

COMUNE DI VERCELLI

RECUPERO FUNZIONALE EX OSPEDALE S. ANDREA PROGETTO DEFINITIVO IN VARIANTE

(art.25 e 34 DPR 554 del 1999)

FASE 1B | SPAZI APERTI

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)



arch. Emilio Caravatti

ORDINE DEGLI ARCHITETTI,
PIANIFICATORI, PAESAGGISTI E
CONSERVATORI DELLA PROVINCIA
DI MONZA E DELLA BRIANZA

EMILIO
CARAVATTI
ARCHITETTO
693

arch. Roberto Cosenza



arch. Carlo Crippa

ORDINE DEGLI ARCHITETTI,
PIANIFICATORI, PAESAGGISTI E
CONSERVATORI DELLA PROVINCIA
DI MONZA E DELLA BRIANZA

CARLO
CRIPPA
ARCHITETTO
12

PROGETTO STRUTTURALE

RELAZIONE GEOLOGICA - GEOTECNICA

R.S.01

scala

data 29.06.2012

rev.

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

SOMMARIO

1	GENERALITA'	1
1.1	Oggetto e scopo	1
1.2	Inquadramento dell'area e descrizione sommaria dell'intervento	1
1.3	Riferimenti altimetrici	2
1.4	Documenti di riferimento	2
1.5	Quadro normativo di riferimento	3
1.6	Metodi di calcolo e verifica	4
1.7	Classificazione dell'opera e vita attesa	4
2	INQUADRAMENTO SISMICO	5
2.1	Pericolosità sismica	5
2.1.1	Tempo di ritorno dell'evento sismico	5
2.1.2	Zonazione sismica	6
2.1.3	Accelerazione massima su suolo roccioso	6
2.2	Parametri di risentimento in superficie	8
2.2.1	Effetti stratigrafici (parametro S_S)	8
2.2.2	Effetti topografici (parametro S_T)	9
2.2.3	Azione sismica di progetto	9
2.3	Sintesi dei risultati	10
3	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	11
4	INQUADRAMENTO STRATIGRAFICO	13
4.1	Indagine geognostica di riferimento	13
4.2	Stratigrafia di riferimento	14
4.3	Livello della falda	15
5	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	16
5.1	Premessa	16
5.2	Stima della densità relativa del deposito	16
5.3	Parametri di resistenza al taglio	18
5.4	Parametri di deformabilità	19
6	PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI	22

7	CRITERI GEOTECNICI PER LA VERIFICA DELLE OPERE DI SOSTEGNO DEGLI SCAVI.....	23
7.1	Parametri geotecnici di riferimento.....	23
7.2	Criteri per il calcolo dei coefficienti di spinta.....	23
7.2.1	Angolo d'attrito terreno struttura	23
7.2.2	Coefficiente di spinta a riposo.....	24
7.2.3	Coefficiente di spinta attiva.....	24
7.2.4	Coefficiente di spinta passiva	25
7.3	Criteri per il calcolo della lunghezza di immorsamento	25
7.4	Analisi della struttura	25
7.5	Valori di riferimento dei coefficienti di spinta	26
7.6	Considerazioni preliminari sulla verifica a sifonamento	27
8	APPENDICE A – VERIFICHE GEOTECNICHE AGLI STATI LIMITE	29
8.1	Premessa	29
8.2	Gli stati limite ultimi.....	30
8.3	Gli stati limite di esercizio e di servizio	31
8.4	I coefficienti parziali	32
8.5	Gli approcci progettuali.....	33
9	APPENDICE B – CAPACITÀ PORTANTE LIMITE.....	34
9.1	Metodo di calcolo.....	34
9.2	Effetto della eccentricità del carico	35
9.3	Influenza della falda.....	36
9.4	Verifica di capacità portante	37
10	APPENDICE C – ANALISI DEI CEDIMENTI	38
10.1	Metodo di calcolo.....	38

NORMATIVE E CIRCOLARI

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

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

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

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

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

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

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

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

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

D.M. 11 Marzo 1988 *“Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii e delle scarpate naturali, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.* G.U. - Roma - Mercoledì, 1 Giugno 1988.

D.M. 16/01/96 *“Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”*

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

Circolare ministeriale Ministero LL.PP. n°30483 del 24 settembre 1988 *“Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii e delle scarpate naturali, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione – Istruzioni per l'applicazione”.*

Circolare ministeriale ministero LL.PP. n°218/24/3 del 9 gennaio 1996 *“Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii e delle scarpate naturali, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione – Istruzioni applicative per la redazione della relazione geologica e della relazione geotecnica”.*

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

Norme Tecniche per le Costruzioni

D.M. 14/09/2005 *"Norme tecniche per le costruzioni"*

D.M. 14/01/2008 *"Norme tecniche per le costruzioni"* - GU n°29 del 4/2/2008

Normativa sismica in attuazione OM 3274/03

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Normativa sismica regionale in attuazione OM 3274/03

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*

EUROCODICI

UNI-EN 1997-1:2005 – “Eurocodice 7: Progettazione geotecnica – Parte 1: regole generali”

UNI-EN 1998-5:2005 “Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”

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, redatta nell'ambito del progetto sull'area dell'ex Ospedale Sant'Andrea a Vercelli (VC), documenta l'inquadramento geotecnico e stratigrafico dell'area di intervento finalizzato alla definizione dei criteri di dimensionamento delle strutture di fondazione e delle opere di sostegno dei fronti di scavo. Il progetto degli spazi aperti, oggetto del presente lavoro, recepirà le norme e gli indirizzi della presente relazione anche in riferimento al nuovo parcheggio interrato definito nella precedente fase preliminare presentata in precedenza.

1.2 Inquadramento dell'area e descrizione sommaria dell'intervento

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 dalla viabilità locale (via Dante Alighieri, via Ferraris, via Viotti e viale Garibaldi).



Figura n.1.1 – Inquadramento dell'area di intervento

Il progetto prevede in parte il recupero delle strutture esistenti attualmente dismesse ed in parte la realizzazione di nuovi fabbricati. Nello specifico, il presente documento prende in esame le seguenti aree di intervento (per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati di progetto):

- SPAZI APERTI E PAVIMENTAZIONI SULL'AREA DELL'EX OSPEDALE SANT'ANDREA
- PARCHEGGIO INTERRATO: si tratta di una costruzione di nuova realizzazione (ingombro planimetrico pari a circa 7'500m²) adibita a parcheggi. La struttura è composta da rampe di accesso e piani interrati fino a una quota pari a -9 m. Lo schema costruttivo prevede strutture in c.a. (platee, solette e pareti perimetrali). Il perimetro della struttura è contornato da diaframmi tirantati.

Per quanto concerne infine le strutture di fondazione, si prevede il ricorso a platee continue opportunamente impermeabilizzate. Le fondazioni verranno impostate su terreno naturale previa bonifica del riporto e successivo riempimento con cemento magro fino al piano di posa.

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 è posta in corrispondenza del piano di calpestio del cortile interno dell'edificio ex 18. Mentre la quota del p.c. locale è posta a +0.5m.
- L'estradosso delle fondazioni è posto a una quota variabile tra -7.5 e -10.5 m.

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

1.4 Documenti di riferimento

L'inquadramento stratigrafico e geotecnico documentato nel seguito è stato svolto sulla base della documentazione e delle indagini pregresse ad oggi disponibili:

- 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)

1.5 Quadro normativo di riferimento

Ad oggi risultano vigenti le seguenti normative (per i riferimenti di dettaglio si rimanda alla parte introduttiva):

- A. Legge 05/11/1971 n.1086 con relativi decreti (DM.09/01/1996, DM.16/01/1996) e circolari ministeriali
- B. Legge 02/02/1974 n.64 con relativi decreti (DM.09/01/1996, DM.11/03/1988) e circolari ministeriali
- C. DM.14/09/2005 "Norme tecniche delle Costruzioni (NTC)"
- D. DM.14/01/2008 "Norme tecniche delle Costruzioni (NTC)"
- E. OPCM 3274/03 corretta ed integrata con OPCM 3431/05 del 3 Maggio 2005
- F. Delibere regionali in recepimento della OPCM 3274/03
 - ✓ DGR n. 61-11017 del 17/11/2003
 - ✓ DGR n. 64-11402 del 23/12/2003
- G. Eurocodici in versione normata UNI; in particolare (aspetti geotecnici):
 - ✓ UNI-EN 1997-1:2005
 - ✓ UNI-EN 1998-5:2005

In merito alla citata legislazione si osserva quanto segue:

1. L'art. 20 del decreto-legge «milleproroghe» (D.L. 248/2007, nella G.U. 31.12.2007, n. 302) sancisce un regime transitorio del DM 14/02/2008 con la normativa previgente fino al 30/06/2009 con l'esclusione delle verifiche e/o nuove progettazioni di strutture ad interesse strategico e/o rilevanti ai fini del sisma.
2. L'OPCM 3274/03 corretta ed integrata con OPCM 3431/05 risultano vigenti per gli aspetti non modificati dal DM.14/02/2008
3. Il DM 14/01/2008, l'OPCM 3274/03 e OPCM 3431/05 così come gli Eurocodici prevedono l'obbligo di ricorso al metodo di verifica agli Stati Limite.
4. Il DM 14/01/2008 autorizza di omettere le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva quando la durata prevista in progetto risulti inferiore a 2 anni (paragrafo n.2.4.1 – nota alla tabella 2.4.I).
5. Il DM 14/01/2008 autorizza (al paragrafo n.2.7) per costruzioni di tipo 1 e 2 e Classe d'uso I e II, limitatamente a siti ricadenti in Zona 4, il ricorso al metodo di verifica delle tensioni ammissibili così come da normativa previgente. In questo caso per il calcolo delle azioni sismiche (DM 16/01/1996) si deve assumere un grado di sismicità S=5.
6. Ai sensi della normativa regionale in recepimento della citata OPCM 3274/03 (DGR 23/12/2003 n.64-11402 – allegato A – punto k) gli edifici scolastici di ogni ordine e grado vengono classificati come "strategici" per le finalità di protezione civile.

1.6 Metodi di calcolo e verifica

Nel caso specifico in studio si osserva che:

- L'area di intervento ricade nel territorio comunale di Vercelli (codice ISTAT 01002158) attualmente classificato in **zona 4** (per maggiori dettagli si veda il paragrafo n.2.1.2);
- Ai sensi delle Norme Tecniche delle Costruzioni di cui al DM 14/01/2008 (nel seguito indicate con la sigla NTC) le strutture in progetto possono essere considerate di **tipo 2** e di **classe d'uso II** (per maggiori dettagli si veda il paragrafo n.1.7);

Ciò premesso ed operando in analogia con il Progettista delle strutture si è deciso di fare riferimento alle Norme Tecniche delle Costruzioni di cui al DM 14/01/2008.

Le analisi e le verifiche geotecniche di seguito documentate sono state, pertanto, svolte in accordo con la teoria degli stati limite. Per maggiori dettagli sulla applicazione della teoria degli stati limite alla geotecnica si rimanda all'appendice A.

1.7 Classificazione dell'opera e vita attesa

Sulla base di quanto previsto dalle NTC (paragrafo n.2.4) la struttura in progetto può essere classificata come opera di importanza normale (tipo 2 di cui alla tabella n.1.1) cui corrisponde il seguente valore di vita nominale:

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

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)

L'opera in progetto (cfr. tabella n.2.4.II – NTC) viene classificata in **classe d'uso II** cui corrisponde un **coefficiente d'uso (C_U) pari a 1.0** (cfr. 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 14/02/2008 – 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:

$$V_R = 50 \text{anni} \times 1 = 50 \text{anni}$$

2 INQUADRAMENTO SISMICO

2.1 Pericolosità sismica

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

2.1.1 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.1.6)

P_{VR} = probabilità di superamento

In tabella n.2.1 sono riassunti i valori del tempo di ritorno (T_R) in funzione del periodo di riferimento (V_R) e 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}	T_R (anni)
SLO	50	81%	30
SLD		63%	50
SLV		10%	475
SLC		5%	975

Tabella n.2.1 – Tempi di ritorno per analisi allo stato limite

Ai fini della presente (cfr. Appendice A) si considerano lo stato limite di danno (**SLD**) e lo stato limite di salvaguardia della vita (**SLV**).

2.1.2 Zonazione sismica

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.2.2 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.2.2 – 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 inoltre che i valori di a_g riportati in tabella n.2.2 sono relativi ad un tempo di ritorno pari a 475anni.

2.1.3 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) è stato definito (in accordo con quanto prescritto dalla Norma) mediando in maniera opportuna i valori già definiti per differenti tempi di ritorno (studio INGV di cui all'allegato B delle NTC) nei 4 nodi (più prossimi al sito stesso) di un apposito "reticolo di riferimento" (analogo procedimento può essere adottato per gli altri parametri sismici [F_0 e T^*_{c1}]).

In tabella n.2.3 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 di interesse.

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

Tabella n.2.3 – Reticolo di riferimento – Coordinate e parametri spettrali

In figura n.2.1 e n.2.2 sono illustrati i valori a_g ed F_0 riportati al sito per i 4 periodi di ritorno di cui alla tabella n.2.1. Per lo specifico degli stati limite di danno (SLD) e di salvaguardia della vita (SLV) si ottiene:

SLV ($T_R = 475$ anni)

$a_g \cong 0.037g$

$F_0 \cong 2.642$

SLD ($T_R = 50$ anni)

$a_g \cong 0.018g$

$F_0 \cong 2.494$

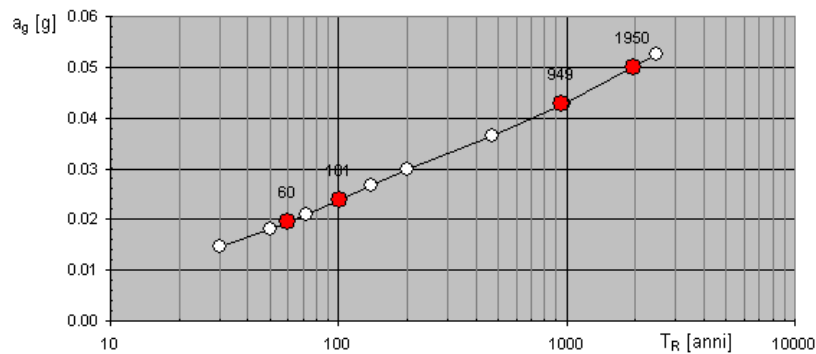


Figura n.2.1 – Accelerazione massima al sito per differenti tempi di ritorno

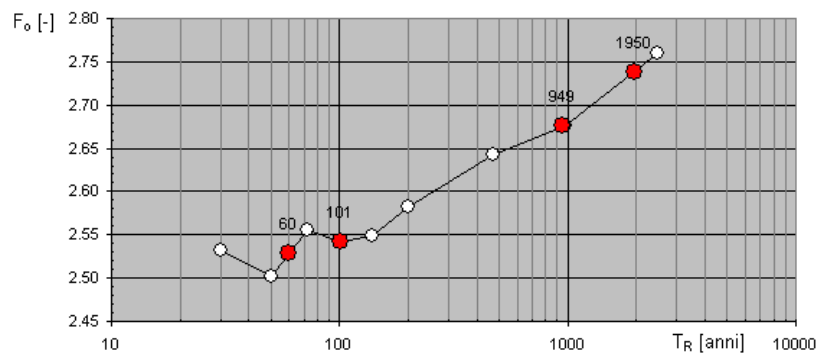


Figura n.2.2 – Valore di F_0 al sito per differenti tempi di ritorno

A titolo di confronto, si ritiene utile osservare che l'accelerazione massima orizzontale calcolata per un tempo di ritorno pari a 475anni (tabella n.2.3) 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 (cfr. paragrafo n.2.1.2).

2.2 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:

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

2.2.1 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.2.4 in funzione delle caratteristiche del terreno nei primi 30m di profondità.

Categoria	Descrizione (tabelle 3..2.II e 3.2.III - NTC)	S_S (tabella 3.2.V - NTC)	N_{SPT-30} (colpi/30cm)	c_{u-30} (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 fine 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 fine 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.2.4 – Effetti stratigrafici – Categorie del suolo e parametro S_S (DM 14/02/2008)

Nel caso specifico in studio non sono ad oggi disponibili indagini spinte fino a 30m di profondità. Tuttavia, sulla base della documentazione di letteratura disponibile (a tal proposito si veda il capitolo n.3) è possibile osservare che l'area in oggetto è situata nell'ambito dei depositi fluvioglaciali e alluvionali del fiume Sesia il cui spessore risulta superiore a 30m, ciò che autorizza a fare riferimento alla categoria di suolo tipo C (cfr. tabella n.2.4) ottenendo quanto segue:

$$\text{SLV } (T_R = 475\text{anni}) \rightarrow S_S \cong 1.64 > 1.50 \rightarrow \mathbf{S_S = 1.50}$$

$$\text{SLD } (T_R = 50\text{anni}) \rightarrow S_S \cong 1.67 > 1.50 \rightarrow \mathbf{S_S = 1.50}$$

2.2.2 Effetti topografici (parametro S_T)

Per quanto concerne gli effetti di amplificazione dovuti alla topografia del sito si fa riferimento alla tabella n.2.5 di cui al seguito.

Categoria	Descrizione del pendio	Ubicazione struttura	S_T
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media superiore a 30°	In corrispondenza della cresta	1.4
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media compresa tra 15 e 30°	In corrispondenza della cresta	1.2
T2	Pendii con inclinazione media superiore a 15°	In corrispondenza della sommità	1.2
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media inferiore a 15°	--	1.0

Tabella n.2.5 – Coefficiente di amplificazione topografica (DM 14/02/2008 – tabelle 3.2.IV e 3.2.VI)

Nel caso particolare in esame (terreno pressoché pianeggiante) si assume $\mathbf{S_T = 1.0}$.

2.2.3 Azione sismica di progetto

L'azione sismica di progetto (a_{\max}) è data dal prodotto tra l'accelerazione su suolo roccioso (a_g – cfr. paragrafo n.2.1.3) ed i coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica (S_S e S_T – cfr. paragrafi n.2.2.1 e 2.2.2):

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

Nel caso in esame si ottiene:

$$\text{SLV } (T_R = 475\text{anni}): \quad \mathbf{a_{\max} = 0.055g}$$

$$\text{SLD } (T_R = 50\text{anni}): \quad \mathbf{a_{\max} = 0.027g}$$

2.3 Sintesi dei risultati

Sulla base di quanto illustrato ai paragrafi n.2.1 e 2.2 si riassumono di seguito i parametri di pericolosità sismica e di risentimento in superficie definiti per il sito in studio.

Pericolosità sismica

Zona sismica (OPCM n.3274) =	4	
$a_g (T_R=475\text{anni}) =$	0.037g	(SLV)
$a_g (T_R=50\text{anni}) =$	0.018g	(SLD)

Risentimento in superficie

Categoria del suolo =	C	
$S_T =$	1.0	
$S_S (T_R=475\text{anni}) =$	1.50	(SLV)
$S_S (T_R=50\text{anni}) =$	1.50	(SLD)
$a_{\max} (T_R=475\text{anni}) =$	0.055g	(SLV)
$a_{\max} (T_R=50\text{anni}) =$	0.027g	(SLD)

3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Si fa riferimento a quanto documentato nello studio *“Le acque sotterranee della provincia vercellese”* (cfr. paragrafo n.1.4 – Rif. [4]).

Dal punto di vista geologico la pianura vercellese può essere schematizzata mediante la 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 12-15mm, di un banco argilloso di spessore metrico.

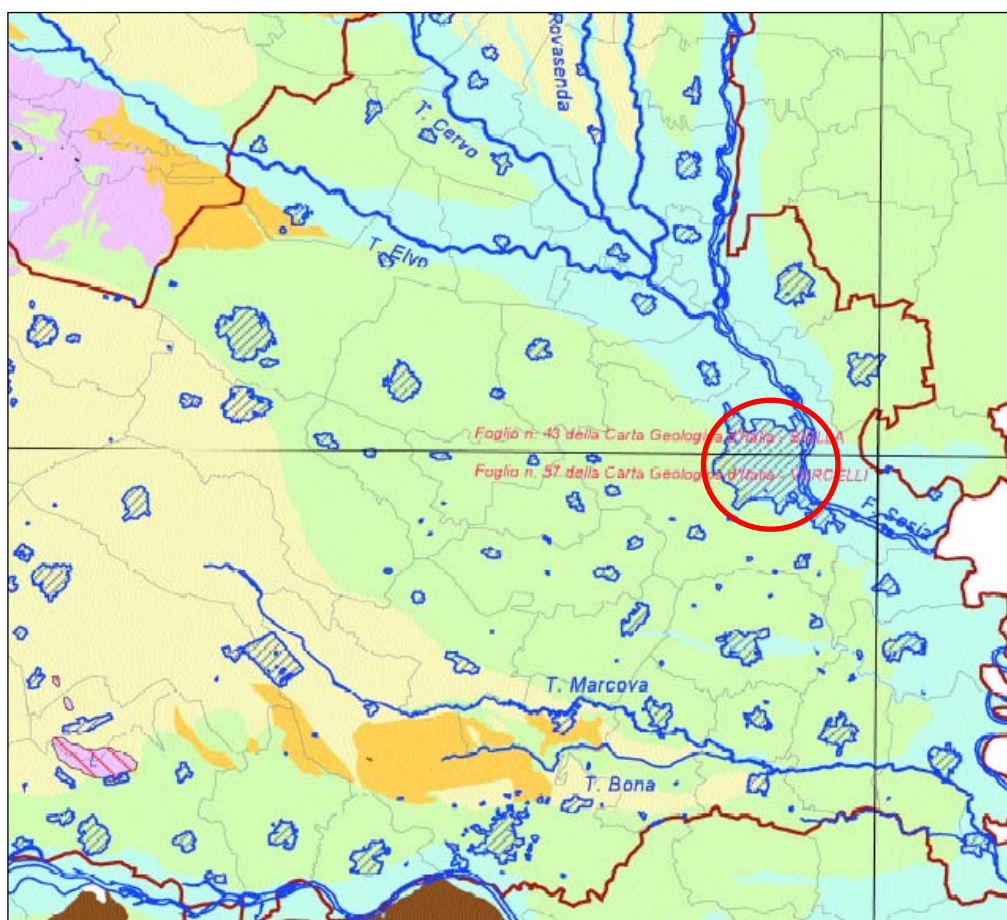


Figura n.3.1 – Carta geoidrologica della pianura vercellese

4 INQUADRAMENTO STRATIGRAFICO

4.1 Indagine geognostica di riferimento

Si fa riferimento alla campagna di indagine condotta in sito dalla ditta *Tecno Future Service* nel Dicembre 2008 (cfr. paragrafo n.1.4 – Rif.[3]) e consistita nell'esecuzione di N.2 prove penetrometriche dinamiche (DIN1 e DIN2) spinte fino a profondità di circa 10m da p.c. locale.

In figura n.4.1 è illustrato l'andamento in funzione della profondità del parametro N_{30} unitamente ai principali riferimenti stratigrafici.

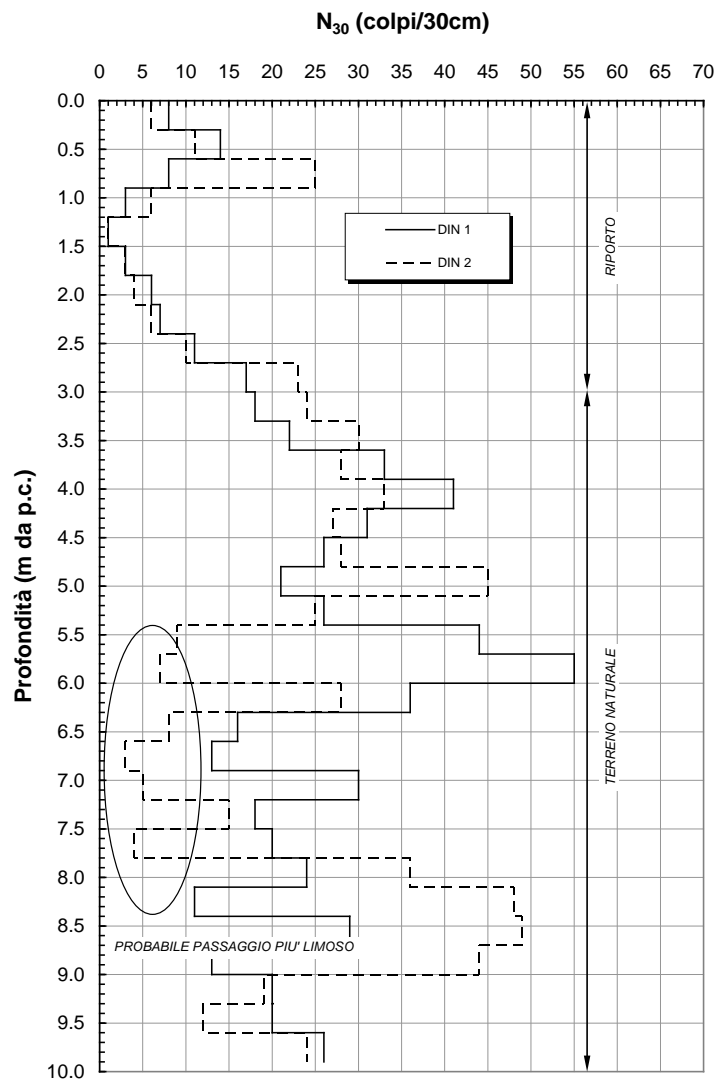


Figura n.4.1 – Parametro N_{30}

4.2 Stratigrafia di riferimento

Quanto illustrato in figura n.4.1 consente di verificare che (in buon accordo con le valutazioni contenute negli elaborati di cui al paragrafo n.1.4) l'area di intervento risulta caratterizzata dalla presenza di materiali di riporto fino a profondità pari a circa 2÷3m dal p.c. locale, al di sotto dei quali il terreno naturale risulta costituito da materiali prevalentemente ghiaioso-sabbiosi fino alle massime profondità raggiunte (10m da p.c. locale).

Dal punto di vista geotecnico si precisa inoltre quanto segue:

- I materiali di riporto presentano caratteristiche scadenti sia in termini di parametri di resistenza che in termini di parametri di deformabilità ($N_{30} \approx 5 \text{ colpi}/30 \text{ cm}$).
- Il terreno naturale presenta, fino alle massime profondità raggiunte, uno stato di addensamento da mediamente elevato ad elevato ($N_{30} \cong 15 \div 30 \text{ colpi}/30 \text{ cm}$).
- I valori di N_{30} pari a 5÷10colpi/30cm riscontrati nella prova DIN2 (profondità pari a 6-8m da p.c.) indicano la probabile presenza di passaggi più limosi.

Al fine di definire l'assetto stratigrafico locale a profondità superiori a quelle raggiunte nelle prove penetrometriche si fa riferimento al citato studio "*Le acque sotterranee della provincia vercellese*" dal quale si evince che (cfr. capitolo n.3) in corrispondenza dell'area urbana di Vercelli, ai depositi ghiaiosi presenti fino a profondità dell'ordine di 12-15m dal p.c. fa seguito un banco argilloso di spessore metrico.

Quanto sopra descritto può essere sintetizzato nella tabella n.4.1 di seguito riportata.

LIVELLO	PROFONDITA' (m da p.c.)	DESCRIZIONE	NOTE
0	Da 0.0 a 2-3m	Materiali di riporto	Scadenti caratteristiche geotecniche.
1	Da 2-3m a 12-15m	Materiali prevalentemente ghiaioso-sabbiosi	Stato di addensamento da mediamente elevato ad elevato.
2	Da 12-15m	Materiali prevalentemente argillosi	Nessuna indagine disponibile. Spessore metrico

Tabella n.4.1 – Inquadramento stratigrafico

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 ± 1 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:	± 1 m

5 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

5.1 Premessa

La caratterizzazione geotecnica del terreno naturale fino alle massime profondità indagate viene condotta sulla base dei risultati delle prove penetrometriche dinamiche ad oggi disponibili (cfr. paragrafo n.4.1).

In relazione a tale tipologia di prove è necessario precisare che, a differenza delle prove penetrometriche dinamiche in foro (SPT), non esistono, in letteratura, correlazioni dirette tra il numero di colpi (N_{30}) misurato ed i parametri geotecnici. Tali prove presentano tuttavia il pregio di fornire un diagramma "continuo" dello stato di addensamento in funzione della profondità.

Ciò premesso, si osserva che il rapporto tra il numero di colpi misurati nelle prove DPSH e SPT risulta funzione di molteplici parametri tra cui i più importanti sono di seguito indicati:

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

Sulla base di esperienze pregresse degli scriventi, si verifica che il rapporto tra parametro N_{30} (prove DPSH) e parametro N_{SPT} (prove SPT) risulta generalmente pari a:

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

Ai fini della caratterizzazione di seguito documentata si fa ricorso a correlazioni di letteratura tarate sul parametro N_{SPT} , definito assumendo un valore cautelativo del rapporto N_{SPT}/N_{30} pari a 1.5.

Ne deriva che per il terreno naturale in sito è possibile assumere quanto segue:

$$N_{SPT} \cong 30 \div 50 \text{ colpi/30cm}$$

5.2 Stima della densità relativa del deposito

Per la stima della densità relativa del deposito si fa riferimento alle indicazioni di Cubrinowski & Ishihara (1999) valide per materiali normal-consolidati, sintetizzate nella correlazione di cui al seguito e nella figura n.5.1.

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

dove:

$$(N_1)_{60} = C_N \cdot N_{60} \quad (\text{numero di colpi normalizzato})$$

$$N_{60} \cong N_{SPT}$$

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

$$p_a = 100 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{v0} = \text{sforzo verticale efficace}$$

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

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

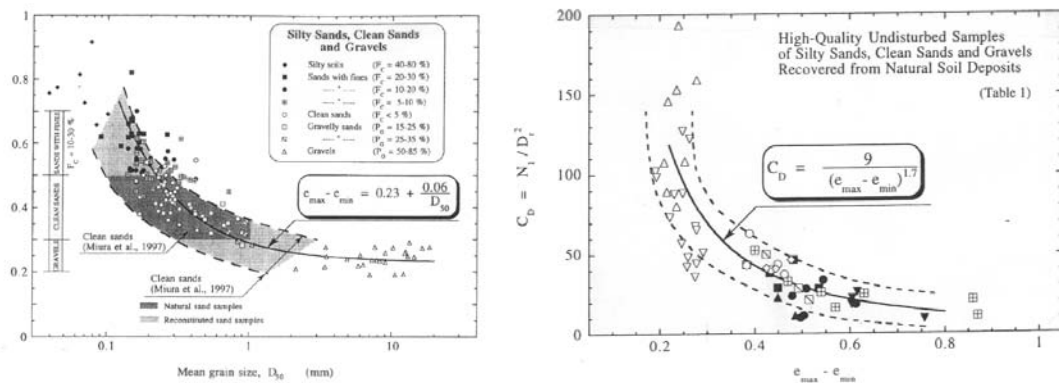


Figura n.5.1 – Da Cubrinowski & Ishihara (1999)

Vista la natura prevalentemente ghiaiosa del terreno naturale si ritiene corretto assumere quanto segue:

$$e_{\max} - e_{\min} = 0.25 \div 0.30$$

da cui:

$$C_D \cong 60$$

Ne deriva che la densità relativa del deposito può essere così stimata:

$$D_R = 60 \div 80\%$$

5.3 Parametri di resistenza al taglio

Si considera il criterio di rottura di Mohr-Coulomb caratterizzato con due parametri costitutivi:

- Angolo di attrito (ϕ')
- Coesione (c')

Posto che per terreni marcatamente granulari e normal-consolidati la coesione (c') può essere ragionevolmente assunta pari a 0.0kPa, l'angolo di attrito (ϕ') viene definito seguendo l'approccio indicato da Bolton (1986) che prevede di stimare il valore dell'angolo a "volume costante" (assenza di dilatanza) in base al grado di uniformità ed alla forma dei grani (figura n.5.2) 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 n.5.3):

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

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

Con:

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

$Q = 10$

p' = pressione media.

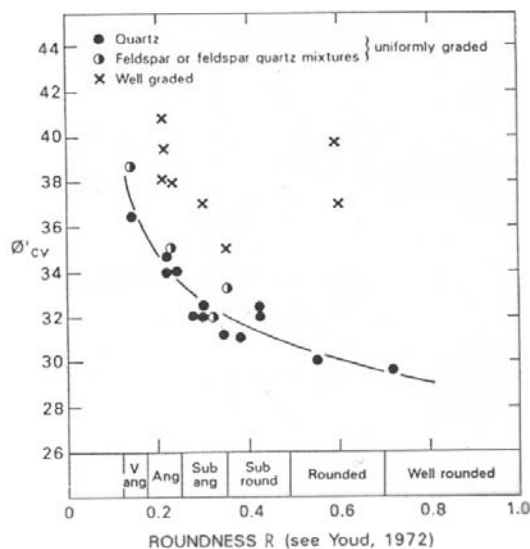


Figura n.5.2 – Angolo di attrito allo stato critico – Da Bolton (1986)

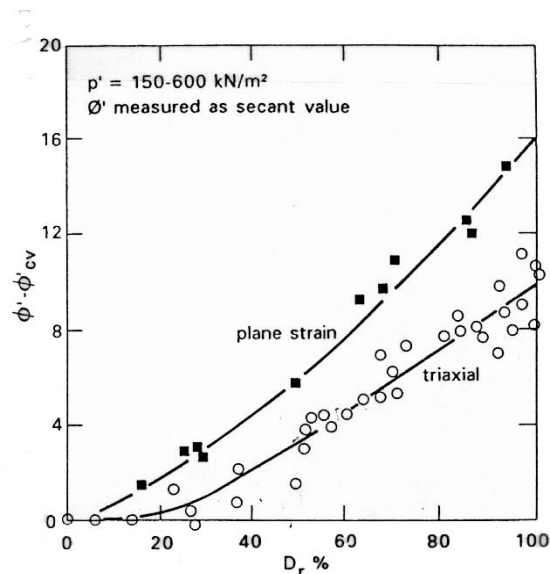


Figura n.5.3 – Angolo di dilatanza – Da Bolton (1986)

Si osserva, infine, che, il valore “caratteristico” può essere assunto pari alla media tra l'angolo di attrito “di picco” ed il valore “a volume costante”.

Nel caso in studio si ottiene:

D_R = densità relativa	= 60÷80%
ϕ'_{cv} = angolo di attrito allo stato critico (figura n.6.4)	= 30÷32°
ψ = angolo di dilatanza (figura n.6.5)	= 4÷6°
ϕ'_p = angolo di attrito di picco = $\phi'_{cv} + \psi$	= 34÷38°

Da cui:

$$\phi'_k = \text{angolo di attrito caratteristico} = \text{media}[\phi'_{cv}; \phi'_p] \cong (33\div)34^\circ$$

5.4 Parametri di deformabilità

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

Tale circostanza trova buon riscontro nelle correlazioni proposte da Stroud (1988) in base alle quali si può scrivere (per depositi normalmente consolidati):

$$E' / N_{60} = 0.9\div2.5$$

dove: E' = modulo elastico drenato secante [MPa]

$FS = q_{LIM} / q_{NETTA}$ = 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} = pressione a rottura

Si osserva (figura n.5.4) 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 $FS=3$ → $E'/N_{60} \cong 0.9$

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

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

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

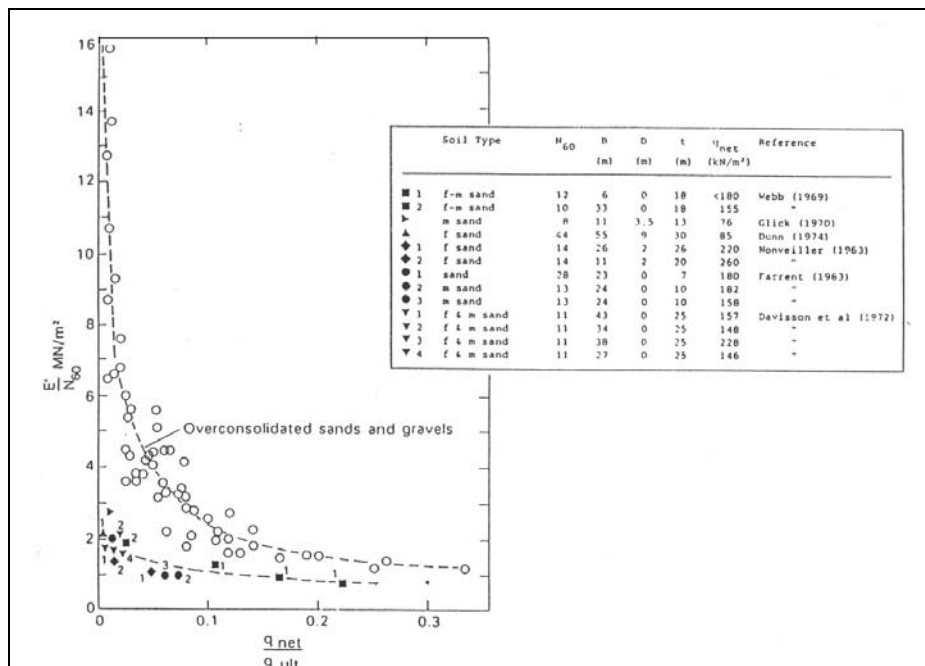


Figura n.5.4 – Da Stroud (1988)

Nel caso in studio è possibile assumere quanto segue:

Fondazioni a platea: $E'/N_{SPT} \cong 2$ (deformazioni attese dell'ordine dello 0.01%)

Fondazioni a plinto/trave: $E'/N_{SPT} \cong 1$ (deformazioni attese dell'ordine dello 0.1%)

Ottenendo quanto segue:

$N_{SPT} > 30 \text{ colpi}/30 \text{ cm}$

$E'_{(0.01\%)} \cong 60 \text{ MPa}$

$E'_{(0.1\%)} \cong 30 \text{ MPa}$

6 PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

Si riportano di seguito i parametri di stato, i valori "caratteristici" dei parametri di resistenza al taglio (pedice k) ed i parametri di deformabilità dei terreni in sito definiti sulla base della caratterizzazione di cui al capitolo n.5.

RIPORTO (da p.c. a 2-3m)

Si omette la caratterizzazione in quanto il riporto dovrà essere bonificato e sostituito con getto di cemento magro fino alla quota di imposta delle fondazioni.

LIVELLO 1 (da 2-3m a 10m da p.c. [massima profondità raggiunta])

γ_n = peso di volume naturale	= 18÷19kN/m ³
D_R = densità relativa	= 60÷80%
c'_k = coesione efficace	= 0.0kPa
ϕ'_{cv} = angolo di attrito allo stato critico	= 30÷32°
ψ = angolo di dilatanza	= 4÷6°
ϕ'_p = angolo di attrito di picco	= 34÷38°
ϕ'_k = angolo di attrito caratteristico	= (33÷)34°
$E'_{(0.01\%)}$ = modulo di Young per platee	= 60MPa
$E'_{(0.1\%)}$ = modulo di Young per plinti/travi	= 30MPa
ν' = coefficiente di Poisson	= 0.25÷0.30

7 CRITERI GEOTECNICI PER LA VERIFICA DELLE OPERE DI SOSTEGNO DEGLI SCAVI

Si riportano di seguito i principali criteri di dimensionamento per le opere di sostegno degli scavi necessari per la realizzazione dell'opera interrata (per maggiori dettagli si rimanda agli specifici elaborati).

7.1 Parametri geotecnici di riferimento

Per la verifica delle opere provvisorie di sostegno degli scavi si potrà fare riferimento alla seguente stratigrafia tipo ed ai rispettivi valori "caratteristici" dei parametri di resistenza al taglio e dei parametri di deformabilità (con "z" si indica la profondità da p.c. locale):

$z = 0.0 \div 3.0\text{m}$: RIPORTO

$z > 3.0\text{m}$: TERRENO NATURALE (livello 1 – cfr. paragrafo n.4.2)

RIPORTO (*)

γ = peso di volume naturale = 18kN/m^3

c' = coesione efficace = 0.0kPa

ϕ'_k = angolo d'attrito caratteristico = $28(\div 30)^\circ$

E'_{VC} = modulo elastico in condizioni di carico "vergine" = 10MPa

E'_{UR} = modulo elastico in condizioni di scarico/ricarico = $1.5E'_{VC}$

TERRENO NATURALE

γ = peso di volume naturale = 19kN/m^3

c' = coesione efficace = 0.0kPa

ϕ'_k = angolo d'attrito caratteristico = $(33 \div 34)^\circ$

E'_{VC} = modulo elastico in condizioni di carico "vergine" = 60MPa

E'_{UR} = modulo elastico in condizioni di scarico/ricarico = $1.5E'_{VC}$

(*) – Valori cautelativi definiti sulla base dell'esperienza degli scriventi.

7.2 Criteri per il calcolo dei coefficienti di spinta

7.2.1 Angolo d'attrito terreno struttura

Nella valutazione dei coefficienti di spinta (attiva e passiva) è necessario tenere in conto che l'angolo di attrito tra manufatto e terreno (δ) risulta inferiore all'angolo di attrito interno del terreno come di seguito indicato:

$\delta/\phi = 0.3$	Palancole metalliche
$\delta/\phi = 0.5$	Paratie continue gettate a fango bentonitico sotto falda
$\delta/\phi = 0.7$	Paratie continue gettate a fango bentonitico sopra falda

7.2.2 Coefficiente di spinta a riposo

Si potrà fare riferimento alla seguente correlazione (Jaky, 1944 e Schmidt, 1966) valida per terreno normal-consolidato e piano campagna orizzontale:

$$K_0 = 1 - \sin(\phi')$$

7.2.3 Coefficiente di spinta attiva

Il coefficiente di spinta attiva (K_a) potrà essere valutato ricorrendo alla correlazione generale di Mueller-Breslau basata sulla teoria di Coulomb e riferita a superfici di rottura piane.

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

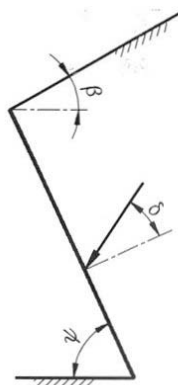
dove:

ϕ = angolo d'attrito del terreno

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

δ = angolo d'attrito terreno-manufatto

β = inclinazione del terreno a monte rispetto all'orizzontale



7.2.4 Coefficiente di spinta passiva

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

7.3 Criteri per il calcolo della lunghezza di immersionamento

Premesso che nel caso specifico in studio la lunghezza di immersionamento delle strutture di sostegno è vincolata anche ad esigenze di tipo idraulico (a tal proposito si rimanda al paragrafo n.8.6), è possibile indicare i seguenti criteri generali di dimensionamento:

- A. Garanzia nei riguardi della stabilità globale dell'opera.
- B. Garanzia nei confronti delle deformazioni in esercizio.
- C. Immorsamento minimo al di sotto della quota di fondo scavo non inferiore a 4÷5m.
- D. Mobilitazione della spinta passiva non superiore al 100% della spinta potenzialmente mobilitabile (coefficiente di sicurezza sulla spinta passiva pari a 1).

7.4 Analisi della struttura

Premesso che le verifiche sismiche delle opere provvisorie possono essere omesse in virtù di quanto riportato al punto 5 del paragrafo n.1.4, l'analisi limite della struttura (cfr. paragrafo 6.5.3.1.2 e 7.1 delle NTC) viene svolta con riferimento all'approccio progettuale 1 considerando le combinazioni (A1+M1+R1) e (A2+M2+R1).

Una sintesi delle analisi e dei coefficienti parziali da utilizzare è raccolta in tabella n.8.1; 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 raccomanda di porre:

$$\gamma_E \geq 1.3$$

I risultati dell'analisi vengono poi elaborati nel modo seguente:

- | | |
|--|--|
| - Verifica degli spostamenti (SLE): | caso A |
| - Verifiche di fessurazione (SLE): | caso A |
| - Verifiche strutturali paratia (SLU): | max {caso B (moltiplicando γ_E); caso C} |
| - Verifiche geotecniche paratia (SLU): | caso C |

CASO		AZIONI				MATERIALI			
		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	(M ₁ +A ₁) _{SLU}	1.0 ⁽¹⁾	1.0	1.15 ⁽²⁾	0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	(M ₂ +A ₂) _{SLU}	1.0	1.0	1.3	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 / $\gamma_E = 1.15$

Tabella n.8.1 – Coefficienti parziali per l'analisi delle paratie

7.5 Valori di riferimento dei coefficienti di spinta

In tabella n.8.2 sono riassunti sinteticamente i valori di riferimento dei coefficienti di spinta calcolati in accordo a quanto sopra illustrato (si considerano cautelativamente i valori minimi dell'angolo d'attrito di cui al paragrafo n.8.1).

		δ/ϕ'_d	K ₀	K _a	K _p
RIPORTO $\phi'_k = 28^\circ$	$\phi'_d = 28^\circ$ (SLE) / (M ₁ +A ₁)	0.3	0.531	0.333	3.479
		0.5		0.317	3.929
		0.7		0.302	4.389
	$\phi'_d \cong 23^\circ$ (M ₂ +A ₂)	0.3	0.609	0.407	2.732
		0.5		0.389	2.948
		0.7		0.373	3.198
LIVELLO 1 $\phi'_k = 32^\circ$	$\phi'_d = 34^\circ$ (SLE) / (M ₁ +A ₁)	0.3	0.441	0.259	4.835
		0.5		0.267	5.052
		0.7		0.254	5.884
	$\phi'_d \cong 28^\circ$ (M ₂ +A ₂)	0.3	0.531	0.333	3.479
		0.5		0.317	3.929
		0.7		0.302	4.389

Tabella n.8.2 – Valori di riferimento dei coefficienti di spinta

7.6 Considerazioni preliminari sulla verifica a sifonamento

Si premette che lo scavo per la realizzazione del parcheggio (profondità massima dell'ordine di 10m da p.c.) verranno eseguiti in presenza della falda, con valori di soggiacenza dell'ordine di 3-5m (cfr. paragrafo n.4.3).

Nell'ipotesi che le strutture di sostegno degli scavi non vengano intestate nei materiali argillosi alla base dell'acquifero (ciò che garantirebbe l'annullamento della filtrazione all'interno dell'area di scavo) è necessario dimensionare tali strutture con riferimento a possibili meccanismi di sifonamento.

A tal proposito, posto che in presenza di forze di filtrazione dovute al gradiente idraulico tra monte e valle lo sforzo verticale efficace alla generica quota "z" vaga:

$$\sigma'_{v0} = z (\gamma' - i \gamma_w)$$

dove:

z = generica quota

γ' = peso di volume efficace del terreno

i = gradiente idraulico

γ_w = peso di volume dell'acqua

La condizione di sifonamento si verifica per $\sigma'_{v0} = 0$, ovvero quando il gradiente idraulico (i) raggiunge il valore critico (i_c):

$$i_c = \gamma' / \gamma_w$$

Il fattore di sicurezza nei confronti del sifonamento è quindi definito mediante il seguente rapporto:

$$FS = i_c / i_E$$

dove:

i_E = gradiente di efflusso

Per la stima del gradiente di efflusso è possibile fare riferimento all'abaco illustrato in figura n.8.1. Nel caso particolare in studio (con ovvio significato dei simboli) è possibile assumere quanto segue:

d = altezza di scavo \cong 10m

h = piezometrica di monte \cong 6m (si assume una soggiacenza di 4m da p.c.)

D = lunghezza di immorsamento = 5, 7, 9m

Si verifica che vale quanto segue:

per $D = 5\text{m}$: $h/D \cong 0.90$; $d/D \cong 1.5 \rightarrow i_E \cong 0.25$

per $D = 7\text{m}$: $h/D \cong 0.64$; $d/D \cong 1.1 \rightarrow i_E \cong 0.20$

per $D = 9\text{m}$: $h/D = 0.50$; $d/D \cong 0.8 \rightarrow i_E \cong 0.15$

Essendo inoltre:

$$i_c = \gamma' / \gamma_w = 9/10 = 0.90$$

Si verifica che vale:

per $D = 5\text{m}$: $i_E \cong 0.25 \rightarrow FS = 3.6$

per $D = 7\text{m}$: $i_E \cong 0.20 \rightarrow FS = 4.5$

per $D = 9\text{m}$: $i_E \cong 0.15 \rightarrow FS = 6.0$

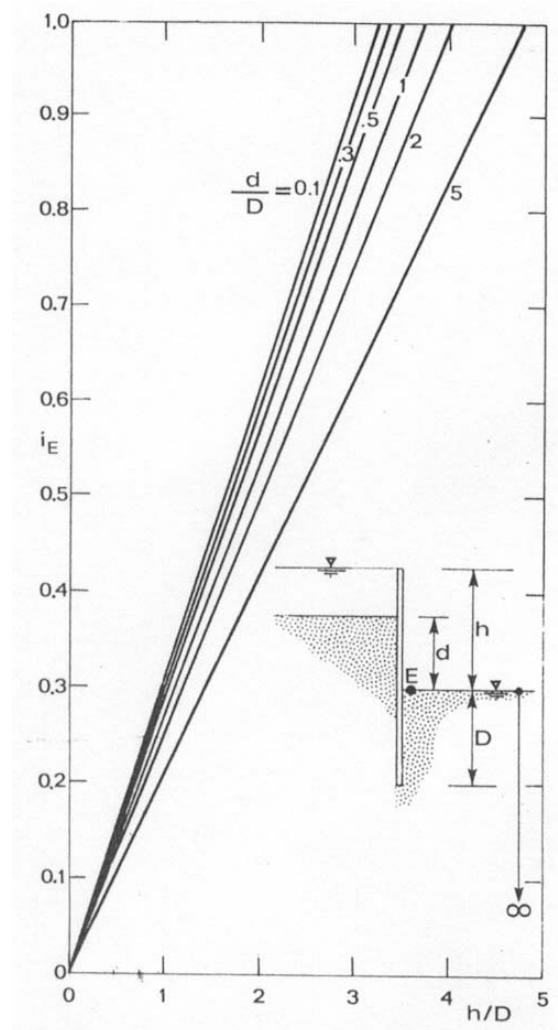


Figura n.8.1 – Abaco per il calcolo di i_E

8 APPENDICE A – VERIFICHE GEOTECNICHE AGLI STATI LIMITE

8.1 Premessa

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

$\gamma_F \gamma_M \gamma_R$ 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:

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

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

Si osserva che:

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

2. Dove risulta impossibile applicare i coefficienti parziali alle azioni (spinta dell'acqua e/o della terra) gli stessi coefficienti possono essere applicati agli effetti delle azioni ovvero si può scrivere:

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

8.2 Gli stati limite ultimi

Si definiscono i seguenti STATI LIMITE:

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 (SISMA) possono essere analizzati 2 differenti stati limite in funzione della classe d'uso della struttura e dal tipo di verifica (tabella n.A.1) cui vengono a corrispondere differenti tempi di ritorno (in grassetto è evidenziato lo stato limite considerato nelle verifiche).

Per una guida sulla scelta dello stato limite da considerare si rimanda alla tabella n.A.2

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

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

SL	Descrizione della prestazione	Riferimento Norme	Classe d'uso			
			I	II	III	IV
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 n.A.2 – Criteri di scelta dello stato limite di riferimento

8.3 Gli stati limite di esercizio e di servizio

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

In condizioni sismiche (SISMA) possono essere analizzati 2 differenti stati limite in funzione della classe d'uso della struttura e dal tipo di verifica (tabella n.A.3) cui vengono a corrispondere differenti tempi di ritorno (in grassetto è evidenziato lo stato limite considerato nelle verifiche).

Per una guida sulla scelta dello stato limite da considerare si rimanda alla tabella n.A.4.

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

Tabella n.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 n.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

Nelle tabelle n.A.5 e n.A.6 sono riassunti i valori dei *coefficienti parziali sulle azioni e sui materiali* definiti in accordo con il DM 14/02/2008 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

	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 ⁽¹⁾ (STR e GEO Approccio 2)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
SISMA ⁽¹⁾ (UPL-HYD-EQU)	1.25	1.25	1.4	1.6	1.0
⁽¹⁾ – da NTC paragrafo 7.11.1					

Tabella n.A.6 – Coefficienti parziali sui materiali per analisi SLU

8.5 Gli approcci progettuali

In tabella n.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 n.A.7 – Approcci e combinazioni dei coefficienti parziali

Per i valori dei coefficienti parziali sulla resistenza calcolata vale quanto riportato in tabella n.A.8 (cfr. NTC – tabella n.6.4.I).

R1	R2	R3
$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.8$	$\gamma_R = 2.3$

Tabella n.A.8 – Coefficienti parziali sulla resistenza calcolata

9 APPENDICE B – CAPACITÀ PORTANTE LIMITE

9.1 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.B.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).

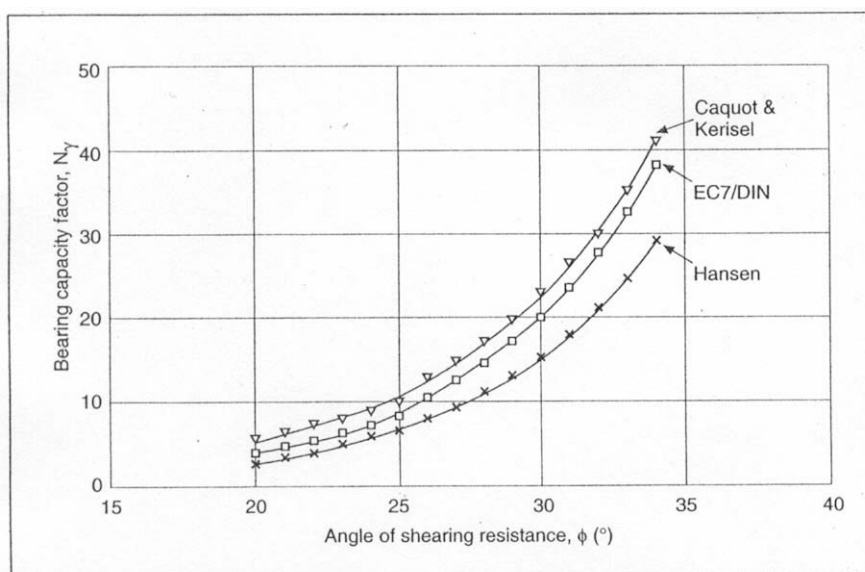


Figura n.B.1 – Fattore di capacità portante N_γ

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:

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

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

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

- 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 (paragrafo n.6.2)

γ_c = peso del terreno di fondazione (paragrafo n.6.3)

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

9.2 Effetto della eccentricità del carico

In presenza di carichi eccentrici si ricorre al criterio proposto Meyerhof (figura n.B.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

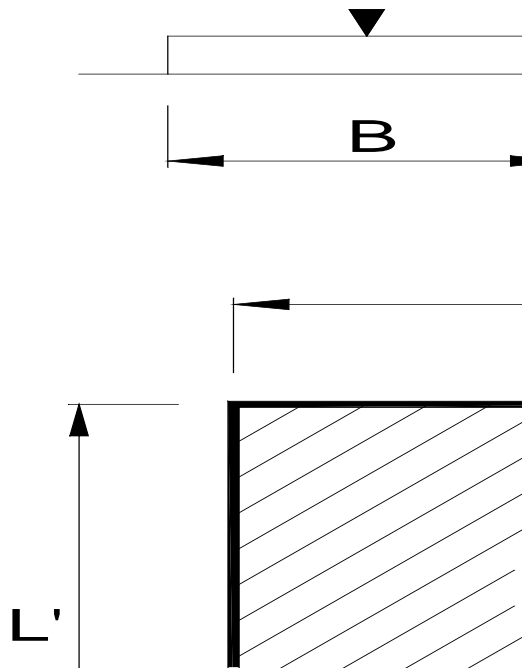


Figura n.B.2 – Criterio di Meyerhof per il calcolo della fondazione reagente

9.3 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.B.3):

$$\gamma_c = \gamma' + z_w/B (\gamma' - \gamma_w)$$

$$\text{se } 0 \leq z_w \leq B$$

$$\gamma_c = \gamma$$

$$\text{se } z_w \geq B$$

$$\gamma_c = \gamma'$$

$$\text{se il piano di posa è collocato sotto falda}$$

dove:

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

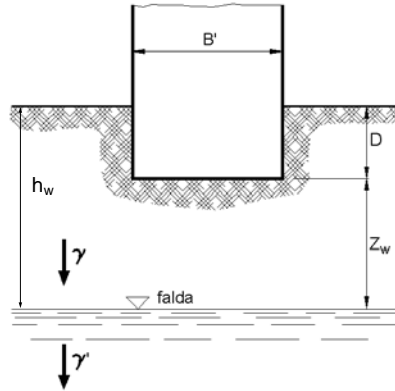


Figura n.B.3 – Influenza della falda

9.4 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 con riferimento all'approccio 2 (cfr. Appendice A) per uno stato limite tipo **GEO (A1, M1, R3)** nel rispetto della seguente espressione:

$$q_{med_d} \leq R_d$$

dove:

q_{med_d} = pressione media all'ipotesi calcolata tenendo conto delle eventuali eccentricità

R_d = resistenza di design delle fondazioni = q_{lim} / γ_R

q_{lim} = resistenza limite di calcolo

γ_R = coefficiente parziale sulla resistenza calcolata (cfr. tabella n.A.8)

I valori della pressione media all'ipotesi e della resistenza limite di calcolo sono definiti in rapporto ai coefficienti parziali riportati in tabella n.B.1 (cfr. tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.I delle NTC).

CASO	γ_F			γ_M				γ_R
	Permanenti sfavorevoli		Accidentali sfavorevoli	$\tan(\phi')$	c'	c_u	q_u	
	Strutturali e permanenti definiti	Permanenti non definiti						
(GEO) A₁-M₁-R₃	1.3	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	1.0	2.3
(GEO) SISMA_SLV	1.0 ⁽¹⁾	1.0 ⁽¹⁾	1.0 ⁽¹⁾	1.0	1.0	1.0	1.0	2.3
(1) - da paragrafo n.7.11.1 NTC								

Tabella n.B.1 – Coefficienti parziali

10 APPENDICE C – ANALISI DEI CEDIMENTI

10.1 Metodo di calcolo

Premesso che l'analisi dei cedimenti viene svolta in condizioni di esercizio (SLE) facendo riferimento a valori caratteristici delle azioni e delle resistenze dei materiali (cfr. Appendice A), il cedimento assoluto viene calcolato con riferimento alla teoria elastica nell'ipotesi di fondazione isolata “*perfettamente flessibile*”.

Per plinti *rigidi*, 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).
- 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):

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

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