



I.C. s.r.l.



LODI (LO)

NUOVO IMPIANTO DISTRIBUZIONE CARBURANTE

RELAZIONE GEOTECNICA



COMM	PROTOCOLLO	DOCUMENTO	REV.	DESCRIZIONE	EMESSO	CONTROLLATO	APPROVATO	DATA
797	R.797 / 1		00	EMISSIONE	MFF	RMN	RMN	14.01.13

SEDE DI TRENTO: I-38100 Trento, Viale Verona 190  
tel. 0461 39.03.40/91.21.20 – fax 0461 39.49.38  
e-mail: ut\_trento@ingegnericonsulenti.com

SEDE DI MILANO: I-20146 Milano, Via Frua 22  
tel. 02 48.51.88.62 – fax 02 48.51.88.62  
e-mail: ut\_milano@ingegnericonsulenti.com





I.C. s.r.l.

URS Italia

LODI (LO) – Nuovo impianto distribuzione carburante

Doc.: R.797/1

Data: 14/01/2013

RELAZIONE GEOTECNICA

## SOMMARIO

1	GENERALITA'	1-1
1.1	Oggetto e scopo	1-1
1.2	Inquadramento del sito	1-1
1.3	Riferimenti altimetrici	1-1
1.4	Documenti di riferimento	1-2
1.5	Metodi di calcolo e verifica	1-2
1.6	Classificazione dell'opera e vita attesa	1-2
2	INQUADRAMENTO SISMICO DEL SITO	2-3
2.1	Tempo di ritorno dell'evento sismico	2-3
2.2	Accelerazione massima su suolo roccioso	2-3
2.3	Parametri di risentimento in superficie	2-5
2.4	Azione sismica di progetto	2-7
2.5	Magnitudo da momento	2-7
3	INQUADRAMENTO STRATIGRAFICO DEL SITO	3-10
3.1	Indagine geognostica	3-10
3.1.1	Prove penetrometriche dinamiche SPT	3-10
3.1.2	Analisi granulometriche	3-10
3.2	Stratigrafia di riferimento	3-11
3.3	Livello della falda	3-12
4	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	4-13
4.1	Parametri di stato	4-13
4.2	Densità relativa	4-13
4.3	Parametri di resistenza al taglio	4-14
4.4	Parametri di deformabilità	4-16
4.5	Parametri geotecnici caratteristici	4-16
5	CONSIDERAZIONI SUL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE	5-18
5.1	Verifica delle condizioni di sito	5-18
6	CRITERI DI SCELTA DELLE FONDAZIONI	6-20
7	PENSILINE E INSEGNE – VERIFICHE GEOTECNICHE DELLE FONDAZIONI	7-21



I.C. s.r.l.

URS Italia

LODI (LO) – Nuovo impianto distribuzione carburante

Doc.: R.797/1

Data: 14/01/2013

RELAZIONE GEOTECNICA

7.1	Geometria delle fondazioni.....	7-21
7.2	Condizioni di carico .....	7-21
7.3	Parametri geotecnici di calcolo.....	7-21
7.4	Approccio progettuale.....	7-22
7.5	Capacità portante limite e resistenza di “design” .....	7-22
7.6	Verifiche di capacità portante .....	7-25
7.7	Considerazioni sulla portata ammissibile (ex DM 11/03/1988) .....	7-27
7.8	Stima del cedimento assoluto .....	7-29
8	CHIOSCO DI SERVIZIO – VERIFICHE GEOTECNICHE DELLE FONDAZIONI .....	8-31
8.1	Capacità portante .....	8-31
8.2	Stima del cedimento assoluto .....	8-31
8.3	Costante di sottofondo.....	8-32
9	CONSIDERAZIONI PROGETTUALI .....	9-33
9.1	Criteri di dimensionamento geotecnico delle fondazioni .....	9-33
9.2	Analisi del potenziale di liquefazione.....	9-33
10	APPENDICE A – VERIFICHE GEOTECNICHE AGLI STATI LIMITE .....	10-34
10.1	Premessa .....	10-34
10.2	Gli stati limite ultimi.....	10-35
10.3	Gli stati limite di esercizio e di servizio .....	10-36
10.4	I coefficienti parziali .....	10-37
10.5	Gli approcci progettuali.....	10-38
11	APPENDICE B – CAPACITÀ PORTANTE LIMITE DELLE FONDAZIONI DIRETTE .....	11-39
11.1	Premessa .....	11-39
11.2	Capacità portante limite in condizioni drenate .....	11-40
11.3	Capacità portante limite in condizioni non drenate .....	11-41
11.4	Effetto della eccentricità del carico .....	11-41
11.5	Influenza della falda.....	11-42
11.6	Coefficienti di capacità portante in condizioni sismiche .....	11-43
12	APPENDICE C – ANALISI DEI CEDIMENTI .....	12-44

	URS Italia LODI (LO) – Nuovo impianto distribuzione carburante	Doc.: R.797/1 Data: 14/01/2013
	RELAZIONE GEOTECNICA	

### **NORMATIVE E CIRCOLARI**

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

Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici “*Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni"*” - Gazzetta Ufficiale del 26.02.2009 n. 47, supplemento ordinario n. 27.

### **EUROCODICI**

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

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



I.C. s.r.l.

URS Italia

LODI (LO) – Nuovo impianto distribuzione carburante

Doc.: R.797/1

Data: 14/01/2013

RELAZIONE GEOTECNICA

## 1 GENERALITA'

### 1.1 Oggetto e scopo

La presente relazione è stata redatta nell'ambito del progetto per la realizzazione del nuovo impianto di distribuzione carburante (rete SHELL) nel comune di Lodi (LO) e documenta le analisi svolte al fine di definire i criteri di dimensionamento geotecnico delle strutture di fondazione.

### 1.2 Inquadramento del sito

Il sito di intervento (figura n.1.1 – cerchio rosso) è ubicato a Sud-Ovest dell'area urbana di Lodi nei pressi dello svincolo per la S.P.n.235 della tangenziale Sud.

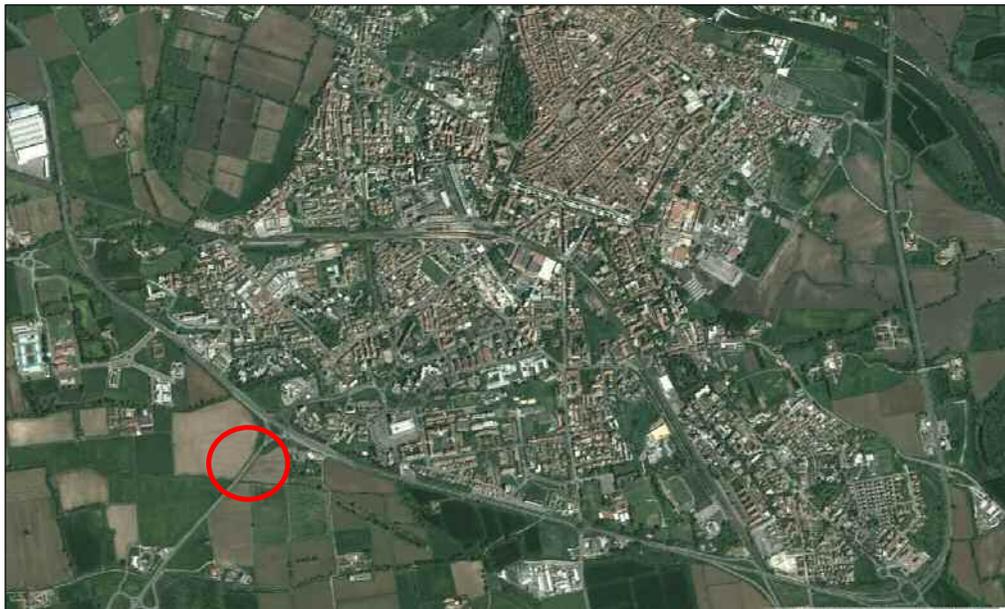


Figura n.1.1

### 1.3 Riferimenti altimetrici

Ai fini della presente si fa riferimento, salvo differente e specifica indicazione, alla quota del p.c. locale da cui sono state eseguite le indagini geognostiche.

	<b>URS Italia</b> LODI (LO) – Nuovo impianto distribuzione carburante	Doc.: R.797/1 Data: 14/01/2013
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	

#### **1.4 Documenti di riferimento**

Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni si fa integralmente riferimento alle specifiche indagini svolte in sito in novembre 2012 per conto di URS (per maggiori dettagli si rimanda al capitolo n.3).

#### **1.5 Metodi di calcolo e verifica**

Le analisi e le verifiche geotecniche di seguito documentate vengono svolte con riferimento alla teoria degli *Stati Limite* in accordo con quanto previsto dalle Norme Tecniche delle Costruzioni di cui al DM 14/01/2008 (di seguito indicate con NTC) e relative “*Istruzioni*”. Per maggiori dettagli sulla applicazione della teoria degli stati limite alla geotecnica si rimanda all’Appendice A.

Nel caso specifico in studio si osserva che ai sensi della citata Norma le strutture di nuova costruzione possono essere considerate di **tipo 2** e di **classe d’uso II** (vedere paragrafo n.1.6)

A margine delle verifiche svolte come sopra illustrato, verranno comunque fornite, a titolo di confronto, indicazioni circa la portata “ammissibile” delle strutture di fondazione calcolata in accordo alla “normativa previgente” (DM 11/03/1988).

#### **1.6 Classificazione dell’opera e vita attesa**

In accordo alle NTC (2008) si assume quanto segue:

Tipo della costruzione = 2 (opera ordinaria – tabella n.2.4.I – NTC)

$V_N$  = vita nominale dell’opera = 50 anni

Classe d’uso = II

$C_U$  = coefficiente d’uso = 1.0 (tabella n.2.4.II – NTC)

Si ottiene pertanto il valore di riferimento della vita dell’opera:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \text{ anni}$$



## 2 INQUADRAMENTO SISMICO DEL SITO

### 2.1 Tempo di ritorno dell'evento sismico

Si assume (in accordo con la Normativa vigente) come indicatore del grado di pericolosità sismica l'accelerazione orizzontale massima su suolo roccioso.

Il valore di progetto di tale parametro viene definito in funzione della "probabilità di superamento" per un dato "tempo di ritorno". 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

$V_R$  = 50 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

Nel seguito l'azione sismica di progetto verrà definita con riferimento allo stato limite di danno (SLD) ed allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

### 2.2 Accelerazione massima su suolo roccioso

Il valore di accelerazione orizzontale massima nello specifico sito di interesse (comune di Lodi): lat. 45.30 – long. 9.48) 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.



I.C. s.r.l.

URS Italia

LODI (LO) – Nuovo impianto distribuzione carburante

Doc.: R.797/1

Data: 14/01/2013

RELAZIONE GEOTECNICA

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 viene adottato per gli altri parametri sismici [ $F_0$  e  $T^*_c$ ]):

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

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

In figura n.2.1 è illustrata l'ubicazione dei 4 nodi del reticolo rispetto al sito in esame.



Figura n.2.1 – Ubicazione nodi reticolo di riferimento

Per lo specifico degli stati limite di salvaguardia della vita (**SLV**) e di danno (**SLD**) si ottiene quanto segue:

$SLV (T_R = 475 \text{ anni})$

$a_g \cong 0.070g$

$F_0 \cong 2.591$

$T^*_c \cong 0.287$



SLD ( $T_R = 50$  anni)

$a_g \cong 0.032g$

$F_0 \cong 2.553$

$T^*_C \cong 0.212$

### 2.3 Parametri di risentimento in superficie

Gli effetti di amplificazione locale dovuti alla stratigrafia ed alla conformazione topografica (cfr. figura n.2.2) vengono messi in conto mediante i seguenti parametri:

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

Il parametro di risentimento in superficie legato agli effetti stratigrafici ( $S_S$ ) viene valutato in funzione delle caratteristiche del terreno nei primi 30m di profondità, in accordo a quanto riportato in tabella n.2.2.

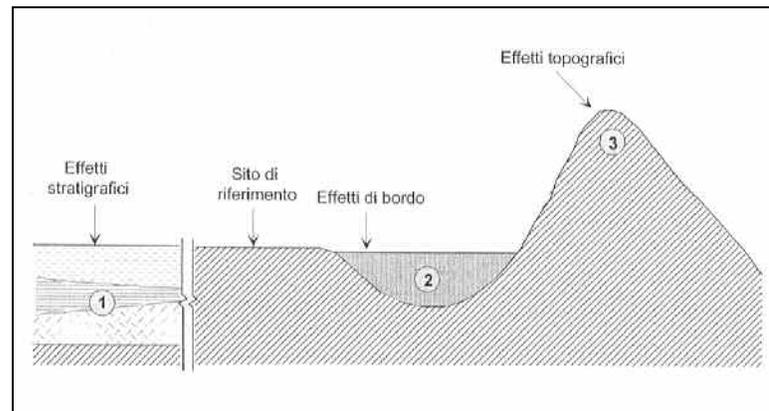


Figura n.2.2 – Possibili effetti di amplificazione

 <b>I.C.</b> s.r.l.	<b>URS Italia</b> LODI (LO) – Nuovo impianto distribuzione carburante	Doc.: R.797/1 Data: 14/01/2013
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	

<b>Categoria</b>	<b>Descrizione (tabelle 3..2.II e 3.2.III - NTC)</b>	<b>S<sub>s</sub> (tabella 3.2.V – NTC)</b>	<b>N<sub>SPT</sub> (colpi/30cm)</b>	<b>c<sub>u</sub> (kPa)</b>	<b>V<sub>s-30</sub> (m/s)</b>
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.2.2 – Effetti stratigrafici – Categorie del suolo e parametro S<sub>s</sub> (DM 14/01/2008)*

Nel caso in studio non sono disponibili indagini spinte fino a profondità di 30m.

Sulla base della documentazione disponibile all'indirizzo internet <http://sqj1.isprambiente.it> è tuttavia possibile osservare che il sito di intervento ricade nell'ambito delle alluvioni fluvio-glaciali e fluviali caratterizzate da spessori ben superiori a 30m.

Tenuto conto inoltre del valore del parametro N<sub>SPT</sub> misurato in sito – cfr. paragrafo n.3.1.1, dell'ordine di 10÷20colpi/30cm) si ritiene corretto e cautelativo considerare i terreni in sito come ricadenti nella categoria dei "Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti con spessori superiori a 30m caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità" (cfr. tabella n.2.2).

Si fa pertanto riferimento alla categoria di suolo D per la quale si ottiene:

$$SLV (T_R = 475\text{anni}) \rightarrow S_s \cong 2.12 > 1.80 \rightarrow S_s = 1.80$$

$$SLD (T_R = 50\text{anni}) \rightarrow S_s \cong 2.28 > 1.80 \rightarrow S_s = 1.80$$

	URS Italia LODI (LO) – Nuovo impianto distribuzione carburante	Doc.: R.797/1 Data: 14/01/2013
	RELAZIONE GEOTECNICA	

Per quanto concerne, infine, il parametro di risentimento in superficie legato agli effetti topografici ( $S_T$ ) si fa riferimento alla categoria T1 (cfr. tabella n.3.2.VI – NTC) che prevede:

$$S_T = 1.0$$

#### **2.4 Azione sismica di progetto**

L'azione sismica di progetto ( $a_{max}$ ) deve essere calcolata come prodotto tra l'accelerazione su suolo roccioso ( $a_g$ ) ed i coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica ( $S_S$  e  $S_T$ ) come di seguito indicato:

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

Nello specifico si può scrivere:

$$\text{SLV } (T_R = 475\text{anni}): \quad a_{max} \cong 0.126g$$

$$\text{SLD } (T_R = 50\text{anni}): \quad a_{max} \cong 0.058g$$

#### **2.5 Magnitudo da momento**

Un ulteriore parametro di notevole importanza ai fini delle analisi sismiche è rappresentato dalla magnitudo "da momento" (dalla quale dipende la durata significativa del moto). Tale parametro viene in particolare usato per la valutazione del potenziale di liquefazione, come illustrato nel capitolo n.5.

Va notato che tale parametro è difficilmente correlabile all'accelerazione massima a meno che non sia nota anche la distanza epicentrale; in questo caso si può ricorrere alla nota relazione statisticamente rappresentativa dei terremoti italiani (Sabetta e Pugliese, 1987) di seguito riportata:

$$\log_{10} (a_{max}) = -1.562 + 0.306 \cdot M - \log_{10} [\sqrt{(r^2 + 5.8^2)}] + 0.169 \cdot S_1$$

dove:

$a_{max}$  = accelerazione massima al suolo

M = magnitudo

r = distanza epicentrale

$S_1$  = parametro rappresentativo del suolo (0 per roccia e alluvioni spesse – 1 per alluvioni < 20m)

Nel caso in analisi si ritiene più corretto procedere alla determinazione della magnitudo con riferimento alle carte di disaggregazione redatte da INGV per i nodi del reticolo di riferimento (cfr. paragrafo n.2.2).

Tali carte forniscono il terremoto che domina lo scenario di pericolosità (terremoto di scenario) inteso come l'evento di magnitudo M a distanza R dal sito oggetto di studio che contribuisce maggiormente alla pericolosità sismica del sito stesso.

In tabella n.2.3 ed in figura n.2.3 sono illustrati rispettivamente in forma grafica ed in forma tabellare i risultati della disaggregazione per il sito in esame.

**RELAZIONE GEOTECNICA**

Distanza in km	Disaggregazione del valore di $a(g)$ con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 45.3192, lon: 9.5117, ID: 12931)										
	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	2.870	4.780	2.230	0.027	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	10.700	18.500	9.000	1.960	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	5.040	10.500	6.290	1.780	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	1.590	4.650	3.610	1.220	0.020	0.003	0.000	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	0.369	2.020	2.300	1.150	0.220	0.032	0.000	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.008	0.612	1.350	0.964	0.310	0.048	0.000	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.116	0.706	0.724	0.347	0.059	0.000	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.011	0.308	0.537	0.410	0.075	0.000	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.000	0.108	0.385	0.367	0.072	0.000	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.000	0.037	0.241	0.274	0.055	0.000	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.009	0.164	0.190	0.039	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.077	0.126	0.028	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	0.081	0.020	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.014	0.049	0.013	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.005	0.027	0.008	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.021	0.005	0.000	0.000	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.017	0.003	0.000	0.000	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.012	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.014	0.005	0.000	0.000	0.000	0.000

Tabella n.2.3 – Mappa di disaggregazione per  $T_R = 475$  anni – Forma tabellare

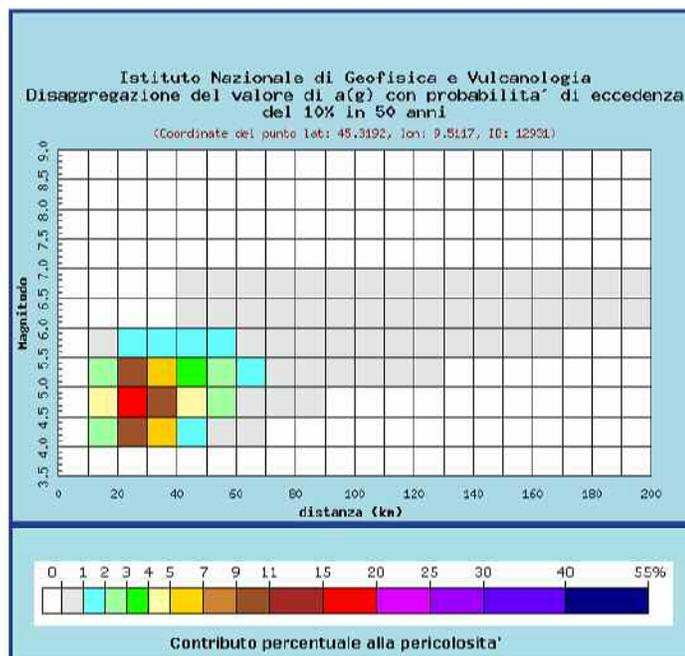


Figura n.2.3 – Mappa di disaggregazione per  $T_R = 475$  anni – Forma grafica



I.C. s.r.l.

URS Italia

LODI (LO) – Nuovo impianto distribuzione carburante

Doc.: R.797/1

Data: 14/01/2013

RELAZIONE GEOTECNICA

Si osserva che, con riferimento allo stato limite SLV ( $T_R = 475$  anni) il terremoto di progetto per il sito in esame risulta caratterizzato da:

$M_{475}$  = magnitudo  $\cong 4.9$

D = distanza epicentrale = 35km

Ai fini delle considerazioni in merito alle verifiche di liquefazione di seguito documentate (cfr. capitolo n.5) per lo stato limite SLV è pertanto possibile assumere quanto riportato in tabella n.2.4.

<b>STATO LIMITE</b>	<b><math>T_R</math> [anni]</b>	<b>Probabilità superamento [%]</b>	<b>M [-]</b>	<b>Distanza epicentrale [km]</b>
SLV	475	10	4.9	35

*Tabella n.2.4 – Valori della Magnitudo attesa al sito*



### 3 INQUADRAMENTO STRATIGRAFICO DEL SITO

#### 3.1 Indagine geognostica

Si fa riferimento ai risultati delle indagini geognostiche condotte in sito nel giugno 2012 consistite nell'esecuzione di:

- N. 5 sondaggi (PZ1, PZ2, PZ3, S1, S2) eseguiti a carotaggio continuo e spinti fino a profondità variabile tra 5m e 10m da p.c. locale.
- Esecuzione di n.9 prove penetrometriche dinamiche S.P.T. in avanzamento nel sondaggio PZ1 a profondità pari a 3.0m, 6.0m e 9.0m.
- Prelievo ed analisi granulometrica di n.6 campioni rimaneggiati prelevati dalle cassette catalogatrici a profondità comprese tra 4m e 9m da p.c. locale.

Per ulteriori dettagli sulle modalità di prova, sulle caratteristiche delle attrezzature utilizzate e sui risultati ottenuti si rimanda agli specifici elaborati.

##### 3.1.1 Prove penetrometriche dinamiche SPT

Le prove S.P.T. eseguite in avanzamento nei sondaggi hanno fornito, nell'ambito delle profondità indagate (10m da p.c. locale), valori del parametro  $N_{SPT}$  dell'ordine di 10÷20colpi/30cm, ciò ad indicare che i terreni in sito sono caratterizzati da un grado di addensamento da modesto a mediamente elevato.

##### 3.1.2 Analisi granulometriche

In figura n.3.1 sono illustrate le curve granulometriche relative ai campioni analizzati; si individuano i seguenti fusi granulometrici "caratteristici" (con "D" si indica il diametro medio delle particelle):

###### Sabbia debolmente limosa

GHIAIA (D > 2mm):	--
SABBIA (0.075mm < D < 2mm):	≅ 75÷85%
LIMO + ARGILLA (D < 0.075mm):	≅ 15÷25%
D <sub>50</sub> :	≈ 0.2÷0.3mm

###### Limo sabbioso debolmente argilloso

GHIAIA (D > 2mm):	--
SABBIA (0.075mm < D < 2mm):	≅ 35%
LIMO (0.002mm < D < 0.075mm):	≅ 60%
ARGILLA (D < 0.002mm):	≅ 5%

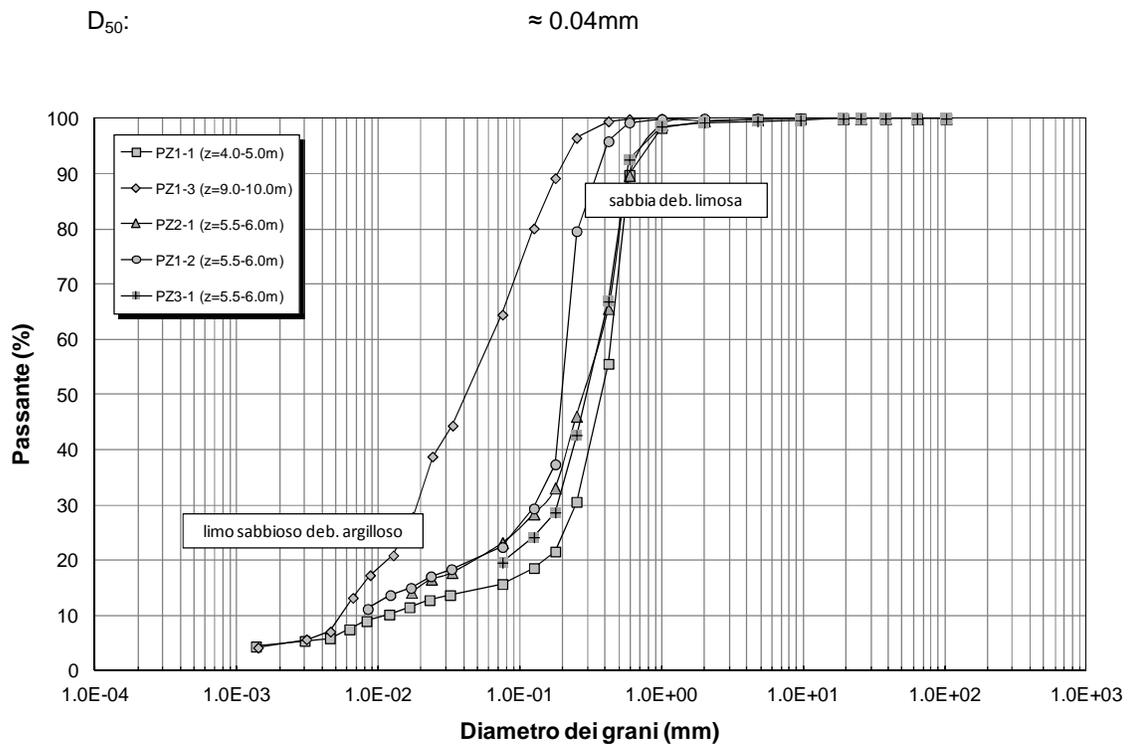


Figura n.3.1 – Analisi granulometriche

### 3.2 Stratigrafia di riferimento

Sulla base di quanto emerso dalle indagini svolte in sito e dalle prove di laboratorio (cfr. paragrafo n.3.1) si osserva che il terreno naturale al di sotto dello strato di terreno vegetale (spessore pari a circa 0.5m) risulta costituito da sabbia debolmente limosa fino a circa 8m da p.c. locale e da limo sabbioso debolmente argilloso fino alle massime profondità raggiunte (10m da p.c. locale).

Dal punto di vista geotecnico si specifica quanto segue:

- I primi 50cm circa sono costituiti da uno strato di terreno vegetale che dovrà essere rimosso in corrispondenza di tutte le aree pavimentate.
- I terreni in sito presentano un grado di addensamento da modesto a mediamente elevato, come testimoniato dai valori del parametro  $N_{SPT}$  variabili tra 10 e 20 colpi/30cm.

Quanto sopra esposto è stato sintetizzato nella tabella n.3.1 di cui al seguito.



I.C. s.r.l.

URS Italia

LODI (LO) – Nuovo impianto distribuzione carburante

Doc.: R.797/1

Data: 14/01/2013

RELAZIONE GEOTECNICA

LIVELLO	PROFONDITA' (m da p.c.)	DESCRIZIONE	NOTE
0	Da 0.0 a 0.5m	Terreno vegetale	Da rimuovere su tutte le aree pavimentate
1	Da 0.5m a 8.0m	Terreno naturale Sabbia debolmente limosa	Grado di addensamento da modesto a mediamente elevato
2	Da 8.0m a 10.0m (f.f.)	Terreno naturale Limo sabbioso deb. argilloso	Grado di addensamento da modesto a mediamente elevato

*Tabella n.3.1 – Inquadramento stratigrafico*

### **3.3 Livello della falda**

Il piezometro installato all'interno dei sondaggi PZ1, PZ2 e PZ3 ha registrato il livello della falda a circa 2.5m da p.c..

Tenuto conto delle possibili escursioni del livello di falda, ai fini delle verifiche di seguito documentate si fa riferimento ad una soggiacenza "di calcolo" pari a 1.5m da p.c. locale.



#### 4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

##### 4.1 Parametri di stato

Si assume un peso di volume pari a 19kN/m<sup>3</sup> per tutti i terreni nell'ambito delle profondità di interesse ai fini della presente.

##### 4.2 Densità relativa

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.4.1.

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

dove:

$(N_1)_{60}$  = numero di colpi normalizzato =  $C_N \cdot N_{60}$  (Liao & Whitmann 1986)

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

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

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

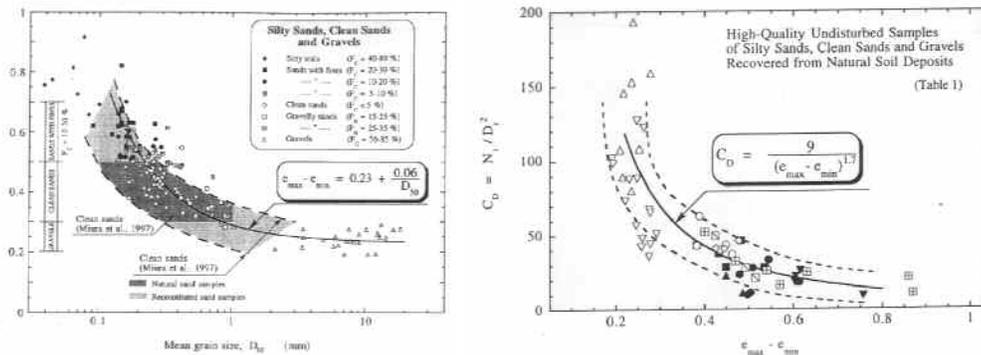


Figura n.4.1 – Da Cubrinowski & Ishihara (1999)

Nel caso in esame si verifica che per il livello 1 (sabbia debolmente limosa) il numero di colpi normalizzato  $(N_1)_{60}$  risulta dell'ordine di 15colpi/30cm.



I.C. s.r.l.

URS Italia

LODI (LO) – Nuovo impianto distribuzione carburante

Doc.: R.797/1

Data: 14/01/2013

RELAZIONE GEOTECNICA

Vale inoltre quanto segue (cfr. paragrafo n. 3.1.2 e tabella n.3.1):

$$D_{50} \approx 0.2 \div 0.3 \text{ mm}$$

Da cui:

$$e_{\max} - e_{\min} \approx 0.40 \div 0.50 \rightarrow C_D \cong 40$$

La densità relativa dei terreni di cui al livello 1 può pertanto essere assunta pari a:

$$D_R \approx 50 \div 70\%$$

#### 4.3 Parametri di resistenza al taglio

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

- Angolo di attrito ( $\phi'$ )
- Coesione ( $c'$ )

Posto che per terreni granulari e normal-consolidati la coesione ( $c'$ ) può essere ragionevolmente assunta pari a 0kPa, l'angolo di attrito ( $\phi'$ ) 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.4.2).

L'angolo d'attrito "di picco" ( $\phi'_p$ ) viene quindi definito attraverso l'angolo "di dilatanza", da stimarsi facendo riferimento alla pressione di confinamento ed alla densità relativa del deposito (figura n.4.3):

$$\phi'_p = \phi'_{cv} + (A \cdot I_R)$$
$$I_R = D_R [Q - \ln(p')] - 1$$

con:

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

Q = 9

p' = pressione media.

## RELAZIONE GEOTECNICA

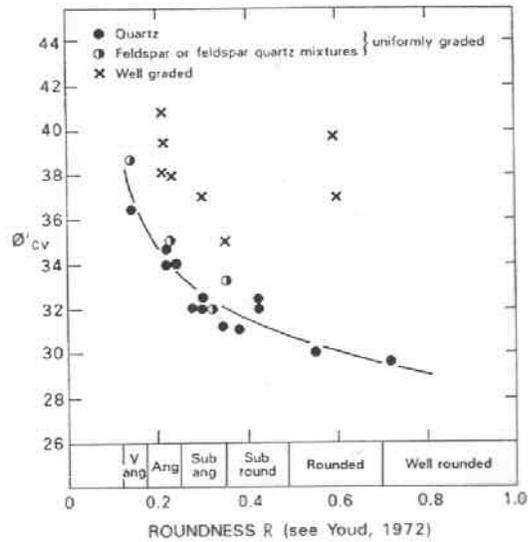


Figura n.4.2 – Angolo di attrito allo stato critico – Da Bolton (1986)

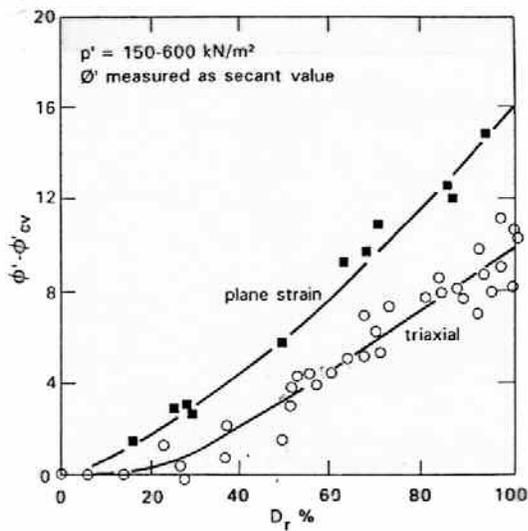


Figura n.4.3 – Angolo di dilatanza – Da Bolton (1986)



I.C. s.r.l.

URS Italia

LODI (LO) – Nuovo impianto distribuzione carburante

Doc.: R.797/1

Data: 14/01/2013

RELAZIONE GEOTECNICA

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 assume quanto segue:

$D_R$ = densità relativa	$\approx 50\div 70\%$
$\phi'_{cv}$ = angolo di attrito allo stato critico (figura n.4.2)	$= 30\div 31^\circ$
$\psi$ = angolo di dilatanza (figura n.4.3)	$= 4\div 5^\circ$
$\phi'_p$ = angolo di attrito di picco = $\phi'_{cv} + \psi$	$= 34\div 36^\circ$

Da cui:

$$\phi'_k = \text{angolo di attrito caratteristico} = \text{media}[\phi'_{cv}; \phi'_p] \cong 32^\circ (\div 33^\circ)$$

#### 4.4 Parametri di deformabilità

Per quanto concerne la stima del modulo elastico ( $E'$ ), si fa riferimento all’approccio proposto da Stroud (1988) in base al quale (in funzione del livello di deformazione espresso mediante il rapporto tra pressione agente e pressione a rottura) è possibile indicare quanto segue:

$$E'/N_{SPT} \cong 1 \quad (\text{Fondazioni ad imposta diretta, deformazioni attese dell'ordine dello 0.1\%})$$

Nel caso in studio si ottiene (cfr. paragrafo n.3.1.1):

$$E'_{(0.1\%)} > 10\text{MPa}$$

#### 4.5 Parametri geotecnici caratteristici

Sulla base della caratterizzazione geotecnica del livello 1 (sabbia debolmente limosa) documentata ai paragrafi n.4.1÷4.4, si riassumono di seguito i parametri di stato, i parametri “caratteristici” (pedice k) di resistenza al taglio ed i parametri di deformabilità del terreno naturale in sito.

$$\gamma = 19\text{kN/m}^3$$

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

$$\phi'_k = 32^\circ$$

$$E'_{(0.1\%)} = 10\text{MPa}$$

Per quanto concerne invece i parametri di resistenza al taglio del livello 2 (limo sabbioso debolmente argilloso) incontrato a profondità superiori a 8m da p.c. locale, sulla base dell’esperienza degli scriventi è possibile assumere quanto segue:



**I.C.** s.r.l.

URS Italia

LODI (LO) – Nuovo impianto distribuzione carburante

Doc.: R.797/1

Data: 14/01/2013

RELAZIONE GEOTECNICA

$$\gamma = 19\text{kN/m}^3$$

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

$$\phi'_k = 28\div 30^\circ$$

$$E'_{(0.1\%)} = 10\text{MPa}$$



## 5 CONSIDERAZIONI SUL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

### 5.1 Verifica delle condizioni di sito

Si fa riferimento a quanto prescritto dalle NTC (2008) ove vengono elencate le condizioni per le quali la verifica a liquefazione può essere omessa (è sufficiente che sia verificata almeno una condizione):

- A. Magnitudo dell'evento atteso  $M < 5$ .
- B. Accelerazione massima al suolo ( $a_{max}$ ) in condizioni di free-field inferiore a 0.1g.
- C. Profondità media stagionale della falda superiore a 15m e fondazioni di tipo superficiale.
- D. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60} > 30$  oppure  $q_{c1N} > 180$ .
- E. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella figura n.5.1 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3.5$  ed in figura n.5.2 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3.5$ , dove  $U_c = \text{coefficiente di uniformità} = D_{60}/D_{10}$

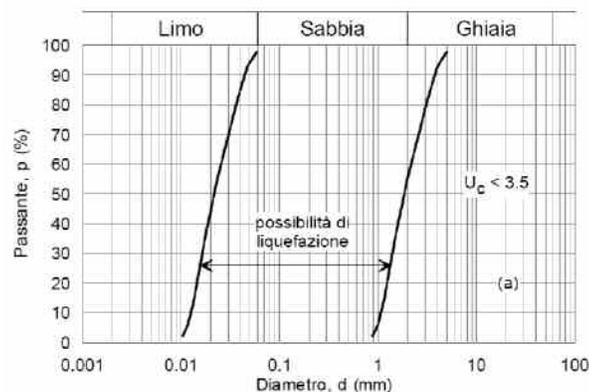


Figura n.5.1 – Fuso di terreno suscettibile di liquefazione ( $U_c < 3.5$ )

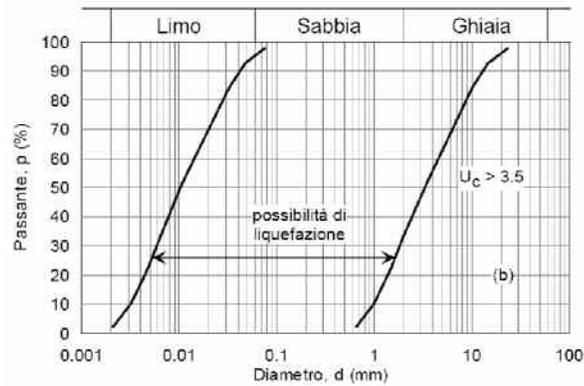


Figura n.5.2 – Fuso di terreno suscettibile di liquefazione ( $U_c > 3.5$ )

Nel caso specifico in esame si verifica che risulta rispettata la condizione di cui al punto A essendo la magnitudo dell'evento atteso (cfr. tabella n.2.4) inferiore a 5, ciò che consente di escludere a priori eventuali fenomeni di liquefazione ed omettere pertanto la relativa verifica.

	URS Italia LODI (LO) – Nuovo impianto distribuzione carburante	Doc.: R.797/1 Data: 14/01/2013
	RELAZIONE GEOTECNICA	

## 6 CRITERI DI SCELTA DELLE FONDAZIONI

La scelta della tipologia di fondazione dipende da molteplici aspetti di carattere geotecnico, strutturale e di gestione del cantiere. Nel caso particolare in studio è possibile osservare quanto segue:

1. Nell'ambito delle massime profondità raggiunte dei sondaggi (10m da p.c. locale) la falda locale è stata rilevata a circa 2.5m da p.c. locale. Per quanto non siano da escludersi escursioni della piezometrica di entità pari a circa 1m, gli scavi per la bonifica degli strati superficiali ed il getto delle fondazioni (stimabili in 1.5÷2.0m da p.c. locale) potranno avvenire senza prevedere sistemi di aggotamento.
2. Il terreno naturale in sito al di sotto dello strato superficiale di terreno vegetale (spessore pari a circa 0.5m) è costituito da sabbia debolmente limosa fino a circa 8m da p.c. locale e da limo sabbioso debolmente argilloso fino alle massime profondità raggiunte dei sondaggi (10m da p.c. locale); complessivamente il grado di addensamento dei terreni appare da modesto a mediamente elevato.

Ciò premesso, ed osservando che le azioni trasmesse dalle pensiline e delle insegne saranno caratterizzate da modesti carichi verticali ed elevate eccentricità, si propone di fondare le strutture su fondazioni isolate ad imposta diretta (plinti).

A tal proposito si raccomanda di tenere conto delle indicazioni di cui al seguito:

- Le caratteristiche geotecniche dello strato superficiale di terreno vegetale sono da assumersi scadenti sia in termini di resistenza al taglio che di deformabilità; se ne dovrà pertanto prevedere la rimozione sia in corrispondenza delle opere di fondazione che in corrispondenza delle aree pavimentate.
- Gli scavi per il getto delle fondazioni dovranno essere spinti fino a profondità di almeno 1.5÷2.0m da p.c. locale e comunque tali da consentire la totale rimozione dello strato superficiale di terreno vegetale. Nel caso in cui, all'atto dell'apertura degli scavi, si riscontrasse la presenza di materiali di riporto anche al di sotto di tale quota, si dovrà prevederne la bonifica e la sostituzione fino al piano di posa con magrone e/o misto granulare compattato.



I.C. s.r.l.

URS Italia

LODI (LO) – Nuovo impianto distribuzione carburante

Doc.: R.797/1

Data: 14/01/2013

RELAZIONE GEOTECNICA

## 7 PENSILINE E INSEGNE – VERIFICHE GEOTECNICHE DELLE FONDAZIONI

### 7.1 Geometria delle fondazioni

Si considerano plinti di forma quadrata ( $B =$  lato) di altezza ( $h$ ) pari a 80cm impostati a 1.5m da quota piazzale aventi le seguenti caratteristiche:

Pensilina:  $B = 1.60, 1.80, 2.00$  e  $2.20$ m

Insegne:  $B = 2.00, 2.30$  e  $2.50$ m

### 7.2 Condizioni di carico

Definiti con  $N_d$ ,  $M_d$  ed  $H_d$  rispettivamente il carico verticale, il momento flettente ed il taglio “di design” agenti alla quota di imposta e nel baricentro delle fondazioni, si considerano le seguenti condizioni di carico:

$e =$  eccentricità del carico = 0.00m, 0.20m, 0.40m, 0.60m

$i =$  inclinazione del carico = 0%, 5%, 10%, 15%

dove:

$$e = M_d / N_d$$

$$i = H_d / N_d$$

### 7.3 Parametri geotecnici di calcolo

Si fa riferimento ai parametri geotecnici del livello 1 (cfr. paragrafo n.4.5):

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

$$\phi'_d = \text{angolo d'attrito di "design"} = 32^\circ \text{ (cfr. Appendice A – approccio 2)}$$

$$c'_d = \text{coesione efficace di "design"} = 0 \text{ kPa (cfr. Appendice A – approccio 2)}$$

Ai fini del calcolo della capacità portante limite si assume inoltre quanto segue:

$$q' = \text{pressione nell'intorno della fondazione} = 10 \text{ kPa}$$

$$z_w = \text{distanza tra falda e imposta fondazione} = 0 \text{ m [*]}$$

[\*] – a titolo cautelativo si assume che la falda locale possa risalire fino alla quota di imposta delle fondazioni, assunta a 1.5m da p.c. locale



#### 7.4 Approccio progettuale

Nel caso specifico in studio si è scelto di fare riferimento, in accordo a quanto indicato nelle NTC al paragrafo n.6.4.2.1, all'approccio 2 (cfr. tabella n.A.7) per uno stato limite tipo GEO (A1, M1, R3). Per maggiori dettagli si rimanda all'Appendice A.

#### 7.5 Capacità portante limite e resistenza di "design"

La capacità portante limite delle fondazioni ( $q_{lim}$ ) è stata calcolata in accordo ai criteri descritti in Appendice B cui si rimanda per i dettagli.

In tabella n.7.1 sono illustrati i valori della capacità portante limite ( $q_{lim}$ [kPa] – SLU) delle fondazioni della pensilina per le geometrie e le condizioni di carico considerate.

Pensilina – Capacità portante limite $q_{lim}$ (kPa) – SLU					
i (%)	e (m)	B=1.6m	B=1.8m	B=2.0m	B=2.2m
0.00	0.00	494	512	529	547
	0.20	440	461	482	502
	0.40	378	404	428	451
	0.60	309	340	369	395
0.05	0.00	451	467	482	497
	0.20	400	419	438	455
	0.40	343	367	388	409
	0.60	279	308	334	358
0.10	0.00	410	424	437	450
	0.20	363	380	396	412
	0.40	310	331	350	369
	0.60	251	277	300	322
0.15	0.00	371	383	394	406
	0.20	327	342	356	370
	0.40	279	297	315	331
	0.60	225	248	269	288

Tabella n.7.1 – Pensilina – Capacità portante limite plinti isolati (SLU)

Operando in accordo all'approccio 2 (cfr. paragrafo n.7.4) il valore della resistenza "di design" ( $R_d$ ) è dato dalla seguente espressione:

$$R_d = q_{lim} / \gamma_R$$



I.C. s.r.l.

URS Italia

LODI (LO) – Nuovo impianto distribuzione carburante

Doc.: R.797/1

Data: 14/01/2013

RELAZIONE GEOTECNICA

dove:

$\gamma_R$  = coefficiente parziale sulla resistenza calcolata = 2.3

$q_{lim}$  = capacità portante limite (cfr. tabella n.7.1)

I valori della resistenza di “design” così ottenuti per le fondazioni della pensilina sono riassunti in tabella n.7.2.

Pensilina – Resistenza “di design” $R_d$ (kPa)					
i (%)	e (m)	B=1.6m	B=1.8m	B=2.0m	B=2.2m
0.00	0.00	215	222	230	238
	0.20	191	201	209	218
	0.40	164	176	186	196
	0.60	134	148	160	172
0.05	0.00	196	203	210	216
	0.20	174	182	190	198
	0.40	149	159	169	178
	0.60	121	134	145	155
0.10	0.00	178	184	190	196
	0.20	158	165	172	179
	0.40	135	144	152	160
	0.60	109	121	131	140
0.15	0.00	161	166	171	176
	0.20	142	149	155	161
	0.40	121	129	137	144
	0.60	98	108	117	125

Tabella n.7.2 – Pensilina – Resistenza “di design” (SLU)

Per il caso specifico delle insegne si forniscono (cfr. figure n.7.1÷7.3) i domini di resistenza di “design” nel piano ( $N_d$ ,  $H_d$ ) per le geometrie e le condizioni di carico considerate (cfr. paragrafi n.7.1 e n.7.2).

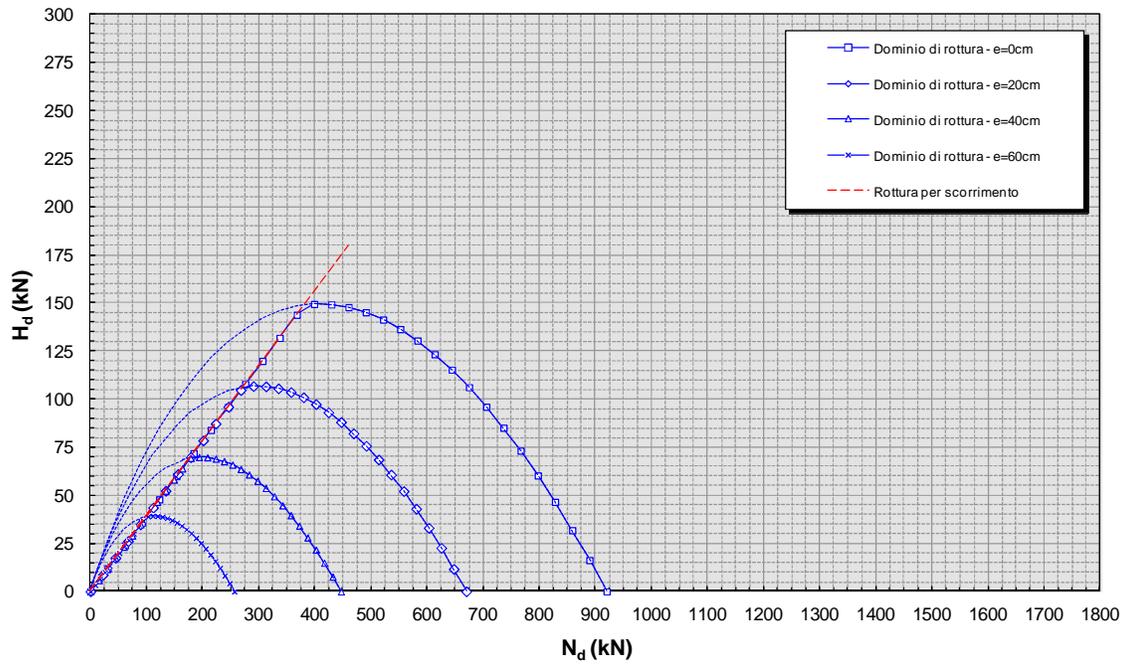


Figura n.7.1 – Insegna – Plinto 2.0x2.0m

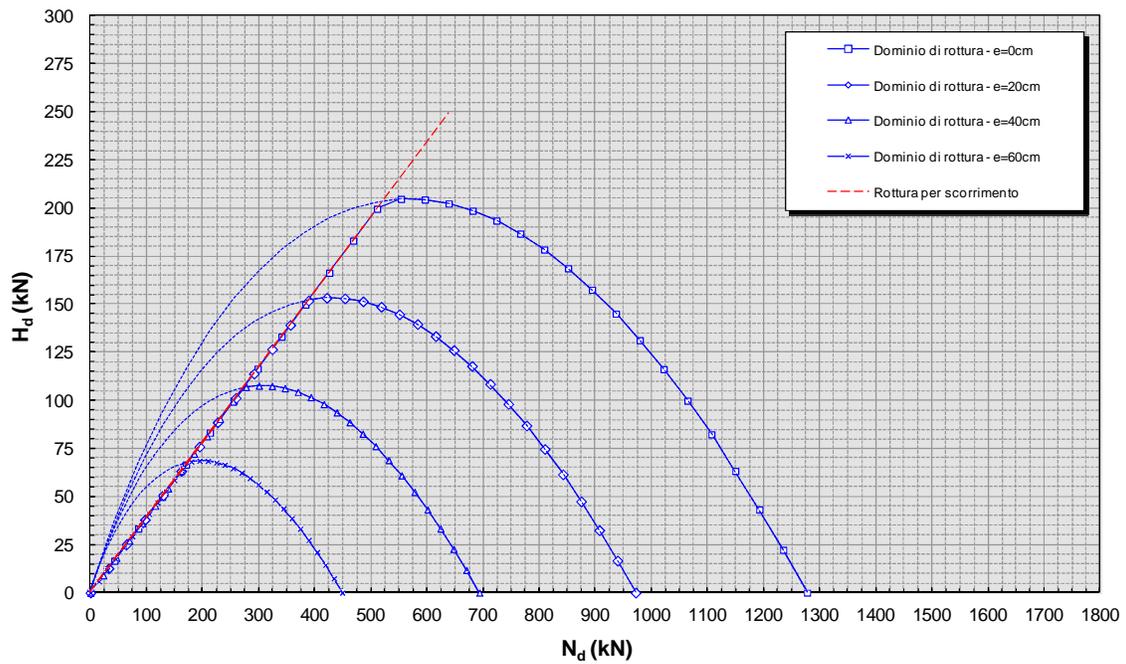


Figura n.7.2 – Insegna – Plinto 2.3x2.3m



I.C. s.r.l.

URS Italia

LODI (LO) – Nuovo impianto distribuzione carburante

Doc.: R.797/1

Data: 14/01/2013

RELAZIONE GEOTECNICA

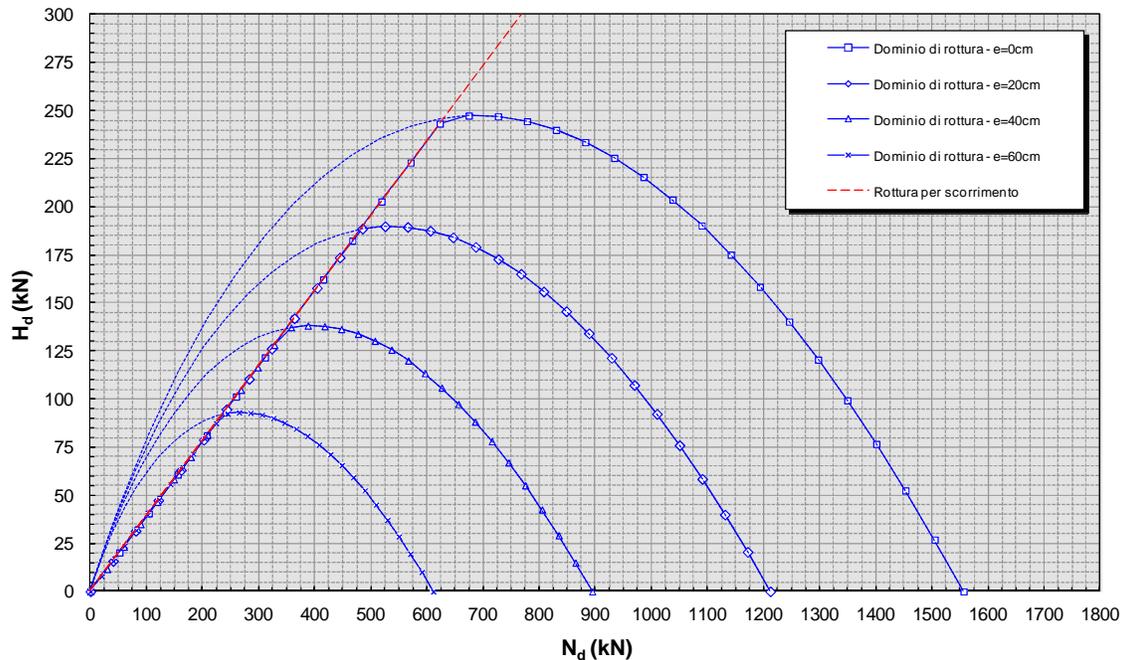


Figura n.7.3 – Insegna – Plinto 2.5x2.5m

### 7.6 Verifiche di capacità portante

Nel caso specifico delle fondazioni delle pensiline, la verifica di capacità portante dovrà essere svolta nel rispetto della seguente espressione:

$$q_{med\_d} \leq R_d$$

dove:

$q_{med\_d}$  = pressione media all'imposta calcolata tenendo conto delle eventuali eccentricità

$R_d$  = resistenza "di design" delle fondazioni (cfr. paragrafi n.7.5 e n.7.6)

Nel caso specifico delle fondazioni delle insegne, la verifica di capacità portante si intende rispettata se, entrando nei grafici di cui alle figure n.7.1÷7.3 con i valori "di design"  $N_d$  ed  $H_d$ , il punto individuato risulta interno alla curva che definisce il dominio di resistenza per la geometria e l'eccentricità considerate.

A titolo di esempio si considerino le seguenti azioni "di design" trasmesse a base montanti da un'insegna tipo:

$N_d^*$  = azione verticale = 10kN

$H_d^*$  = azione orizzontale = 28.5kN



$M_d^* = \text{azione flettente} = 110\text{kNm}$

Nell'ipotesi di impostare l'insegna su un plinto di dimensioni 2.5x2.5m ed altezza pari a 1.1m ( $W = \text{peso plinto} = 172\text{kN}$ ) le azioni "di design" ad imposta fondazione valgono:

$N_d = \text{azione verticale} = N_d^* + 1.3W = 234\text{kN}$

$H_d = \text{azione orizzontale} = H_d^* = 28.5\text{kN}$

$M_d = \text{azione flettente} = M_d^* + 1.1V_d^* = 141\text{kNm}$

$e = \text{eccentricità} = M_d^*/N_d^* = 141/234 = 0.6\text{m}$

In figura n.7.4 è illustrato il dettaglio della verifica di capacità portante. Il punto ( $N_d$ ,  $H_d$ ) risulta interno al dominio di rottura relativo ad un plinto 2.5x2.5m ed eccentricità pari a 60cm.

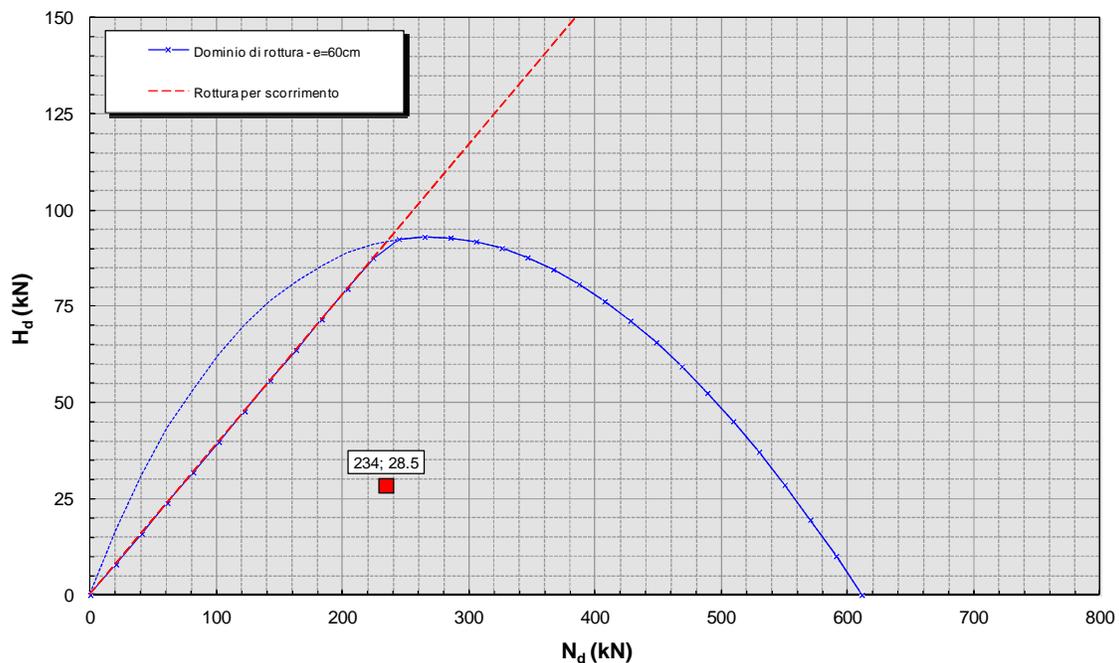


Figura n.7.4 – Esempio verifica di capacità portante insegna

In entrambi i casi (pensiline e insegne) per la verifica di capacità portante in condizioni sismiche si dovrà considerare una resistenza "di design" ( $R_{d-sisma}$ ) ridotta rispetto all'analogo valore statico ( $R_{d-statico}$ ) per tenere conto dell'abbattimento dei coefficienti di capacità portante dovuto alle forze inerziali agenti sul terreno in potenziale movimento, in accordo a quanto riportato in Appendice B.



Nello specifico si verifica che, indipendentemente dalle condizioni di carico e dalla geometria delle fondazioni, la riduzione della resistenza “di design” risulta pari a:

$$R_{d-sisma} \cong 0.9R_{d-statico}$$

Resta inteso che le pressioni medie all’imposta ( $q_{med-d}$ ) e le azioni  $N_d$ ,  $M_d$  ed  $H_d$  dovranno essere definite applicando i coefficienti parziali sulle azioni (A1) di cui alla seguente tabella n.7.3.

TIPO VERIFICA	Strutturali e permanenti definiti ( $\gamma_{G1}$ )		Permanenti non compiutamente definiti ( $\gamma_{G2}$ )		Variabili ( $\gamma_{Qi}$ )	
	Sfavorevoli	Favorevoli	Sfavorevoli	Favorevoli	Sfavorevoli	Favorevoli
<b>STATICO</b>	1.3	1.0	1.5	0.0	1.5	0.0
<b>SISMICO</b>	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0

Tabella n.7.3 – Coefficienti parziali sulle azioni per analisi SLU delle fondazioni dirette

### 7.7 Considerazioni sulla portata ammissibile (ex DM 11/03/1988)

Nel presente paragrafo si forniscono indicazioni di massima per un confronto con i valori di capacità portante calcolati con il metodo delle tensioni ammissibili impiegando i coefficienti di sicurezza globali (FS=3) di cui alla normativa previgente (DM 11/03/1988).

Nello specifico si fa riferimento ai plinti di fondazione della pensilina di lato pari a 1.6 e 2.2m impostati a 1.5m da p.c. locale, considerando valori “rappresentativi” delle sollecitazioni trasmesse dalla pensilina.

#### Caso 1 – Plinto 1.6x1.6m

$$N_{plinto} = 0.8m \times 1.6m \times 1.6m \times 25kN/mc = 51kN$$

$$N_{terra} = 0.7m \times 1.6m \times 1.6m \times 18kN/mc = 32kN$$

$$N_{pensilina} = 35kN \text{ (permanenti + accidentali)}$$

$$\mathbf{N_{tot} = 118kN}$$

$$\mathbf{M = 26kNm}$$

$$\mathbf{T = 10kN}$$

#### Caso 2 – Plinto 2.2x2.2m

$$N_{plinto} = 0.8m \times 2.2m \times 2.2m \times 25kN/mc = 97kN$$

$$N_{terra} = 0.7m \times 2.2m \times 2.2m \times 18kN/mc = 61kN$$

$$N_{pensilina} = 35kN \text{ (permanenti + accidentali)}$$



I.C. s.r.l.

URS Italia

LODI (LO) – Nuovo impianto distribuzione carburante

Doc.: R.797/1

Data: 14/01/2013

RELAZIONE GEOTECNICA

$N_{tot} = 193\text{kN}$

$M = 26\text{kNm}$

$T = 10\text{kN}$

Il dettaglio delle verifiche è illustrato nelle seguenti tabelle n.7.4 e n.7.5.

N (kN)	T <sub>B</sub> (kN)	T <sub>L</sub> (kN)	M <sub>B</sub> (kNm)	M <sub>L</sub> (kNm)	$\gamma_{TOT}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'$ (°)	c' (kPa)	a (kPa)	q' (kPa)	D (m)	h <sub>w</sub> (m)	$\alpha$ (°)	B (m)	L (m)	m <sub>B</sub> (-)	m <sub>L</sub> (-)	N <sub>c</sub> (-)	N <sub>y</sub> (-)	N <sub>z</sub> (-)	e <sub>B</sub> (m)	e <sub>L</sub> (m)	B' (m)	L' (m)	A' (m <sup>2</sup> )	q <sub>MED</sub> (kPa)	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )
118	10	0	26	0	19.0	32	0	0	10	0.0	0.0	0.0	1.60	1.60	1.58	1.42	35.49	27.72	23.18	0.22	0.00	1.16	1.60	1.85	63.6	9.0

COEFF. CORRETTIVI		Direz. B	Direz. L	FS = 3.0	
FORMA	s <sub>c</sub>	1.401	1.764	q <sub>LIM</sub> (kPa)	q <sub>LIM</sub> /FS (kPa)
	s <sub>y</sub> *	0.783	0.586		
	s <sub>y</sub>	0.783	0.700		
	s <sub>q</sub>	1.384	1.731		
INCLINAZIONE CARICO	i <sub>c</sub>	0.864	1.000	Direz. B	123
	i <sub>y</sub>	0.796	1.000		
	i <sub>q</sub>	0.869	1.000		
INCLINAZIONE PIANO DI POSA	b <sub>c</sub>	1.000	1.000	Direz. L	180
	b <sub>q</sub>	1.000	1.000		
	b <sub>y</sub>	1.000	1.000		
				MINIMO	123

Tabella n.7.4 – Verifica di capacità portante plinto 1.6x1.6m ex DM 11/03/88

N (kN)	T <sub>B</sub> (kN)	T <sub>L</sub> (kN)	M <sub>B</sub> (kNm)	M <sub>L</sub> (kNm)	$\gamma_{TOT}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'$ (°)	c' (kPa)	a (kPa)	q' (kPa)	D (m)	h <sub>w</sub> (m)	$\alpha$ (°)	B (m)	L (m)	m <sub>B</sub> (-)	m <sub>L</sub> (-)	N <sub>c</sub> (-)	N <sub>y</sub> (-)	N <sub>z</sub> (-)	e <sub>B</sub> (m)	e <sub>L</sub> (m)	B' (m)	L' (m)	A' (m <sup>2</sup> )	q <sub>MED</sub> (kPa)	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )
193	10	0	26	0	19.0	32	0	0	10	0.0	0.0	0.0	2.20	2.20	1.53	1.47	35.49	27.72	23.18	0.13	0.00	1.93	2.20	4.25	45.4	9.0

COEFF. CORRETTIVI		Direz. B	Direz. L	FS = 3.0	
FORMA	s <sub>c</sub>	1.486	1.631	q <sub>LIM</sub> (kPa)	q <sub>LIM</sub> /FS (kPa)
	s <sub>y</sub> *	0.737	0.658		
	s <sub>y</sub>	0.737	0.700		
	s <sub>q</sub>	1.465	1.604		
INCLINAZIONE CARICO	i <sub>c</sub>	0.918	1.000	Direz. B	156
	i <sub>y</sub>	0.874	1.000		
	i <sub>q</sub>	0.922	1.000		
INCLINAZIONE PIANO DI POSA	b <sub>c</sub>	1.000	1.000	Direz. L	188
	b <sub>q</sub>	1.000	1.000		
	b <sub>y</sub>	1.000	1.000		
				MINIMO	156

Tabella n.7.5 – Verifica di capacità portante plinto 2.2x2.2m ex DM 11/03/88



I.C. s.r.l.

URS Italia

LODI (LO) – Nuovo impianto distribuzione carburante

Doc.: R.797/1

Data: 14/01/2013

RELAZIONE GEOTECNICA

Si ottiene pertanto:

Caso 1 – Plinto 1.6x1.6m

$q_{med}$  = pressione media all'imposta = 64kPa

$q_{lim}$  = pressione limite = 369kPa

da cui:

$q_{amm}$  = pressione ammissibile (FS=3) = 123kPa

Caso 2 – Plinto 2.2x2.2m

$q_{med}$  = pressione media all'imposta = 45kPa

$q_{lim}$  = pressione limite = 468kPa

da cui:

$q_{amm}$  = pressione ammissibile (FS=3) = 156kPa

### **7.8 Stima del cedimento assoluto**

Si riporta di seguito una stima del cedimento assoluto atteso per i plinti di fondazione della pensilina. L'analisi è stata svolta ricorrendo alla teoria elastica come descritto in Appendice C cui si rimanda per i dettagli.

Geometria delle fondazioni

Vale quanto già descritto al paragrafo n.7.1.

Condizioni di carico

Si fa riferimento a valori di pressione media all'imposta ( $q$ ) pari a 20kPa, 40kPa, 60kPa e 80kPa.

Si noti che (vedere anche Appendice C):

- Il calcolo è stato svolto per pressioni medie all'imposta da valutare considerando il solo carico verticale in condizioni di esercizio (SLE) al netto del peso proprio della fondazione.
- La profondità di influenza del carico ( $z_i$ ) è stata prudenzialmente definita in relazione al massimo valore di pressione considerato.

Stratigrafia e parametri di calcolo

Si considera quanto segue (con "z" si indica la profondità da imposta fondazione, assunta a 1.5m da p.c. locale):

$z > 0m$  – TERRENO NATURALE:  $E' = 10MPa$ ;  $\nu = 0.3$  ( $\gamma = 9kN/m^3$ )



I.C. s.r.l.

URS Italia

LODI (LO) – Nuovo impianto distribuzione carburante

Doc.: R.797/1

Data: 14/01/2013

RELAZIONE GEOTECNICA

Per ciascun valore di pressione considerato ed al variare della geometria dei plinti è possibile indicare i seguenti valori di cedimento:

Per q = 20kPa:	s $\cong$ 2.2÷2.8mm
Per q = 40kPa:	s $\cong$ 4.4÷5.5mm
Per q = 60kPa:	s $\cong$ 6.6÷8.2mm
Per q = 80kPa:	s $\cong$ 8.8÷11.0mm

Per quanto concerne i valori di cedimento atteso sopra indicati, la profondità di influenza risulta dell'ordine di 4÷5m, ne deriva che i bulbi di pressione andranno ad interessare prevalentemente materiali granulari di cui al livello 1 (sabbia debolmente limosa), ciò che consente di prevedere che i cedimenti si esauriranno in gran parte all'applicazione dei carichi nell'ambito delle fasi di costruzione, con cedimenti differiti nel tempo pressoché trascurabili.



## 8 CHIOSCO DI SERVIZIO – VERIFICHE GEOTECNICHE DELLE FONDAZIONI

### 8.1 Capacità portante

Posto che il chiosco di servizio verrà impostato su una platea continua in c.a., la pressione agente all'imposta risulta molto ridotta; si omette pertanto la verifica di capacità portante in quanto non costituisce vincolo alla progettazione.

### 8.2 Stima del cedimento assoluto

Si riporta di seguito una stima del cedimento assoluto atteso per la platea di fondazione del chiosco. L'analisi è stata svolta ricorrendo alla teoria elastica come descritto in Appendice C cui si rimanda per i dettagli.

#### Geometria delle fondazioni

Si considera una platea rettangolare impostata a 1.5m da p.c. locale e di dimensioni in pianta pari a 9x12m.

#### Condizioni di carico

Si fa riferimento a valori di pressione media all'imposta (q) pari a 20kPa, 40kPa e 60kPa.

Si noti che (vedere anche Appendice C):

- Il calcolo è stato svolto per pressioni medie all'imposta da valutare considerando il solo carico verticale in condizioni di esercizio (SLE) al netto del peso proprio della fondazione.
- La profondità di influenza del carico ( $z_i$ ) è stata prudenzialmente definita in relazione al massimo valore di pressione considerato.

#### Stratigrafia e parametri di calcolo

Si considera quanto segue (con "z" si indica la profondità da imposta fondazione, assunta a 1.5m da p.c. locale):

$z > 0\text{m}$  – TERRENO NATURALE:  $E' = 10\text{MPa}$ ;  $\nu = 0.3$  ( $\gamma = 9\text{kN/m}^3$ )

Per ciascun valore di pressione considerato è possibile indicare i seguenti valori di cedimento:

Per  $q = 20\text{kPa}$ :  $s \cong 9.8\text{mm}$

Per  $q = 40\text{kPa}$ :  $s \cong 19.7\text{mm}$

Per  $q = 60\text{kPa}$ :  $s \cong 29.5\text{mm}$

Per  $q = 80\text{kPa}$ :  $s \cong 39.3\text{mm}$



I.C. s.r.l.

URS Italia

LODI (LO) – Nuovo impianto distribuzione carburante

Doc.: R.797/1

Data: 14/01/2013

RELAZIONE GEOTECNICA

Per quanto concerne i valori di cedimento atteso sopra indicati, la profondità di influenza risulta dell'ordine di 12m, ne deriva che i bulbi di pressione andranno ad interessare sia i materiali granulari di cui al ed al livello 1 (sabbia debolmente limosa) che i materiali limosi di cui al livello 2 (limo sabbioso debolmente argilloso).

Anche in questo caso è possibile prevedere che i cedimenti si esauriranno in gran parte all'applicazione dei carichi nell'ambito delle fasi di costruzione, con cedimenti differiti nel tempo pressoché trascurabili.

### 8.3 Costante di sottofondo

Per il calcolo della costante di sottofondo (modello di Winkler) si fa riferimento alla seguente espressione:

$$K_w = q_{med} / s$$

dove:

$q_{med}$  = pressione media in fondazione

s = cedimento assoluto fondazione "rigida"

Nel caso specifico in studio si ottiene quanto segue:

$$K_w \approx 0.2 \text{ kg/cm}^3$$

Si consiglia, ai fini del progetto strutturale della platea, di verificare l'armatura per valori della molla variabili nell'intervallo  $\pm 25\%$  rispetto al valore medio di progetto sopra indicato.

	URS Italia LODI (LO) – Nuovo impianto distribuzione carburante	Doc.: R.797/1 Data: 14/01/2013
	RELAZIONE GEOTECNICA	

## 9 CONSIDERAZIONI PROGETTUALI

### 9.1 *Criteri di dimensionamento geotecnico delle fondazioni*

Alla luce di quanto documentato ai capitoli n.7 e n.8 è possibile definire i seguenti criteri per il dimensionamento delle fondazioni:

- A. I carichi di “design” all’imposta (calcolati sulla base dei coefficienti parziali sulle azioni di cui alla tabella n.7.3) dovranno risultare compatibili con le resistenze “di design” di cui alla tabella n.7.2 (pensiline) e con i domini di resistenza di cui alle figure n.7.1÷7.3 (insegne). Per le verifiche in condizioni sismiche si dovrà tenere conto di una riduzione del 10% della resistenza “di design”.
- B. I cedimenti assoluti indotti dal carico verticale di esercizio (al netto del peso proprio della fondazione) sono riportati al paragrafo n.7.8 (pensiline) ed al paragrafo n.8.2 (chiosco di servizio), mentre le verifiche strutturali dovranno tenere conto dei valori della costante di sottofondo indicata al paragrafo n.8.3. Si rimanda al Progettista la definizione del cedimento ammissibile in funzione delle caratteristiche strutturali dei fabbricati.

Il progetto delle fondazioni dovrà tenere conto del più restrittivo dei vincoli relativi alla portata del terreno (punto A) ed al cedimento assoluto (punto B).

### 9.2 *Analisi del potenziale di liquefazione*

Il sito di intervento è caratterizzato (cfr. paragrafo n.2.5) da una magnitudo dell’evento sismico atteso inferiore a 5, ciò che consente, in accordo a quanto previsto dalle NTC (cfr. capitolo n.5) di escludere a priori potenziali fenomeni di liquefazione in caso di sisma.



I.C. s.r.l.

URS Italia

LODI (LO) – Nuovo impianto distribuzione carburante

Doc.: R.797/1

Data: 14/01/2013

RELAZIONE GEOTECNICA

## 10 APPENDICE A – VERIFICHE GEOTECNICHE AGLI STATI LIMITE

### 10.1 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

$\Psi$  indica un fattore  $\leq 1$  che viene definito nell'ambito della combinazione di carico prescelta.

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

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,  $E_u$ ,  $\nu$ , 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

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

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

### 10.2 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 <sub>VR</sub>
Stati limite ultimi	<b>SLV (salvaguardia della vita)</b>	<b>10%</b>
	SLC (collasso)	5%

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



I.C. s.r.l.

URS Italia

LODI (LO) – Nuovo impianto distribuzione carburante

Doc.: R.797/1

Data: 14/01/2013

## RELAZIONE GEOTECNICA

SL	Descrizione della prestazione	Riferimento Norme	Classe d'uso			
			I	II	III	IV
SLF	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
SLC	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
	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

**10.3 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 <sub>VR</sub>
Stati limite di servizio	SLO (operatività)	81%
	<b>SLD (danno)</b>	<b>63%</b>

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.

#### 10.4 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 ( $\gamma_{G1}$ )		Permanenti non compiutamente definiti ( $\gamma_{G2}$ )		Variabili ( $\gamma_{Qi}$ )	
	Sfavorevoli	Favorevoli	Sfavorevoli	Favorevoli	Sfavorevoli	Favorevoli
<b>EQU</b>	1.1	0.9	1.5	0.0	1.5	0.0
<b>A<sub>1</sub> (STR)</b>	1.3	1.0	1.5	0.0	1.5	0.0
<b>A<sub>2</sub> (GEO)</b>	1.0	1.0	1.3	0.0	1.3	0.0
<b>UPL</b>	1.1	0.9	1.5	0.0	1.5	0.0
<b>HYD</b>	1.3	0.9	1.5	0.0	1.5	0.0
<b>SISMA <sup>(1)</sup></b>	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0

<sup>(1)</sup> – paragrafo n.7.11.1 NTC

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

	$\gamma_M$				
	$\tan(\phi')$	$c'$	$c_u$	$q_u$	$\gamma$
<b>M<sub>1</sub> (STR)</b>	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
<b>M<sub>2</sub> (GEO)</b>	1.25	1.25	1.4	1.6	1.0
<b>UPL / HYD / EQU</b>	1.25	1.25	1.4	1.6	1.0
<b>SISMA <sup>(1)</sup> (STR e GEO Approccio 2)</b>	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
<b>SISMA <sup>(1)</sup> (UPL-HYD-EQU)</b>	1.25	1.25	1.4	1.6	1.0

<sup>(1)</sup> – da NTC paragrafo 7.11.1

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



I.C. s.r.l.

URS Italia

LODI (LO) – Nuovo impianto distribuzione carburante

Doc.: R.797/1

Data: 14/01/2013

RELAZIONE GEOTECNICA

### 10.5 *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*



## 11 APPENDICE B – CAPACITÀ PORTANTE LIMITE DELLE FONDAZIONI DIRETTE

### 11.1 Premessa

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 ( $N_\gamma$ ) risulta in questo caso intermedio tra quanto definito in Hansen (1970) e in Caquot & Kerisel (1953).

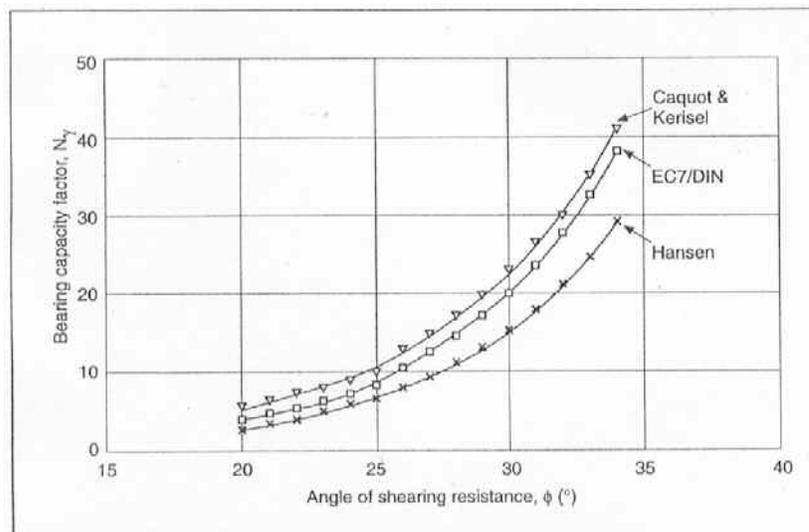


Figura n.B.1 – Fattore di capacità portante  $N_\gamma$

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.



### 11.2 Capacità portante limite in condizioni drenate

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 (paragrafo n.10.2)

$\gamma_c$  = peso del terreno di fondazione (paragrafo n.10.3)

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

$c'$  = coesione efficace

$N_\gamma, N_q, N_c$  = fattori di capacità portante

$s_\gamma, s_q, s_c$  = fattori di forma

$i_\gamma, i_q, i_c$  = fattori di inclinazione del carico



### 11.3 Capacità portante limite in condizioni non drenate

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

- Fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2 (B'/L')$$

- Fattori di inclinazione del carico:

$$i_c = 0.5 [1 + (1 - H / A' \cdot c_u)^{1/2}]$$

Nel complesso si ottiene:

$$q_{lim} = N_c \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c + q$$

dove:

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

$c_u$  = coesione non drenata

$N_c = 2 + \pi$  = fattore di capacità portante

### 11.4 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:

L, B = dimensioni "reali" della fondazione;

$e_1, e_2$  = eccentricità del carico nelle direzioni considerate

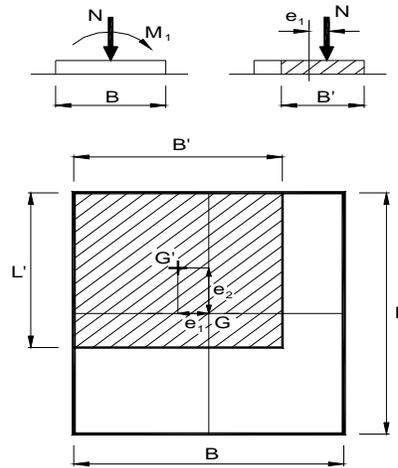


Figura n.B.2 – Criterio di Meyerhof per il calcolo della fondazione reagente

### 11.5 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 ( $\gamma_c$ ) secondo il seguente procedimento (si veda anche figura n.B.3):

$$\begin{aligned} \gamma_c &= \gamma' + z_w/B (\gamma' - \gamma_w) && \text{se } 0 \leq z_w \leq B \\ \gamma_c &= \gamma && \text{se } z_w \geq B \\ \gamma_c &= \gamma' && \text{se il piano di posa è collocato sotto falda} \end{aligned}$$

dove:

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

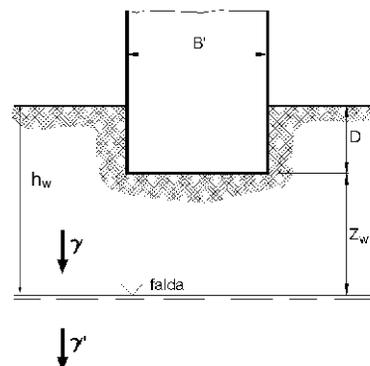


Figura n.B.3 – Influenza della falda



### 11.6 Coefficienti di capacità portante in condizioni sismiche

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

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

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

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

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

I fattori riduttivi ( $z_\gamma$ ,  $z_q$ ,  $z_c$ ) vengono definiti in funzione dei parametri di resistenza al taglio del terreno di fondazione e del coefficiente pseudo-statico di progetto ( $k_h$ ) mediante le seguenti espressioni (vedere anche figura n.B.4):

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

$$z_c = 1 - 0.34k_h$$

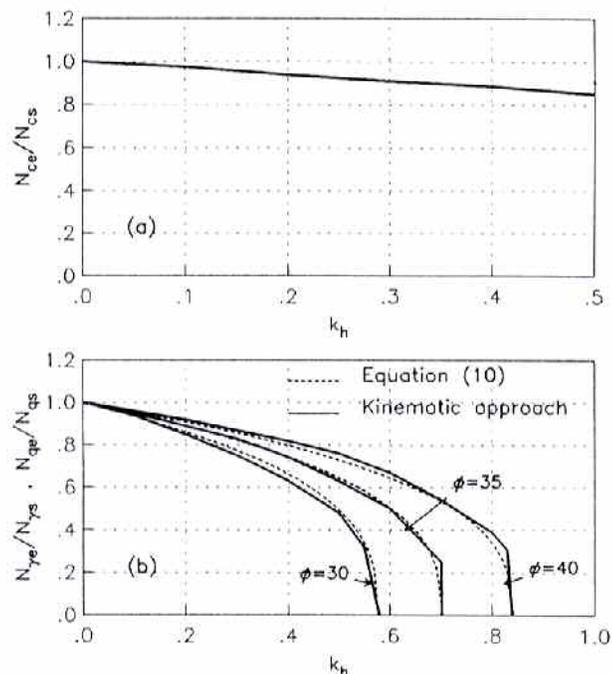


Figura n.B.4 – Riduzione dei fattori di capacità portante in presenza di sisma (Paolucci e Peker, 1997)



## 12 APPENDICE C – ANALISI DEI CEDIMENTI

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 la semplice correlazione proposta da Poulos (1974) per fondazioni rettangolari:

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

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 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  $i^{\text{esimo}}$  di terreno) dal modulo elastico (E) e dal coefficiente di Poisson ( $\nu$ ):

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

- 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):

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

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

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