



METROPOLITANA MILANESE SPA

AZIENDA CON SISTEMA QUALITA' UNI EN ISO 9001 CERTIFICATO DA ICMQ
Certificato N. 96095 Organismo di progettazione: Attività di Progettazione e
Coordinamento nei settori di specializzazione relativi a Linee Metropolitane,
Ferroviarie e Tranviarie urbane ed extraurbane; Viabilità urbana ed extraurbana;
Parcheggi e Strutture di Interscambio; Opere idrauliche, Acquadotti e Fognature;
Riqualificazione del territorio e Bonifiche; Interventi Edilizi; Aerostazioni e Manufatti
Aeroportuali. Gestione del processo costruttivo: Direzione, Coordinamento e
Supervisione Lavori.
Certificato N. 00436 Esperimento Gare d'Appalto riguardanti Lavori e forniture in
conformità alle disposizioni di legge della Repubblica Italiana.

COMMESSA YA

**RILANCIO E RIQUALIFICAZIONE DEI
MERCATI GENERALI DI MILANO**

**FASE 1.0
LOTTO 1.02 – MERCATO AVICUNICOLO**


PROGETTO ESECUTIVO

**RELAZIONE GEOTECNICA
YA-0103**



DATA	COM	WBE	N°	REV	DESCR	REDAT	VERIF	ACQ	APPR
18.10.2011	YA	1EPGE	0103	0	Emissione	(*)	R. Conta	M.Recalcati	M.Recalcati
Giugno 2013	YA	1EPGE	0103	14	Progetto Esecutivo				M.Recalcati

(*) Con la collaborazione di INGEGNERI CONSULENTI associati S.r.l.

<p>Il Direttore Tecnico Dott. Ing Dario Comini Ordine degli Ingegneri di Lecco n° 304</p> 	<p>Il Progettista Responsabile dell'integrazione fra le varie prestazioni specialistiche Dott. Ing. Massimo Recalcati Ordine degli Ingegneri di Milano n°A15444</p>	<p>Il Progettista Responsabile Dott. Ing. Roberto Conta Ordine degli Ingegneri di Pavia n°939</p>
--	---	---



INDICE

1. INTRODUZIONE	6
1.1. Premessa	6
1.2. Descrizione sintetica dell'intervento	6
1.3. Riferimenti normativi	7
1.4. Riferimenti bibliografici	8
1.5. Riferimenti PLANO-altimetrici	10
1.6. Parametri per il calcolo delle azioni sismiche.....	10
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO REGIONALE	11
3. INDAGINE GEOGNOSTICA	12
4. RISULTATI INDAGINE GEOGNOSTICA.....	14
4.1. Resistenza penetrometrica (N_{SPT}).....	14
4.2. Caratteristiche granulometriche	17
4.3. Prove di permeabilità in foro	22
4.4. Prove down-hole	22
5. INQUADRAMENTO STRATIGRAFICO	25
5.1. Considerazioni di carattere generale.....	25
5.2. Stratigrafia di riferimento	26
5.3. Livello della falda	27
6. INQUADRAMENTO GEOTECNICO	29
7. CONSIDERAZIONI SUL PROGETTO DELLE FONDAZIONI	33
7.1. Considerazioni progettuali di carattere generale.....	33
7.2. Criteri di verifica.....	34
8. SPINTA DELLE TERRE SUI DIAFRAMMI	35
8.1. Coefficiente di spinta a riposo	35
8.2. Angolo di attrito terreno-opera.....	35
8.3. Coefficiente di spinta attiva (statico)	35



8.4. Coefficiente di spinta passiva (statico)	36
8.5. Spinta sismica su opere deformabili	37
8.5.1. Azione sismica	37
8.5.2. Incremento del coefficiente di spinta attiva	38
8.5.3. Riduzione del coefficiente di spinta passiva	40
8.5.4. Contributo della spinta dovuta all'acqua "libera"	40
8.6. Spinta sismica su opere non deformabili	41
9. CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICA DEI DIAFRAMMI	42
9.1. analisi di interazione terreno-struttura	42
9.2. Verifiche strutturali (SLU)	43
9.3. Verifiche degli spostamento (SLE/SLD)	43
9.4. Verifica dell'immorsamento (SLU-GEO)	44
10. CRITERI DI VERIFICA DEI TIRANTI DI ANCORAGGIO	45
10.1. Azione di calcolo (T_d)	45
10.2. Resistenza di calcolo ($R_{a,c}$)	46
10.3. Resistenza caratteristica (R_{ak})	47
10.4. Prove e collaudi	48
11. FONDAZIONI DIRETTE - CAPACITÀ PORTANTE	49
11.1. Verifica di capacità portante	49
11.2. Portata limite – verifica statica	50
11.3. Portata limite – verifica sismica	52
12. FONDAZIONI DIRETTE – CEDIMENTO	54
12.1. Cedimento assoluto	54
12.2. cedimento differenziale	55
13. CRITERI PER LA VERIFICA DEI MURI	58
13.1. Combinazioni di carico e coefficienti parziali	58
13.2. Verifiche geotecniche	60
13.2.1. Verifica di capacità portante	60
13.2.2. Verifica di ribaltamento	60
13.2.3. Verifica allo scorrimento sul piano di posa	61
13.2.4. Verifiche di stabilità globale	62



14.	CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI TRIVELLATI	63
14.1.	Resistenza di calcolo.....	63
14.2.	Resistenza caratteristica (R_k)	63
14.3.	Verifica di capacità portante	64
14.4.	Tensione “convenzionale”	65
15.	APPENDICE A – CORRELAZIONI DI LETTERATURA.....	66
15.1.	Correzioni preliminari del dato SPT.....	66
15.2.	Densità relativa	66
15.3.	Angolo di attrito	67
15.4.	Modulo elastico di Young secante.....	69
16.	APPENDICE B – TEORIA STATO LIMITE IN GEOTECNICA	71
16.1.	Generalità	71
16.2.	Gli stati limite ultimi (analisi SLU).....	72
16.3.	Gli stati limite di esercizio (analisi SLE)	73
16.4.	I coefficienti parziali.....	74
16.5.	Gli approcci progettuali.....	74



1. INTRODUZIONE

1.1. PREMESSA

La presente relazione geotecnica è stata redatta nell'ambito del progetto di riqualificazione dell'area dei "*Mercati Generali*" ubicati nell'area est della città di Milano.

Per la descrizione dettagliata dell'intervento (suddiviso in due fasi) si rimanda agli elaborati di progetto nonché alla sintesi di cui al paragrafo seguente.

1.2. DESCRIZIONE SINTETICA DELL'INTERVENTO

La **prima fase** dell'intervento in progetto consiste, sostanzialmente, nella realizzazione di sei *piattaforme da destinare al mercato ortofrutticolo* e di una struttura da designare a *polo proteico*. Si tratta in generale di magazzini isotermici per la conservazione, maturazione, stoccaggio e distribuzione dei prodotti; nello specifico verranno realizzate due piattaforme frigorifere (denominate 1E e 1C), quattro piattaforme refrigerate (1A, 1B, 1D, 1F) destinate al mercato dell'ortofrutta, ed una piattaforma refrigerata denominata "*polo proteico*".

I manufatti 1F, 1E, 1D troveranno collocazione nella zona ad ovest, ricompresa fra l'asse via Vismara/Varsavia e gli attuali padiglioni dell'ortofrutta.

Le piattaforme 1A, 1B, 1C, saranno invece realizzate nell'area a sud dei padiglioni ortofrutticoli, in parte occupata dal parcheggio ed in parte da tettoie, realizzate con elementi prefabbricati in cemento e copertura in pannelli a volta.



Il *polo proteico* occuperà una porzione di area attualmente incolta e recintata, in confine con la palazzina servizi vicina al padiglione Ittico.

Per quanto concerne la tipologia costruttiva, è stato scelto il ricorso a strutture di tipo prefabbricato con maglie dei pilastri variabili tra 18 e 25m.

Le piattaforme saranno dotate di baie di carico per consentire un rapido carico e scarico della merce dai veicoli all'interno del magazzino. Per l'alloggiamento delle baie di carico si prevede la formazione di una banchina, di altezza tale per cui si arrivi al finito del pavimento pari a 1.20m dal livello stradale.

Sempre in fase 1 è anche prevista la realizzazione del "*polo ittico*" (ambulant e laboratorio) e della "*piattaforma ambulant carn*". In particolare quest'ultima è costituita da due strutture metalliche accostate tra loro aventi dimensioni in pianta rispettivamente 43,82x28,00m. e 36,18x28,00m con copertura costruita con lastre in polycarbonato trasparente che convogliano le acque piovane sul sistema di grondaie e pluviali di scarico in fognatura.

In **fase 2** si prevede la realizzazione (nella parte disposta a ovest dell'area di intervento) di "*punti vendita*" con relativi parcheggi nonché di una "*maxicella multiuso*" di 6'000mq di superficie.

1.3. RIFERIMENTI NORMATIVI

La presente relazione è stata redatta in accordo con la normativa nazionale (DM 14/01/2008 e relative "*Istruzioni*") ed internazionale (*Eurocodici*) vigente.

Per le verifiche geotecniche si prevede l'applicazione della teoria degli stati limite come più dettagliatamente descritto nell'appendice B della presente cui si rimanda per approfondimenti. I valori dei parametri geotecnici contenuti nella relazione devono intendersi come "*caratteristici*"; i rispettivi valori "*di design*" verranno di volta in volta definiti applicando i coefficienti parziali di norma.



NORME NAZIONALI

- D.M. 14/01/2008 "*Norme tecniche per le costruzioni*" - GU n°29 del 4/2/2008
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici "*Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni"*" - Gazzetta Ufficiale del 26.02.2009 n. 47, supplemento ordinario n. 27.

EUROCODICI

- UNI-EN 1997-1:2005 – "*Eurocodice 7: Progettazione geotecnica – Parte 1: regole generali*"
- UNI EN 1998-1:2005 "*Eurocode 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici*".
- UNI-EN 1998-5:2005 "*Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici*"

ISTRUZIONI E RACCOMANDAZIONI

- AICAP (1993) – "*Ancoraggi nei Terreni e nelle Rocce*". Raccomandazioni
- AGI (2005) "*Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica*". Linee guida.

1.4. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- ✓ Bolton (1986) "*The strength and dilatancy of sands*" Géotechnique n.36(1) – pagg.65÷78
- ✓ Brinch-Hansen J. (1970) "*A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity*". Bull. n°28 - Danish Geotechnical Institute - Copenhagen.
- ✓ Bustamante M., Doix B. (1985) "*Une Méthode pour le calcul des Tirants et des micropieux injectés*". Bull. Liason Labo. P. et Ch., 140.



- ✓ Caquot A., Kerisel J. (1948) "*Tables for the calculation of Passive Pressure, Active pressure and Bearing Capacity of Foundations*" Gautiers-Villars, Paris
- ✓ 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
- ✓ Florin V.A. (1959) "*Oshovi Mekaniki Gruntov*". Mosca
- ✓ Jaky J. (1944) "*The Coefficient of Earth Pressure at Rest*" Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, pp. 355-358
- ✓ Jumikis A.R. (1971) "*Vertical stresses tables for uniformly distributed loads on soil*". College of Engineering, Rugter University, New Jersey.
- ✓ Huang A. B., Hsu H. H., Chang J. W. (1998) "*The behaviour of a compressible silty fine sand*". Can. Geotech. J. 36: 88-101
- ✓ Mononobe N. (1929) "*Earthquake-Proof Constuction of Mansory Dams.*" Proc. World Engineering Conference, vol. 9, p. 275
- ✓ Mueller-Breslau (1906) "*Erddruck anf Stuetzmanern*" Kroener
- ✓ Okabe S. (1926) "*General Theory of Earth Pressure*" Journal Japanese Society of Civil Engineering, vol. 12 n. 1
- ✓ Pecker A. (1997) "*Analytical formulae for the seismic bearing capacity of shallow strip foundations*" Proc. 14th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Discussion Special Technical Session on Earthquake Geotechnical Engineering, Hamburg, Balkema, pp.262-268.
- ✓ Skempton, A.W. (1986) "*Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation*" Geotechnique 36, n° 2.
- ✓ Stroud M. A. (1988). "*Penetration testing in the UK*". Geotechnology conference, Birmingham, 6-8 July 1988
- ✓ Vesic A.S. (1970) "*Research on bearing capacity of soils*" Unpublished.
- ✓ Vesic A.S. (1975) "*Bearing capacity of shallow foundations*" Foundation Engineering Handbook edited by Winterkorn H.F. & Fang H.Y., Van Nostrand Reinhold Company.



1.5. RIFERIMENTI PLANO-ALTIMETRICI

Per i dettagli si rimanda ai documenti di progetto. Ai fini della presente si ritiene utile rammentare quanto segue:

- L'area di intervento è attualmente urbanizzata ed è individuabile dalle seguenti coordinate geografiche WGS84 (riferite ad un punto baricentrico dell'attuale Mercato):
 - Latitudine: 45.452785
 - Longitudine: 9.2320775
- Il piano campagna locale si presenta a quota compresa tra un minimo di circa +109.00m s.l.m nella zona sud ovest ed un massimo di circa +112.00m s.l.m a nord-est (zona del *mercato floricolo*).

1.6. PARAMETRI PER IL CALCOLO DELLE AZIONI SISMICHE

In accordo a quanto definito nella “*Relazione sismica*” (alla quale si rimanda per i dettagli) l'azione sismica va valutata sulla base dei seguenti parametri:

Vita nominale (durabilità e azione sismica) (D.M. 14/01/08 e C.M. n. 617 del 02/02/09)	Da definire in funzione del tipo di edificio
Categoria sismica (D.M. 14/01/08 e D.d.u.o. 21/11/03 n. 19904)	
Classe d'uso (D.M. 14/01/08 e C.M. n. 617 del 02/02/09)	
Periodo di riferimento (opere definitive) (D.M. 14/01/08 e C.M. n. 617 del 02/02/09)	
Periodo di riferimento (opere provvisionali) (D.M. 14/01/08 e C.M. n. 617 del 02/02/09)	35 anni
Fattore di struttura per calcolo fondazioni (D.M. 14/01/08 e C.M. n. 617 del 02/02/09)	q = 1.0
Categoria di sottosuolo (D.M. 14/01/08 e C.M. n. 617 del 02/02/09)	B ($S_s=1.2$)
Categoria topografica (D.M. 14/01/08 e C.M. n. 617 del 02/02/09)	T1 ($S_T=1.0$)



2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO REGIONALE

Il territorio di pertinenza dell'opera si caratterizza per la presenza di depositi alluvionali in giacitura sub-orizzontale di età plio-quadernaria e di ambiente marino e continentale.

Nel Quaternario padano si possono distinguere due serie stratigrafiche: una più superficiale, continentale e una più profonda, marina. La prima si caratterizza per l'intensa fase erosiva e per i consistenti depositi terrigeni alluvionali (fase post – glaciale Olocenica), la seconda per l'inizio della fase regressiva subita dal “mare padano” e per la sedimentazione dei depositi fluvio-lacustri, deltizi e di pianure costiere su parte della pianura (Pleistocene inferiore). Le litofacies presenti nei depositi quadernari risultano estremamente mutevoli, con frequenti fenomeni di eteropia e discordanza: si può dunque osservare che i litotipi predominanti sono rappresentati da ghiaie, sabbie e limi con la presenza di alcuni livelli torbosi.

Secondo la cartografia geologica ufficiale (Foglio “*Milano*” della Carta Geologica Italiana alla scala 1:100.000, la “*Carta geologica della Lombardia*” alla scala 1:250.000), le conoscenze pregresse dell'area e le diagrafie dei sondaggi realizzati, i terreni di pertinenza dell'opera sono sicuramente attribuibili alla più recente fase Olocenica.

Per approfondimenti si rimanda alla *Relazione Geologica*.



3. INDAGINE GEOGNOSTICA

La presente relazione è stata redatta sulla base di una specifica campagna di indagine geognostica (agosto 2011) volta ad integrare e completare le informazioni deducibili da campagne di indagine pregresse eseguite in aree adiacenti (campagne del 1987, 1999, 2001 e 2010); per i dettagli delle indagini svolte (tipologia delle prove, macchinari utilizzati e risultati ottenuti) si rimanda allo specifico rapporto che costituisce parte integrante della presente.

Nel complesso le indagini geognostiche disponibili consistono in:

- ✓ 16 sondaggi a carotaggio continuo spinti ad una profondità massima di 50m dal p.c. locale;
- ✓ Prove penetrometriche dinamiche in avanzamento (SPT) eseguite in ciascun foro di sondaggio ad intervalli di 1.5÷3.0m;
- ✓ 2 prove di permeabilità in foro tipo “*Lefranc*” a carico variabile ed a carico costante;
- ✓ 2 verticali down-hole (sondaggio S11-2011 e sondaggio S9-2010) per la misura della velocità delle onde di taglio fino a 50m di profondità dal p.c. locale
- ✓ 1 piezometro a tubo aperto per la misura diretta del livello piezometrico installato nel sondaggio S8-2011 con tratto fessurato tra 6 e 15m.
- ✓ 1 piezometro (MM-ACQ14) installato a ovest dell’area di intervento in via *Varsavia* con doppia lettura annuale del livello di falda a partire dal 2001 fino al settembre 2011.



- ✓ 1 piezometro (MM-97) installato a ovest dell'area di intervento in via *Monte Velino* con 8 letture piezometriche distribuite tra l'aprile 2002 ed il settembre 2011.
- ✓ Prove di laboratorio su campioni inisturbati (1 campione) e rimaneggiati.

In tabella n.3.1 si riporta una sintesi della tipologia delle prove eseguite suddivise evidenziando l'opera di riferimento in progetto più prossima.

Sigla sondaggio	Opera	FASE	Profondità (m)	Piezometri down-hole	SP T	Prove su campioni indisturbati	Analisi granulometriche
202-1087	Polo proteico	1	16.50	piezometro	5	--	4
S1-1999	Piattaforma E	1	21.00	-	10	--	7
S2-1999	Piattaforma F	1	21.00	--	10	--	7
S3-1999	Piattaforma D	1	21.00	--	10	--	7
S4-1999	Piattaforma B	1	21.00	--	10	--	7
S5-1999	Piattaforma C	1	21.00	piezometro	--	--	--
S6-2011	Piattaforme A-B-C	1	21.00	--	9	--	7
S7-2011	Punti vendita	2	21.00	--	10	--	7
S8-2011	Punti vendita	2	21.00	piezometro	10	--	7
S9-2011	Punti vendita	2	21.00	--	10	--	7
S10-2011	Polo proteico e carni	1	21.00	--	10	--	7
S11-2011	Polo proteico	1	30.00	Down-hole	14	--	10
Q9/1-2001	--	--	30.00	--	20	--	19
Q9-S7-2010	--	--	50.00	--	13	--	12
Q9-S8-2010	--	--	50.00	--	13	--	12
Q9-S9-2010	--	--	50.00	Down-hole	13	Edometro Taglio diretto Limiti di Atterberg	12

Tabella n.3.1 – Indagini geognostiche



4. RISULTATI INDAGINE GEOGNOSTICA

4.1. RESISTENZA PENETROMETRICA (N_{SPT})

In figura n.4.1 sono stati graficati i valori N_{SPT} misurati nelle prove in campo al variare della profondità. Gli stessi valori sono poi stati normalizzati per tenere conto della profondità di prova (vedere correlazioni appendice A) ed illustrati nella figura n.4.2.

Da un punto di vista generale si può osservare che (si vedano anche le considerazioni di cui al paragrafo n.5.1):

- I primi 3÷4m sono caratterizzati da valori modesti di N_{SPT} (< 10 colpi/30cm) in seguito alla presenza di terreni di riporto e/o dei sottostanti limi e sabbie limose (a volte torbosi).
- Alcune delle prove eseguite tra 8 e 12m hanno interessato un ben definito livello di limo (discontinuo) di spessore prossimo al metro.
- A circa 20m di profondità si osserva un brusco aumento della resistenza penetrometrica (peraltro confermato anche dall'andamento delle V_s – figura n.4.4). Gli sporadici “*rifiuti*” possono essere attribuiti alla presenza dei ciottoli.
- L'inviluppo dei valori “*minimi*” (**linea rossa**) varia da circa 15 a 30colpi/30cm nei primi 20m di profondità per poi superare i 45colpi/30cm oltre i 20m.
- L'*estremo superiore* del campione analizzato è stato rappresentato con la **linea nera tratteggiata** mentre con una **linea blu** è riportato l'andamento di progetto consigliato.

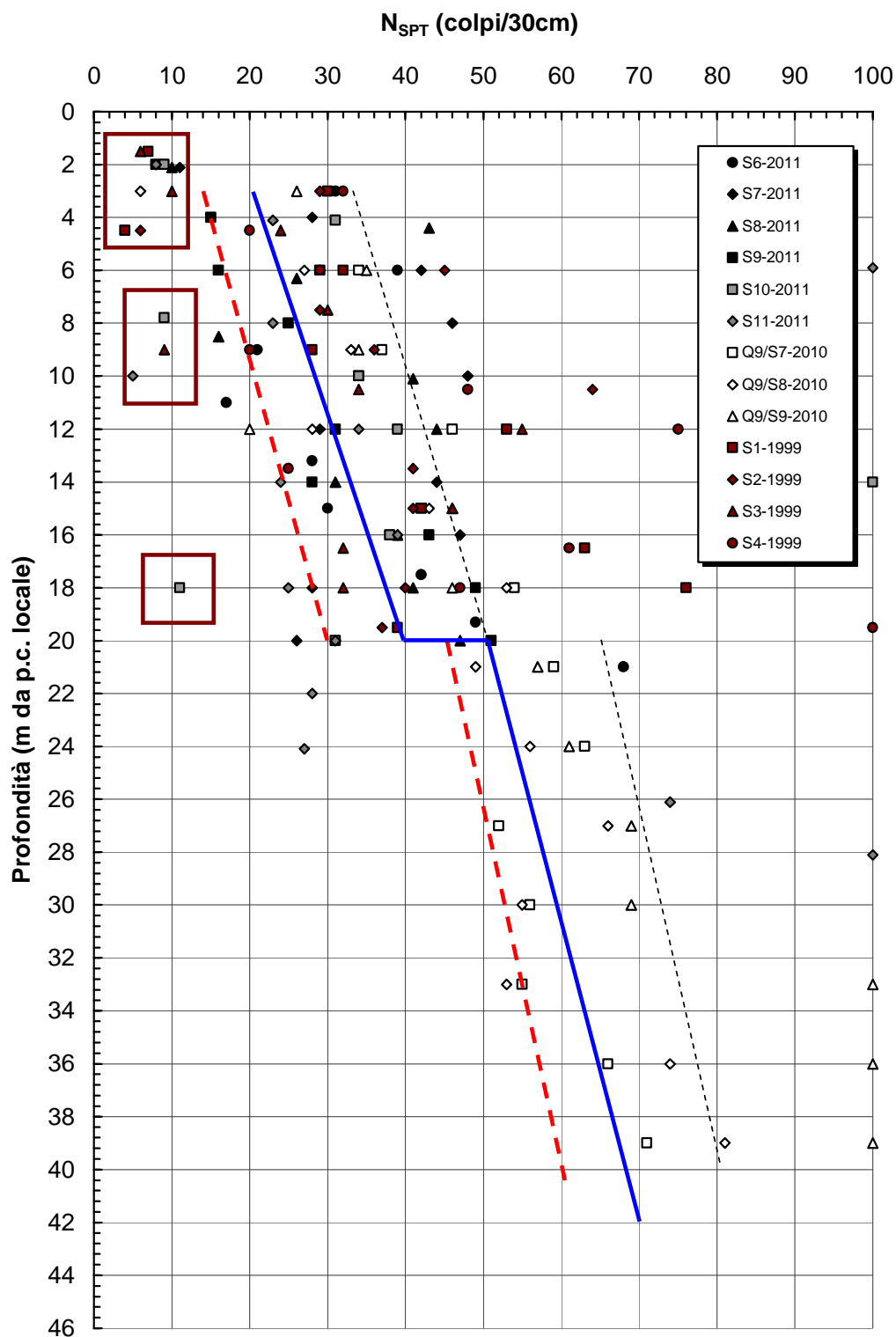


Figura n.4.1 – Risultati prove SPT

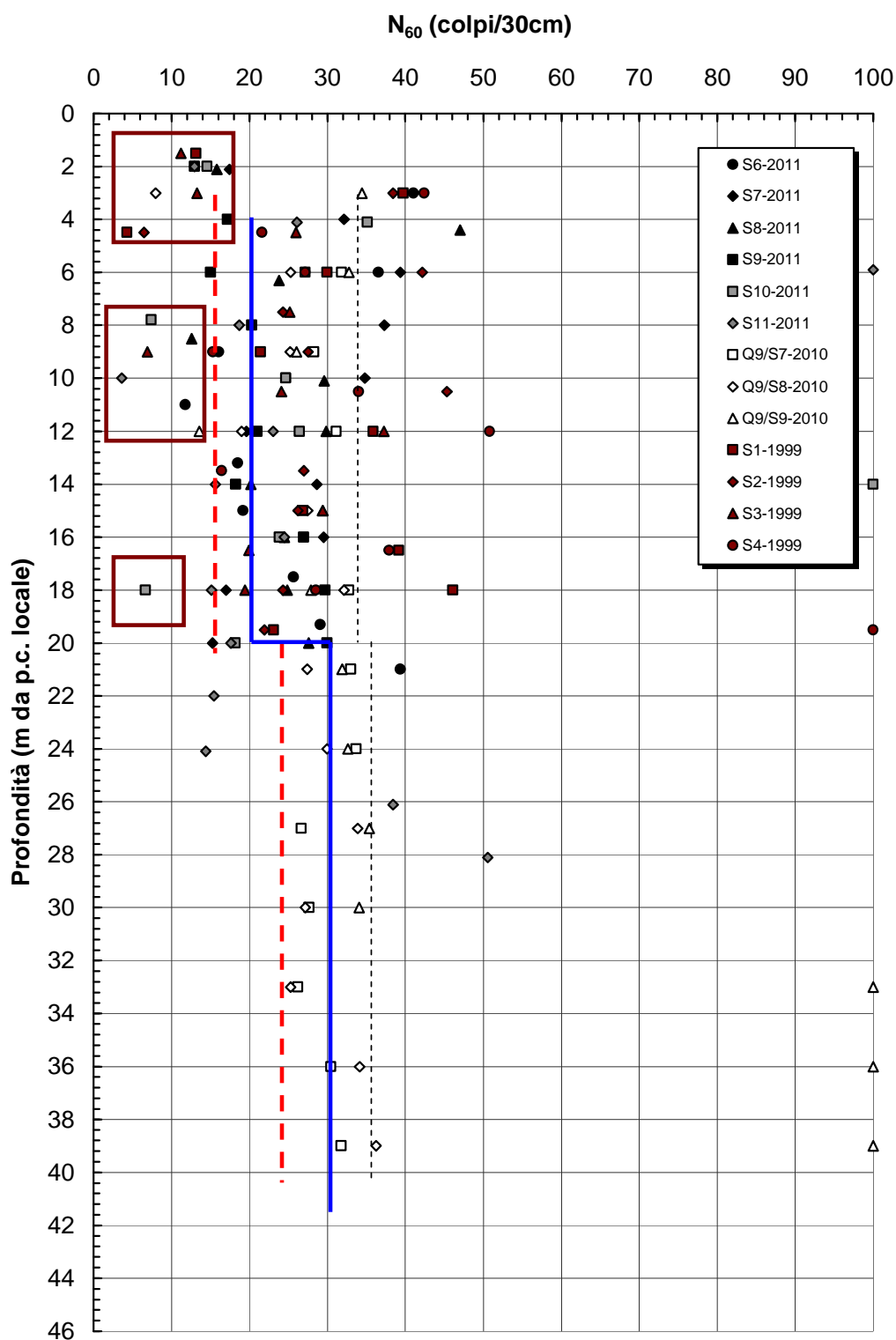


Figura n.4.2 – Risultati prove SPT normalizzati



4.2. CARATTERISTICHE GRANULOMETRICHE

In tabella n.4.1 e 4.2, 4.3 e 4.4 sono riassunti i risultati delle analisi granulometriche dei campioni rimaneggiati prelevati a varie profondità nei sondaggi considerati. Ne risultano 2 differenti fusi granulometrici “*caratteristici*” come di seguito sintetizzato ed illustrato in figura n.4.3; si osserva che il fuso evidenziato in figura n.4.3 copre la quasi totalità dei campioni analizzati con la sola esclusione dei livelli limosi concentrati ad una profondità prossima agli 8÷12m dal p.c. locale (vedere anche tabella n.5.1).

Sabbia e ghiaia (tabella n.4.1, 4.2, 4.3)

Ghiaia	(2mm – 60mm):	5÷75%
Sabbia	(tra 0.075 e 2mm):	20÷65%
Limo + argilla	(<0.075mm):	5÷30%
Argilla	(< 0.002mm):	0÷8%

Livelli di limo argilloso (tabella n.4.4)

Ghiaia	(2mm – 60mm):	< 10%
Sabbia	(tra 0.075 e 2mm):	10÷40%
Limo + argilla	(<0.075mm):	50÷85%
Argilla	(< 0.002mm):	10÷20%

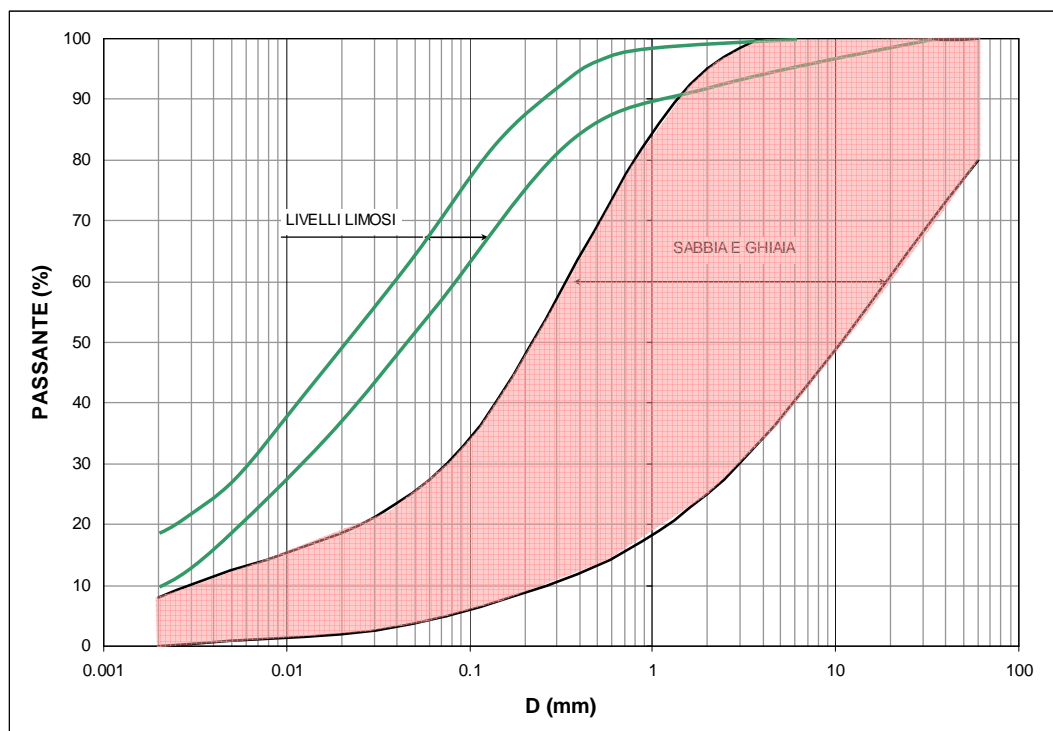


Figura n.4.3 – Fusi granulometrici caratteristici



SONDAGGIO	CAMPIONE	PROFONDITA'	PASSANTE (%)			
		(m da p.c.)	GHIAIA	SABBIA	LIMO	ARGILLA
GHIAIA E SABBIA						
S2-1999	A	2.30	46	23	27	4
S6-2011	C1	2.80	49	39	12	
S7-2011	C1	2.80	59	27	14	
S8-2011	C1	2.80	52	33	11	3
S9-2011	C1	2.80	53	38	9	
S10-2011	C1	2.80	33	40	22	5
S11-2011	C1	2.80	51	34	15	
Q9/1-2001	B	3.10	30	47	18	4
S2-1999	B	3.50	46	44	10	
S3-1999	A	3.50	56	11	26	7
S4-1999	A	3.50	39	48	13	
Q9/S9-2010	A	3.50	56	30	10	4
S1-1999	A	4.00	49	19	22	10
S3-1999	B	4.50	72	24	4	
S4-1999	B	4.50	62	16	18	4
Q9/1-2001	C	4.60	66	30	4	5
S2-1999	C	4.80	68	26	6	
Q9/S7-2010	A	5.00	31	50	19	
Q9/S8-2010	A	5.00	54	31	15	
Q9/S9-2010	B	5.50	59	28	13	
S6-2011	C2	5.80	71	20	9	
S7-2011	C2	5.80	46	32	14	8
S8-2011	C2	5.80	53	32	16	
S9-2011	C2	5.80	54	35	15	6
S10-2011	C2	5.80	38	42	17	3
S11-2011	C2	5.80	45	36	19	
Q9/1-2001	D	6.20	41	49	10	
S3-1999	C	6.50	52	41	7	
S1-1999	B	7.00	47	36	14	3
S4-1999	C	7.00	48	44	8	
S2-1999	D	7.80	72	24	4	
Q9/1-2001	E	7.80	70	26	4	
Q9/S8-2010	B	8.00	41	46	13	
S1-1999	C	8.50	27	39	27	7
S6-2011	C3	8.80	60	32	7	
S7-2011	C3	8.80	61	26	13	
S8-2011	C3	8.80	54	29	17	
S9-2011	C3	8.80	43	39	18	
S10-2011	C3	8.80	28	54	12	6
S11-2011	C3	8.80	38	22	32	9
S2-1999	E	9.00	50	43	7	
S4-1999	D	9.50	28	30	37	5

Tabella n.4.1 – Granulometrie – Sabbie e ghiaie (fino a 10m da p.c.)



SONDAGGIO	CAMPIONE	PROFONDITA'	PASSANTE (%)			
		(m da p.c.)	GHIAIA	SABBIA	LIMO	ARGILLA
S1-1999	D	11.00	68	26	6	
S3-1999	E	11.00	64	29	7	
Q9/S7-2010	C	11.50	10	74	12	5
S6-2011	C4	11.80	57	29	11	3
S7-2011	C4	11.80	30	42	21	7
S8-2011	C4	11.80	81	17	2	
S9-2011	C4	11.80	36	37	21	6
S10-2011	C4	11.80	36	45	13	6
S11-2011	C4	11.80	51	36	12	
Q9/S9-2010	C	12.00	6	68	20	5
Q9/1-2001	H	12.30	75	23	2	
S2-1999	F	13.00	41	32	24	3
S4-1999	E	13.50	66	36	8	
Q9/S8-2010	E	13.50	71	24	5	
Q9/1-2001	I	13.60	57	35	8	
Q9/S9-2010	D	14.00	61	32	6	2
S1-1999	E	14.20	41	56	3	
Q9/S7-2010	D	14.50	34	44	17	5
S6-2011	C5	14.80	39	34	21	5
S7-2011	C5	14.80	50	41	9	
S8-2011	C5	14.80	64	29	7	
S9-2011	C5	14.80	46	38	13	3
S10-2011	C5	14.80	42	38	18	2
S11-2011	C5	14.80	35	52	14	
S3-1999	F	15.00	72	25	3	
Q9/1-2001	L	15.30	41	56	3	
S1-1999	F	16.00	34	60	6	
S4-1999	F	16.50	30	68	2	
Q9/1-2001	M	16.80	34	48	18	
S2-1999	G	17.00	6	83	11	
Q9/S7-2010	E	17.00	65	19	14	2
Q9/S8-2010	F	17.00	37	40	19	4
S1-1999	G	17.50	30	58	12	
Q9/S9-2010	E	17.50	74	23	3	
S6-2011	C6	17.80	60	33	7	
S7-2011	C6	17.80	16	51	28	5
S8-2011	C6	17.80	65	28	7	
S9-2011	C6	17.80	24	55	18	4
S10-2011	C6	17.80	73	22	6	
S11-2011	C6	17.80	25	46	25	4
S3-1999	G	18.00	14	70	15	1
Q9/1-2001	N	18.20	40	47	13	
S4-1999	G	18.50	12	65	20	3
Q9/1-2001	O	19.80	27	50	19	4

Tabella n.4.2 – Granulometrie – Sabbie e ghiaie (da 10 a 20m da p.c.)



SONDAGGIO	CAMPIONE	PROFONDITA'	PASSANTE (%)			
		(m da p.c.)	GHIAIA	SABBIA	LIMO	ARGILLA
S6-2011	C7	20.80	40	38	17	5
S7-2011	C7	20.80	13	62	17	8
S8-2011	C7	20.80	64	24	10	2
S9-2011	C7	20.80	22	52	20	6
S10-2011	C7	20.80	6	61	24	9
S11-2011	C7	20.80	50	42	9	
Q9/S9-2010	F	21.00	57	37	5	
Q9/1-2001	P	21.20	16	58	26	
Q9/1-2001	Q	22.60	34	50	16	
Q9/S8-2010	G	23.00	5	63	27	6
S11-2011	C8	23.80	33	44	18	5
Q9/S7-2010	F	24.00	69	28	4	
Q9/1-2001	R	24.20	25	57	18	
Q9/S7-2010	G	25.20	19	55	19	7
Q9/1-2001	S	25.80	56	41	3	
Q9/S9-2010	G	26.00	34	55	9	2
S11-2011	C9	26.80	50	31	19	
Q9/S7-2010	H	27.00	42	38	16	4
Q9/S8-2010	H	27.00	63	33	4	
Q9/1-2001	T	27.30	53	43	4	
Q9/1-2001	U	28.80	60	33	7	
Q9/1-2001	V	29.80	71	24	5	
S11-2011	C10	29.80	69	23	7	
Q9/S7-2010	I	30.50	37	40	20	4
Q9/S9-2010	H	31.50	77	19	4	
Q9/S8-2010	I	32.00	25	67	8	
Q9/S8-2010	J	37.00	40	39	16	5
Q9/S9-2010	I	37.00	52	29	15	4
Q9/S7-2010	J	38.20	60	33	7	
Q9/S7-2010	K	41.00	29	34	7	
Q9/S8-2010	K	42.00	33	45	17	5
Q9/S9-2010	J	42.00	1	65	27	7
Q9/S9-2010	K	46.00	1	83	13	3
Q9/S7-2010	L	46.70	35	56	9	
Q9/S8-2010	L	48.00	65	22	10	3

Tabella n.4.3 – Granulometrie – Sabbie e ghiaie (da 20 a 50m da p.c.)



SONDAGGIO	CAMPIONE	PROFONDITA'	PASSANTE (%)			
		(m da p.c.)	GHIAIA	SABBIA	LIMO	ARGILLA
LIMO ARGILLOSO SUPERIORE						
Q9/1-2001	F	9.20	0	53	42	5
S3-1999	D	9.50	9	19	64	8
Q9/S7-2010	B	10.70	1	40	42	17
Q9/1-2001	G	10.80	0	4	78	18
Q9/S8-2010	C	11.30	9	13	66	12
Q9/S9-2010	SHELBY	11.50	0	21	63	15
Q9/S8-2010	D	12.40	3	22	63	12

Tabella n.4.4 – Granulometrie – Passaggi di limo argilloso tra 8 e 12m

4.3. PROVE DI PERMEABILITÀ IN FORO

La permeabilità degli acquiferi è stata stimata mediante l'esecuzione di due prove in foro di tipo “*Lefranc*” che hanno indicato valori della permeabilità prossimi a $2 \div 5 \text{E}^{-3} \text{cm/s}$ da ritenersi significativi per le sabbie e ghiaie presenti sul sito.

Occorre tuttavia notare che la metodologia di prova adottata fornisce indicazioni in merito a valori di permeabilità “*puntuale*” ovvero relativa ad una porzione di terreno di modeste dimensioni confinata nell'intorno del punto di indagine; la reale permeabilità dell'acquifero potrebbe risultare significativamente maggiore (anche un ordine di grandezza) e potrà (in sede di progetto esecutivo) essere valutata unicamente con prove in sito su grande scala (prove di pompaggio).

4.4. PROVE DOWN-HOLE

In corrispondenza di due verticali di indagine sono eseguite prove geofisiche del tipo “*down-hole*” per la misura diretta (fino a 50m di profondità) della velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s) nel terreno.



Nello specifico sono state eseguite le seguenti prove (i risultati in espressi in termini di velocità delle onde di taglio $-V_s-$ al variare della profondità sono illustrati in figura n.4.4):

- ✓ sondaggio S11-2011 (profondità 30m) – Zona nord dell'area di costruzione
- ✓ sondaggio Q9/S9-2010 (profondità 50m) – Zona sud dell'area di costruzione

L'indagine ha anche consentito di definire il parametro V_{s30} che rappresenta la velocità media delle onde di taglio nei primi 30m di profondità e che, ai sensi della Norma, rappresenta il parametro che definisce la categoria del suolo in merito alla risposta sismica locale.

Rimandando alla “*Relazione Sismica*” per maggiori dettagli, si riporta in tabella n.4.5 una sintesi dei risultati ottenuti.

Sondaggio	V_{s30} (m/s)	Categoria suolo
S11-2011	448 > 360	B
Q9/S9-2010	469 > 360	B

Tabella n.4.5 – Velocità media delle onde di taglio (V_{s30}) e categoria del suolo

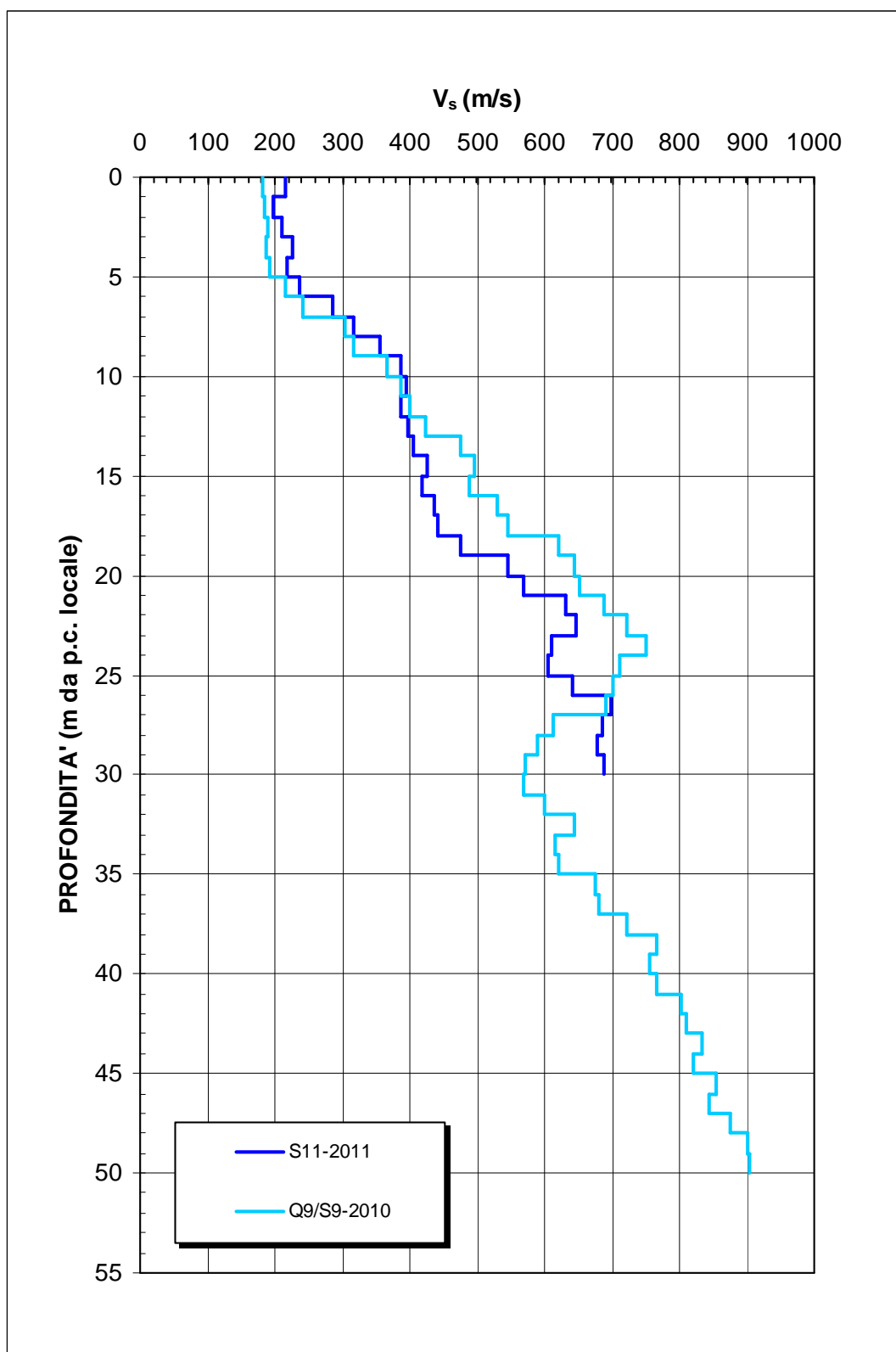


Figura n.4.4 – Risultati prove down-hole – Velocità onde di taglio



5. INQUADRAMENTO STRATIGRAFICO

5.1. CONSIDERAZIONI DI CARATTERE GENERALE

L'analisi delle stratigrafie dei sondaggi geognostici eseguiti in corrispondenza dell'area di costruzione e delle prove di laboratorio consente di indicare quanto segue:

1. Il terreno in sito è sostanzialmente costituito (vedere anche fuso granulometrico di cui a figura n.4.3) da materiale granulare normal consolidato (o poco consolidato nei livelli più superficiali) costituito da *alternanze di ghiaia eterometrica da medio-fine a medio-grossolana in matrice sabbiosa e sabbia debolmente limosa in matrice ghiaiosa*.
2. Lo spessore dei riporti superficiali varia tra 1.5 e 3.5m in corrispondenza dei sondaggi eseguiti ma potrebbe risultare localmente maggiore in corrispondenza di scavi realizzati per l'esecuzione delle strutture ad oggi esistenti. Detti riporti sono generalmente costituiti da limo sabbioso, sabbia e ghiaia con frammenti di laterizi e ciottoli.
3. Al di sotto del terreno di riporto (ed in genere fino a circa 3.5m di profondità) è stata riscontrata la presenza di limo da sabbioso ad argilloso generalmente consistente e sabbia fine limosa di colore marrone. In un sondaggio (S3-1999) è stata riscontrata la presenza di livelletti torbosi nel limo.
4. Tra 8 e 12m di profondità è stata riscontrata la presenza di un livello di limo discontinuo di spessore variabile tra 0.5 e 1.5m di colore generalmente grigio a volte torboso. Maggiori dettagli in merito a tale livello sono riassunti in tabella n.5.1 di cui al seguito.



5. In alcuni sondaggi (vedere tabella n.5.1) è stata riscontrata la presenza di un secondo livello limoso di spessore prossimo al metro a profondità variabile tra 16 e 20m.
6. A partire dai 20m circa di profondità lo stato di addensamento del terreno aumenta considerevolmente (vedere figura n.4.1, 4.2 e 4.4) e la matrice diventa francamente ghiaiosa (vedere anche tabella n.4.3).

SONDAGGIO	Descrizione	Campione	da (m)	a (m)	H (m)	Poket (kPa)	SPT (colpi)	CF (%)	CA (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	ϕ' (°)	γ (kN/mc)	γ_d (kN/mc)	W_n (%)	e_o (-)
LIVELLO SUPERIORE																	
S7-2011	Limo sabbioso con ghiaia		7.8	8.6	0.8												
S8-2011	Limo plastico		7.5	8.5	1.0	50-100											
S10-2011	Limo sabbioso		7.8	8.5	0.7		9										
S11-2011	Limo argilloso		9.1	9.8	0.7												
S3-1999	Limo argilloso	D	9.1	10.2	1.1		9	73	8								
S5-1999	Limo sabbioso e argilloso		9.6	11.1	1.5	150											
Q9/1-2001	Limo torboso e argilla	G	10.8	12	1.2			96	18								
Q9-S7-2010	Limo sabbioso loc. argilloso	B	10.4	11	0.6			60	17								
Q9-S8-2010	Limo argilloso	C	11.3	11.6	0.3			78	12								
Q9-S8-2010	Limo torboso	D	12.4	12.7	0.3			75	12								
Q9-S9-2010	Limo con argilla e sabbia	1 (Shelby)	11.0	11.8	0.8	50-75		79	15	33	24	9	28	19	14	36	0.96
LIVELLO INFERIORE																	
S7-2011	Limo sabbioso con ghiaia		15.9	16.5	0.6												
S9-2011	Limo con ghiaia		14.5	14.9	0.4												
S4-1999	Limo sabbioso con ghiaia		19.5	21.0	1.5												

Tabella n.5.1 – Livelli di limo (discontinui) superficiale e profondo

5.2. STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO

Da p.c. a 3.0-3.5m

Si tratta di limo (talvolta torboso) consistente e sabbia fine limosa poco addensata. Tale strato è stato in parte asportato e sostituito con terreno di riporto costituito da materiale eterogeneo (limo sabbioso, sabbia, ciottoli e resti di laterizi). Il colore è generalmente marrone-nocciola



Da 3.0-3.5m a 20m

Si incontra un'alternanza di sabbia con ghiaia e ghiaia eterometrica in matrice limo-sabbiosa con ciottoli generalmente ben addensata. Il colore varia tra il nocciola (nella parte più superficiale) ed il grigio negli strati più profondi.

Si osserva la presenza di un *livello discontinuo di limo* da sabbioso ad argilloso di colore grigio (talvolta torboso) a profondità variabile tra gli 8 ed i 12m dal p.c. locale con spessore compreso tra 0.5 ed 1.0m (vedere anche tabella n.5.1).

Oltre 20m e fino a 50m

Ghiaia eterometrica in matrice sabbiosa localmente debolmente limosa con ciottoli (max. 12cm) alternata a sabbia con ghiaia. Stato di addensamento molto elevato ($V_s > 600\text{m/s}$).

5.3. LIVELLO DELLA FALDA

Salvo differenti indicazioni per il progetto delle strutture in elevazione si prevedono i seguenti livelli di falda:

- Falda di riferimento (opere provvisionali e gestione del cantiere): piezometrica del settembre 2011 (piezometro via Molte Velino – figura n.5.1) aumentata di 1m: $102.60\text{m} + 1\text{m} = \mathbf{103.60\text{m s.l.m.}}$
- Falda di progetto (opere definitive e verifica a galleggiamento): piezometrica del settembre 1954: **106.00m s.l.m.**

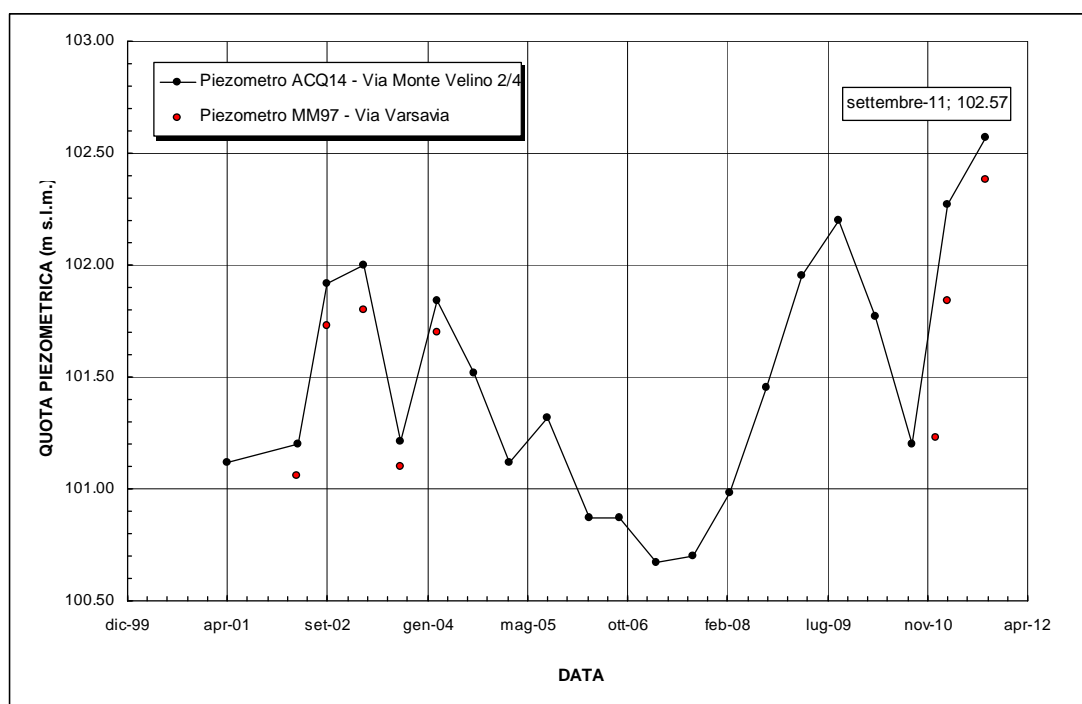


Figura n.5.1 – Livelli piezometrici misurati in sito a partire dal 2001

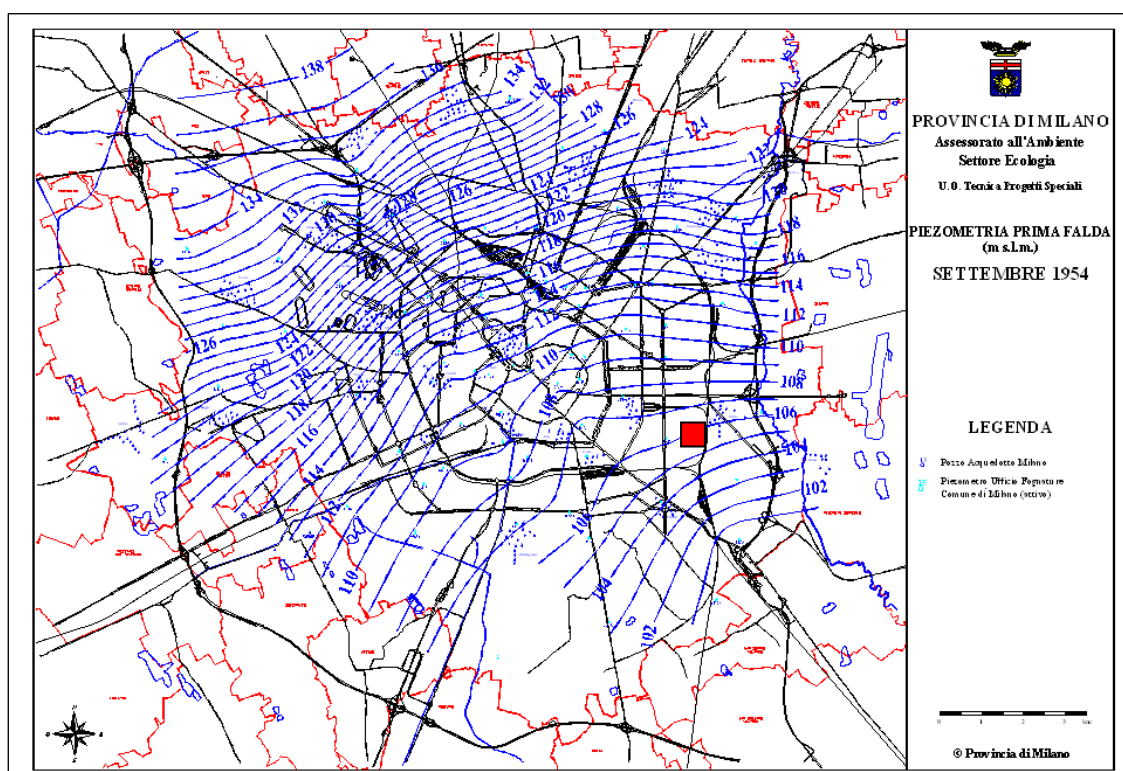


Figura n.5.2 – Livelli piezometrici misurati nell'area urbana nel settembre 1954



6. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Le caratteristiche geotecniche dei terreni di cui al seguito (valori *caratteristici* dei parametri di resistenza al taglio e deformabilità) sono state definite sulla base di correlazioni di letteratura (cfr. appendice A) con i risultati della campagna di indagine geognostica di cui ai capitoli 3 e 4; per l'inquadramento stratigrafico si rimanda al capitolo 5.

Vista la natura granulare del terreno si fa, in tutti i casi, riferimento ad un legame costitutivo elastico-perfettamente plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb (analisi in termini di sforzi efficaci).

Fino a circa 3.0÷3.5m (terreno di riporto, limo argilloso e sabbia limosa)

N_{SPT} = numero di colpi	= 4÷6colpi/30cm	
γ = peso di volume	= 18(÷19)N/m ³	
ϕ'_k = angolo di attrito	= 28÷30°	
c'_k = coesione efficace	= 0kPa	
c_{u-k} = coesione non drenata	> 30(÷80)kPa	(livelli limosi)
$E'_{0.01\%}$ = modulo di Young secante	= 10÷15MPa (*)	
$E'_{0.1\%}$ = modulo di Young secante	= (**)	
E'_{ur} = modulo di Young in scarico-ricarico	= 1.5 x $E'_{0.01\%}$	
ν' = coefficiente di Poisson =	= 0.30	

(*) Modulo secante a deformazioni di taglio modeste da impiegare per verifiche di pali, paratie o platee

(**) Si omette il dato relativo al modulo secante da impiegare per il calcolo del cedimento in quanto qualora previste fondazioni dirette queste dovranno essere impostate previa asportazione di detto strato in quanto non idoneo.



Da 3.0÷3.5m a 20.0m (sabbia e ghiaia eterometrica)

N_{SPT} = numero di colpi	$20+1.0z$ (z in metri da p.c. locale)
$(N_1)_{60}$ = numero di colpi	20colpi/30cm
V_s = velocità onde di taglio	= 300÷400m/s
D_R = densità relativa	= 60÷80%
γ = peso di volume	= 19÷20kN/m ³
ϕ'_{cv} = angolo di attrito a volume costante	= 33÷35°
$\psi = (A \cdot I_R)$	$\cong 4\div 6^\circ$
$\phi'_p = \phi'_{cv} + \psi$	= 37÷41°
ϕ'_k = angolo di attrito caratteristico	$\geq 35^\circ$
c'_k = coesione efficace	= 0kPa
$E'_{0.01\%}$ = modulo di Young (*)	= 40+2.0z [MPa] (z in metri da p.c. locale)
$E'_{0.1\%}$ = modulo di Young (**)	= 20+1.0z [MPa] (z in metri da p.c. locale)
E'_{ur} = modulo di Young in scarico-ricarico	= 1.5 x $E'_{0.01\%}$
ν' = coefficiente di Poisson	= 0.30

(*) Modulo secante a deformazioni di taglio modeste da impiegare per le verifiche delle paratie e delle fondazioni a platea

(**) Modulo secante a deformazioni di taglio elevate da impiegare per calcolo del cedimento fondazioni dirette

Livello di limo discontinuo talvolta presente tra 8 e 12m

N_{SPT} = numero di colpi	= 5÷9colpi/30cm
CF = contenuto di fine (limo+argilla)	= 60÷90%
CA = contenuto di argilla	= 10÷20%



W_n = contenuto d'acqua naturale	= 30÷35%
IP = indice plastico	< 10%
γ = peso di volume	= 19N/m ³
γ_d = peso di volume secco	= 14N/m ³
ϕ'_k = angolo di attrito caratteristico	= 27÷28°
c'_k = coesione efficace	= 0(÷10)kPa
c_{u-k} = coesione non drenata	> 40(÷50)kPa
M = modulo edometrico	= 5÷6MPa ($\sigma'_v=200$ kPa)
Eu = modulo non drenato	= 15÷20MPa
$E'_{0.01\%}$ = modulo di Young secante	= 3÷4MPa
ν' = coefficiente di Poisson drenato =	= 0.30

Da 20.0m a 50.0m (ghiaia eterometrica con ciottoli e sabbia)

N_{SPT} = numero di colpi	35+0.85z (z in metri da p.c. locale)
$(N_1)_{60}$ = numero di colpi	30colpi/30cm
V_s = velocità onde di taglio	= 600÷800m/s
D_R = densità relativa	> 90%
γ = peso di volume	= 20÷21kN/m ³
ϕ'_{cv} = angolo di attrito a volume costante	= 34÷35°
$\psi = (A \cdot I_R)$	$\cong 6\div 8^\circ$
$\phi'_p = \phi'_{cv} + \psi$	= 40÷43°
ϕ'_k = angolo di attrito caratteristico	$\geq 38^\circ$
c'_k = coesione efficace	= 0kPa
$E'_{0.01\%}$ = modulo di Young (*)	= 70÷1.7z [MPa] (z in metri da p.c. locale)



$E'_{0.1\%}$ = modulo di Young (**) $= 35 \div 0.85z$ [MPa] (z in metri da p.c. locale)

E'_{ur} = modulo di Young in scarico-ricarico $= 1.5 \times E'_{0.01\%}$

ν' = coefficiente di Poisson $= 0.30$

(*) Modulo secante a deformazioni di taglio modeste da impiegare per le verifiche delle paratie e delle fondazioni a platea

(**) Modulo secante a deformazioni di taglio elevate da impiegare per calcolo delle cedimento fondazioni dirette



7. CONSIDERAZIONI SUL PROGETTO DELLE FONDAZIONI

7.1. CONSIDERAZIONI PROGETTUALI DI CARATTERE GENERALE

Rimandando per i dettagli allo specifico dei documenti progettuali si possono qui evidenziare alcuni aspetti di carattere generale da tenere presenti nel progetto geotecnico delle strutture di fondazione.

1. La falda di cantiere non costituisce un vincolo progettuale se non per scavi molto profondi (oltre 6÷8m dal p.c. locale).
2. Eventuali strutture interrato dovranno essere impermeabilizzate nei confronti di una potenziale risalita della piezometrica al livello “*di progetto*” (falda settembre 1954) assunto pari a +106.00m.
3. Nel caso si opti per fondazioni ad imposta diretta si dovrà provvedere alla bonifica (asportazione e sostituzione con materiale idoneo) del livello di limo superficiale e dei soprastanti riporti previa verifica dello spessore di detto strato (generalmente variabile tra 2.0 e 3.5m).
4. Come pali di fondazione si potrà ricorrere a pali trivellati con sostegno del foro mediante fango bentonitico o pali ad elica continua. La lunghezza ed il diametro verranno definiti all'atto della progettazione esecutiva in funzione dei carichi orizzontali e verticali. I pali andranno disposti con interasse almeno pari a 3 volte il diametro al fine di limitare gli *effetti di gruppo*.
5. La pendenza dei fronti di scavo dovrà essere tale da garantire stabilità alla scarpata; si raccomanda pertanto di aprire fronti di scavo con inclinazione non superiore a 3:2 (orizzontale:verticale). Solo per scavi di profondità



ridotta (fino a 2m) da realizzarsi nel limo superficiale si potrà ricorrere ad inclinazioni di 1:1.

7.2. CRITERI DI VERIFICA

In accordo con la normativa vigente (NTC-2008 e relative Istruzioni) le verifiche geotecniche delle strutture di fondazione e/o delle eventuali opere di sostegno degli scavi dovranno essere svolte sulla base della teoria dello stato limite (ultimo e di esercizio).

Maggiori dettagli sull'applicazione della teoria dello stato limite ai problemi di geotecnica sono documentati in appendice B.

Nei capitoli che seguono si documentano:

- ✓ criteri per la definizione della spinta della terra su eventuali opere di sostegno degli scavi (diaframmi);
- ✓ criteri per la verifica geotecnica dei diaframmi;
- ✓ criteri per la verifica geotecnica dei tiranti di ancoraggio;
- ✓ criteri per la verifica di capacità portante di fondazioni dirette;
- ✓ criteri per il calcolo dei cedimenti di fondazioni dirette;
- ✓ criteri per la verifica dei muri;
- ✓ criteri per la verifica di capacità portante dei pali trivellati



8. SPINTA DELLE TERRE SUI DIAFRAMMI

8.1. COEFFICIENTE DI SPINTA A RIPOSO

Per piano campagna orizzontale si fa riferimento alla seguente correlazione (Jaky, 1944 e Schmidt, 1966):

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

con :

$$\alpha = 0.5$$

OCR = grado di sovraconsolidazione = 1.2 (assunzione cautelativa)

8.2. ANGOLO DI ATTRITO TERRENO-OPERA

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 può assumere (cautelativamente):

- Condizioni statiche – spinta attiva: $\delta/\phi = 0.0$
- Condizioni statiche – spinta passiva: $\delta/\phi = 0.5$
- Condizioni sismiche – spinta attiva e passiva: $\delta/\phi = 0.0$

8.3. COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA (STATICO)

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.

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

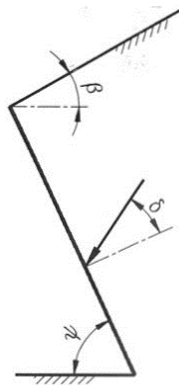
dove:

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



8.4. COEFFICIENTE DI SPINTA PASSIVA (STATICO)

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).



8.5. SPINTA SISMICA SU PER OPERE DEFORMABILI

8.5.1. AZIONE SISMICA

L'analisi sismica di opere di sostegno "*deformabili*" prevede il ricorso ad un approccio di tipo "*pseudo-statico*". In questo caso l'azione sismica viene espressa con riferimento ai "*coefficienti sismici*" di cui al seguito (NTC – paragrafo n.7.11.6.3.1):

$$k_h = \alpha \cdot \beta \cdot a_{\max} \geq 0.2 \cdot a_{\max}$$

$$k_v = 0$$

dove:

k_h = coefficiente sismico orizzontale

k_v = coefficiente sismico verticale

$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$ = accelerazione massima di progetto al suolo

α = coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni ≤ 1 (figura n.8.1)

β = coefficiente che tiene conto della deformabilità dell'opera ≤ 1 (figura n.8.2)

$u_s \leq 0.005H$ = spostamento tollerato dalla paratia senza riduzione della resistenza

H = altezza della paratia

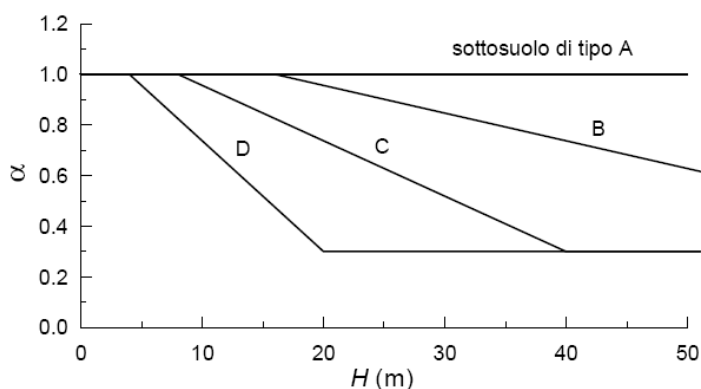


Figura n.8.1 – Coefficiente α (figura n.7.11.2 – NTC)

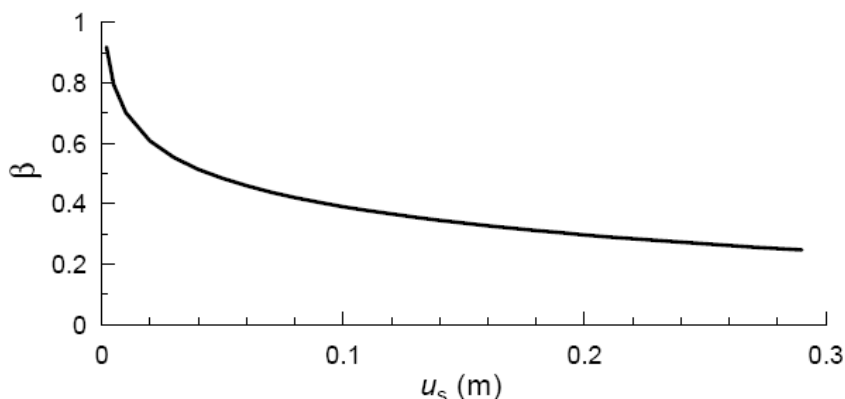


Figura n.8.2 – Coefficiente β (figura n.7.11.3 – NTC)

Ciò detto l'azione sismica viene messa in conto considerando 3 differenti contributi:

- Incremento del coefficiente di spinta attiva del terreno
- Decremento del coefficiente di spinta passiva del terreno
- Azione aggiuntiva dovuta alla spinta dell'acqua "libera".

8.5.2. INCREMENTO DEL COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA

La spinta attiva (componente statica + sismica) può essere calcolata come (UNI-EN 1998-5:2005):

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

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

$$K_{a_s} = \frac{s^2 (\psi + \varphi - \vartheta)}{c + \vartheta \cdot s + \psi \cdot s + (\psi - \vartheta - \delta) \left[1 + \frac{\sqrt{s (\varphi + \delta) s (\varphi - \beta - \vartheta)}}{\sqrt{s (\psi - \vartheta - \delta) s (\psi + \beta)}} \right]^2}$$

Caso 1 Assenza di falda (o terreno insaturo)	$\vartheta = a \quad k_h / (1 \pm k_v)$	$\gamma^* = \gamma_n \equiv \gamma_s$ $a \quad t$
Caso 2 Terreno impermeabile saturo	$\vartheta = a_r \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_s - \gamma_w} \right) \cdot k_h / (1 \pm k_v)$	$\gamma^* = \gamma'$
Caso 3 Terreno permeabile saturo ⁽²⁾	$\vartheta = a_{rh} \left(\frac{\gamma_d}{\gamma_s - \gamma_w} \right) \cdot k_h / (1 \pm k_v)$	$\gamma^* = \gamma'$

⁽²⁾ permeabilità superiore a 10e-4m/sec

Si osserva che la stima dell'incremento di spinta attiva dovuta al sisma viene (cautelativamente) definita senza tenere conto della componente coesiva (c') della resistenza al taglio.

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:

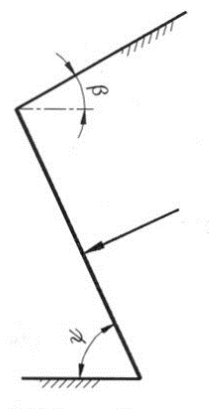
- Si calcola la spinta attiva in condizioni statiche: S_a
- Si calcola la spinta attiva in presenza di sisma: S_{as}
- Si calcola l'incremento dovuto al solo sisma: $\Delta S_{as} = S_{as} - S_a$
- La forza così calcolata viene applicata all'opera di sostegno in termini di pressione omogenea su tutta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



8.5.3. 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 ($\delta=0^\circ$):

$$K_{ps} = \frac{s_i^2 (\psi + \phi - \vartheta)}{c_o s_n^2 \psi s_i (\psi - \vartheta) \left[1 - \frac{\sqrt{s_i (\phi) s_i (\phi - \beta - \vartheta)}}{\sqrt{s_i (\psi - \vartheta) s_i (\psi + \beta)}} \right]^2}$$



8.5.4. CONTRIBUTO DELLA SPINTA DOVUTA ALL'ACQUA "LIBERA"

Vista l'elevata permeabilità del terreno ($>5 \times 10^{-4} \text{ m/s}$), la norma prevede di aggiungere alla spinta idrostatica un contributo di spinta (E_{wd}) dell'acqua "libera" di muoversi all'interno dello scheletro solido (quotaparte di paratia sotto falda) definita mediante la nota correlazione:

$$E_{wd} = \gamma_l \cdot \int q \, dz = \frac{7}{12} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot H^2$$

$$q(z) = 7/8 \, k_h \, \gamma_w \, (hz)^{0.5}$$

dove:

z = coordinata verticale diretta verso il basso con origine al pelo libero dell'acqua

h = quota del pelo libero dell'acqua

γ_w = peso di volume dell'acqua

H = altezza della falda dalla base della paratia

k_h = coefficiente sismico orizzontale



8.6. SPINTA SISMICA SU OPERE NON DEFORMABILI

Si tratta dei casi in cui la deformabilità della struttura non consente che si mobiliti la spinta attiva. In questo caso si può calcolare direttamente *il contributo di spinta dovuto al solo sisma* come (Wood e altri):

$$\Delta S_s = a_{\max} \cdot \gamma^* \cdot H^2$$

dove:

- $a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$ = accelerazione massima di progetto al suolo
- $\gamma^* =$ peso di volume (secco se terreno è *permeabile* o se *insaturo* e saturo se *impermeabile*)
- $H =$ altezza della parete

Si osserva che la spinta così calcolata deve essere applicata come pressione uniforme sulla parete:

$$\Delta q_s = \Delta S_s / H$$

Anche in questo caso (permeabilità del terreno $> 5 \times 10^{-4}$ m/s) la norma prevede di aggiungere alla spinta idrostatica un contributo di spinta (E_{wd}) dell'acqua "*libera*" di muoversi all'interno dello scheletro solido (quotaparte di paratia sotto falda) definita mediante la nota correlazione:

$$E_{wd} = \gamma_l \cdot \int q \, dz = \frac{7}{12} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot H^2$$

$$q(z) = 7/8 \, k_h \, \gamma_w \, (hz)^{0.5}$$

dove:

- $z =$ coordinata verticale diretta verso il basso con origine al pelo libero dell'acqua
- $h =$ quota del pelo libero dell'acqua
- $\gamma_w =$ peso di volume dell'acqua
- $H =$ altezza del falda dalla base della paratia
- $k_h =$ coefficiente sismico orizzontale



9. CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICA DEI DIAFRAMMI

9.1. ANALISI DI INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA

Con riferimento al quanto prescritto nelle NTC (paragrafo 6.5.3.1.2 e 7.1) l'analisi limite della struttura viene svolta (approccio progettuale 1) considerando le combinazioni (A1+M1+R1) e (A2+M2+R1) cui vanno aggiunte le verifiche allo stato limite di esercizio (SLE) e le verifiche sismiche allo stato limite di danno (SLD) e allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

Una sintesi delle analisi e dei coefficienti parziali da utilizzare è raccolta in tabella n.9.1; il valore del coefficiente sulla resistenza R1 viene assunto pari a 1 (tabella n.6.5.I delle NTC) per entrambe le combinazioni SLU.

Per semplicità di calcolo il coefficiente parziale sulle azioni permanenti (γ_G) viene applicato (ove differente da 1) direttamente sugli effetti delle azioni in accordo a quanto previsto al paragrafo n.6.2.3.1 delle NTC. In particolare si pone:

$$\gamma_E = 1.3$$



CASO		AZIONI				METRIALI			
		Permanenti (γ_{G1})		Variabili (γ_Q) Permanenti non strutturali (γ_{G2})		tan(ϕ')	c'	c _u	q _u
		Sfavorevoli	Favorevoli	Sfavorevoli	Favorevoli				
A	SLE	1.0	1.0	1.0	0	1.0	1.0	1.0	1.0
B	(M₁+A₁)_{SLU}	1.0 ⁽¹⁾	1.0	1.15 ⁽²⁾	0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	(M₂+A₂)_{SLU-GEO}	1.0	1.0	1.3	0	1.25	1.25	1.4	1.6
A-sisma	(SISMA)_{SLD}	1.0	1.0	1.0	0	1.0	1.0	1.0	1.0
B-sisma	(SISMA)_{SLV}	1.0	1.0	1.0 ⁽³⁾	0	1.0	1.0	1.0	1.0
C-sisma	(SISMA)_{SLV-GEO}	1.0	1.0	1.0 ⁽³⁾	0	1.25	1.25	1.4	1.6

⁽¹⁾ il coefficiente parziale γ_G/g_Q viene applicato come coefficiente globale sugli effetti delle azioni (γ_E)
⁽²⁾ 1.5 / $\gamma_E = 1.15$
⁽³⁾ Da NTC paragrafo n.7.11.1

Tabella n.9.1 – Coefficienti parziali considerati nell'analisi delle partie

9.2. VERIFICHE STRUTTURALI (SLU)

Si fa riferimento ai risultati di cui alle analisi (A1+M1)_{SLU} (amplificate per il coefficiente parziale γ_E) in condizioni statiche ed alle analisi (SISMA)_{SLV} in condizioni sismiche.

9.3. VERIFICHE DEGLI SPOSTAMENTO (SLE/SLD)

Si fa riferimento ai risultati delle analisi SLE (in campo statico) e (SISMA)_{SLD} (in campo sismico).



9.4. VERIFICA DELL'IMMORSAMENTO (SLU-GEO)

La lunghezza di immorsamento della paratia viene verificata sulla base dei risultati del calcolo $(A2+M2)_{SLU-GEO}$ e SLE in condizioni statiche e $(SISMA)_{SLV-GEO}$ in condizioni sismiche considerando il più restrittivo dei seguenti criteri:

- Garanzia nei riguardi della stabilità globale dell'opera.
- Mobilitazione della spinta passiva in consizioni SLV non superiore al 70% della spinta potenzialmente mobilitabile (a rigore di norma si potrebbe accettare anche una mobilitazione superiore fino al 100%).
- Mobilitazione della spinta passiva in consizioni SLE non superiore al 50% della spinta potenzialmente mobilitabile. Tale verifica risulta generalmente soddisfatta qualora venga rispettata la verifica sulla spinta mobilitata in consizioni SLV (punto precedente).



10. CRITERI DI VERIFICA DEI TIRANTI DI ANCORAGGIO

La verifica di sfilamento del bulbo dei tiranti viene svolta (NTC – paragrafo 6.6.2) con riferimento alle seguenti ipotesi:

Approccio di calcolo: 2
 Stato limite (SLU): GEO
 Coefficienti parziali: A_1, M_1, R_3

Si verifica che valga:

$$T_d \leq R_{ak} / \gamma_R$$

Dove:

T_d = azione di calcolo (paragrafo n.10.1)

R_{ak} = resistenza caratteristica (paragrafo n.10.3)

γ_R = coefficiente globale sulla resistenza (tabella 10.1)

γ_R	
Permanenti	Provvisori
1.2	1.1

Tabella n.10.1 (Tabella n.6.6.1 – NTC)

10.1. AZIONE DI CALCOLO (T_D)

In accordo a quanto definito nelle Istruzioni delle NTC e relative Istruzioni (paragrafo 6.6.2), l'azione massima di calcolo si ottiene amplificando con i coefficienti parziali γ_F relativi alla combinazione A1 la massima trazione valutata con un modello di iterazione terreno/struttura nel quale tutti i coefficienti parziali (azioni e resistenza) sono assunti unitari:



$$T_d = T_{\max} \times \gamma_{F-M1}$$

Dove:

T_{\max} = azione di trazione calcolata con $\gamma_F = \gamma_M = 1$

$(\gamma_{F-M1})_{\text{statico}} = \gamma_E = 1.3$

$(\gamma_{F-M1})_{\text{sisma}} = 1.0$ (cfr. paragrafo n.7.11.2 NTC)

10.2. RESISTENZA DI CALCOLO ($R_{A,C}$)

Per bulbi di ancoraggio realizzati con iniezioni in pressione si ricorre a quanto indicato da Bustamante e Doix (1985) sulla base di una serie di prove sperimentali. In questo caso la resistenza ultima allo sfilamento (R_a) può essere definita sulla base dei grafici forniti dagli autori in relazione alle caratteristiche geotecniche dei materiali di fondazione e al tipo di iniezione (semplice o multipla):

$$R_{a,c} = \pi \cdot D_b \cdot L_b \cdot q_{a,c}$$

dove:

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

D_p = diametro di perforazione

L_b = lunghezza del bulbo

$\alpha = D_b/D_p$

$q_{a,c}$ = aderenza limite bulbo–terreno “di calcolo”

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 particolare in studio si osserva che vale quanto riassunto in tabella n.10.2



LIVELLO	N _{SPT} (colpi/30cm)	Iniezioni semplici		Iniezioni multiple e ripetute	
		q _a (kPa)	α (-)	q _a (kPa)	α (-)
A	> 30 (oltre 5m)	150	1.2	200	1.4

Tabella n.10.2 – Parametri per il calcolo della resistenza a sfilamento dei tiranti

10.3. RESISTENZA CARATTERISTICA (R_{AK})

Nel caso in cui la resistenza caratteristica venga definita sulla base di approcci analitici vale quanto segue:

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{medio}}{\xi_{a3}}; \frac{(R_{a,c})_{min}}{\xi_{a3}} \right\} \text{ (tabella n.10.3)}$$

	N° VERTICALI INDAGINE				
	1	2	3	4	≥ 5
ξ _{a3}	1.80	1.75	1.70	1.65	1.60
ξ _{a4}	1.80	1.70	1.65	1.60	1.55

Tabella n.10.3 - fattori di correlazione per approccio analitico

(Tabella n.6.6.III – NTC)



10.4. PROVE E COLLAUDI

I tiranti dovranno essere provati e collaudato come prescritto nel DM 14/09/2005 e nelle Raccomandazioni AICAP (1993) “*ancoraggi nei terreni e nelle rocce*” alle quali si rimanda per il dettaglio delle prove stesse.

In particolare per ogni ogni *tipo* di tirante devono essere eseguite le seguenti prove (DM 14/09/05 e AICAP, 1993).

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	



11. FONDAZIONI DIRETTE - CAPACITÀ PORTANTE

11.1. VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE

Si fa riferimento al paragrafo n.6.4.2.1 e 7.11.5.3.1 delle NTC. La verifica di capacità portante del terreno viene svolta sotto le seguenti ipotesi:

- ✓ Approccio di calcolo: 1
- ✓ Combinazione: 2
- ✓ Stato limite (SLU): GEO
- ✓ Coefficienti parziali: A_2, M_2, R_2

Si verifica che valga:

$$q_d \leq (q_{lim} / \gamma_R)$$

Dove:

q_d = pressione media (Meyerhof) all'impasta (da calcolare con fattori A_2 – tabella 11.1)

q_{lim} = resistenza limite del terreno (da calcolare con fattori M_2 tabella n.11.1)

γ_R = coefficiente globale sulla resistenza di calcolo = 1.8 (tabella n.11.1)



VERIFICA	γ_F			γ_M				γ_R
	Permanenti sfavorevoli		Accidentali sfavorevoli	$\tan(\phi')$	c'	c_u	q_u	
	Strutturali e permanenti definiti (p.p., spinte terra e acqua)	Permanenti non definiti						
STATICA	1.0	1.3	1.3 ⁽²⁾	1.25	1.25	1.4	1.6	1.8
SISMA_SLV	1.0 ⁽¹⁾	1.0 ⁽¹⁾	1.0 ⁽¹⁾ (²⁾	1.25	1.25	1.4	1.6	1.8

⁽¹⁾ - da paragrafo n.7.11.1 NTC

⁽²⁾ – considerare fattori di combinazione di cui al paragrafo 2.5.3 NTC

Tabella n.11.1- Coefficienti parziali per calcolo capacità portante

11.2. PORTATA LINITE – VERIFICA STATICA

Per il calcolo della capacità portante limite del terreno di fondazione (carico a rottura) di una fondazione isolata impostata su terreno granulare (supposto omogeneo) si può fare riferimento ai tradizionali metodi basati sulla teoria dell'equilibrio limite così come originariamente proposti da Brinch-Hansen (1970).

$$q_{lim} = 1/2 \cdot B' \cdot \gamma_c \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c$$

dove:

B' = dimensione minima “effettiva” della fondazione (criterio di Meyerhoff)

γ_c = peso del terreno di fondazione

q' = tensione verticale efficace alla quota di imposta nell'intorno della fondazione.

c' = coesione efficace

N_γ, N_q, N_c = fattori di capacità portante

Nel caso specifico si suggerisce di utilizzare la formulazione consigliata in UNI-ENV 1997-1:1997 (appendice B) e in EN1997-1:2003 (appendice D) adottata



anche in DIN 4017 che consente di tenere in conto anche della rugosità del piano di imposta della fondazione. E' immediato verificare che in questo caso il fattore di capacità portante (N_γ) risulta intermedio tra quanto definito in Hansen (1970) e in Caquot & Kerisel (1953). Ne risultano i seguenti fattori:

Fattori di capacità portante

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2(45^\circ + \phi'/2)$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \cdot \tan \phi' \quad (\text{si tiene in conto la rugosità dell'imposta})$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + (B'/L' \cdot \sin \phi')$$

$$s_\gamma = 1 - (0.3 \cdot B'/L)$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Fattori di inclinazione del carico (UNI-ENV1997-1:1997)

$$i_q = \{ 1 - H / (N + A' \cdot c' \cdot \cot \phi') \}^m$$

$$i_\gamma = \{ 1 - H / (N + A' \cdot c' \cdot \cot \phi') \}^{m+1}$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

$$m = [(2+B'/L')/(1+B'/L')] \text{ se } H \text{ agisce lungo il lato } B$$

$$m = [(2+L'/B')/(1+L'/B')] \text{ se } H \text{ agisce lungo il lato } L$$

Fattori di inclinazione del piano di imposta (EN1997-1:2003:

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \phi)^2$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \cdot \tan \phi)$$

α = inclinazione del piano in radianti



11.3. PORTATA LIMITE – VERIFICA SISMICA

Per l'analisi della capacità portante del terreno in presenza di sisma oltre alle forze inerziali dovute alle masse in elevazione occorre tenere conto della forza inerziale agente sul volume di terreno in potenziale movimento.

A tale proposito si può fare riferimento al metodo di calcolo proposto da Paolucci e Peker (1997) (basato su un approccio di tipo cinematico) che prevede l'impiego delle stesse formulazioni di cui alle condizioni statiche ma tenendo conto di fattori di capacità portante ($N_{\gamma-e}$, N_{q-e} , N_{c-e}) ridotti rispetto a quelli statici ($N_{\gamma-s}$, N_{q-s} , N_{c-s}) grazie ad opportuni fattori (z_γ , z_q , z_c):

$$N_{\gamma-e} = z_\gamma \cdot N_{\gamma-s}$$

$$N_{q-e} = z_q \cdot N_{q-s}$$

$$N_{c-e} = z_c \cdot N_{c-s}$$

I fattori riduttivi (z_γ , z_q , z_c) vengono definiti in funzione dei parametri di resistenza al taglio del terreno di fondazione e del coefficiente pseudo-statico di progetto (k_h) mediante le seguenti espressioni (vedere anche figura n.11.1):

$$z_\gamma = z_q = (1 - k_h/\tan\phi')^{0.35}$$

$$z_c = 1 - 0.34k_h$$

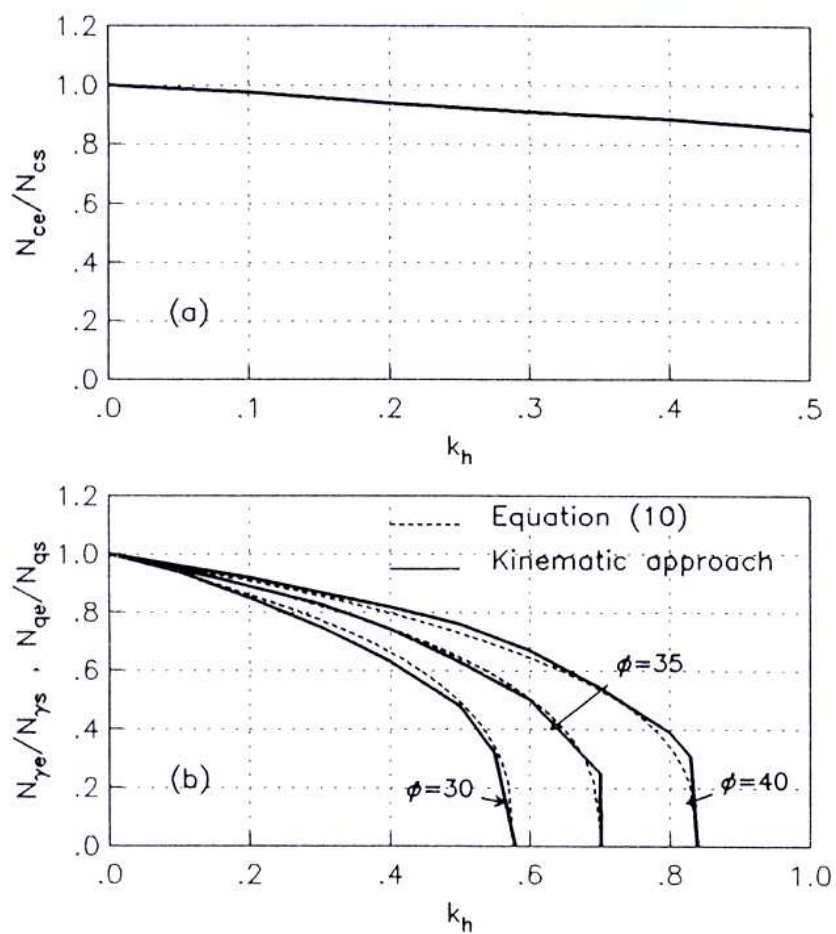


Figura n.11.1 – Riduzione dei fattori di capacità portante in presenza di sisma
(Paolucci e Peker, 1997)



12. FONDAZIONI DIRETTE – CEDIMENTO

12.1. CEDIMENTO ASSOLUTO

Il calcolo del cedimento assoluto di fondazioni dirette impostate su terreno granulare può essere svolto con riferimento alla teoria elastica nell'ipotesi di fondazione isolata “*perfettamente flessibile*”.

Nel caso di fondazioni *rigide*, è possibile calcolare il relativo cedimento a partire dai risultati ottenuti nel caso di fondazione flessibile mediante le semplici correlazioni proposte da Poulos (1974):

$$s_{\text{rigido}} = \frac{1}{2} [(s_{\text{bordo}} + s_{\text{centro}})]_{\text{flessibile}} \quad \text{Fondazione nastriforme}$$

$$s_{\text{rigido}} = \frac{1}{3} [(2 \cdot s_{\text{centro}} + s_{\text{spigolo}})]_{\text{flessibile}} \quad \text{Fondazione rettangolare}$$

Il cedimento assoluto viene, pertanto, calcolato con la seguente procedura:

1. Calcolo dello stato tensionale indotto nel terreno supponendo un semispazio elastico-lineare, isotropo ed omogeneo. Per aree di carico nastriformi si fa riferimento a Jumikis, 1971; per aree di carico rettangolari si fa riferimento a Florin, 1959.
2. Calcolo del cedimento con riferimento ad un mezzo elastico lineare isotropo ma non omogeneo caratterizzato (per ogni strato i^{esimo} di terreno) dal modulo elastico (E) e dal coefficiente di Poisson (ν):

$$s = \sum_i \{ 1/E_i \cdot [\Delta\sigma'_{zi} - \nu \cdot (\Delta\sigma'_{xi} + \Delta\sigma'_{yi})] \cdot \Delta h_i \}$$

3. La “*zona di influenza*” del carico viene comunque limitata ad una profondità tale per cui vale (UNI ENV 1997-1:1997 e EN1997-1:2003):



$$\Delta\sigma_z/\sigma'_{vo} \geq 0.2$$

Con $\Delta\sigma_z$ pari all'incremento di tensione verticale efficace alla quota considerata dovuto ai carichi indotti dalla fondazione.

Si osserva che, per una stessa fondazione, si assume la profondità di influenza relativa al cedimento del baricentro nella condizione di carico più gravosa, indipendentemente dal punto di calcolo e dal valore della pressione applicata. Tale ipotesi consente di confrontare in maniera omogenea i risultati relativi a condizioni di carico differenti pur di rimanere in un campo di variabilità della pressione relativamente contenuto ($q_{\max} \approx 2 \cdot q_{\min}$).

Nel caso le fondazioni vengano impostate a profondità dal p.c. locale non trascurabili, occorrerà considerare l'effetto dello scarico tensionale dovuto alla fase di scavo.

In questo caso il calcolo del cedimento viene suddiviso in due fasi: fino al valore di pressione equivalente alla tensione geostatica presente in sito alla quota di imposta (σ'_{vo}) si assegna al modulo elastico il valore relativo ad una fase di “ricarico” (E'_{ur}) mentre per la quota parte di pressione eccedente ($q_n = q - \sigma'_{vo}$) si fa riferimento al modulo elastico “vergine” (E').

Ovviamente tale approccio prevede che il peso proprio della fondazione e del soprastante terreno venga considerato nella fase di definizione della pressione (q) all'imposta.

12.2. CEDIMENTO DIFFERENZIALE

L'entità del cedimento differenziale dipende non solo da circostanze direttamente correlate al progetto “geotecnico” della fondazione (caratteristiche



stratigrafiche e geotecniche del terreno) ma anche (e soprattutto) dalla storia del cantiere e alla tipologia di struttura (fasi di costruzione, storia di carico, rapporto tra pesi propri e carichi accidentali, ecc.).

Premesso che l'entità massima del cedimento differenziale *deve comunque essere definita dal Progettista* in funzione degli schemi strutturali previsti, è possibile fornire alcune considerazioni di carattere generale per una struttura ordinaria in c.a. sulla base di quanto indicato in EC-7 ed EC-1 (per i simboli si veda figura 12.1 di cui al seguito):

SLD: $\beta_{\max} = 1/300 \div 1/2000$

SLU: $\beta_{\max} = 1:150$

SLD: $\delta p_{\max} = 20\text{mm}$ (fondazioni isolate – strutture a telaio)

SLD: $\delta p_{\max} = 10\text{mm}$ (strutture a telaio con tramezzi flessibili)

SLD: $\delta p_{\max} = 5\text{mm}$ (strutture a telaio con tramezzi rigidi)

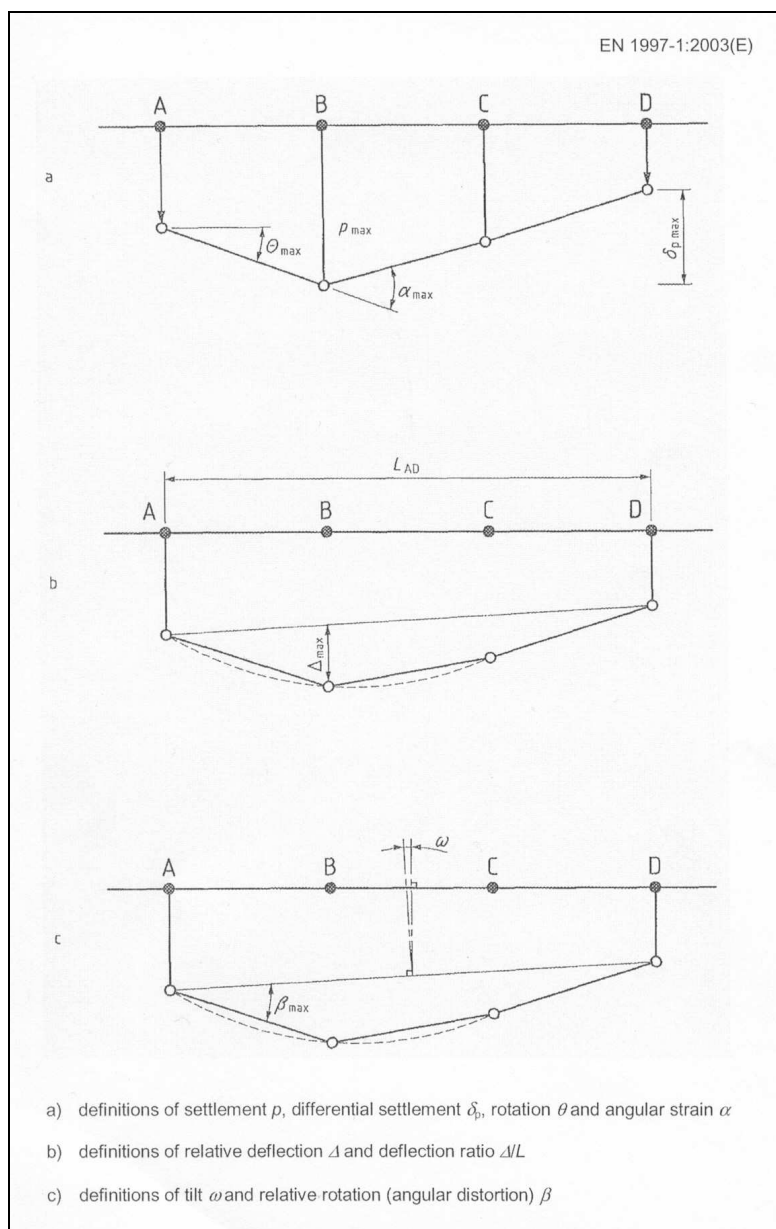


Figura n.12.1 – Da EN1997-1:2003



13. CRITERI PER LA VERIFICA DEI MURI

13.1. COMBINAZIONI DI CARICO E COEFFICIENTI PARZIALI

Si fa riferimento al paragrafo n.6.5.3.1.1 e 7.11.6.2.2 delle NTC. Per l'analisi geotecnica dei muri occorre considerare i seguenti stati limite:

- GEO: Verifica di capacità portante della fondazione
- GEO: Verifica di scorrimento sul piano di posa
- EQU: Verifica di ribaltamento

Una sintesi degli “*approcci*” progettuali da considerare per la verifica con le relative combinazioni dei coefficienti parziali è riportata in tabella n.13.1.

VERIFICA SLU	APPROCCIO	CAMPO	COMBINAZIONE	COEFFICIENTE SULLA RESISTENZA
CAPACITA' PORTANTE (GEO)	2	STATICO	$A_1-M_1-R_3$	$R_3=1.4$
		SISMICO	$(A_1)^*-M_1-R_3$	$R_3=1.4$
SCORRIMENTO (GEO)	2	STATICO	$A_1-M_1-R_3$	$R_3=1.1$
		SISMICO	$(A_1)^*-M_1-R_3$	$R_3=1.1$
STABILITA' GLOBALE (GEO)	1 c.2	STATICO	$A_2-M_2-R_2$	$R_2=1.1$
		SISMICO	$(A_2)^*-M_2-R_2$	$R_2=1.1$
RIBALTAMENTO (EQU)	1 c.2	STATICO	$EQU-M_2-R_2$	$R_2=1.0$
		SISMICO	$(EQU)^*-M_2-R_2$	$R_2=1.0$
VERIFICHE STRUTTURALI (STR)	1 c.1	STATICO	$A_1-M_1-R_1$	$R_1=1.0$
		SISMICO	$(A_1)^*-M_1-R_1$	$R_1=1.0$
(*) - Valori dei coefficienti sulle azioni TUTTI unitari (paragrafo n.7.11.1 NTC)				

Tabella n.13.1 – Criteri di verifica per il progetto di muri



Nello specifico si possono pertanto definire le seguenti combinazioni di carico con relativi coefficienti parziali:

COMBINAZIONE	VERIFICA	RESISTENZA	AZIONI					
		γ_M	Peso proprio del muro γ_{G1}	Spinte terra e falda γ_{G1}	Traffico γ_{q1}	Vento γ_{q5}	Urto γ_{q8}	sisma
U-I (vento)	CAPACITA' PORTANTE SCORRIMENTO	M₁	1.3	1.3	0.0	1.5	0.0	0.0
	STABILITA' GLOBALE	M₂	1.0	1.0	0.0	1.3	0.0	0.0
	RIBALTAMENTO	M₂	0.9⁽²⁾	1.1	0.0	1.5	0.0	0.0
U-II (traffico+urto)	CAPACITA' PORTANTE SCORRIMENTO	M₁	1.3	1.3	1.5	0.9⁽⁴⁾	1.5	0.0
	STABILITA' GLOBALE	M₂	1.0	1.0	1.3	0.8⁽⁴⁾	1.3	0.0
	RIBALTAMENTO	M₂	0.9⁽²⁾	1.1	1.5⁽¹⁾	0.9⁽⁴⁾	1.5	0.0
SISMA	CAPACITA' PORTANTE SCORRIMENTO	M₁	1.0	1.0	0.0 ⁽³⁾	0.0 ⁽³⁾	0.0 ⁽³⁾	1.0
	STABILITA' GLOBALE RIBALTAMENTO	M₂						

- (¹) limitare il sovraccarico stradale al tratto esterno alla ciabatta di monte (la parte sullaciabatta risulta stabilizzante per il ribaltamento e pertanto va trascurata)
- (²) il peso del muro risulta stabilizzante per il ribaltamento e pertanto va ridotto così come il peso del terreno sopra la ciabatta di fondazione
- (³) in accordo al paragrafo NTC n.2.5.3 si considerano coefficienti di contemporaneità $\Psi_{2j}=0.0$
- (⁴) in accordo al paragrafo NTC n.2.5.3 si considerano coefficienti di contemporaneità $\Psi_{0j}=0.6$

Tabella n.13.2 – Coefficienti parziali e combinazioni



13.2. VERIFICHE GEOTECNICHE

13.2.1. VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE

Si fa riferimento al paragrafo n.6.4.2.1 e 7.11.5.3.1 delle NTC. La verifica di capacità portante del terreno viene svolta sotto le seguenti ipotesi:

- Approccio di calcolo: 2
- Stato limite (SLU): GEO
- Coefficienti parziali: A_1, M_1, R_3

Si verifica che valga:

$$q_d \leq (q_{lim} / \gamma_R)$$

Dove:

q_d = pressione media (Meyerhof) all'imposta

q_{lim} = resistenza limite del terreno

γ_R = coefficiente globale sulla resistenza di calcolo = 1.4

13.2.2. VERIFICA DI RIBALTAMENTO

Si fa riferimento al paragrafo n.6.5.3.1.1 e 7.11.6.2 delle NTC. La verifica a ribaltamento viene svolta sotto le seguenti ipotesi:

- Approccio di calcolo: 2
- Stato limite (SLU): EQU
- Coefficienti parziali: EQU, M_2, R_2

Si verifica che valga:

$$M_{d-r} \leq (M_{d-s} / \gamma_R)$$



dove:

M_{d-r} = momento di calcolo ribaltante da calcolo muro

M_{d-s} = momento di calcolo stabilizzante da calcolo muro

γ_R = coefficiente globale sulla resistenza di calcolo = 1.0

13.2.3. VERIFICA ALLO SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA

Si fa riferimento al paragrafo n.6.4.2.1 e 7.11.5.3.1 delle NTC. La verifica di scorrimento sul piano di posa viene svolta sotto le seguenti ipotesi:

- Approccio di calcolo: 2
- Stato limite (SLU): GEO
- Coefficienti parziali: A_1, M_1, R_3

Si verifica che valga:

$$H_d \leq (R_d / \gamma_R)$$

Dove:

H_d = azione orizzontale di calcolo all'impasto della fondazione da calcolo del muro

R_d = resistenza di calcolo allo scorrimento

γ_R = coefficiente globale sulla resistenza di calcolo = 1.1

La resistenza di calcolo allo scorrimento viene definita sulla base della seguente espressione:

$$R_d = N_d \tan(\delta_d)$$

dove:

N_d = azione assiale da calcolo del muro

δ_d = angolo di attrito di calcolo = ϕ'_{cv-d} (getti in opera) – 2/3 ϕ'_{cv-d} (prefabbricati)



ϕ'_{cv-d} = angolo di attrito a volume costante del terreno in fondazione

13.2.4. VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE

Si fa riferimento al paragrafo n.6.8.2 e 7.11.4 delle NTC. La verifica di stabilità viene svolta sotto le seguenti ipotesi:

- Approccio di calcolo: 1
- Combinazione: 2
- Stato limite (SLU): GEO
- Coefficienti parziali: A_2, M_2, R_2

Si verifica che valga:

$$\tau_m \leq (\tau_s / \gamma_R)$$

Dove:

τ_m = sforzo di taglio mobilitato

τ_s = sforzo di taglio disponibile

γ_R = coefficiente globale sulla resistenza di calcolo

I valori delle forze mobilitanti e resistenti sono definiti in rapporto ai coefficienti parziali di norma (tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.8.I delle NTC).



14. CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI TRIVELLATI

14.1. RESISTENZA DI CALCOLO

La resistenza di “calcolo” offerta dal terreno per attrito laterale lungo il fusto ed alla base può essere definita sulla base di *calcoli analitici* seguendo noti approcci di letteratura validi per terreni granulari (sforzi efficaci):

14.2. RESISTENZA CARATTERISTICA (R_k)

Una volta nota la resistenza di “calcolo” (paragrafo n.14.1) sarà possibile definire la resistenza “caratteristica” del terreno a trazione ($R_{t,k}$) o a compressione ($R_{c,k}$) tenendo conto del grado di accuratezza del dato misurato per mezzo dei coefficienti di correlazione (ξ) come raccomandato dalla norma per approccio analitico.

$$R_k = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{medio}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

	N° VERTICALI INDAGATE						
	1	2	3	4	5	7	> 10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Tabella n.14.1 – Fattori di correlazione per approccio analitico



14.3. VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE

Si fa riferimento al paragrafo n. 6.4.3.1 e 7.11.5.3.2 delle NTC. La verifica di capacità portante del terreno viene svolta sotto le seguenti ipotesi:

- Approccio di calcolo: 1
- Stato limite (SLU): GEO
- Coefficienti parziali: A_2, M_1, R_2

Si verifica che valga:

$$N_d \leq R_k / \gamma_{R2}$$

Dove:

N_d = azione di calcolo da definire con i coefficienti del set A_2 (vedere tabella n.14.3)

R_k = resistenza limite caratteristica del terreno – paragrafo n.14.2

γ_{R2} = coefficiente globale sulla resistenza di calcolo (vedere tabella n.14.2)

		Pali trivellati
Base	γ_b	1.70
Laterale compressione	γ_s	1.45
Laterale trazione	γ_{st}	1.60

Tabella n.14.2 – Coefficiente parziale sulla resistenza calcolata



VERIFICA	γ_F		
	Permanenti sfavorevoli		Accidentali sfavorevoli
	Strutturali e permanenti definiti (p.p., spinte terra e acqua)	Permanenti non definiti	
STATICA	1.0	1.3	1.3 ⁽²⁾
SISMA	1.0 ⁽¹⁾	1.0 ⁽¹⁾	1.0 ⁽¹⁾ ⁽²⁾
⁽¹⁾ – da paragrafo n.7.11.1 NTC ⁽²⁾ – considerare fattori di combinazione di cui al paragrafo 2.5.3 NTC			

Tabella n.14.3 –Coefficiente parziale sulle azioni

14.4. TENSIONE “CONVENZIONALE”

Nella definizione del valore di capacità portante del palo in presenza di soli carichi assiali si deve tenere comunque conto di un limite di “tensione “convenzionale” di compressione nel calcestruzzo (σ_{d-max}) che può essere assunto pari alla metà della resistenza di calcolo (f_{cd}).



15. APPENDICE A – CORRELAZIONI DI LETTERATURA

15.1. CORREZIONI PRELIMINARI DEL DATO SPT

In assenza di specifiche misurazioni si considera che il rendimento energetico medio delle macchine operatrici comunemente impiegate in Italia risulti prossimo all'energia convenzionale di riferimento pari al 60%:

$$(N)_{60} \equiv N_{SPT}$$

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

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

$$C_N = (p_a / \sigma'_{vo})^{0.5}$$

15.2. DENSITÀ RELATIVA

Si fa riferimento a quanto indicato in Skempton (1986) per sabbie silicee e non cementate:

$$D_R = \left(\frac{1}{A + B \cdot \sigma'_{vo}} \cdot N_{SPT} \right)^{0.5}$$

Dove:

D_R = densità relativa [-]

N_{SPT} = colpi prova SPT [colpi/30cm]



σ'_{vo} = tensione verticale efficace [kg/cm²]

$k_o = k_o(OCR)^{0.5}$ = coefficiente di spinta a riposo

OCR = grado di sovraconsolidazione [-]

A e B = coefficienti empirici (tabella A-1)

Tipo di materiale	A	B
Sabbie fini normalmente consolidate	27.5	27.5
Sabbie grosse normalmente consolidate	43.3	21.7
Sabbie sovraconsolidate	27.5÷43.3	$(21.7÷27.5) \cdot \frac{1+2 \cdot (k_o)_{sc}}{1+2 \cdot (k_o)_{nc}}$

Tabella A-1 – Costanti empiriche A e B (Skempton, 1986)

15.3. ANGOLO DI ATTRITO

Noto 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 A-1) e di risalire successivamente al valore dell'angolo di attrito "di picco" (ϕ'_p) facendo riferimento alla pressione di confinamento ed alla densità relativa del deposito (figura A-2):

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

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

Con:

A = 3 o 5 rispettivamente per condizioni di taglio triassiale o piano

Q = 10

p' = pressione media.

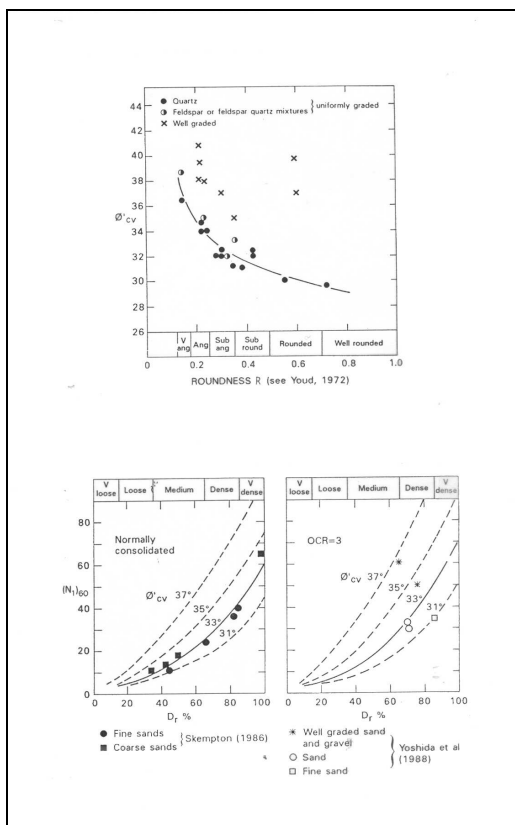


Figura A-1 – Da Bolton (1986)

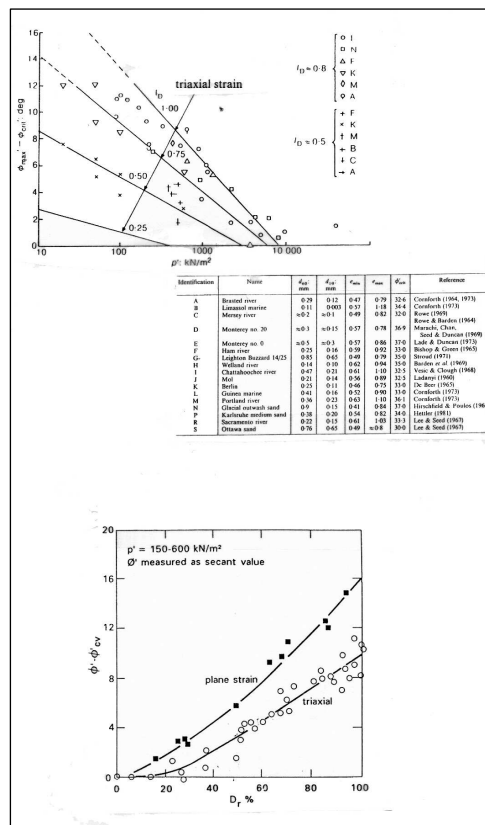


Figura A-2 – Da Bolton (1986)

Si osserva, infine, che, da un punto di vista “operativo” del calcolo è uso fare riferimento ad un valore pari alla media tra l'angolo di attrito “di picco” ed il valore “a volume costante”.

Per i terreni ove la matrice limosa (passante al setaccio ASTM n°200) risulta non trascurabile, le citate correlazioni proposte da Bolton (tarate su sabbie pulite) devono essere riviste criticamente alla luce delle indicazioni fornite da An-Bin Huang et al. (1999).

In particolare si deve tenere in conto che:

- L'angolo di attrito a “volume costante” (ϕ'_{cv}) è comparabile con i minimi valori indicati da Bolton (1986) per sabbie pulite (circa 30°).



- L'influenza della dilatanza sul valore dell'angolo di attrito di picco (ϕ'_p) è pari al limite inferiore del campo di variazione indicato da Bolton (1986) per sabbie pulite (figura A-3).

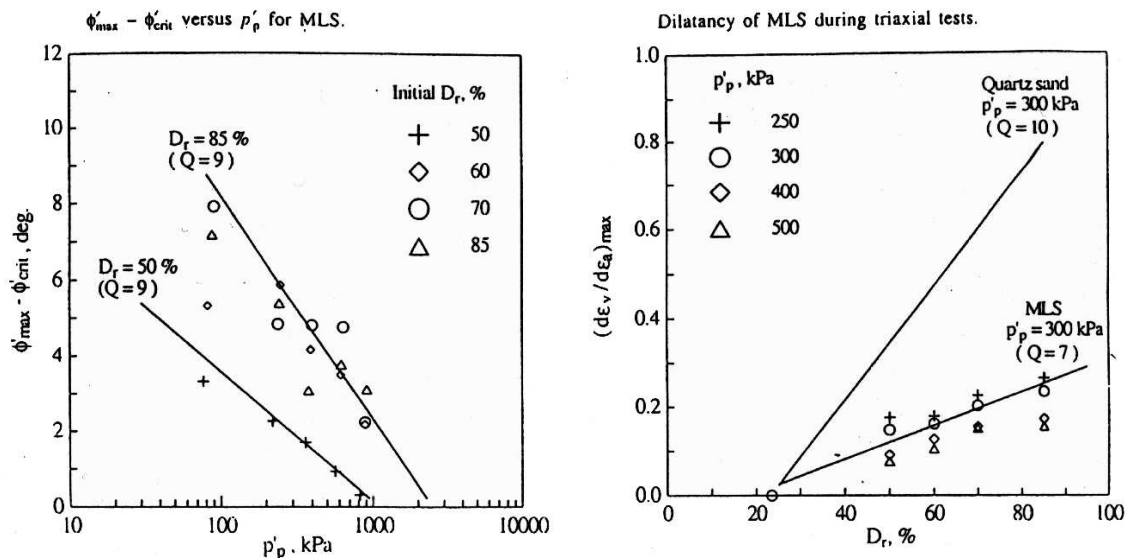


Figura A-3 – Da An-Bin Huang et al. (1999)

15.4. MODULO ELASTICO DI YOUNG SECANTE

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.

Nel caso di deformazioni a taglio attese proprie di fondazioni ad imposta diretta (maggiori di 0.01%) si può fare ricorso alle correlazioni proposte da Stroud (1988) in base alle quali si può scrivere (per depositi normalmente consolidati):

$$E'_{(FS=3.0)} / N_{60} \approx 1$$



dove:

$E'_{(FS=3.0)}$ = modulo elastico drenato secante [MPa] per $FS \approx 3.0$

$FS = q_{NETTA} / q_{LIM}$ = 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

Nel caso di deformazioni a taglio attese molto limitate (diaframmi, platee di fondazione, ecc.) comprese tra 0.01% e 0.1% è prassi assumere (Randolph, 1981):

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

dove:

G = modulo di taglio

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

$$E' = G \cdot 2(1+\nu) \cong 2.0 \div 2.5 N_{SPT}$$



16. APPENDICE B – TEORIA STATO LIMITE IN GEOTECNICA

16.1. GENERALITÀ

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:



$$E_d \leq R_d$$

Dove:

$E_d = E(F_k \cdot \Psi \cdot \gamma_F)$ = Effetti delle azioni

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

Si osserva che:

- La resistenza di calcolo include anche gli effetti delle azioni ($F_k \cdot \Psi \cdot \gamma_F$) in quanto queste possono variarne la resistenza: si pensi al caso della portata limite del terreno nel caso di una fondazione diretta.
- 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:

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

16.2. GLI STATI LIMITE ULTIMI (ANALISI SLU)

Le NTC definiscono le seguenti condizioni:

Stati per i quali viene raggiunta la resistenza del terreno o della struttura

GEO - Raggiungimento della resistenza ultima del terreno e conseguente meccanismo di collasso della struttura (es: stabilità pendio, capacità portante fondazione)

STR - Raggiungimento della resistenza ultima degli elementi strutturali (es: verifica strutturale del muro)



Stati per i quali NON viene raggiunta la resistenza del terreno o della struttura

EQU - Perdita di equilibrio della struttura considerata come corpo rigido (es: ribaltamento di un muro).

UPL – Perdita di equilibrio della struttura considerata come corpo rigido sotto azioni idrauliche (es: galleggiamento)

HYD – Perdita di equilibrio della struttura per sifonamento

In condizioni sismiche possono essere analizzati 2 differenti stati limite in funzione della classe d'uso della struttura e dal tipo di verifica (tabella B1) cui vengono a corrispondere differenti tempi di ritorno.

STATI LIMITE ULTIMI	
Stati limite ultimi	SLV (salvaguardia della vita)
	SLC (collasso)

Tabella B1 – Stati limite ultimi in condizioni sismiche

16.3. GLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (ANALISI SLE)

Gli stati limite di esercizio si riferiscono al raggiungimento di valori critici di spostamento e rotazione tali da compromettere la funzionalità dell'opera.

In condizioni sismiche possono essere analizzati 2 differenti stati limite in funzione della classe d'uso della struttura e dal tipo di verifica (tabella B2) cui vengono a corrispondere differenti tempi di ritorno.

In tutti i casi l'analisi viene condotta con riferimento a valori caratteristici delle azioni e delle resistenze dei materiali.



STATI LIMITE	
Stati limite di servizio	SLO (operatività)
	SLD (danno)

Tabella B2 – Stati limite di servizio in condizioni sismiche

16.4. I COEFFICIENTI PARZIALI

Si rimanda al dettaglio della Norma.

16.5. GLI APPROCCI PROGETTUALI

In tabella B3 sono riassunti i criteri per la combinazione “*standard*” dei coefficienti parziali (sulle azioni, sui parametri di resistenza e/o sulla resistenza calcolata) relative ai due approcci progettuali previsti dalle NTC (cfr. paragrafo n.6.4.3 e 2.5.3). Per alcune opere è escluso l’impiego di uno dei due approcci o si assumono combinazioni dei coefficienti differenti (per il dettaglio si rimanda alla norma)

APPROCCIO 1		APPROCCIO 2
Combinazione 1	Combinazione 2	
A1+M1+R1	A2+M2+R2	--
--		A1+M1+R3

Tabella B3 – Approcci e combinazioni dei coefficienti parziali