

arch. Emilio Caravatti



arch. Roberto Cosenza



arch. Carlo Crippa



COMUNE DI VERCELLI

RECUPERO FUNZIONALE EX OSPEDALE S. ANDREA PROGETTO DEFINITIVO IN VARIANTE

(art.25 e 34 DPR 554 del 1999)

FASE 1A | RECUPERO FUNZIONALE EX PAD. 18

ASSOCIAZIONE TEMPORANEA DI PROFESSIONISTI

Architettura:

Emilio Caravatti Roberto Cosenza Carlo Crippa architetti

via Spluga 10 - 20900 Monza (MB) T +39 039 327425 F +39 039 2319385 e-mail: studio@emiliocaravatti.it

Strutture:

FVPROGETTI s.r.l.

via Ripamonti 44 - 20141 Milano

Impianti elettrici:

Studio Osvaldo Bogliani

via XXIII Marzo 121 - 28100 Novara

Impianti termici e sanitari:

MC2 Studio

Via Giordano Bruno 191 - 10134 Torino

Controllo dei costi:

POLISTUDIO s.n.c.

Via Roma 56 - 23891 Barzanò (LC)



PROGETTO STRUTTURALE

RELAZIONE GEOLOGICA - GEOTECNICA

A termini di legge sono vietate le riproduzioni anche parziali non preventivamente autorizzate

R.S0.04

scala

R.S0.05

data 08.06.2012

rev.

Sommario

1	GENERALITA'	1
1.1	Oggetto e scopo	1
1.2	Inquadramento dell'area	1
1.3	Riferimenti altimetrici	2
1.4	Indagini di riferimento	2
1.5	Quadro normativo di riferimento	3
1.6	Metodi di calcolo e verifica	3
1.7	Classificazione dell'opera e vita attesa	3
2	INDAGINI GEOGNOSTICHE	5
2.1	Indagini geognostiche di riferimento	5
2.2	Dettaglio indagini 2008 e 2009	6
2.3	Risultati prove dinamiche indagine 2008	7
2.4	Risultati prove SPT indagine 2009	8
2.5	Risultati prove di pompaggio in foro indagine 2009	9
2.6	Risultati prove di laboratorio indagine 2009	9
3	INQUADRAMENTO GEOLOGICO REGIONALE	11
4	INQUADRAMENTO STRATIGRAFICO	13
4.1	Analisi di dettaglio dei risultati della campagna di indagine	13
4.2	Stratigrafia di riferimento	13
4.3	Livello della falda	14
5	INQUADRAMENTO SISMICO	16
5.1	Pericolosità sismica	16
5.1.1	Tempo di ritorno dell'evento sismico	16
5.1.2	Zonazione sismica ex OPCM 3274/03	17
5.1.3	Accelerazione massima su suolo roccioso	18
5.2	Parametri di risentimento in superficie	20

5.2.1	Effetti stratigrafici (parametro S_s)	21
5.2.2	Effetti topografici (parametro S_T)	24
5.2.3	Azione sismica di progetto.....	25
5.3	Sintesi dei parametri che regolano la pericolosità sismica del sito	25
5.4	Considerazioni sul potenziale di liquefazione	26
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	28
6.1	Riporto	28
6.2	Sabbia (e limo) da 3÷4m a 5÷7m	28
6.3	Ghiaia da 5÷7m a 17m	29
6.4	Argille e limi di base (oltre 17m).....	30
7	VERIFICA DELLE FONDAZIONI DELL'EDIFICIO "EX PADIGLIONE 18" ESISTENTE.....	31
7.1	Modello geotecnico di riferimento.....	31
7.2	Carichi e geometria delle strutture esistenti	31
7.3	Verifica di capacità portante	32
7.4	Considerazioni sui cedimenti.....	32
8	APPENDICE A – VERIFICHE GEOTECNICHE AGLI STATI LIMITE	33
8.1	Generalità	33
8.2	Gli stati limite ultimi (analisi SLU)	34
8.3	Gli stati limite di esercizio (analisi SLE).....	35
8.4	I coefficienti parziali	36
8.4.1	I coefficienti parziali sulle azioni.....	36
8.4.2	I coefficienti parziali sulla resistenza dei materiali	36
8.4.3	I coefficienti parziali sulla resistenza calcolata ed i fattori di correlazione.....	37
8.5	Gli approcci progettuali.....	37
9	APPENDICE B – INTERPRETAZIONE PROVE SPT	38
9.1	Correzioni preliminari del dato SPT misurato in campagna	38
9.2	Densità relativa	38
9.3	Angolo di attrito.....	39
9.4	Modulo elastico di Young secante per deformazioni superiori a 0.1%	40
10	APPENDICE C – CAPACITÀ PORTANTE LIMITE	42
10.1	Metodo di calcolo.....	42
10.2	Effetto della eccentricità del carico.....	43
10.3	Influenza della falda.....	44



10.4 Verifica di capacità portante	45
11 APPENDICE D – ANALISI DEI CEDIMENTI	47

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.

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

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, Rutgers University, New Jersey.

Mueller-Breslau (1906) "*Erddruck an Stuetzmaern*" Kroener

Vesic A.S. (1975) "*Bearing capacity of shallow foundations*" Foundation Engineering Handbook edited by Winterkorn H.F. & Fang H.Y., Van Nostrand Reinhold Company.

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

1 GENERALITA'

1.1 Oggetto e scopo

La presente relazione geotecnica è stata redatta nell'ambito del progetto definitivo di recupero dell'area ex ospedale S.Andrea a Vercelli (VC).

Il progetto prevede l'ammodernamento di strutture esistenti oltre alla realizzazione di nuovi volumi interrati. Nello specifico si possono individuare i seguenti corpi di fabbrica (per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati di progetto):

- EDIFICIO EX 18: si tratta del recupero (per attività commerciali, uffici e attività espositive) del fabbricato storico su via Viotti con estensione planimetrica di circa 700m².
- LOCALE TECNICO: locale interrato di nuova costruzione in cui saranno collocati gli impianti tecnici dell'ex padiglione 18

1.2 Inquadramento dell'area

L'area di intervento è situata nel settore Nord-occidentale del centro storico di Vercelli (cfr. figura n.1.1 – cerchio rosso) ed è delimitata da via Dante Alighieri, via Ferraris, via Viotti e via Garibaldi.



Figura n. 1.1 – Inquadramento dell'area di intervento

1.3 Riferimenti altimetrici

Ai fini della presente si evidenzia quanto segue:

- L'area si presenta pianeggiante con una quota assoluta del p.c. locale pari a circa +131m s.l.m.
- La quota ± 0.00 m di progetto coincide con la quota dell'atrio del corpo di fabbrica EX-18.

Ai fini della presente si fa riferimento, salvo differente esplicita indicazione, alla quota +0.00 di progetto.

1.4 Indagini di riferimento

L'inquadramento stratigrafico e geotecnico dell'area è stato definito sulla base delle risultanze delle indagini ad oggi disponibili (per maggiori dettagli si rimanda agli specifici rapporti):

- Rif. [1] – “Studio di fattibilità per la localizzazione di nuovi parcheggi interrati nell'area retrostante la Chiesa di S.Pietro Martire e il Salone Dugentesco” – Relazione Geologica e Geotecnica (firma Geol. Romano – Marzo 2005).
- Rif. [2] – “Proposta di project financing per la progettazione e realizzazione di un parcheggio interrato area di via Viotti” – Relazione Geologica (firma Ing. Negri – Dicembre 2006).

- Rif. [3] – “*Indagini diagnostiche – prove penetrometriche dinamiche e scavi fondazionali*” (Tecno Future Service s.r.l. – Dicembre 2008).
- Rif. [4] – “*Le acque sotterranee della provincia vercellese*” – Provincia di Vercelli (giugno 2006, fonte: www.provincia.vercelli.it)
- Rif. [5] – “*Caratterizzazione geognostica dell'area parcheggio – Relazione sulle indagini*” – Ing. A.Giamberardino e dott. C.Giamberardino – settembre 2009

1.5 Quadro normativo di riferimento

Le considerazioni di cui alla presente sono state redatte in accordo alla normativa vigente:

- 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.
- Decreto di Giunta Regionale del Piemonte 17/11/2003 – n°61-11017 – “*Prime disposizioni in applicazione 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 di Giunta Regionale del Piemonte 23/12/2003 – n°64-11402 – 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*” – Disposizioni attuative dell'art. 2

Per gli aspetti non trattati si è inoltre fatto riferimento alla normativa europea:

- 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*”
- EN 1536 – “*Execution of special geotechnical work: Bored piles*” - Febbraio 1999

1.6 Metodi di calcolo e verifica

Le verifiche geotecniche (sia statiche che sismiche) sono state svolte con il metodo degli **stati limite**. Per maggiori dettagli sull'applicazione della teoria degli stati limite alle verifiche di tipo geotecnico si rimanda all'appendice A.

1.7 Classificazione dell'opera e vita attesa

La struttura in progetto viene classificata come opera di importanza normale (tipo 2 di cui alla tabella n.1.1) cui corrisponde il seguente valore di vita nominale pari a:

$$V_N \geq 50 \text{anni}$$

Opera	Tipo	V_N (anni)
Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	1	≤ 10
Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale.	2	≥ 50
Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica.	3	≥ 100

Tabella n.1.1 – Tipo e vita nominale dell'opera (DM 14/01/2008 – tabella 2.4.I)

In relazione alle conseguenze di una interruzione di funzionalità o collasso in caso di sisma le l'opera (cfr. tabella n.2.4.II – NTC) può essere classificata come segue (vedere progetto strutturale):

classe d'uso **IV** (DGR 23/12/2003 n.64-11402 – allegato A – punto k)

cui vienvengono associati i valori del coefficiente d'uso (C_U) di cui alla tabella n.1.2.

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente C_U	0.7	1.0	1.5	2.0

Tabella n.1.2 – Classi e coefficienti d'uso (DM 14/01/2008 – tabella 2.4.II)

Il **periodo di riferimento (V_R)** dell'evento sismico viene pertanto definito (cfr. paragrafo n.2.4.3 – NTC) come prodotto tra la vita nominale (V_N) ed il coefficiente d'uso (C_N) ottenendo:

$$V_R = 50\text{anni} \times 2.0 = 100\text{anni}$$

2 INDAGINI GEOGNOSTICHE

2.1 Indagini geognostiche di riferimento

Quanto segue fa principalmente riferimento ai risultati della campagna geognostica del 2009 (paragrafo 1.4 Rif. [5] – “*Caratterizzazione geognostica dell’area parcheggio – Relazione sulle indagini*” – Ing. A.Giamberardino e dott. C.Giamberardino – settembre 2009).

Oltre alla citata indagine sono anche stati presi in considerazione i risultati della campagna del 2008 (paragrafo 1.4 - Rif. [3] – “*Indagini diagnostiche – prove penetrometriche dinamiche e scavi fondazionali*” - Tecno Future Service s.r.l. – Dicembre 2008) nonché due stratigrafie profonde eseguite in siti non lontani dall’area in studio (vedere figura n. 2.1).

Per maggiori dettagli sui risultati e sui macchinari impiegati nelle campagne di indagine del 2008 e 2008 si rimanda ai capitoli che seguono ed agli specifici “*rapporti di indagine*” da considerarsi parte integrante della presente.

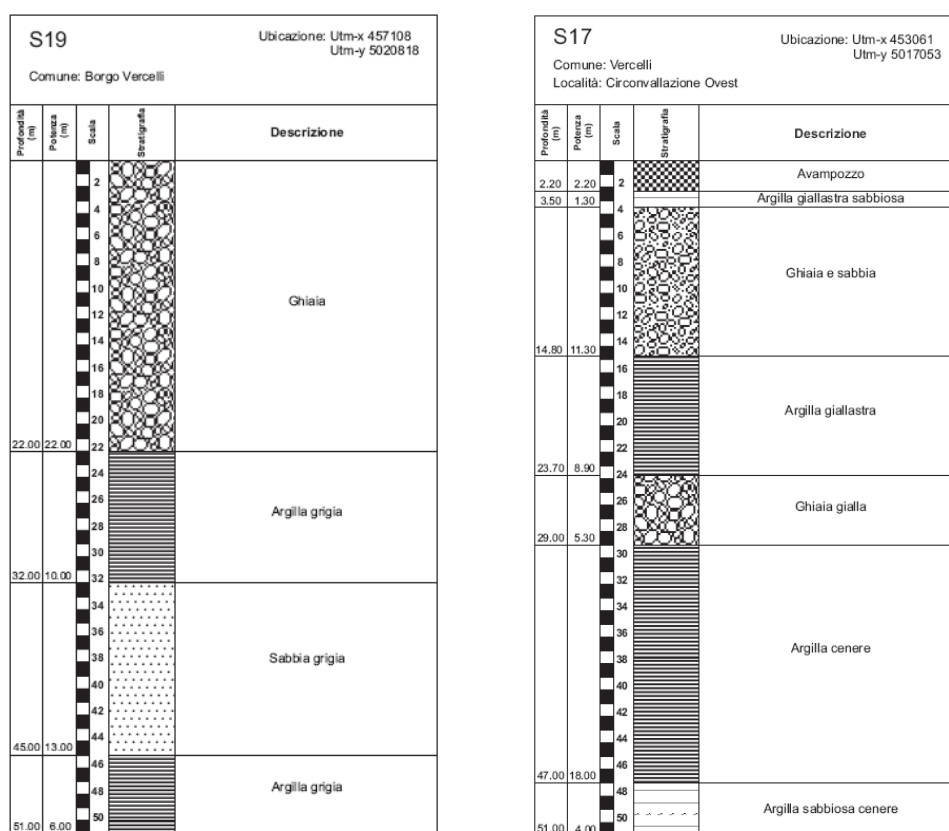


Figura n.2.1 – Stratigrafie “profonde” (da servizio geologico Provincia di Vercelli)

2.2 Dettaglio indagini 2008 e 2009

La campagna di indagine del 2009 è consistita nelle seguenti prove:

- N.4 sondaggi geognostici (denominato S1-S4) spinti a 20m di profondità dal p.c. locale ed ubicati come riportato in figura n.2.2.
- N.39 prove penetrometriche dinamiche S.P.T. in foro
- Prelievo di 4 campioni indisturbati (1 per ogni sondaggio).
- Prelievo di 14 campioni rimaneggiati dalle cassette catalogatrici.
- Esecuzione di 20 prove di permeabilità in foro.
- Installazione di un piezometro a tubo aperto di lunghezza pari a 15m nel foro di sondaggio S4
- Prove di laboratorio sui campioni prelevati

La campagna del 2008 (*Tecno Future Service*) è, invece, consistita nell'esecuzione di N.2 prove penetrometriche dinamiche (DIN1 e DIN2) spinte fino a profondità di circa 10m da p.c. locale.

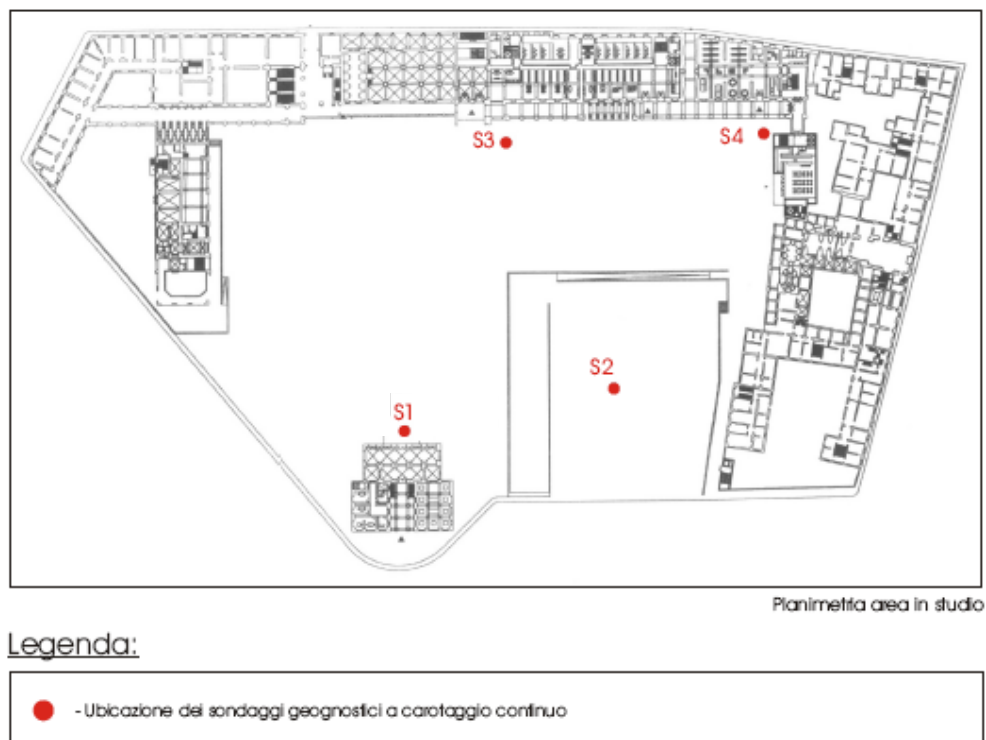


Figura n.2.2 – Ubicazione sondaggi indagine 2009

2.3 Risultati prove dinamiche indagine 2008

A puro titolo indicativo si illustra in figura n.2.3 l'andamento in funzione della profondità del numero di colpi N_{30} misurato con le prove dinamiche del 2008 (DIN1 e DIN2).

Si osserva (vedere figura n.2.2) che la prova DIN2 è stata eseguita nelle immediate vicinanze del sondaggio S1 ciò che consente di mettere in relazione i dati del penetrometro dinamico con le caratteristiche stratigrafiche del terreno.

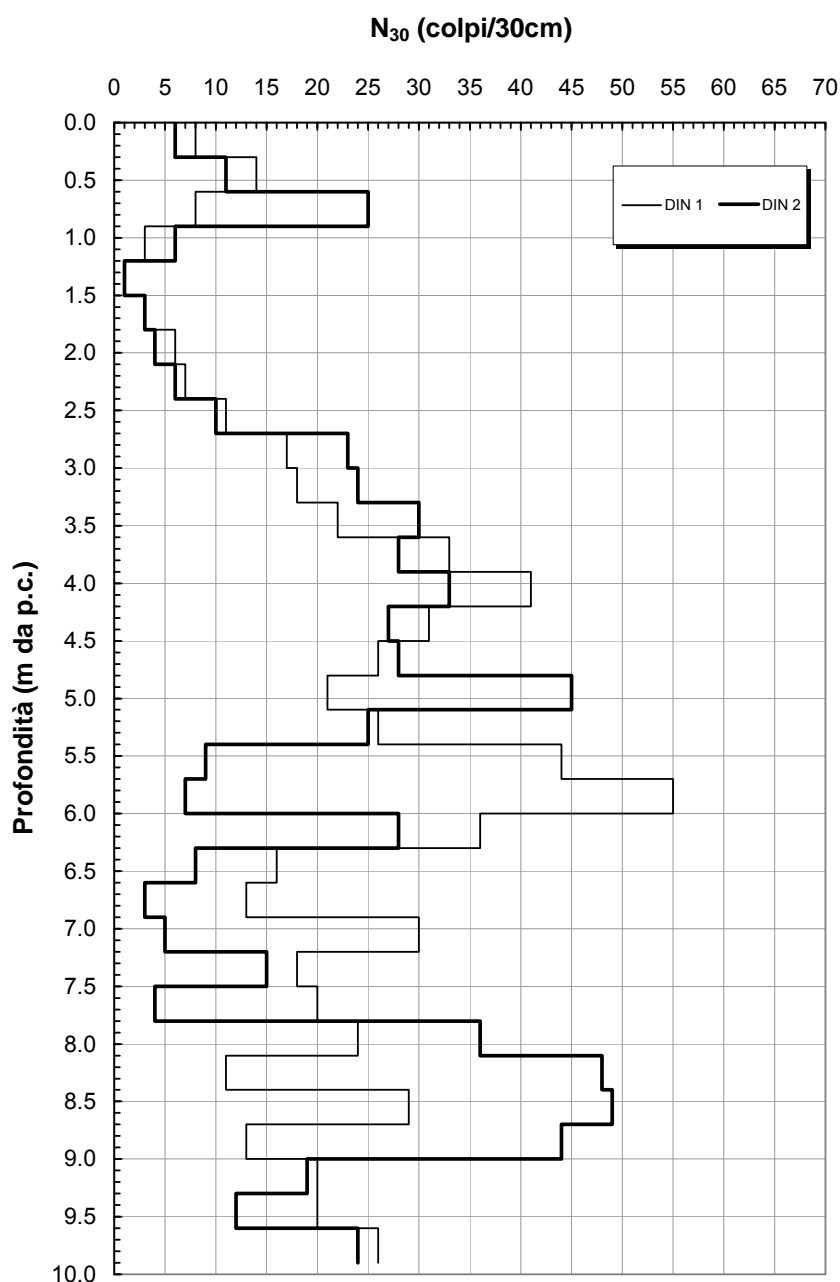


Figura n.2.3 – Numeri di colpi N_{30} prove dinamiche continue campagna 2008

2.4 Risultati prove SPT indagine 2009

In figura n.2.4 sono illustrati i risultati delle prove penetrometriche statiche di cui alla campagna di indagine 2009.

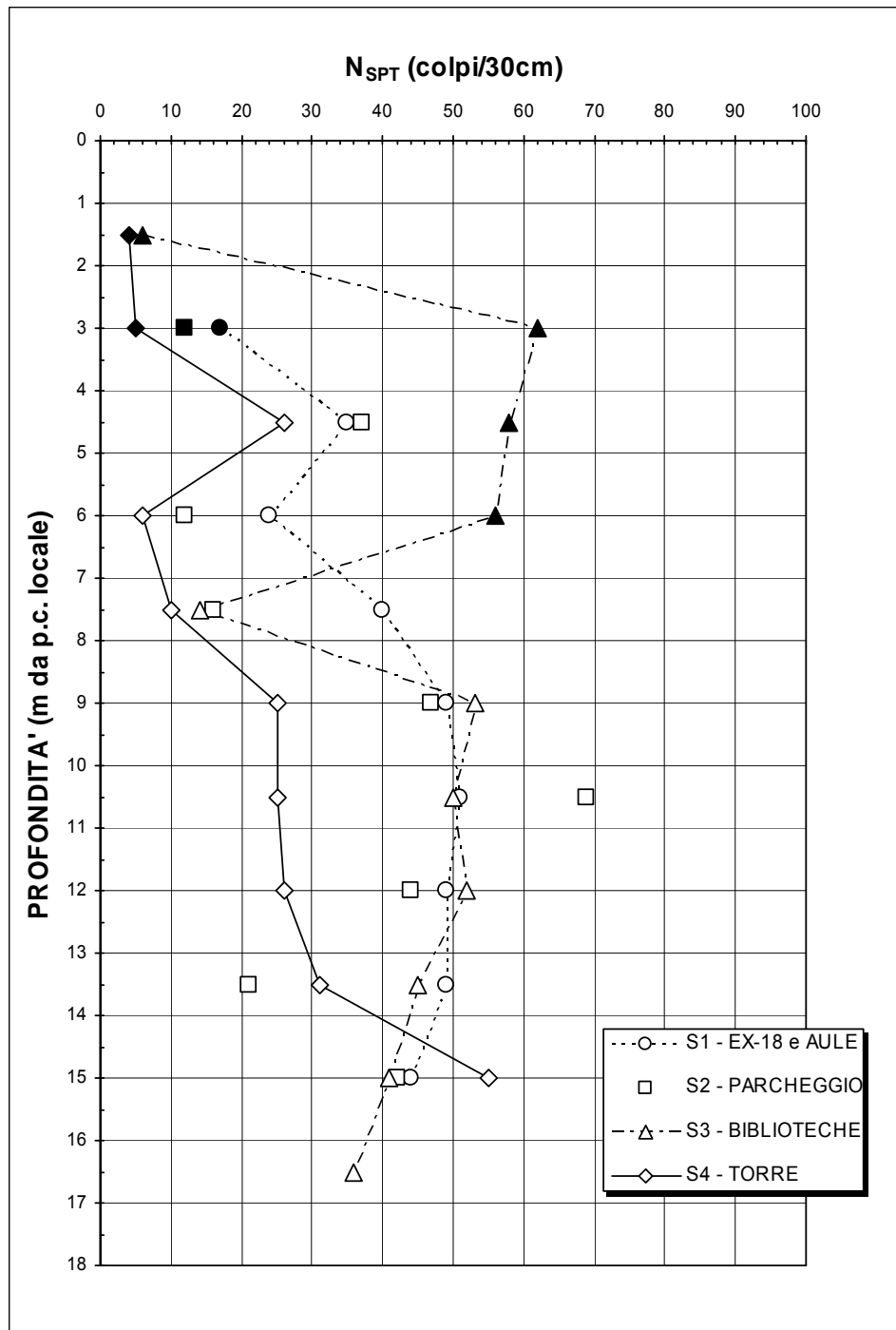


Figura n.2.4 – Risultati prove SPT campagna 2009 (in nero le prove eseguite nel riporto)

2.5 Risultati prove di pompaggio in foro indagine 2009

In tabella n.2.1 sono riassunti i valori di permeabilità ottenuti con le prove in foro.

Sondaggio	Tratto di prova (m)	Tipologia di prova	Permeabilità (m/s)
S1	2 - 2,60	C - C	$2,60 \times 10^{-4}$
	5 - 5,60	"	$> 3,12 \times 10^{-4}$
	9,50 - 10,10	"	$> 3,12 \times 10^{-4}$
	14 - 14,60	"	$> 3,12 \times 10^{-4}$
	19,50 - 20,10	C - V	$4,25 \times 10^{-6}$
S2	2,40 - 3	C - C	$2,21 \times 10^{-4}$
	5 - 5,60	"	$> 3,12 \times 10^{-4}$
	8 - 8,60	"	$> 3,12 \times 10^{-4}$
	11 - 11,60	"	$> 3,12 \times 10^{-4}$
	19,50 - 20,10	"	$6,81 \times 10^{-5}$
S3	4,70 - 5,30	C - C	$4,34 \times 10^{-4}$
	8 - 8,60	"	$> 3,12 \times 10^{-4}$
	9,70 - 10,30	"	$> 3,12 \times 10^{-4}$
	15,50 - 16,10	"	$> 3,12 \times 10^{-4}$
	19,50 - 20,10	C - V	$5,43 \times 10^{-6}$
S4	5,50 - 6,10	C - C	$3,12 \times 10^{-4}$
	8 - 8,60	"	$> 3,12 \times 10^{-4}$
	11 - 11,60	"	$> 3,12 \times 10^{-4}$
	14 - 14,60	"	$> 3,12 \times 10^{-4}$
	19,50 - 20,10	C - V	$5,09 \times 10^{-6}$

Tabella n.2.1 – Prove di permeabilità in foro - Campagna 2009

2.6 Risultati prove di laboratorio indagine 2009

In tabella n.2.2-2.5 sono riassunti i principali risultati delle prove di laboratorio eseguite sui 4 campioni indisturbati prelevati nell'ambito della formazione argillosa presente oltre i 16.5-17.5m dal p.c. locale.

Sondaggio	Id. Campione	Data di prelievo	Intervallo di prelievo (m)	Tipo di carotiere	Tipo di campionatore
S1	Campione n.1	28/07/2009	19,50 - 20	Semplice	Shelby
S2	Campione n.1	28/07/2009	18,30 - 19	Semplice	Shelby
S3	Campione n.1	23/07/2009	19,50 - 20	Semplice	Shelby
S4	Campione n.1	24/07/2009	19,50 - 20	Semplice	Shelby

Tabella n.2.2 – Caratteristiche campioni indisturbati argilla - Campagna 2009

CAMPIONE	Limite Liquido (%)	Limite Plastico (%)	Indice Plastico (%)	Indice di consistenza	Contenuto d'acqua (%)	Densità naturale (KN/m ³)	Peso specifico grani (KN/m ³)	Densità secca (KN/m ³)	Densità saturata (KN/m ³)	Porosità (%)	Indice dei vuoti	Grado di saturazione (%)	Resistenza a taglio non drenata (kPa)
S4C1	32.7	18.5	14.2	0.8	21.6	18.7	2.7	15.4	19.7	43	0.755	77.4	79
S3C1	31.7	18.0	13.7	0.9	19.4	18.6	2.7	15.5	19.8	42	0.738	71.1	132
S2C1	25.7	15.4	10.2	0.6	19.4	19.1	2.7	16.0	20.1	41	0.684	76.4	68
S1C1	31.1	16.6	14.5	0.8	18.9	19.3	2.7	16.7	20.5	38	0.617	82.7	

Tabella n.2.3 – Parametri di stato e di resistenza al taglio argilla - Campagna 2009

	Ghiaia (%)	Sabbia (%)	Limo (%)	Argilla (%)
S4C1	0	16	47	37
S3C1	0	26	50	24
S2C1	0	33	46	21
S1C1	0	15	51	34

Tabella n.2.4 – Caratteristiche granulometriche argilla - Campagna 2009

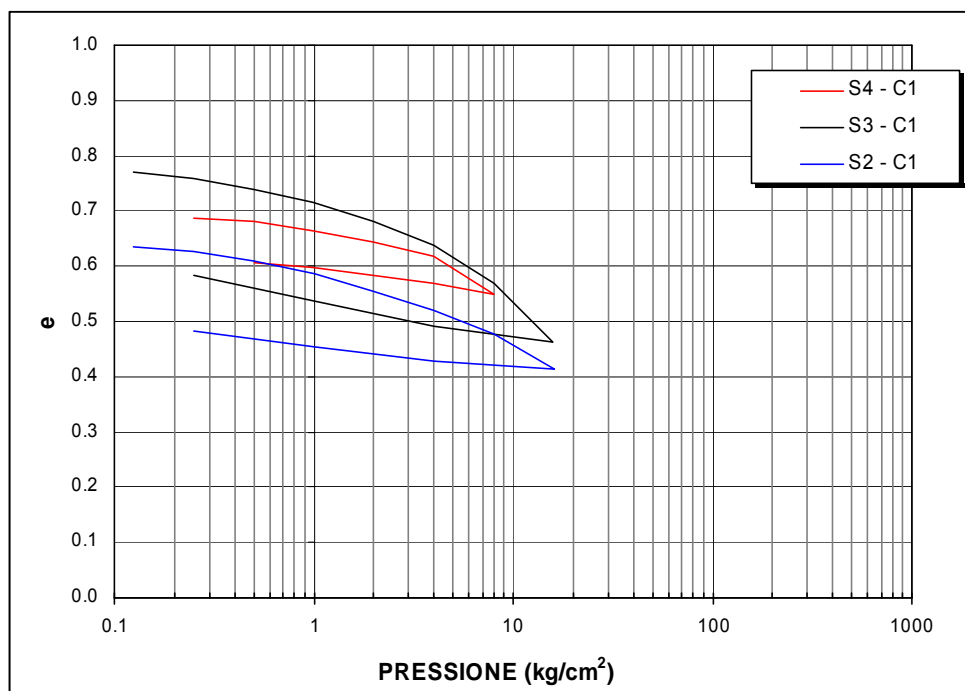


Tabella n.2.5 – Risultati prove edometriche argilla - Campagna 2009

3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO REGIONALE

Si fa riferimento a quanto documentato nello studio "*Le acque sotterranee della provincia vercellese*" (Rif. [4]). Dal punto di vista geologico la pianura vercellese è caratterizzata dalla seguente successione litostratigrafica (formazioni dalla più antica alla più recente):

- Substrato roccioso costituito da rocce di origine magmatica e metamorfica
- Depositi marini pre-pliocenici costituiti da alternanze di banchi sabbiosi e arenacei sovrastati da potenti depositi argilloso-marnosi.
- Depositi marini pliocenici costituiti da alternanze di banchi ghiaiosi e depositi sabbioso-marnosi con intercalazioni arenacee.
- Depositi di transizione tra ambiente continentale e marino (Villafranchiano) costituiti da alternanze di livelli più grossolani sabbioso-ghiaiosi e livelli più fini sabbioso-limosi con numerosi livelli torbosi legati ad ambienti lacustri.
- Depositi fluvioglaciali pleistocenici e olocenici composti prevalentemente da depositi ghiaioso-sabbiosi (fluvioglaciale Wurm) sovrastanti un'unità sabbioso-ghiaiosa con lenti argillose (fluvioglaciale Riss e Mindel).
- Depositi alluvionali costituiti prevalentemente da materiali ghiaiosi con passaggi da sabbioso-limosi ad argillosi localizzati lungo i corsi d'acqua principali.

Quanto sopra descritto è illustrato sinteticamente nell'estratto della carta geoidrologica di cui alla figura n.3.1 dalla quale si evince che l'area urbana di Vercelli (cerchio rosso) si colloca al limite tra i depositi fluvioglaciali (settore verde) ed i depositi alluvionali del fiume Sesia (settore azzurro).

Ai fini della presente si sottolinea inoltre che, come esplicitamente descritto nel citato studio, in corrispondenza dell'area urbana di Vercelli i depositi fluvio-glaciali sono caratterizzati dalla presenza, a partire da una profondità di circa 12÷15m, di un banco argilloso di spessore metrico.

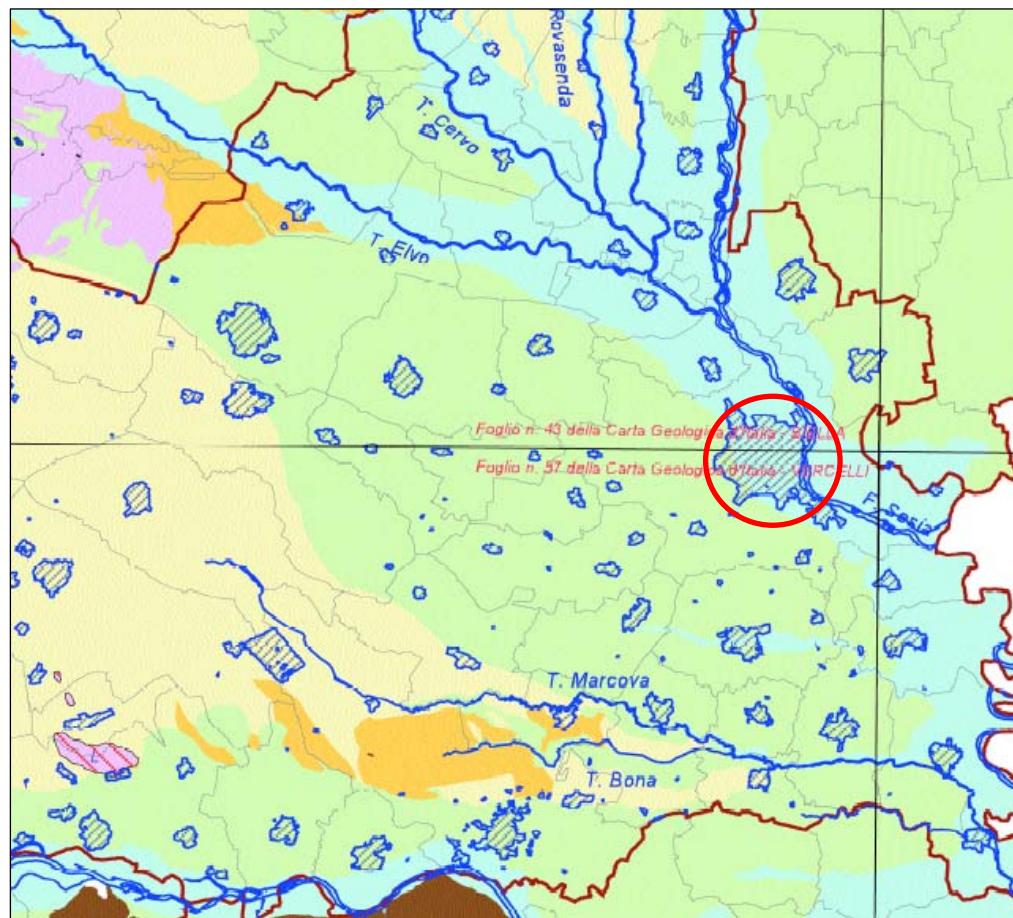


Figura n.3.1 – Carta geoidrologica della pianura vercellese

4 INQUADRAMENTO STRATIGRAFICO

4.1 *Analisi di dettaglio dei risultati della campagna di indagine*

L'analisi delle stratigrafie dei sondaggi e delle prove di laboratorio consente di mettere in evidenza quanto segue (le profondità sono riferite al p.c. locale all'atto dell'indagine):

- A. Nei primi **3.0÷4.0m** circa si riscontra la presenza di materiale di riporto molto eterogeneo passante da ghiaia con laterizi nei primi 1.0÷2.0m a sabbia o limo sabbioso con laterizi nelle porzioni più profonde.
- B. **Da 3.0÷4.0m a 5.0÷7.0m** circa di profondità il terreno è costituito da sabbia bruna/grigia con ghiaietto (passante negli ultimi 1.5m del solo sondaggio S4 a limo grigio-ocra). Tale materiale potrebbe essere anch'esso riportato anche se non ci sono evidenze a riguardo. La resistenza misurata nel corso delle prove penetrometriche può essere assunta mediamente pari a $N_{30} = 20 \div 25 \text{ colpi/30cm}$ e $N_{SPT} = 25 \div 35 \text{ colpi/30cm}$.
- C. **Da 5.0÷7.0m a 16.50÷17.5m** circa di profondità il terreno è costituito da ghiaia eterometrica con clasti (fino a 10cm). Fino a circa 9÷10m di profondità la matrice sabbiosa risulta scarsa e la resistenza dinamica risulta bassa ($N_{30} = 5 \div 15 \text{ colpi/30cm}$ e $N_{SPT} = 10 \div 20 \text{ colpi/30cm}$) a denotare un modesto grado di addensamento. Oltre tale profondità la matrice sabbiosa aumenta così come il numero di colpi SPT che risulta prossimo a 40÷50colpi/30cm. Fa eccezione il solo sondaggio S4 (torre libraria) dove il valore di SPT si mantiene prossimo a 25colpi/30cm fino a 13m di profondità.
- D. **Oltre 16.50÷17.5m** si riscontra la presenza di un banco di limo argilloso grigio-ocra poco plastico ($IP = 10 \div 15\%$) e consistente ($c_u = 70 \div 100 \text{ kPa}$). In via cautelativa si può presumere che lo spessore di detto strato risulti pari a circa 8÷10m come messo in evidenza da stratigrafie profonde eseguite nell'area di Vercelli (vedere figura n.2.1).
- E. Le stratigrafie di cui alla figura 2.1 evidenziano che al di sotto dell'argilla è presente uno strato di sabbia con caratteristiche geotecniche da accertare.

4.2 *Stratigrafia di riferimento*

Ai fini della presente (e tenendo conto dei commenti di cui al precedente paragrafo) si definisce la stratigrafia "di riferimento" di cui alla tabella n.4.1.

	Profondità (m da p.c.)	Descrizione	NOTE
STRATO 1 RIPORTO E SABBIA (LIMO)	da p.c. a 3(÷4)m	Terreno di riporto	Terreno eterogeneo passante da ghiaia con laterizi nei primi 1.0-2.0m a sabbia o limo sabbioso con laterizi nelle porzioni più profonde
	da 3(÷4)m a 5(÷7)m	Sabbia bruno-ocra passante nel solo sondaggio S4 a limo grigio-ocra	$N_{30} = 20 \div 25 \text{ colpi/30cm}$ $N_{SPT} = 25 \div 35 \text{ colpi/30cm}$ Limo sondaggio S4: $\rho_k > 2 \text{ kg/cm}^2$
STRATO 2 GHIAIA	da 5(÷7)m a 9÷10m	Ghiaia eterometrica poligenica con scarsa matrice sabbiosa	$N_{30} = 5 \div 15 \text{ colpi/30cm}$ $N_{SPT} = 10 \div 20 \text{ colpi/30cm}$
	da 9÷10m a 16.5÷17.5m	Ghiaia eterometrica poligenica con livelli sabbiosi	$N_{SPT} = 40 \div 50 \text{ colpi/30cm}$ Sondaggio S4: $N_{SPT} = 25 \text{ colpi/30cm}$
STRATO 3 LIMO/ARGILLA	oltre 16.5÷17.5m e spessore di 8÷10m (vedere anche figura 2.1)	Limo e argilla grigio-ocra poco plastico e mediamente consistente	$IP = 10 \div 15\%$ $c_u = 70 \div 100 \text{ kPa}$ $M = 6 \text{ MPa}$
STRATO 4 SABBIA	DA ACCERTARE	Sabbia con caratteristiche da accertare	Vedere figura n.2.1

Tabella n.3.1 – Stratigrafica di riferimento

4.3 Livello della falda

Rimandando alla *Relazione idrogeologica* per un'analisi approfondita dei livelli di falda, ai fini della presente si osserva che:

- La soggiacenza della falda locale in corrispondenza dell'area urbana di Vercelli risulta dell'ordine di 3÷5m dal p.c..
- Le oscillazioni dei livelli di falda sono legate al regime irriguo delle risaie e presentano escursioni dell'ordine di $\pm 1\text{m}$ rispetto al valore medio, con massimi nel periodo di giugno-luglio e minimi nel periodo di novembre-dicembre.

Ciò premesso, ai fini della presente è possibile definire i seguenti livelli di riferimento della falda (quota del p.c. locale pari a circa +131m s.l.m.):

Livello piezometrico medio di riferimento:	+127m s.l.m.
Soggiacenza media rispetto al p.c. locale:	4m
Escursione stagionale rispetto al valore medio:	±1m

5 INQUADRAMENTO SISMICO

5.1 Pericolosità sismica

Come indicatore del grado di pericolosità sismica si considera (in accordo con la Normativa vigente) l'*accelerazione orizzontale massima* su suolo roccioso.

5.1.1 Tempo di ritorno dell'evento sismico

Il valore di progetto degli indicatori di pericolosità viene definito in funzione della "*probabilità di superamento*" in un dato "*tempo di ritorno*" (tipicamente si considera una soglia di non superamento nel 90% dei casi in 50 anni ovvero una probabilità di superamento del 10% in 50 anni).

E' noto che il "*tempo di ritorno*" e la "*probabilità di superamento*" sono due grandezze tra loro correlate come segue:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

dove:

T_R = tempo di ritorno

V_R = 100 anni = periodo di riferimento dell'opera (cfr. paragrafo n.1.7)

P_{VR} = probabilità di superamento

In tabella n.5.1 sono riassunti i valori delle probabilità di superamento (P_{VR}) definite dalle Norma per gli stati limite ultimi di servizio (SLO, SLD) e ultimi (SLV, SLC) da considerarsi nelle verifiche sismiche.

STATI LIMITE	V_R (anni)	P_{VR}
SLO	100	81%
SLD		63%
SLV		10%
SLC		5%

Tabella n.5.1 – Probabilità di superamento per analisi allo stato limite

La scelta dello stato limite di verifica dipende dalla classe d'uso della struttura e dal tipo di verifica come suggerito in tabella n.5.2. Ai fini della presente si considerano come stati limite caratteristici lo stato di danno (**SLD**) e di salvaguardia della vita (**SLV**).

SL	Descrizione della prestazione	Riferimento Norme	Classe d'uso			
			I	II	III	IV
SLO	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2			x	x
	Funzionalità degli impianti	§ 7.3.7.3			x	x
SLD	Resistenza degli elementi strutturali	§ 7.3.7.1			x	x
	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2	x	x		
	Contenimento delle deformazioni del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x
	Contenimento degli spostamenti permanenti dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x
SLV	Assenza di martellamento tra strutture contigue	§ 7.2.2	x	x	x	x
	Resistenza delle strutture	§ 7.3.6.1	x	x	x	x
	Duttilità delle strutture	§ 7.3.6.2	x	x	x	x
	Assenza di collasso fragile ed espulsione di elementi non strutturali	§ 7.3.6.3	x	x	x	x
	Resistenza dei sostegni e collegamenti degli impianti	§ 7.3.6.3	x	x	x	x
	Stabilità del sito	§ 7.11.3	x	x	x	x
	Stabilità dei fronti di scavo e dei rilevati	§ 7.11.4	x	x	x	x
	Resistenza del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x
	Stabilità dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x
	Stabilità delle paratie	§ 7.11.6.3.2	x	x	x	x
	Resistenza e stabilità dei sistemi di contrasto e degli ancoraggi	§ 7.11.6.4.2	x	x	x	x
	Resistenza dei dispositivi di vincolo temporaneo tra costruzioni isolate	§ 7.2.1	x	x	x	x
SLC	Capacità di spostamento degli isolatori	§ 7.10.6.2.2	x	x	x	x

Tabella n.5.2 – Criteri di scelta dello stato limite di riferimento

In tabella n.5.3 sono riassunti i valori dei tempi di ritorno per gli stati limite considerati al variare della vita di riferimento calcolati per le probabilità di superamento di cui alla tabella n.5.1.

STRUTTURA	STATI LIMITE	$T_R = T_R(V_R)$
AULE "EX-18"	SLD	$T_R = V_R = 100$ anni
	SLV	$T_R = 9.5 V_R = 950$ anni

Tabella n.5.3 – Tempo di ritorno in funzione della vita di riferimento (tab. C.3.2.1 Istruzioni)

5.1.2 Zonazione sismica ex OPCM 3274/03

In accordo a quanto previsto dall'OPCM n.3274/03 e successive modifiche ed integrazioni le Regioni hanno classificato i comuni di competenza in 4 zone sismiche caratterizzate da un valore di accelerazione massima su suolo tipo A (a_g) definito in accordo alla tabella n.5.4 di cui al seguito.

Zona	a_g
1	0.25÷0.35
2	0.15÷0.25
3	0.05÷0.15
4	0.00÷0.05

Tabella n.5.4 – Parametri di a_g di riferimento (OM 3274/2003)

Nel caso specifico in studio il comune di Vercelli risulta classificato in zona 4 ai sensi del DGR del 17/11/2003 n.61-11017. Si precisa che i valori di a_g riportati in tabella n.5.2 sono relativi ad un tempo di ritorno pari a 475 anni inferiore al tempo di ritorno da impiegarsi nel caso in studio per le analisi allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (vedere tabella n.5.3).

5.1.3 Accelerazione massima su suolo roccioso

Il valore dell'accelerazione orizzontale massima dello specifico sito di interesse (comune di Vercelli: lat. 45.32 – Long. 8.42) viene determinato con riferimento ai valori puntuali già definiti per un'apposita griglia (10x10km) da uno studio dell'INGV e riassunti nelle tabelle di cui all'allegato B delle NTC cui si rimanda.

In particolare il valore al sito viene definito mediando (in funzione della distanza) l'entità dell'accelerazione caratteristica dei 4 nodi più prossimi al sito stesso come di seguito indicato (analogo procedimento può essere adottato per gli altri parametri sismici [F_0 e T^*_{C1}]):

$$a_g = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{a_{g,i}}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

Dove:

a_g = accelerazione massima suolo tipo A nel sito

$a_{g,i}$ = accelerazione massima suolo tipo A nell'i-esimo punto

d_i = distanza del sito da i-esimo punto

Qualora, poi, il citato reticolo non riporti il valore di accelerazione per il tempo di ritorno voluto, questo potrà essere ottenuto interpolando i dati relativi ai tempi di ritorno più prossimi come di seguito indicato (analogo procedimento può essere adottato per gli altri parametri sismici [F_0 e T^*_{C1}]):

$$\log(a_g) = \log(a_{g1}) + \log\left(\frac{a_{g1}}{a_{g2}}\right) x \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) x \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

Dove:

a_g = accelerazione massima suolo tipo A nel sito per T_R

$a_{g1} - a_{g2}$ = accelerazione massima suolo tipo A nell'i-esimo relative ai tempi di ritorno più prossimi

$T_{R1} - T_{R2}$ = tempi di ritorno più prossimi

In tabella n.5.5 è riportato il numero identificativo dei nodi considerati con relative coordinate geografiche nonché i valori di a_g ed F_0 per i tempi di ritorno più prossimi a quelli di interesse ai fini della presente.

PUNTO	ID	LAT	LONG	$T_R = 72$		$T_R = 101$		$T_R = 475$		$T_R = 975$	
				a_g	F_0	a_g	F_0	a_g	F_0	a_g	F_0
1	12693	45.33	8.37	0.208	2.56	0.239	2.54	0.364	2.64	0.427	2.65
2	12694	44.33	8.44	0.209	2.55	0.239	2.54	0.366	2.64	0.526	2.77
3	12915	45.23	8.38	0.210	2.56	0.240	2.55	0.365	2.65	0.524	2.77
4	12916	45.28	8.45	0.212	2.55	0.242	2.55	0.368	2.66	0.529	2.79

Tabella n.5.5 – Reticolo di riferimento – Coordinate e parametri spettrali

In figura n.5.1 e n.5.2 sono illustrati i valori a_g ed F_0 riportati al sito per i periodi di ritorno di cui alla tabella n.5.1.

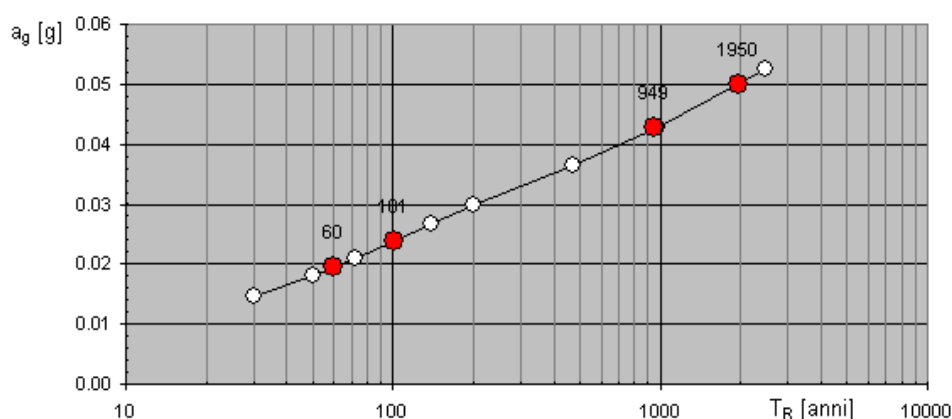


Figura n.5.1 – Accelerazione massima al sito per differenti tempi di ritorno

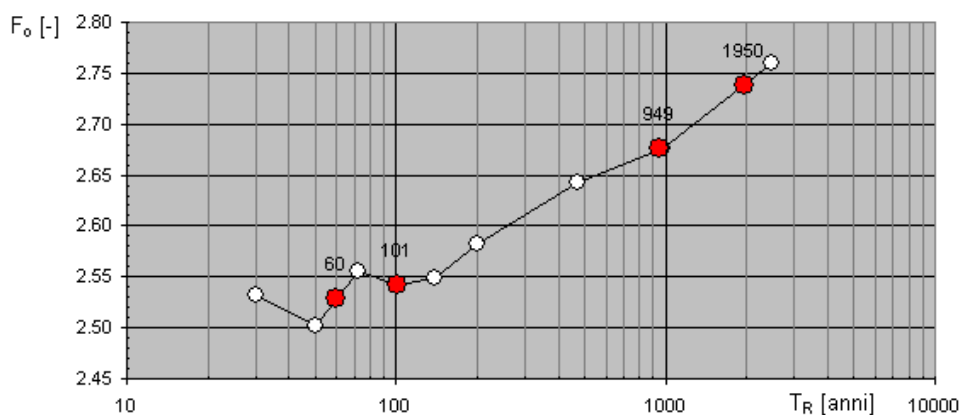


Figura n.5.2 – Valore di F_0 al sito per differenti tempi di ritorno

Per lo specifico degli stati limite di danno (SLD) e di salvaguardia della vita (SLV) si ottiene quanto riassunto in tabella n.5.6:

STRUTTURA	STATO LIMITE	T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)
AULE "EX-18"	SLD	100	0.024	2.542
	SLV	950	0.043	2.675

Tabella n.5.6 – Azione sismica al sito su suolo tipo A

A titolo di confronto, si ritiene utile osservare che l'accelerazione massima orizzontale calcolata per un tempo di ritorno pari a 475 anni (tabella n.5.5) risulta, in tutti i punti del reticolo più prossimi al sito, inferiore al massimo valore previsto dall'OPCM n.3274/03 per comuni classificati in zona 4.

5.2 Parametri di risentimento in superficie

Gli effetti di amplificazione locale dovuti alla stratigrafia ed alla conformazione topografica vengono messi in conto mediante i seguenti parametri (vedere anche figura n.5.3):

- Parametro S_S : Effetti stratigrafici
- Parametro S_T : Effetti topografici

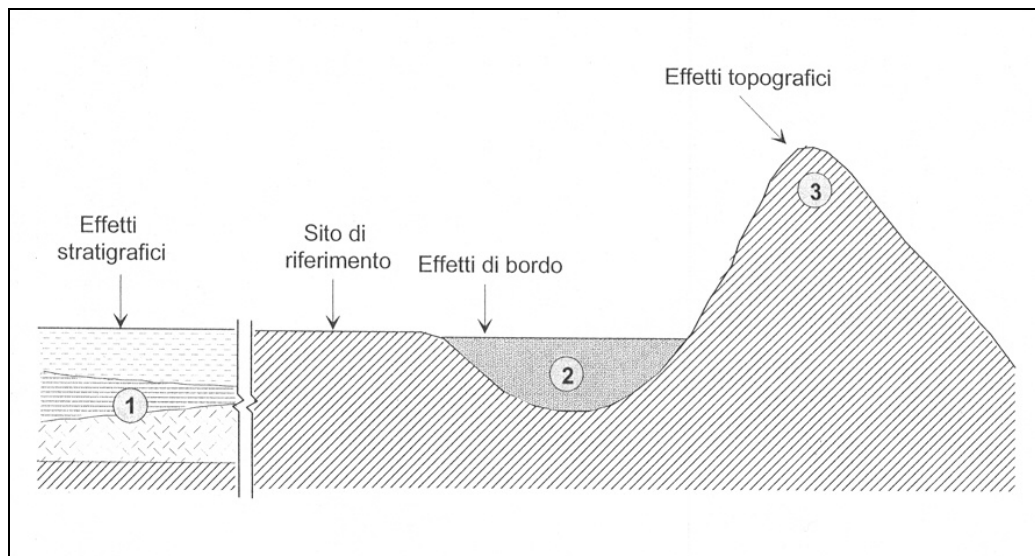


Figura n.5.3 – Possibili effetti di amplificazione

5.2.1 Effetti stratigrafici (parametro S_s)

Il parametro " S_s " che definisce gli effetti di amplificazione locale dovuti alla stratigrafia viene valutato in accordo alla seguente tabella n.5.7 in funzione delle caratteristiche del terreno nei primi 30m di profondità.

Il valore del parametro F_0 che rappresenta il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale viene ricavato dal "*reticolo di riferimento*" redatto dal INGV, pubblicato in allegato all'O.M. 3519 del 28/04/2006 e annesso all'allegato B delle NTC DM 14/01/2008).

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

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

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]

Categoria	Descrizione (tabelle 3.2.II e 3.2.III - NTC)	S_s (tabella 3.2.V - NTC)	N_{SPT} (colpi/30cm)	c_u (kPa)	V_{s-30} (m/s)
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione con spessore massimo pari a 3m	1.00	--	--	> 800
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, con spessori superiori a 30m, caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	$1.00 \leq 1.4 - (0.4 \cdot F_o \cdot a_g) \leq 1.20$	> 50	> 250	360÷800
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30m caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	$1.00 \leq 1.7 - (0.6 \cdot F_o \cdot a_g) \leq 1.50$	15÷50	70÷250	180÷360
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti con spessori superiori a 30m caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	$0.90 \leq 2.4 - (1.5 \cdot F_o \cdot a_g) \leq 1.80$	< 15	< 70	< 180
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C e D per spessore non superiore a 20m posti sul substrato di riferimento.	$1.00 \leq 2.0 - (1.1 \cdot F_o \cdot a_g) \leq 1.60$	--	--	--
S1	Depositi che includono uno strato di almeno 8m di terreno a grana fina di bassa consistenza oppure che includono almeno 3m di torba o di argille altamente organiche.	(*)	--	10÷20	< 100
S2	Depositi soggetti a liquefazione, argille sensitive, ecc.	(*)	--	--	--

(*) – Da definire sulla base di specifici studi

Tabella n.5.7 – Effetti stratigrafici – Categorie del suolo e parametro S (DM 14/01/2008)

In assenza di misure dirette della velocità delle onde di taglio la norma prevede (paragrafo n.3.2.2 – DM 14/01/2008) operare come segue:

- 1) Determinare $N_{SPT,30}$ limitatamente agli strati di terreno granulare compresi nei primi 30m di profondità:

$$N_{SPT,30} = \frac{\sum_{i=1,N} h_i}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{N_{SPT,i}}}$$

- 2) Determinare $c_{u,30}$ limitatamente agli strati di terreno coesivo compresi nei primi 30m di profondità:

$$c_{u,30} = \frac{\sum_{i=1,N} h_i}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{c_{u,i}}}$$

- 3) Individuare (tabella n.5.7) le categorie corrispondenti singolarmente ai parametri $N_{SPT,30}$ e $c_{u,30}$
- 4) Riferire il sottosuolo alla categoria peggiore di quelle individuate al punto 3 precedente.

Nel caso specifico in studio si osserva (figura n.2.4) che vale (mediamente) quanto segue:

0.0÷3.0m ($\Delta H=3.0m$):	$N_{SPT}=10\text{colpi}/30\text{cm}$
3.0÷5.0m ($\Delta H=2.0m$):	$N_{SPT}=30\text{colpi}/30\text{cm}$
5.0÷9.0m ($\Delta H=4.0m$):	$N_{SPT}=15\text{colpi}/30\text{cm}$
9.0÷16.0m ($\Delta H=7.0m$):	$N_{SPT}=45\text{colpi}/30\text{cm}$
16.0÷26.0m ($\Delta H=10.0m$) ⁽¹⁾ :	$c_u > 70\text{kPa}$
26.0÷30.0m ($\Delta H=4.0m$) ⁽¹⁾ :	$N_{SPT} > 45\text{colpi}/30\text{cm}$ ⁽²⁾

⁽¹⁾ Per lo strato argilloso si assume una potenza (vedere anche figura n.2.1) di 10m

⁽²⁾ Per le sabbie di base si considera un numero di colpi NSPT pari a quello delle soprastanti ghiaie (da verificare)

Nel complesso si ottiene pertanto:

$$N_{SPT,30} = \frac{\sum_{i=1,N} h_i}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{N_{SPT,i}}} = \frac{20m}{\frac{3m}{10} + \frac{2m}{30} + \frac{4m}{15} + \frac{7m}{45} + \frac{4m}{45}} = \frac{20}{0.88} = 22.8 \cong 23 \text{colpi} / 30 \text{cm}$$

$$c_{u,30} = \frac{\sum_{i=1,N} h_i}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{c_{u,i}}} = \frac{10m}{\frac{10m}{70}} = \frac{10}{0.143} = 70 \text{kPa}$$

Da cui:

$N_{SPT,30} = 23 \text{colpi}/30 \text{cm} \rightarrow \text{Terreno tipo C}$

$c_{u,30} = 70 \text{kPa} \rightarrow \text{Terreno tipo C}$

Complessivamente:

Terreno tipo C $\rightarrow S_s = 1.50$

5.2.2 Effetti topografici (parametro S_T)

Per quanto concerne gli effetti di amplificazione dovuti alla topografia del sito si fa riferimento alla tabella n.5.8 ed alla relativa figura n.5.4 di cui al seguito.

Nel caso particolare in esame (terreno pressoché pianeggiante) si assume:

$$S_T = 1.0$$

Descrizione del pendio	S_T
Siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi larghezza di cresta molto inferiore alla larghezza di base e pendenza media $> 30^\circ$	1.4
Siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi larghezza di cresta molto inferiore alla larghezza di base e pendenza media superiore a 15°	1.2
Siti in prossimità del ciglio superiore di pendii scoscesi isolati (pendenza media superiore a 15°)	1.2
Altri casi	1.0

Tabella n.5.8 – Coefficiente di amplificazione topografica

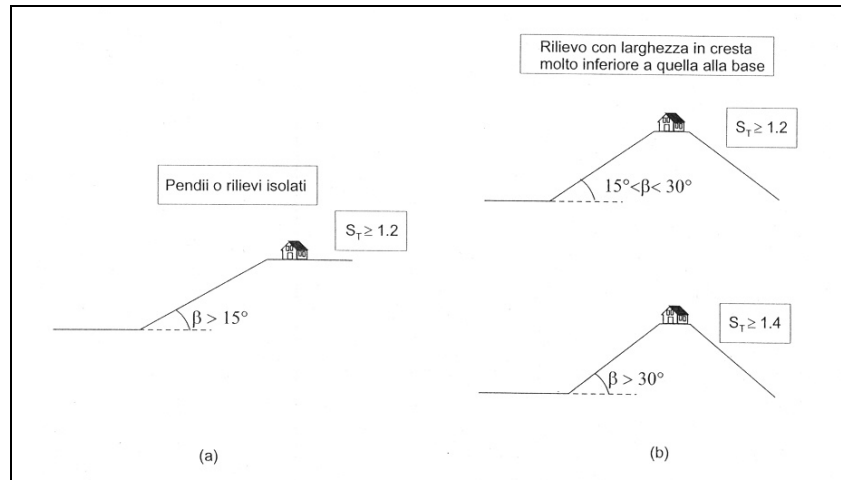


Figura n.5.4 – Coefficiente di amplificazione topografica

5.2.3 Azione sismica di progetto

L'azione sismica di progetto (a_{\max}) è data dal prodotto tra l'accelerazione su suolo roccioso (a_g) ed i coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica (S_S e S_T):

$$a_{\max} = a_g \cdot S_S \cdot S_T$$

Nel caso in esame si ottiene:

AULE e "EX-18"

SLV ($T_R = 950$ anni): $a_{\max} = 0.065g$

SLD ($T_R = 101$ anni): $a_{\max} = 0.036g$

5.3 Sintesi dei parametri che regolano la pericolosità sismica del sito

Si riassumono di seguito i parametri che consentono di valutare la pericolosità sismica del sito.

Periodi di ritorno

Periodo di ritorno:	100 anni	(analisi SLD)
	950 anni	(analisi SLV)

Risposta su suolo roccioso (tipo A) affiorante

Accelerazione di picco:	$a_g = 0.024g$	(analisi SLD)
-------------------------	----------------	---------------

$$a_g = 0.043g \quad (\text{analisi SLV})$$

Effetti di amplificazione e risentimento in superficie

Categoria suolo:	C
Coefficiente di amplificazione stratigrafica:	$S_S = 1.50$
Coefficiente di amplificazione topografica:	$S_T = 1.00$
Accelerazione massima al sito:	$a_g = 0.036g$ (analisi SLD)
	$a_g = 0.065g$ (analisi SLV)

5.4 Considerazioni sul potenziale di liquefazione

In accordo a quanto prescritto dalla norma vigente la verifica del potenziale di liquefazione può essere omessa qualora si verifichi almeno una delle condizioni sotto elencate:

- Magnitudo dell'evento atteso $M < 5$.
- Accelerazione massima al suolo (a_{max}) in condizioni di free-field inferiore a $0.1g$.
- Profondità media stagionale della falda superiore a 15m e fondazioni di tipo superficiale.
- Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$
- Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella figura n.5.5 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ ed in figura n.5.6 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$ [$U_c = D_{60}/D_{10}$]

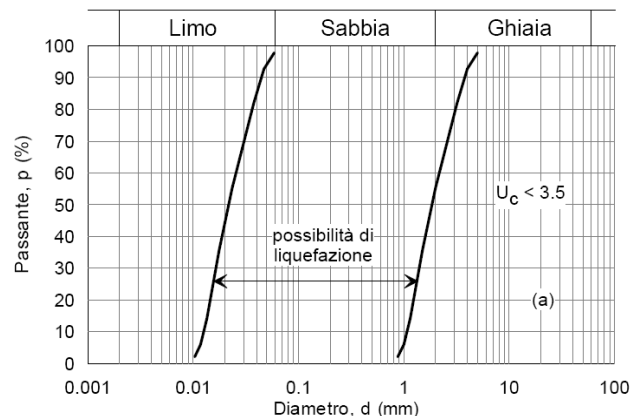


Figura n.5.5 – Fuso di terreno suscettibile di liquefazione ($U_c < 3.5$)

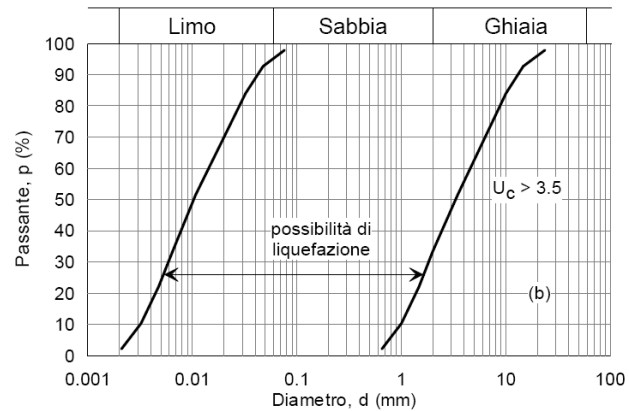


Figura n.5.6 – Fuso di terreno suscettibile di liquefazione ($U_c > 3.5$)

Posto che la accelerazione massima non supera il valore di 0.1g, è possibile escludere a priori che il sito possa essere soggetto a fenomeni di liquefazione.

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Per il dettaglio delle correlazioni di letteratura utilizzate nella caratterizzazione geotecnica si rimanda alla appendice B.

6.1 Riporto

Il terreno di riporto è presente sul sito con spessori importanti (2.0÷3.0m) ed è costituito da materiale molto eterogeneo passante da ghiaia con laterizi nei primi 1.0÷2.0m a sabbia o limo sabbioso con laterizi nelle porzioni più profonde. Si omette la caratterizzazione geotecnica in quanto tale materiale dovrà essere interamente bonificato se presente in corrispondenza delle nuove strutture di fondazione.

6.2 Sabbia (e limo) da 3÷4m a 5÷7m

Si tratta di sabbia bruna/grigia con ghiaietto (passante nel solo sondaggio S4 a limo grigio-ocra nell'ultimo 1.5m). Si osserva che tale materiale potrebbe essere stato anch'esso riportato anche se non ci sono evidenze a riguardo.

Per la sabbia si può pertanto assumere

$$N_{30} = 20 \div 25 \text{ colpi/30cm}$$

$$N_{\text{SPT}} = 25 \div 35 \text{ colpi/30cm}$$

$$\gamma = \text{peso di volume} = 18(\div 19) \text{ kN/mc}$$

$$D_R = \text{densità relativa} = 60 \div 80\%$$

$$c'_k = \text{coesione efficace} = 0 \text{ kPa}$$

$$\phi'_{cv} = \text{angolo di attrito a volume costante} > 32^\circ$$

$$\psi = \text{angolo di dilatanza} > 4 \div 6^\circ$$

$$\phi'_p = \text{angolo di attrito di picco} = 36 \div 38^\circ$$

$$\phi'_k = \text{angolo di attrito caratteristico} = 34 \div 35^\circ$$

$$E'_{(0.1\%)} \cong \text{modulo elastico} = 25 \div 30 \text{ MPa}$$

$$E'_{(0.01\%)} \cong \text{modulo elastico} = 50 \div 60 \text{ MPa}$$

$$E'_{ur} = \text{modulo elastico in scarico/ricarico} = 1.5 \div 2.0 E'$$

$$\nu = \text{coefficiente di Poisson} = 0.3$$

Per il solo strato di limo incontrato tra -4.5 e -6.0m nel sondaggio S4 si assume

$$\text{Resistenza Poket Penetrometer} > 200 \text{ kPa}$$

$$c_{u-k} = \text{coesione efficace} > 100 \text{ kPa}$$

$$\gamma = \text{peso di volume} = 18(\div 19) \text{ kN/mc}$$

$$c'_k = \text{coesione efficace} = 0 \text{ kPa}$$

ϕ'_k = angolo di attrito efficace = $28(+30)^\circ$

M = modulo edometrico = 10MPa

E' = modulo elastico = $7\div 8$ MPa

ν = coefficiente di Poisson = 0.3

6.3 Ghiaia da 5÷7m a 17m

Si tratta di ghiaia eterometrica con clasti (fino a 10cm). Fino a circa 9÷10m di profondità la matrice sabbiosa appare scarsa e l'addensamento modesto. Oltre tale profondità aumenta il contenuto di sabbia e anche lo stato di addensamento.

Da 5÷7m ino a 9÷10m di profondità si può assumere

$N_{30}=5\div 15$ colpi/30cm

$N_{SPT}=10\div 20$ colpi/30cm

γ = peso di volume = $(19\div)20$ kN/mc

D_R =densità relativa = $40\div 50\%$

c'_k = coesione efficace = 0kPa

ϕ'_{cv} = angolo di attrito a volume costante $> 33\div 34^\circ$

ψ = angolo di dilatanza $> 2\div 3^\circ$

ϕ'_p = angolo di attrito di picco = $35\div 37^\circ$

ϕ'_k = angolo di attrito caratteristico = $34\div 35^\circ$

$E'_{(0.1\%)} \cong$ modulo elastico = $10\div 20$ MPa (crescente con la profondità)

$E'_{(0.01\%)} \cong$ modulo elastico = $20\div 40$ MPa (crescente con la profondità)

E'_{ur} = modulo elastico in scarico/ricarico = $1.5\div 2.0 E'$

ν = coefficiente di Poisson = 0.3

Oltre i 9÷10m di profondità si può assumere

$N_{SPT}=40\div 50$ colpi/30cm

γ = peso di volume = $(19\div)20$ kN/mc

D_R =densità relativa = $80\div 90\%$

c'_k = coesione efficace = 0kPa

ϕ'_{cv} = angolo di attrito a volume costante $> 33\div 34^\circ$

ψ = angolo di dilatanza $> 7\div 8^\circ$

ϕ'_p = angolo di attrito di picco = $40\div 42^\circ$

ϕ'_k = angolo di attrito caratteristico = $37\div 38^\circ$

$E'_{(0.1\%)} \cong$ modulo elastico = $(40\div)50$ MPa

$E'_{(0.01\%)} \cong$ modulo elastico = $80\div 100$ MPa

E'_{ur} = modulo elastico in scarico/ricarico = $1.5 \div 2.0 E'$

ν = coefficiente di Poisson = 0.3

Oltre i 9÷10m e fino a 13m di profondità per il solo sondaggio S4 si può assumere

$N_{SPT} \approx 25 \text{ colpi/30cm}$

γ = peso di volume = $(19 \div 20) \text{ kN/mc}$

D_R = densità relativa $\approx 60\%$

c'_k = coesione efficace = 0 kPa

ϕ'_{cv} = angolo di attrito a volume costante $> 33 \div 34^\circ$

ψ = angolo di dilatanza $> 3 \div 4^\circ$

ϕ'_p = angolo di attrito di picco = $36 \div 38^\circ$

ϕ'_k = angolo di attrito caratteristico = $35 \div 36^\circ$

$E'_{(0.1\%)} \cong$ modulo elastico $\approx 25 \text{ MPa}$

$E'_{(0.01\%)} \cong$ modulo elastico $\approx 50 \text{ MPa}$

E'_{ur} = modulo elastico in scarico/ricarico = $1.5 \div 2.0 E'$

ν = coefficiente di Poisson = 0.3

6.4 Argille e limi di base (oltre 17m)

Si tratta di un banco di limo con argilla per il quale si possono assumere i seguenti parametri geotecnici caratteristici.

CF = contenuto di fine = $70 \div 85\%$

CA = contenuto di argilla = $20 \div 35\%$

LL = limite liquido = $25 \div 30\%$

LP = limite plastico = $15 \div 18\%$

IP = indice plastico = $10 \div 15\%$

W_n = contenuto d'acqua naturale = $19 \div 21\%$

GS = grado di saturazione = $70 \div 80\%$

γ = peso di volume naturale = $18.5 \div 19.5 \text{ kN/mc}$

e_o = indice dei vuoti iniziale = $0.60 \div 0.75$

c_{u-k} = resistenza al taglio non drenata $> 70 \text{ kPa}$

M = modulo edometrico $\approx 6 \div 7 \text{ MPa}$ (da prove edometriche)

E_u = modulo non drenato $> 30 \text{ MPa}$

ν' = coefficiente di Poisson = 0.3

c'_k = coesione efficace = $0 \div 5 \text{ kPa}$

ϕ'_k = angolo di attrito efficace = $28(\div 30)^\circ$

7 VERIFICA DELLE FONDAZIONI DELL'EDIFICIO "EX PADIGLIONE 18" ESISTENTE

7.1 Modello geotecnico di riferimento

Per la verifica geotecnica delle strutture di fondazione dell'edificio EX-18 si fa riferimento al sondaggio S1 (indagine 2009) ed alle prove dinamiche DIN1 e DIN2 (indagine 2008). Si assume pertanto (tabella n.8.1):

DA	A	DESCR.	γ' (kN/mc)	ϕ'_k (°)	c'_k (kPa)
0.0	2.0/2.5	RIPORTO	--	--	--
2.0/2.5	5.0	SABBIA	19	34	0
5.0	9.0	GHIAIA	20	34	0
9.0	16.5	GHIAIA	20	38	0

Tabella n.8.1 - Parametri geotecnici per verifiche fondazioni edificio EX-18

7.2 Carichi e geometria delle strutture esistenti

I valori dei carichi (stato di fatto e di progetto) sono stati stimati dal *Progettista* delle strutture in elevazione (si tratta di valori caratteristici calcolati con coefficienti parziali unitari sulle azioni); la geometria delle fondazioni è stata verificata in sito mediante ispezione visiva diretta.

Si considerano i seguenti casi rappresentativi.

Plinto isolato

Dimensioni in pianta:	1.71 x 2.67m
Quota di imposta:	$h > 1.6\text{m}$ da quota +0.00
Carico stato di fatto:	$N_{sf} = 1'150\text{kN}$
Carico di progetto:	$N_p = 1'500\text{kN}$ (+30%)

Trave rovescia

Larghezza:	0.75m
Quota di imposta:	$h > 2.3\text{m}$ da quota +0.00
Carico stato di fatto:	$N_{sf} = 300\text{kN/m}$
Carico di progetto:	$N_p = 360\text{kN/m}$ (+20%)

7.3 Verifica di capacità portante

Per la verifica di capacità portante si considera una pressione (q) stabilizzante esterna alla fondazione pari a 30kPa. Si ottiene (vedere anche appendice C per la metodologia seguita):

Plinto isolato

$$q_{lim} \cong 1'440\text{kPa}$$

$$q_{med-sf} \cong 250\text{kPa} \quad (FS=5.8)$$

$$q_{med-p} \cong 330\text{kPa} \quad (FS=4.4)$$

Trave rovescia

$$q_{lim} \cong 1'000\text{kPa}$$

$$q_{med-sf} \cong 400\text{kPa} \quad (FS=2.5)$$

$$q_{med-p} \cong 480\text{kPa} \quad (FS=2.1)$$

Si osserva che:

- A. La riduzione del fattore di sicurezza (definito come rapporto tra la pressione media e la pressione limite) risulta proporzionale all'aumento del carico ovvero pari a circa 30% nel caso dei plinto e pari a circa 20% nel caso della trave
- B. In tutti i casi il fattore di sicurezza FS risulta superiore a 2 anche nelle condizioni di progetto, ciò che può (viste anche le ipotesi cautelative alla base del calcolo) ritenersi del tutto accettabile nel caso di fondazioni esistenti.

7.4 Considerazioni sui cedimenti

Si considera che un aumento del carico di progetto contenuto nel 20÷30% dell'attuale non possa comportare cedimenti significativi per la struttura.

8 APPENDICE A – VERIFICHE GEOTECNICHE AGLI STATI LIMITE

8.1 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:

1. 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.

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:

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

8.2 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 A.1) cui vengono a corrispondere differenti tempi di ritorno. Per una guida sulla scelta dello stato limite da considerare si rimanda alla tabella A.2.

STATI LIMITE ULTIMI		P _{VR}
Stati limite ultimi	SLV (salvaguardia della vita)	10%
	SLC (collasso)	5%

Tabella A.1– Probabilità di superamento per differenti stati limite ultimi

SLV	Assenza di martellamento tra strutture contigue	§ 7.2.2	x	x	x	x
	Resistenza delle strutture	§ 7.3.6.1	x	x	x	x
	Duttilità delle strutture	§ 7.3.6.2	x	x	x	x
	Assenza di collasso fragile ed espulsione di elementi non strutturali	§ 7.3.6.3	x	x	x	x
	Resistenza dei sostegni e collegamenti degli impianti	§ 7.3.6.3	x	x	x	x
	Stabilità del sito	§ 7.11.3	x	x	x	x
	Stabilità dei fronti di scavo e dei rilevati	§ 7.11.4	x	x	x	x
	Resistenza del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x
	Stabilità dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x
	Stabilità delle paratie	§ 7.11.6.3.2	x	x	x	x
	Resistenza e stabilità dei sistemi di contrasto e degli ancoraggi	§ 7.11.6.4.2	x	x	x	x
SLC	Resistenza dei dispositivi di vincolo temporaneo tra costruzioni isolate	§ 7.2.1	x	x	x	x
	Capacità di spostamento degli isolatori	§ 7.10.6.2.2	x	x	x	x

Tabella A.2 – Criteri di scelta dello stato limite di riferimento

8.3 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 A.3) cui vengono a corrispondere differenti tempi di ritorno. Per una guida sulla scelta dello stato limite da considerare si rimanda alla tabella A.4.

STATI LIMITE		P _{VR}
Stati limite di servizio	SLO (operatività)	81%
	SLD (danno)	63%

Tabella A.3– Probabilità di superamento per differenti stati limite di servizio

SL	Descrizione della prestazione	Riferimento Norme	Classe d'uso			
			I	II	III	IV
SLO	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2			x	x
	Funzionalità degli impianti	§ 7.3.7.3			x	x
SLD	Resistenza degli elementi strutturali	§ 7.3.7.1			x	x
	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2	x	x		
	Contenimento delle deformazioni del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x
	Contenimento degli spostamenti permanenti dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x

Tabella A.4 – Criteri di scelta dello stato limite di riferimento

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

8.4 I coefficienti parziali

8.4.1 I coefficienti parziali sulle azioni

In tabella A.5 sono riassunti i valori dei *coefficienti parziali sulle azioni* definiti in accordo con il DM 14/01/2008 da impiegarsi nelle analisi dei differenti stati limite.

	Strutturali e permanenti definiti (γ_{G1})		Permanenti non compiutamente definiti (γ_{G2})		Variabili (γ_{Qi})	
	Sfavorevoli	Favorevoli	Sfavorevoli	Favorevoli	Sfavorevoli	Favorevoli
EQU	1.1	0.9	1.5	0.0	1.5	0.0
A₁ (STR)	1.3	1.0	1.5	0.0	1.5	0.0
A₂ (GEO)	1.0	1.0	1.3	0.0	1.3	0.0
UPL	1.1	0.9	1.5	0.0	1.5	0.0
HYD	1.3	0.9	1.5	0.0	1.5	0.0
SISMA (¹)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0
(¹) – paragrafo n.7.11.1 NTC						

Tabella n.A.5 – Coefficienti parziali sulle azioni per analisi SLU

8.4.2 I coefficienti parziali sulla resistenza dei materiali

In tabella A.6 sono riassunti i valori dei *coefficienti parziali sulla resistenza dei materiali* definiti in accordo con il DM 14/01/2008 da impiegarsi nelle analisi dei differenti stati limite.

	γ_M				
	$\tan(\phi')$	c'	c_u	q_u	γ
M₁ (STR)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
M₂ (GEO)	1.25	1.25	1.4	1.6	1.0
UPL / HYD / EQU	1.25	1.25	1.4	1.6	1.0
SISMA (STR)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
SISMA (GEO-UPL-HYD-EQU)	1.25	1.25	1.4	1.6	1.0

Tabella A.6 – Coefficienti parziali sulla resistenza per analisi SLU

8.4.3 I coefficienti parziali sulla resistenza calcolata ed i fattori di correlazione

Per i coefficienti parziali sulle resistenze calcolate (R_1 , R_2 e R_3) nonché per i fattori di correlazione (ξ) si rimanda al dettaglio delle singole verifiche.

8.5 Gli approcci progettuali

In tabella A.7 sono riassunti i criteri per la combinazione dei coefficienti parziali A, M e R (cfr. tabelle paragrafo precedente) relative ai due approcci progettuali previsti dalle NTC (cfr. paragrafo n.6.4.3 e 2.5.3).

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

Tabella A.7 – Approcci e combinazioni dei coefficienti parziali

9 APPENDICE B – INTERPRETAZIONE PROVE SPT

I risultati delle prove penetrometriche dinamiche (SPT) sono stati utilizzati per la caratterizzazione delle formazioni granulari.

9.1 Correzioni preliminari del dato SPT misurato in campagna

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%:

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

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

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

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

9.2 Densità relativa

Si riferisce a quanto indicato in Skempton (1986) per sabbie silicee e non cementate normal consolidate:

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

Dove:

D_R = densità relativa

[-]

N_{SPT} = colpi prova SPT

[colpi/30cm]

σ'_{vo} = tensione verticale efficace

[kg/cm²]

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

Tipo di materiale	A	B
Sabbie fini	27.5	27.5
Sabbie grosse	43.3	21.7

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

9.3 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 B.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 B.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.

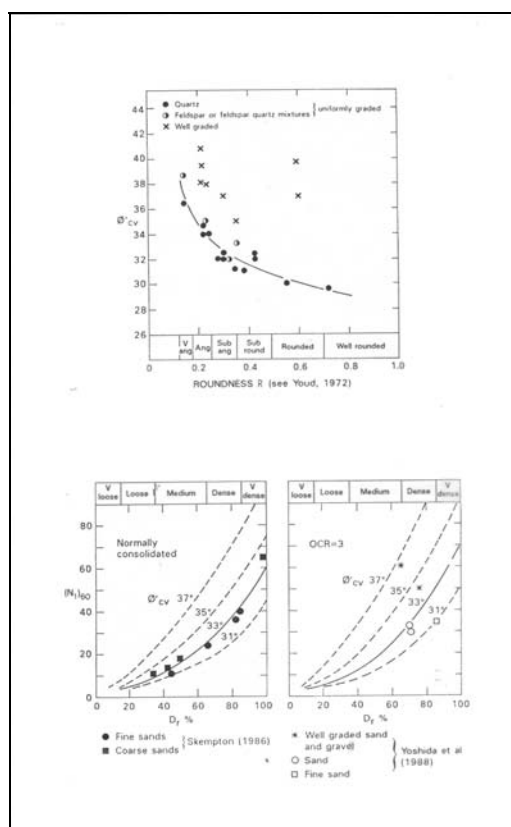


Figura B.1 – Da Bolton (1986)

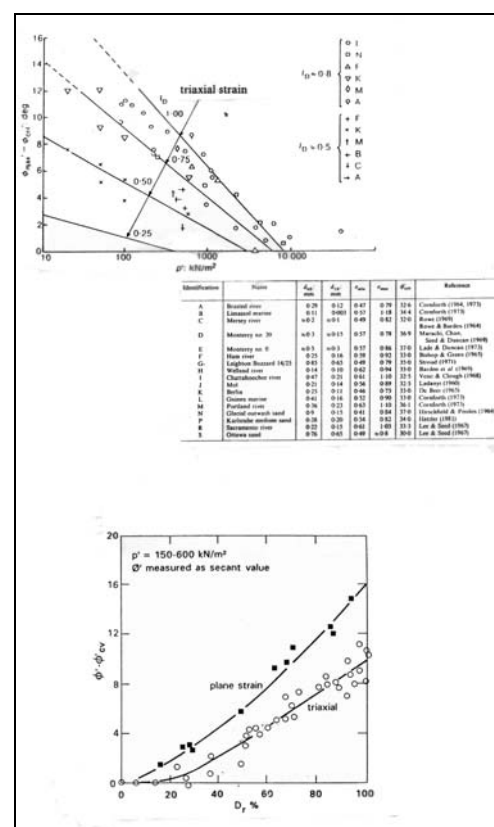


Figura B.2 – Da Bolton (1986)

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 B.3).

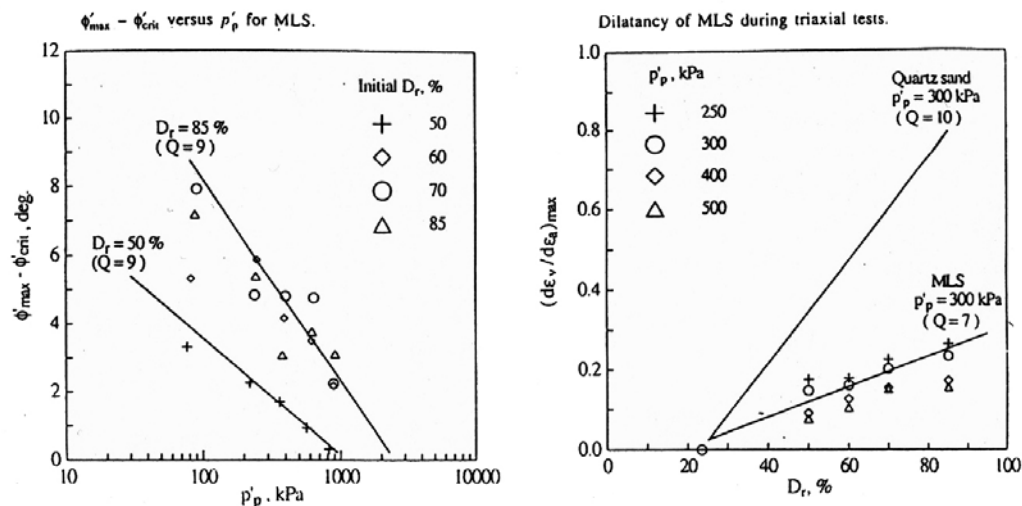


Figura B.3 – Da An-Bin Huang et al. (1999)

9.4 Modulo elastico di Young secante per deformazioni superiori a 0.1%

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.

Tale circostanza trova buon riscontro nelle correlazioni proposte da Stroud (1988) in base alle quali si può scrivere (per 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 B.4) 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:

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

per $FS=5 \div 10 \rightarrow E'/N_{60} \cong 1.1$

per $FS=10 \div 20 \rightarrow E'/N_{60} \cong 1.2 \div 1.5$

per $FS > 20 \rightarrow E'/N_{60} \cong 1.5 \div 2.5$

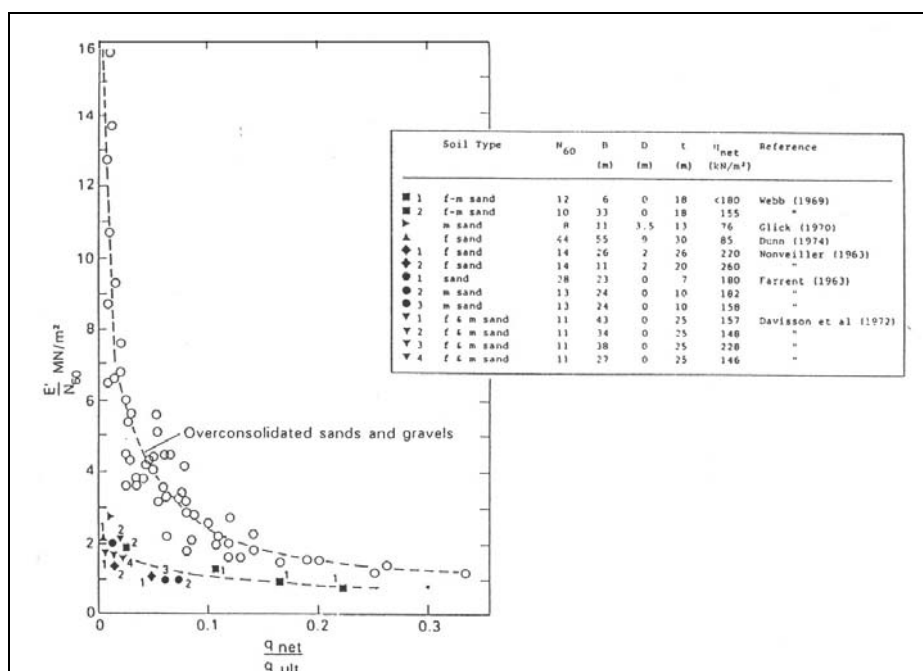


Figura B.4 – Da Stroud (1988)

10 APPENDICE C – CAPACITÀ PORTANTE LIMITE

10.1 Metodo di calcolo

Per il calcolo della capacità portante limite del terreno di fondazione (carico a rottura) si fa riferimento ai tradizionali metodi basati sulla teoria dell'equilibrio limite così come originariamente proposti da Brinch-Hansen (1970) per terreno omogeneo.

In particolare si adotta 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 (figura n.C.1) che il fattore di capacità portante (N_γ) risulta in questo caso intermedio tra quanto definito in Hansen (1970) e in Caquot & Kerisel (1953).

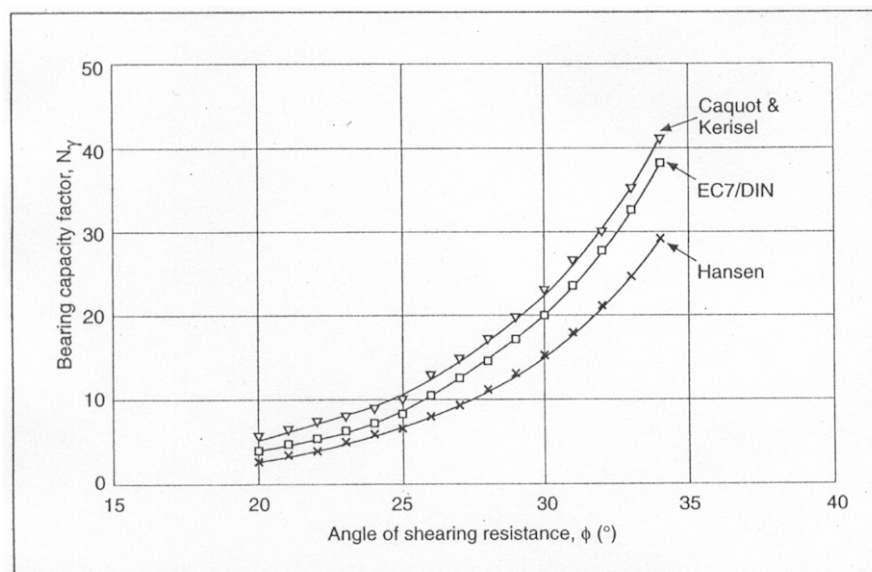


Figura n.C.1 – Fattore di capacità portante N_γ

Valgono le seguenti ipotesi generali:

- Fondazioni rigide ed isolate.
- Piano di posa e di campagna orizzontali.
- Si assume che il sovraccarico del terreno posto al di sopra della quota di imposta agisca solo come forza esterna stabilizzante.
- Si trascura, a favore di sicurezza, la preconsolidazione dovuta allo scavo fino alla quota di imposta.

Si riportano di seguito le espressioni dei fattori di capacità portante e dei fattori correttivi (forma ed inclinazione del carico):

- 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):

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

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

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

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

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

Nel complesso si ottiene quanto segue:

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

dove:

B' = dimensione minima effettiva della fondazione

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

s_γ, s_q, s_c = fattori di forma

i_γ, i_q, i_c = fattori di inclinazione del carico

10.2 Effetto della eccentricità del carico

In presenza di carichi eccentrici si ricorre al criterio proposto Meyerhof (figura n.C.2) che prevede di calcolare la capacità del terreno con riferimento all'area "netta" (B', L'):

$$B' = B - 2e_1$$

$$L' = L - 2e_2$$

dove:

B, L = dimensioni "reali" della fondazione;

e_1, e_2 = eccentricità del carico

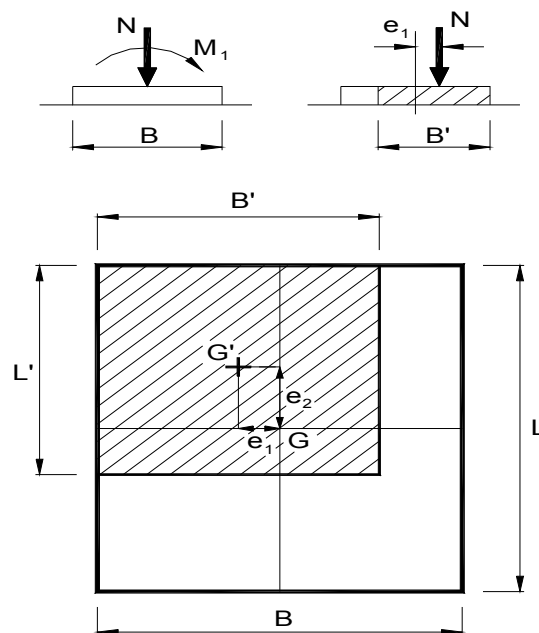


Figura n.C.2 – Criterio di Meyerhof per il calcolo della fondazione reagente

10.3 Influenza della falda

Per tener conto dell'influenza della falda sul terreno sottostante il piano di fondazione si fa riferimento ad un peso di volume corretto (γ_c) secondo il seguente procedimento (si veda anche figura n.C.3):

$\gamma_c = \gamma' + z_w/B (\gamma' - \gamma_w)$	se $0 \leq z_w \leq B$
$\gamma_c = \gamma$	se $z_w \geq B$
$\gamma_c = \gamma'$	se il piano di posa è collocato sotto falda

dove:

z_w = distanza tra il piano d'imposta della fondazione e la falda.

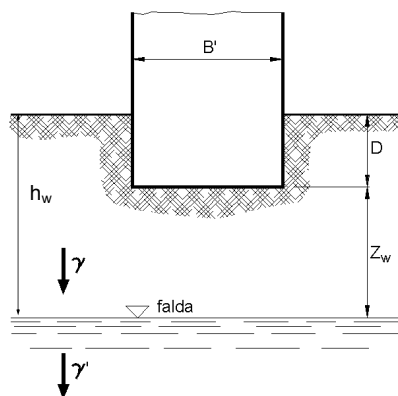


Figura n.C.3 – Influenza della falda

10.4 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 (vedere tabella C.1)

Si verifica che valga:

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

Dove:

q_d = pressione media (Meyerhof) all'impasta (da calcolare con fattori di cui a tabella C.2)

q_{lim} = resistenza limite del terreno (da calcolare con fattori di cui a tabella C.2)

γ_R = coefficiente globale sulla resistenza di calcolo

I valori della pressione media all'impasta e della resistenza limite di calcolo sono definiti in rapporto ai seguenti coefficienti parziali (tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.I delle NTC):

CASO	γ _F			γ _M				γ _R
	Permanenti sfavorevoli		Accidentali sfavorevoli	tan(ϕ')	c'	c _u	q _u	
	Strutturali e permanenti definiti	Permanenti non definiti						
(GEO) A ₁ -M ₁ -R ₃	1.3	1.5	1.5 ⁽²⁾	1.0	1.0	1.0	1.0	2.3
(GEO) SISMA_SLV	1.0 ⁽¹⁾	1.0 ⁽¹⁾	1.0 ⁽¹⁾ (²)	1.0	1.0	1.0	1.0	2.3

⁽¹⁾ – da paragrafo n.7.11.1 NTC

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

Tabella n.C.2 – Coefficienti parziali

11 APPENDICE D – ANALISI DEI CEDIMENTI

Il calcolo del cedimento assoluto viene 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:

- 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.
- Calcolo del cedimento con riferimento ad un mezzo elastico lineare isotropo ma non omogeneo caratterizzato (per ogni strato ^{esimo} di terreno) dal modulo elastico (E) e dal coefficiente di Poisson (ν):

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

- 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):

$$\Delta\sigma_z/\sigma'_{v0} \geq 0.2$$

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 ($q_{\text{max}} \cong 2 \cdot q_{\text{min}}$).

parziali combinazione A2