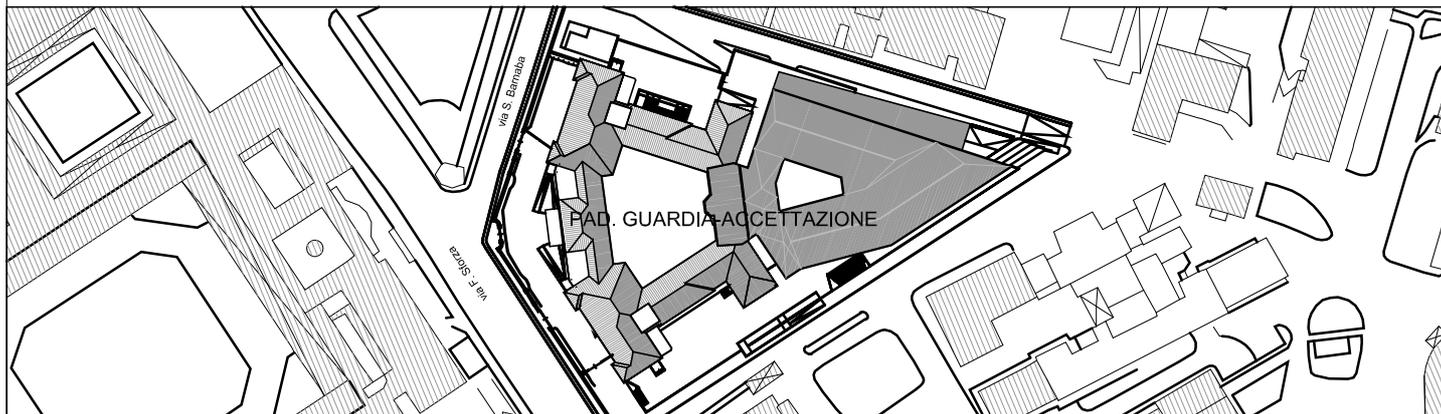




Fondazione IRCCS di natura pubblica
**OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI e REGINA ELENA
 MILANO**



**REALIZZAZIONE DEL NUOVO DIPARTIMENTO DI EMERGENZA ATTRAVERSO LA
 RISTRUTTURAZIONE ED AMPLIAMENTO DEL PADIGLIONE GUARDIA - ACCETTAZIONE**

PROGETTO ESECUTIVO



STUDIO ALTIERI S.p.A. DIR. TECNICO: ING. EVERARDO ALTIERI capogruppo
 Via Colleoni, 52 - 36016 Thiene (VI)



DIR. TECNICO: ING. F. IACOTUCCI
 Via Salaria 394/A - 00197 ROMA



DIR. TECNICO: ING. G. PARIETTI
 Via A.Mazzi, 32 - 24018 Villa D'almè (BG)



TIFS ingegneria S.r.l. DIR. TECNICO: ING. G. FINOTTI. ING. V. STEFANUTTI
 Corso Stati Uniti, 56 - 35127 Padova



S.TE.P. s.n.c. DIR. TECNICO: ING. A. TORTI, ING. M. VALLIERI,
 ING. P. ZAMBELLI.
 Via Pontegradella, 87 - 44100 Ferrara

Arch. Carlo Costa Via Bologna, 46 - 36016 Thiene (VI)

COMMITTENTE:

Fondazione IRCCS di natura pubblica
 OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO,
 MANGIAGALLI e REGINA ELENA
 MILANO

**RESPONSABILE DEL
 PROCEDIMENTO:**

Ing. SANTO DE STEFANO

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE PER
 LE FUNZIONI SPECIALISTICHE

Ing. E. Altieri

RESPONSABILE DELLA PROGETTAZIONE

Arch. A. Altieri

PROGETTO ARCHITETTONICO

Arch. A. Altieri - Arch. L. Cerutti - Arch. M. Neri

PROGETTO STRUTTURALE

Ing. G. Parietti

PROGETTO IMPIANTI TERMOMECCANICI

Ing. G. Finotti

PROGETTO IMPIANTI ELETTRICI E SPECIALI

Ing. G. Finotti

PROGETTO IDRICO SANITARIO E GAS MEDICALI

Ing. A. Torti

TITOLO

Progetto Strutture Appendice 3 - relazione geotecnica

COD. EL.

S V · 0 0 3 1 · P E · R L · S · 1 0 0 7

REV.

0 1

SCALA

REV. N°	DATA	MOTIVO DELLA EMISSIONE	ESEG.	CONTROL.	APPROV.
00	02/2009	EMISSIONE	LOCATELLI	LOCATELLI	PARIETTI
01	10/2009	REVISIONE PER VALIDAZIONE	LOCATELLI	LOCATELLI	PARIETTI

FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Acettazione PROGETTO ESECUTIVO RELAZIONE GEOTECNICA	rev.	Data
	00	febbraio-2009
	01	ottobre-2009

Indice

1	GENERALITÀ.....	1-1
1.1	Oggetto e scopo	1-1
1.2	Riferimenti altimetrici	1-1
2	QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO	2-3
2.1	Normativa nazionale di riferimento	2-3
2.2	Classificazione sismica.....	2-4
2.2.1	Classificazione del comune di Milano (MI) secondo normativa previgente.....	2-4
2.2.2	Classificazione del comune di Milano (MI) secondo OM 3274/03 (Allegato 1)	2-5
2.2.3	Classificazione del Comune di Milano (MI) su base regionale	2-5
2.3	Considerazioni progettuali e criteri di verifica	2-6
2.4	Verifiche geotecniche agli stati limite.....	2-7
2.4.1	Coefficienti parziali	2-8
3	AZIONE SISMICA DI PROGETTO	3-9
3.1	Accelerazione di picco su suolo roccioso (PGA).....	3-9
3.2	Parametri di amplificazione locale	3-9
3.2.1	Effetti stratigrafici (parametro S)	3-9
3.2.2	Effetti topografici (parametro S _T).....	3-11
3.3	Fattore di importanza.....	3-11
3.4	Parametri sismici di progetto	3-12
4	INQUADRAMENTO STRATIGRAFICO DEL SITO.....	4-13
4.1	Indagine di riferimento	4-13
4.2	Stratigrafia di riferimento.....	4-13
4.3	Livello della falda	4-14
4.3.1	Livello misurato in sito.....	4-14
4.3.2	Previsione a lungo termine e livello di progetto	4-14
5	INQUADRAMENTO GEOTECNICO DEI TERRENI IN SITO	5-18
5.1	Dato SPT misurato	5-18
5.2	Dato DPSH misurato	5-20
5.3	Correzioni preliminari del dato SPT misurato	5-21
5.4	Densità relativa	5-22
5.5	Angolo d'attrito.....	5-24

FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Acettazione PROGETTO ESECUTIVO RELAZIONE GEOTECNICA	rev.	Data
	00	febbraio-2009
	01	ottobre-2009

5.6	Parametri di deformabilità.....	5-26
5.6.1	Verifiche di cedimento di plinti e travi di fondazioni	5-26
5.6.2	Opere di sostegno dei fronti di scavo.....	5-27
6	PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI	6-30
7	PARATIE – CRITERI DI CALCOLO DELLE AZIONI E DELLE DEFORMAZIONI.....	7-32
7.1	Codice di calcolo.....	7-32
7.2	Ipotesi generali di calcolo	7-32
7.3	Angolo di attrito terreno-struttura.....	7-32
7.4	Coefficiente di spinta a riposo	7-32
7.5	Coefficienti di spinta in condizioni statiche	7-33
7.5.1	Coefficiente di spinta attiva	7-33
7.5.2	Coefficiente di spinta passiva	7-33
7.6	Coefficienti di spinta in condizioni sismiche.....	7-34
7.6.1	Azione sismica di progetto	7-34
7.6.2	Incremento del coefficiente di spinta attiva del terreno.....	7-35
7.6.3	Riduzione del coefficiente di spinta passiva	7-35
8	PARATIE – CRITERI DI VERIFICA	8-37
8.1	Lunghezza di immorsamento	8-37
8.2	Verifica strutturale dei diaframmi in c.a.	8-37
8.3	Verifica dell'armatura dei micropali.....	8-37
8.4	Verifica delle travi metalliche di ripartizione.....	8-39
8.5	Verifica dei tiranti di ancoraggio	8-39
8.5.1	Resistenza ultima allo sfilamento del bulbo.....	8-39
8.5.2	Verifica a sfilamento del bulbo.....	8-41
8.5.3	Verifica a trazione dei trefoli.....	8-41
8.5.4	Inclinazione e lunghezza del tratto libero.....	8-41
9	PARATIE - CONTROLLI E COLLAUDI SUI TIRANTI.....	9-43
9.1	Riferimenti normativi	9-43
9.2	Tipologia, numero ed obbligatorietà delle prove	9-43
9.3	Generalità sulle prove.....	9-43

<p style="text-align: center;">FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA</p> <p style="text-align: center;">OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA</p> <p style="text-align: center;">Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Acettazione</p> <p style="text-align: center;">PROGETTO ESECUTIVO</p> <p style="text-align: center;">RELAZIONE GEOTECNICA</p>	rev.	Data
	00	febbraio-2009
	01	ottobre-2009

NORMATIVE E CIRCOLARI

Edilizia

DPR 06/06/2001 n.380 "Testo unico delle disposizioni normative e regolamentari in materia edilizia" GU n.245 del 20/10/2001.

Strutture e geotecnica

Normative di attuazione della Lg. 5 Novembre 1971, n.1086

Legge 5/11/71 n.1086 "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale, precompresso e per le strutture metalliche".

D.M. 14/02/92 "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche".

D.M. 09/01/96 "Norme tecniche per l'esecuzione di opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche".

D.M. 16/01/96 "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".

Circolare ministeriale Ministero LL.PP. n°252 del 15 ottobre 1996 - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per l'esecuzione di opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche." di cui al DM 9/1/96

Circolare ministeriale Ministero LL.PP. n°156 del 4 luglio 1996 Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e carichi e sovraccarichi" di cui al DM 16/1/96

Normativa di attuazione della Lg. 2 febbraio 1974, n.64

Lg. 2 febbraio 1974, n.64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche". G.U. n.76 del 21 Marzo, 1974

D.M. 11 Marzo 1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii e delle scarpate naturali, 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". G.U. - Roma - Mercoledì, 1 Giugno 1988.

D.M. 16/01/96 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche"

Ordinanza della protezione civile n.2788 del 12/06/1998 "Individuazione delle zone ad elevato rischio sismico del territorio nazionale" GU 146 del 25/06/1998

Circolare ministeriale Ministero LL.PP. n°30483 del 24 settembre 1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii e delle scarpate naturali, 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 – Istruzioni per l'applicazione".

<p style="text-align: center;">FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA</p> <p style="text-align: center;">OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA</p> <p style="text-align: center;">Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Acettazione</p> <p style="text-align: center;">PROGETTO ESECUTIVO</p> <p style="text-align: center;">RELAZIONE GEOTECNICA</p>	rev.	Data
	00	febbraio-2009
	01	ottobre-2009

Circolare ministeriale ministero LL.PP. n°218/24/3 del 9 gennaio 1996 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii e delle scarpate naturali, 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 – Istruzioni applicative per la redazione della relazione geologica e della relazione geotecnica".

Circolare 10/04/97 n°65/AA.GG. – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui ad D.M. 16.01.1996

Normativa in attuazione al "Testo Unico" (DM 14/09/2005)

D.M. 14/09/2005 "Norme tecniche per le costruzioni" - GU del 23/09/2005

Legge 17/08/2005 n.166 "[...] proroghe di termini per l'esercizio di deleghe legislative" GU 22/08/2005 n.194).

Parere CSLLP – Adunanza 13/12/2005 – prot. N.264 "Applicazione del DM14/9/2005, recante "Norme tecniche per le Costruzioni"

Normativa sismica in attuazione OM 3274/03

Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"

Ordinanza PCM 3316 "Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei ministri n.3274 del 20 marzo 2003". G.U. 236 del 10 Ottobre 2003

DM 21/10/03 "Disposizioni attuative dell'art.2, commi 2, 3 e 4 dell'Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003 recante -Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica -" G.U. 252

Ordinanza PCM 3333 del 23 gennaio 2004 "Disposizioni urgenti di protezione civile". G.U. 26 del 2/2/2004

Nota PCM/SSN del 29/03/2004 "Elementi informativi sull'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 marzo 2003, recante Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".

Ordinanza PCM 3379 del 5 Novembre 2004 "Disposizioni urgenti di protezione civile". G.U. 269 del 16/11/2004

Ordinanza PCM 3431 del 3 Maggio 2005 "Ulteriori modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 marzo 2003, recante Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".

Ordinanza PCM 3467 del 13 ottobre 2005 "Disposizioni urgenti di protezione civile in materia di norme tecniche per le costruzioni in zona sismica" GU 20/10/2005 n°254

Ordinanza PCM 3519 del 28 aprile 2006 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone" GU 11/05/2006 n°108

<p style="text-align: center;">FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA</p> <p style="text-align: center;">OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA</p> <p style="text-align: center;">Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Acettazione</p> <p style="text-align: center;">PROGETTO ESECUTIVO</p> <p style="text-align: center;">RELAZIONE GEOTECNICA</p>	rev.	Data
	00	febbraio-2009
	01	ottobre-2009

Normativa sismica regionale in attuazione OM 3274/03

Delibera della Giunta Regionale della Lombardia n. 14964 del 7/11/2003 “Disposizioni preliminari per l’attuazione dell’ordinanza Presidenza del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 Marzo 2003 ‘Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.

Decreto Giunta Regionale della Lombardia 19904 del 21/11/2003 “Approvazione elenco tipologie degli edifici e opere infrastrutturali e programma temporale delle verifiche di cui all’art.2, commi 3 e 4 dell’Ordinanza PCM n.3274 del 20 Marzo 2003 in attuazione della DGR 14964 del 7/11/2003”

Circolare Giunta Regionale Regione Lombardia – Prevenzione e protezione civile – “DM 14 settembre 2005 Norme tecniche per le costruzioni – Gazzetta ufficiale n.222 del 23 settembre 2005 – supplemento ordinario n.159 – Comuni di nuova classificazione sismica: applicazione art.104 del DPR380/2001” Prot. 11.2005.11368 del 5/12/2005

EUROCODICI

EC-7

UNI ENV 1997-1:1997 – Eurocodice 7 “Progettazione Geotecnica – Parte 1: Regole generali”.

EN 1997-1:2004 – “Eurocode 7: Geotechnical Design – Part 1: General Rules”

EC-8

UNI-ENV 1998-1-1:1997 “Eurocodice 8: Parte 1 - Regole generali – Azioni sismiche e requisiti generali per le strutture”

prEN 1998-1:2003 “Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings”.

UNI-ENV 1998-2:1998 “Eurocodice 8: indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 2: ponti”

UNI ENV 1998-5:1998 “Eurocodice 8: indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 5: fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.

prEN 1998-5:2003 “Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance – Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects”

RACCOMANDAZIONI E SPECIFICHE ITALIANE

AICAP (1993) “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce”. Raccomandazioni

<p style="text-align: center;">FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA</p> <p style="text-align: center;">OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA</p> <p style="text-align: center;">Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Acettazione</p> <p style="text-align: center;">PROGETTO ESECUTIVO</p> <p style="text-align: center;">RELAZIONE GEOTECNICA</p>	rev.	Data
	00	febbraio-2009
	01	ottobre-2009

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

Caratterizzazione terreni

Bolton (1986) “*The strength and dilatancy of sands*” Géotechnique n.36(1) – pagg.65÷78

Cubrinovski M., Ishihara K. (1999) “*Empirical correlation between SPT N-value and relative density for sandy soils*”. Soil and Foundations Vol. 39, N°5 – pp. 61-71 – Ottobre 1999

Huang A. B., Hsu H. H., Chang J. W. (1998) “ *The behaviour of a compressible silty fine sand*” . Can. Geotech. J. 36: 88-101

Ishihara K., Tsukamoto Y., Shimizu Y. (2001) “*Estimate of relative density from in-situ penetration tests*” Proceedings In-situ 2001, Bali.

Stroud M. A. (1988). “*Penetration testing in the UK*”. Geotechnology conference, Birmingham, 6-8 July 1988

<p style="text-align: center;">FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA</p> <p style="text-align: center;">OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA</p> <p style="text-align: center;">Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Acettazione</p> <p style="text-align: center;">PROGETTO ESECUTIVO</p> <p style="text-align: center;">RELAZIONE GEOTECNICA</p>	<i>rev.</i>	<i>Data</i>
	00	febbraio-2009
	01	ottobre-2009

1 GENERALITÀ

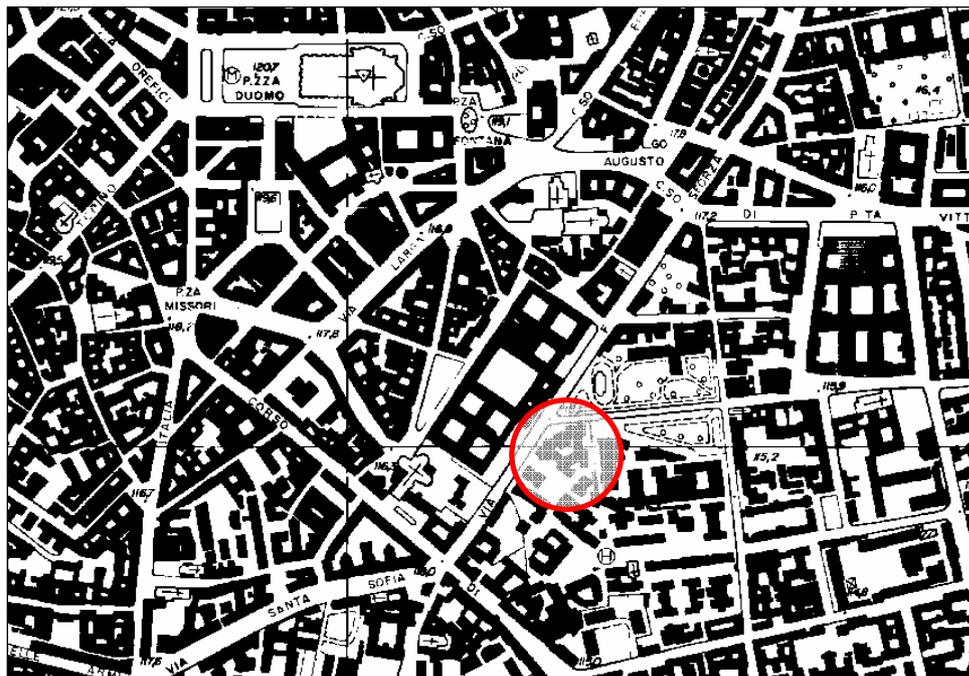
1.1 Oggetto e scopo

La presente relazione è stata redatta nell'ambito del progetto di ampliamento del padiglione "Guardia e Accettazione" del Policlinico dell'Ospedale Maggiore di Milano (Via Francesco Sforza, 28). Vengono, in particolare, affrontate le seguenti tematiche:

- Inquadramento normativo di riferimento e definizione delle azioni sismiche da impiegarsi nelle verifiche geotecniche.
- Inquadramento stratigrafico del sito sulla base dell'indagine geognostica del 1999;
- Caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione in termini di resistenza al taglio e deformabilità.
- Definizione dei criteri di calcolo e di verifica delle opere (diaframmi in c.a. e berlinesi) previste a sostegno dei fronti di scavo di altezza variabile tra 5 e 8m.
- Criteri di dimensionamento geotecnico dei tiranti di contrasto delle opere di sostegno di cui al punto precedente.

1.2 Riferimenti altimetrici

Il piano campagna locale (cfr. estratto CTR – figura n.1.2) si presenta a quota mediante pari a +118m s.l.m.



<p>FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Accettazione PROGETTO ESECUTIVO RELAZIONE GEOTECNICA</p>	rev.	Data
	00	febbraio-2009
	01	ottobre-2009

Figura n.1.2 – Estratto CTR area di intervento

<p style="text-align: center;">FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA</p> <p style="text-align: center;">OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA</p> <p style="text-align: center;">Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Accettazione</p> <p style="text-align: center;">PROGETTO ESECUTIVO</p> <p style="text-align: center;">RELAZIONE GEOTECNICA</p>	rev.	Data
	00	febbraio-2009
	01	ottobre-2009

2 QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO

2.1 Normativa nazionale di riferimento

Si premette che:

- A. Il 23/09/2005 è stato pubblicato sulla GU n.222 del 23/09/2005 il D.M. 14/09/2005 “**Norme tecniche per le costruzioni**”; tale decreto risulta vigente dal 23/11/2005.
- B. Il 20 marzo 2003 è stata emanata l’Ordinanza del PCM 3274/03 “**Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica**”.
- C. Il 3 Maggio 2005 è stata emanata l’Ordinanza del PCM 3431/05 “**Ulteriori modifiche ed integrazioni all’ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 marzo 2003, recante Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica**” ad integrazione e modifica della precedente OM 3274/2003 “*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*” del 20 Marzo 2003.
- D. L’entrata in vigore dell’ordinanza 3274/03 e della successiva modifica del 3/5/2005 (OM3431/05) è stata prorogata (con Ordinanza PCM 3467/05 del 13/10/2005 – GU 20/10/2005 n°254) fino al 23/11/2005.

Ciò premesso, l’art 14-undevices della Legge 17/08/2005 n°186 ha introdotto un periodo di “*regime transitorio*” durante il quale risultano vigenti due distinte normative sulle costruzioni (aspetti strutturali, sismici e geotecnici):

- **DM 14/09/2005** con relativo recepimento della nuova normativa sismica di cui alla **Ordinanza PCM 3274/2003** e successive modifiche ed integrazioni (OM 3431/2005).
- **Legislazione previgente** di cui alle norme di attuazione della **Legge 5/11/71 n.1086** “*Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale, precompresso e per le strutture metalliche*” e della **Legge 2/2/1974 n.64** “*Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche*”. In particolare si fa riferimento a:
 - D.M. 09/01/96 “*Norme tecniche per l’esecuzione di opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche*”.
 - D.M. 16/01/96 “*Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi*”.
 - D.M. 16/01/96 “*Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*”
 - D.M. 11 Marzo 1988 “*Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii e delle scarpate naturali, i criteri generali e le prescrizioni per la*

<p style="text-align: center;">FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA</p> <p style="text-align: center;">OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA</p> <p style="text-align: center;">Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Acettazione</p> <p style="text-align: center;">PROGETTO ESECUTIVO</p> <p style="text-align: center;">RELAZIONE GEOTECNICA</p>	rev.	Data
	00	febbraio-2009
	01	ottobre-2009

progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione". G.U. - Roma - Mercoledì, 1 Giugno 1988.

- Circolare 10/04/97 n°65/AA.GG. – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui ad D.M. 16.01.1996
- Circolare ministeriale Ministero LL.PP. n°156 del 4 luglio 1996 Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e carichi e sovraccarichi" di cui al DM 16/1/96
- Circolare ministeriale Ministero LL.PP. n°252 del 15 ottobre 1996 - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per l'esecuzione di opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche." di cui al DM 9/1/96
- Circolare ministeriale Ministero LL.PP. n°30483 del 24 settembre 1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii e delle scarpate naturali, 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 – Istruzioni per l'applicazione".
- Circolare ministeriale ministero LL.PP. n°218/24/3 del 9 gennaio 1996 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii e delle scarpate naturali, 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 – Istruzioni applicative per la redazione della relazione geologica e della relazione geotecnica".

Da un **punto di vista geotecnico** le due normative differiscono in modo sostanziale essendo la prima (DM 14/09/2005) basata su un approccio di tipo semiprobabilistico allo stato limite e la seconda (DM 11/3/88) su un approccio assimilabile alle tensioni ammissibili con coefficienti di sicurezza di tipo "globale".

2.2 Classificazione sismica

La nuova classificazione sismica introdotta dall'allegato 1 di cui all'OM 3274/2003 risulta **vigente** dal 23/11/2005 (paragrafo 2.1 – punto D) così come definita dalle singole Regioni fino all'entrata in vigore (ex art. 83 – DPR 380/2001) di una carta di classificazione nazionale.

2.2.1 Classificazione del comune di Milano (MI) secondo normativa previgente

Operando nell'ambito della normativa di attuazione della Lg. 2 febbraio 1974 (n.64) il comune di Milano (MI) [cod. ISTAT 3015146] non rientra tra quelli classificati come sismici.

L'Ordinanza del n.2788 del 12/6/98 ha evidenziato che alcuni comuni non classificati avrebbero dovuto essere ricompresi nell'ambito dei comuni a rischio sismico senza peraltro specificarne esplicitamente la categoria.

Si legge tuttavia nel testo dell'ordinanza "[...] Visti i risultati del gruppo di lavoro misto composto dal Servizio Sismico Nazionale, dal Gruppo Nazionale per la Difesa dei Terremoti del Consiglio Nazionale delle Ricerche e dall'Istituto Nazionale di Geofisica, incaricato dal dipartimento

<p style="text-align: center;">FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA</p> <p style="text-align: center;">OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA</p> <p style="text-align: center;">Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Acettazione</p> <p style="text-align: center;">PROGETTO ESECUTIVO</p> <p style="text-align: center;">RELAZIONE GEOTECNICA</p>	rev.	Data
	00	febbraio-2009
	01	ottobre-2009

della Protezione Civile di elaborare l'elenco dei comuni del territorio nazionale ad elevato rischio sismico; [...] Ritenuto di recepire l'elaborato tecnico predisposto dal gruppo di lavoro misto ed approvato dalla commissione per la previsione e prevenzione dei grandi rischi contenente l'elenco dei comuni ad elevato rischio sismico [...]” dal che si deduce che per la classificazione dei comuni individuati dall'ordinanza (ma non classificati) occorre rifarsi al citato studio del GNDT/SSN/CNR.

Anche in questo caso il comune di Milano (MI) non è stato ricompreso tra quelli classificati in zona sismica.

2.2.2 Classificazione del comune di Milano (MI) secondo OM 3274/03 (Allegato 1)

In base a quanto indicato nell'Allegato 1 di cui all'OM 3274/03 il comune di Milano (MI) è stato riqualificato in zona 4 per la quale viene fissato un valore dell'accelerazione di picco ($T_R=475$ anni) massimo di 0.05g.

2.2.3 Classificazione del Comune di Milano (MI) su base regionale

In merito agli aspetti sismici (applicazione della OM 3274/03 e successive modifiche ed integrazioni) la Regione Lombardia si è espressa con i seguenti decreti/pareri:

- Delibera della Giunta Regionale della Lombardia n. 14964 del 7/11/2003 “Disposizioni preliminari per l'attuazione dell'ordinanza Presidenza del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 Marzo 2003 ‘Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.
- Decreto Giunta Regionale della Lombardia 19904 del 21/11/2003 “Approvazione elenco tipologie degli edifici e opere infrastrutturali e programma temporale delle verifiche di cui all'art.2, commi 3 e 4 dell'Ordinanza PCM n.3274 del 20 Marzo 2003 in attuazione della DGR 14964 del 7/11/2003.
- Circolare Giunta Regionale Regione Lombardia – Prevenzione e protezione civile – “DM 14 settembre 2005 Norme tecniche per le costruzioni – Gazzetta ufficiale n.222 del 23 settembre 2005 – supplemento ordinario n.159 – Comuni di nuova classificazione sismica: applicazione art.104 del DPR380/2001” Prot. 11.2005.11368 del 5/12/2005.

La riclassificazione sismica su base regionale definita nell'ambito del D.G.R. n. 14964 del 7/11/2003 è illustrata nella figura n.2.1 di cui al seguito.

FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Accettazione PROGETTO ESECUTIVO RELAZIONE GEOTECNICA	rev.	Data
	00	febbraio-2009
	01	ottobre-2009

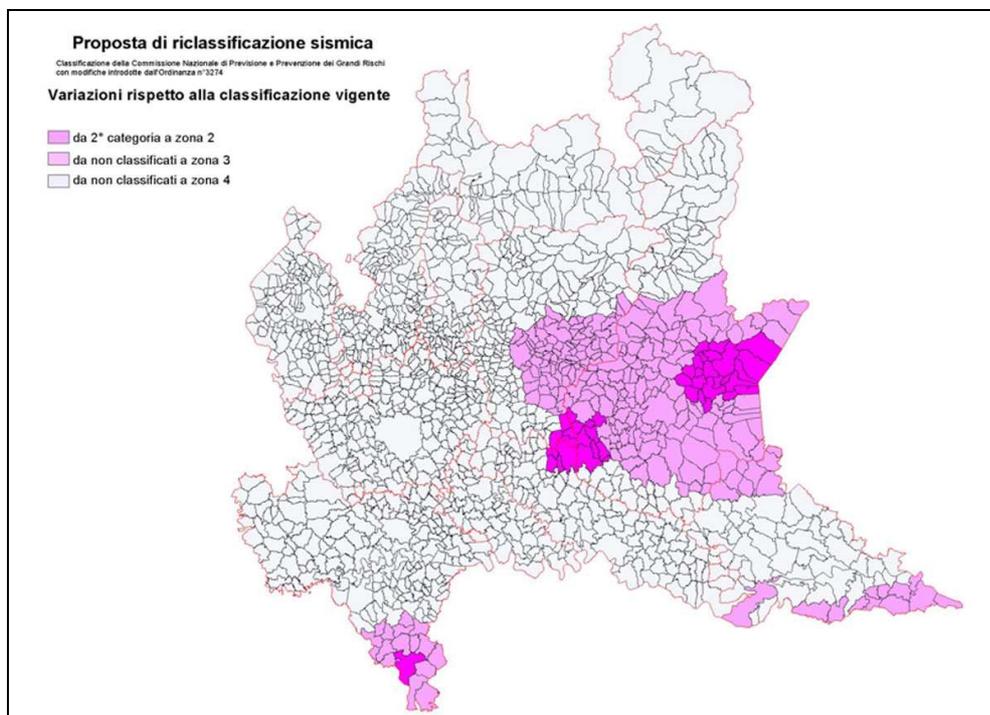


Figura n.2.1 – Classificazione sismica della Lombardia

2.3 Considerazioni progettuali e criteri di verifica

In accordo a quanto previsto dalla normativa regionale citata (D.G.R. n.19904/03 – Allegato A) la struttura in progetto rientra nella categoria di edifici (edifici e strutture aperti al pubblico destinate alla erogazione di servizi, adibiti al commercio suscettibili di grande affollamento) “... che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso” ciò che impone di analizzare le strutture stesse tenendo conto delle azioni dovute al sisma anche se queste ultime sono ubicate in **zona 4**.

Ciò premesso le verifiche vengono svolte in accordo ai seguenti criteri:

Verifiche geotecniche

<p style="text-align: center;">FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA</p> <p style="text-align: center;">OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA</p> <p style="text-align: center;">Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Accettazione</p> <p style="text-align: center;">PROGETTO ESECUTIVO</p> <p style="text-align: center;">RELAZIONE GEOTECNICA</p>	rev.	Data
	00	febbraio-2009
	01	ottobre-2009

- In **condizioni statiche** si fa riferimento al metodo delle tensioni ammissibili considerando coefficienti di sicurezza “globali” definiti in accordo al DM 11/03/88.
- In **condizioni sismiche** si fa riferimento alla teoria degli stati limite (SLU/SLE) tenendo conto delle azioni e dei coefficienti “parziali” di cui all’OM 3274/03 e successive modifiche ed integrazioni (OM 3431/05).

Verifiche strutturali

- Per le verifiche strutturali si fa riferimento alla teoria degli stati limite (SLU/SLE) in accordo al DM 09/01/96 ancora valido in regime transitorio fino all’entrata in vigore definitiva del Testo Unico delle Costruzioni (DM 14/09/2005).

2.4 Verifiche geotecniche agli stati limite

Le verifiche allo stato limite prevedono un approccio di tipo semiprobabilistico in base al quale le azioni e le resistenze di progetto vengono definite sulla base dei valori caratteristici applicando coefficienti parziali come di seguito definito:

Azioni: $F_d = (F_k \cdot \Psi) \cdot \gamma_F$

Proprietà del terreno (resistenza): $X_d = X_k / \gamma_M$

Resistenza del terreno: $R_d = R_k / \gamma_R$

Dove:

F indica genericamente una azione

Ψ indica un fattore ≤ 1 che viene definito nell’ambito della combinazione di carico prescelta.

X indica genericamente un parametro di resistenza del terreno (c', φ', c_u, q_u)

R indica genericamente la resistenza limite calcolata

γ_F γ_M γ_R indicano i coefficienti parziali

Non vengono invece applicati coefficienti parziali alle seguenti quantità:

- Geometria del problema (con l’eccezione della eccentricità minima delle fondazioni dirette e della quota di fondo scavo nelle paratie)
- Parametri elastici (E, E_u, ν, ecc.)
- Pesi di volume del terreno

Una volta definite le quantità di progetto si verifica che valga la relazione del tutto generale di cui al seguito:

$$E_d \leq R_d$$

FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Accettazione PROGETTO ESECUTIVO RELAZIONE GEOTECNICA	<i>rev.</i>	<i>Data</i>
	00	febbraio-2009
	01	ottobre-2009

Dove:

$$E_d = E_d(F_k \cdot \Psi \cdot \gamma_F) = \text{Effetti delle azioni}$$

$$R_d = 1/\gamma_R R_d(F_k \cdot \Psi \cdot \gamma_F, X_k / \gamma_M) = \text{Resistenza del terreno}$$

Si osserva che:

1. La resistenza di calcolo include anche gli effetti delle azioni ($F_k \cdot \Psi \cdot \gamma_F$) in quanto queste possono variane la resistenza: si pensi al caso della portata limite del terreno nel caso di una fondazione diretta.
2. Dove risulta impossibile applicare i coefficienti parziali alle azioni (spinta dell'acqua e/o della terra) gli stessi coefficienti possono essere applicati agli effetti delle azioni ovvero si può scrivere:

$$E_d = E_d(F_k \cdot \Psi \cdot \gamma_F) \quad \leftrightarrow \quad E_d = \gamma_F \cdot E_d(F_k \cdot \Psi)$$

2.4.1 Coefficienti parziali

Si assume come riferimento il l'OM3274/03 (allegato 4) che, in accordo agli Eurocodici 7 e 8 definisce 2 set di coefficienti parziali sulla resistenza del terreno (M_1 e M_2) e 2 set di coefficienti parziali sulle azioni (A_1 e A_2); coefficienti di sicurezza sulla resistenza calcolata (γ_R) vengono considerati solo per il calcolo dei tiranti.

Ne risultano i casi di cui alla tabella n.2.1:

CASO DI VERIFICA	γ_F				γ_M			
	Permanenti (γ_G)		Accidentali (γ_Q)		tan(ϕ')	c'	c _u	q _u
	Sfavorevoli	Favorevoli	Sfavorevoli	Favorevoli				
SLE	1.0	1.0	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
SLU-1 (M₁+A₁)	1.35	1.0	1.5	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
SLU-2 (M₂+A₂)	1.0	1.0	1.3	0.0	1.25	1.25	1.4	1.6
SISMA	1.0	1.0	1 · ψ_{2i}	0.0	1.25 ⁽¹⁾	1.25 ⁽¹⁾	1.4 ⁽¹⁾	1.6 ⁽¹⁾

⁽¹⁾ – In mancanza di indicazioni specifiche i γ_M vengono definiti in analogia a Eurocodice 8 prEN1998-5:2003

Tabella n.7.1 – Coefficienti parziali da DM 14/09/2005

FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Acettazione PROGETTO ESECUTIVO RELAZIONE GEOTECNICA	<i>rev.</i>	<i>Data</i>
	00	febbraio-2009
	01	ottobre-2009

3 AZIONE SISMICA DI PROGETTO

3.1 Accelerazione di picco su suolo roccioso (PGA)

In accordo a quanto discusso al capitolo n.2 si assume, per il comune di Milano (classificato in zona 4) il seguente valore di accelerazione di picco su suolo roccioso (PGA):

$$PGA = a_g = 0.05g$$

Per le verifiche in fase di costruzione e/o per opere provvisorie si fa riferimento alle indicazioni di cui all'Eurocodice 8 (UNI-ENV 1998-2:1998 – Appendice A) considerando:

t_{ro} = periodo di ritorno di riferimento dell'evento sismico = 475 anni

p = probabilità di superamento in fase di costruzione $\leq 5\%$

t_c = durata della vita attesa dell'opera ≤ 3 anni

$t_{rc} = t_c/p$ = periodo di ritorno rapportato alla vita attesa dell'opera = $3/0.05 = 60$ anni

Si ottiene:

$$a_{gc}/a_g = (t_{rc}/t_{ro})^k = (60/475)^{0.3} \cong 0.5$$

dove:

a_{gc} = accelerazione relativa ad un periodo di ritorno t_{rc}

a_g = accelerazione relativa ad un periodo di ritorno t_{ro}

k = esponente funzione della sismicità della regione = $0.30 \div 0.45$

3.2 Parametri di amplificazione locale

3.2.1 Effetti stratigrafici (parametro S)

Il parametro "S" che definisce gli effetti di amplificazione locale dovuti alla stratigrafia viene valutato in accordo alla seguente tabella n.3.1 in funzione delle caratteristiche del terreno nei primi 30m di profondità.

FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Acettazione PROGETTO ESECUTIVO RELAZIONE GEOTECNICA	rev.	Data
	00	febbraio-2009
	01	ottobre-2009

Categoria	Descrizione	S	N _{SPT} (colpi/30cm)	c _u (kPa)	V _{s-30} (m/s)
A	Formazioni litoidi e suoli omogenei molto rigidi compresi eventuali strati alterazione superficiale di spessore non superiore a 5m	1.00	--	--	> 800
B	Sabbie e ghiaie molto addensate e/o argille molto consistenti con graduale miglioramento delle proprietà meccaniche all'aumentare della profondità – Spessore fino a diverse decine di metri	1.25	> 50	> 250	360÷800
C	Sabbie e ghiaie mediamente addensate e argille mediamente consistenti – Spessore da diverse decine di metri a centinaia di metri	1.25	15÷50	70÷250	180÷360
D	Terreni granulari da sciolti a poco addensati o coesivi da poco a mediamente consistenti	1.35	< 15	< 70	< 180
E	Strati superficiali alluvionali del tipo C e D con spessore compreso tra 5 e 20m su substrato rigido (V _{s30} > 800m/s)	1.25	--	--	--
S1	Depositi che includono (o costituiti da) uno strato di limo /argilla di bassa consistenza con elevato contenuto d'acqua e elevata plasticità (IP>40%)	(*)	--	10÷20	< 100
S2	Depositi soggetti a liquefazione, argille sensitive, ecc.	(*)	--	--	--

(*) – Da definire sulla base di specifici studi

Tabella n.3.1 – Categorie del suolo e parametro S

Si osserva che la velocità V_{s30} rappresenta la media delle velocità dei primi 30m di profondità e viene calcolata con la seguente espressione:

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

Dove:

V_i = velocità dello strato i-esimo

h_i = spessore dello strato i-esimo

V_{s30} = media delle velocità dei primi 30m di profondità [m]

Nel caso particolare in oggetto è possibile operare per via indiretta sulla base dei risultati delle prove SPT definendo (in accordo con le linee guida AGI, marzo 2005) il valore del coefficiente S sulla base dell'indice N*_{SPT} come di seguito indicato:

FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Acettazione PROGETTO ESECUTIVO RELAZIONE GEOTECNICA	rev.	Data
	00	febbraio-2009
	01	ottobre-2009

$$N_{SPT}^* = \frac{h_s}{\sum_{i=1}^N N_{SPT-i}}$$

dove:

h_s = spessore complessivo dei livelli incoerenti caratterizzati con N_{SPT}

N_{SPT-i} = SPT dell'i-esimo livello

N = numero di livelli in cui è stato suddiviso il terreno nei primi 30m

Si ottiene $N_{SPT}^* \cong 25$ colpi/30cm da cui $S = 1.25$ (terreno tipo C).

3.2.2 Effetti topografici (parametro S_T)

Viste le caratteristiche topografiche del sito di costruzione si assume $S_T=1$.

3.3 Fattore di importanza

Nel caso delle verifiche degli elementi strutturali, la Norma impone che l'azione sismica (genericamente indicata con la lettera E) venga moltiplicata per un fattore di importanza (γ_I) variabile in funzione del tipo di opera come indicato nella tabella n.3.2 di cui al seguito.

Categoria	Opera	γ_I
Edifici - I	Edifici la cui funzionalità durante il terremoto ha importanza fondamentale per la protezione civile (ospedali, municipi, etc)	1.4
Edifici - II	Edifici importanti in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso (teatri, scuole, etc)	1.2
Edifici - III	Altri edifici	1.0
Ponti - I	Ponti di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione e ponti il cui collasso potrebbe provocare un elevato numero di vittime	1.3
Ponti - II	Ponti di importanza normale	1.0

Tabella n.3.2 – Fattore di importanza

Nel caso specifico in oggetto appare evidente assumere:

$$\gamma_I = \text{fattore di importanza} = 1.4$$

FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Accettazione PROGETTO ESECUTIVO RELAZIONE GEOTECNICA	rev.	Data
	00	febbraio-2009
	01	ottobre-2009

3.4 Parametri sismici di progetto

Con riferimento a quanto illustrato nei paragrafi precedenti, si assume:

zona sismica 4

a_g = accelerazione di picco su suolo roccioso (PGA) = 0.05g

a_{gc} = accelerazione di picco per opere provvisionali = 0.025g

categoria del suolo = C

S = coefficiente di amplificazione stratigrafica = 1.25

S_T = coefficiente di amplificazione topografica = 1

γ_I = fattore di importanza = 1.4

Da cui si ottiene:

Opere definitive: $a_{max} = \gamma_I \cdot S \cdot S_T \cdot a_g = 0.0875$

Opere provvisionali: $a_{max-c} = \gamma_I \cdot S \cdot S_T \cdot a_{gc} = 0.04375$

<p style="text-align: center;">FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA</p> <p style="text-align: center;">OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA</p> <p style="text-align: center;">Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Accettazione</p> <p style="text-align: center;">PROGETTO ESECUTIVO</p> <p style="text-align: center;">RELAZIONE GEOTECNICA</p>	<i>rev.</i>	<i>Data</i>
	00	febbraio-2009
	01	ottobre-2009

4 INQUADRAMENTO STRATIGRAFICO DEL SITO

4.1 Indagine di riferimento

Si fa riferimento all'indagine geognostica eseguita dallo *Studio Tecnico Geom. Ugo Celotti* nel Marzo 1999 e consistita in:

- Esecuzione di n°3 sondaggi (S1, S2 e S3) a carotaggio continuo spinti a 25m dal p.c. locale.
- Esecuzione di n°46 prove penetrometriche dinamiche in avanzamento (SPT) ad intervalli regolari di 1.5m di perforazione.
- Esecuzione di n°9 prove penetrometriche dinamiche continue (DPSH) spinte fino a profondità comprese tra 9 e 18m da p.c. locale.

Per ulteriori approfondimenti sui risultati ottenuti, sull'ubicazione delle prove e sulle attrezzature utilizzate si rimanda ai documenti di indagine che costituiscono parte integrante della presente relazione.

4.2 Stratigrafia di riferimento

La stratigrafia del sito è descritta di seguito (vedere anche tabella n.4.1); le profondità sono riferite alla quota del p.c locale da cui sono stati eseguiti i sondaggi:

Da p.c. a 3.5÷4.0m

RIPORTO costituito da sabbia media ghiaiosa debolmente limosa con numerosi frammenti di mattoni.

Da 3.5÷4.0m m fino alle massime profondità indagate (25m)

SABBIA E GHIAIA. Si tratta di sabbia media ghiaiosa da debolmente limosa a debolmente ciottolosa di colore marrone/grigio con livelli decimetrici discontinui di materiale ghiaioso e/o limoso.

Nel complesso lo stato di addensamento del deposito risulta essere medio-basso nei primi 8m (da 4m a 12m da p.c. locale) e mediamente elevato a profondità superiori (da 12m a 25m da p.c. locale).

Da 10.0÷11.5m

A profondità comprese tra 10.0 e 11.5m da p.c. locale, le prove penetrometriche dinamiche DPSH-2, 3, 4, 5 e 6 hanno evidenziato la presenza di un livello di spessore pari a circa

<p style="text-align: center;">FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA</p> <p style="text-align: center;">OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA</p> <p style="text-align: center;">Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Acettazione</p> <p style="text-align: center;">PROGETTO ESECUTIVO</p> <p style="text-align: center;">RELAZIONE GEOTECNICA</p>	<i>rev.</i>	<i>Data</i>
	00	febbraio-2009
	01	ottobre-2009

1.0÷1.5m di materiale maggiormente limoso di estensione persistente e caratterizzato da una resistenza alla penetrazione modesta ($N_{30} = 4\div6\text{colpi}/30\text{cm}$).

Profondità (m da p.c. locale)	Descrizione	Note
Da 0.0 a 4.0m	Riporto	--
Da 4.0 a 12.0m	Sabbia e ghiaia poco addensate	In corrispondenza delle prove DPSH 2, 3, 4, 5 e 6 livello di materiale più limoso da 10m a 11.5m da p.c. locale
Da 12.0 a 25.0m	Sabbia e ghiaia ben addensate	--

Tabella n.4.1 – Stratigrafia di riferimento

4.3 Livello della falda

4.3.1 Livello misurato in sito

I rilievi piezometrici di cantiere eseguiti nei sondaggi (marzo 1999) indicano una soggiacenza pari a circa 15.5m da p.c. locale (circa 16.5m da quota ± 0.00 di riferimento).

4.3.2 Previsione a lungo termine e livello di progetto

La variazione del livello della prima falda nell'area urbana è regolata da fattori di origine naturale (afflussi meteorici, ecc.) e da fattori di tipo antropico (pompaggio per usi industriali e civili, ecc.). Ne risulta un andamento estremamente irregolare e molto difficile da prevedere e da studiare con i tradizionali metodi idrologici basati sull'analisi statistica dei dati storici.

A titolo di esempio si riporta in figura n.4.1 l'andamento della soggiacenza misurata tra il 1990 ed il 2005 in 3 piezometri della rete di monitoraggio della Provincia di Milano ubicati nell'area sud della città. I dati a disposizione per il periodo 1990÷2005 evidenziano quanto segue:

- Le oscillazioni di "breve periodo" (stagionali) rispetto al valore medio annuale risultano di entità prossima a 1-2m.
- I massimi livelli piezometrici degli ultimi 15 anni si sono registrati nel biennio '97÷'98
- Negli anni '90-'97 la piezometrica è risalita mediamente di circa un metro all'anno.
- A partire dal 1999 si registra un progressivo abbassamento del livello della falda fino al 2002.
- Nel 2002 in più parti della città è stata riscontrata una netta (e non prevedibile) inversione di tendenza caratterizzata da una brusca risalita (anche marcata [1-2m]) della superficie piezometrica seguita da una altrettanto brusco calo nell'anno successivo.

FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Accettazione PROGETTO ESECUTIVO RELAZIONE GEOTECNICA	<i>rev.</i>	<i>Data</i>
	00	febbraio-2009
	01	ottobre-2009

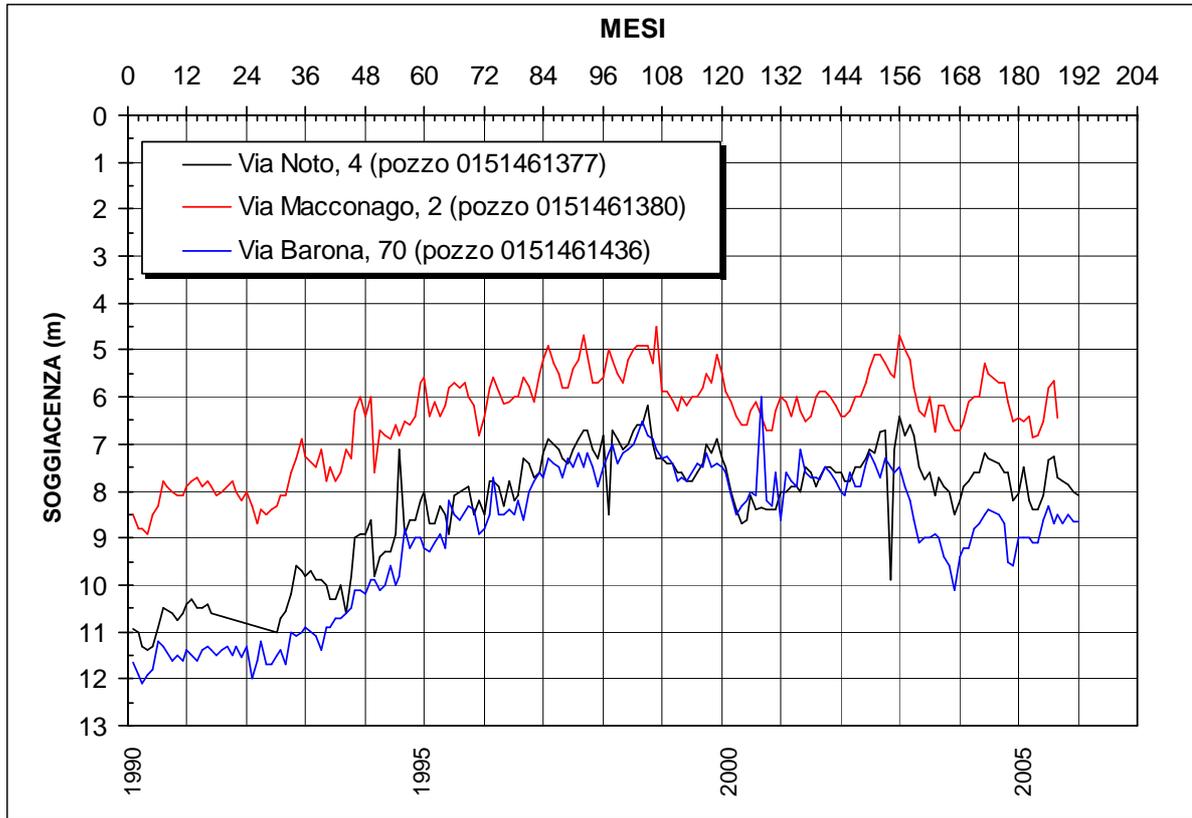


Figura n.4.1 – Andamento tipico della soggiacenza nell'area sud di Milano (1990-2005)

Quanto esposto mette bene in evidenza la complessità del problema e la difficoltà nel prevedere le escursioni di medio e lungo periodo della prima falda nell'are urbana di Milano.

Per ovviare a tale difficoltà è consuetudine progettuale fare riferimento alla piezometrica della falda misurata nel settembre 1954 (illustrata in figura n.4.2) considerata rappresentativa di un massimo statisticamente significativo.

Nel caso particolare in oggetto si osserva che la piezometrica di progetto è prossima a +107.5m s.l.m. cui corrisponde una soggiacenza di circa 10.5m.

<p>FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Acettazione PROGETTO ESECUTIVO</p> <p>RELAZIONE GEOTECNICA</p>	<i>rev.</i>	<i>Data</i>
	00	febbraio-2009
	01	ottobre-2009

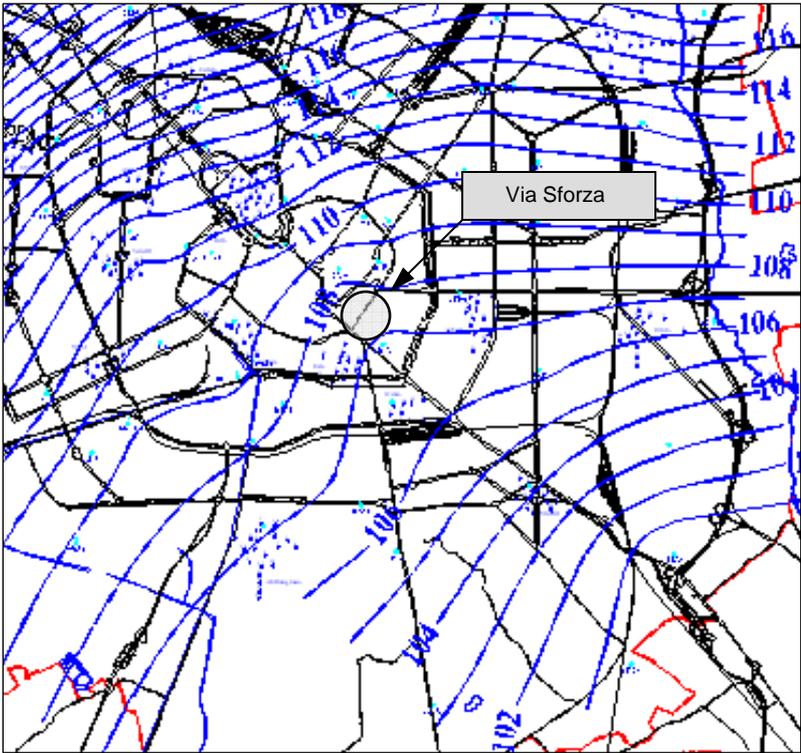


Figura n.4.2 – Falda settembre 1954

<p>FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA</p> <p>OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA</p> <p>Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Accettazione</p> <p>PROGETTO ESECUTIVO</p> <p>RELAZIONE GEOTECNICA</p>	rev.	Data
	00	febbraio-2009
	01	ottobre-2009

<p style="text-align: center;">FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA</p> <p style="text-align: center;">OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA</p> <p style="text-align: center;">Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Accettazione</p> <p style="text-align: center;">PROGETTO ESECUTIVO</p> <p style="text-align: center;">RELAZIONE GEOTECNICA</p>	<i>rev.</i>	<i>Data</i>
	00	febbraio-2009
	01	ottobre-2009

5 INQUADRAMENTO GEOTECNICO DEI TERRENI IN SITO

La caratterizzazione geotecnica del terreno naturale in sito (sabbia e ghiaia da poco a ben addensata) è stata condotta con riferimento ai risultati delle prove SPT eseguite in foro (figura n.5.1) e delle prove DPSH (figura n.5.2).

Per quanto concerne i terreni di riporto più superficiali si è fatto riferimento a parametri geotecnici "cautelativi" (cfr. capitolo n.6) dedotti da esperienze "analoghe e comparabili".

5.1 Dato SPT misurato

In figura n.5.1 è illustrato l'andamento in funzione della profondità dei valori N_{SPT} misurati in sito. La disposizione dei dati consente di definire la seguente distribuzione di progetto ($z = m$ da p.c. locale):

$$z = 4.0 \div 12.0m: \quad N_{SPT} = 10 \div 25 \text{colpi}/30\text{cm}$$

$$z = 12.0 \div 25.0m: \quad N_{SPT} = 30 \div 50 \text{colpi}/30\text{cm}$$

rev.	Data
00	febbraio-2009
01	ottobre-2009

RELAZIONE GEOTECNICA

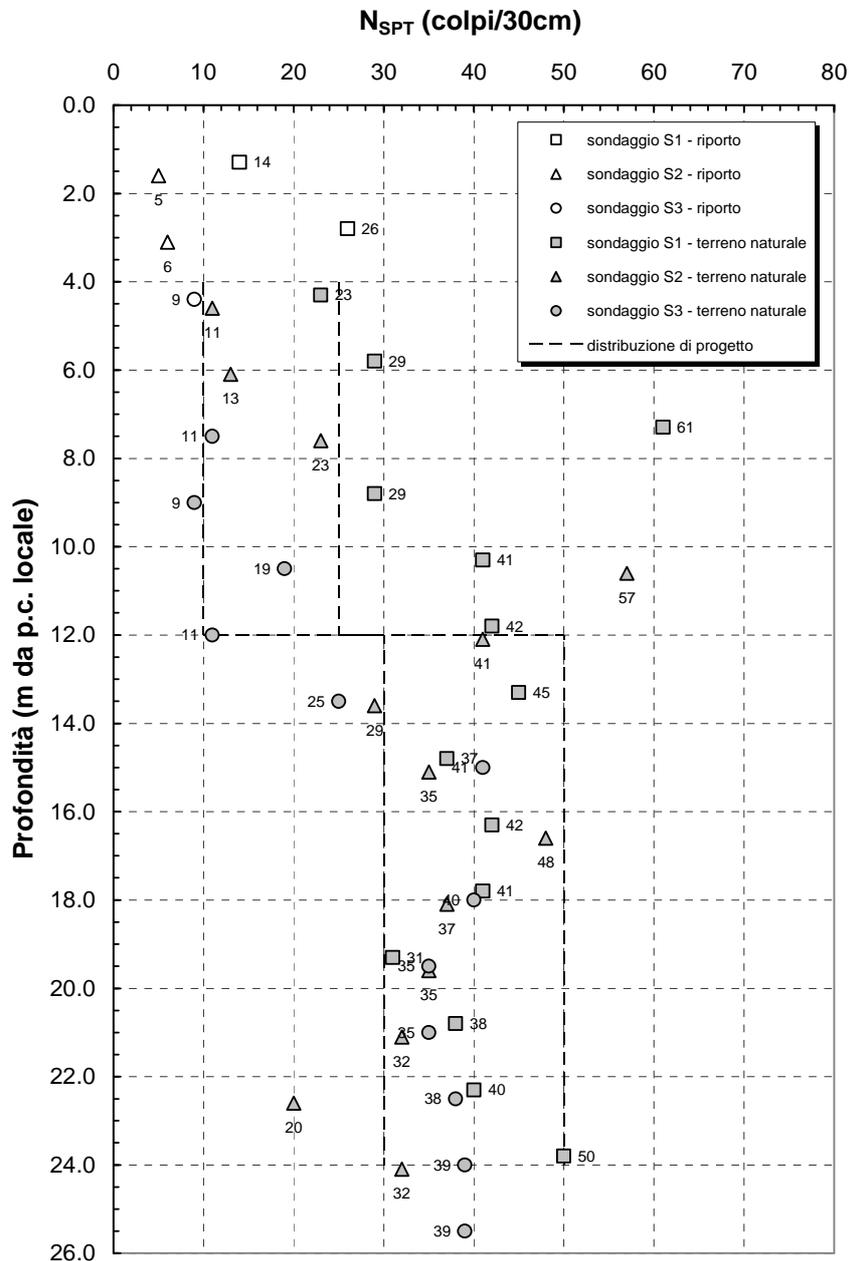


Figura n.5.1 – Dato N_{SPT} misurato

FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Acettazione PROGETTO ESECUTIVO RELAZIONE GEOTECNICA	rev.	Data
	00	febbraio-2009
	01	ottobre-2009

5.2 Dato DPSH misurato

A titolo di esempio si illustra in figura n.5.2 l'andamento del numero di colpi N_{30} misurato nell'ambito della prova DPSH-6.

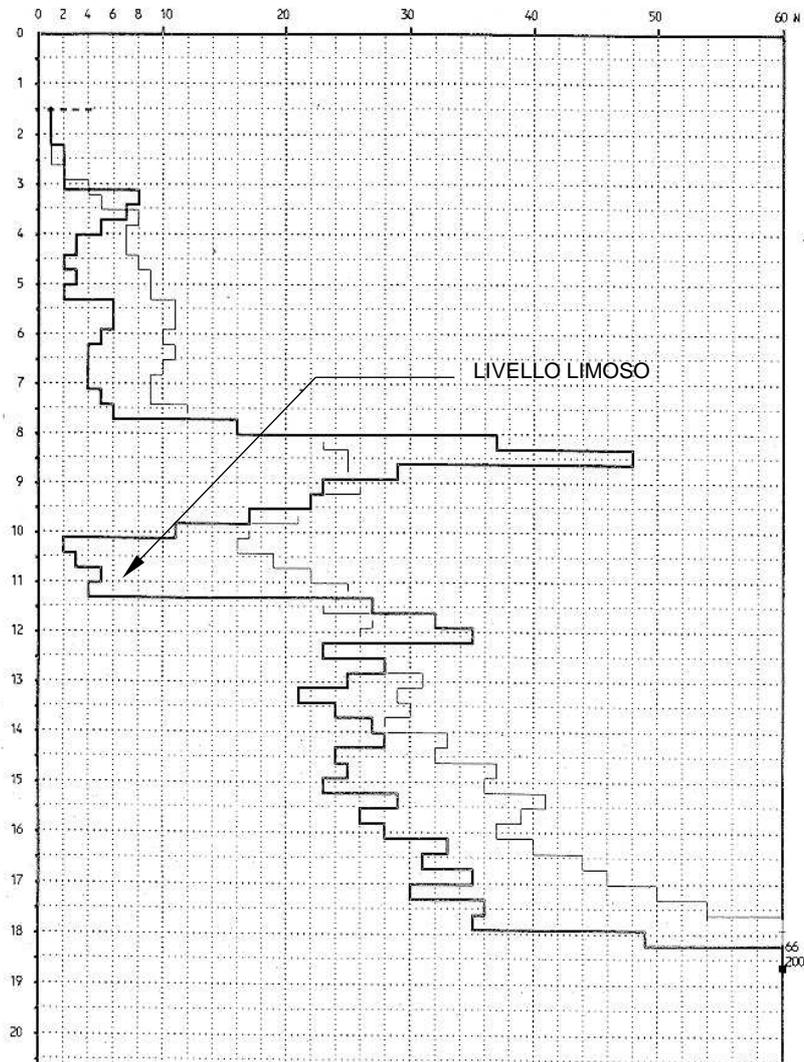


Figura n.5.2 – Dato N_{30} misurato (DPSH_9)

E' necessario premettere che, a differenza delle prove penetrometriche dinamiche in foro (SPT), non esistono, in letteratura, correlazioni dirette tra il numero di colpi (N_{30}) misurato con prove tipo DPSH ed i parametri geotecnici.

FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Accettazione PROGETTO ESECUTIVO RELAZIONE GEOTECNICA	rev.	Data
	00	febbraio-2009
	01	ottobre-2009

L'interpretazione delle prove risulta, infatti, aleatoria in quanto non è ancora stato definito uno "standard" tale da uniformare le attrezzature ed il "rendimento" del sistema (maglio, aste, ecc.). Tali prove presentano tuttavia il pregio di fornire un diagramma "continuo" dello stato di addensamento in funzione della profondità e risultano così utili ad integrazione dei risultati delle prove SPT eseguite in foro.

Si sottolinea in particolare che il rapporto tra il numero di colpi misurati nelle prove DPSH e SPT risulta molto variabile in funzione di:

- Natura del materiale (contenuto di fine, acqua, ecc.);
- Caratteristiche dell'attrezzatura impiegata (pesi del maglio e delle aste, diametro della punta, ecc.);
- Impiego di rivestimento.
- Tipologia del rivestimento (a secco o con fango nell'intercapedine).

Nel caso particolare in esame (perforazione con rivestimenti in assenza di falda) è possibile definire (in buon accordo con quanto riportato nelle letteratura tecnica) il seguente rapporto di colpi:

$$N_{SPT}/N_{30} \cong 1.5 \div 2.0$$

5.3 **Correzioni preliminari del dato SPT misurato**

In assenza di specifiche misurazioni e considerando che il rendimento energetico medio delle macchine operatrici comunemente impiegate in Italia è prossimo al 65%, il dato penetrometrico rapportato all'energia convenzionale di riferimento pari al 60% può essere ricavato a partire dal dato N_{SPT} misurato come di seguito illustrato:

$$(N)_{60} \cong (65/60) N_{SPT} = 1.08 N_{SPT}$$

Quanto alla correzione che consente di valutare gli effetti della pressione geostatica, si ricorre alla correlazione proposta da Liao & Whitmann (1986):

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

$$C_N = (p_d / \sigma'_{v0})^{0.5}$$

In accordo alle correzioni del dato misurato sopra descritte è illustrato in figura n.5.3 l'andamento del parametro $(N_1)_{60}$ la cui distribuzione di progetto può essere così descritta (z = m da p.c. locale):

$$z = 4.0 \div 12.0m: \quad (N_1)_{60} = 10 \div 20 \text{colpi}/30\text{cm}$$

rev.	Data
00	febbraio-2009
01	ottobre-2009

RELAZIONE GEOTECNICA

z = 12.0÷25.0m: (N₁)₆₀ = 20÷35colpi/30cm

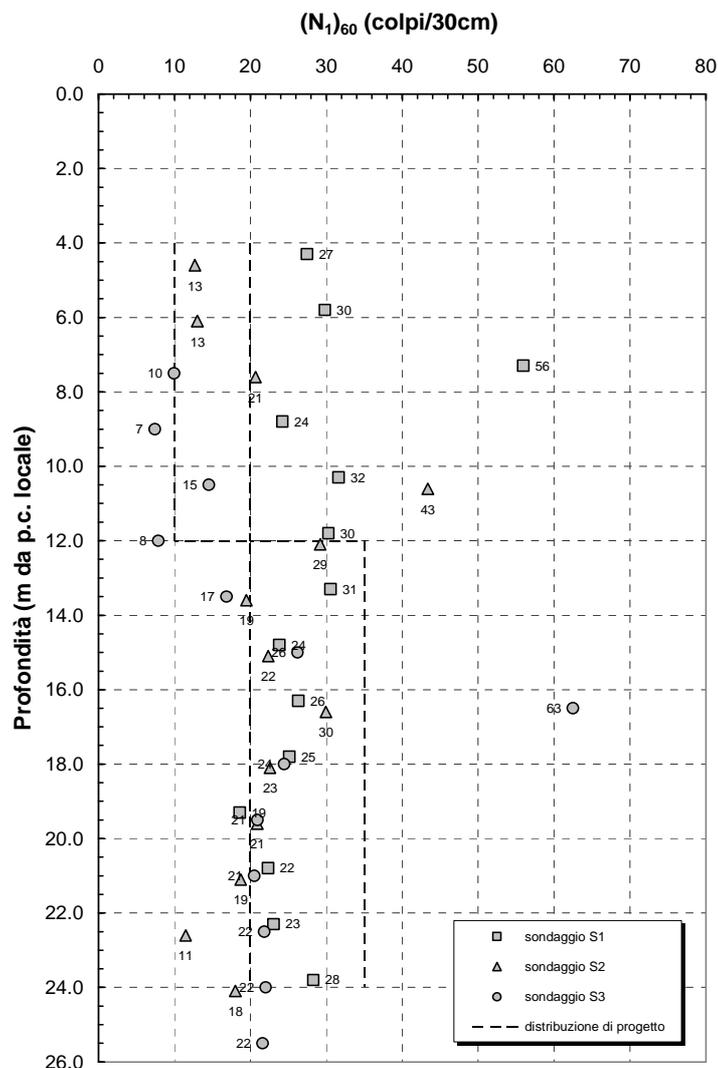


Figura n.5.3 – Dato N_{SPT} corretto

5.4 Densità relativa

Per la stima della densità relativa (D_R) del terreno di fondazione si può fare riferimento alle indicazioni di Cubrinowski & Ishihara (1999) sintetizzate nella correlazione di cui al seguito:

$$D_R = \sqrt{[(N_1)_{60} / C_D]}$$

dove (vedere anche figura n.5.4):

FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Acettazione PROGETTO ESECUTIVO RELAZIONE GEOTECNICA	rev.	Data
	00	febbraio-2009
	01	ottobre-2009

D_R = densità relativa

$(N_1)_{60}$ = numero di colpi normalizzato

$$C_D = f(D_{50}) = 9 / (e_{\max} - e_{\min})^{1.7}$$

$$e_{\max} - e_{\min} = 0.23 + (0.06 / D_{50})$$

D_{50} = diametro del setaccio corrispondente al passaggio del 50% in peso del campione

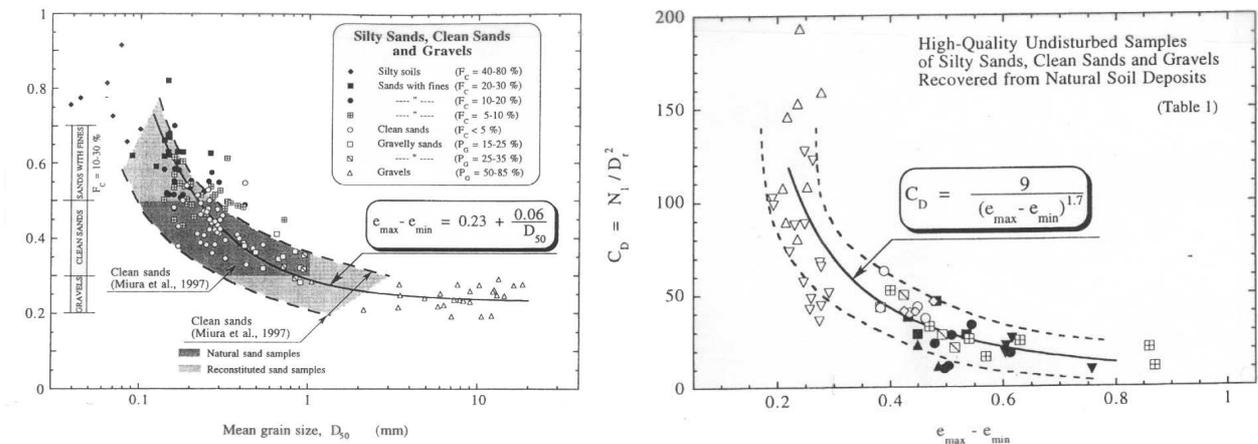


Figura n.5.4 – Da Cubrinowski & Ishihara (1999)

Nel caso particolare in esame è possibile assumere (prudenzialmente) quanto segue (sabbia e ghiaia):

$$\Delta e \cong 0.3 \div 0.4 \rightarrow C_D \cong 55$$

ottenendo (cfr. figura n.5.4):

$z = 4.0 \div 12.0\text{m}$: $D_R = 40 \div 60\%$

$z = 12.0 \div 25.0\text{m}$: $D_R = 60 \div 80\%$

rev.	Data
00	febbraio-2009
01	ottobre-2009

RELAZIONE GEOTECNICA

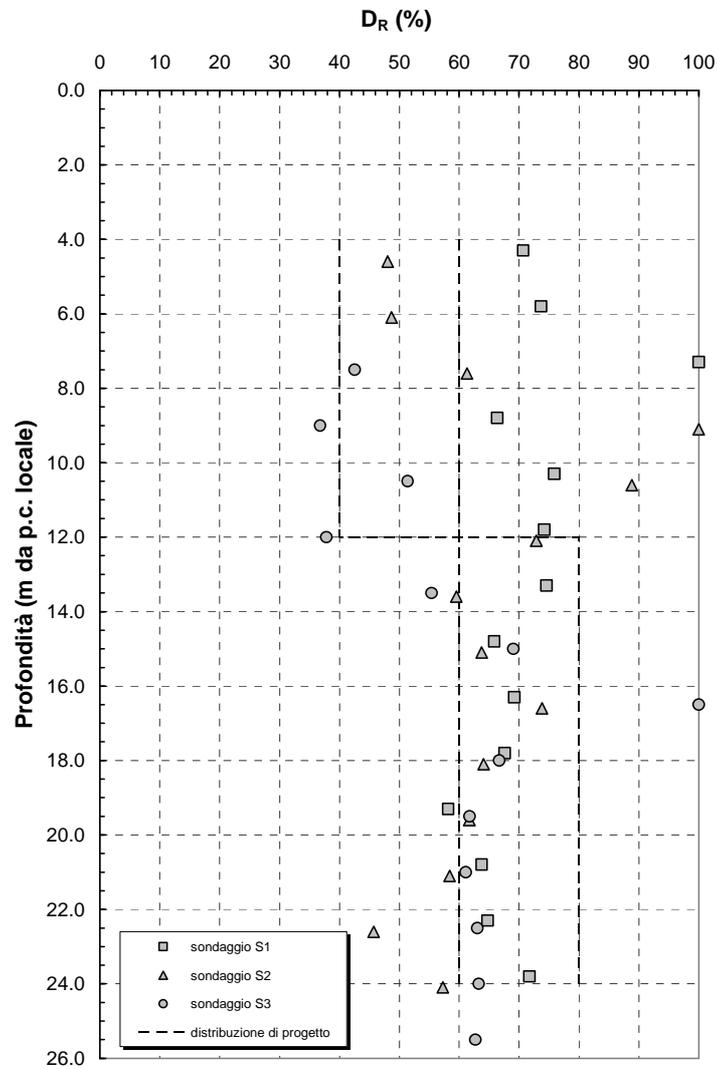


Figura n.5.5 – Densità relativa D_R

5.5 Angolo d'attrito

Nota il valore della densità relativa si può risalire al valore dell'angolo di attrito seguendo l'approccio indicato da Bolton (1986) che prevede di stimare il valore dell'angolo a "volume costante" (assenza di dilatanza) in base al grado di uniformità ed alla forma dei grani (figura n.5.6) e di risalire successivamente al valore "di picco" (ϕ'_p) facendo riferimento alla pressione di confinamento ed alla densità relativa del deposito (figura n.5.7).

$$\phi'_p = \phi'_{cv} + (A \cdot I_R)$$

$$I_R = D_R [Q - \ln(p')] - 1$$

rev.	Data
00	febbraio-2009
01	ottobre-2009

Con:

$A = 3$ o 5 rispettivamente per condizioni di taglio triassiale o piano
 $Q = 10$
 p' = pressione media.

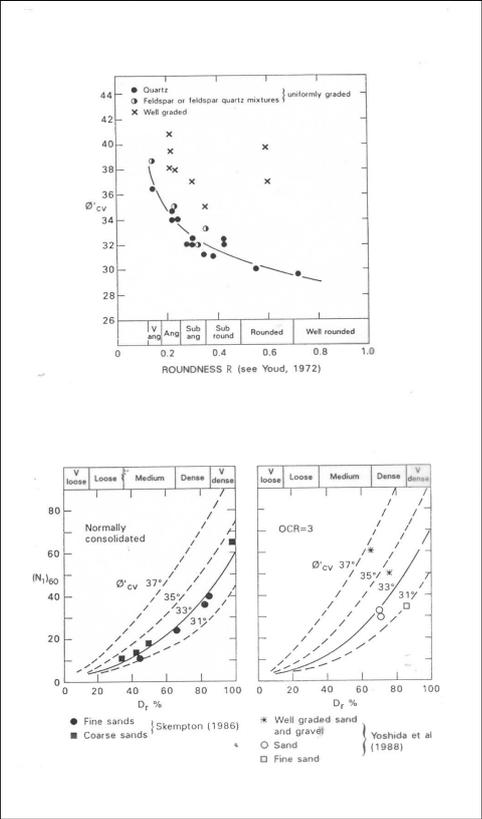


Figura n.5.6 – Da Bolton (1986)

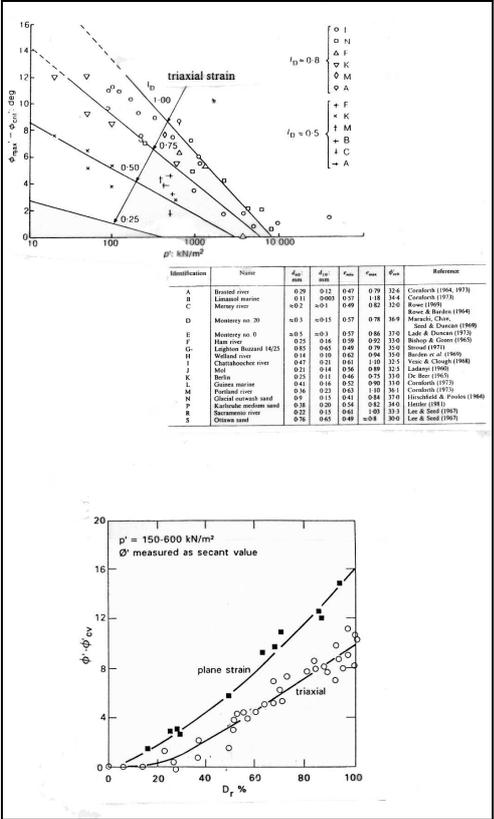


Figura n.5.7 – Da Bolton (1986)

Nel caso in studio si può assumere quanto segue:

Sabbia e ghiaia poco addensata (da 4m a 12m da p.c. locale)

- ϕ'_{cv} = angolo di attrito a volume costante = $31 \div 33^\circ$
- D_R = densità relativa = $40 \div 60\%$
- $\psi = (A \cdot I_R)$ $\cong 3 \div 4^\circ$ (figura n.5.7)
- $\phi'_p = \phi'_{cv} + \psi$ = $34 \div 37^\circ$

FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Accettazione PROGETTO ESECUTIVO RELAZIONE GEOTECNICA	rev.	Data
	00	febbraio-2009
	01	ottobre-2009

Sabbia e ghiaia ben addensata (da 12m a 25m da p.c. locale)

ϕ'_{cv} = angolo di attrito a volume costante	= 31÷33°	
D_R = densità relativa	= 60÷80%	
$\psi = (A \cdot I_R)$	$\cong 7 \div 8^\circ$	(figura n.5.7)
$\phi'_p = \phi'_{cv} + \psi$	= 38÷41°	

Da un punto di vista progettuale è possibile considerare un valore “operativo” pari alla media tra l’angolo di attrito “di picco” ed il valore “a volume costante”; si assume pertanto (z = m da p.c. locale):

Sabbia e ghiaia da 4 a 12m da p.c. locale:	$\phi' \cong 34^\circ$
Sabbia e ghiaia da 12 a 25m da p.c. locale:	$\phi' \cong 36^\circ$

5.6 Parametri di deformabilità

Si premette che il terreno non si comporta come un mezzo elastico se non per deformazioni molto contenute (<10⁻⁴%). Nell’ambito di analisi di tipo semplificato e’ tuttavia prassi comune ricorrere comunque ad un approccio pseudo-elastico pur limitando la validità dei risultati ottenuti ad un predeterminato ambito di deformazioni attese.

5.6.1 Verifiche di cedimento di plinti e travi di fondazioni

In questo caso si attendono deformazioni dell’ordine di 0.1% ed è corretto fare riferimento alle correlazioni proposte da Stroud (1988) in base alle quali si può scrivere (depositi normalmente consolidati):

$$E' / N_{60} = 0.9 \div 2.5$$

dove:

E' = modulo elastico drenato secante [MPa]

$FS = q_{NETTA} / q_{LIM}$ = indicatore del livello di mobilitazione

$q_{NETTA} = q - q'$ = pressione netta in fondazione

q = pressione esterna alla quota di imposta

q' = pressione verticale efficace alla quota di imposta

q_{LIM} = capacità portante limite

Si osserva (figura n.5.8) che tanto più risulta basso il livello di mobilitazione (ovvero tanto più cresce il fattore di sicurezza FS), tanto più aumenta il rapporto E'/N_{60} ; in particolare:

$$\text{per } FS=3 \quad \rightarrow \quad E'/N_{60} \cong 0.9$$

FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Acettazione PROGETTO ESECUTIVO RELAZIONE GEOTECNICA	rev.	Data
	00	febbraio-2009
	01	ottobre-2009

per FS=5÷10 → E'/N₆₀ ≅ 1.1
 per FS=10÷20 → E'/N₆₀ ≅ 1.2÷1.5
 per FS>20 → E'/N₆₀ ≅ 1.5÷2.5

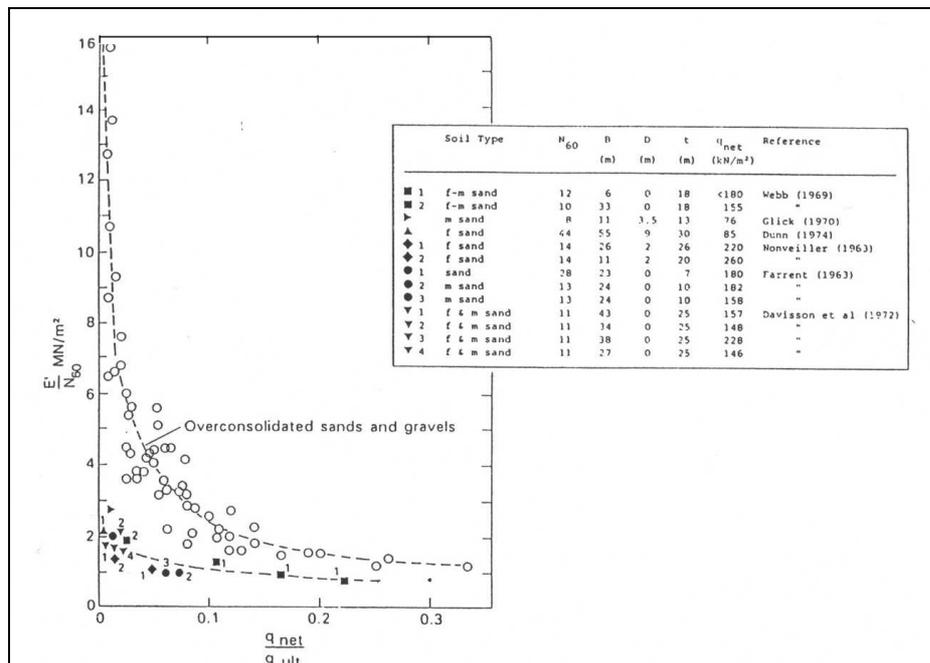


Figura n.5.8 – Da Stroud (1988)

Nel caso di strutture di fondazione da progettare con coefficienti di sicurezza prossimi a 3÷5 si può assumere ragionevolmente:

$$E'/N_{60} \cong E'/N_{SPT} \cong 1.0$$

5.6.2 Opere di sostegno dei fronti di scavo

Per quanto concerne il progetto delle strutture di sostegno dei fronti di scavo (paratie) si deve fare riferimento a deformazioni molto limitate e comprese tra 0.01% e 0.1% per le quali è prassi considerare:

$$G \text{ [MPa]} \cong N_{SPT}$$

dove:

G = modulo di taglio

Da cui (per ν = coefficiente di Poisson $\cong 0.25$):

<p style="text-align: center;">FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Accettazione PROGETTO ESECUTIVO</p> <p style="text-align: center;">RELAZIONE GEOTECNICA</p>	rev.	Data
	00	febbraio-2009
	01	ottobre-2009

$$E' = G \cdot 2(1+\nu) \cong 2.5 N_{SPT}$$

In figura n.5.9 di cui al seguito è illustrato l'andamento con la profondità del modulo elastico $E'_{(0.01\%)}$ così calcolato. Si osserva che la distribuzione di progetto può essere assunta pari a:

$$z = 4 \div 12m: \quad E'_{(0.01\%)} = 30 \div 60MPa$$

$$z = 12 \div 25m: \quad E'_{(0.01\%)} = 80 \div 120MPa$$

rev.	Data
00	febbraio-2009
01	ottobre-2009

RELAZIONE GEOTECNICA

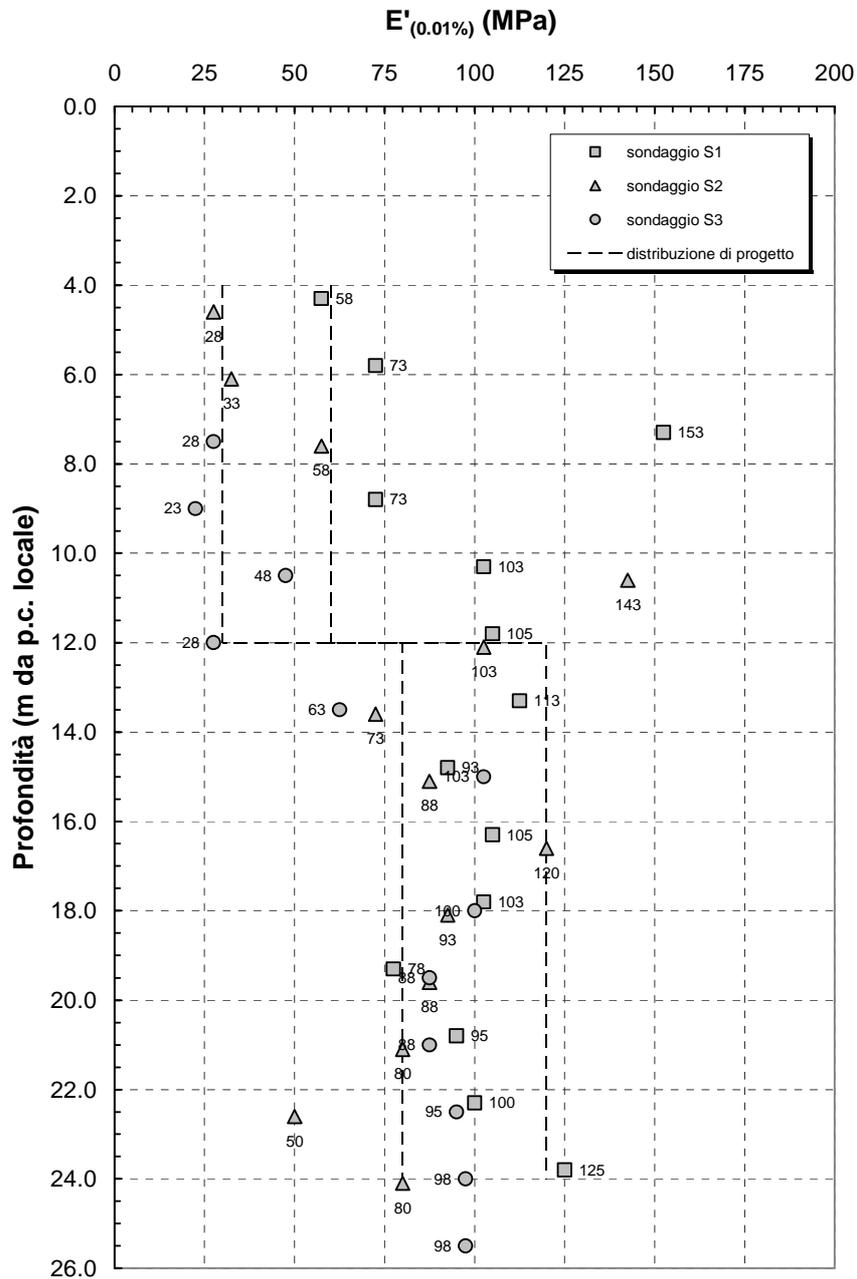


Figura n.5.9 – Modulo elastico $E'_{(0.01\%)}$ da prove SPT

FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Acettazione PROGETTO ESECUTIVO RELAZIONE GEOTECNICA	<i>rev.</i>	<i>Data</i>
	00	febbraio-2009
	01	ottobre-2009

6 PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

Si riportano di seguito i valori caratteristici dei parametri geotecnici di resistenza al taglio e di deformabilità dei terreni in sito da impiegarsi per le verifiche geotecniche.

RIPORTO (da 0.0 a 3.5÷4.0m da p.c. locale)

[Si fa riferimento a parametri cautelativi dedotti da esperienze "comparabili"]

γ = peso di volume =	18÷19kN/m ³
ϕ' = angolo di calcolo >	28÷30°
c' = coesione efficace =	0.0kPa
E' = modulo di Young \geq	20MPa
E'_{ur} = modulo elastico in scarico/ricarico \geq	1.5·E'
ν' = coefficiente di Poisson =	0.3

SABBIA E GHIAIA POCO ADDENSATE (da 3.5÷4.0m a 12m da p.c. locale)

N_{SPT} (colpi/30cm) =	10÷25	si veda figura n.5.1
$(N_1)_{60}$ (colpi/30cm) =	10÷20	si veda figura n.5.3
γ = peso di volume =	19÷20kN/m ³	
D_R = densità relativa =	40÷60%	si veda figura n.5.5
ϕ'_{cv} = angolo di attrito a volume costante =	31÷33°	
ϕ'_p = angolo di attrito di picco =	34÷37°	
ϕ' = angolo di attrito di calcolo medio >	34°	
c' = coesione efficace =	0.0kPa	
$E'_{(0.1\%)}$ = modulo elastico [MPa] =	15÷25MPa	
$E'_{(0.01\%)}$ = modulo elastico [MPa] =	30÷60MPa	si veda figura n.5.9
E'_{ur} = modulo elastico in scarico/ricarico \geq	1.5÷2.0·E'	
ν' = coefficiente di Poisson =	0.25÷0.30	

SABBIA E GHIAIA BEN ADDENSATE (Da 12m a 25m da p.c. locale)

N_{SPT} (colpi/30cm) =	30÷50	si veda figura n.5.1
$(N_1)_{60}$ (colpi/30cm) =	20÷35	si veda figura n.5.3
γ = peso di volume =	19÷20kN/m ³	

FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA		<i>rev.</i>	<i>Data</i>
OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA		00	febbraio-2009
Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Accettazione		01	ottobre-2009
PROGETTO ESECUTIVO			
RELAZIONE GEOTECNICA			

D_R = densità relativa =	60÷80%	si veda figura n.5.5
ϕ'_{cv} = angolo di attrito a volume costante =	31÷33°	
ϕ'_p = angolo di attrito di picco =	38÷41°	
ϕ' = angolo di attrito di calcolo medio >	36°	
c' = coesione efficace =	0.0kPa	
$E'_{(0.1\%)}$ = modulo elastico [MPa] =	30÷50MPa	
$E'_{(0.01\%)}$ = modulo elastico [MPa] =	80÷120MPa	si veda figura n.5.9
E'_{ur} = modulo elastico in scarico/ricarico ≥	1.5÷2.0·E'	
ν' = coefficiente di Poisson =	0.25÷0.30	

LIVELLO LIMOSO (da 10.0 a 11.5m da p.c. locale)

N_{30} (colpi/30cm) =	4÷6	si veda figura n.5.2
γ = peso di volume =	18÷19kN/m ³	
ϕ' = angolo di calcolo ≅	28÷30°	
c' = coesione efficace =	0kPa	
E' = modulo di Young ≥	10MPa	
E'_{ur} = modulo elastico in scarico/ricarico ≥	1.5·E'	
ν' = coefficiente di Poisson =	0.3	

<p style="text-align: center;">FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA</p> <p style="text-align: center;">OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA</p> <p style="text-align: center;">Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Accettazione</p> <p style="text-align: center;">PROGETTO ESECUTIVO</p> <p style="text-align: center;">RELAZIONE GEOTECNICA</p>	<i>rev.</i>	<i>Data</i>
	00	febbraio-2009
	01	ottobre-2009

7 PARATIE – CRITERI DI CALCOLO DELLE AZIONI E DELLE DEFORMAZIONI

7.1 Codice di calcolo

L'analisi tenso-deformativo delle paratie dovrà essere svolta ricorrendo ad un modello in grado di simulare in maniera verosimile (anche se semplificata) l'interazione tra terreno e struttura di sostegno.

7.2 Ipotesi generali di calcolo

Le analisi verranno svolte considerando le seguenti ipotesi di tipo "generale".

- A. Lunghezza "effettiva" dei tiranti (per il calcolo della molla equivalente) pari alla lunghezza del tratto libero + metà della lunghezza del bulbo (cfr. AICAP, 1993)
- B. Per paratie di micropali:
 - Rigidezza flessionale della paratia calcolata trascurando la presenza della boiaccia sia all'interno che all'esterno dei pali (solo acciaio).

7.3 Angolo di attrito terreno-struttura

Nella valutazione dei coefficienti di spinta (attiva e passiva) è necessario tenere in conto che l'angolo di attrito tra manufatto e terreno (δ) risulta inferiore all'angolo di attrito interno del terreno. Nel caso in studio si assume:

Analisi statiche (spinta attiva e passiva) e analisi sismiche (spinta attiva)

$\delta/\phi = 0.7$ Paratie continue gettate a fango bentonitico sopra falda

$\delta/\phi = 0.8 \div 0.9$ Paratie di micropali (discontinue)

Analisi sismiche – spinta passiva

$\delta/\phi = 0$

7.4 Coefficiente di spinta a riposo

Il terreno si considera in condizioni di spinta a riposo (UNI-ENV1997-1:1997 – paragrafo n.8.5.2) per spostamenti orizzontali minori di $5 \times 10^{-4} H$. Nel caso particolare in oggetto (piano campagna orizzontale) si fa riferimento alla seguente correlazione (Jaky, 1944 e Schmidt, 1966):

$$K_0 = 1 - \sin(\phi') \text{OCR}^\alpha$$

con :

FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Accettazione PROGETTO ESECUTIVO RELAZIONE GEOTECNICA		rev.	Data
		00	febbraio-2009
		01	ottobre-2009

$\alpha = 0.5$

OCR = grado di sovraconsolidazione

7.5 Coefficienti di spinta in condizioni statiche

7.5.1 Coefficiente di spinta attiva

Il coefficiente di spinta attiva (K_a) viene valutato ricorrendo alla correlazione generale di Mueller-Breslau basata sulla teoria di Coulomb e riferita a superfici di rottura piane. In questo caso l'approssimazione (rispetto a quanto si sarebbe ottenuto considerando superfici di rottura di geometria complessa) risulta molto contenuta e a favore di sicurezza.

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \varphi)}{\sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \delta) \left[1 + \frac{\sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{(\psi - \delta) \cdot (\psi + \beta)}}}{\sin(\psi - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)} \right]^2}$$

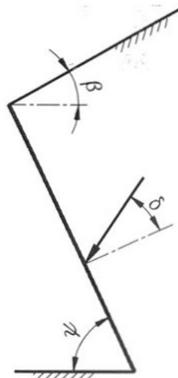
dove:

φ = angolo d'attrito del terreno

ψ = angolo che la parete forma con l'orizzontale ($\psi = 90^\circ$ per parete verticale)

δ = angolo d'attrito terreno-manufatto

β = inclinazione del terreno a monte rispetto all'orizzontale



7.5.2 Coefficiente di spinta passiva

Per il calcolo del coefficiente di spinta passiva si fa riferimento a superfici di rottura di tipo complesso (spirale logaritmica) come suggerito da Caquot & Kerisel (1948).

FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Acettazione PROGETTO ESECUTIVO RELAZIONE GEOTECNICA	rev.	Data
	00	febbraio-2009
	01	ottobre-2009

7.6 Coefficienti di spinta in condizioni sismiche

7.6.1 Azione sismica di progetto

In accordo all'OM3274/03 si fa riferimento ad un approccio di tipo pseudo-statico definendo i seguenti "coefficienti sismici":

$$k_h = \gamma_t \cdot a_{max} / r$$

$$k_v = k_h / 2$$

$$\tan \theta = k_h / (1 \pm k_v)$$

dove:

k_h = coefficiente sismico orizzontale

k_v = coefficiente sismico verticale

a_{max} = accelerazione massima al suolo di progetto

γ_t = fattore di importanza = 1.4

r = coefficiente moltiplicativo (tabella n.7.1).

Tipo di opera	r
Opere di sostegno che ammettono spostamenti (paratie a mensola, muri a gravità, ecc.)	2
Opere di sostegno rigide, spalle di ponte, muri su pali,	1
Situazioni intermedie (da valutare)	1.5

Tabella n.7.1 – Fattore "r"

Nel caso particolare in studio si può fare riferimento all'azione sismica per opere di sostegno provvisoriamente tirantate ottenendo quanto segue ($r = 1$):

$$k_h = 0.04375$$

$$k_v = 0.00218$$

Ciò premesso l'azione sismica viene messa in conto considerando 2 differenti contributi:

- A. Incremento del coefficiente di spinta attiva del terreno
- B. Decremento del coefficiente di spinta passiva del terreno

FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Acettazione PROGETTO ESECUTIVO RELAZIONE GEOTECNICA	rev.	Data
	00	febbraio-2009
	01	ottobre-2009

7.6.2 Incremento del coefficiente di spinta attiva del terreno

La spinta attiva (componente statica + sismica) viene calcolata come:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (\pm k_v) \cdot K_{as} \cdot h^2$$

Il coefficiente di spinta attiva (contributo statico + sismico) viene pertanto calcolato ricorrendo alla formulazione di Mononobe & Okabe:

$$K_{as} = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \vartheta - \delta)} \left[\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \vartheta)}{\sin(\psi - \vartheta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)} \right]^2$$

dove (oltre ai simboli già visti):

Caso 1 Assenza di falda (o terreno insaturo)	$\vartheta = \arctan \left(\frac{k_h}{\pm k_v} \right)$	$\gamma = \gamma^{nat} \cong \gamma^{sat}$
Caso 2 Terreno impermeabile saturo	$\vartheta = \arctan \left(\frac{\gamma^{sat}}{\gamma^{sat} - \gamma^w} \right) \cdot \frac{k_h}{\pm k_v}$	$\gamma = \gamma$

Definito il coefficiente di spinta attiva (K_{as}) come sopra indicato (contributo statico + contributo del sisma) è possibile risalire all'incremento di spinta dovuto al solo sisma operando come segue:

1. Si calcola la spinta attiva in condizioni statiche: S_a
2. Si calcola la spinta attiva in presenza di sisma: S_{as}
3. Si calcola l'incremento dovuto al solo sisma: $\Delta S_{as} = S_{as} - S_a$
4. La forza così calcolata viene applicata all'opera di sostegno in termini di pressione omogenea su tutta l'altezza di scavo: $\Delta P_s = \Delta S_{as} / H$

7.6.3 Riduzione del coefficiente di spinta passiva

In analogia a quanto visto per la spinta attiva (metodo di Mononobe & Okabe) è possibile calcolare l'entità del coefficiente di spinta passiva imponendo un attrito terreno-manufatto nullo:

FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Accettazione PROGETTO ESECUTIVO RELAZIONE GEOTECNICA	rev.	Data
	00	febbraio-2009
	01	ottobre-2009

$$K_{ps} = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \vartheta) \left[1 - \frac{\sin \varphi \cdot \sin(\varphi - \beta - \vartheta)}{\sin(\psi - \vartheta) \cdot \sin(\psi + \beta)} \right]^2}$$



<p style="text-align: center;">FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA</p> <p style="text-align: center;">OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA</p> <p style="text-align: center;">Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Accettazione</p> <p style="text-align: center;">PROGETTO ESECUTIVO</p> <p style="text-align: center;">RELAZIONE GEOTECNICA</p>	<i>rev.</i>	<i>Data</i>
	00	febbraio-2009
	01	ottobre-2009

8 PARATIE – CRITERI DI VERIFICA

8.1 Lunghezza di immersione

La lunghezza di immersione delle opere di sostegno deve essere definita sulla base del più restrittivo dei seguenti criteri:

- A. Garanzia nei riguardi della stabilità globale dell'opera.
- B. Immersione minima al di sotto della quota di fondo scavo: 2.5m (micropali); 3÷4m (diaframmi in c.a.)
- C. Verifiche in condizioni statiche (tensioni ammissibili) – Mobilitazione della spinta passiva non superiore al 50÷67% della spinta potenzialmente mobilitabile (coefficiente di sicurezza sulla spinta passiva almeno pari a 1.5÷2.0). Per opere provvisorie e per condizioni di carico transitorie o estreme tale valore può essere ulteriormente ridotto.
- D. Verifiche in condizioni sismiche (stato limite ultimo) – Mobilitazione della spinta passiva non superiore al 100% della spinta potenzialmente mobilitabile (coefficiente di sicurezza sulla spinta passiva pari a 1). In teoria EC-7 (1997 e 2003) prevede un "overdig" del 10% con un massimo di 50cm.

8.2 Verifica strutturale dei diaframmi in c.a.

Si fa riferimento ai criteri ed ai metodi di calcolo di cui al DM 16/1/96.

8.3 Verifica dell'armatura dei micropali

Per le verifiche strutturali si fa riferimento a quanto prescritto nel DM 16/01/1996 ed in EC3. Si premette che per tutti i tubi commerciali comunemente impiegati per l'armatura dei micropali si può assumere che la sezione sia di classe 1 ovvero che valga:

$$D/t \leq 50 \times \varepsilon^2$$

Dove:

$$\varepsilon = \sqrt{(235\text{MPa}/f_y)}$$

f_y = tensione di snervamento (355MPa per Fe510)

D = diametro del tubo

t = spessore del tubo

Ciò premesso si definisce "momento plastico per sola flessione", "azione assiale plastica" e "taglio plastico" le seguenti quantità:

FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Acettazione PROGETTO ESECUTIVO RELAZIONE GEOTECNICA	rev.	Data
	00	febbraio-2009
	01	ottobre-2009

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} \times (f_y / \gamma_{mo})$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \times (f_y / \sqrt{3}) \times (1 / \gamma_{mo})$$

$$N_{pl,Rd} = A_{tubo} \times (f_y / \gamma_{mo})$$

dove:

$$W_{pl} = \text{modulo di resistenza plastico} = 4/3 (R^3 - r^3)$$

R = raggio esterno del tubo

r = raggio interno del tubo = D/2-t

f_y = tensione di snervamento (355MPa per fe510)

γ_{mo} = coefficiente di sicurezza sul materiale = 1.10 (EC3); 1.05 (DM 1996)

$$A_v = 2 \times A_{tubo} / \pi$$

A_{tubo} = sezione del tubo

In condizioni di sforzo combinato (taglio + flessione; presso-flessione; presso-flessione + taglio) l'espressione del momento plastico viene modificata come di seguito.

Pura flessione

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} \times (f_y / \gamma_{mo})$$

Flessione + taglio

$$\text{Per } V_{sd} \leq 0.5 \times V_{pl,Rd} \quad \rightarrow \quad M_{pl,Rd} = W_{pl} \times (f_y / \gamma_{mo})$$

$$\text{Per } V_{sd} > 0.5 \times V_{pl,Rd} \quad \rightarrow \quad M_{pl,Rd} = W_{pl} \times [(1-\rho)f_y / \gamma_{mo}]$$

Dove:

V_{sd} = Taglio di progetto

$$\rho = [2x(V_{sd} / V_{pl,Rd}) - 1]^2$$

Pressoflessione

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \times [1 - (N_{sd} / N_{pl,Rd})^2]$$

Pressoflessione + taglio

$$\text{Per } V_{sd} \leq 0.5 \times V_{pl,Rd} \quad \rightarrow \quad M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \times [1 - (N_{sd} / N_{pl,Rd})^2]$$

$$\text{Per } V_{sd} > 0.5 \times V_{pl,Rd} \quad \rightarrow \quad M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \times [1 - (N_{sd} / N_{pl,Rd})^2]; V_{N,Rd} = V_{pl,Rd} \times (1-\rho)$$

FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Accettazione PROGETTO ESECUTIVO RELAZIONE GEOTECNICA	rev.	Data
	00	febbraio-2009
	01	ottobre-2009

Dove:

$$\rho = [2x(V_{sd}/V_{pl,Rd}) - 1]^2$$

La verifica viene svolta mettendo in conto la sola armatura metallica; si verifica che valga:

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$$

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd} \quad (\text{flessione pura})$$

$$M_{sd} \leq M_{v,Rd} \quad (\text{flessione + taglio})$$

$$M_{sd} \leq M_{N,Rd} \quad (\text{presso-flessione})$$

$$M_{sd} \leq M_{N,Rd} \quad (\text{presso-flessione + taglio})$$

8.4 Verifica delle travi metalliche di ripartizione

La verifica a flessione delle travi metalliche di ripartizione deve essere svolta in accordo a UNI-EN 1993-1-1 (par.5.4.5.1). Si assume come stato limite ultimo della sezione la completa plasticizzazione. La sezione risulta verificata se vale:

$$M_{sd} < M_{Rd}$$

Dove:

M_{sd} = momento di calcolo

M_{Rd} = Momento resistente = $W_{pl,x} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$

$W_{pl,x}$ = modulo di resistenza plastico della sezione

f_{yk} = tensione caratteristica di snervamento

γ_{M0} = coefficiente parziale di sicurezza sul materiale = 1.10

8.5 Verifica dei tiranti di ancoraggio

8.5.1 Resistenza ultima allo sfilamento del bulbo

Si ricorre a quanto indicato da Bustamante e Doix (1985) sulla base di una serie di prove sperimentali. In questo caso la resistenza ultima misurata (Q_{lim}) può essere definita sulla base dei grafici forniti dagli autori in relazione alle caratteristiche geotecniche dei materiali interessati e al tipo di iniezione (semplice o multipla):

$$Q_{lim} = \pi \cdot D_b \cdot L_b \cdot q_a$$

dove:

FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Acettazione PROGETTO ESECUTIVO RELAZIONE GEOTECNICA	rev.	Data
	00	febbraio-2009
	01	ottobre-2009

D_b = diametro medio del bulbo: $D_b = \alpha \cdot D_p$

D_p = diametro di perforazione

L_b = lunghezza del bulbo

$\alpha = D_b/D_p$

q_a = aderenza limite bulbo-terreno

I valori dei parametri q_a e α dipendono dal tipo di iniezione (semplice e/o multipla e ripetuta) e dal tipo di terreno e possono essere definiti sulla base delle tabelle fornite dagli Autori citati. Nel caso di bulbo realizzato in terreno granulare si può fare riferimento a quanto riassunto nella tabella n.9.1 di cui al seguito.

Tabella n.9.1 – Valori consigliati di q_a e α (Da Bustamante & Doix)

N_{SPT} (colpi/30cm)	p'_i (MPa)	Iniezioni semplici		Iniezioni multiple e ripetute	
		q_a (kPa)	α (-)	q_a (kPa)	α (-)
20	1.0	100	1.1÷1.3	150	1.4÷1.6
25	1.25	125	1.1÷1.3	175	1.4÷1.6
30	1.5	150	1.1÷1.3	200	1.4÷1.6
35	1.75	175	1.1÷1.3	225	1.4÷1.6
40	2.0	200	1.1÷1.3	250	1.4÷1.6
45	2.25	225	1.1÷1.3	275	1.4÷1.6
50	2.5	250	1.1÷1.3	300	1.4÷1.6

LEGENDA

N_{SPT} = dato SPT misurato in sito

p'_L = pressione limite di Ménard

Nel caso particolare in studio si osserva che le fondazioni dei tiranti saranno da realizzarsi nell'ambito di ghiaia ben addensata ciò che consente di assumere quanto sinteticamente riassunto in tabella n.9.2.

N_{SPT} (colpi/30cm)	Iniezioni semplici		Iniezioni multiple e ripetute	
	q_a (kPa)	α (-)	q_a (kPa)	α (-)

FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Acettazione PROGETTO ESECUTIVO RELAZIONE GEOTECNICA	rev.	Data
	00	febbraio-2009
	01	ottobre-2009

40 (valore medio cautelativo)	250	1.2	300	1.5
-------------------------------------	-----	-----	-----	-----

Tabella n.9.2 – Parametri per il calcolo della resistenza a sfilamento dei tiranti

8.5.2 Verifica a sfilamento del bulbo

In condizioni statiche si verifica che il coefficiente di sicurezza allo strappamento sia superiore a 2.0 (tiranti provvisori – cfr. raccomandazioni AICAP, 1993)

In condizioni sismiche si verifica che valga la seguente relazione:

$$E_d < R_d$$

Dove:

E_d = azione di progetto

R_d = resistenza di progetto = R_k / γ_R

R_k = resistenza ultima allo sfilamento (cfr. paragrafo n.9.4.1)

γ_R = 1.3 (tiranti provvisori)

8.5.3 Verifica a trazione dei trefoli

La resistenza ammissibile del singolo trefolo in condizioni statiche viene assunta pari a **140kN/trefolo** in accordo a quanto prescritto in AICAP, 1993.

In condizioni sismiche (verifiche allo stato limite ultimo) si può invece assumere:

$$R_d = \text{resistenza di calcolo del trefolo} = A \cdot f_{pyk} \cdot 0.9 / \gamma_m = \mathbf{172kN/trefolo}$$

$A \cdot f_{pyk}$ = carico di snervamento sul singolo trefolo

$$\gamma_m = 1.15$$

8.5.4 Inclinazione e lunghezza del tratto libero

Per definire la lunghezza e l'inclinazione del tratto libero si farà riferimento al più restrittivo dei seguenti criteri:

- Fondazione completamente all'esterno di un ideale piano inclinato di $(45-\phi'/2)^\circ$ sulla verticale e passante per il piede della paratia.
- Lunghezza minima del tratto libero: 5m
- Lunghezza minima del bulbo di fondazione: 5m
- Lunghezza massima del bulbo di fondazione: 15m

<p style="text-align: center;">FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA</p> <p style="text-align: center;">OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA</p> <p style="text-align: center;">Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Acettazione</p> <p style="text-align: center;">PROGETTO ESECUTIVO</p> <p style="text-align: center;">RELAZIONE GEOTECNICA</p>	rev.	Data
	00	febbraio-2009
	01	ottobre-2009

➤ Profondità minima del bulbo dal p.c. locale: 5m

Un'opportuna inclinazione dei tiranti nel piano verticale/orizzontale e/o una variazione (alternata) della lunghezza dei tratti liberi consentirà di assicurare anche una ragionevole distanza reciproca tra le fondazioni dei tiranti stessi in modo tale da poter rendere trascurabile l'effetto "gruppo".

FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Acettazione PROGETTO ESECUTIVO RELAZIONE GEOTECNICA	<i>rev.</i>	<i>Data</i>
	00	febbraio-2009
	01	ottobre-2009

9 PARATIE - CONTROLLI E COLLAUDI SUI TIRANTI

9.1 Riferimenti normativi

Si fa integralmente riferimento a quanto prescritto nelle Raccomandazioni AICAP (1993) "ancoraggi nei terreni e nelle rocce" alle quali si rimanda per tutte le parti non esplicitamente riportate nel seguito.

9.2 Tipologia, numero ed obbligatorietà delle prove

Per ogni *tipo* di tirante devono essere eseguite le seguenti prove:

NUMERO TIRANTI	NUMERO TIRANTI DA SOTTOPORRE A PROVA PER OGNI TIPO DI TIRANTE			
	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	COLLAUDO
Meno di 30	1	--	--	TUTTI
31 → 100	1	1	1	
101 → 200	2	3	2	
201 → 500	2	3	3	
Oltre 500	2	4	4	

Per il dettaglio delle prove (fasi, livelli di carico, ecc) si fa integralmente riferimento a quanto prescritto nelle Raccomandazioni AICAP (1993) "ancoraggi nei terreni e nelle rocce" alle quali si rimanda.

Si considerano dello stesso "tipo" tiranti aventi:

- Medesima funzione.
- Medesima armatura.
- Medesimo diametro di perforazione.
- Medesime modalità di iniezione.
- Eseguiti nel medesimo tipo di terreno/roccia.

9.3 Generalità sulle prove

Gli allungamenti dei trefoli devono essere misurati con riferimento ad un punto fisso esterno alla zona potenzialmente soggetta a deformazione in seguito all'applicazione del carico. La strumentazione di misura deve garantire la seguente precisione:

<p style="text-align: center;">FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI E REGINA ELENA Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia-Acettazione PROGETTO ESECUTIVO</p> <p style="text-align: center;">RELAZIONE GEOTECNICA</p>	rev.	Data
	00	febbraio-2009
	01	ottobre-2009

Prove con misura della sola forza e del solo spostamento

Allungamento: 1mm

Forza: 3% della forza limite ultima di progetto

Prove con misura contemporanea della forza e dello spostamento

Allungamento: 0.1mm

Forza: 2% della forza limite ultima di progetto

Sulle boiacche e sugli acciai andranno eseguite le prove previste dalla Norma vigente.

<p>FONDAZIONE IRCCS DI NATURA PUBBLICA OSPEDALE MAGGIORE POLICLINICO, MANGIAGALLI e REGINA ELENA Realizzazione del nuovo dipartimento di emergenza attraverso la ristrutturazione ed ampliamento del padiglione Guardia - accettazione</p> <p>RELAZIONE GEOTECNICA</p>	rev.	Data
	00	02-2009
	01	10-2009

ALLEGATI:

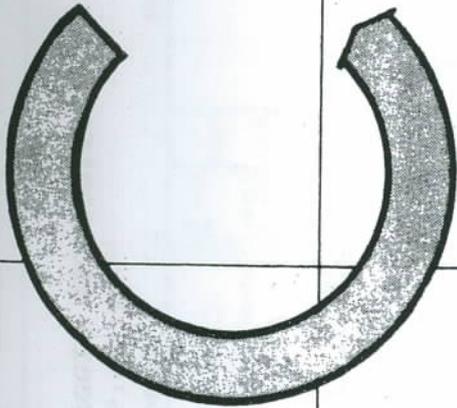
- **SONDAGGI GEOTECNICI;**
- **PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE;**
- **PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE TIPO SPT.**

16/1/04

STUDIO TECNICO

Geom UGO CELOTTI

VIA MINCIO 22 - 20139 MILANO
TEL. 02/57.30.37.89 - 53.93.977 - 53.92.262 FAX



INDAGINI GEOGNOSTICHE - PROVE SU TERRENI DI FONDAZIONE
RICERCHE IDROLOGICHE AMBIENTALI - STRUMENTAZIONI GEOTECNICHE
RILIEVI TOPOGRAFICI - PROSPEZIONI GEOFISICHE E GEOELETTICHE

GARBOLI - REP S.P.A. - IMPRESA GENERALE DI COSTRUZIONI
Via Carlo Pesenti n. 121/123 - ROMA

Indagini geognostiche e geotecniche eseguite nel terreno interessato dalla ristrutturazione e dall'ampliamento del padiglione "Guardia Accettazione" del Policlinico dell'Ospedale Maggiore di Milano - Via Francesco Sforza, 28.

Sondaggi geognostici nn. 1 - 2 - 3

DISEGNO N: 4577/1

DATA: 15-03-99

N.B. - Lo zero di riferimento delle profondità è posto a m. +1.00 dal piano attuale asfaltato della soglia d'ingresso, corrispondente allo zero di cantiere.

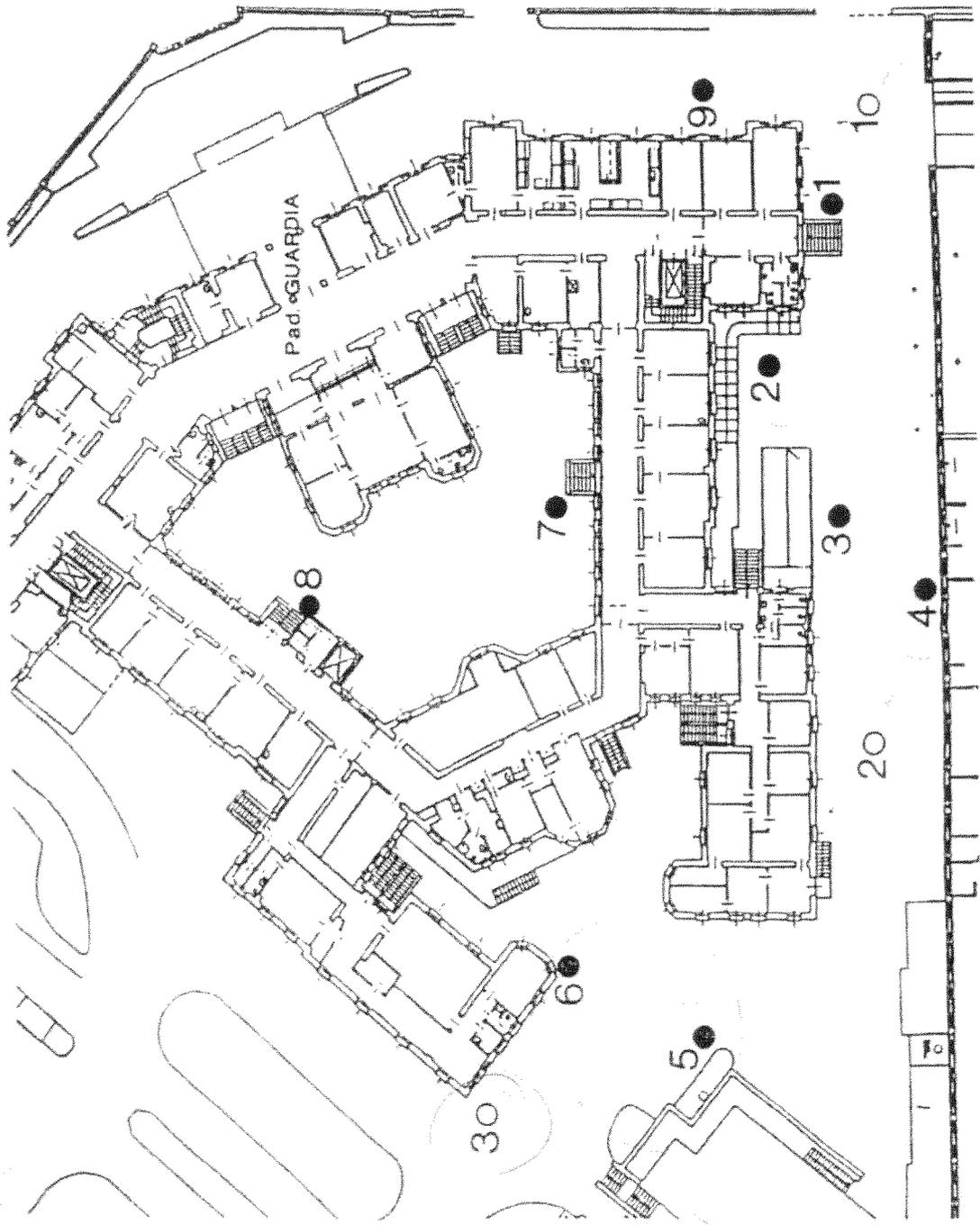
Sondaggi geognostici

Prove penetrometriche

PLANIMETRIA
Scala 1:500

Scale 1:500

● Prove penetrometriche



ESISTENTE PROSPETTIVA 7/4 - 10 e - 11

SONDAGGIO GEOGNOSTICO N° 1

Dis.n°: 45771S

Inizio sondaggio m. 1.2 Fine sondaggio m. 26.2

DATA: 9-3-1999

Località: MILANO

Carotaggio %	R.O.D. modificato %	Campana	Ind Prof in m	Litologia	Poche Kg/cm²	Vane test Kg/cm²	S.P.T. n° colpi x 15 cm	H ₂ O m	Piezometri a tubo
5 45 85 5 45 85									
				INIZIO SONDAGGIO					
			1	Asfalto.					
			2	Sabbia media ghiaiosa (ghiaia media) debolmente ciottolosa debolmente limosa colore: marrone/rossiccio. Presenza di numerosi frammenti di mattoni.			5 7 7		
		- 2.70	3						
			4	Sabbia fine ghiaiosa (ghiaia media) ciottolosa debolmente limosa colore: marrone/grigio. Presenza di minuti frammenti di mattoni.			17 12 14		
		- 4.20	5						
			6	Sabbia fine debolmente ghiaiosa (ghiaia media) debolmente limosa con tracce di ciottoli - colore: marrone chiaro.			11 10 13		
		- 5.70	7						
			8	Sabbia fine ghiaiosa (ghiaia fine) con tracce di ciottoli			10 16 13		
		- 7.20	9						
			10						
		- 8.70	11						
			12	Sabbia media ghiaiosa (ghiaia media) debolmente limosa debolmente ciottolosa colore: marrone.			21 33 26		
		- 10.20	13						
			14	Sabbia media ghiaiosa (ghiaia media) debolmente limosa con tracce di ciottoli colore: marrone.			12 15 14		
		- 11.70	15						
			16						
		- 13.20	17						
			18	Sabbia grossa con ghiaia media debolmente limosa con tracce di ciottoli colore: marrone/grigio.			16 19 22		
		- 15.20	19						
			20						
			21						
			22						
			23						
			24						
			25						
			26						

14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26

- 14.70
- 16.20
- 17.70
- 18.20
- 20.70
- 22.20
- 23.70
- 25.20

27
28
29
30
31
32
33
34

● 20 19 26
● 18 18 19
● 15 26 16
● 14 19 22
● 13 16 15
● 9 19 19
● 21 21 19
● 16 24 26

16.7
26.2

Sabbia media con ghiaia media ciottolosa debolmente limosa - colore: marrone/grigio. Presenza di un piccolo trovante granitico.

Sabbia fine limosa debolmente ghiaiosa (ghiaia fine) - colore: marrone.

Sabbia media con ghiaia media ciottolosa limosa - colore: marrone/grigio. Localmente presenza di interstrati centimetrici limo-sabbiosi.

Sabbia media ghiaiosa (ghiaia media) debolmente limosa con tracce di ciottoli - colore: marrone.

N.B. - ● SPT con punta conica a 60°.

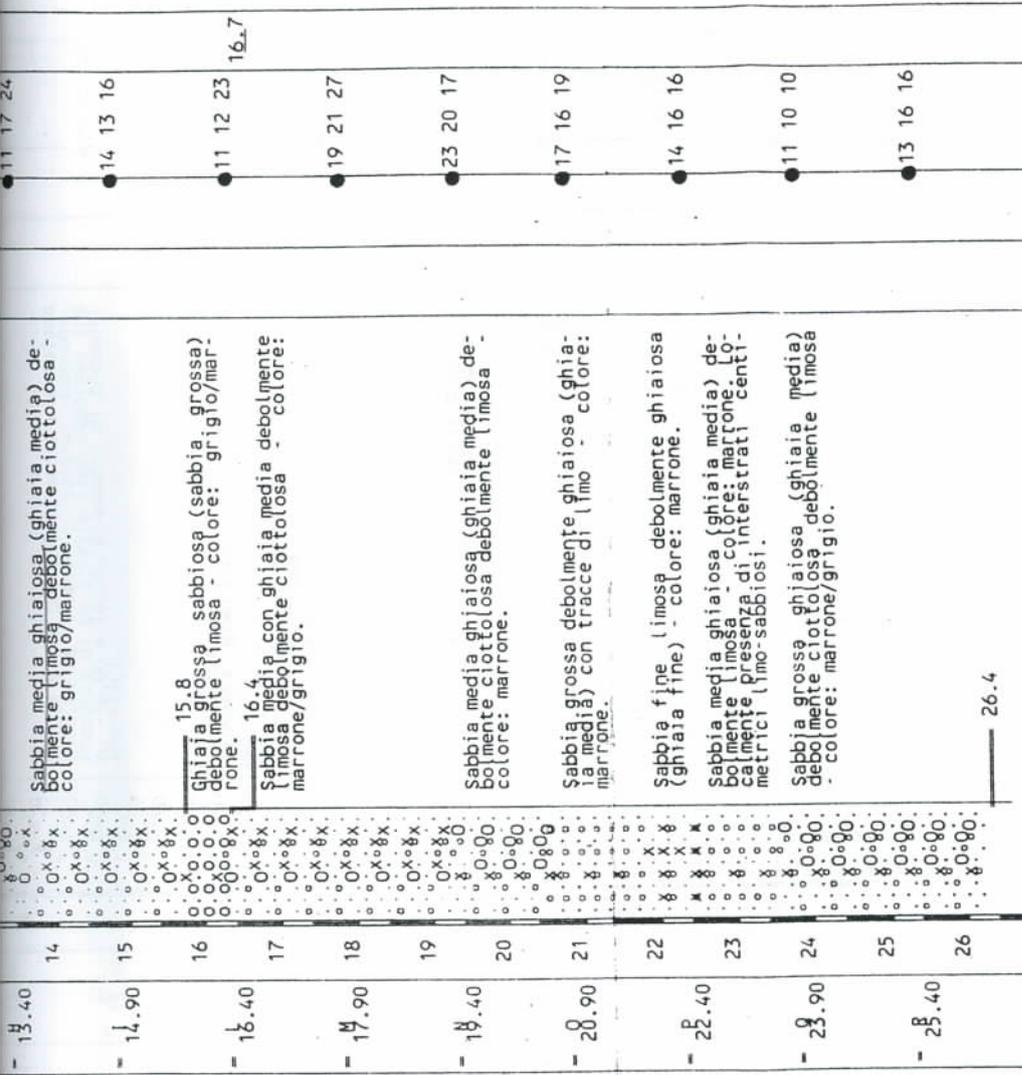
SONDAGGIO GEOGNOSTICO N° 2

DATA: 9-3-1999

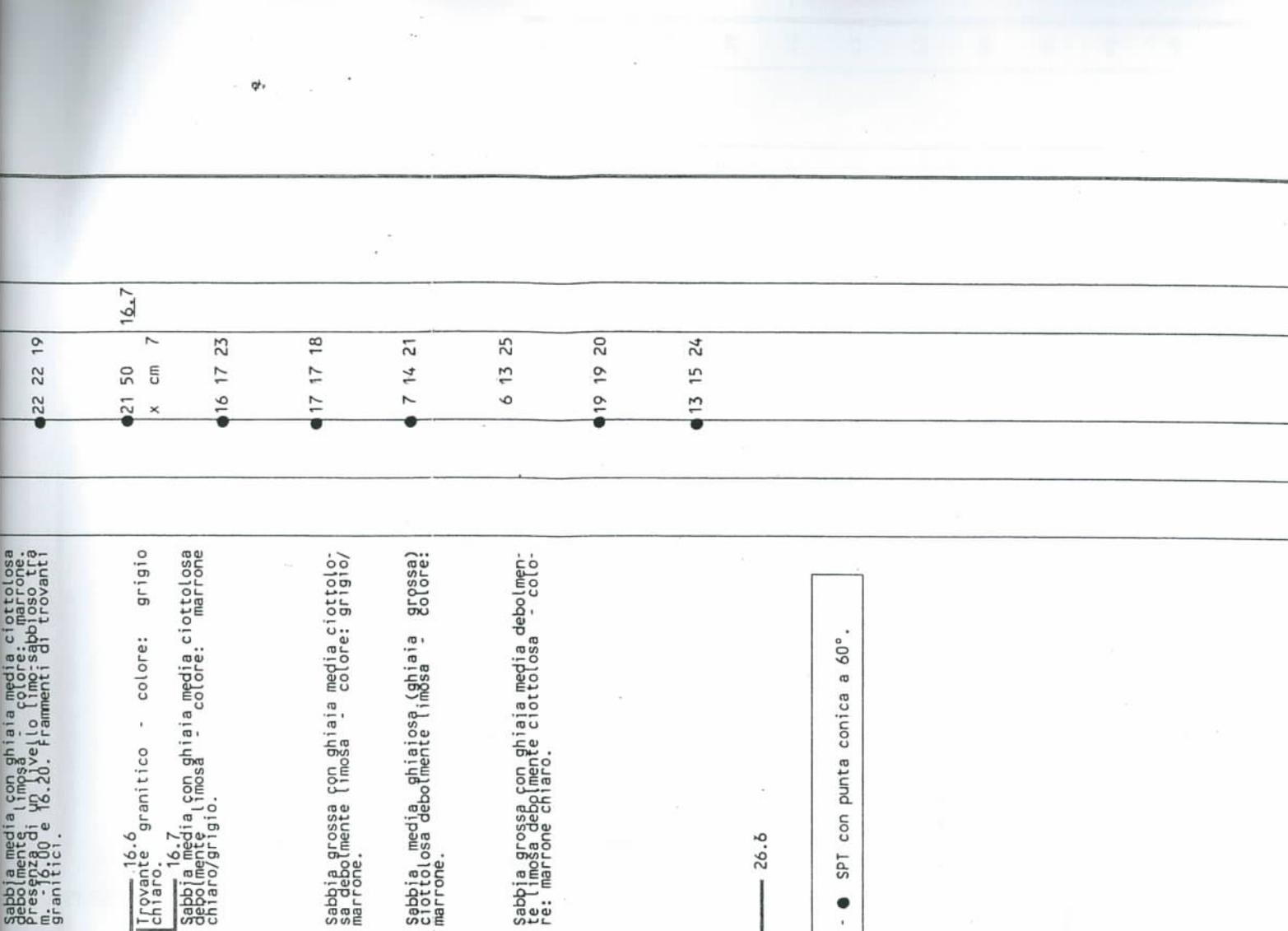
Dis.n°: 45772S

Località: MILANO

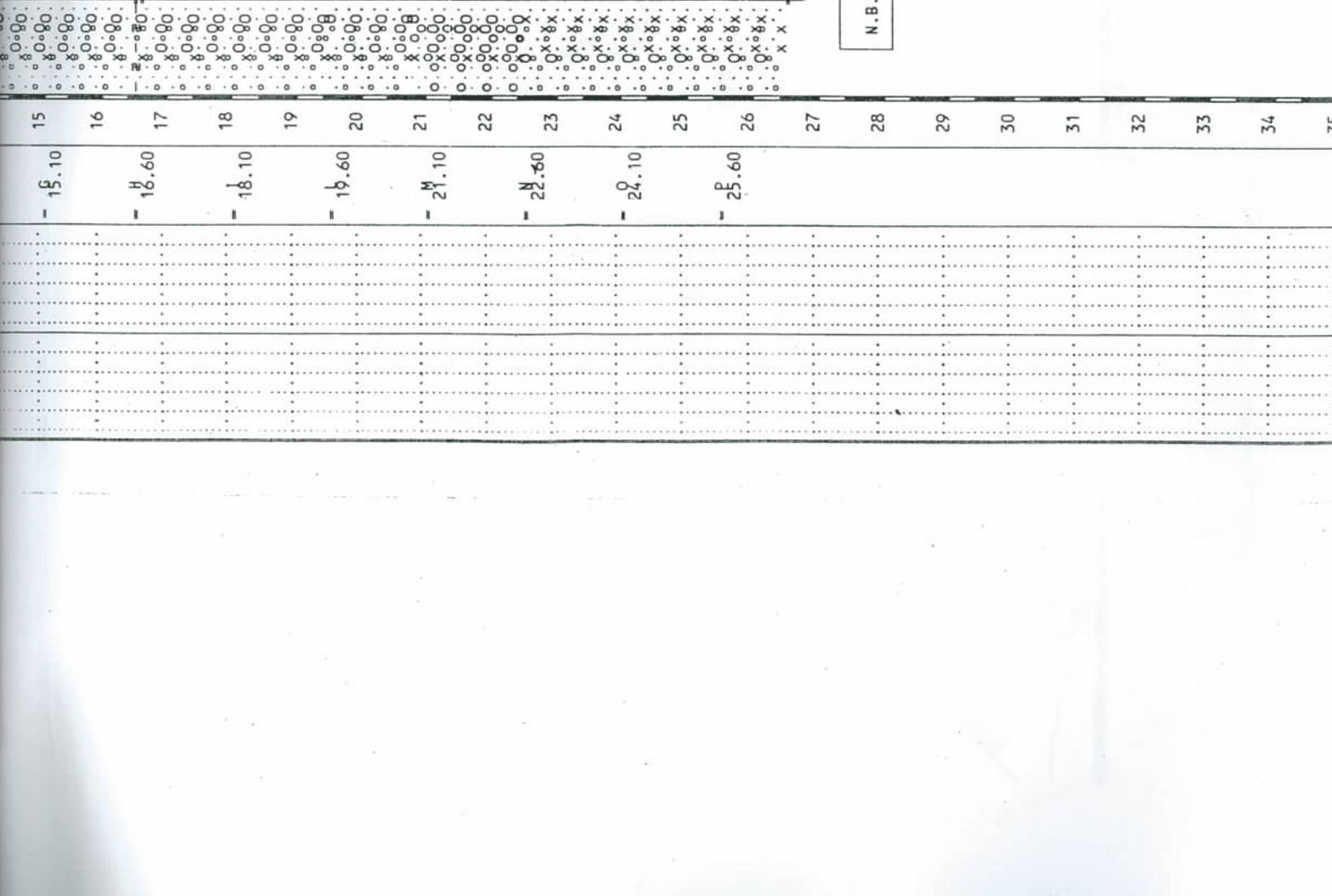
Carotaggio %	R.Q.D. %	C		Ind Prof in m	Litologia	P o c k e t Kg/ cm ²	V a n e t e s Kg/ cm ²	S.P.T. n° colpi x 15 cm	H ₂ O a tubo m	Piezometro
		am	o							
5 45 85 5 45 85										
					INIZIO SONDAGGIO					
					Asfalto.					
					1.5 Sabbia media ghiaiosa (ghiaia media) debolmente limosa con tracce di ciottoli: colore: marrone/rossiccio. Presenza di numerosi frammenti di mattoni.					
				2.90	3.5 Limo con sabbia fine debolmente ghiaioso (ghiaia fine) - colore: marrone scuro.	1.20	0.50	2 2 3		
					4.4 Sabbia fine limosa - colore: marrone chiaro.			1 4 2		
				4.40	5.0 Limo con sabbia fine debolmente ghiaioso (ghiaia fine) - colore: marrone chiaro.					
					5.7 Sabbia media ghiaiosa (ghiaia media) limosa debolmente ciottolosa - colore: grigio/marrone.			3 5 6		
				5.90						
					Sabbia grossa con ghiaia media ciottolosa debolmente limosa - colore: grigio/marrone.			3 6 7		
				7.40						
					Sabbia media ghiaiosa (ghiaia media) ciottolosa debolmente limosa - colore: marrone.			9 11 12		
				8.90						
					Sabbia media con ghiaia media ciottolosa limosa - colore: marrone.			27 50 x cm 7		
				10.40						
								16 24 33		
				11.90						
				13.40						
					Sabbia media ghiaiosa (ghiaia media) debolmente ciottolosa - colore: grigio/marrone.			11 17 24		
				14.40						



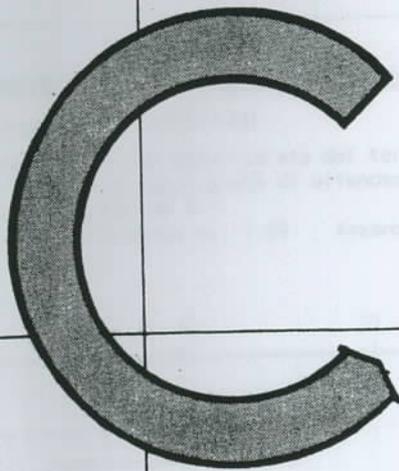
N.B. - ● SPT con punta conica a 60°.



N.B. - ● SPT con punta conica a 60°.



16/1/97



STUDIO TECNICO Geom UGO CELOTTI

VIA MINCIO 22 - 20139 MILANO

TEL. 02/57.30.37.89 - 53.93.977 - 53.92.262 FAX

INDAGINI GEOGNOSTICHE - PROVE SU TERRENI DI FONDAZIONE
RICERCHE IDROLOGICHE AMBIENTALI - STRUMENTAZIONI GEOTECNICHE
RILIEVI TOPOGRAFICI - PROSPEZIONI GEOFISICHE E GEOELETTICHE

GARBOLI - REP S.p.A. - IMPRESA GENERALE DI COSTRUZIONI
Via Carlo Pesenti n. 121/123 - ROMA

Indagini geognostiche e geotecniche eseguite nel terreno interessato dalla ristrutturazione e dall'ampliamento del padiglione "Guardia Accettazione" del Policlinico dell'Ospedale Maggiore di Milano - Via Francesco Sforza, 28.

Prove penetrometriche nn. 1 - 2 - 3 - 4 - 5 - 6 - 7 - 8 - 9

DISEGNO N: 4577/2

DATA: 15-03-99

N.B. - Lo zero di riferimento delle profondità è posto a m. +1.00 dal piano attuale asfaltato della soglia d'ingresso, corrispondente allo zero di cantiere.

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA N°:1

DATA: 15-2-1999

Disegno n°:45771H

Località : MILANO

Penetrometro con asta isolata dal terreno circostante

N = Numero di colpi/piede di affondamento con mazza battente da 160 libbre e volata da 30 pollici

— Punta 60° $\phi = 2''$

— Tubazione di rivestimento $\phi = 1''1/2$

--- Inizio prova m. 1.00

Assenza acqua fino a m.2.40 poi foro ostruito

■ Fine prova m. 9.40

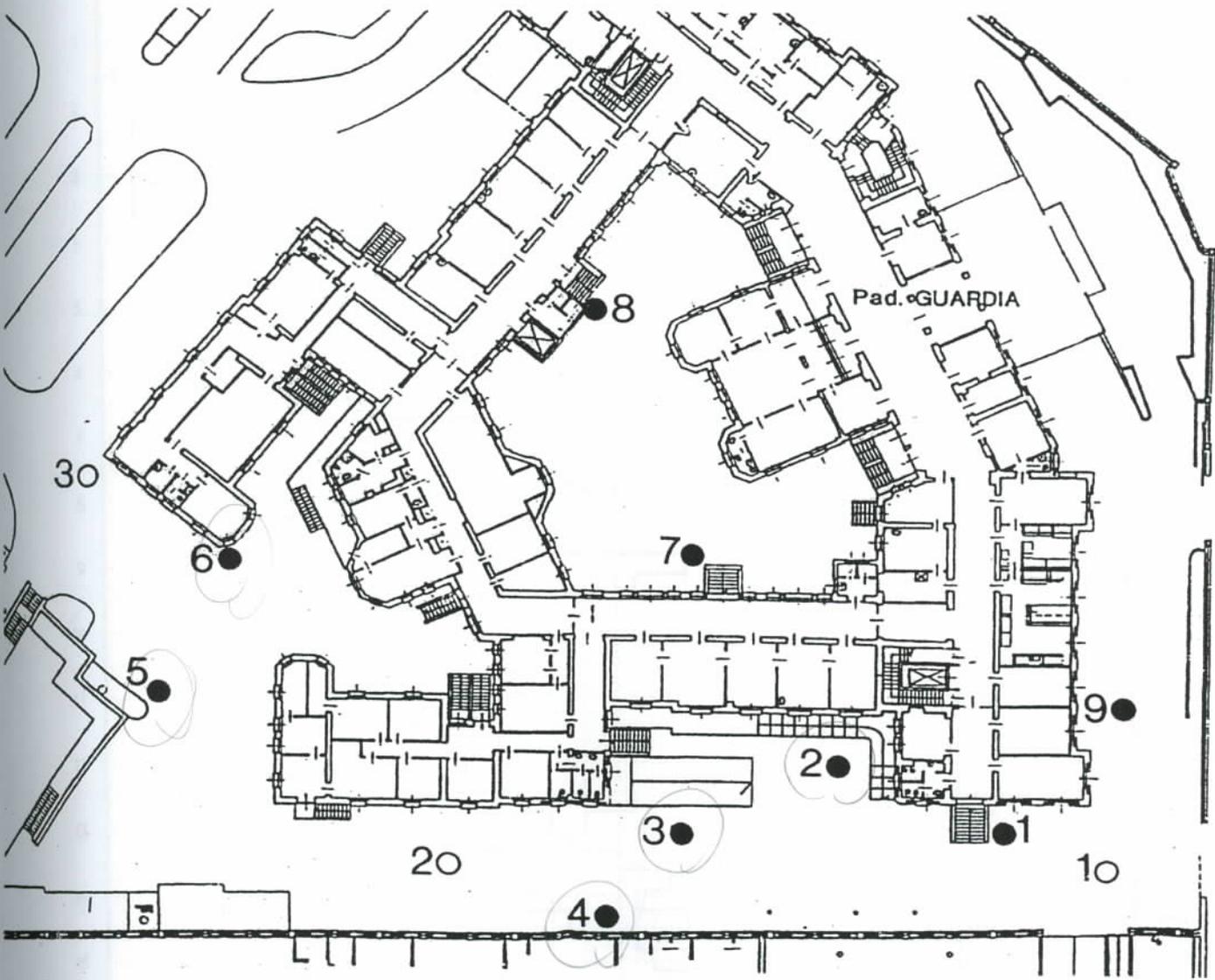


○ Sondaggi geognostici

● Prove penetrometriche

PLANIMETRIA

Scala 1:500



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA N°:1

DATA: 15-2-1999

Disegno n°:45771H

Località : MILANO

Penetrometro con asta isolata dal terreno circostante

N = Numero di colpi/piede di affondamento con mazza battente da 160 libbre e volata da 30 pollici

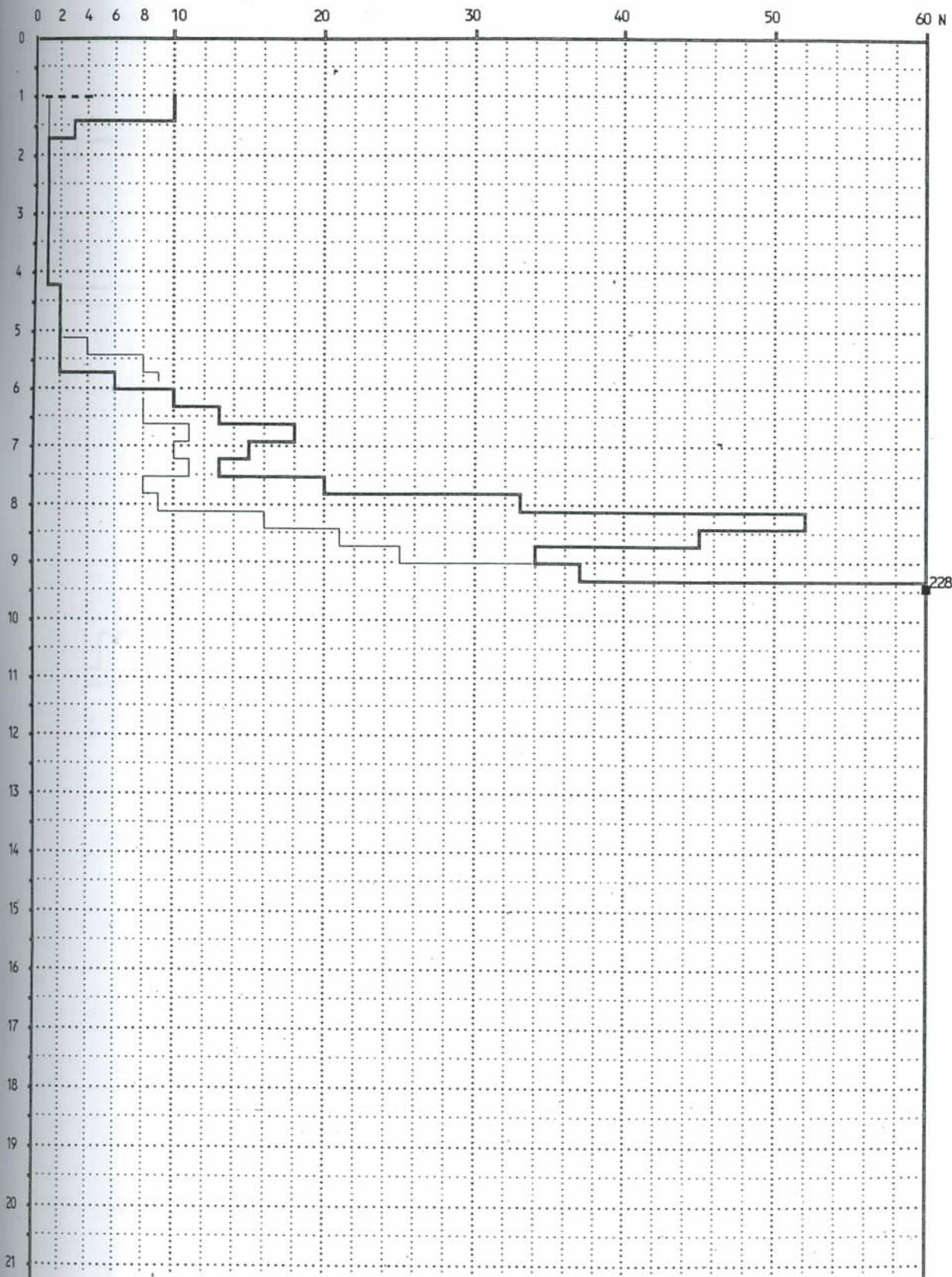
— Punta 60° $\phi = 2''$

— Tubazione di rivestimento $\phi = 1''1/2$

--- Inizio prova m. 1.00

Assenza acqua fino a m.2.40 poi foro ostruito

■ Fine prova m. 9.40



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA N°:2

DATA: 15-2-1999

Disegno n°:45772H

Località : MILANO

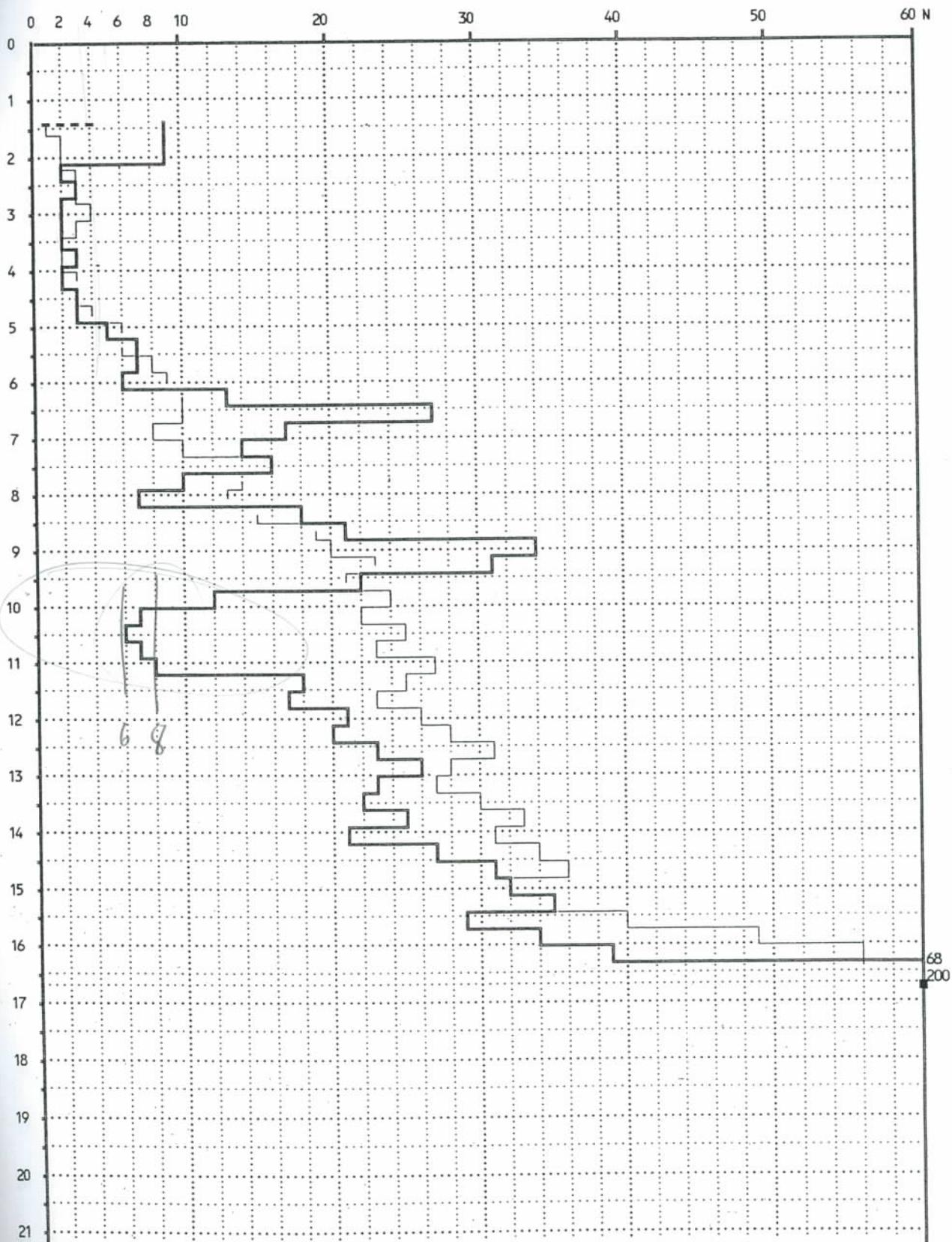
Penetrometro con asta isolata dal terreno circostante

N = Numero di colpi/piede di affondamento con mazza battente da 160 libbre e volata da 30 pollici

— Punta 60° $\phi = 2''$

— Tubazione di rivestimento $\phi = 1''1/2$

- - - Inizio prova m. 1.40 Assenza acqua fino a m.2.60 poi foro ostruito ■ Fine prova m.16.75



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA N°:3

DATA: 16-2-1999

Disegno n°:45773H

Località : MILANO

Penetrometro con asta isolata dal terreno circostante

N = Numero di colpi/piede di affondamento con mazza battente da 160 libbre e volata da 30 pollici

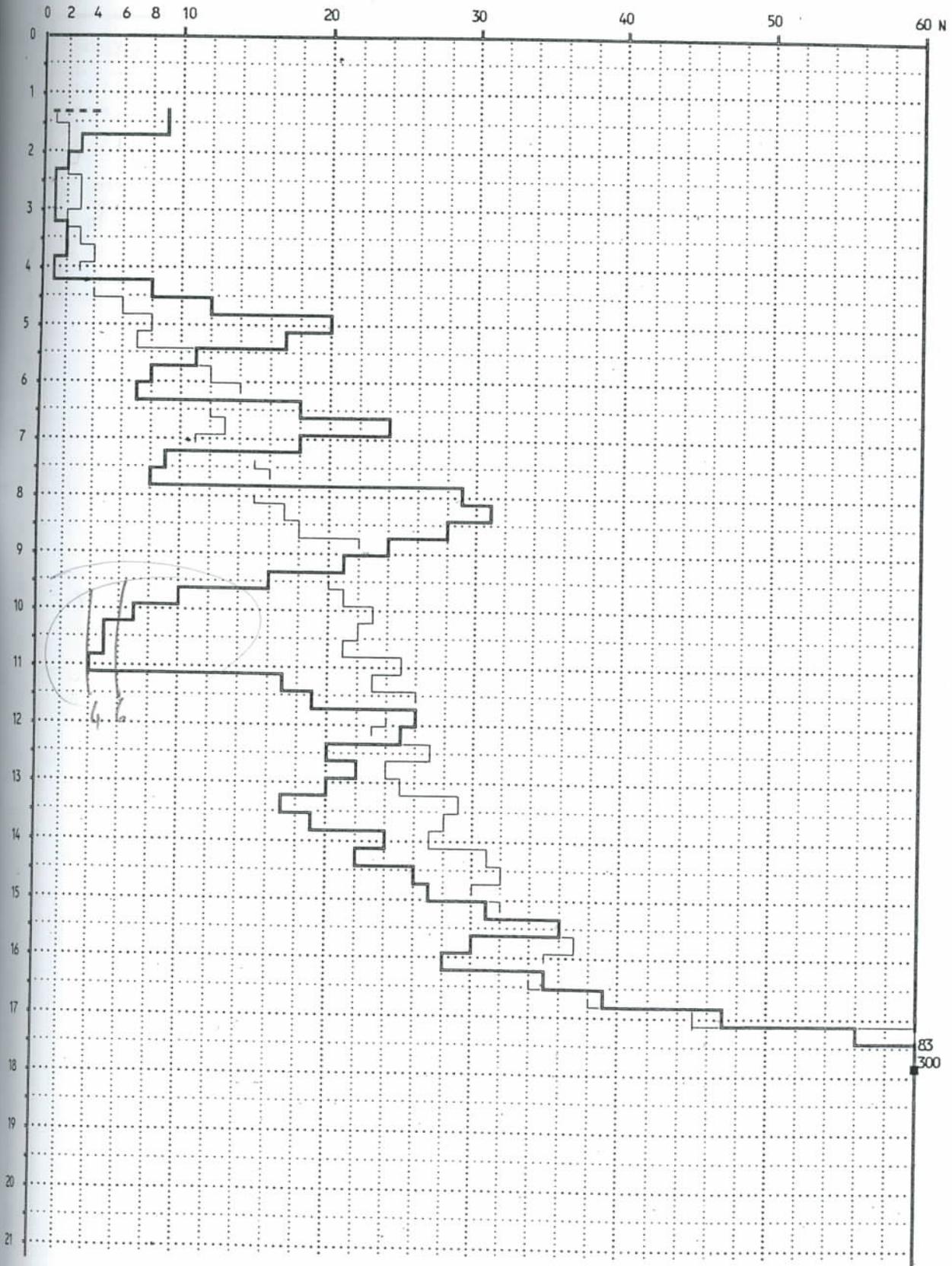
— Punta 60° $\phi = 2''$

— Tubazione di rivestimento $\phi = 1''1/2$

--- Inizio prova m. 1.30

Assenza acqua fino a m.3.10 poi foro ostruito

■ Fine prova m.17.80



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA N°:4

DATA: 16-2-1999

Disegno n°:45774H

Località : MILANO

Penetrometro con asta isolata dal terreno circostante

N = Numero di colpi/piede di affondamento con mazza battente da 160 libbre e volata da 30 pollici

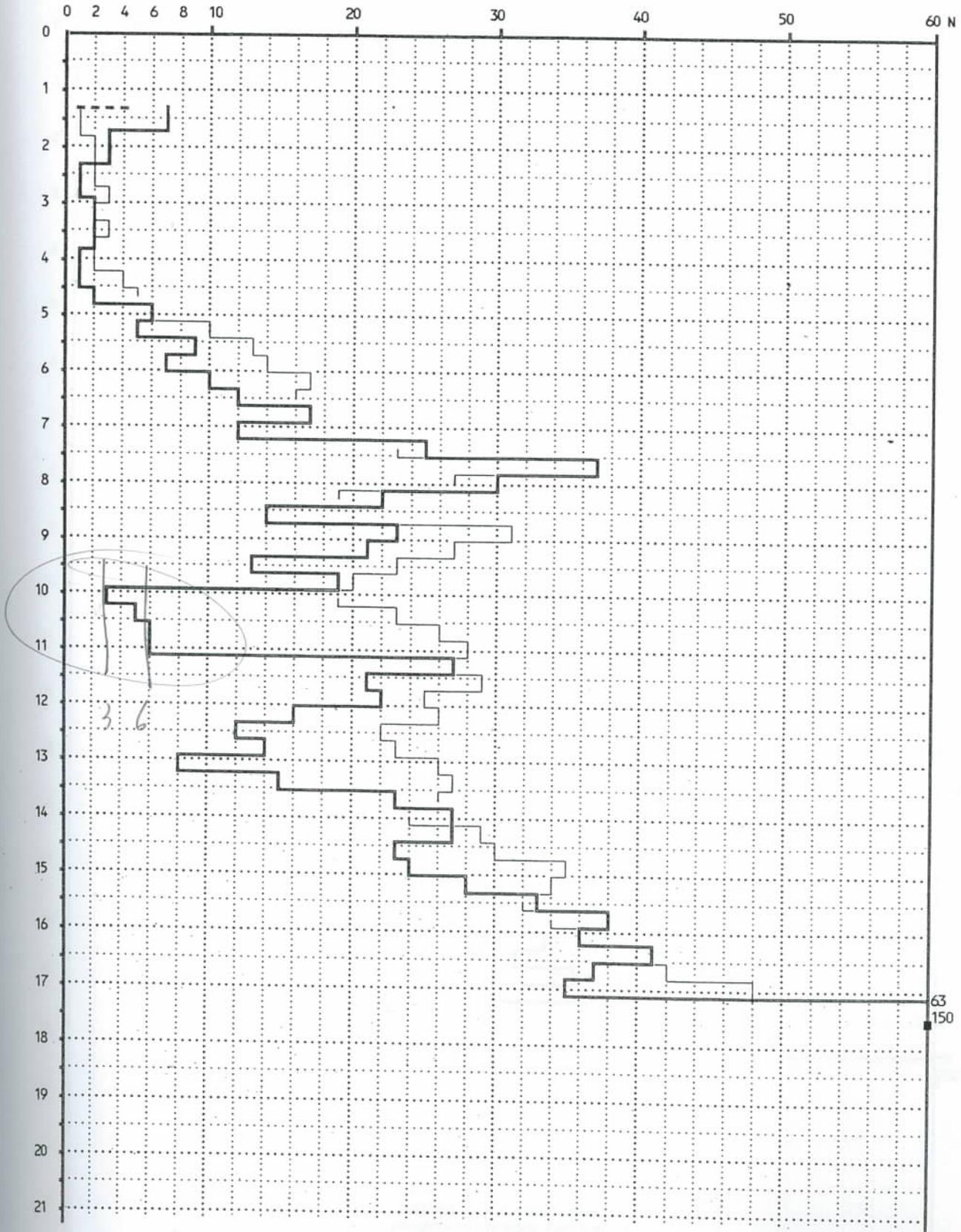
— Punta 60° $\phi = 2''$

— Tubazione di rivestimento $\phi = 1''1/2$

- - - Inizio prova m. 1.30

Assenza acqua fino a m.3.40 poi foro ostruito

■ Fine prova m.17.60



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA N°:5

Disegno n°:45775H

DATA: 17-2-1999

Località : MILANO

Penetrometro con asta isolata dal terreno circostante

N = Numero di colpi/piede di affondamento con mazza battente da 160 libbre e volata da 30 pollici

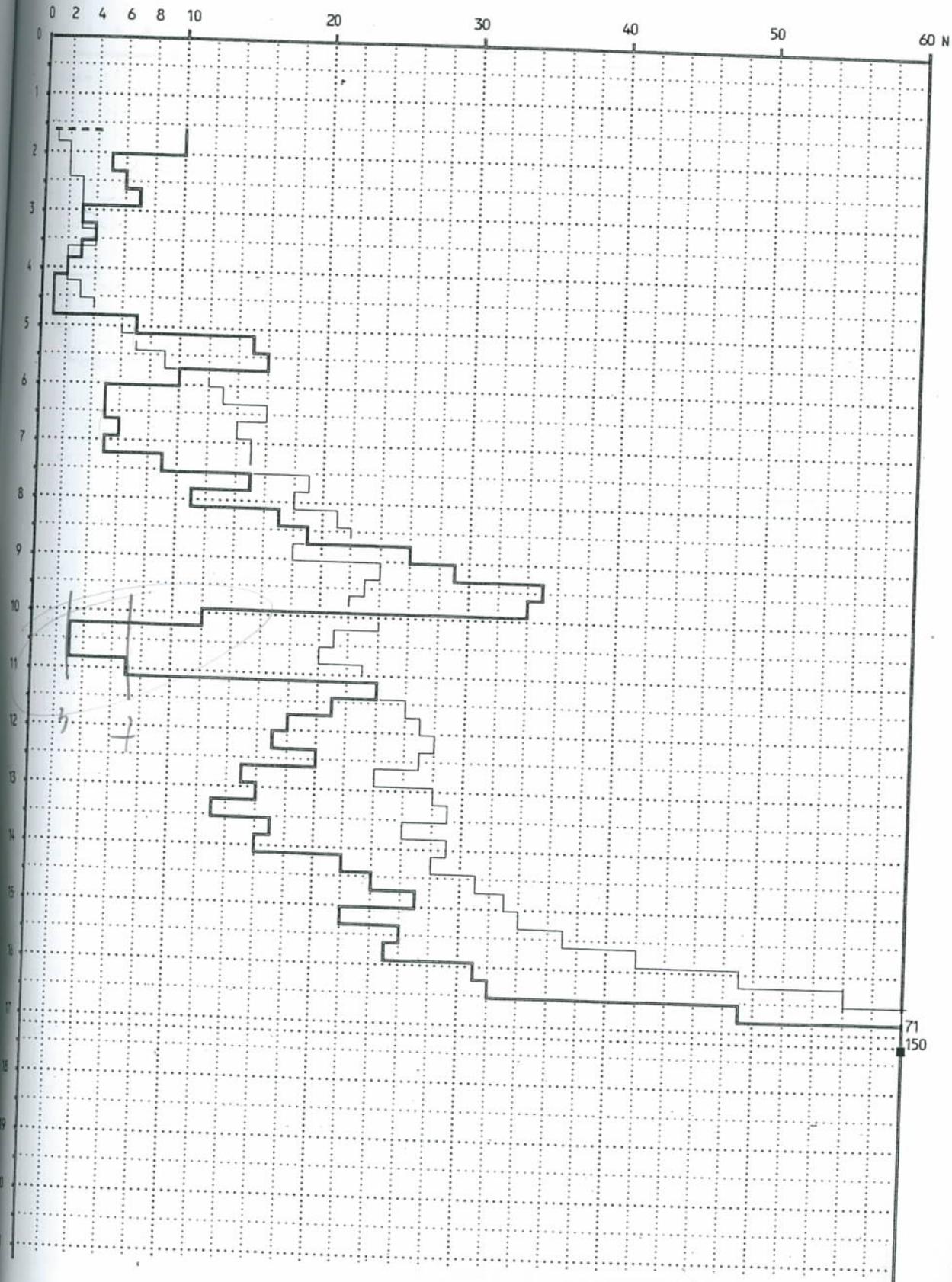
— Punta 60° $\phi = 2''$

— Tubazione di rivestimento $\phi = 1''1/2$

--- Inizio prova m. 1.60

Assenza acqua fino a m.5.30 poi foro ostruito

■ Fine prova m.17.30



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA N°:6

DATA: 17-2-1999

Disegno n°:45776H

Località : MILANO

Penetrometro con asta isolata dal terreno circostante

N = Numero di colpi/piede di affondamento con mazza battente da 160 libbre e volata da 30 pollici

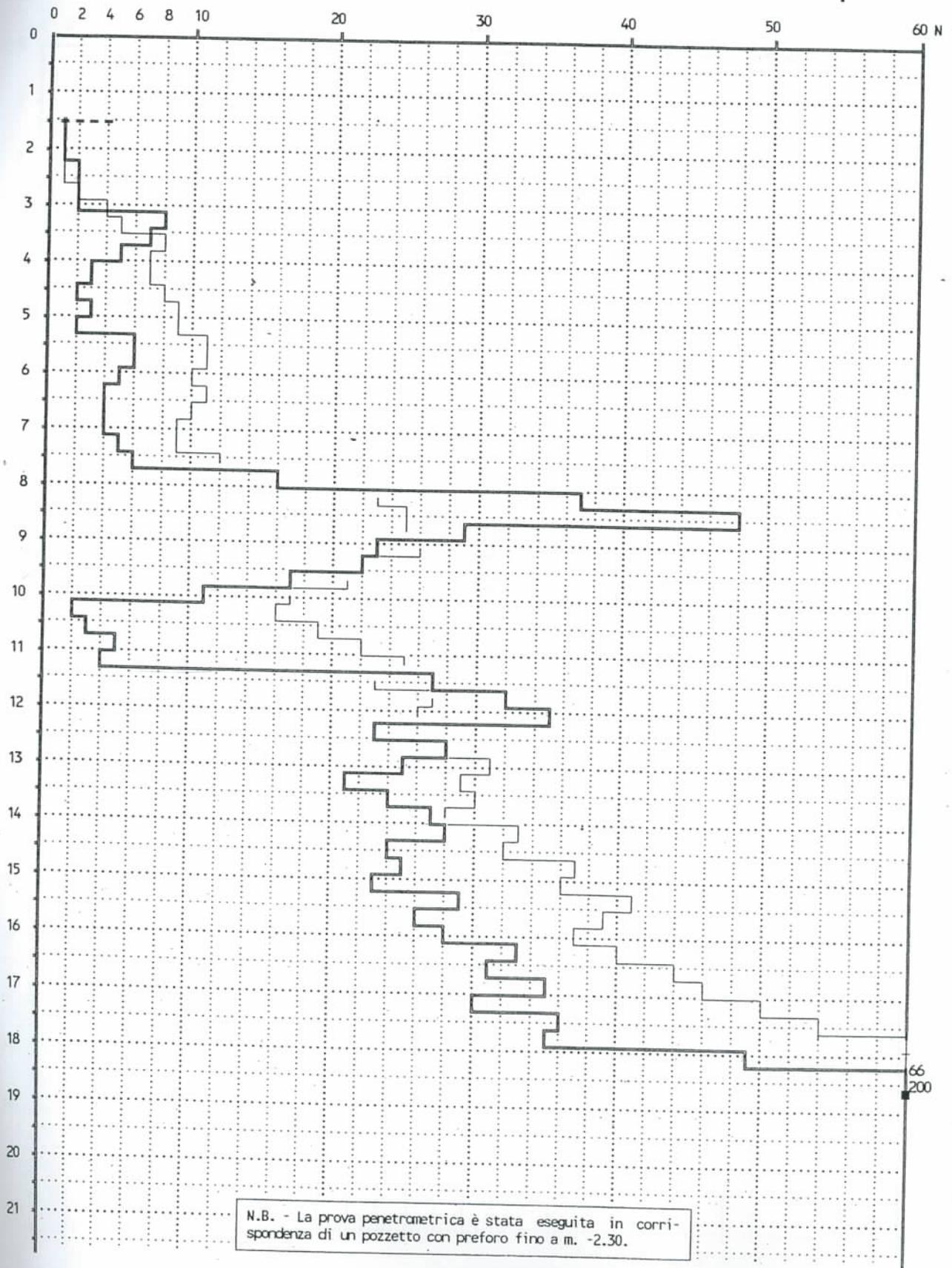
— Punta 60° $\phi = 2''$

— Tubazione di rivestimento $\phi = 1''1/2$

- - - Inizio prova m. 1.50

Assenza acqua fino a m.4.40 poi foro ostruito

■ Fine prova m.18.65



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA N°:7

DATA: 18-2-1999

Disegno n°:45777H

Località : MILANO

Penetrometro con asta isolata dal terreno circostante

N = Numero di colpi/piede di affondamento con mazza battente da 160 libbre e volata da 30 pollici

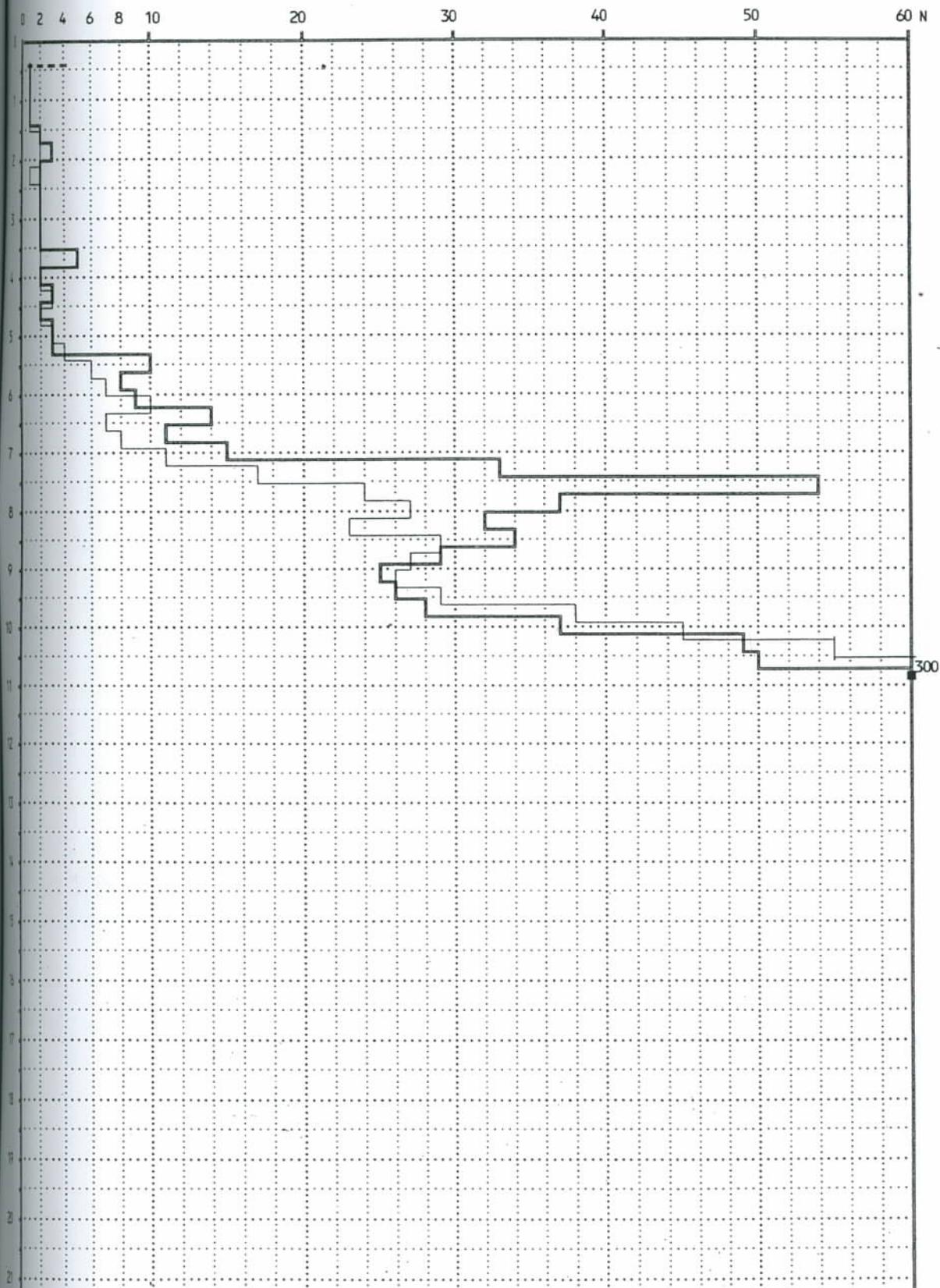
— Punta 60° $\phi = 2''$

— Tubazione di rivestimento $\phi = 1''1/2$

--- Inizio prova m. 0.40

Assenza acqua fino a m.5.30 poi foro ostruito

■ Fine prova m.10.85



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA N°:8

DATA: 18-2-1999

Diseño n°:45778H

Località : MILANO

Penetrometro con asta isolata dal terreno circostante

N = Numero di colpi/piede di affondamento con mazza battente da 160 libbre e volata da 30 pollici

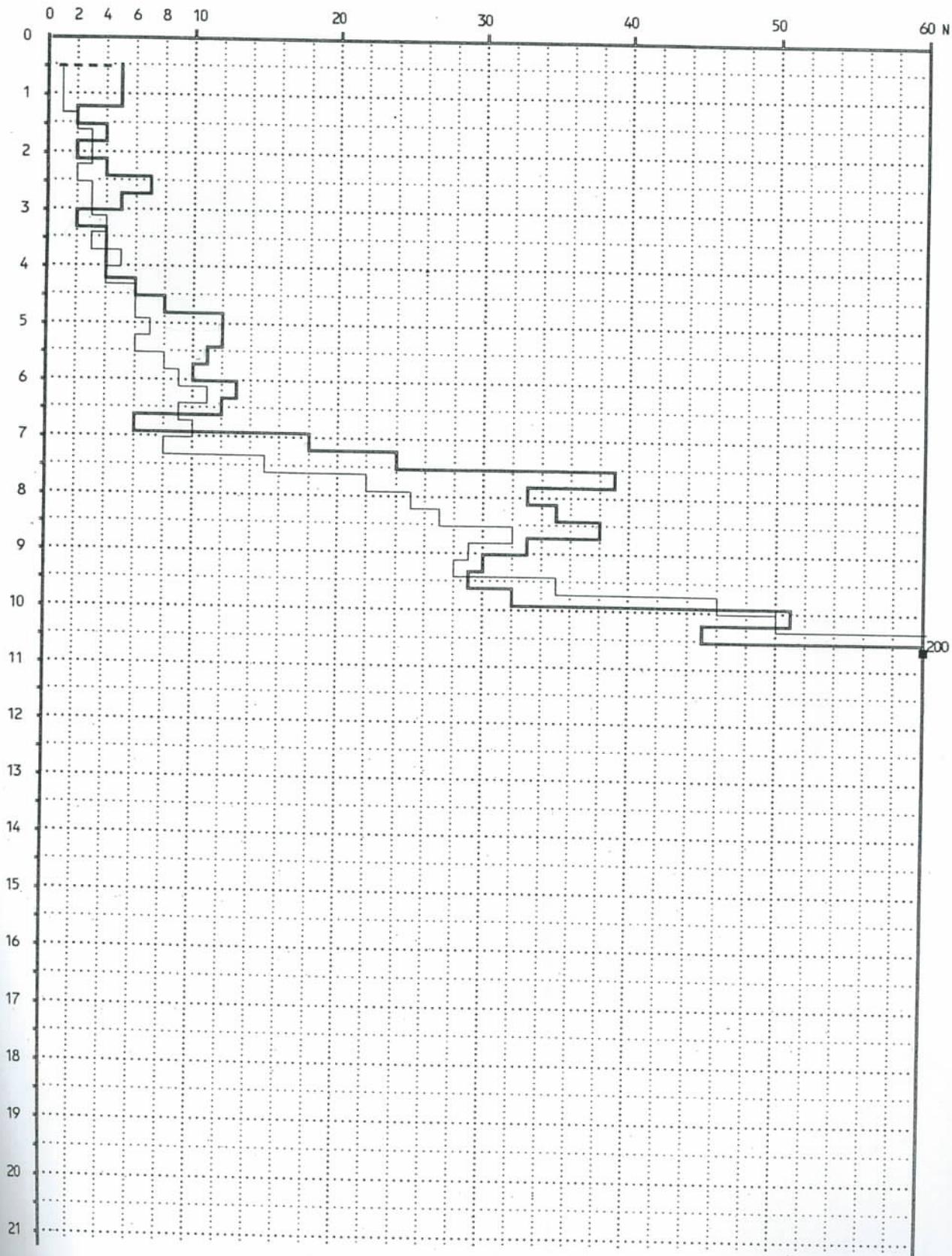
— Punta 60° $\phi = 2''$

— Tubazione di rivestimento $\phi = 1''1/2$

- - - Inizio prova m. 0.50

Assenza acqua fino a m.3.90 poi foro ostruito

■ Fine prova m.10.70



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA N°:9

DATA: 8-3-1999

Disegno n°:45779H

Località : MILANO

Penetrometro con asta isolata dal terreno circostante

N = Numero di colpi/piede di affondamento con mazza battente da 160 libbre e volata da 30 pollici

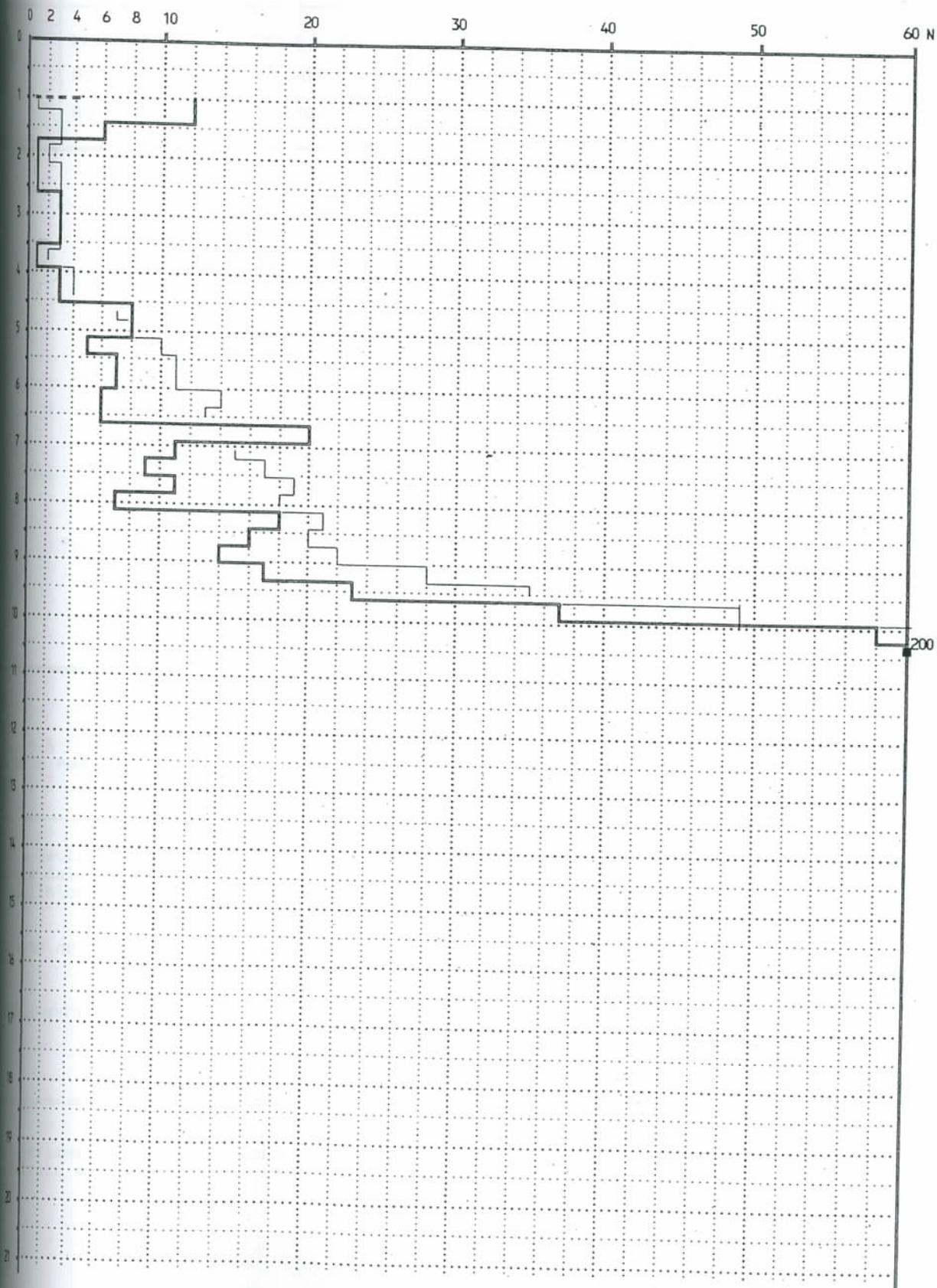
— Punta 60° $\phi = 2''$

— Tubazione di rivestimento $\phi = 1''1/2$

--- Inizio prova m. 1.00

Assenza acqua fino a m.6.80 poi foro ostruito

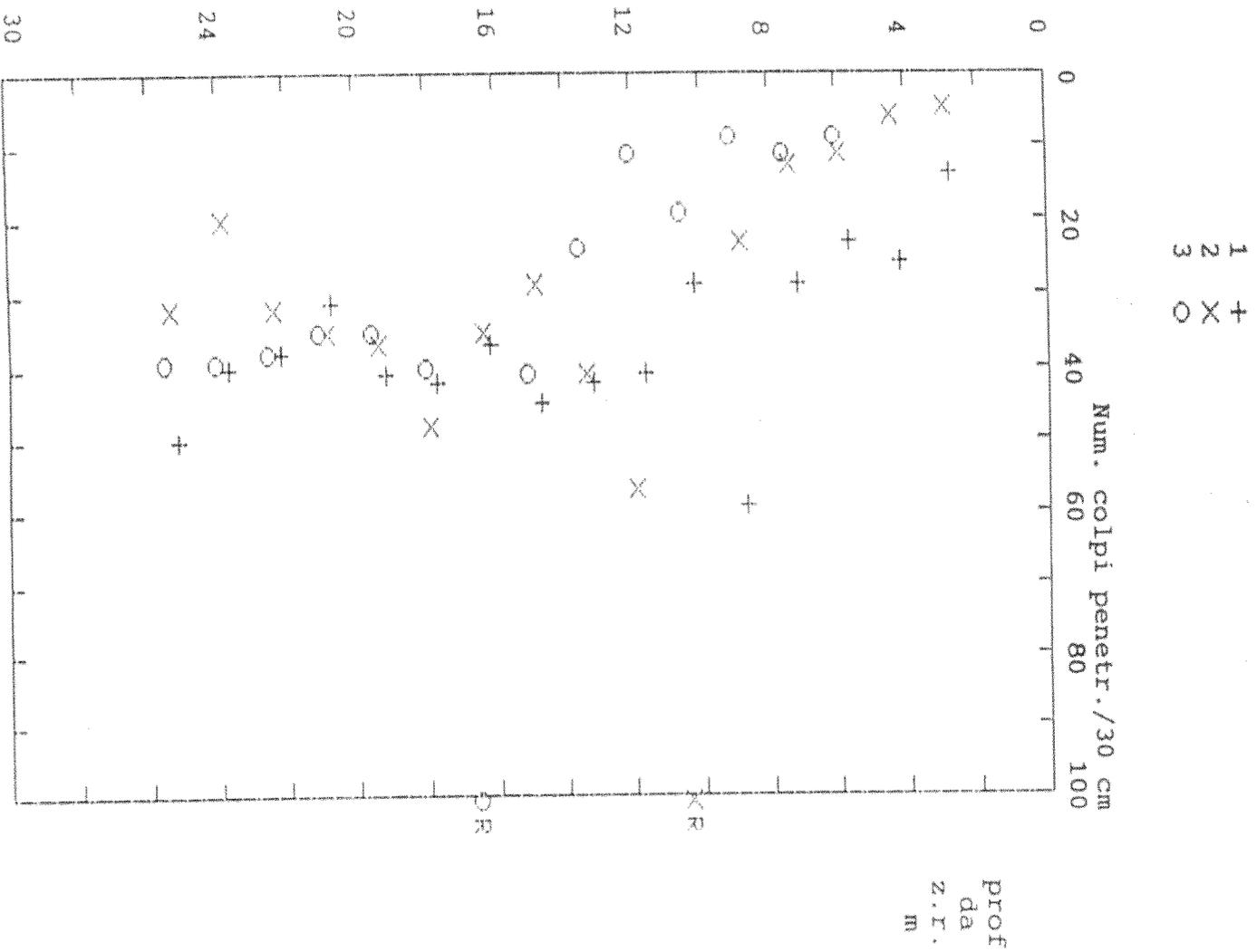
■ Fine prova m.10.35





STUDIO TECNICO Geom. UGO CELOTTI

RIASSUNTO PROVE PENETROMETRICHE S.P.T.



OSSERVAZIONI: PROVE S.P.T. DAI SONDAGGI 1 - 2 - 3
N.B. R=RIFIUTO (N>100 colpi/piede).

FIG. 1