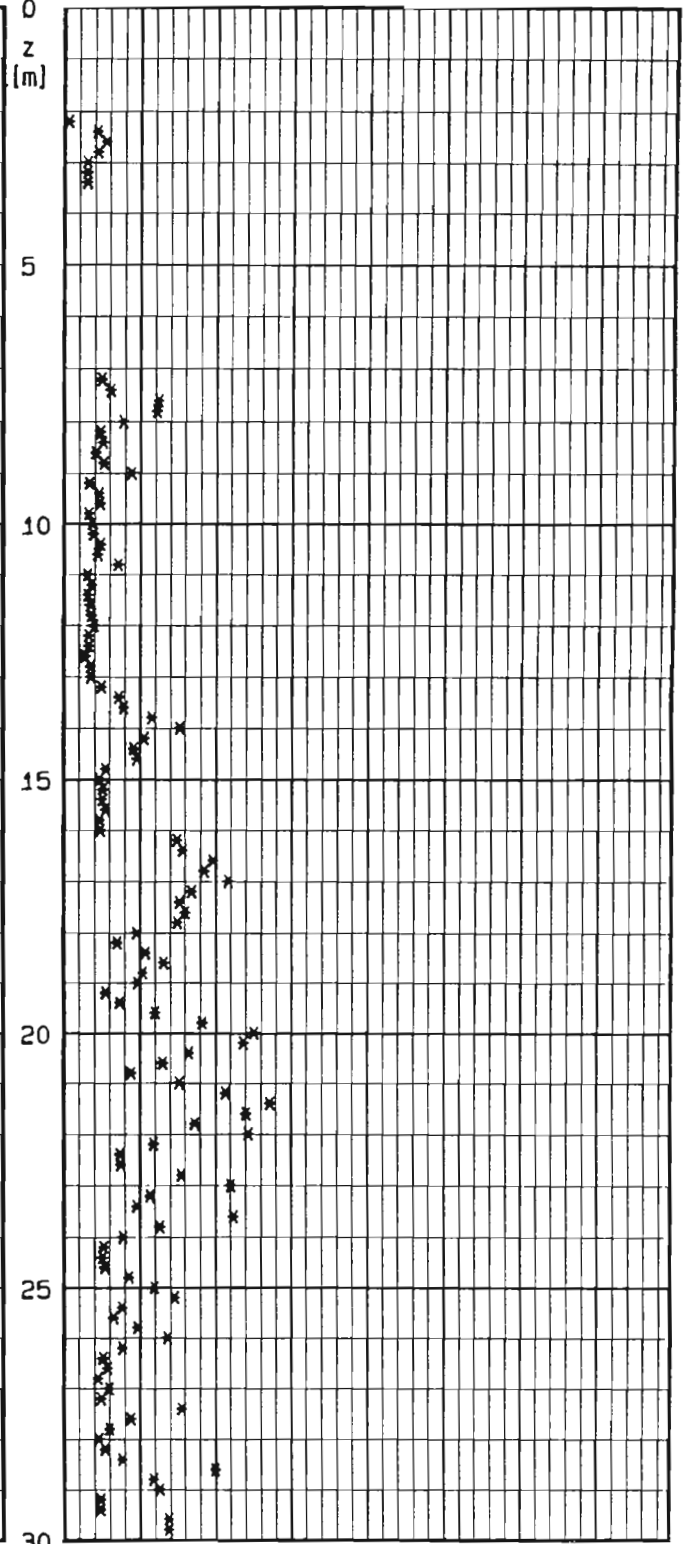
PROVA CPT N : CPT 09

DATA : 0

Resistenza alla punta [MPa]



Friction Ratio [%]



0 10 20 30 40

0 1 2 3 4 5 6 7 8

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

PROVA CPT N : CPT 09

DATA : 0

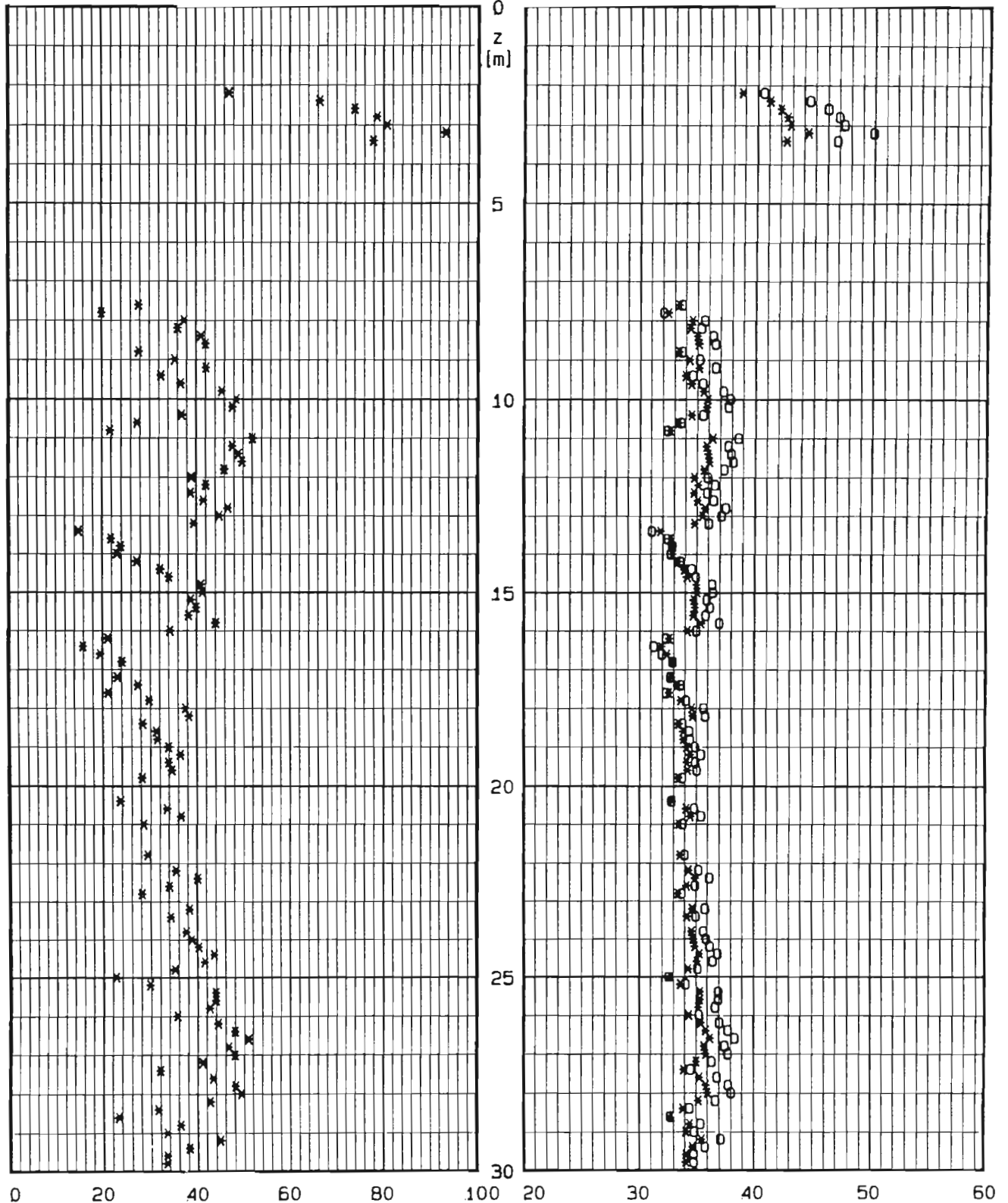
o JAM. ET AL. 1988

BOLTON 1986 - cond.: o piane * trias.

Dr (%)

* LANCELOTTA 1983

Angolo di At. secante a 272 KPa [gradi]

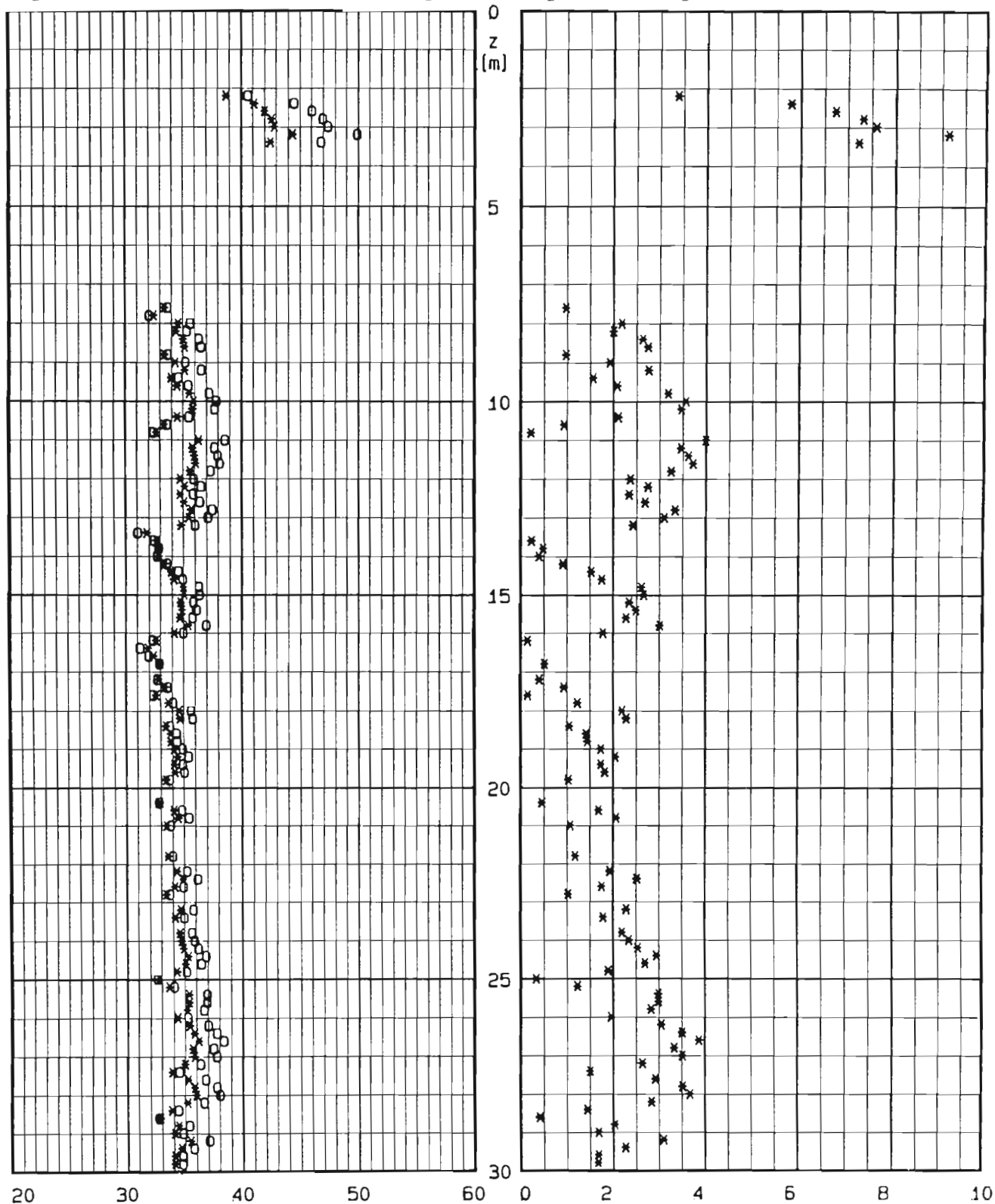


LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT N : CPT 09 DATA : 0

BOLTON 1986 - cond.: o plane * trias.

Angolo di Attr. secante a 272 KPa [gradi]

Angolo alfa [gradi] - JAM. ET AL. 1988

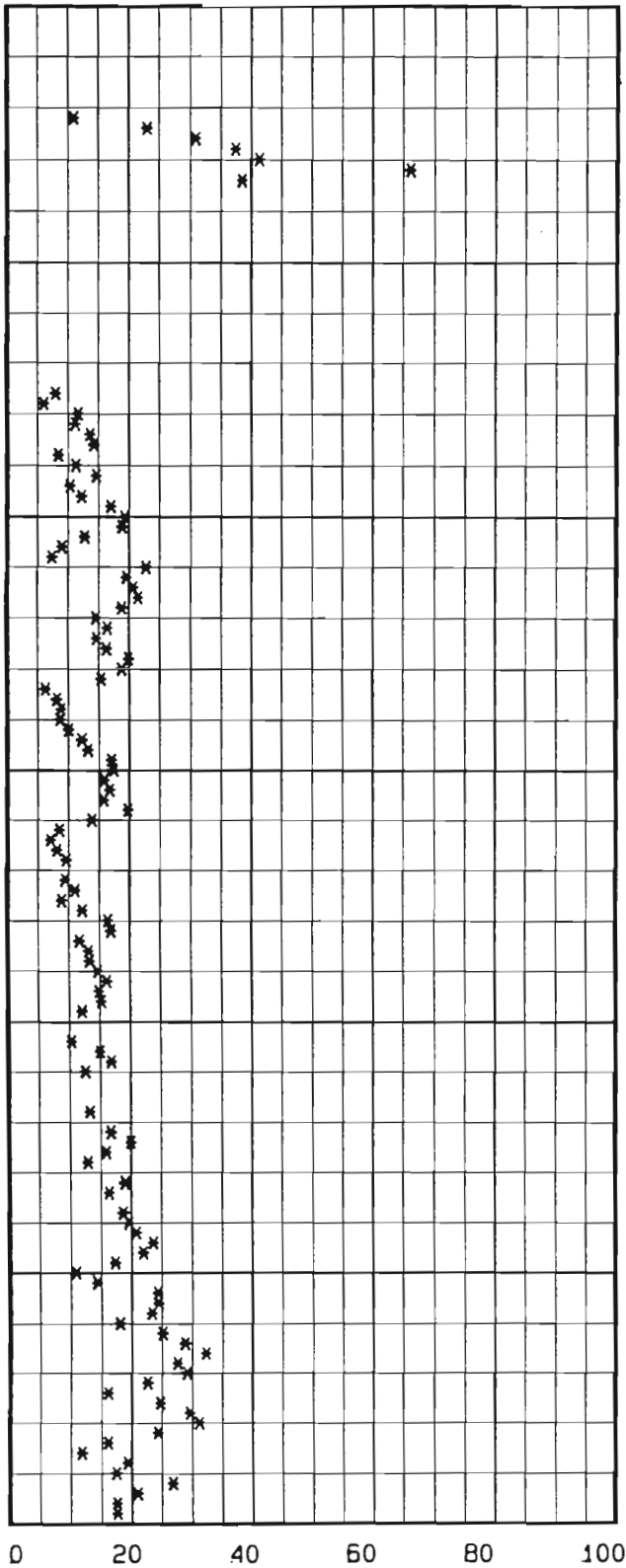


LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

PROVA CPT N : CPT 09

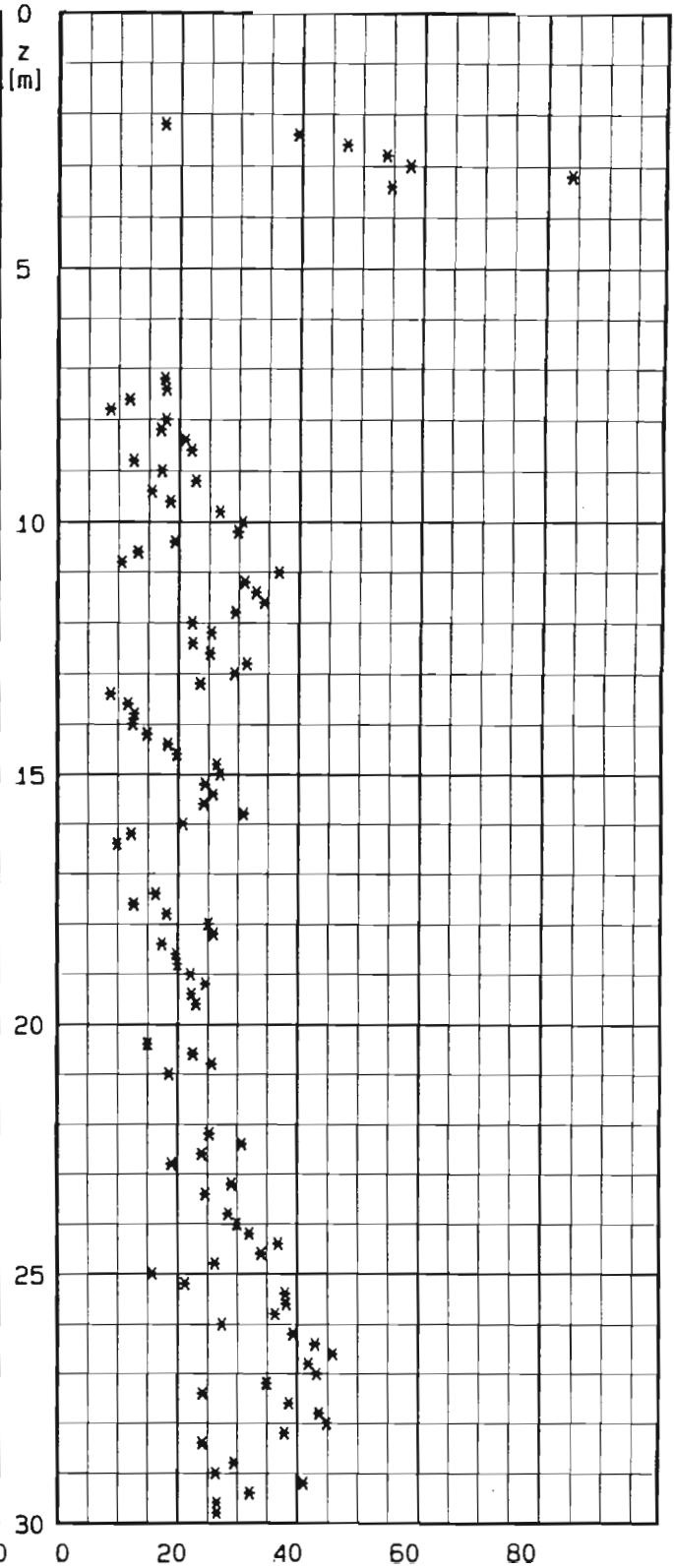
DATA : 0

E25 [MPa] - JAMIOLKOWSKI ET AL. 1988



LUNNE ET AL. 1983

Modulo Confinato [MPa]



INTERPRETAZIONE PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL PROVA CPT N°CPT 10
 PROFONDITA' DA m. 8.15 A m. 28.10

DATI DI INPUT

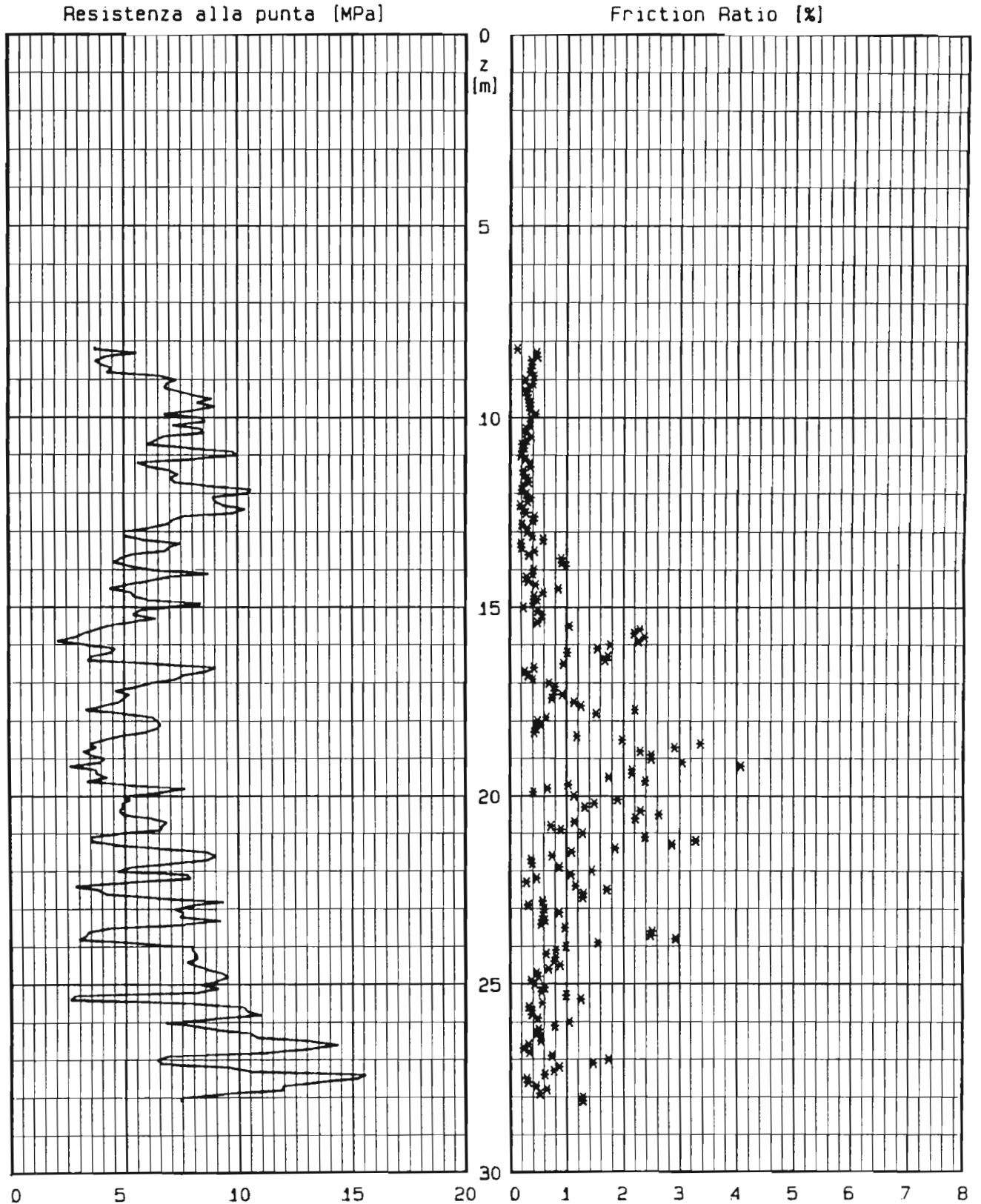
Strato n°	Profon. da p.c. [m]	Peso di Volume [t/mc]	GSC [-]	ϕ_{cv} [°]	IP [%]	condizioni di prova
1	2.20	1.95	1.0	36	0.0	PIANE E TRIASSIALI
2	8.00	1.95	1.0	36	0.0	PIANE E TRIASSIALI
3		1.95	1.0	33	0.0	PIANE E TRIASSIALI

Strato n°	Profon. da p.c. [m]	Gs [-]	emax [-]	emin [-]	S [%]
1	2.20	2.70			
2	8.00	2.70	0.90	0.40	100.0
3		2.70	1.10	0.60	100.0

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

PROVA CPT N : CPT 10

DATA : .



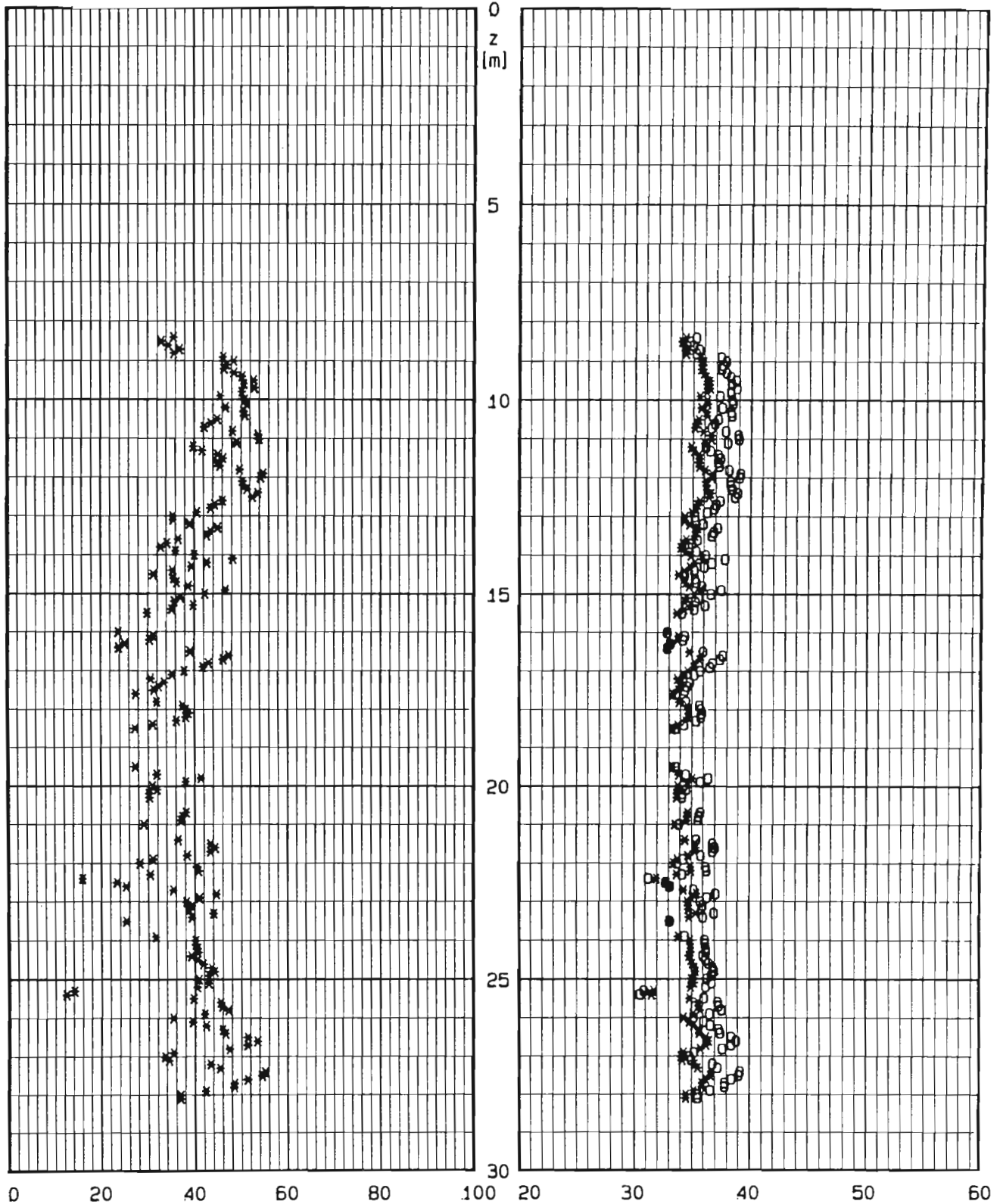
LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

PROVA CPT N : CPT 10

DATA : .

o JAM. ET AL. 1988
Dr [%] * LANCELOTTA 1983

BOLTON 1986 - cond.: o piane * trias.
Angolo di At. secante a 272 KPa [gradi]



LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

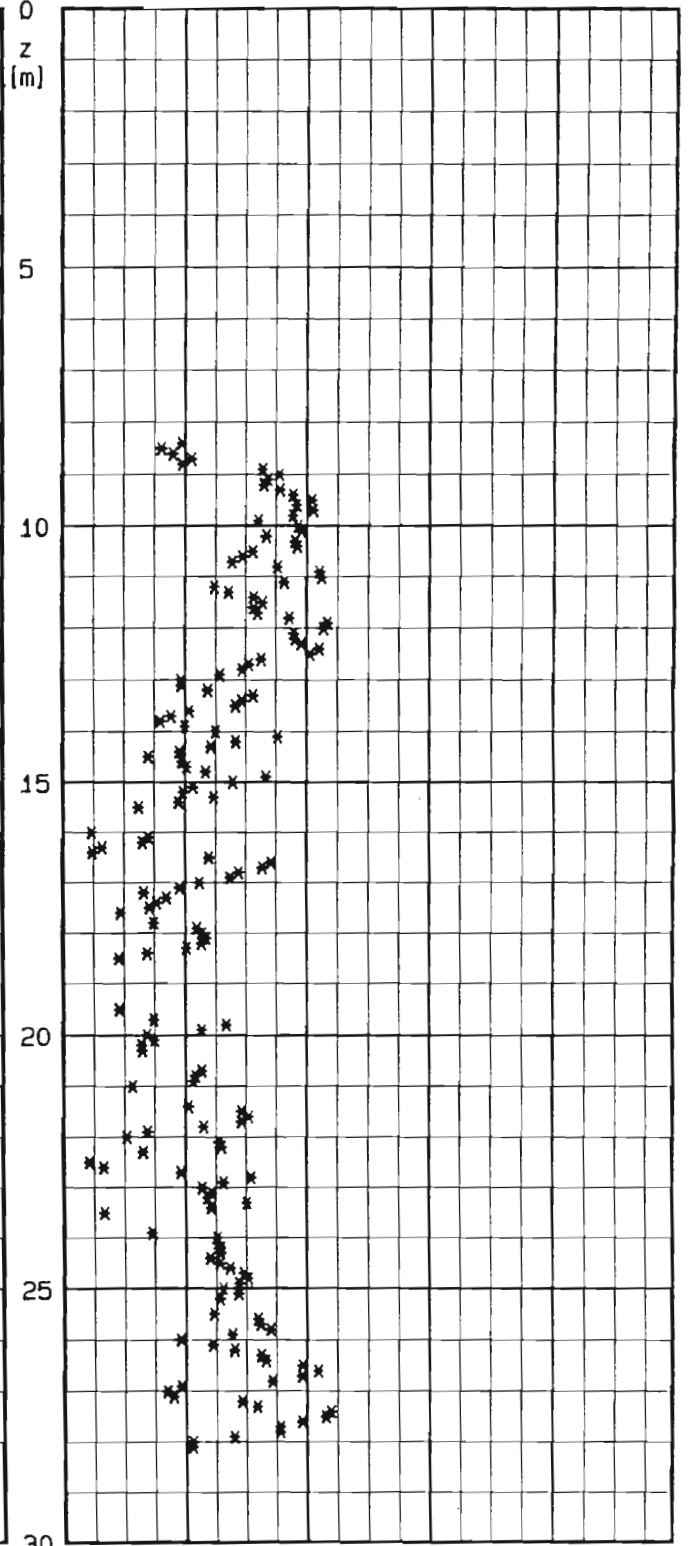
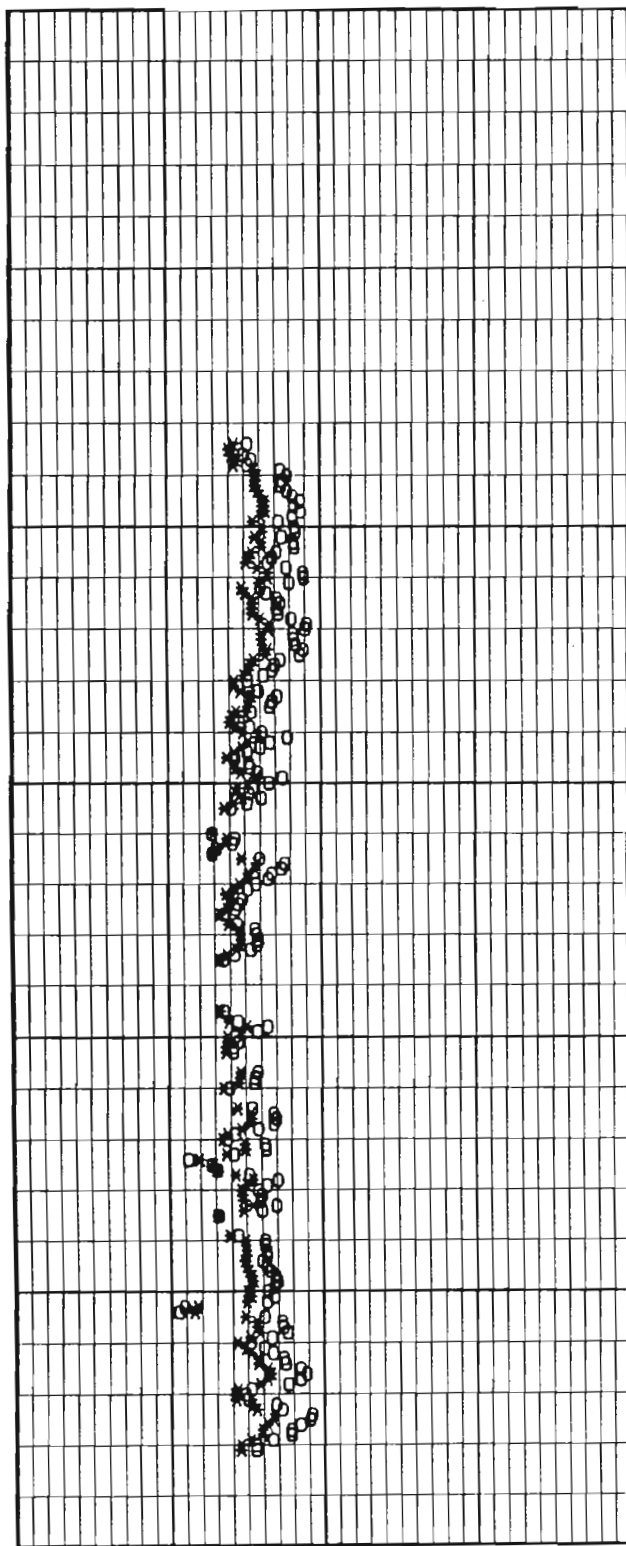
PROVA CPT N : CPT 10

DATA : .

BOLTON 1986 - cond.: o piane * trias.

Angolo di Attr. secante a 272 KPa [gradi]

Angolo alfa [gradi] - JAM. ET AL. 1988



20

30

40

50

60

0

2

4

6

8

10

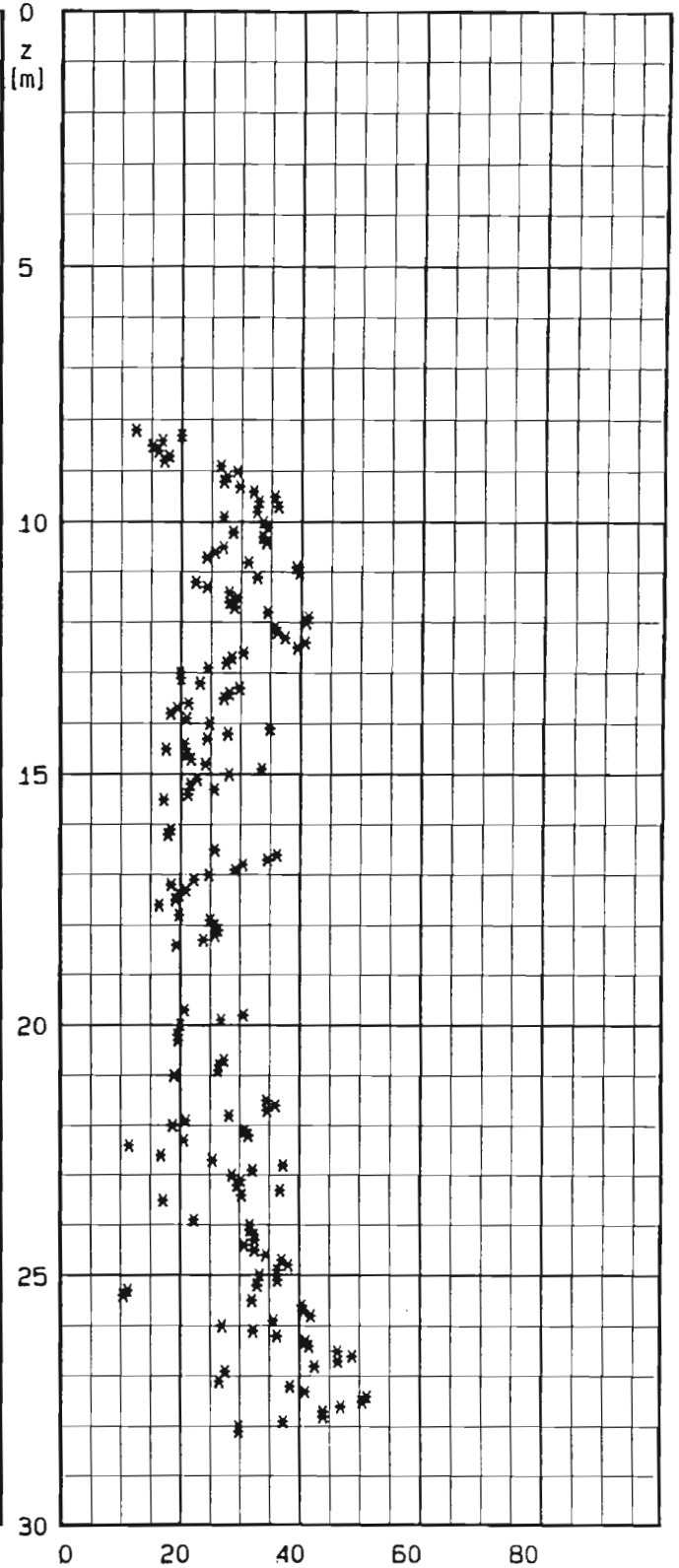
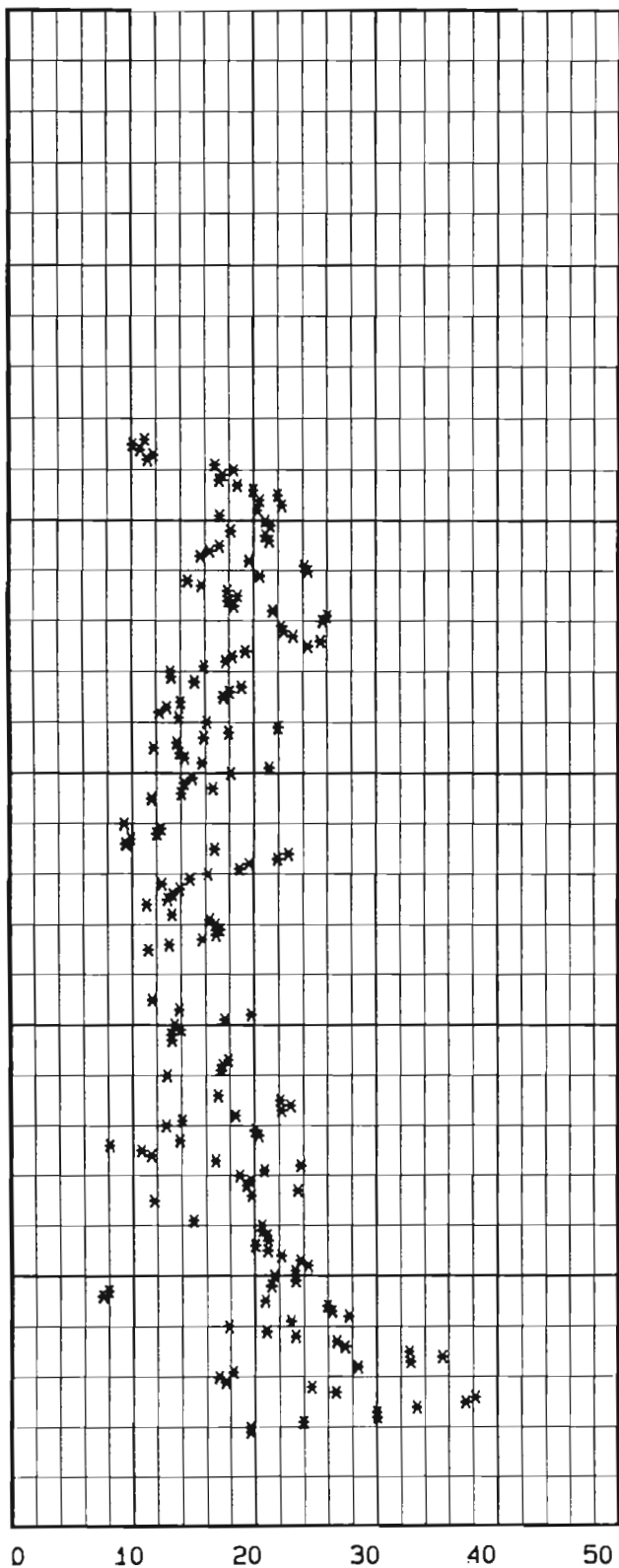
LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT N : CPT '10

DATA :

LUNNE ET AL. 1983

Modulo Confinato [MPa]

E25 [MPa] - JAMIOLKOWSKI ET AL. 1988



PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

INTERPRETAZIONE PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
 SONDAGGIO N°

Strato n°	Descrizione del terreno
1	Sabbia e Ghiaia - arrotondata - poco gradata
2	Sabbia e Ghiaia - arrotondata - poco gradata
3	Sabbia fine - arrotondata - ben gradata

DATI DI INPUT

Strato n°	Prof.letto da p.c. [m]	Peso di Volume [t/mc]	GSC [-]	ϕ_{cv} [°]	FS [-]	condizioni di prova
1	2.00	1.95	1.0	36	3.0	PIANE E TRIASSIALI
2	6.00	1.95	1.0	36	3.0	PIANE E TRIASSIALI
3		1.95	1.0	33	3.0	PIANE E TRIASSIALI

INTERPRETAZIONE PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

PROF. [m]	NSPT	Dr [%]	ϕ pian [°]	ϕ tria [°]	α [°]	E(1) [MPa]	E(2) [MPa]	E(3) FS= 3 [MPa]
2.60	34	80	47	43	8	26.2	41.0	30.6
3.00	75	118	55	47	12	47.8	70.9	67.5
3.00	13	49	41	39	4	11.4	25.7	11.7
4.00	33	77	47	42	7	25.8	40.3	29.7
4.70	6	32	38	37	2	5.6	20.6	5.4
5.50	15	50	41	39	4	13.1	27.1	13.5
6.00	17	53	42	39	4	14.7	28.6	15.3
6.10	9	43	37	35	3	8.1	22.8	8.1
7.00	52	101	48	42	10	36.3	54.2	46.8
7.70	9	41	36	35	3	8.2	22.8	8.1
8.40	10	43	37	35	3	9.0	23.5	9.0
9.00	31	74	43	39	7	24.5	38.8	27.9
9.20	10	42	36	35	3	9.0	23.5	9.0
10.50	9	39	36	35	2	8.2	22.8	8.1
12.00	9	37	36	35	2	8.3	22.8	8.1
14.20	9	36	35	34	2	8.3	22.8	8.1
15.00	9	35	35	34	2	8.3	22.8	8.1
15.00	7	31	34	34	1	6.6	21.3	6.3
15.60	34	68	42	38	6	27.6	41.0	30.6
17.00	11	38	36	35	2	10.1	24.2	9.9
18.00	9	34	35	34	2	8.4	22.8	8.1
18.00	8	32	34	34	1	7.5	22.0	7.2
19.60	7	29	34	34	1	6.6	21.3	6.3
21.00	16	43	37	35	3	14.4	27.9	14.4
23.00	16	41	36	35	3	14.5	27.9	14.4
26.00	23	48	38	36	3	20.3	33.0	20.7
26.00	12	34	35	34	2	11.2	25.0	10.8

(1) - JAMIOLKOWSKI ET AL. 1988

(2) - D'APPOLONIA ET AL. 1970

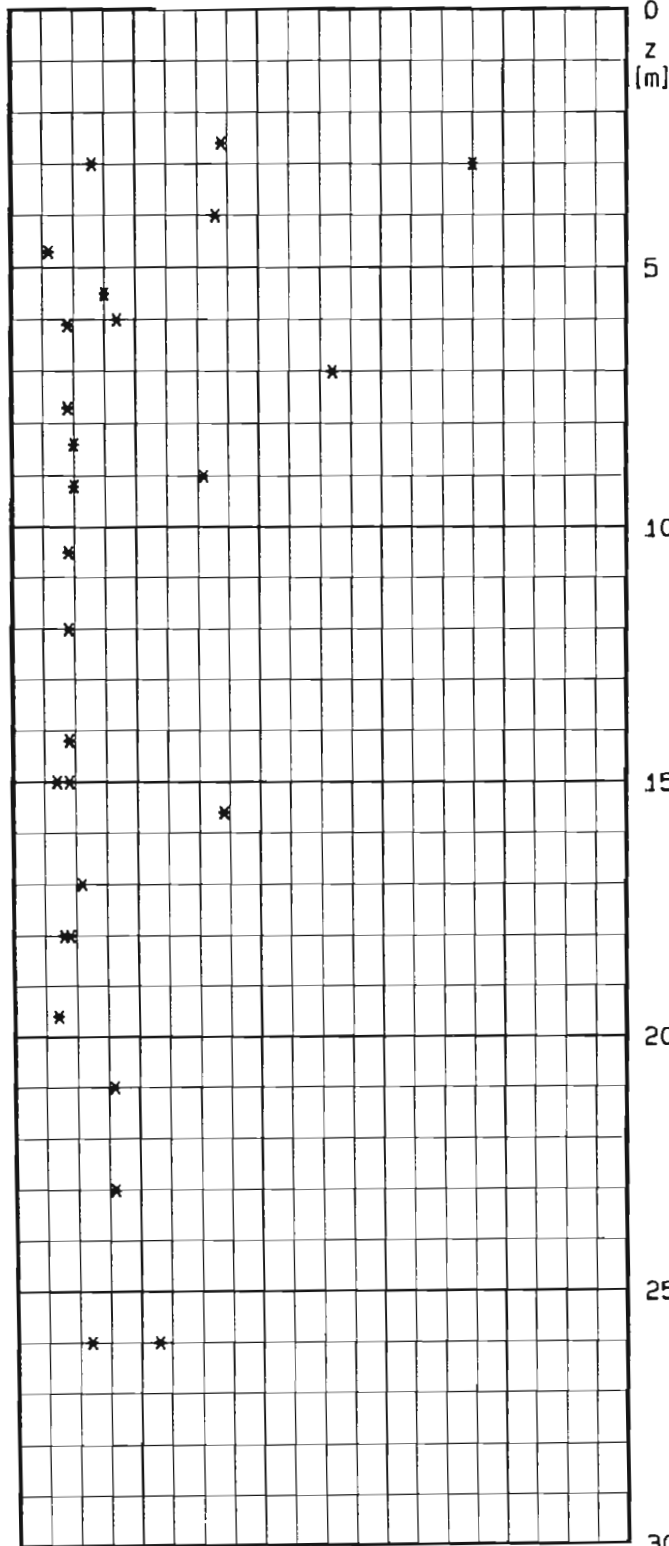
(3) - STROUD 1988

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

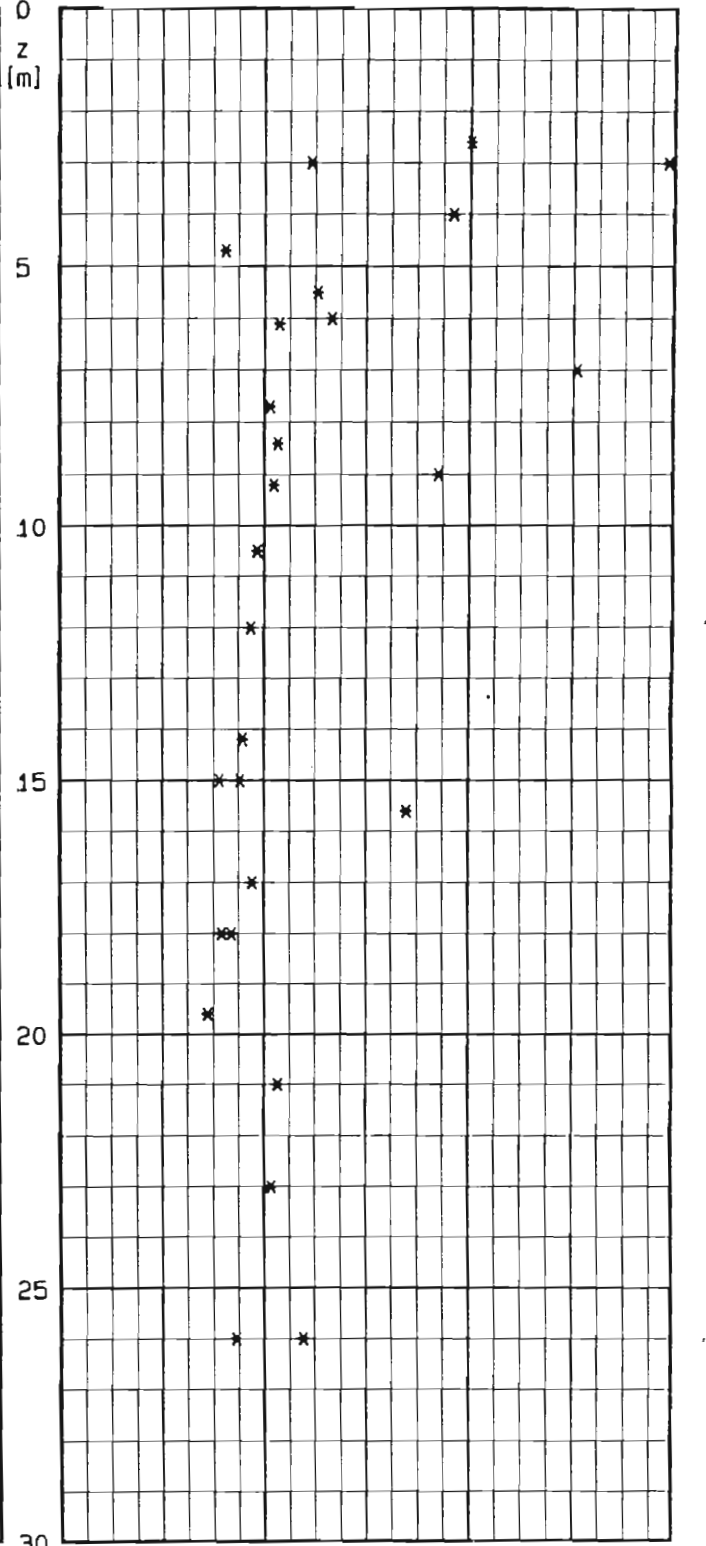
SONDAGGIO N :

DATA :

NSPT [colpi * 30 cm]



Densita' Relativa [%] - SKEMPTON 1986



LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

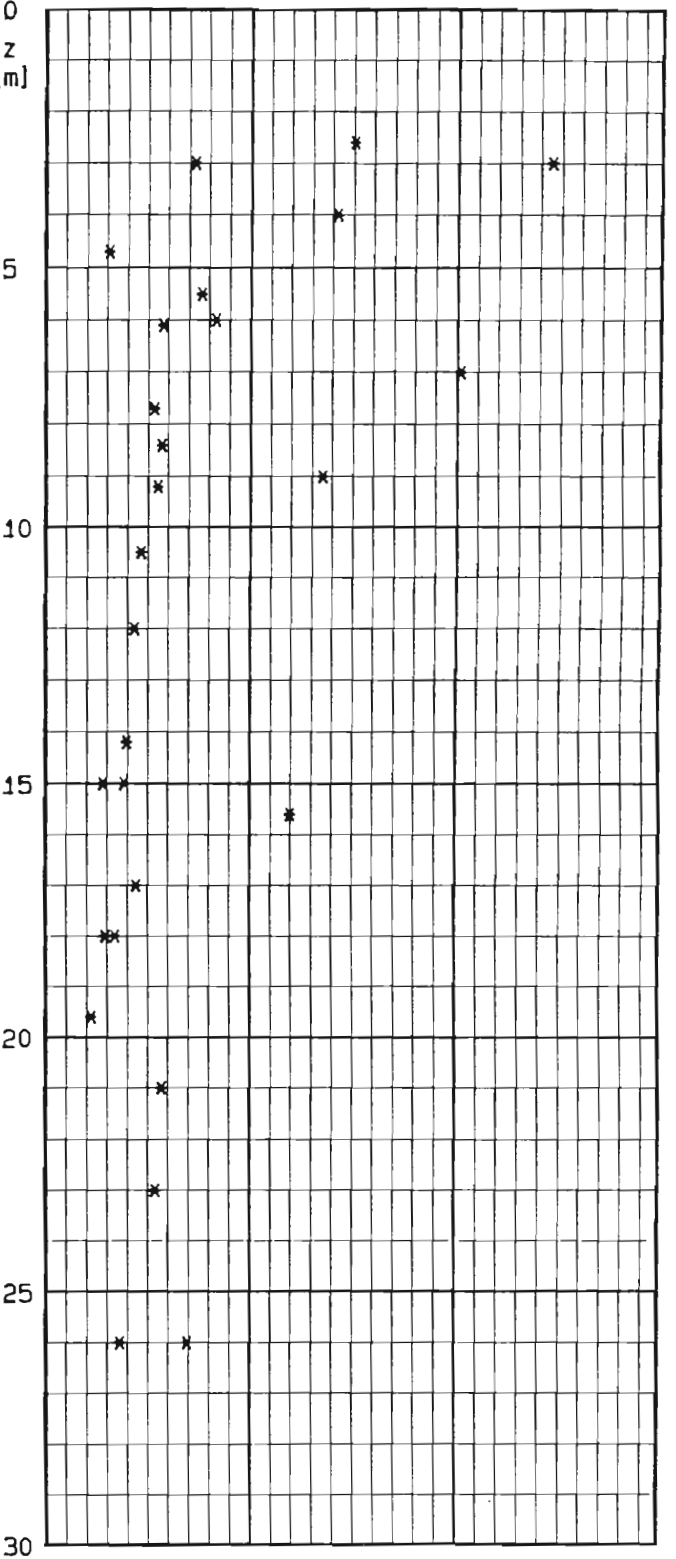
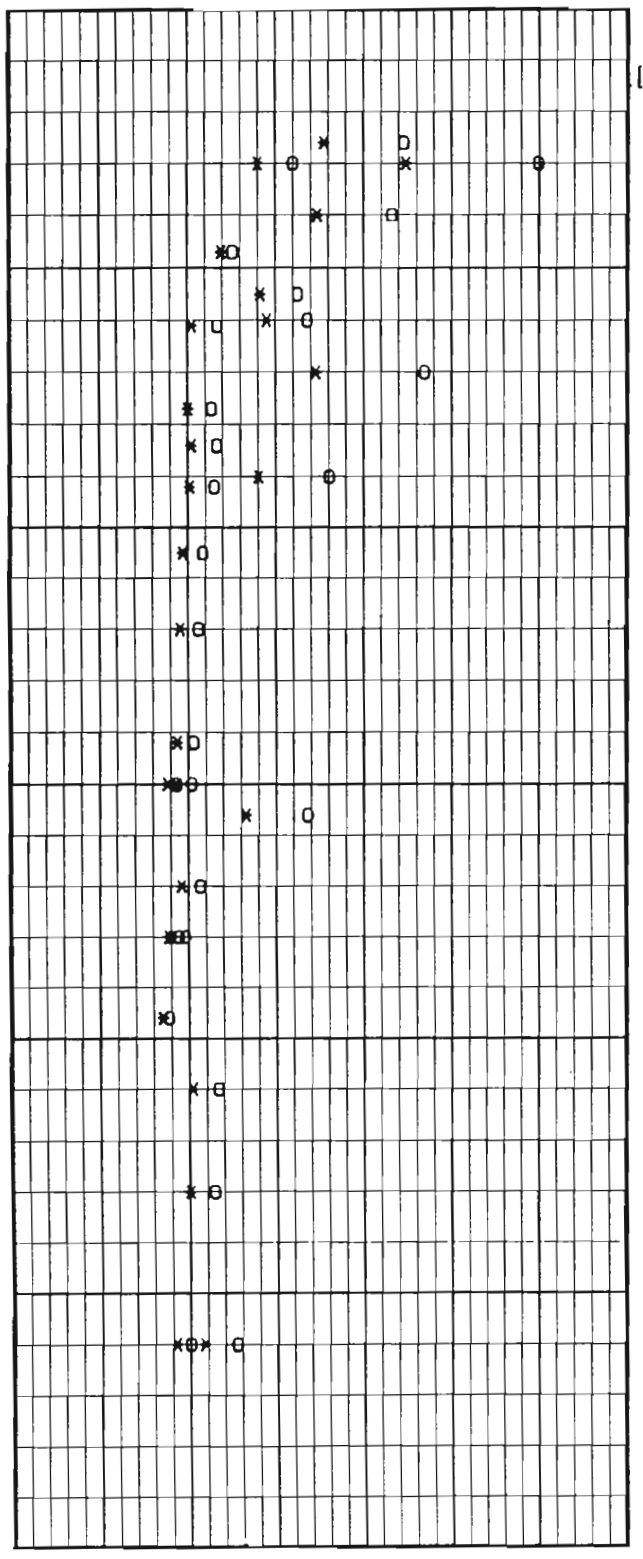
SONDAGGIO N :

DATA :

BOLTON 1986 - cond.: o piane * trias.

Angolo di Attr. secante a 272 KPa [gradi]

Angolo alfa [gradi] - JAM. ET AL. 1988



25 30 35 40 45 50 55 60

0 5 10 15

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

SONDAGGIO N :

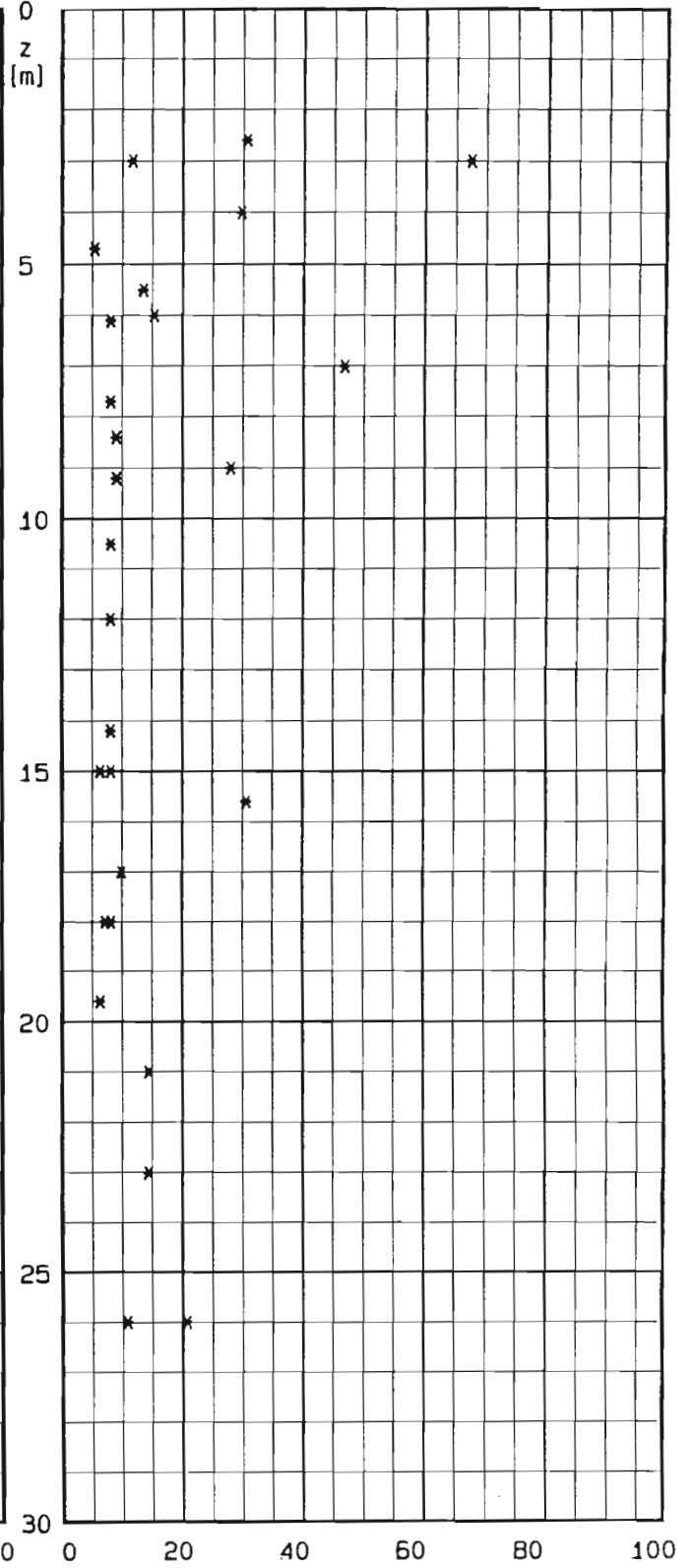
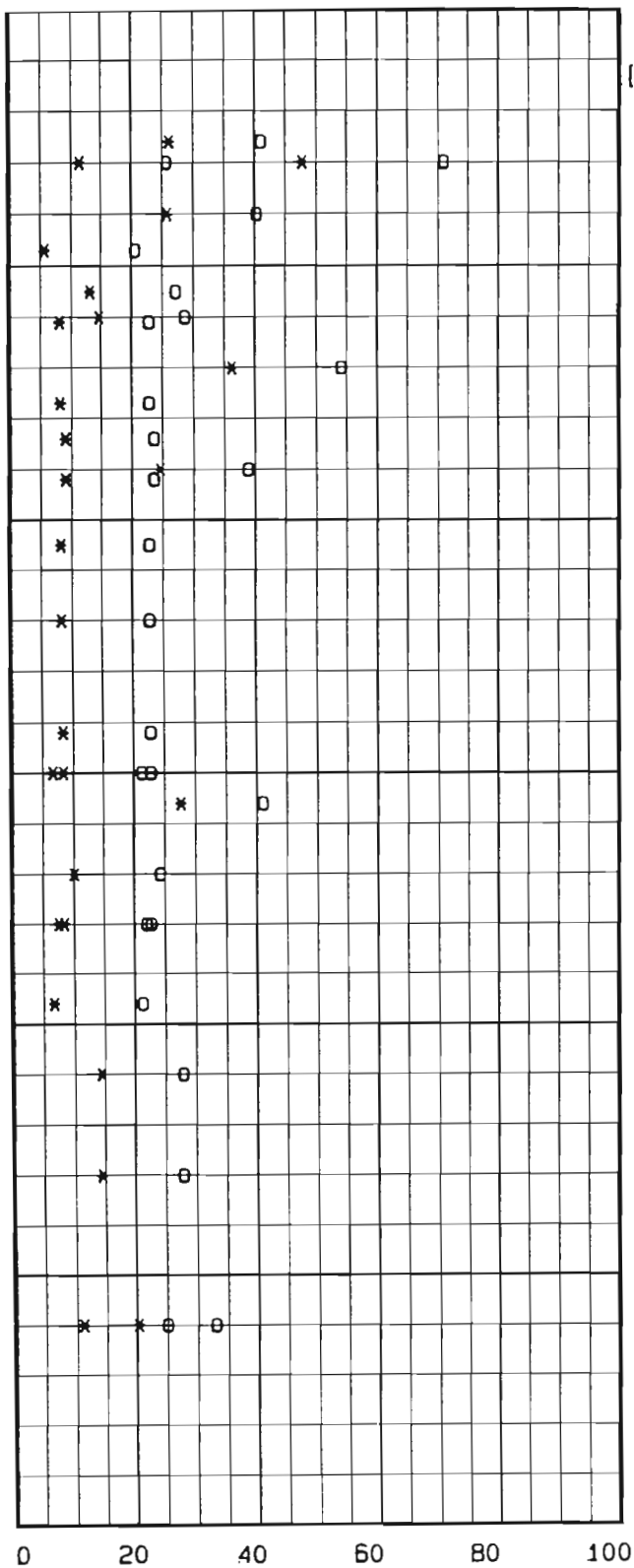
DATA :

* JAM. ET AL. 1988

E [MPa]

o D'APP. ET AL. 1970

E [MPa] per FS = 3 - STROUD 1988





CENTRALE TERMOELETTRICA DI
TERMINI IMERESE LEVANTE

Prog.
Doc.

DTA-6675
RAT-DTA-203
Rev. 01

RELAZIONE GEOTECNICA FINALE

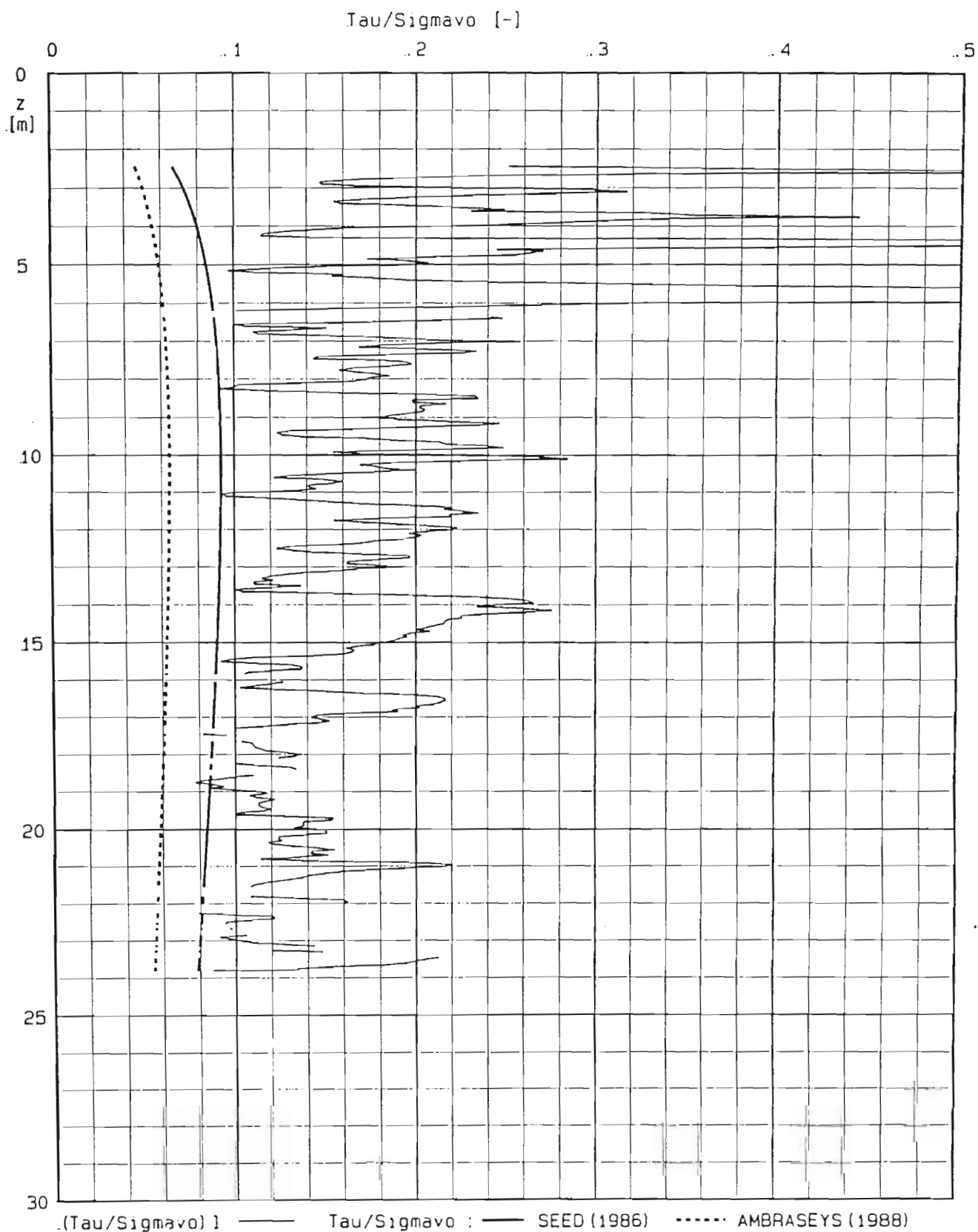
APPENDICE C:

Risultati dello studio semplificato sul potenziale di liquefazione
in accordo ai metodi di Seed e Ambraseys

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

PROVA CPT : CPT 1

M = 6.5 Amax = .12 * g

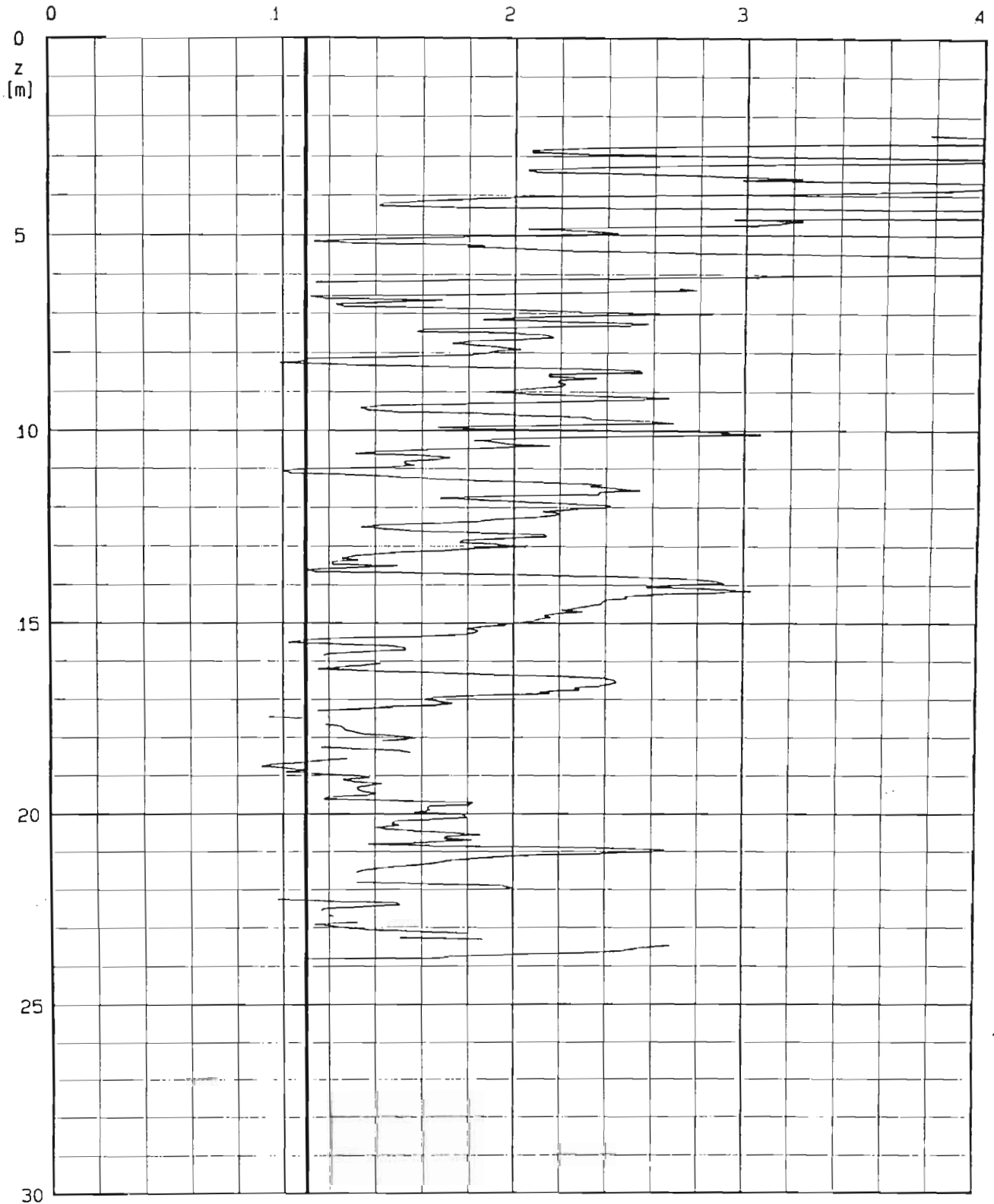


LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

PROVA CPT : CPT 1

M = 6.5 Amax = .12 * g

$$FS = (\text{Tau}/\text{Sig}^{\text{mavo}}) / (\text{Tau}/\text{Sig}^{\text{mavo}})$$



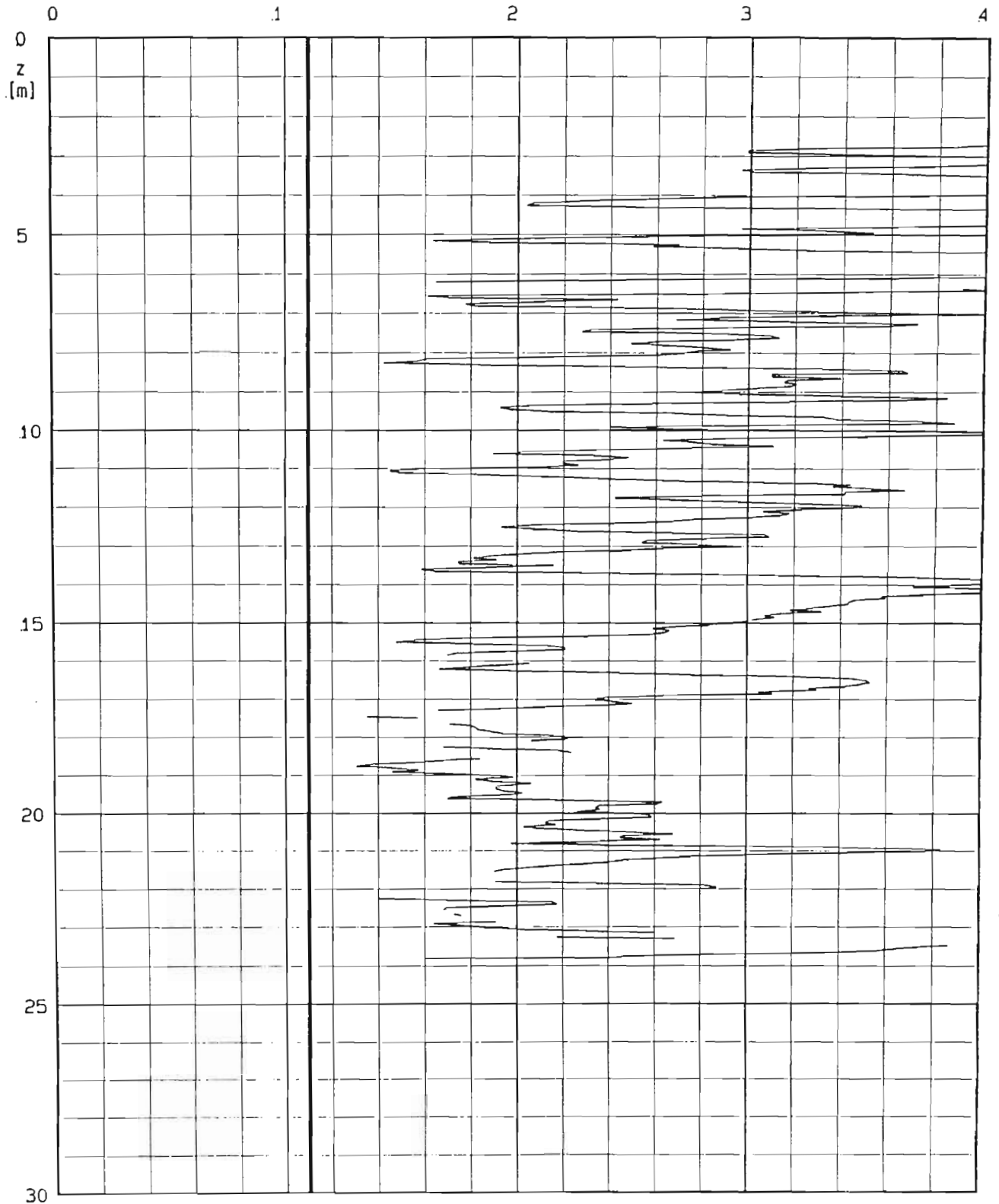
Metodo di : — SEED (1986)

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

PROVA CPT : CPT 1

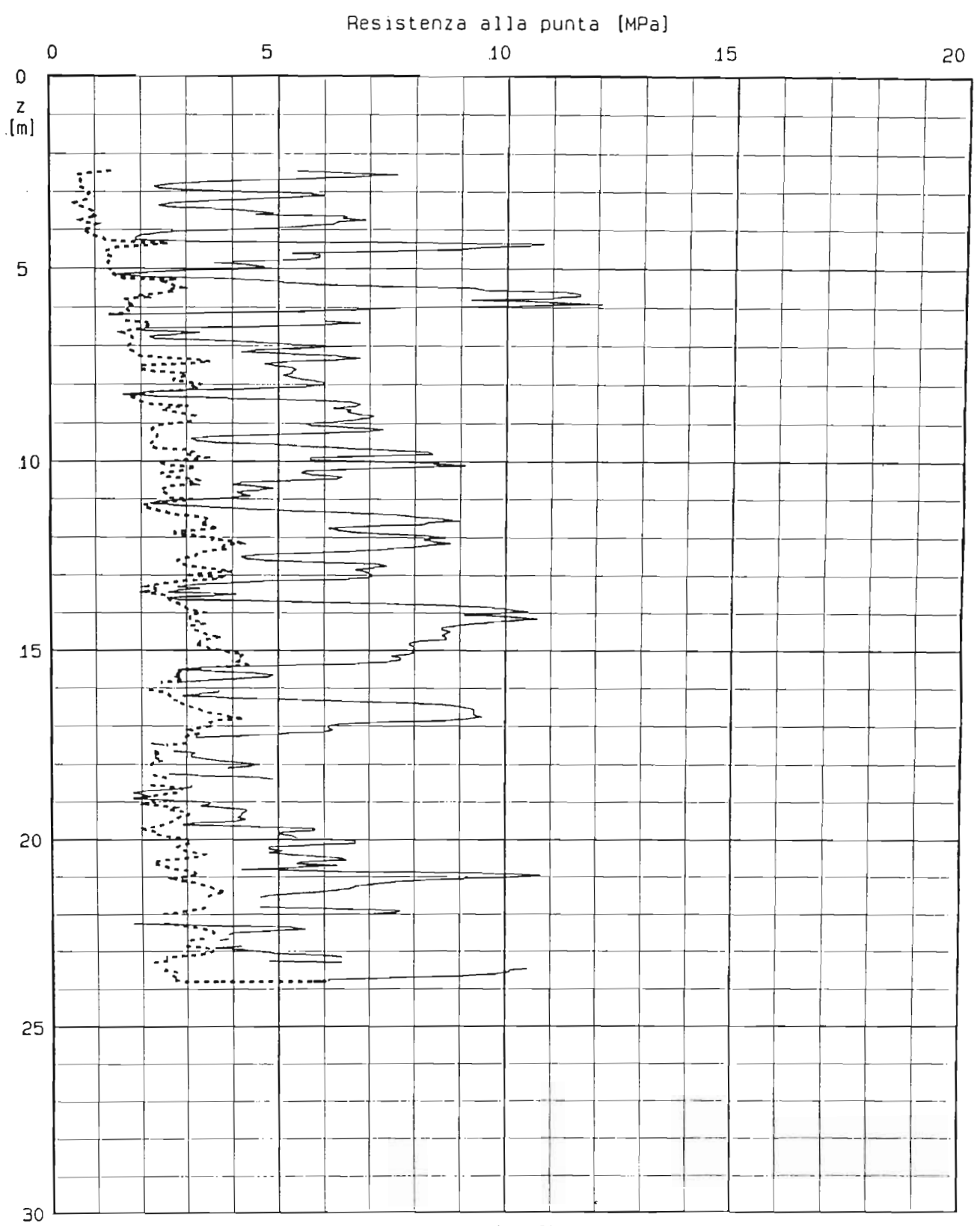
M = 6.5 Amax = .12 * g

$$FS = (\text{Tau}/\text{Sigma}_v) / (\text{Tau}/\text{Sigma}_v)$$



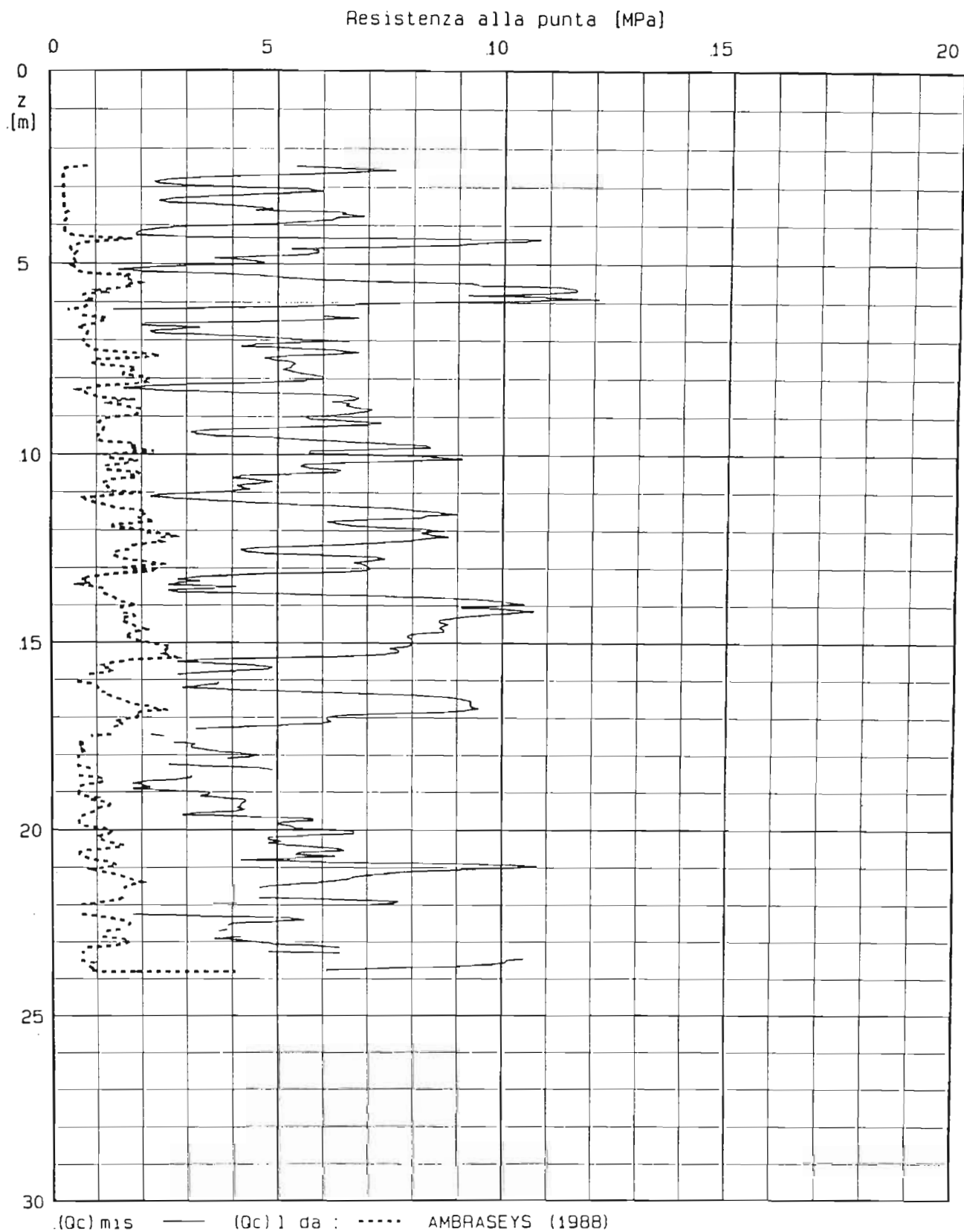
Metodo di : — AMBRASEYS (1988)

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT : CPT 1 FS = 1.10 M = 6.5 Amax = .12 * g



(Qc) mis — (Qc) da : SEED (1986)

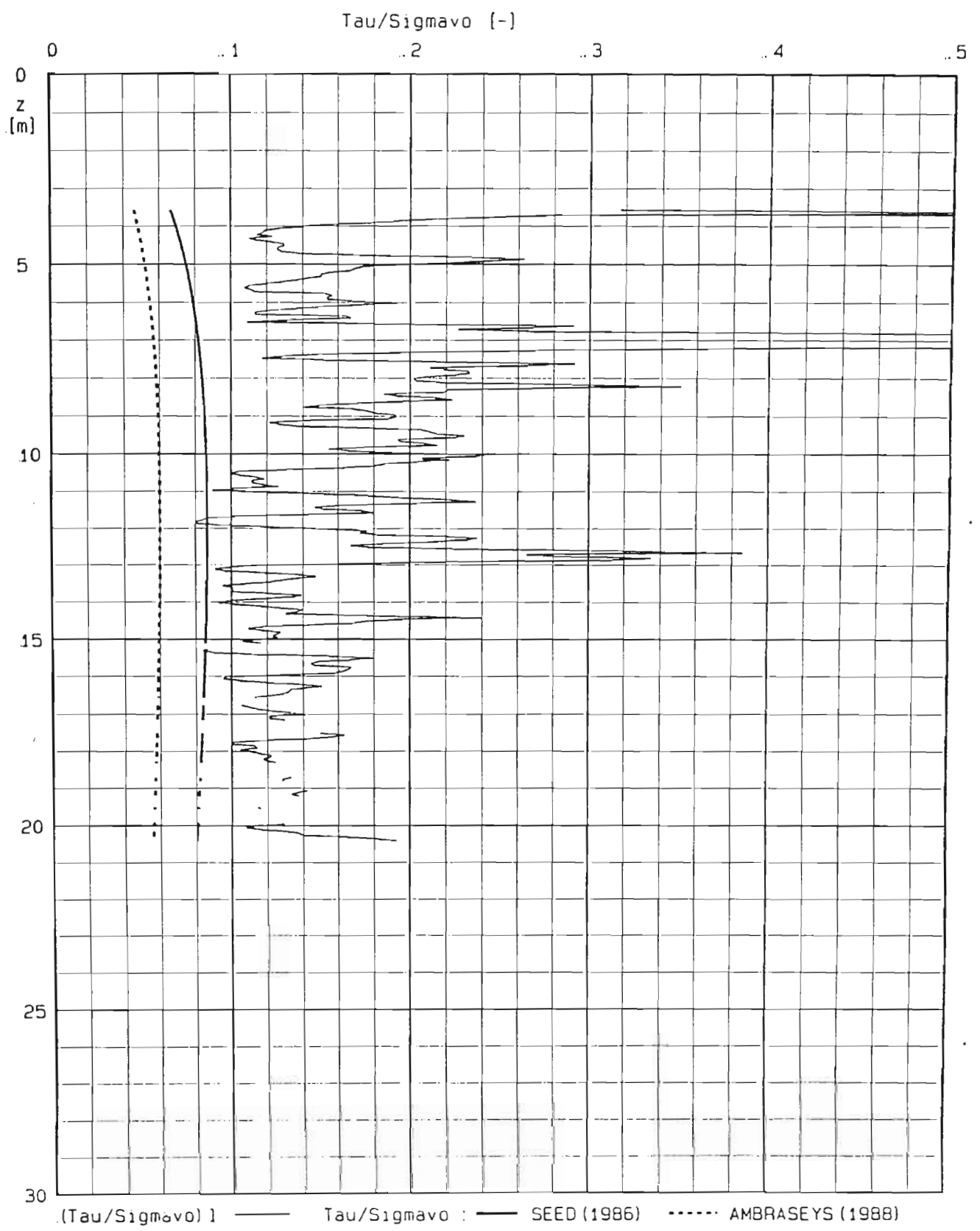
LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT : CPT 1 FS = 1.10 M = 6.5 Amax = .12 * g



LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

PROVA CPT : CPT 2

M = 6.5 Amax = .12 * g

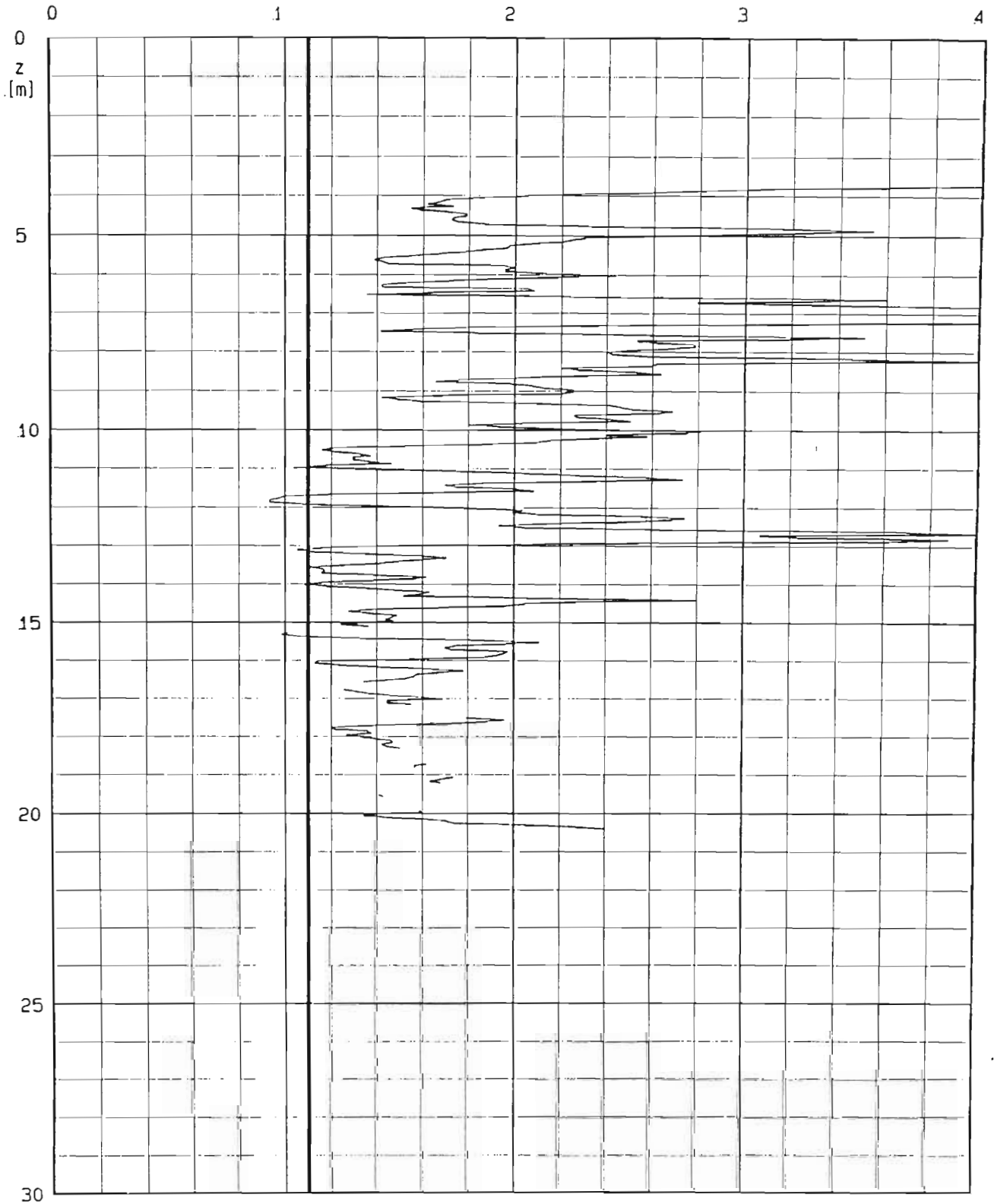


LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

PROVA CPT : CPT 2

M = 6.5 Amax = .12 * g

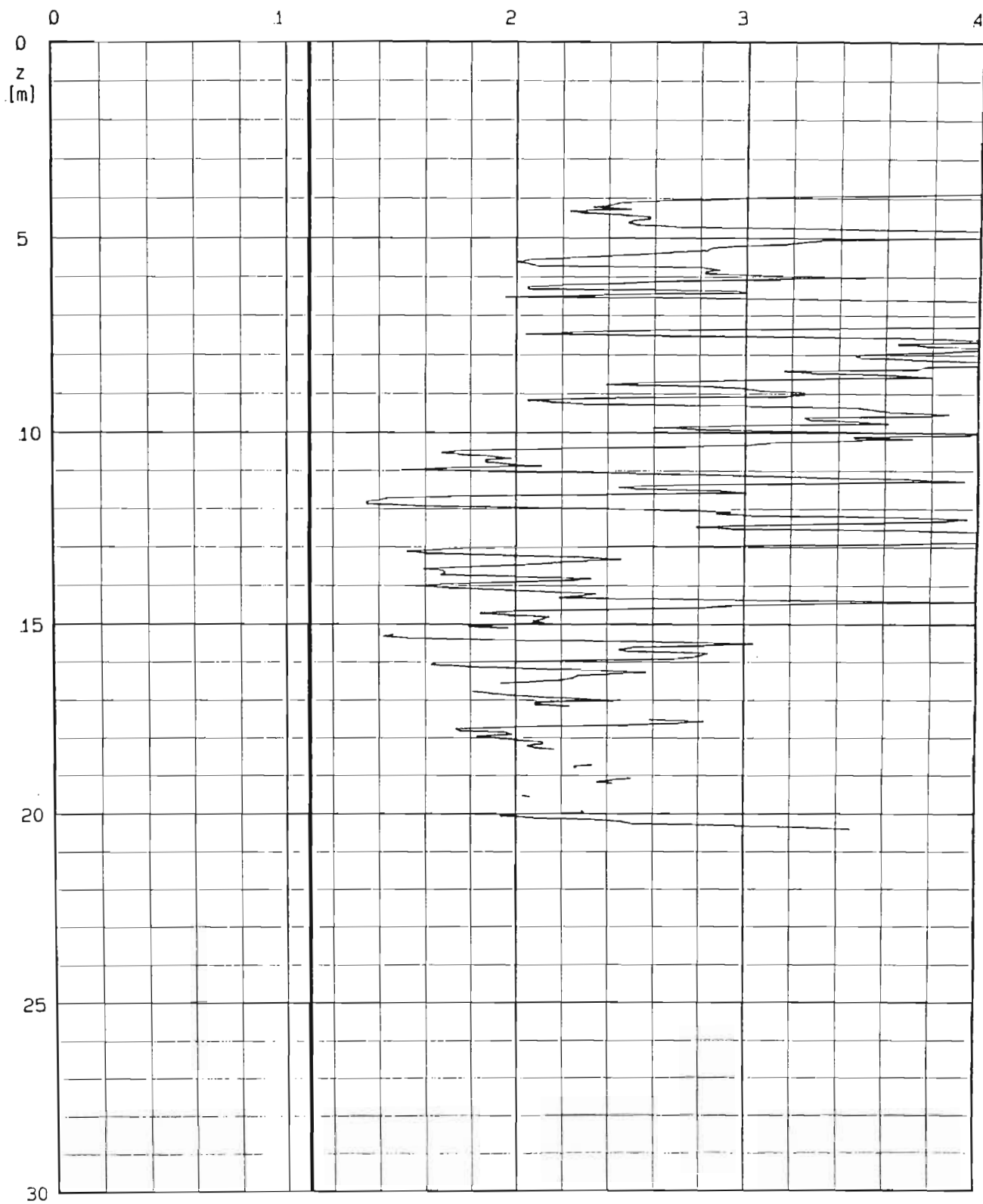
$$FS = (\tau/\sigma_{avo})_1 / (\tau/\sigma_{avo})$$



Metodo di : — SEED (1986)

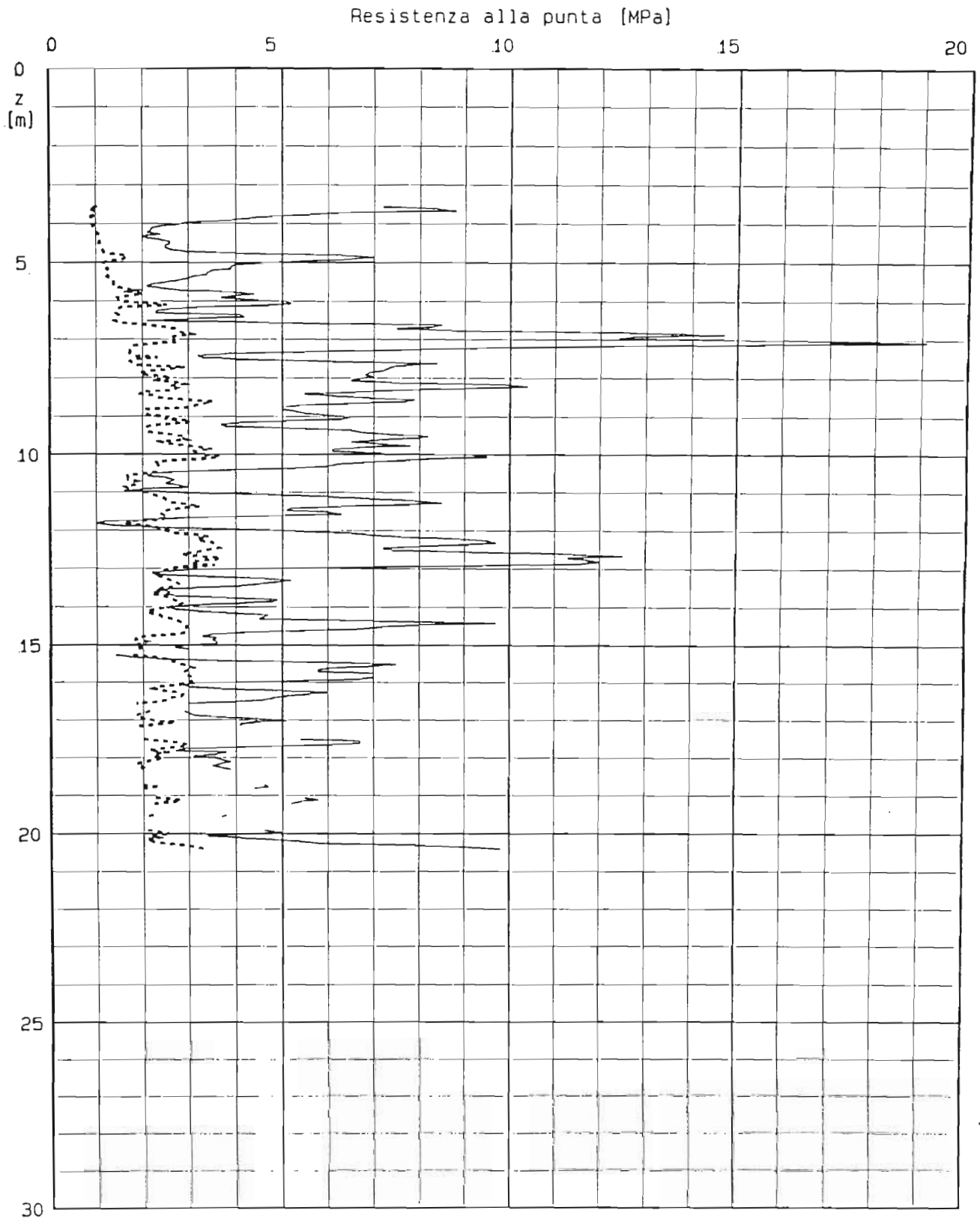
LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT : CPT 2 M = 6.5 Amax = .12 * g

$$FS = (\text{Tau}/\text{Sigma}_v) / (\text{Tau}/\text{Sigma}_v)$$



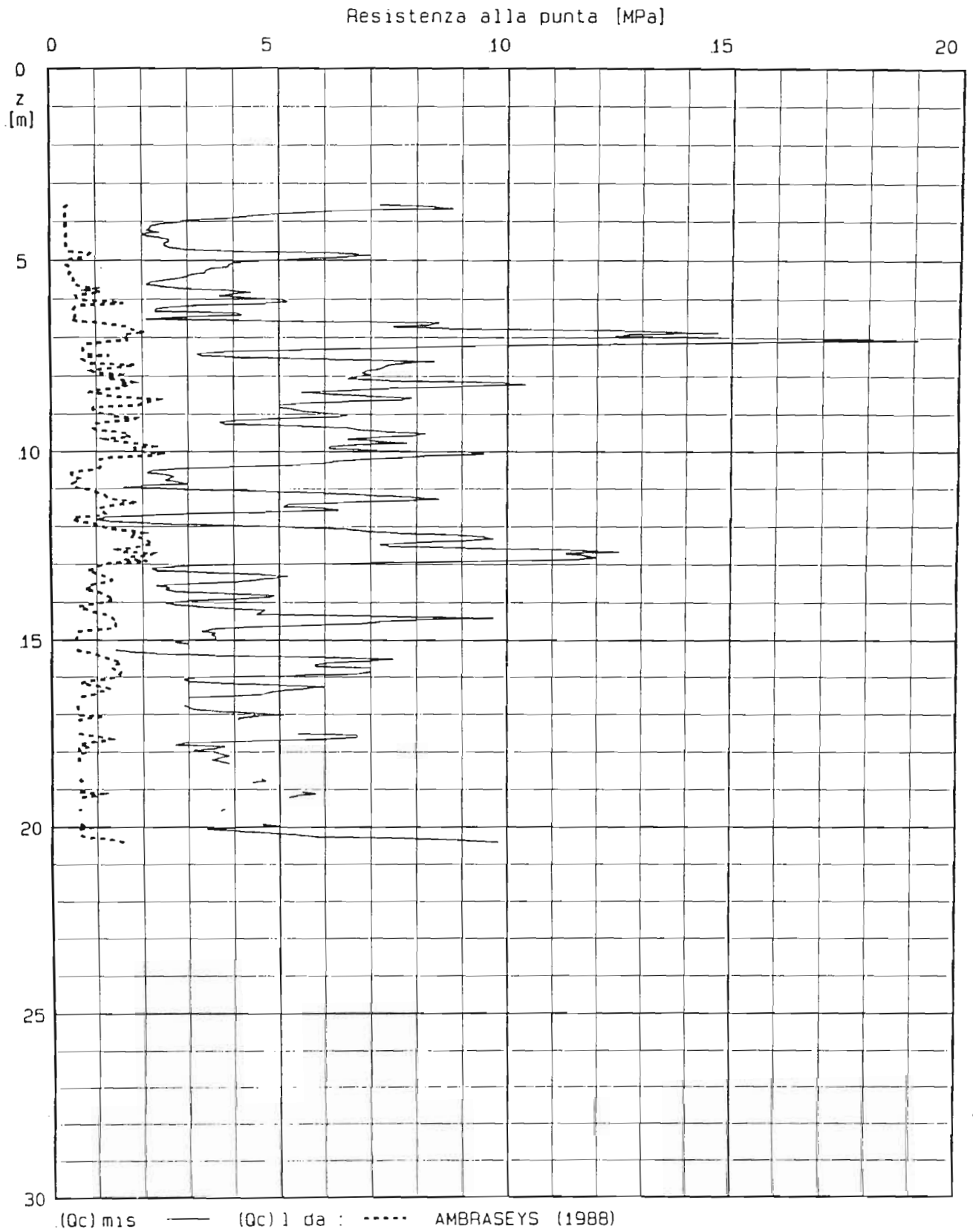
Metodo di : — AMBRASEYS (1988)

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT : CPT 2 FS = 1.10 M = 6.5 Amax = .12 * g



(Qc) mis — (Qc) 1 da : SEED (1986)

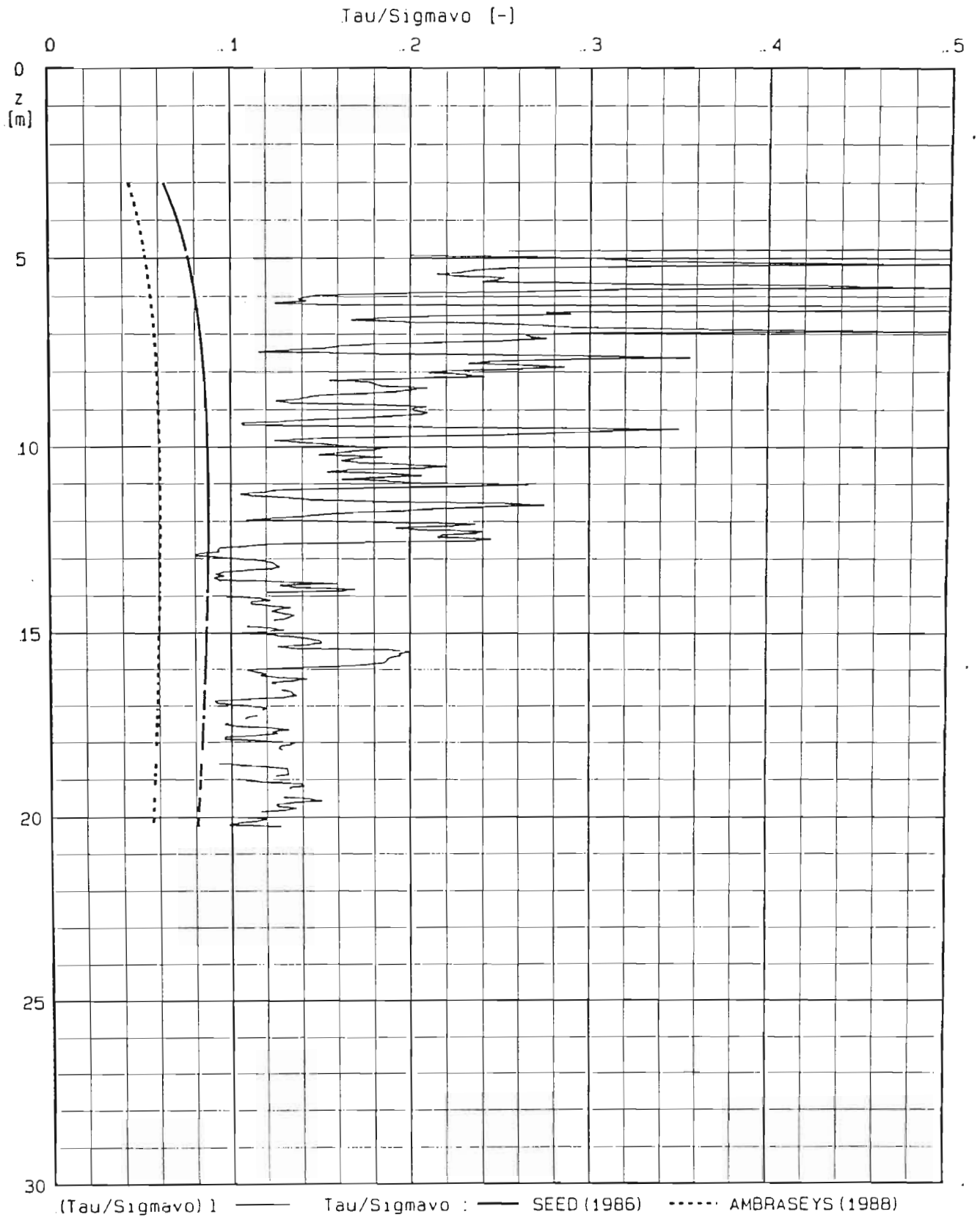
LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT : CPT 2 FS = 1.10 M = 6.5 Amax = .12 * g



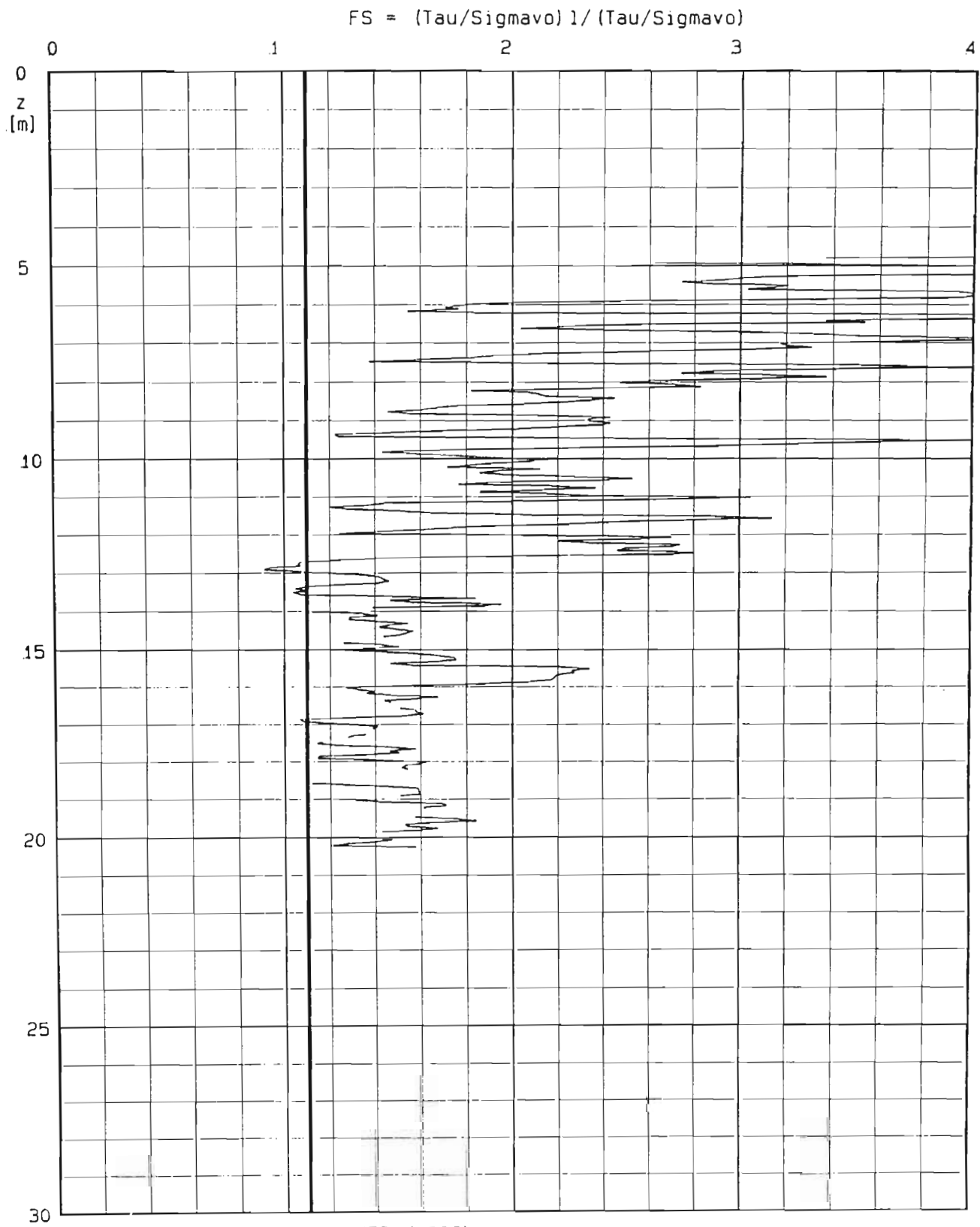
LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

PROVA CPT : CPT 03

M = 6.5 Amax = .12 * g



LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT : CPT 03 M = 6.5 Amax = .12 * g

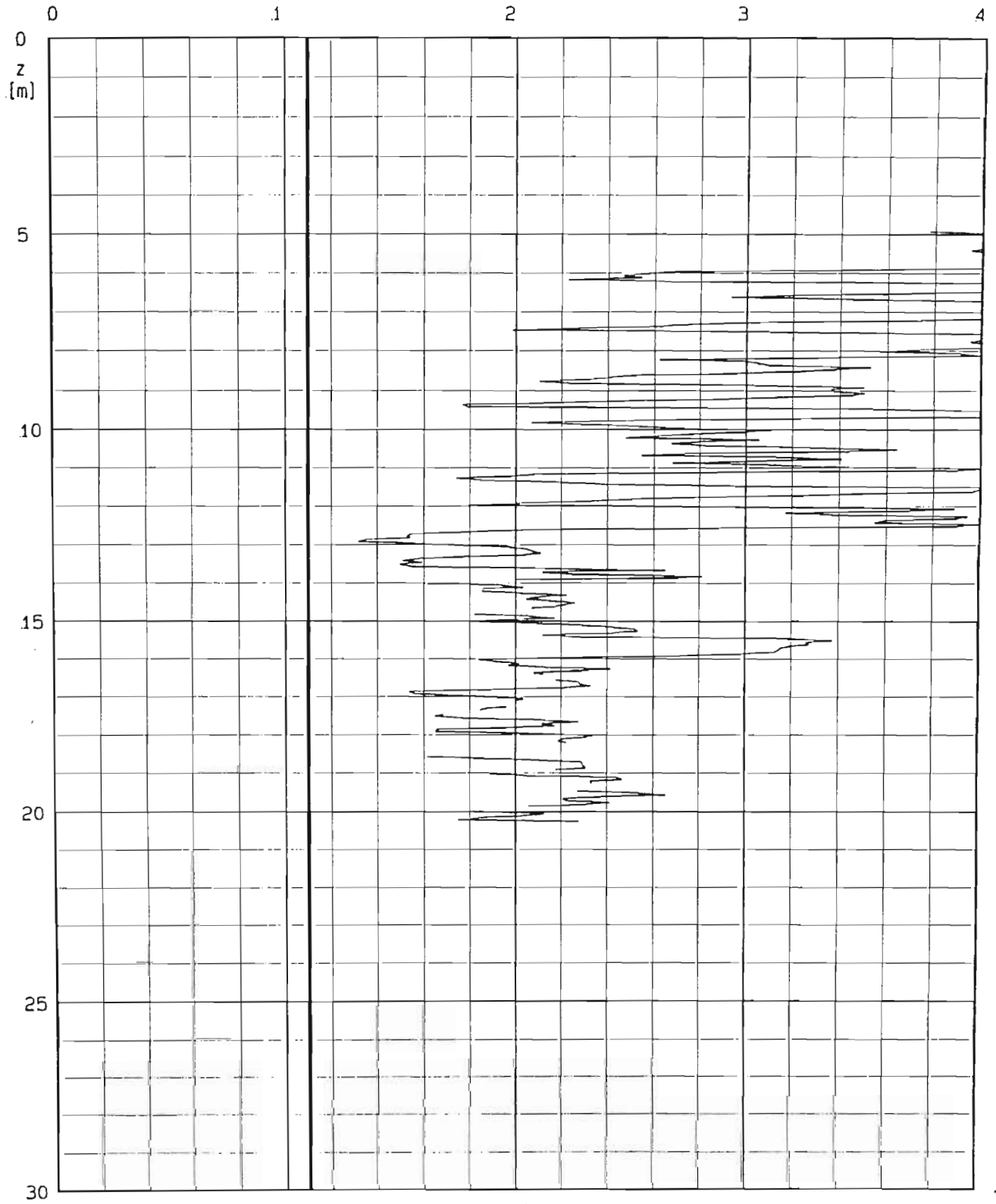


LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

PROVA CPT : CPT 03

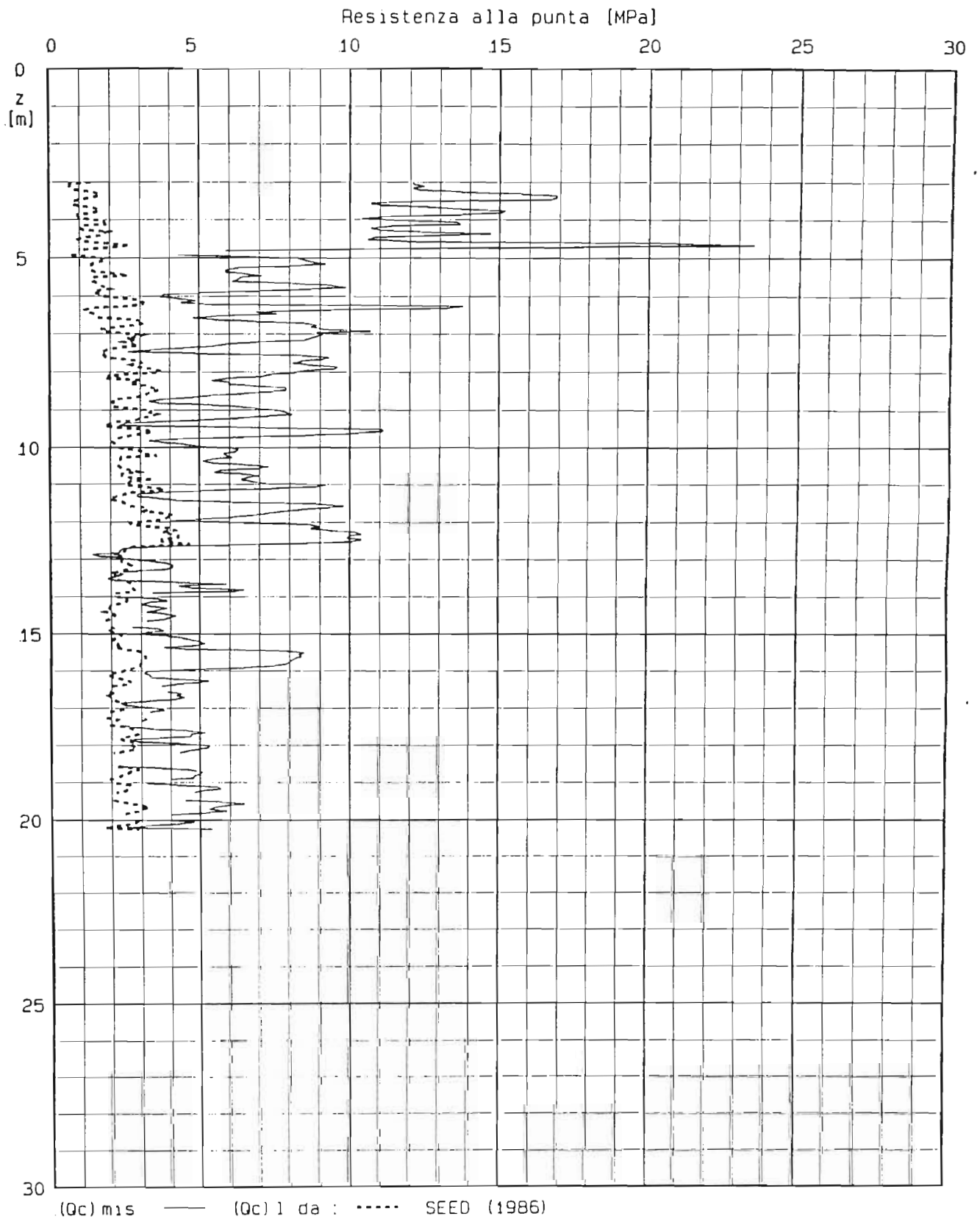
M = 6.5 Amax = .12 * g

$$FS = (\text{Tau}/\text{Sigma}_v) / (\text{Tau}/\text{Sigma}_v)$$

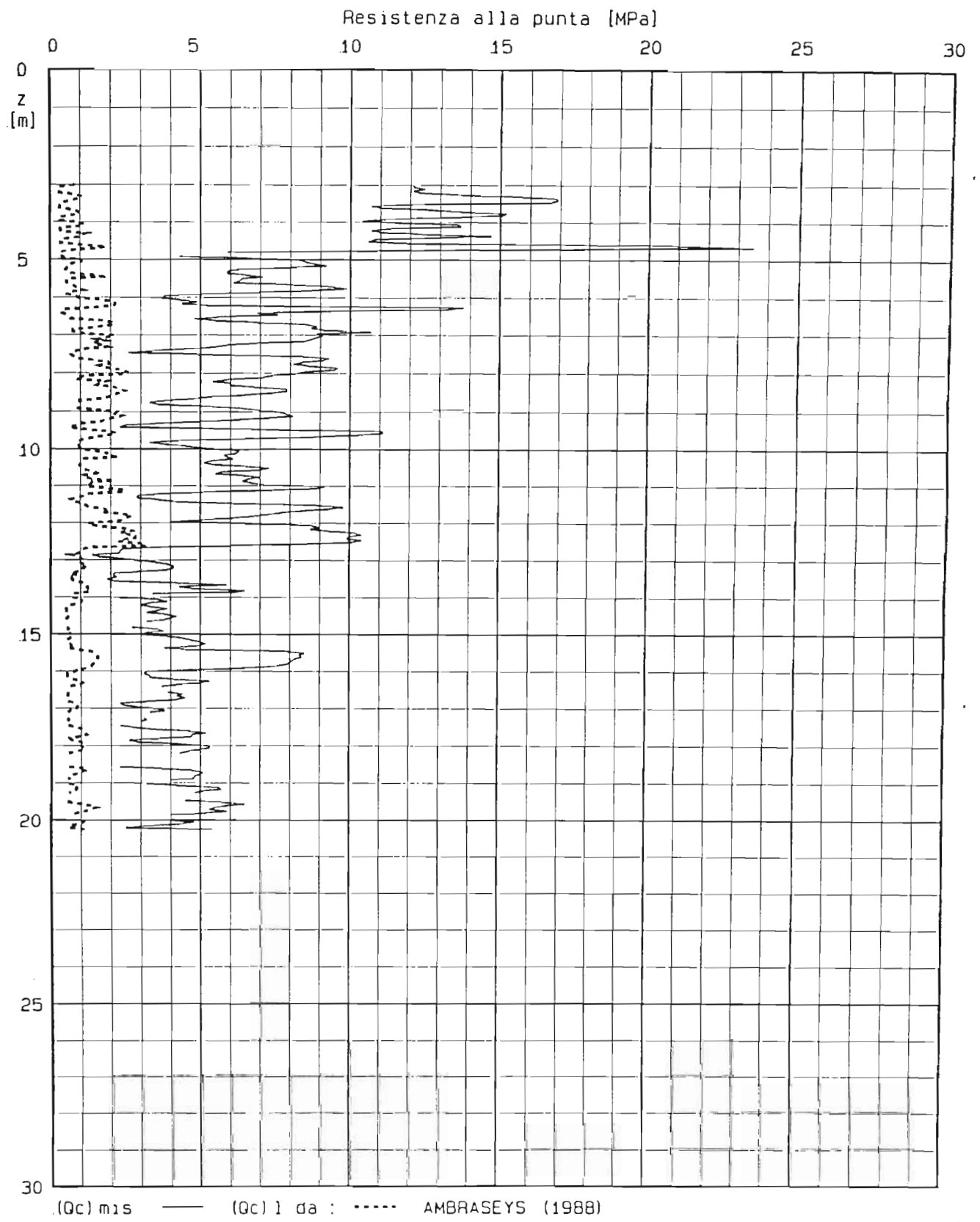


Metodo di : — AMBRASEYS (1988)

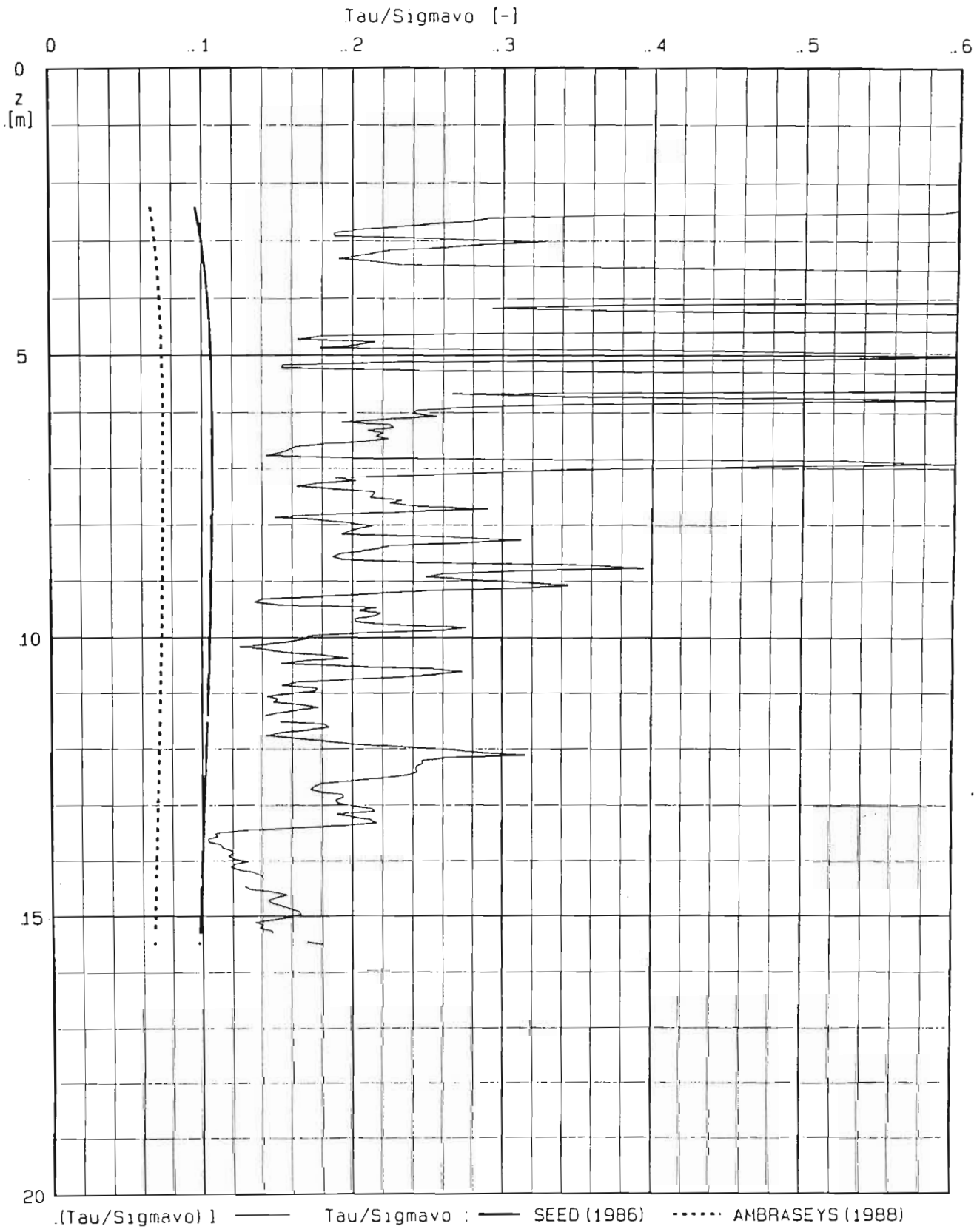
LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT : CPT 03 FS = 1.10 M = 6.5 Amax = .12 * g



LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT : CPT 03 FS = 1.10 M = 6.5 Amax = .12 * g

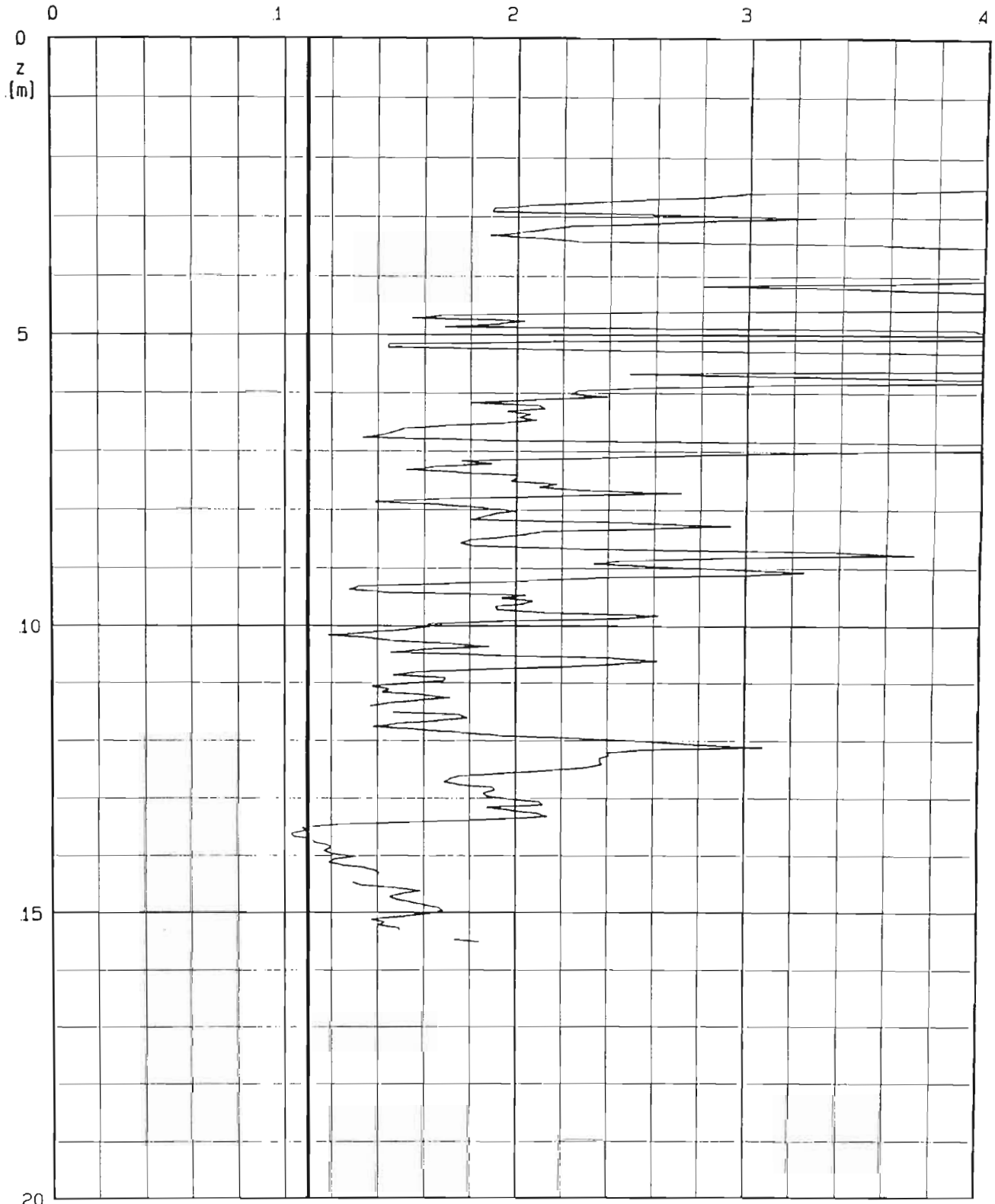


LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT : CPT 4 M = 6.5 Amax = .12 * g



LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT : CPT 4 M = 6.5 Amax = .12 * g

$$FS = (\text{Tau}/\text{Sig}^{\text{avo}}) / (\text{Tau}/\text{Sig}^{\text{avo}})$$



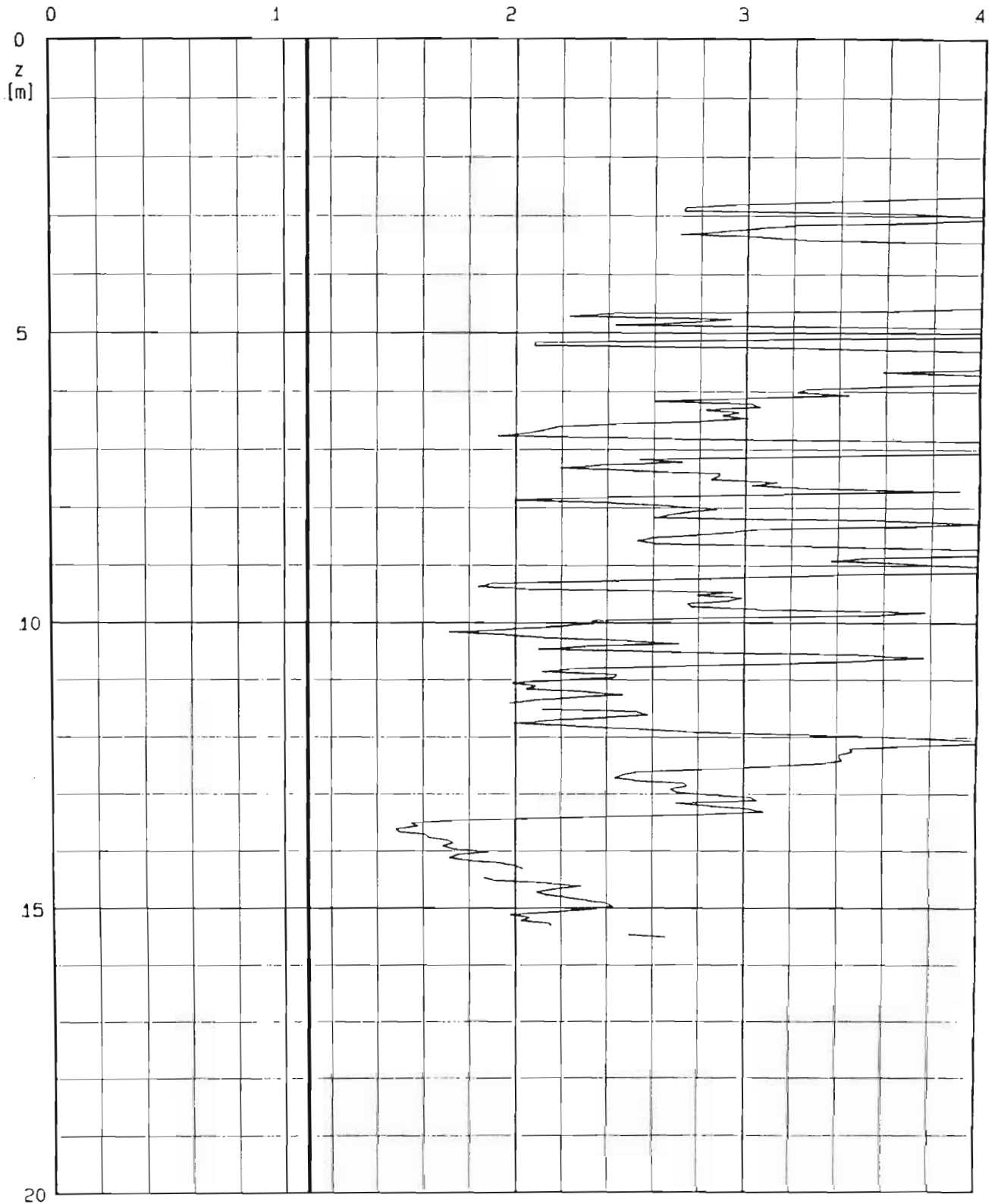
Metodo di : — SEED (1986)

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

PROVA CPT : CPT 4

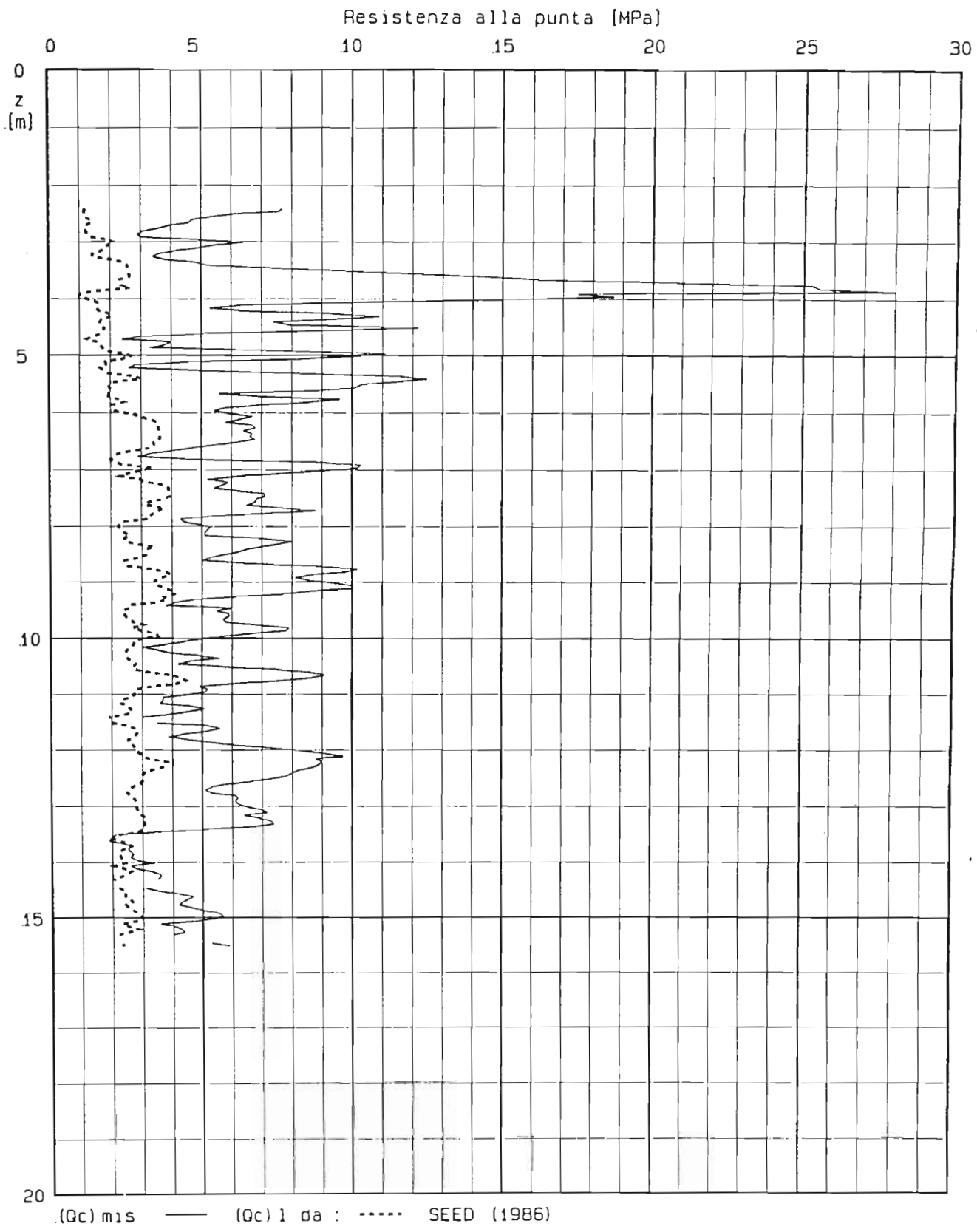
M = 6.5 Amax = .12 * g

$$FS = (\tau/\sigma_{avo}) / (\tau/\sigma_{avo})$$



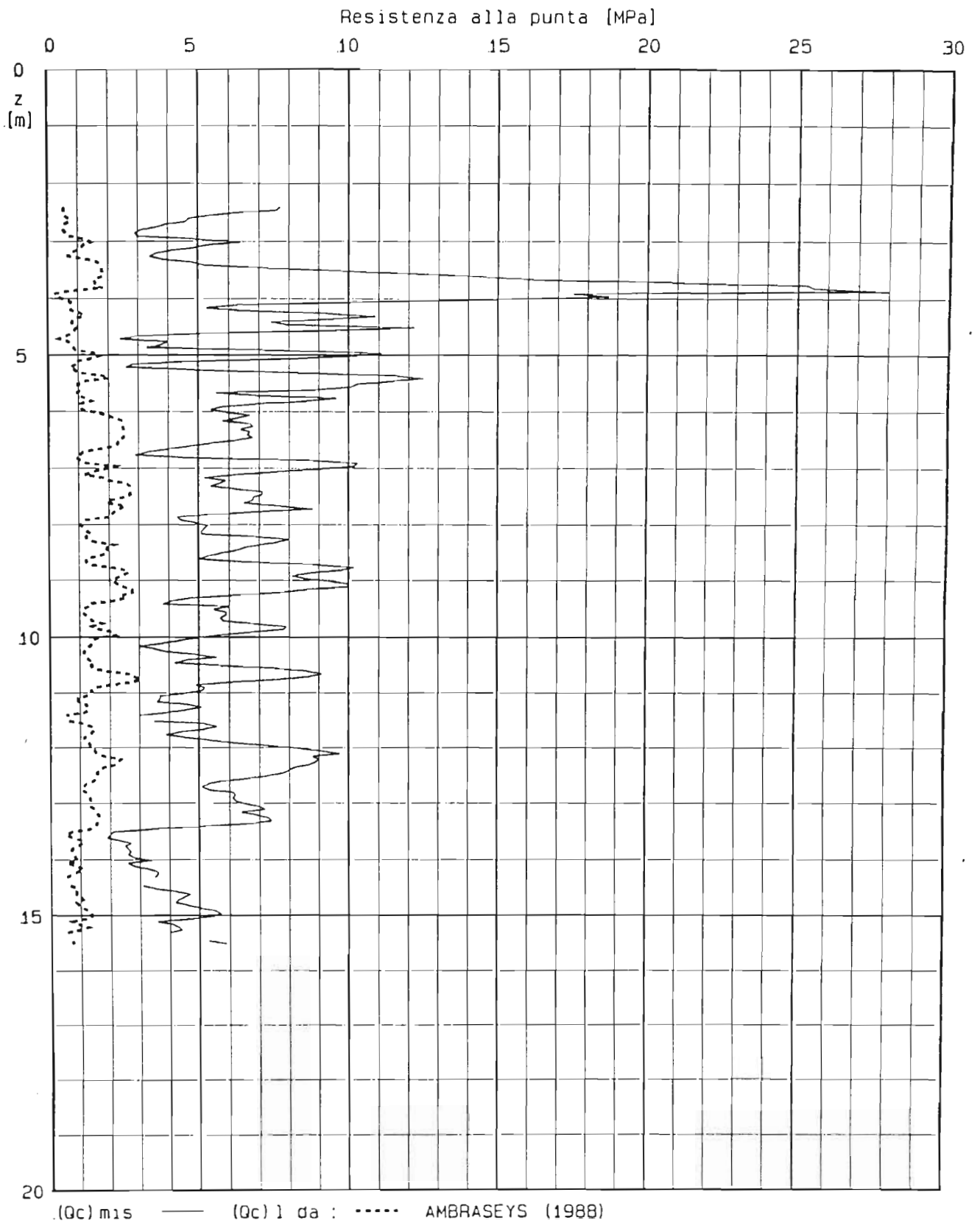
Metodo di : — AMBRASEYS (1988)

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT : CPT 4 FS = 1.10 M = 6.5 Amax = .12 * g



LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

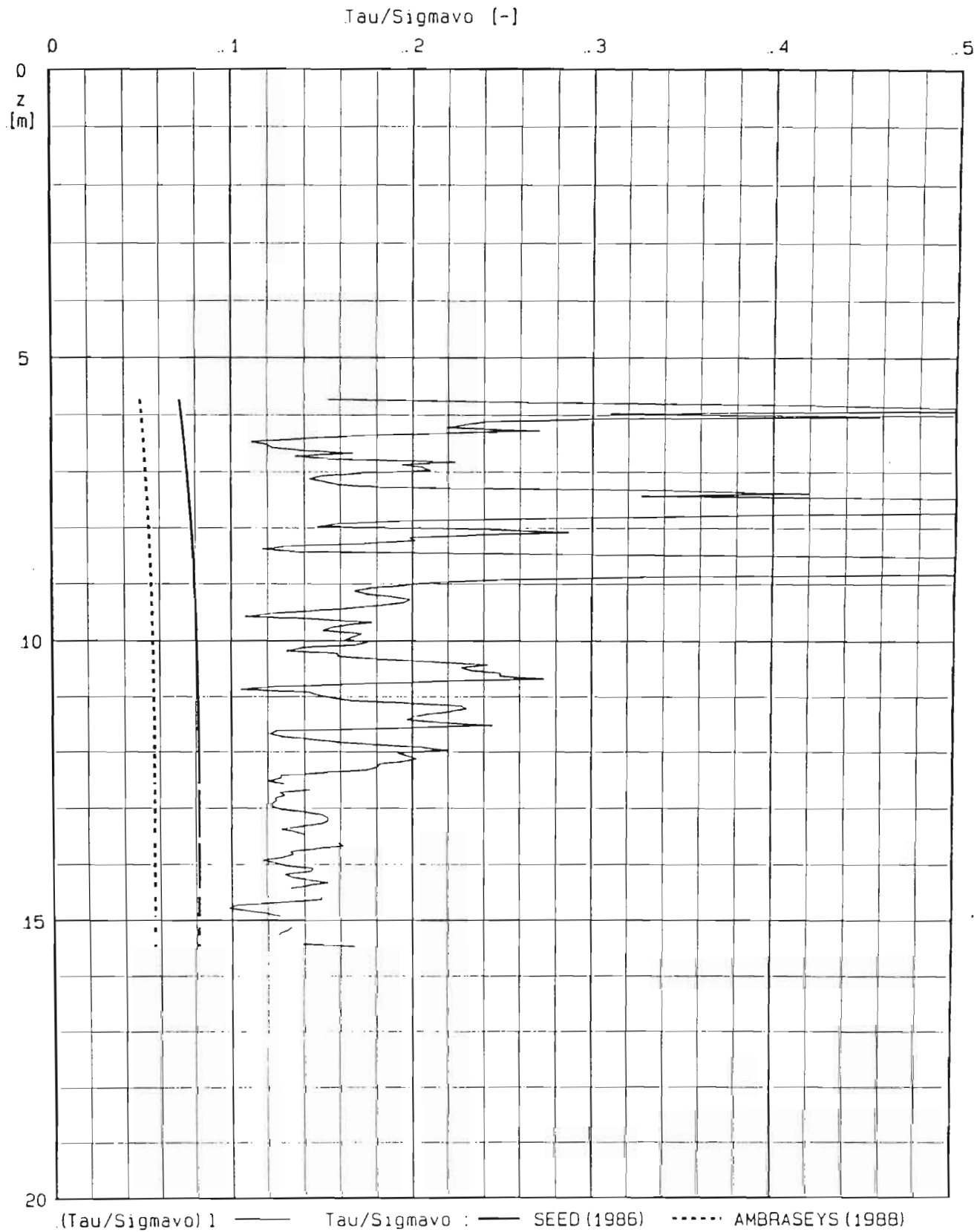
PROVA CPT : CPT 4 FS = 1.10 M = 6.5 Amax = .12 * g



LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

PROVA CPT : CPT 5

M = 6.5 Amax = .12 * g

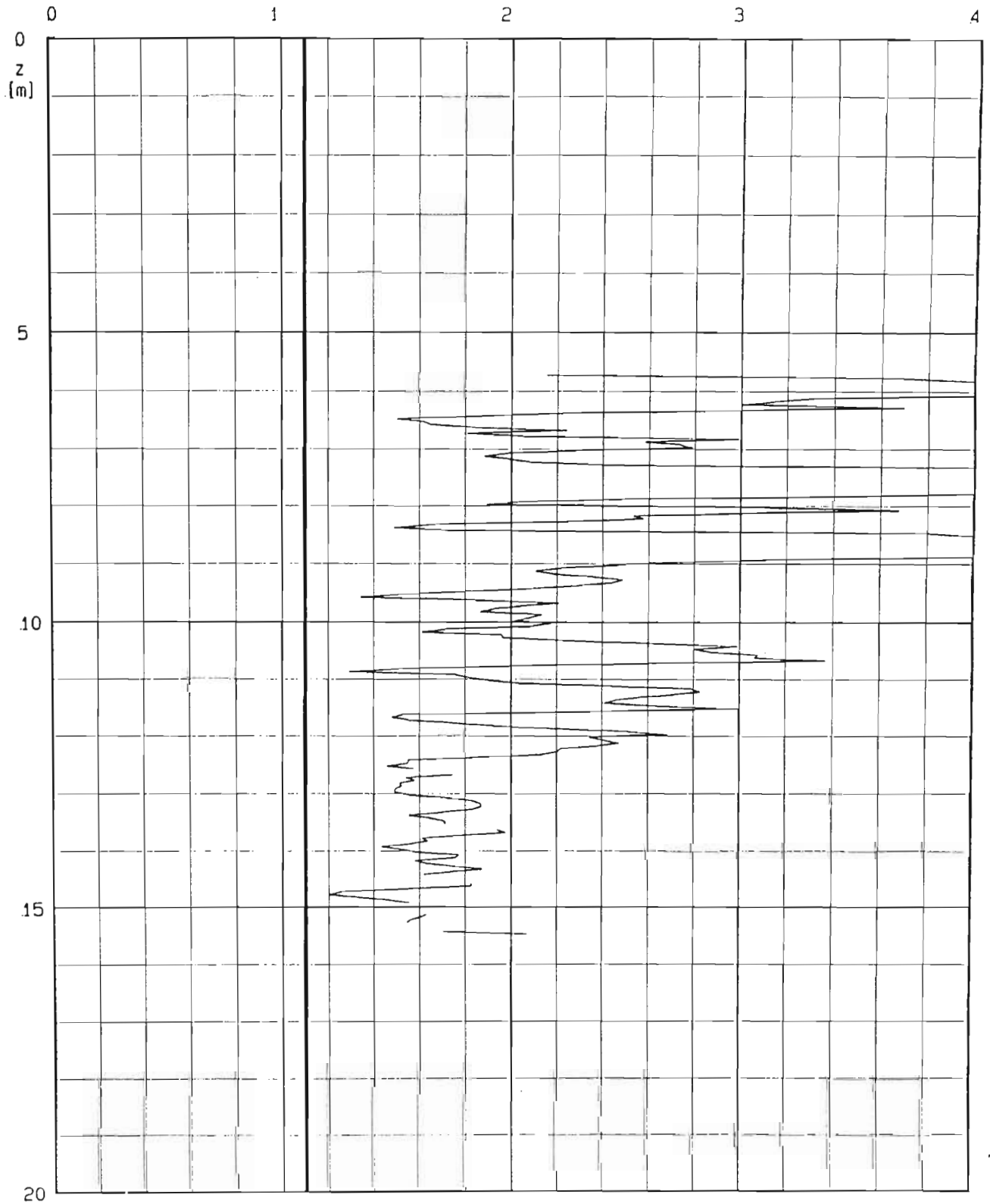


LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

PROVA CPT : CPT 5

M = 6.5 Amax = .12 * g

$$FS = (\tau/\sigma_{avo}) / (\tau/\sigma_{avo})$$



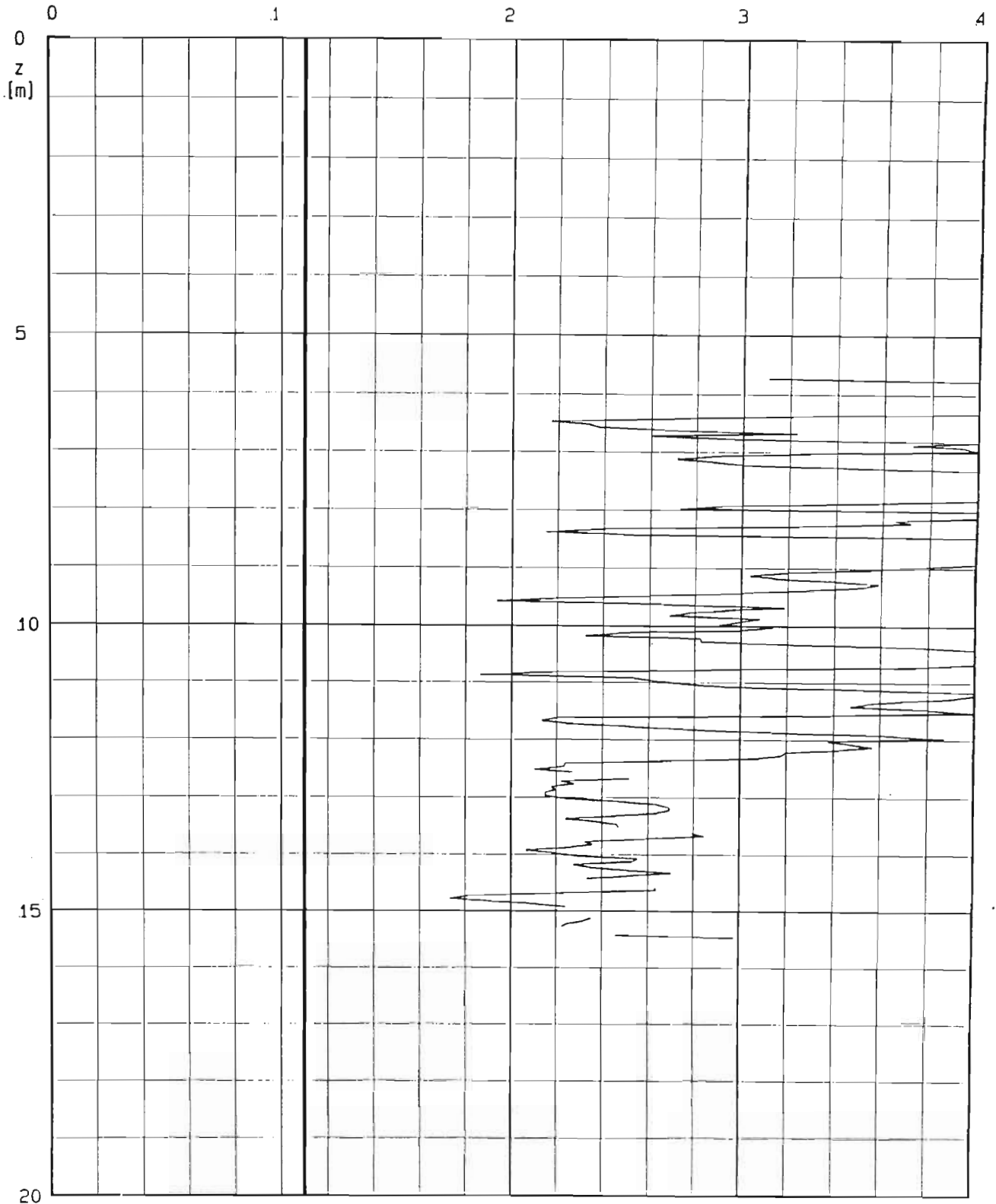
Metodo di : — SEED (1986)

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

PROVA CPT : CPT 5

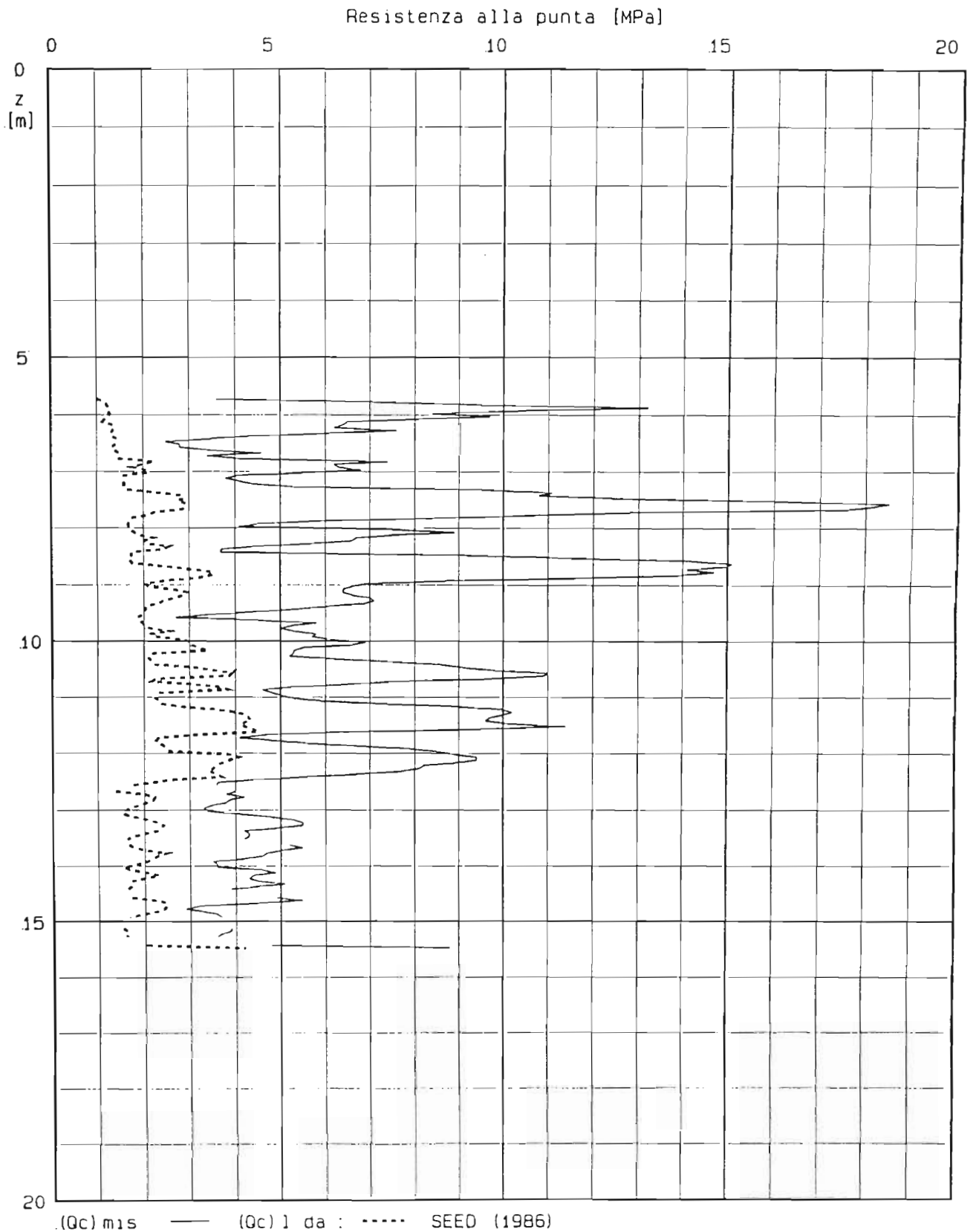
M = 6.5 Amax = .12 * g

$$FS = (\text{Tau}/\text{Sigma}_v) / (\text{Tau}/\text{Sigma}_v)$$

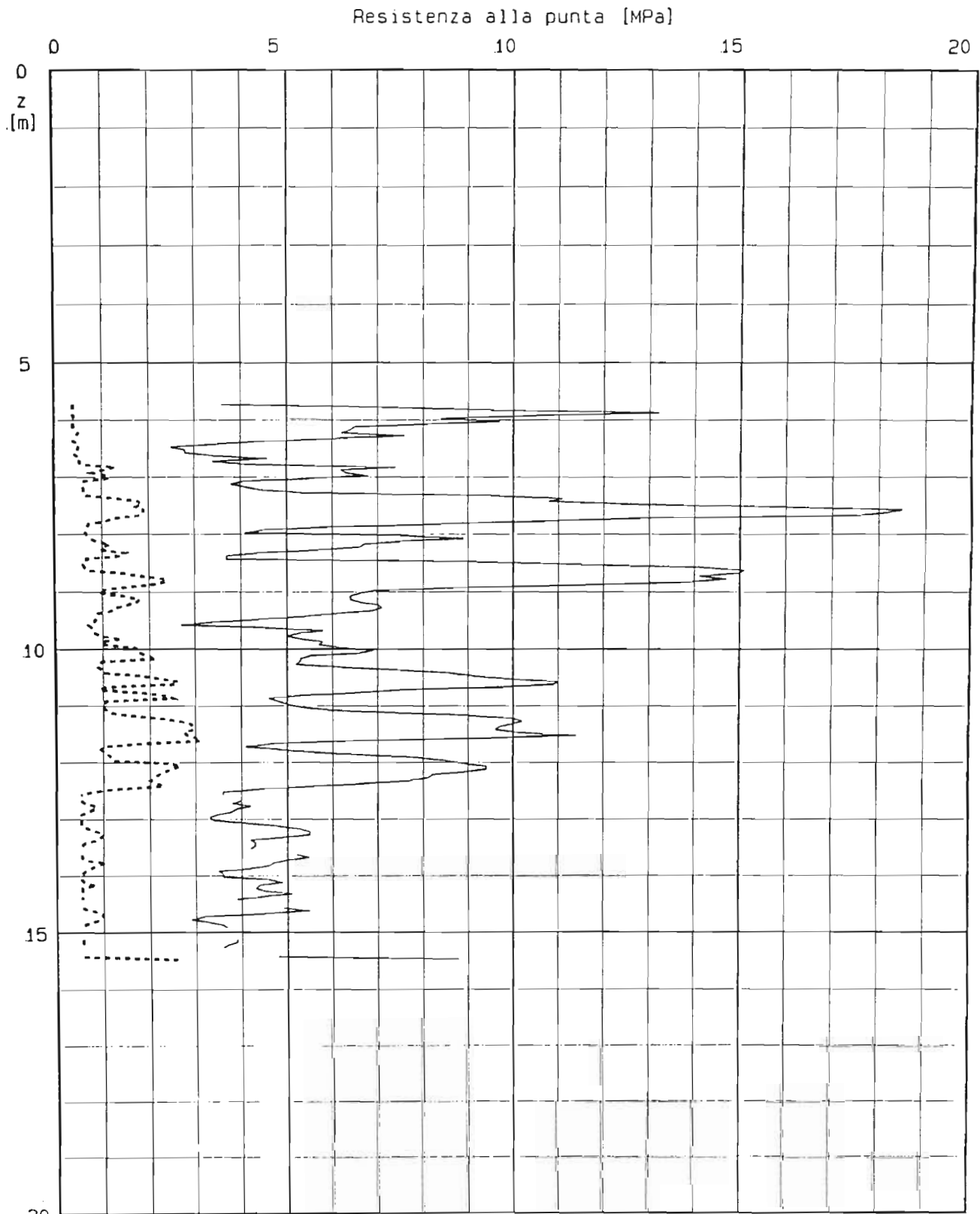


Metodo di : — AMBRASEYS (1988)

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT : CPT 5 FS = 1.10 M = 6.5 Amax = .12 * g

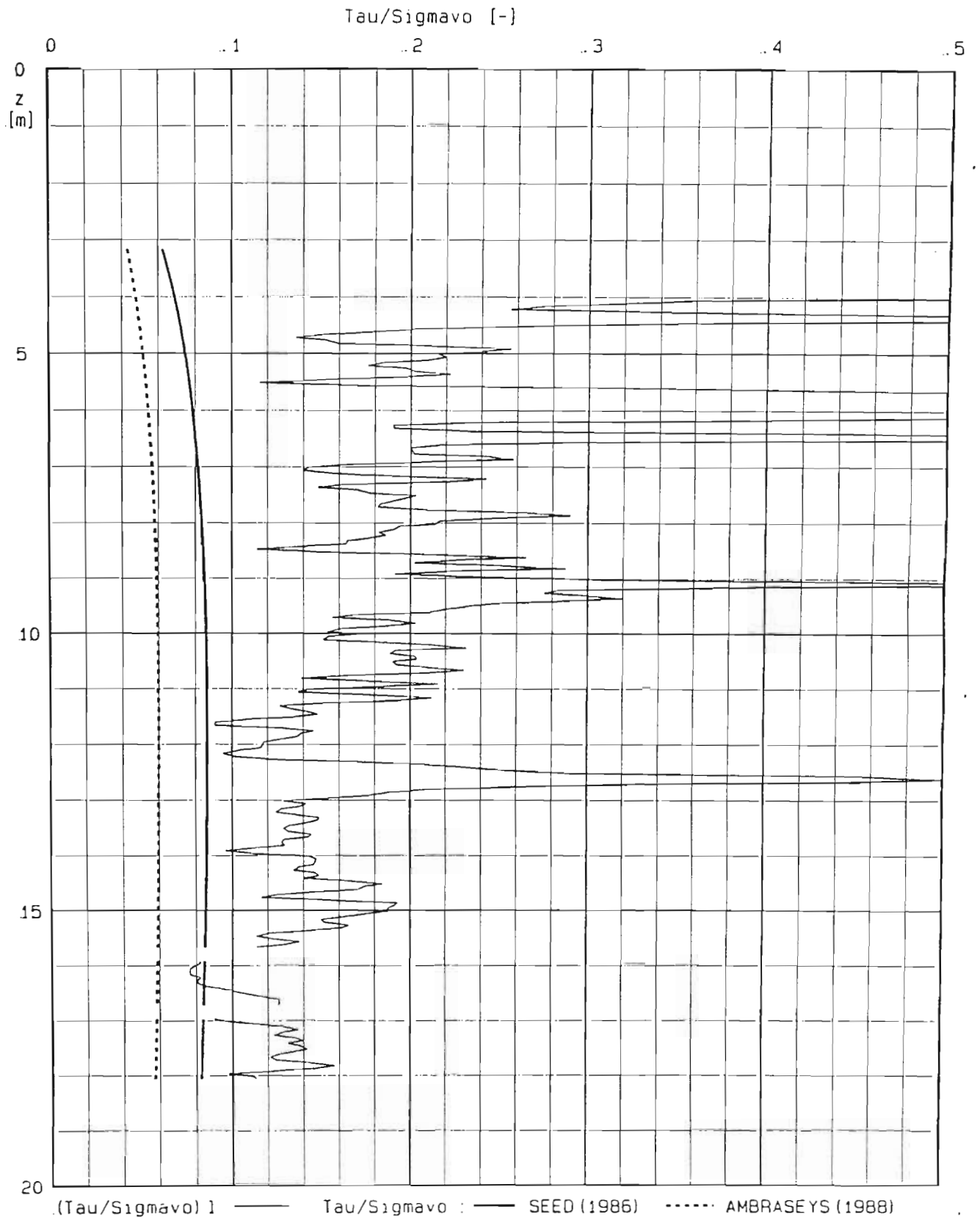


LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT : CPT 5 FS = 1.10 M = 6.5 Amax = .12 * g



(Qc) mis — (Qc) l da : AMBRASEYS (1988)

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT : CPT 6 M = 6.5 Amax = .12 * g

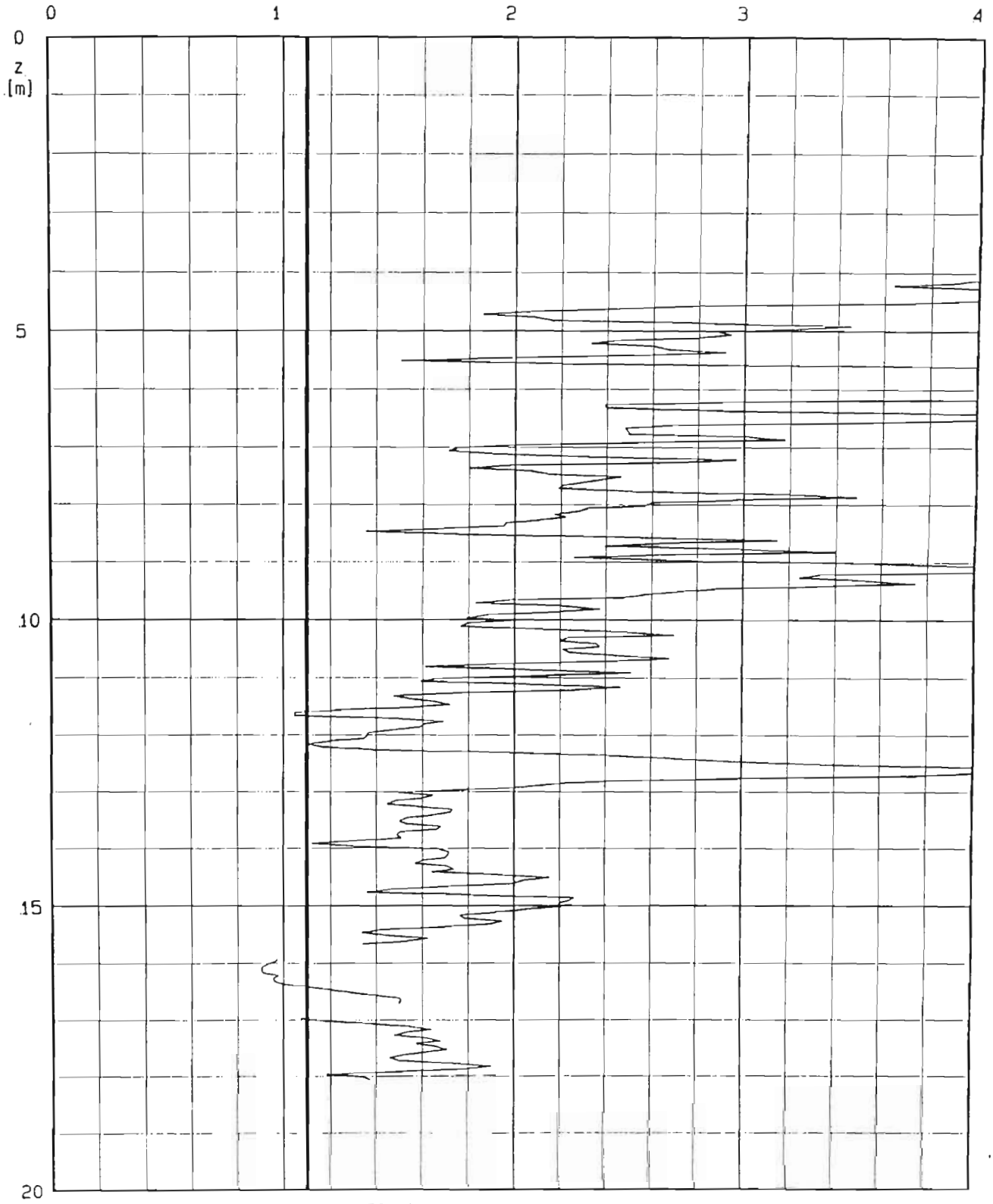


LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

PROVA CPT : CPT 6

M = 6.5 Amax = .12 * g

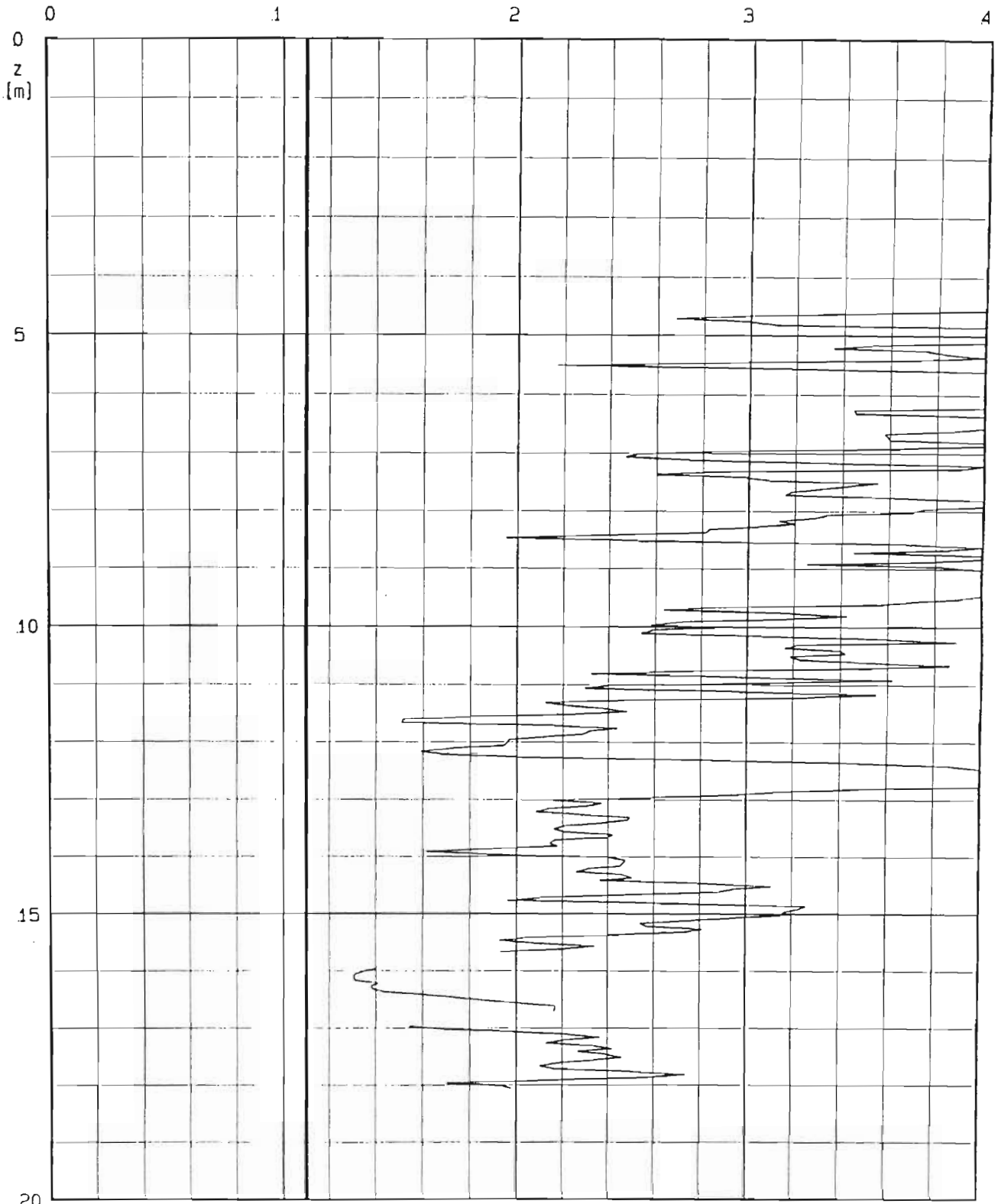
$$FS = (\tau/\sigma_{avo}) / (\tau/\sigma_{avo})$$



Metodo di : — SEED (1986)

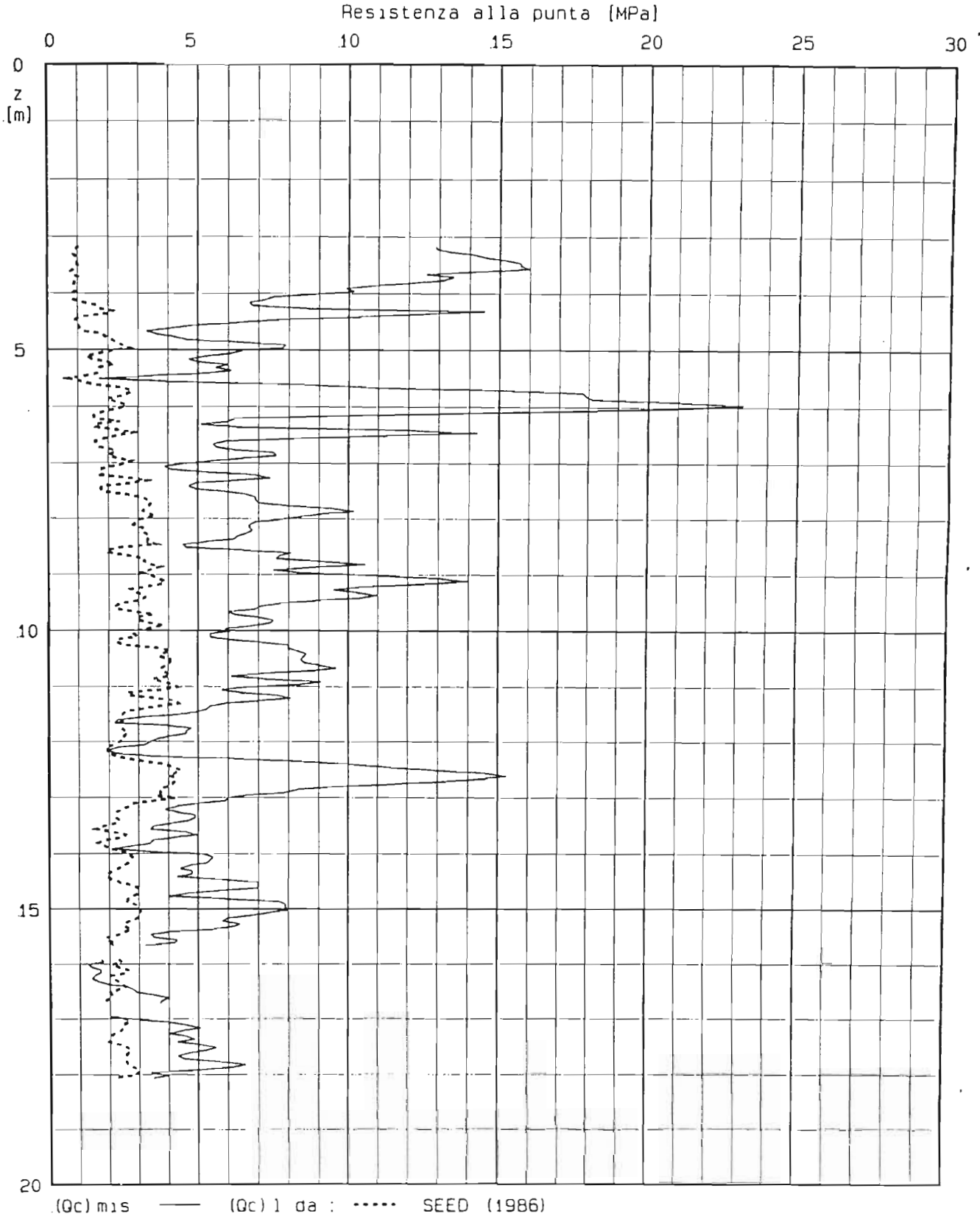
LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT : CPT 6 M = 6.5 Amax = .12 * g

$$FS = (\tau/\sigma_{avo}) / (\tau/\sigma_{avo})$$

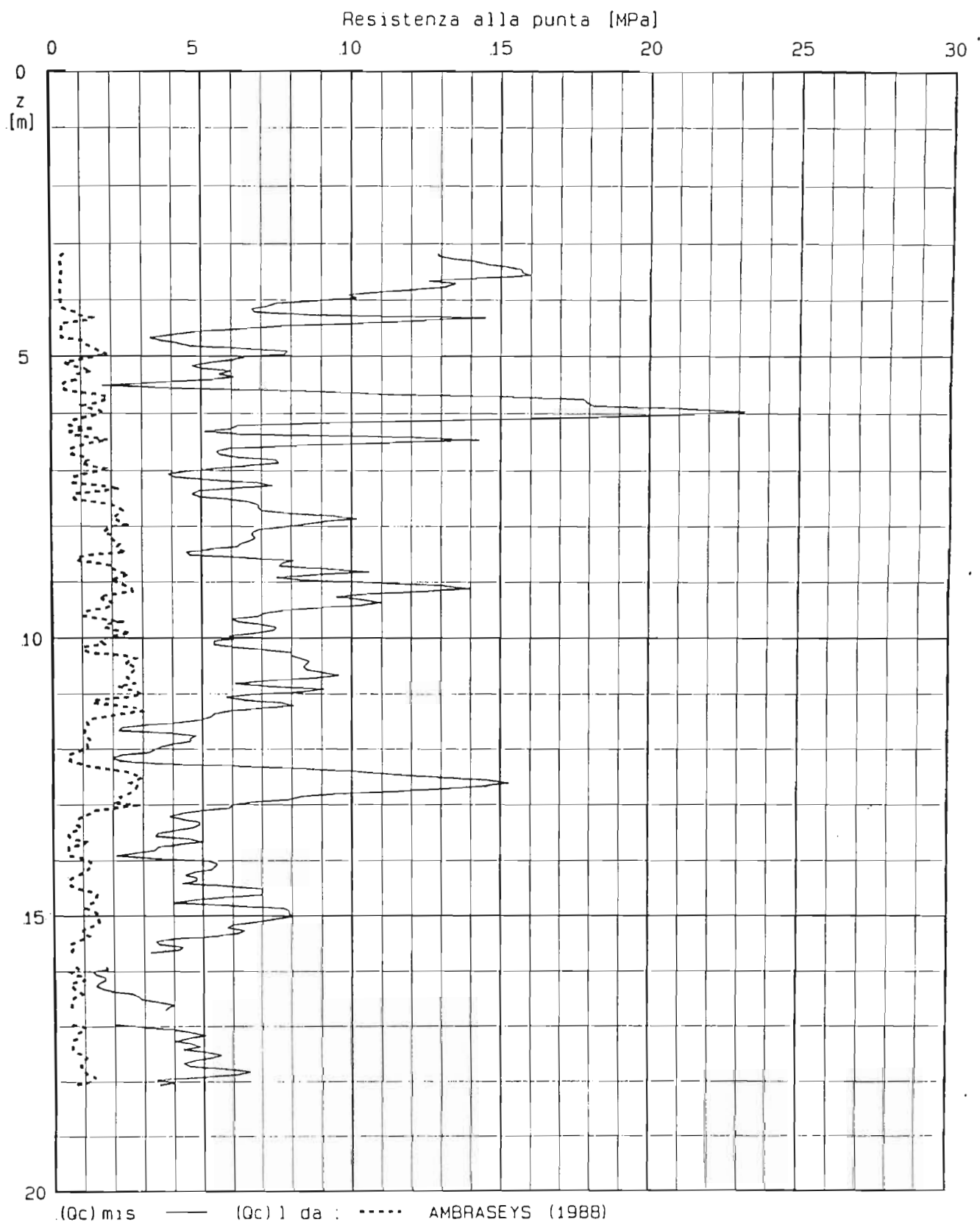


Metodo di : — AMBRASEYS (1988)

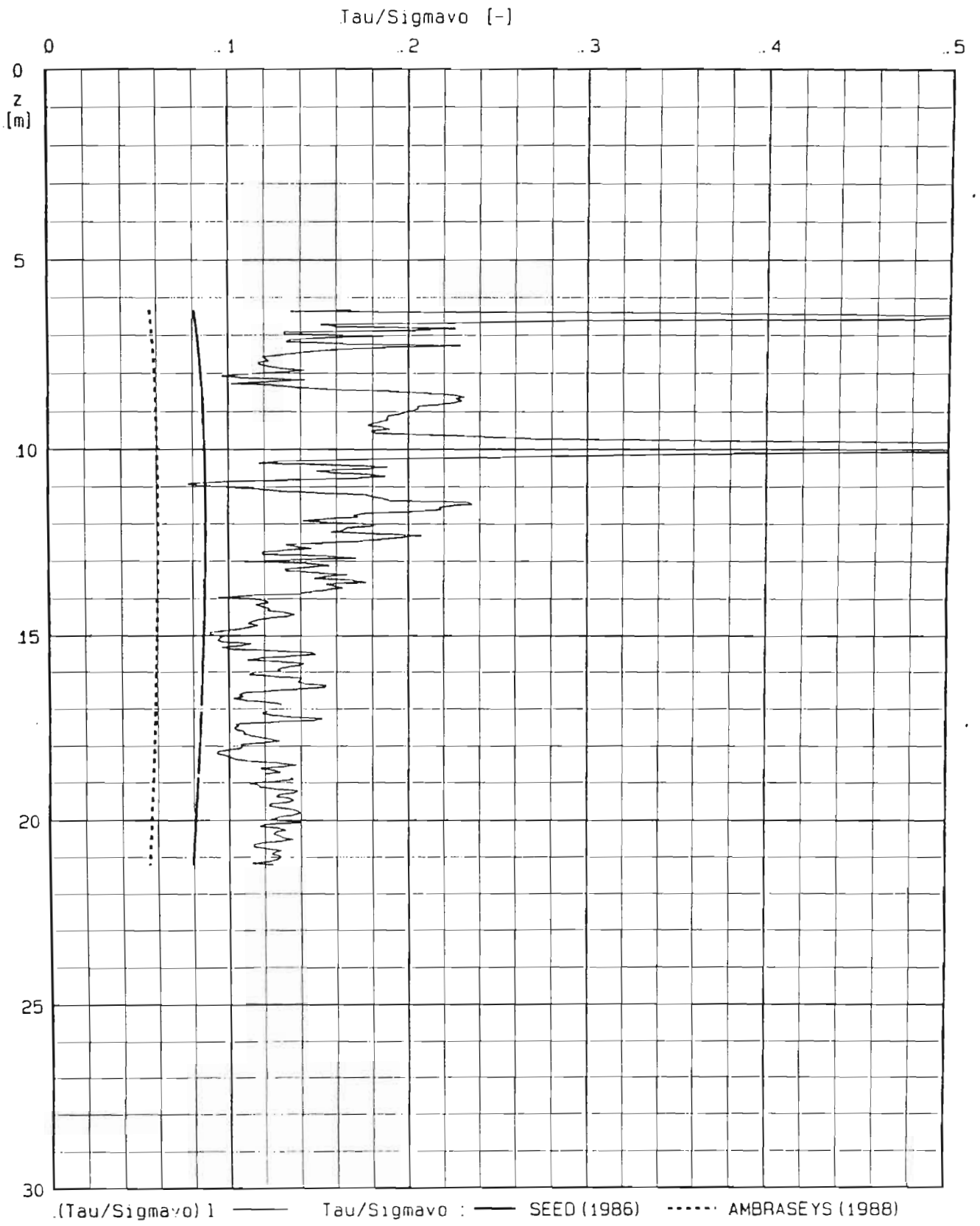
LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT : CPT 6 FS = 1.10 M = 6.5 Amax = .12 * g



LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT : CPT 6 FS = 1.10 M = 6.5 Amax = .12 * g

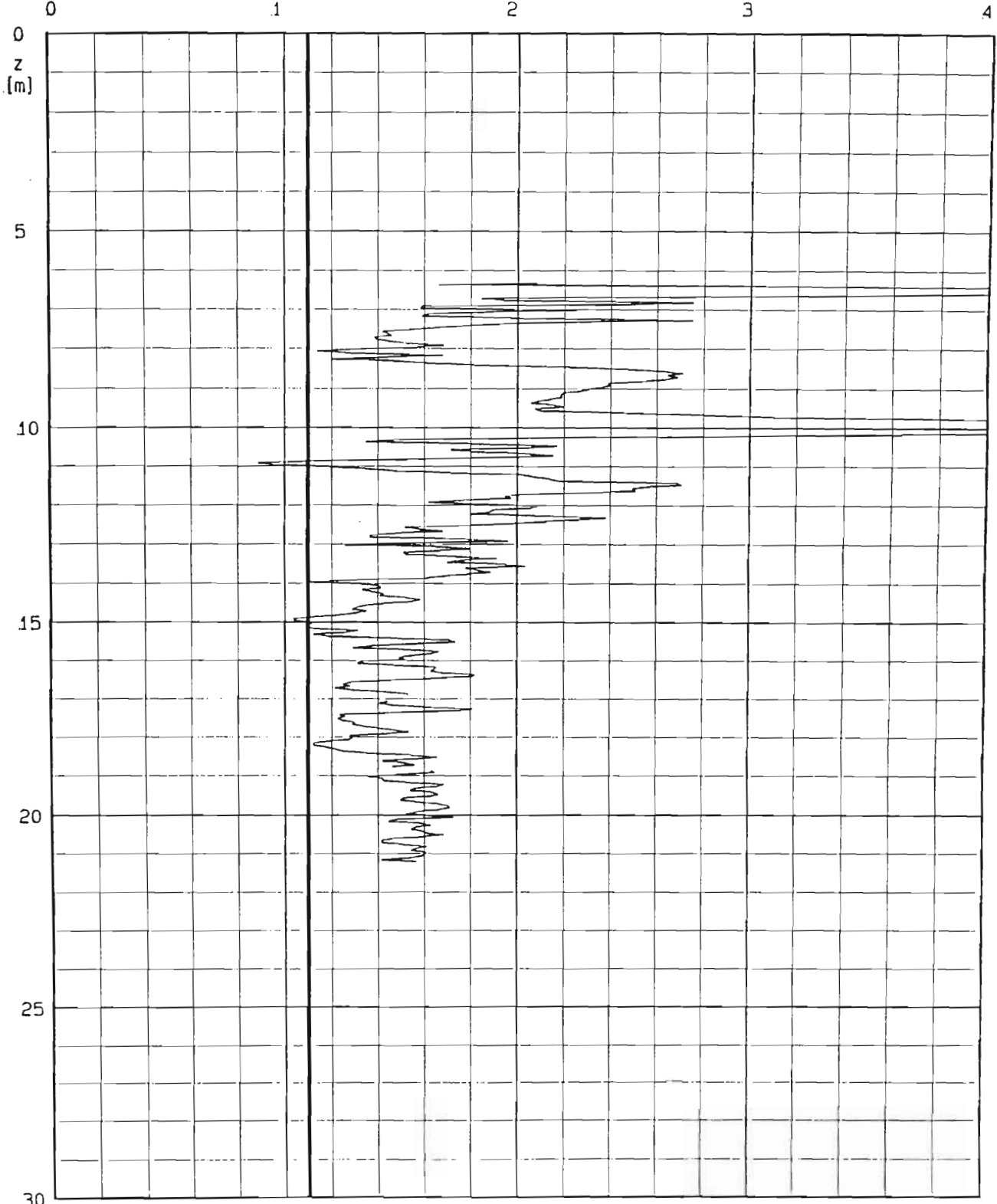


LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT : CPT 7 M = 6.5 Amax = .12 * g



LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT : CPT 7 M = 6.5 Amax = .12 * g

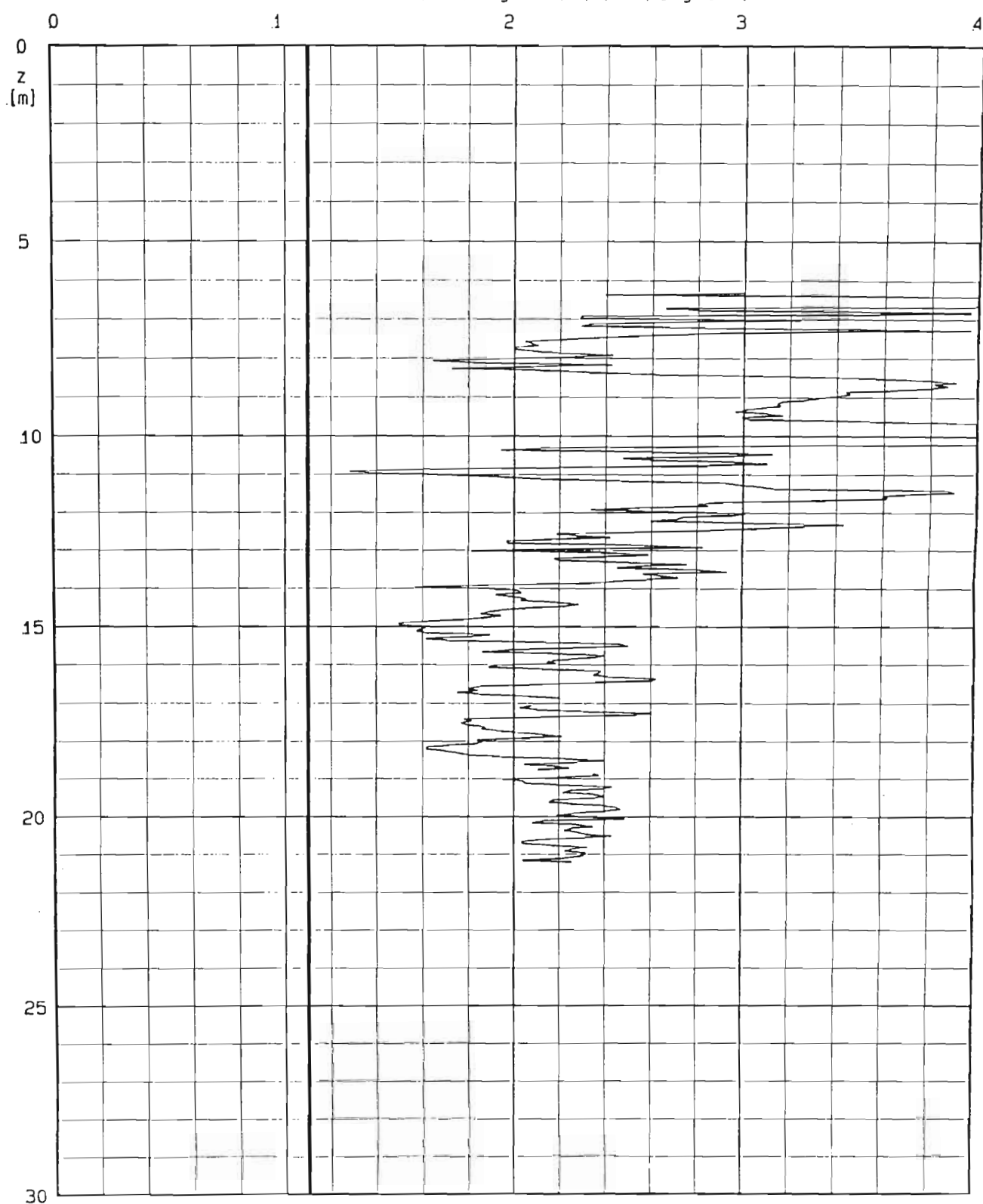
$$FS = (\tau/\sigma_{avo}) / (\tau/\sigma_{avo})$$



Metodo di : — SEED (1986)

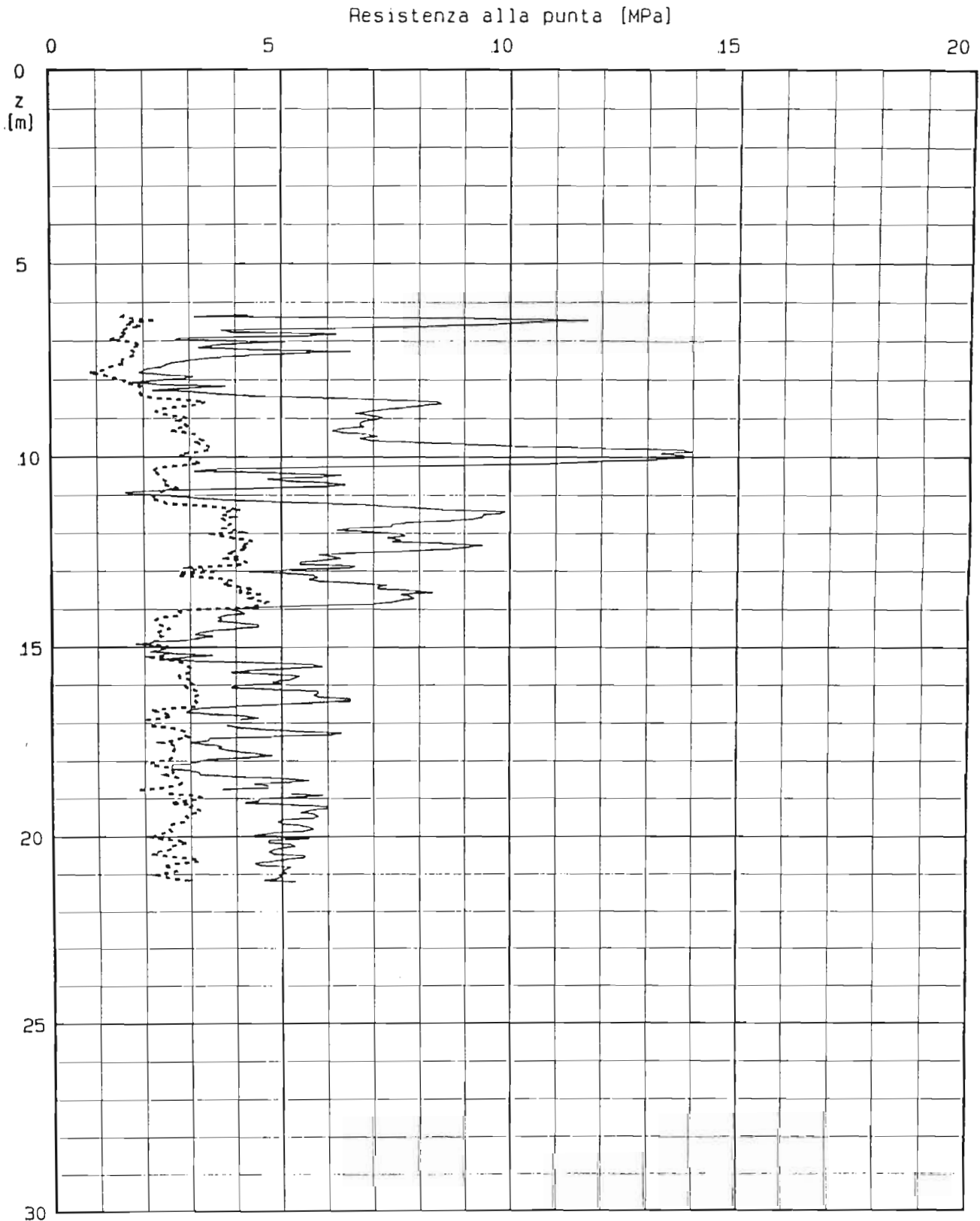
LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT : CPT 7 M = 6.5 Amax = .12 * g

$$FS = (\text{Tau}/\text{Sigma}_{\text{avo}}) / (\text{Tau}/\text{Sigma}_{\text{avo}})$$



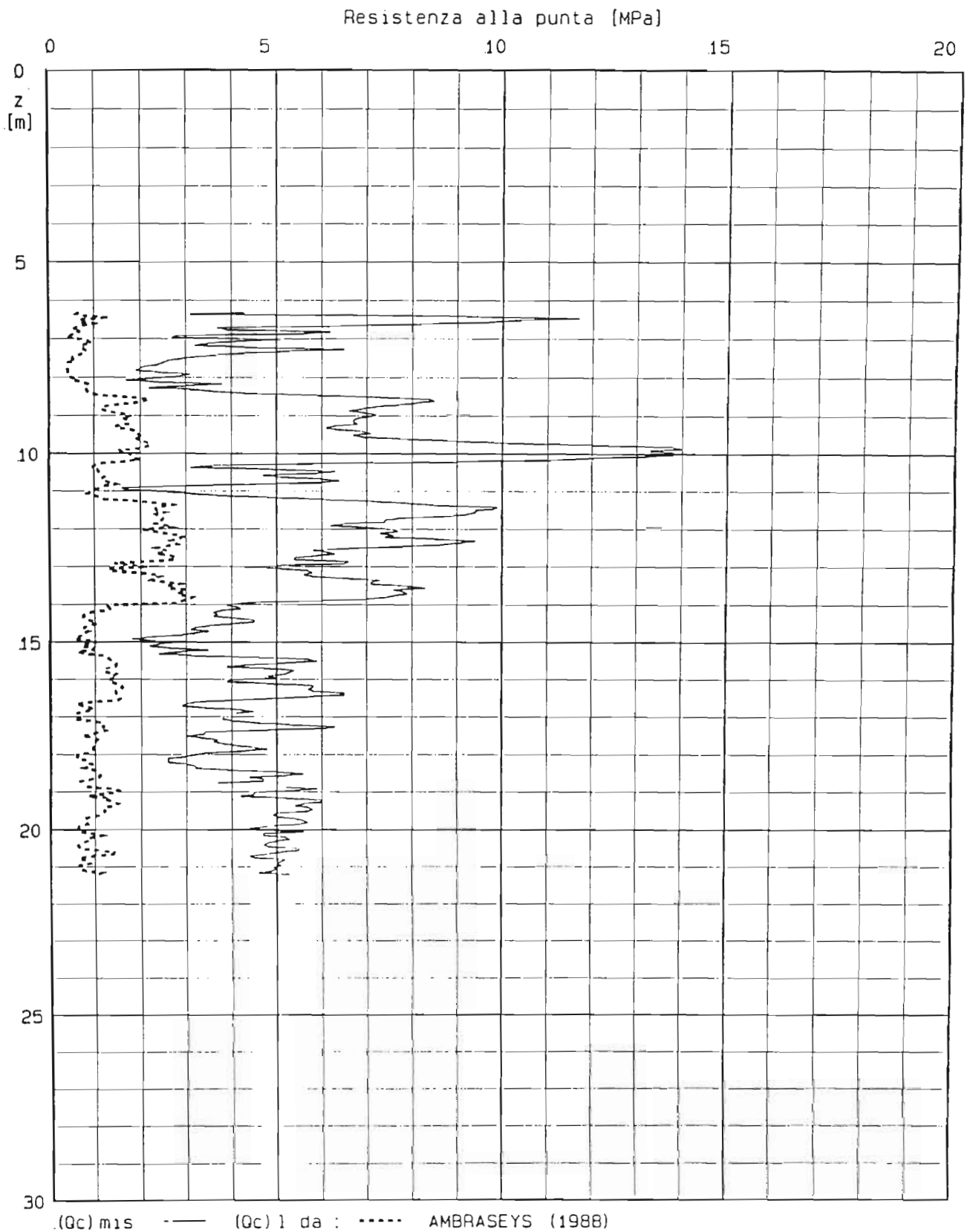
Metodo di : — AMBRASEYS (1988)

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT : CPT 7 FS = 1.10 M = 6.5 Amax = .12 * g

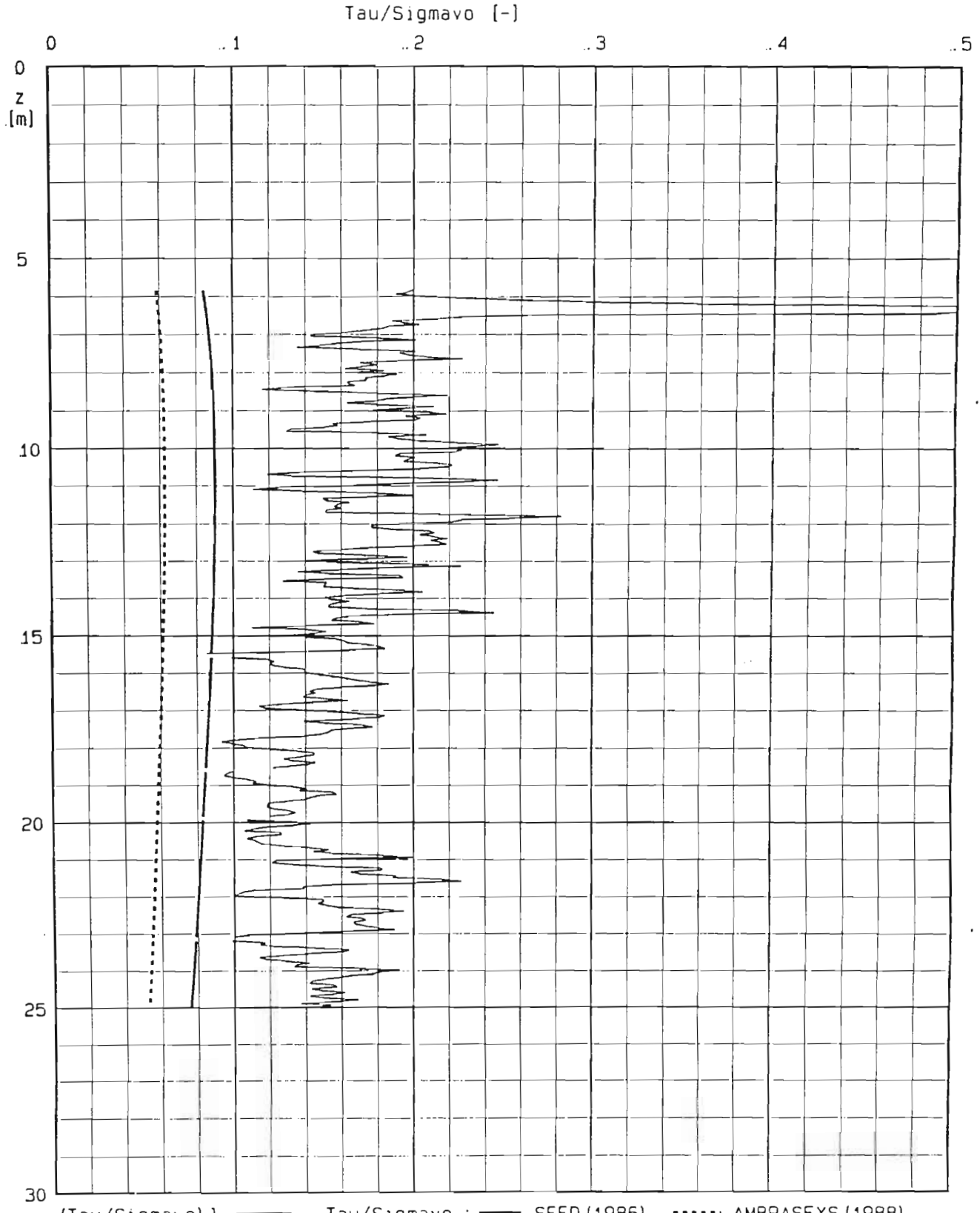


(Qc) mis — (Qc)1 da : SEED (1986)

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT : CPT 7 FS = 1.10 M = 6.5 Amax = .12 * g



LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
 PROVA CPT : CPT 8 M = 6.5 Amax = .12 * g



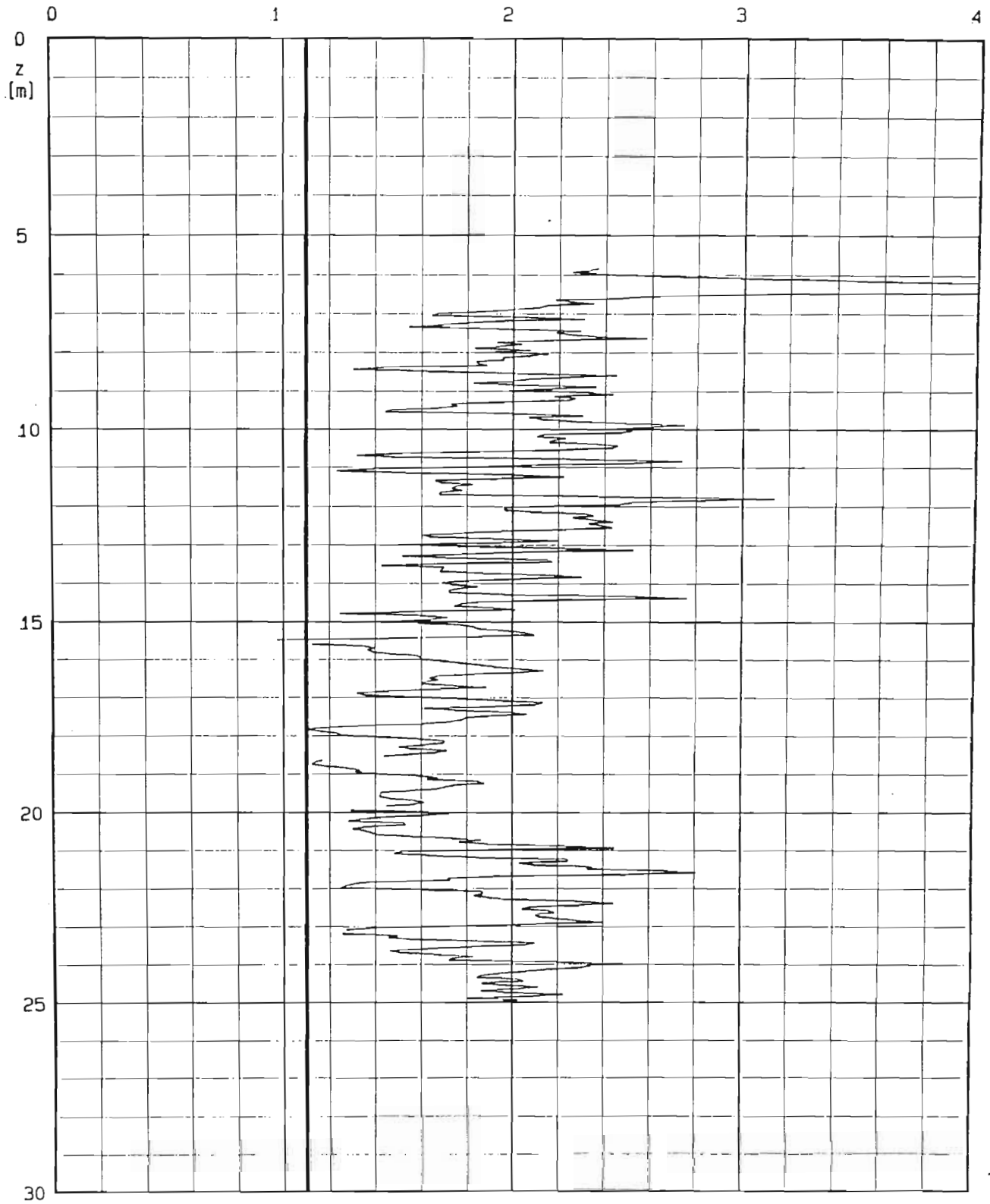
(τ/σ_{vo}) 1 ——— τ/σ_{vo} : ——— SEED (1986) AMBRASEYS (1988)

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

PROVA CPT : CPT 8

M = 6.5 Amax = .12 * g

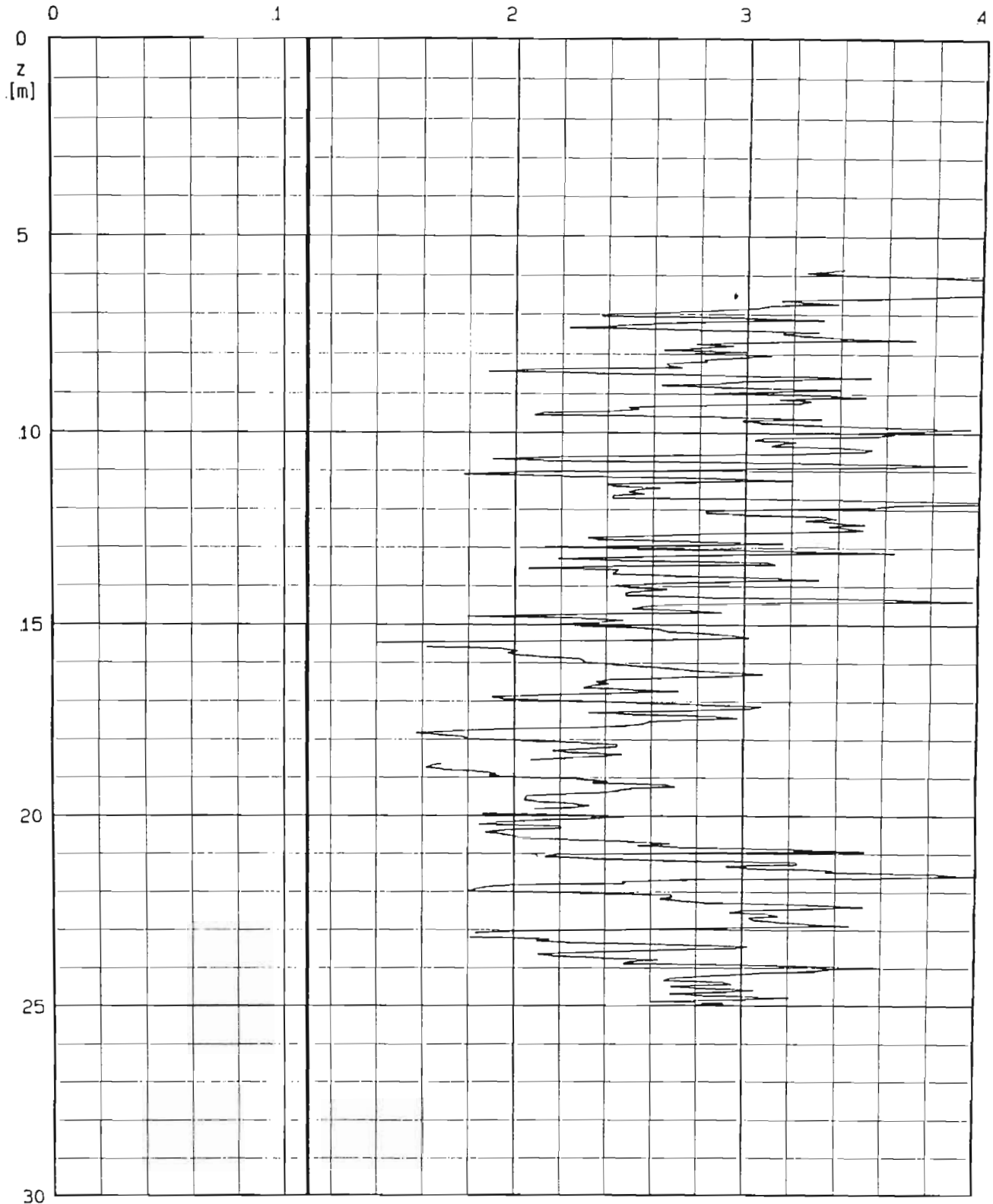
$$FS = (\text{Tau}/\text{Sigma}_v) / (\text{Tau}/\text{Sigma}_v)$$



Metodo di : — SEED (1986)

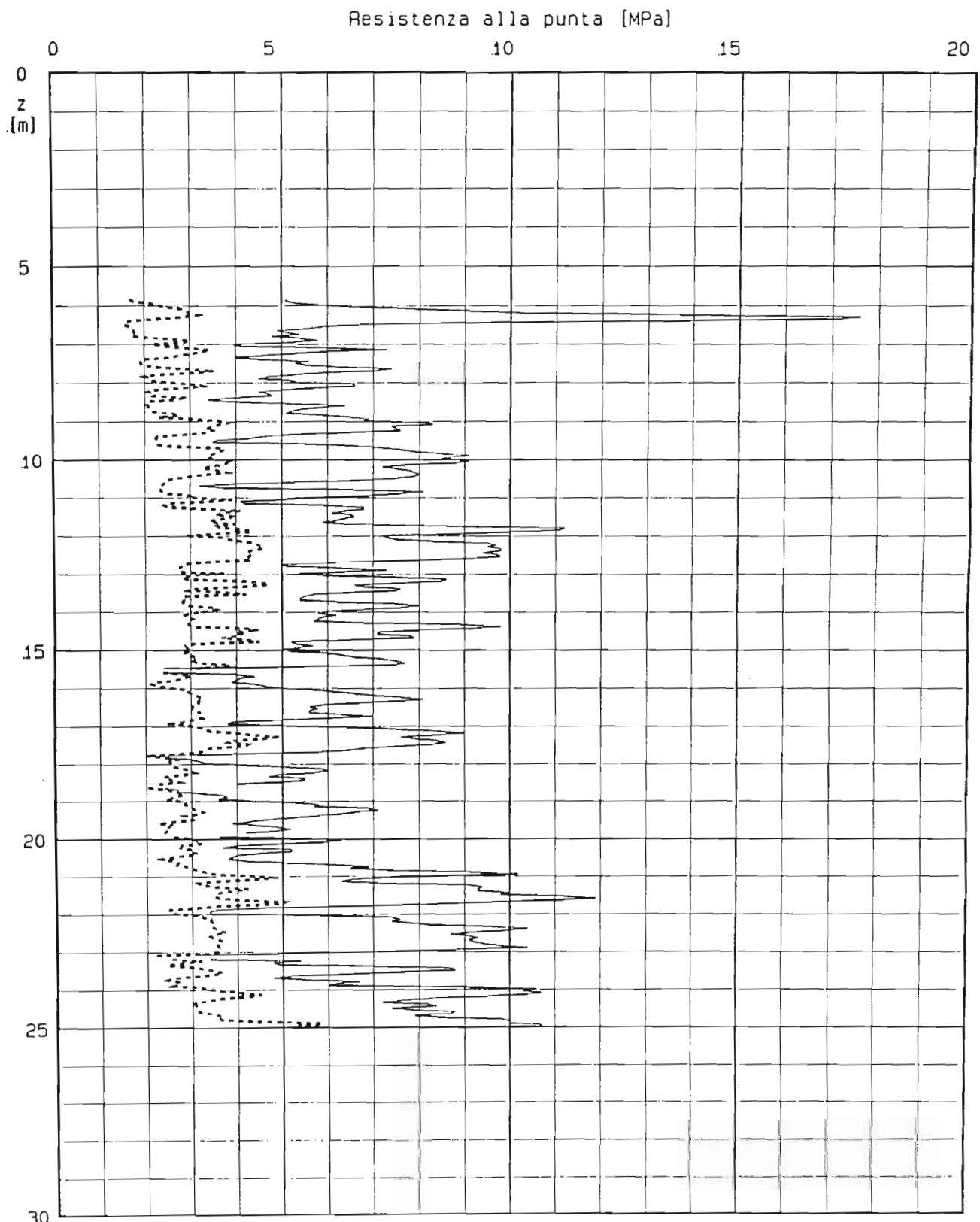
LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT : CPT 8 M = 6.5 Amax = .12 * g

$$FS = (\text{Tau}/\text{Sig}^{\text{avo}}) / (\text{Tau}/\text{Sig}^{\text{avo}})$$



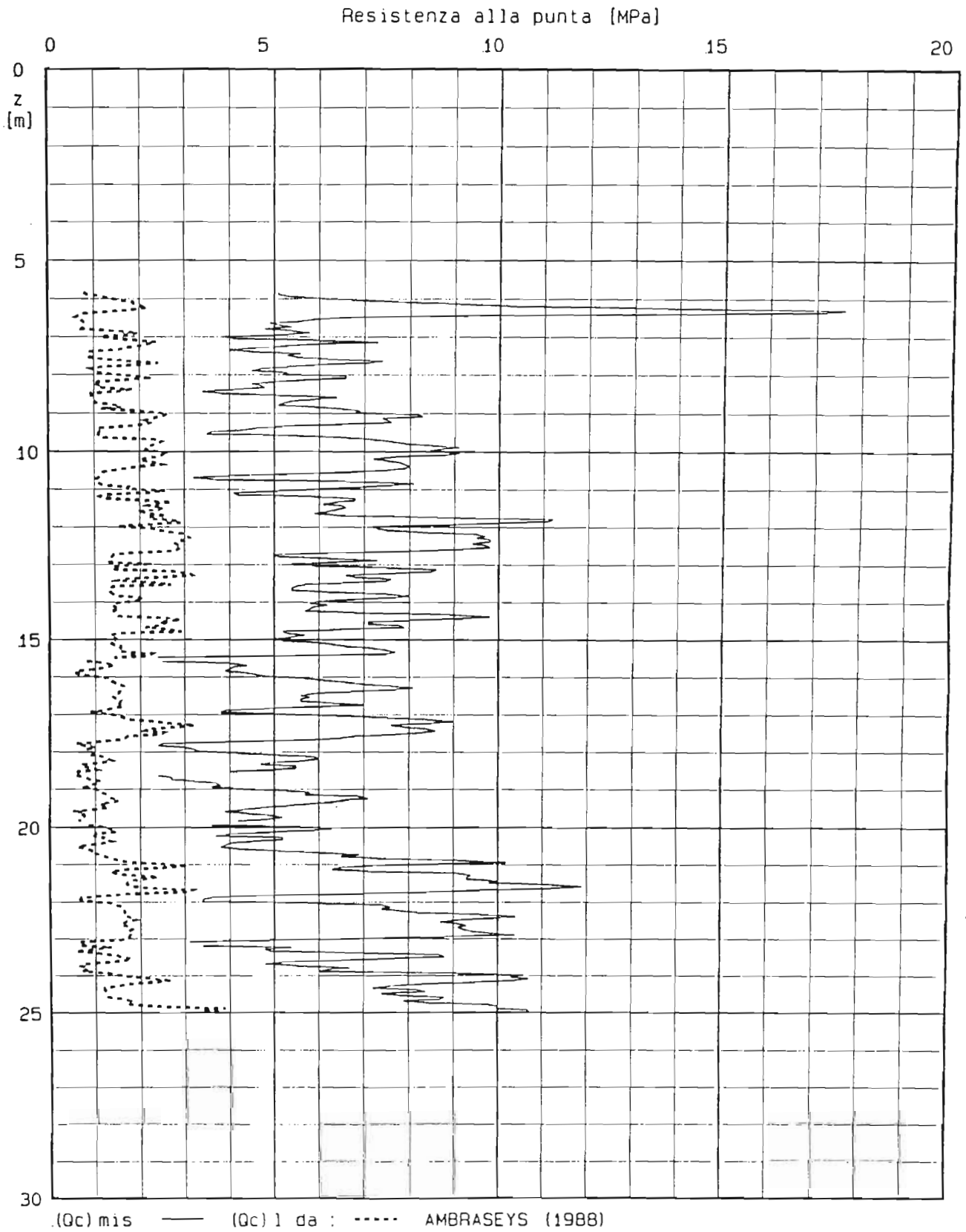
Metodo di : — AMBRASEYS (1988)

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT : CPT 8 FS = 1.10 M = 6.5 Amax = .12 * g

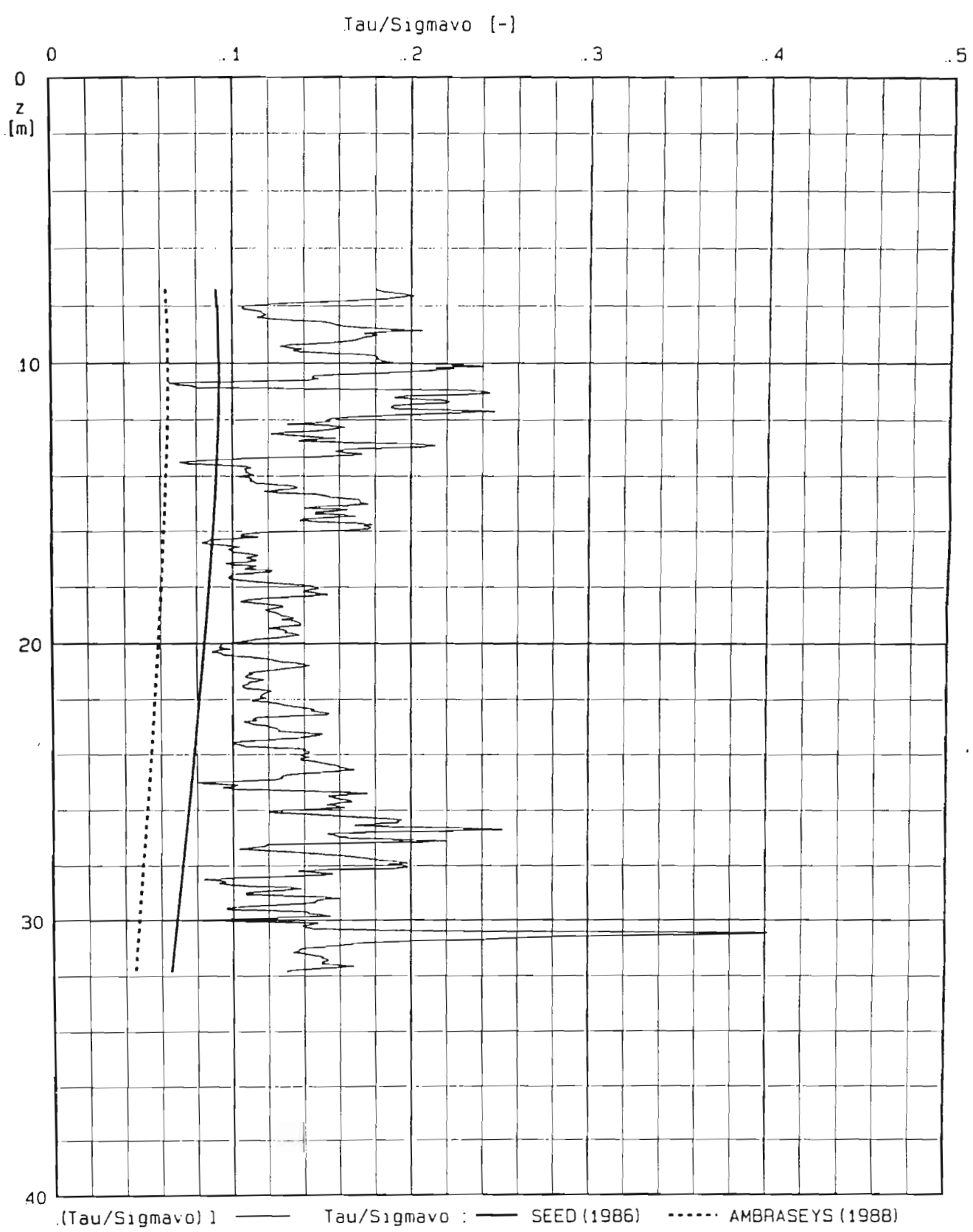


(Qc) mis — (Qc) l da : SEED (1986)

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT : CPT 8 FS = 1.10 M = 6.5 Amax = .12 * g



LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT : CPT 9 M = 6.5 Amax = .12 * g

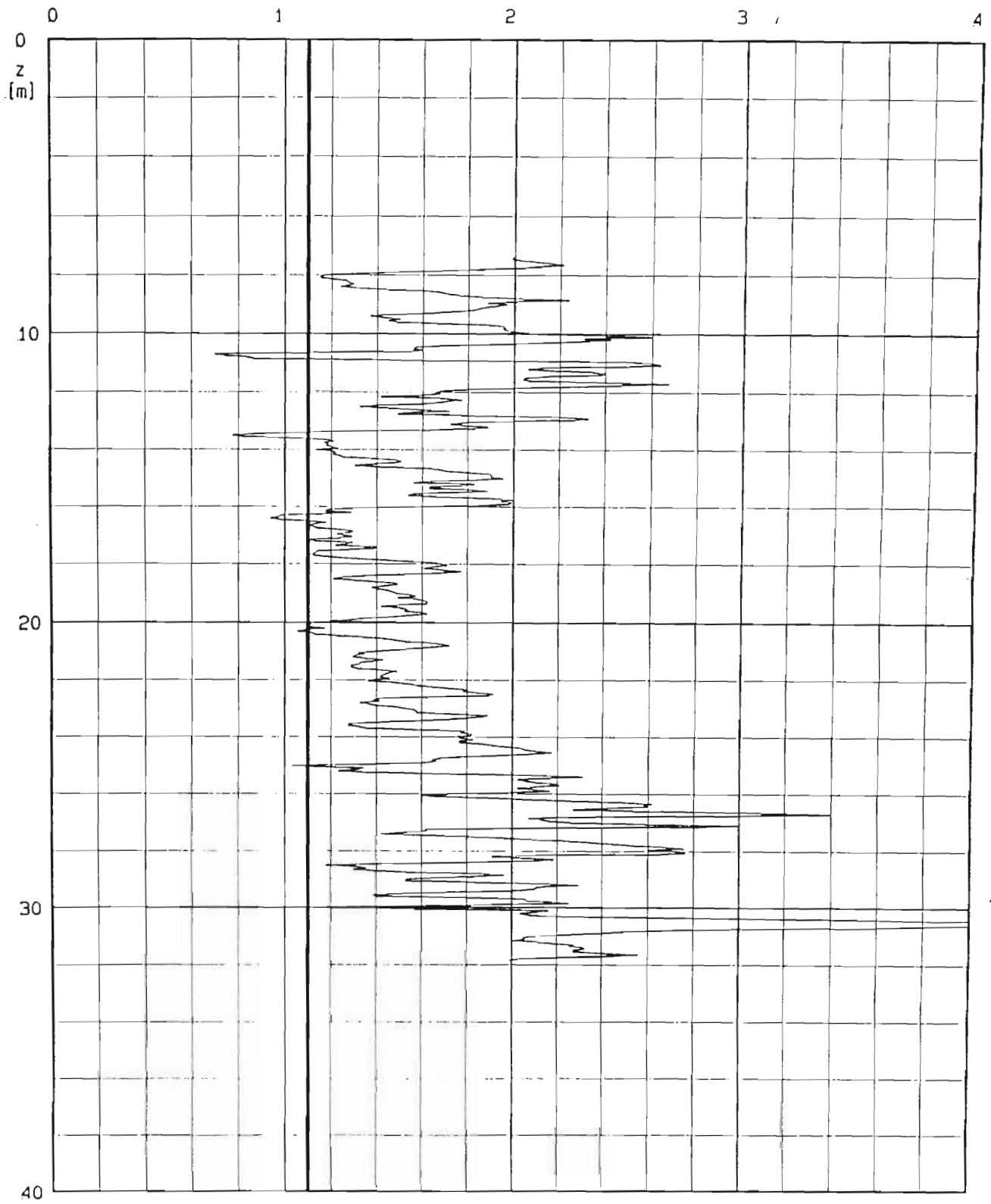


LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

PROVA CPT : CPT 9

M = 6.5 Amax = .12 * g

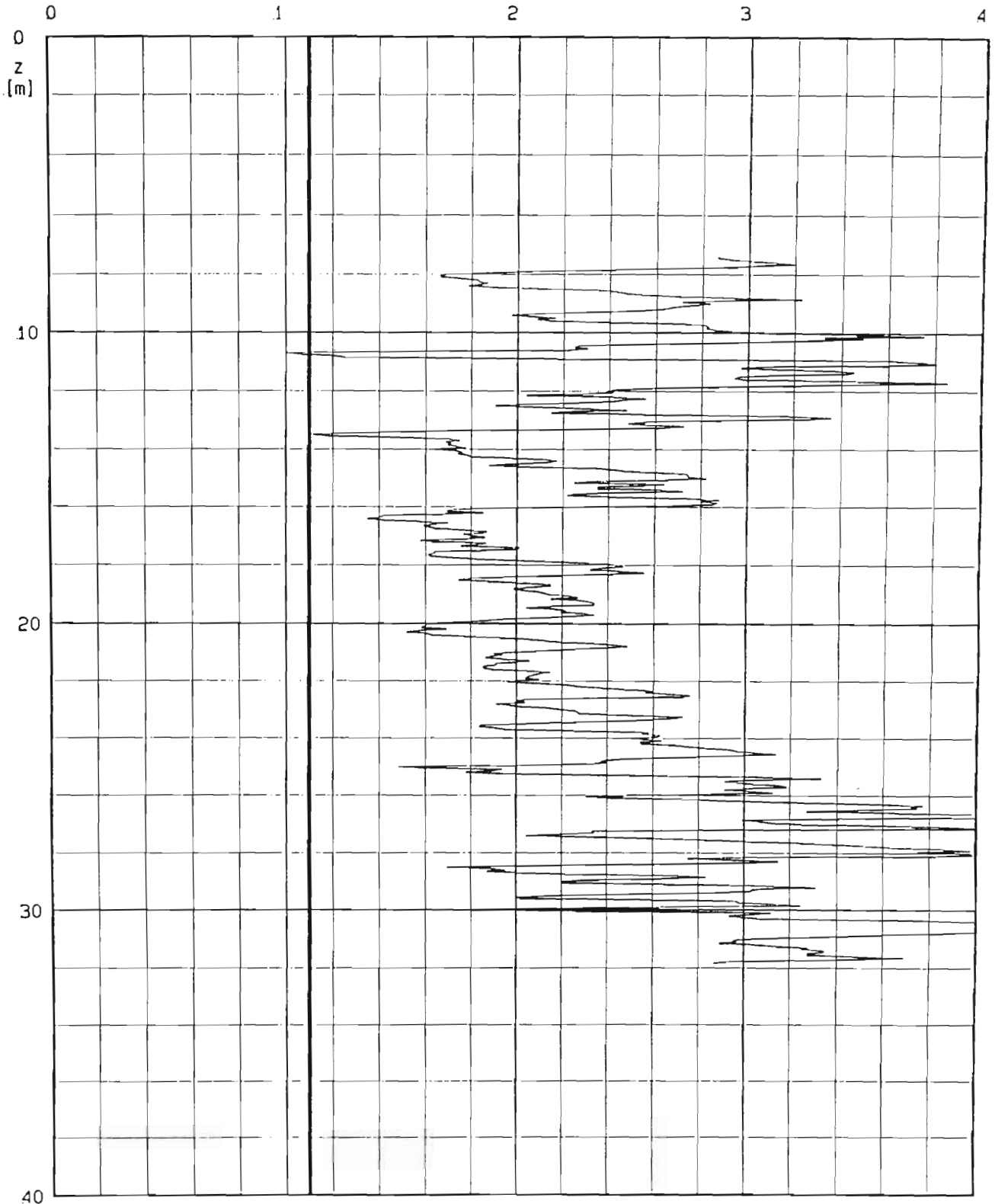
$$FS = (\text{Tau}/\text{Sigma}_{\text{avo}}) / (\text{Tau}/\text{Sigma}_{\text{avo}})$$



Metodo di : — SEED (1986)

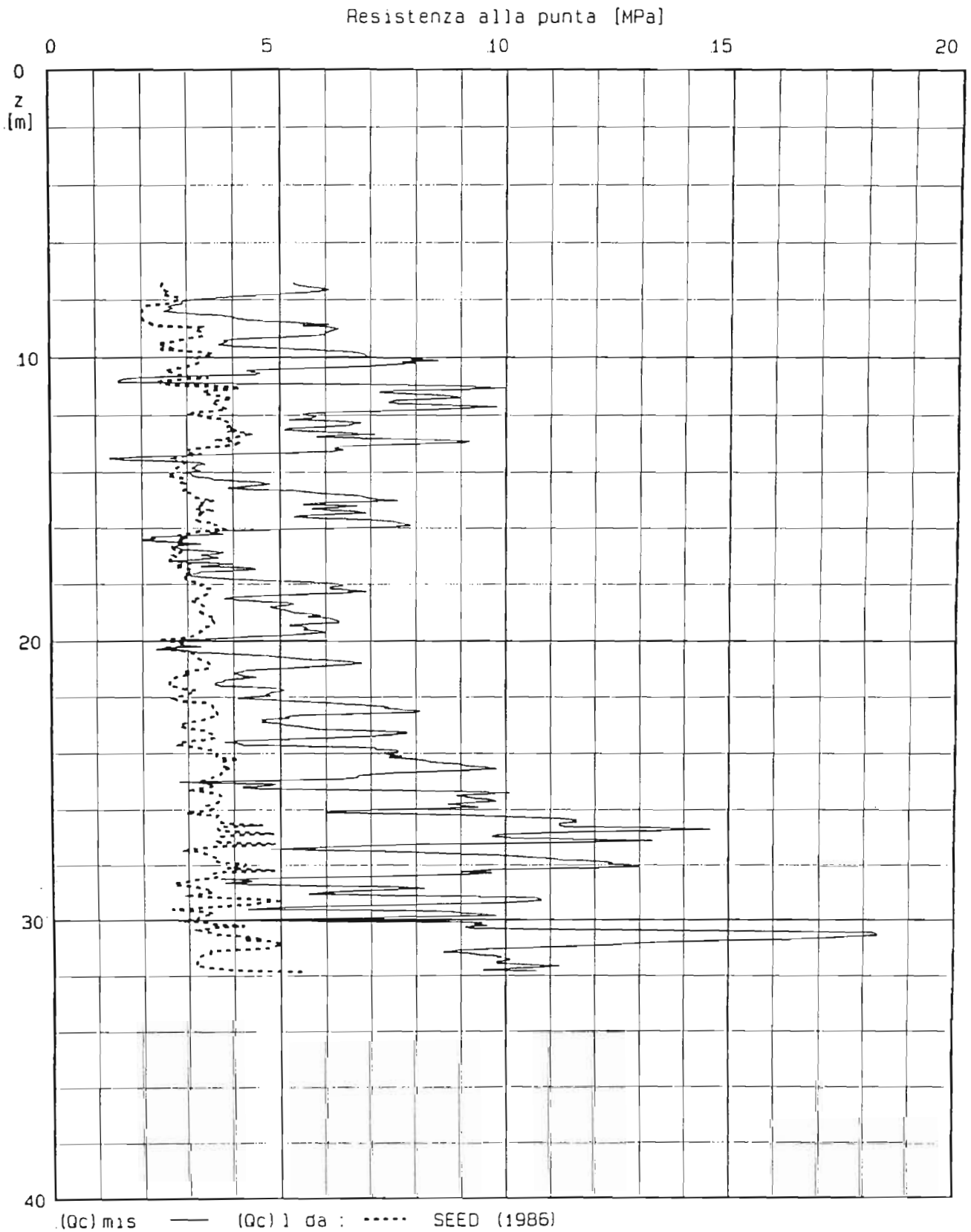
LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT : CPT 9 M = 6.5 Amax = .12 * g

$$FS = (\tau/\sigma_{avo})_1 / (\tau/\sigma_{avo})$$

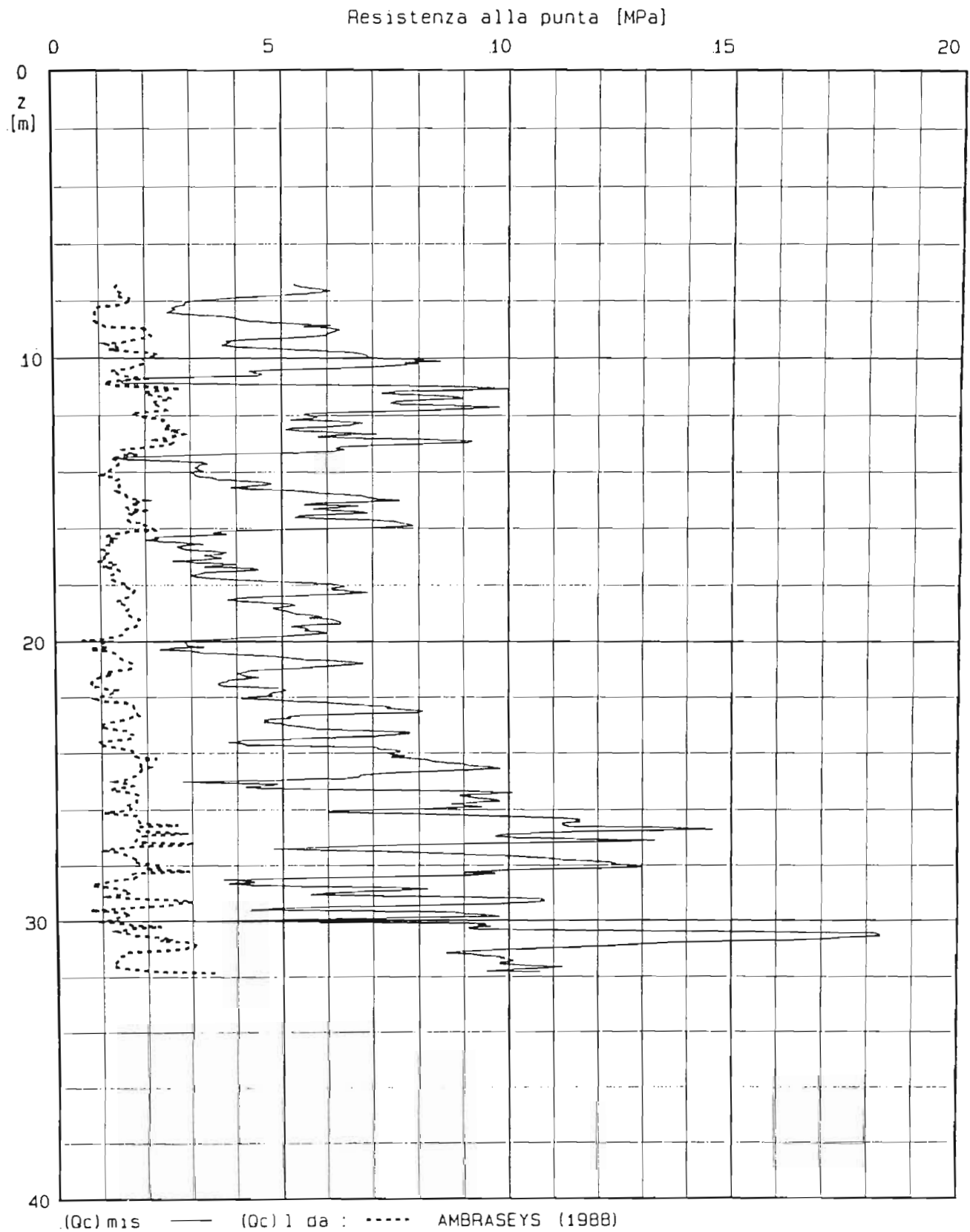


Metodo di : — AMBRASEYS (1988)

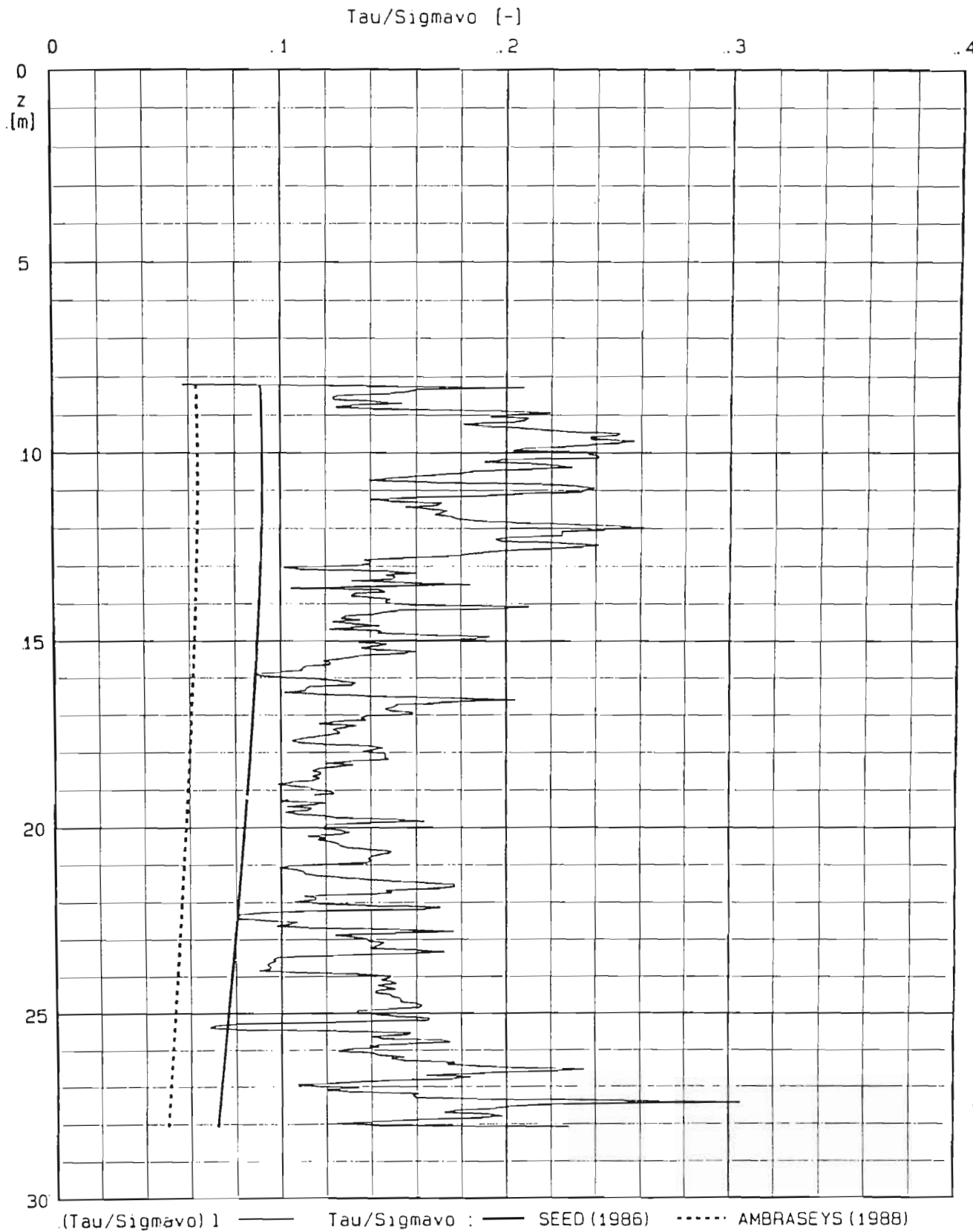
LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT : CPT 9 FS = 1.10 M = 6.5 Amax = .12 * g



LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT : CPT 9 FS = 1.10 M = 6.5 Amax = .12 * g

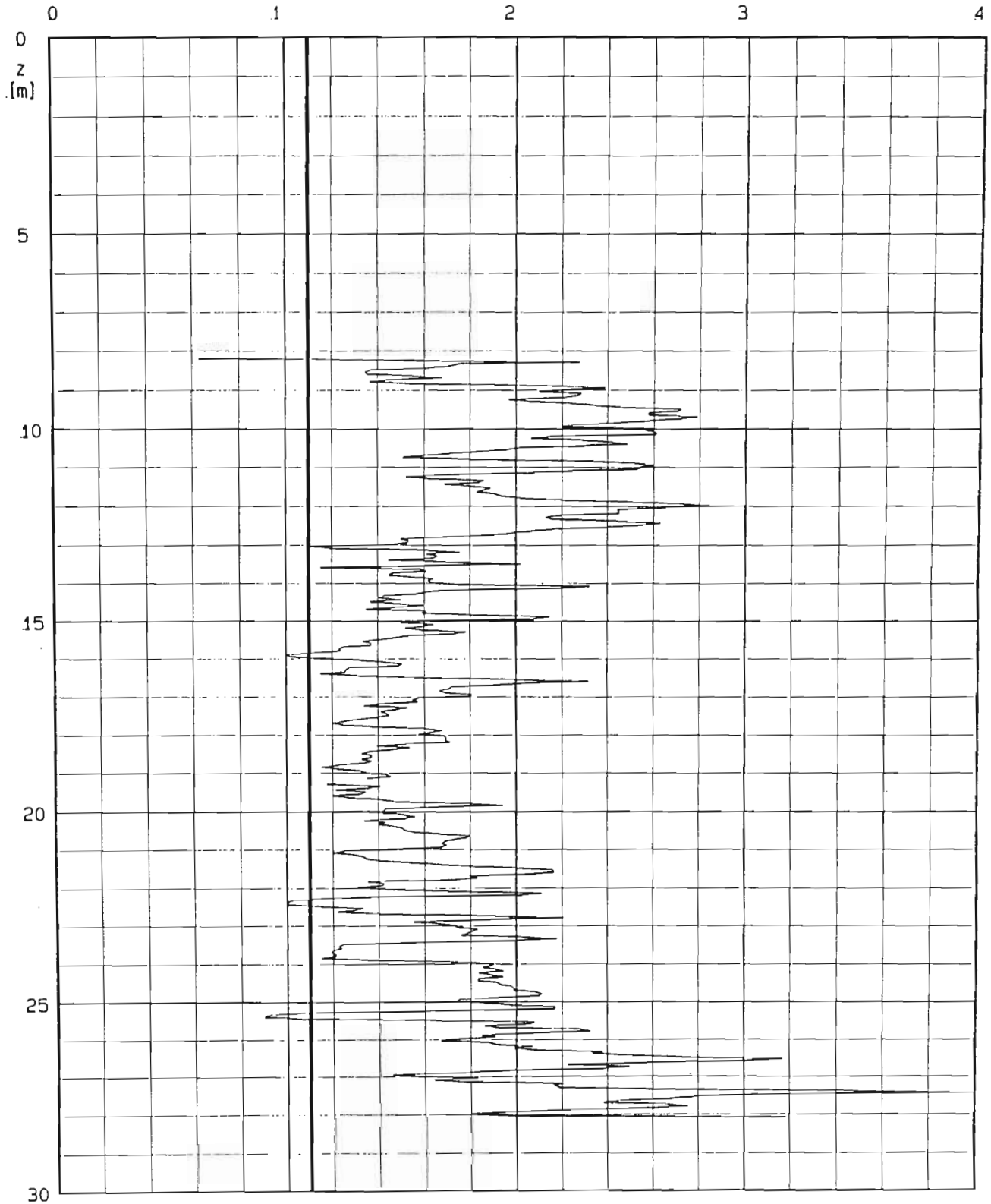


LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT : CPT 10 M = 6.5 Amax = .12 * g



LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT : CPT 10 M = 6.5 Amax = .12 * g

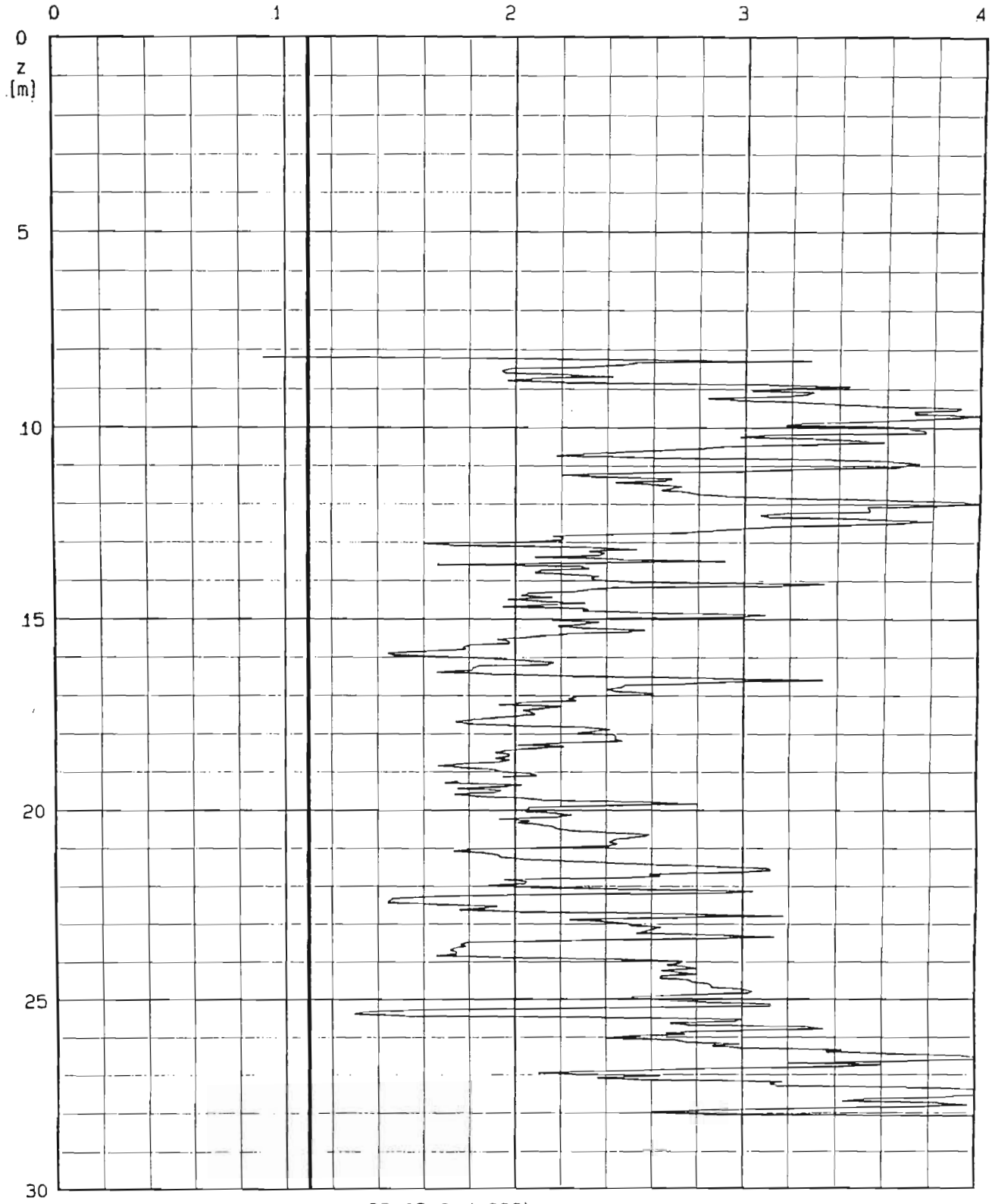
$$FS = (\tau/\sigma_{avo}) / (\tau/\sigma_{avo})$$



Metodo di : — SEED (1986)

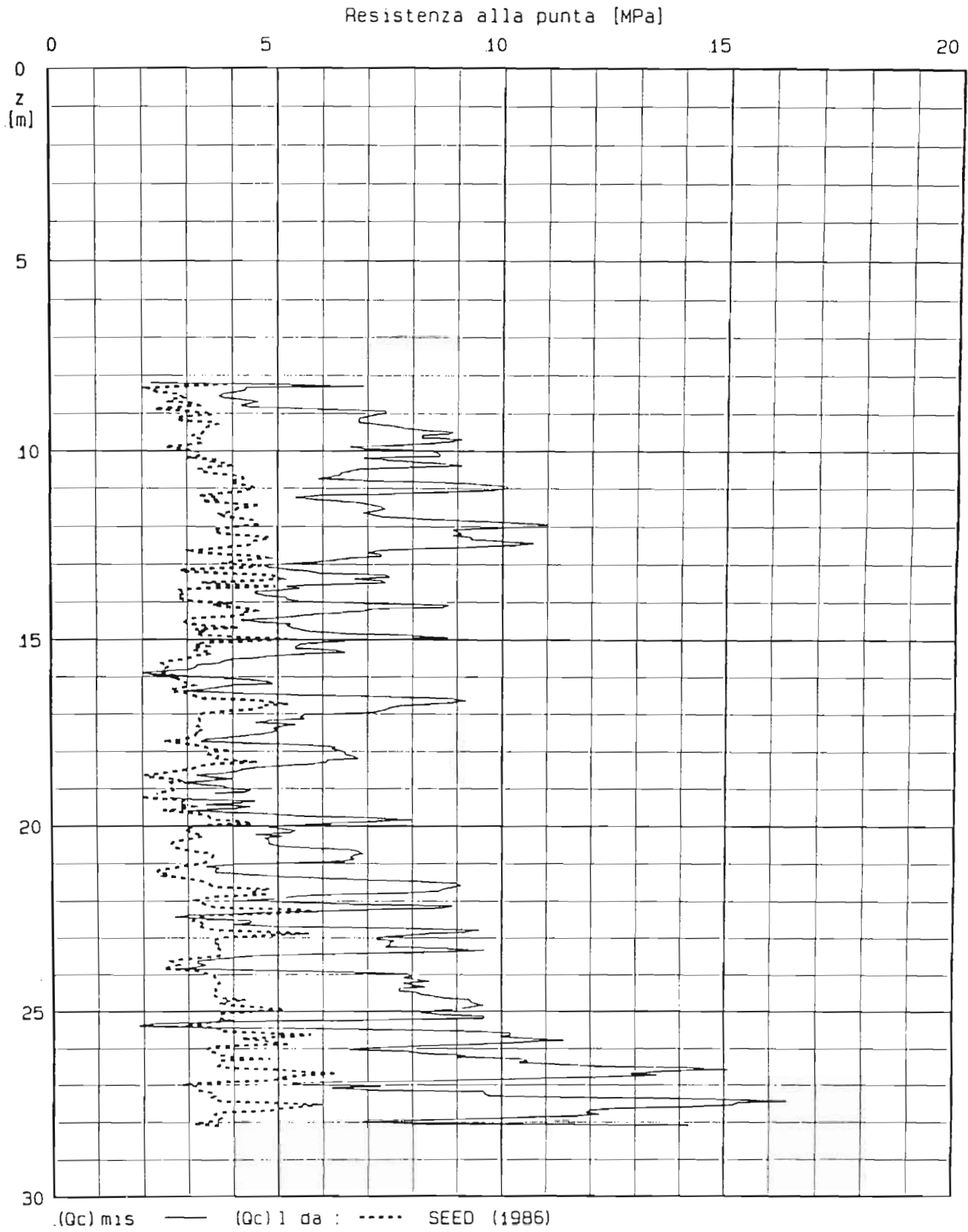
LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT : CPT 10 M = 6.5 Amax = .12 * g

$$FS = (\text{Tau}/\text{Sigma}_v) / (\text{Tau}/\text{Sigma}_v)$$

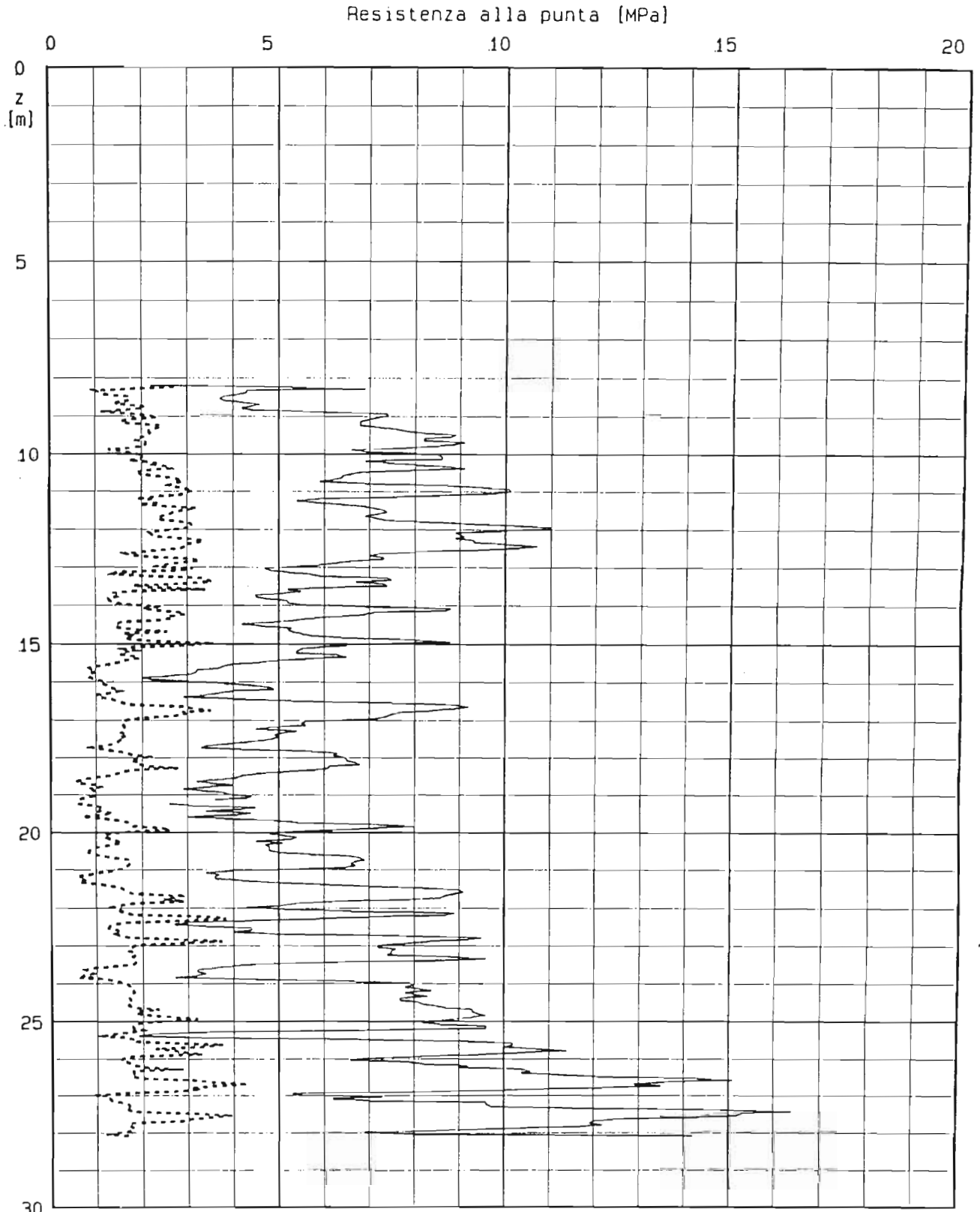


Metodo di : — AMBRASEYS (1988)

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT : CPT 10 FS = 1.10 M = 6.5 Amax = .12 * g

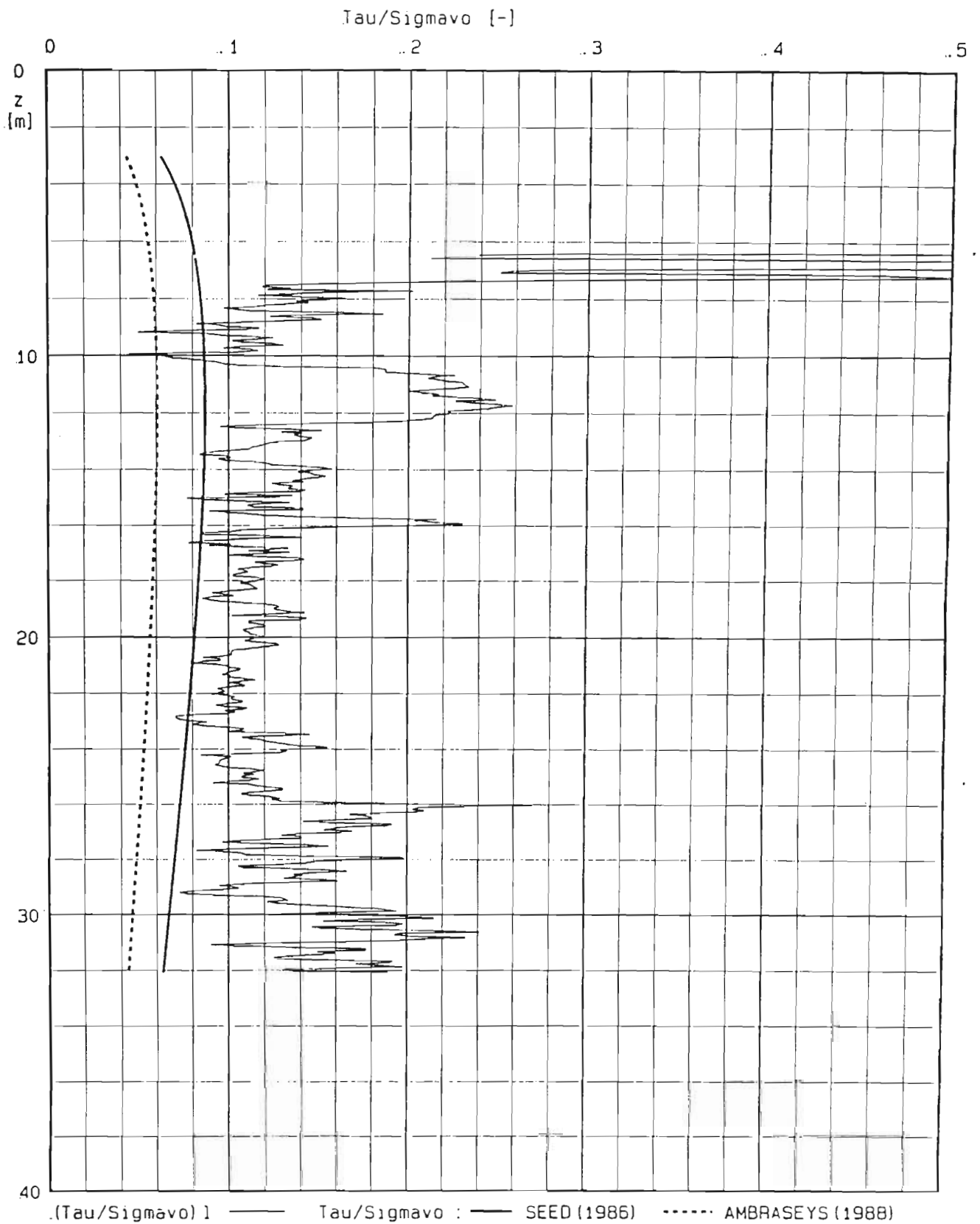


LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT : CPT 10 FS = 1.10 M = 6.5 Amax = .12 * g



[Qc] mis — [Qc] da : AMBRASEYS (1988)

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT : CPT103 M = 6.5 Amax = .12 * g

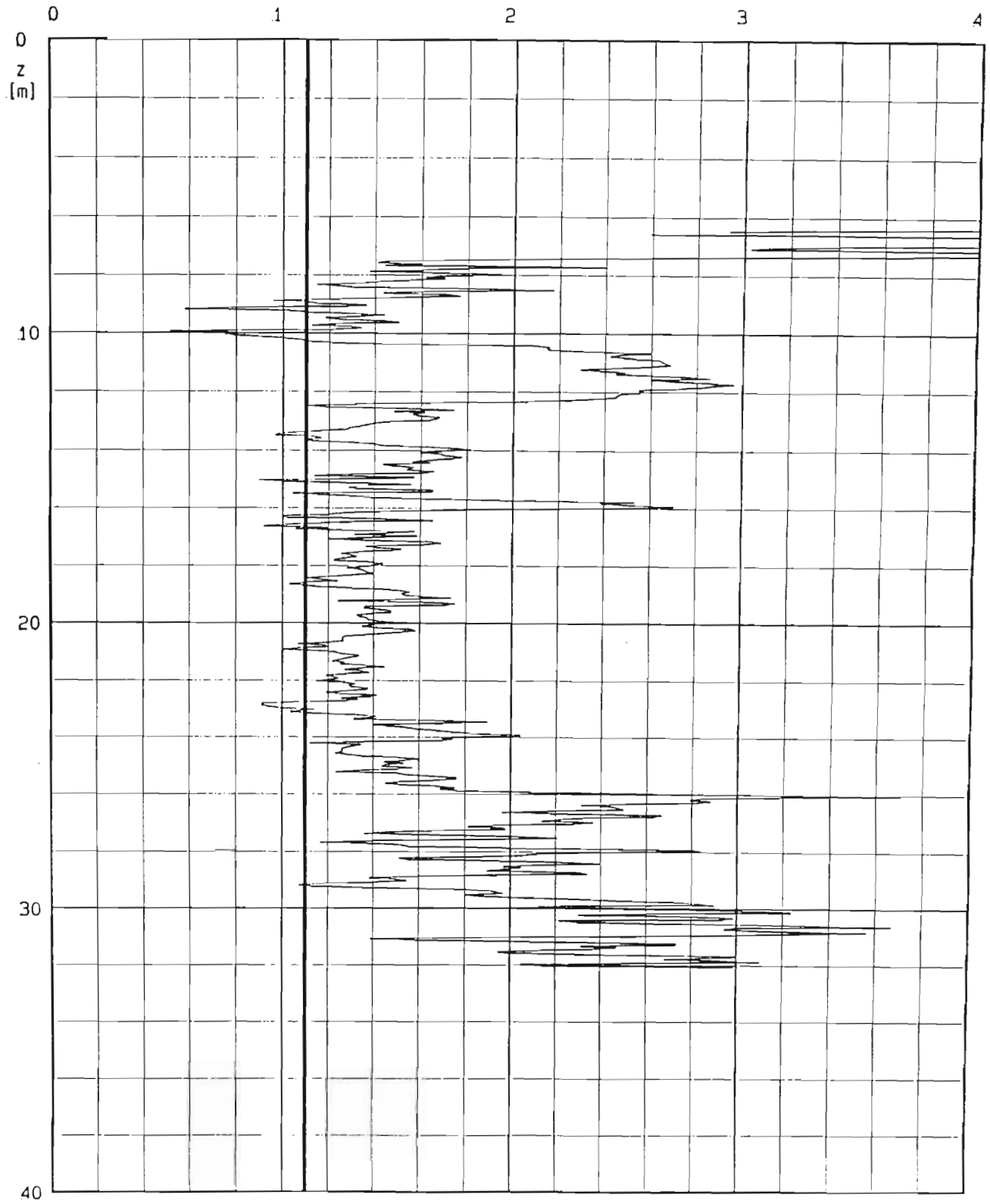


LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL

PROVA CPT : CPT103

M = 6.5 Amax = .12 * g

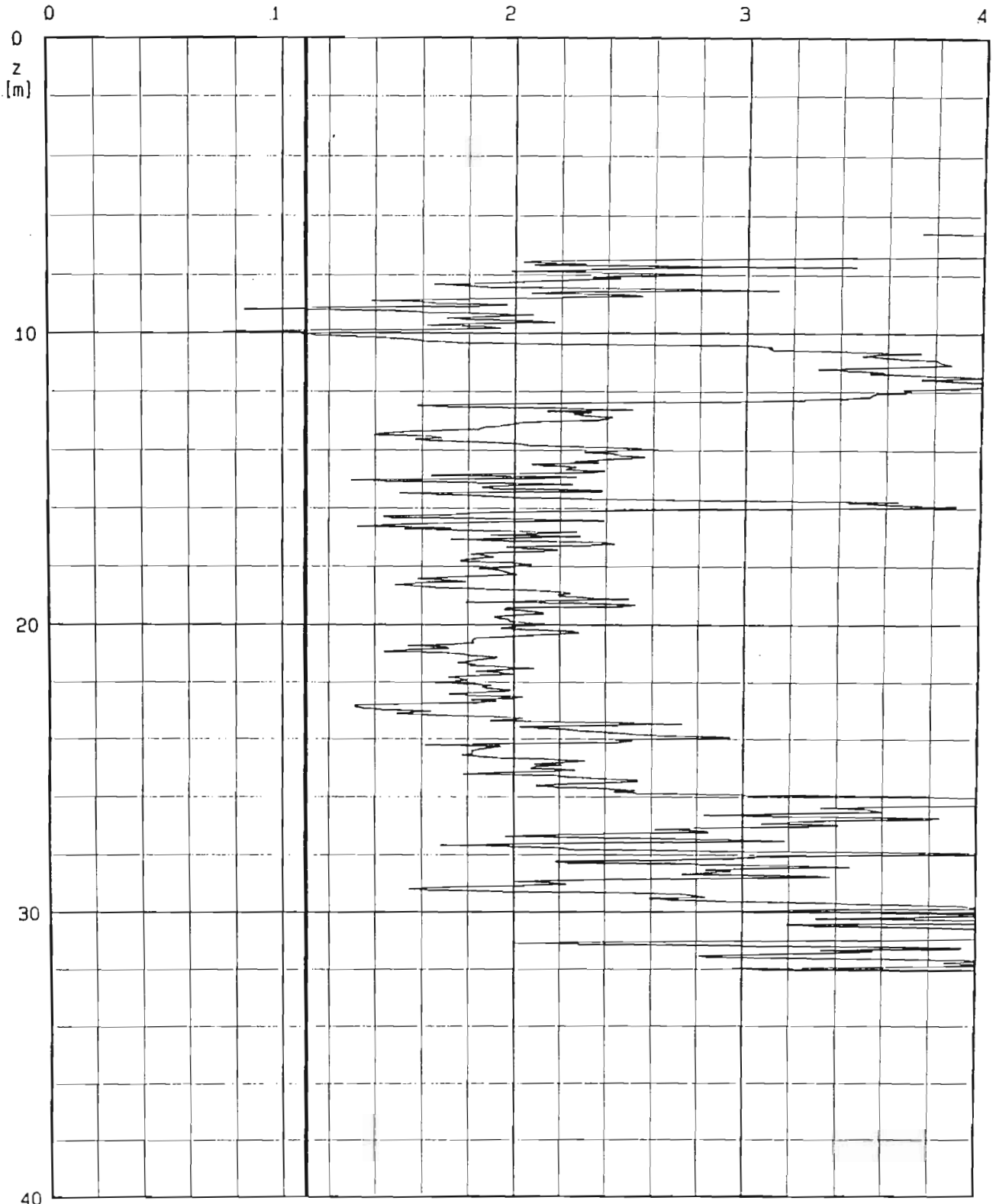
$$FS = (\text{Tau}/\text{Sigmax}) / (\text{Tau}/\text{Sigmax})$$



Metodo di : — SEED (1986)

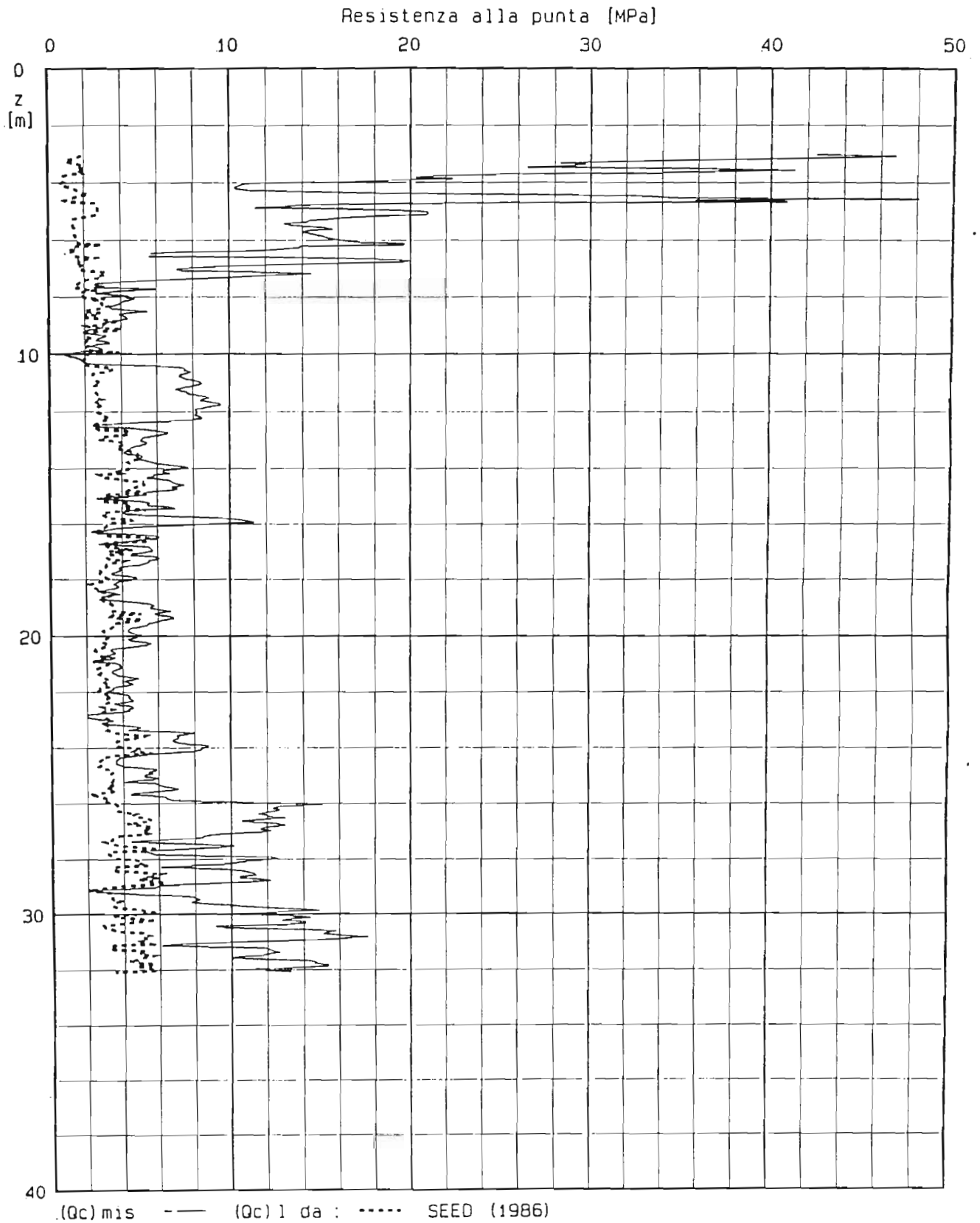
LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT : CPT103 M = 6.5 Amax = .12 * g

$$FS = (\tau/\sigma_{avo})_1 / (\tau/\sigma_{avo})$$

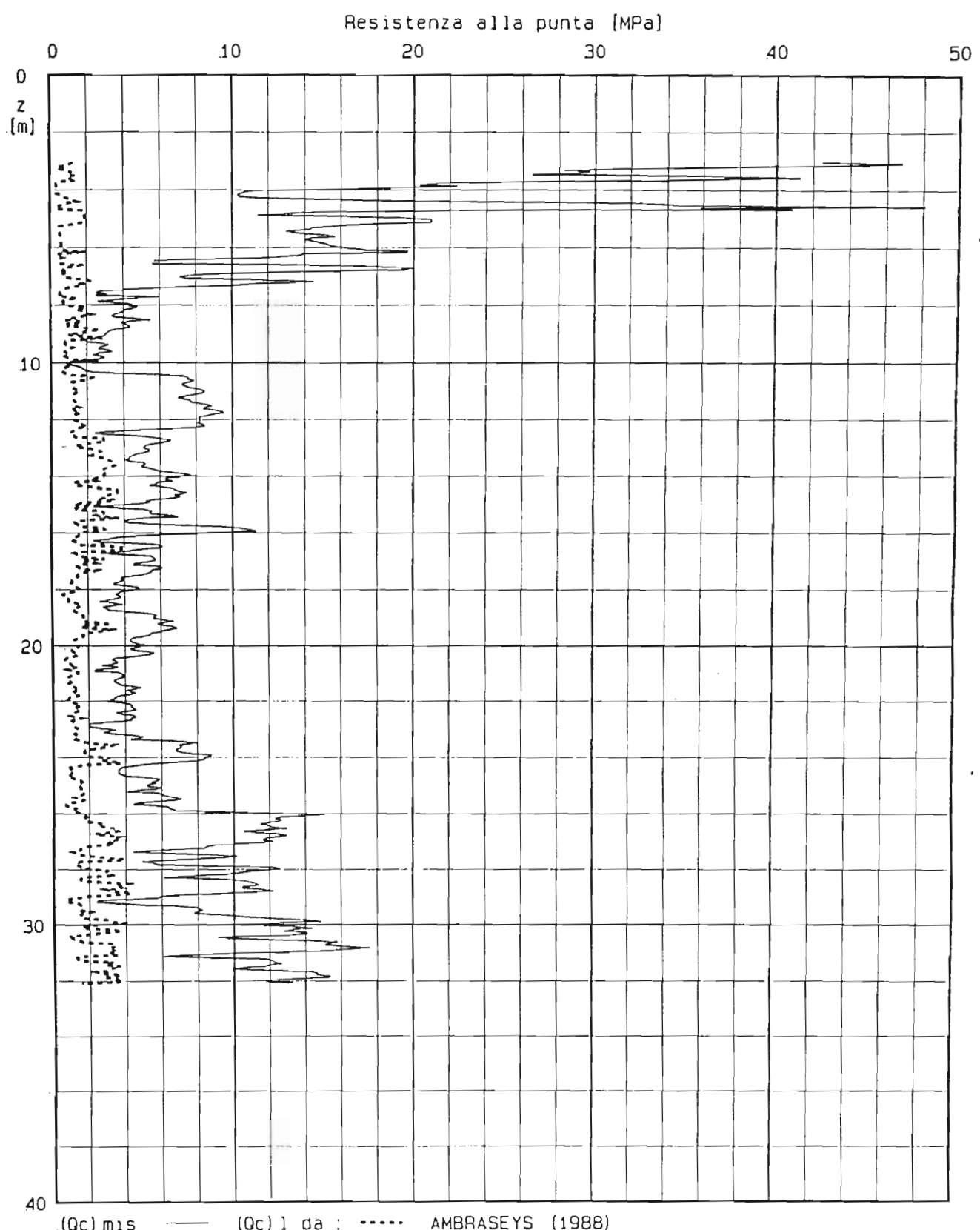


Metodo di : — AMBRASEYS (1988)

LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT : CPT103 FS = 1.10 M = 6.5 Amax = .12 * g



LOCALITA' : Termini Imerese-Centrale ENEL
PROVA CPT : CPT103 FS = 1.10 M = 6.5 Amax = .12 * g





GENTRALE TERMoeLETTRICA DI
TERMINI IMERESE LEVANTE

Prog.
Doc.

DTA-6675
RAT-DTA-203
Rev. 01

RELAZIONE GEOTECNICA FINALE

APPENDICE D: Risultati del calcolo dei cedimenti
del palo singolo

CALCOLO CEDIMENTO PALO SINGOLO D=800 mm

AXIALLY LOADED PILE, CONSTANT OD

1	3	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
			.1000E+01	.2400E-02
			.1100E+01	.1000E+00
2	3	.2500E+01	.0000E+00	.0000E+00
			.1650E+02	.2500E-02
			.1660E+02	.1000E+00
3	3	.7500E+01	.0000E+00	.0000E+00
			.4000E+02	.2400E-02
			.4000E+02	.1000E+00
4	3	.1250E+02	.0000E+00	.0000E+00
			.4000E+02	.2500E-02
			.4000E+02	.1000E+00
5	3	.1625E+02	.0000E+00	.0000E+00
			.4000E+02	.2500E-02
			.4000E+02	.1000E+00
6	3	.1875E+02	.0000E+00	.0000E+00
			.4000E+02	.2500E-02
			.4000E+02	.1000E+00
7	3	.2200E+02	.0000E+00	.0000E+00
			.4000E+02	.2500E-02
			.4000E+02	.1000E+00
8	3	.2550E+02	.0000E+00	.0000E+00
			.1940E+03	.2500E-02
			.1941E+03	.1000E+00
9	3	.2700E+02	.0000E+00	.0000E+00
			.1940E+03	.2500E-02
			.1941E+03	.1000E+00

DEPTH	AE PILE
M.	KN.
.0000E+00	.1250E+08
.2700E+02	.1250E+08

TIP LOAD	TIP MOVEMENT
KN.	M.
.0000E+00	.0000E+00
.2700E+04	.2500E-01
.2701E+04	.1000E+00

PILE LENGTH	OUTER DIAMETER	TOLERANCE
M.	M.	M.
.2700E+02	.8000E+00	.1000E-03

1

CALCOLO CEDIMENTO PALO SINGOLO D=800 mm

TOP LOAD	TOP MOVEMENT	TIP MOVEMENT	TIP LOAD
KN.	M.	M.	KN.
.2468E+03	.4106E-03	.1000E-03	.1080E+02
.4935E+03	.8211E-03	.2000E-03	.2160E+02
.9870E+03	.1642E-02	.4000E-03	.4320E+02
.1481E+04	.2463E-02	.6000E-03	.6480E+02
.2336E+04	.4058E-02	.1000E-02	.1080E+03
.3952E+04	.9101E-02	.3000E-02	.3240E+03
.4276E+04	.1280E-01	.6000E-02	.6480E+03
.4492E+04	.1527E-01	.8000E-02	.8640E+03
.4708E+04	.1773E-01	.1000E-01	.1080E+04
.6329E+04	.3623E-01	.2500E-01	.2700E+04

CALCOLO CEDIMENTO PALO SINGOLO D=1000 mm

AXIALLY LOADED PILE, CONSTANT OD

1	3	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
			.1000E+01	.3000E-02
			.1100E+01	.1000E+00
2	3	.2500E+01	.0000E+00	.0000E+00
			.1650E+02	.3000E-02
			.1660E+02	.1000E+00
3	3	.7500E+01	.0000E+00	.0000E+00
			.4000E+02	.3000E-02
			.4000E+02	.1000E+00
4	3	.1250E+02	.0000E+00	.0000E+00
			.4000E+02	.3000E-02
			.4000E+02	.1000E+00
5	3	.1625E+02	.0000E+00	.0000E+00
			.4000E+02	.3000E-02
			.4000E+02	.1000E+00
6	3	.1875E+02	.0000E+00	.0000E+00
			.4000E+02	.3000E-02
			.4000E+02	.1000E+00
7	3	.2200E+02	.0000E+00	.0000E+00
			.4000E+02	.3000E-02
			.4000E+02	.1000E+00
8	3	.2550E+02	.0000E+00	.0000E+00
			.1940E+03	.3000E-02
			.1941E+03	.1000E+00
9	3	.2700E+02	.0000E+00	.0000E+00
			.1940E+03	.3000E-02
			.1941E+03	.1000E+00

DEPTH	AE PILE
M.	KN.
.0000E+00	.1963E+08
.2700E+02	.1962E+08

TIP LOAD	TIP MOVEMENT
KN.	M.
.0000E+00	.0000E+00
.3750E+04	.3000E-01
.3750E+04	.1000E+00

PILE LENGTH	OUTER DIAMETER	TOLERANCE
M.	M.	M.
.2700E+02	.1000E+01	.1000E-03

1

CALCOLO CEDIMENTO PALO SINGOLO D=1000 mm

TOP LOAD	TOP MOVEMENT	TIP MOVEMENT	TIP LOAD
KN.	M.	M.	KN.
.2231E+03	.2909E-03	.1000E-03	.1250E+02
.4462E+03	.5817E-03	.2000E-03	.2500E+02
.8925E+03	.1163E-02	.4000E-03	.5000E+02
.1339E+04	.1745E-02	.6000E-03	.7500E+02
.2231E+04	.2909E-02	.1000E-02	.1250E+03
.4910E+04	.7816E-02	.3000E-02	.3750E+03
.5285E+04	.1133E-01	.6000E-02	.7500E+03
.5536E+04	.1368E-01	.8000E-02	.1000E+04
.5786E+04	.1602E-01	.1000E-01	.1250E+04
.7661E+04	.3360E-01	.2500E-01	.3125E+04

CALCOLO CEDIMENTO PALO SINGOLO D=1200 mm

AXIALLY LOADED PILE, CONSTANT OD

1	3	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
			.1000E+01	.3600E-02
			.1100E+01	.1000E+00
2	3	.2500E+01	.0000E+00	.0000E+00
			.1650E+02	.3600E-02
			.1660E+02	.1000E+00
3	3	.7500E+01	.0000E+00	.0000E+00
			.4000E+02	.3600E-02
			.4000E+02	.1000E+00
4	3	.1250E+02	.0000E+00	.0000E+00
			.4000E+02	.3600E-02
			.4000E+02	.1000E+00
5	3	.1625E+02	.0000E+00	.0000E+00
			.4000E+02	.3600E-02
			.4000E+02	.1000E+00
6	3	.1875E+02	.0000E+00	.0000E+00
			.4000E+02	.3600E-02
			.4000E+02	.1000E+00
7	3	.2200E+02	.0000E+00	.0000E+00
			.4000E+02	.3600E-02
			.4000E+02	.1000E+00
8	3	.2550E+02	.0000E+00	.0000E+00
			.1940E+03	.3600E-02
			.1941E+03	.1000E+00
9	3	.2700E+02	.0000E+00	.0000E+00
			.1940E+03	.3600E-02
			.1941E+03	.1000E+00

DEPTH	AE PILE
M.	KN.
.0000E+00	.2826E+08
.2700E+02	.2826E+08

TIP LOAD	TIP MOVEMENT
KN.	M.
.0000E+00	.0000E+00
.5400E+04	.3600E-01
.5400E+04	.1000E+00

PILE LENGTH	OUTER DIAMETER	TOLERANCE
M.	M.	M.
.2700E+02	.1200E+01	.1000E-03

1

CALCOLO CEDIMENTO PALO SINGOLO D=1200 mm

TOP LOAD	TOP MOVEMENT	TIP MOVEMENT	TIP LOAD
KN.	M.	M.	KN.
.2076E+03	.2287E-03	.1000E-03	.1500E+02
.4151E+03	.4574E-03	.2000E-03	.3000E+02
.8303E+03	.9148E-03	.4000E-03	.6000E+02
.1245E+04	.1372E-02	.6000E-03	.9000E+02
.2076E+04	.2287E-02	.1000E-02	.1500E+03
.5489E+04	.6657E-02	.3000E-02	.4500E+03
.6343E+04	.1044E-01	.6000E-02	.9000E+03
.6643E+04	.1273E-01	.8000E-02	.1200E+04
.6943E+04	.1502E-01	.1000E-01	.1500E+04
.9193E+04	.3217E-01	.2500E-01	.3750E+04