



# AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA DAL CASELLO DI REGGIOLO-ROLO SULLA A22 AL CASELLO DI FERRARA SUD SULLA A13

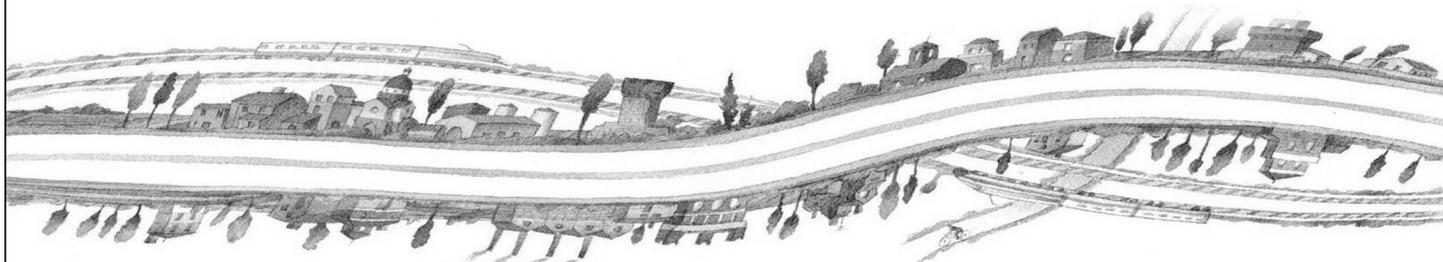
CODICE C.U.P. E81B08000060009

## PROGETTO DEFINITIVO

**ASSE AUTOSTRADALE (COMPRESIVO DEGLI INTERVENTI LOCALI DI COLLEGAMENTO VIARIO AL SISTEMA AUTOSTRADALE)**  
GEOLOGIA, IDROGEOLOGIA, SISMICA E GEOTECNICA

GEOTECNICA

CRITERI GENERALI VERIFICHE GEOTECNICHE



IL PROGETTISTA

Ing. Gianfranco Marchi  
Albo Ing. Ravenna n°342

RESPONSABILE INTEGRAZIONE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Emilio Salsi  
Albo Ing. Reggio Emilia n° 945



IL CONCESSIONARIO

Autostrada Regionale  
Cispadana S.p.A.  
IL PRESIDENTE  
Graziano Pattuzzi

G										
F										
E										
D										
C										
B										
A	17.04.2012	EMISSIONE				A. Boschi	G. Marchi	E. Salsi		
REV.	DATA	DESCRIZIONE				REDAZIONE	CONTROLLO	APPROVAZIONE		
IDENTIFICAZIONE ELABORATO										DATA: MAGGIO 2012
NUM. PROGR.	FASE	LOTTO	GRUPPO	CODICE OPERA WBS	TRATTO OPERA	AMBITO	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVO	REV.	SCALA: _
0405	PD	0	A00	A0000	0	GT	RB	02	A	



## INDICE

<b>1. PREMESSA</b> .....	<b>4</b>
<b>2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>5</b>
2.1. NORMATIVA .....	5
2.2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	5
<b>3. INFORMAZIONI SUI CODICI DI CALCOLO</b> .....	<b>7</b>
<b>4. VERIFICHE DI STABILITÀ NEI CONFRONTI DEI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE</b> .....	<b>9</b>
4.1. GENERALITÀ.....	9
4.2. VALUTAZIONE DEL RAPPORTO DI TENSIONE CICLICA "CSR".....	11
4.3. VALUTAZIONE DEL RAPPORTO DI RESISTENZA CICLICA "CRR" .....	12
4.3.1. CRR da prove SPT.....	13
4.3.2. CRR da prove CPT-CPTU.....	16
4.4. CONSIDERAZIONI IN MERITO ALLA STIMA DEI CEDIMENTI PER EFFETTO DEL SISMA.....	18
4.5. PARAMETRI DI BASE PER LE ANALISI DI LIQUEFAZIONE .....	19
4.6. DEFINIZIONE DELLA MAGNITUDO .....	20
<b>5. VERIFICHE DI STABILITÀ DI RILEVATI E TRINCEE</b> .....	<b>21</b>
5.1. PREMESSA.....	21
5.2. CONDIZIONI DI ANALISI .....	23
5.3. PROGRAMMI DI CALCOLO .....	25
<b>6. CRITERI DI CALCOLO DEI PALI DI FONDAZIONE</b> .....	<b>26</b>
6.1. CAPACITÀ PORTANTE DEL PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICHI ASSIALI .....	26
6.1.1. Terreni a comportamento prevalentemente coesivo .....	28
6.1.2. Terreni a comportamento prevalentemente incoerente .....	30
6.2. CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI IN GRUPPO SOGGETTI A CARICHI ASSIALI .....	32
6.2.1. Terreni coesivi .....	32
6.2.2. Terreni incoerenti .....	35
6.3. COMPORTAMENTO DEI PALI RISPETTO A CARICHI VERTICALI .....	35
6.3.1. Cedimento del palo singolo soggetto a carichi assiali .....	35
6.3.2. Cedimento dei pali in gruppo soggetti a carico assiale.....	35
6.4. COMPORTAMENTO DEI PALI RISPETTO A CARICHI ORIZZONTALI E COPPIE .....	37
6.4.1. Criteri per la determinazione della capacità portante del palo singolo soggetto a carichi trasversali.....	37
6.4.1.1 Terreni a comportamento prevalentemente coesivo .....	40

6.4.1.2	<i>Terreni a comportamento prevalentemente incoerente</i> .....	43
6.4.2.	Valutazione spostamenti laterali, rotazioni e sollecitazioni lungo il palo singolo.....	44
6.4.3.	Comportamento dei pali in gruppo .....	45
6.4.3.1	<i>Capacità portante del gruppo di pali soggetto a carichi trasversali</i> .....	45
6.4.3.2	<i>Incremento delle sollecitazioni rispetto al palo singolo nei pali in gruppo</i> .....	46
<b>7.</b>	<b>CRITERI DI CALCOLO DEI DIAFRAMMI E POZZI DI DIAFRAMMI</b> .....	<b>49</b>
7.1.	CAPACITÀ PORTANTE DEL DIAFRAMMA SINGOLO SOGGETTO A CARICHI ASSIALI .....	49
7.1.1.	Terreni a comportamento prevalentemente coesivo .....	51
7.1.2.	Terreni a comportamento prevalentemente incoerente .....	54
7.2.	OSSERVAZIONI IN MERITO AI POZZI DI DIAFRAMMI .....	55
<b>8.</b>	<b>STIMA DEI CEDIMENTI E LORO EVOLUZIONE NEL TEMPO</b> .....	<b>56</b>
8.1.	MODALITÀ DI CALCOLO .....	56
8.1.1.	Stima del cedimento per terreni incoerenti .....	57
8.1.2.	Stima del cedimento per terreni coesivi o comunque stratificati .....	57
8.1.2.1	<i>Tipi di cedimento</i> .....	58
8.1.2.2	<i>Valutazione teorica dei vari tipi di cedimento</i> .....	58
8.1.3.	Stima dei cedimenti in presenza di pali di consolidamento e carico agente sui pali .....	60
8.1.4.	Determinazione teorica dell'evoluzione dei cedimenti nel tempo in assenza di dreni.....	61
8.1.5.	Determinazione teorica dei cedimenti nel tempo in presenza di dreni verticali.....	62
8.1.6.	Determinazione teorica dei cedimenti nel tempo in presenza di pali di consolidamento .....	62
<b>9.</b>	<b>STIMA DEI CEDIMENTI POSTSISMICI DEI TERRENI COESIVI</b> .....	<b>63</b>
<b>10.</b>	<b>TRATTAMENTO DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI</b> .....	<b>66</b>
10.1.	CRITERI PER LA DEFINIZIONE DEGLI SPESSORI DI BONIFICA AL DI SOTTO DEI RILEVATI.....	66
10.2.	CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI .....	68
10.3.	EFFETTI DELLA VARIAZIONE DELLO SPESSORE DI BONIFICA E DEL RELATIVO MODULO ELASTICO .....	69
10.4.	EFFETTI DOVUTI ALLE VARIAZIONI VOLUMETRICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE DI NATURA COESIVA A SEGUITO DELLE VARIAZIONI STAGIONALI DI UMIDITÀ.....	70
10.4.1.	Considerazioni di carattere generale.....	70
10.4.2.	Possibili metodologie di intervento per la mitigazione degli effetti delle variazioni volumetriche del terreno di fondazione .....	72
10.5.	BONIFICHE DI PROGETTO .....	77
<b>11.</b>	<b>CAPACITÀ PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI</b> .....	<b>78</b>
11.1.	CRITERI DI CALCOLO.....	78
11.1.1.	Condizioni Drenate.....	80
11.1.2.	Condizioni Non Drenate .....	81



<b>12. COSTANTE DI SOTTOFONDO .....</b>	<b>84</b>
12.1. DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE K .....	84

## 1. PREMESSA

---

Nell'ambito delle attività di progettazione previste per la redazione del Progetto Definitivo di Autostrada Regionale Cispadana dal casello di Reggiolo-Rolo su A22 al casello di Ferrara Sud su A13, il presente documento illustra i criteri generali adottati per l'esecuzione delle verifiche geotecniche.

Nel seguito dell'elaborato verranno descritte ed approfondite le seguenti tematiche, con particolare riferimento alle metodologie di analisi adottate:

- normativa di riferimento per le verifiche geotecniche;
- informazioni sui codici di calcoli impiegati;
- verifiche di stabilità nei confronti dei fenomeni di liquefazione;
- verifiche di stabilità dei rilevati/trincee;
- calcolo dei cedimenti attesi dei rilevati e della loro evoluzione nel tempo;
- calcolo dei cedimenti post-sismici nei terreni coesivi;
- trattamento del piano di posa dei rilevati/trincee: determinazione degli spessori di bonifica necessari alla luce dei livelli prestazionali richiesti;
- valutazione della capacità dei pali/diaframmi di fondazione;
- comportamento dei pali/diaframmi rispetto a carichi verticali (curva carico-cedimento del palo singolo);
- comportamento dei pali rispetto a carichi orizzontali e coppie (spostamenti laterali, rotazioni e sollecitazioni);
- valutazione della capacità portante di fondazioni superficiali e verifiche a scorrimento;
- valutazione della costante di sottofondo per fondazioni superficiali.

## 2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

---

### 2.1. NORMATIVA

---

Le normative di riferimento sono riportate nell'elaborato:

- PD\_0\_000\_00000\_0\_GE\_KT\_01, "Elenco delle Normative di riferimento".

### 2.2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

---

- AGI, "Raccomandazioni sui pali di fondazione", dicembre 1984.
- Associazione Geotecnica Italiana (2005) "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica", Patron Editore, Bologna.
- DGR n.1 del 10/01/2007 recante ad oggetto "Approvazione dell'atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art.16, comma 1, della L.R. 20/2000, in merito a "Indirizzi per la microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica" proposta all'assemblea legislativa"
- FRANK R., "Calcul des fondations superficielles et profondes", Techniques de l'Ingénieur (TI), Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées.
- JOSEPH E. BOWLES (1992) – "Fondazioni – Progetto e analisi", McGraw-Hill, Giugno 1992.
- LANCELLOTTA R. (1993) – "Geotecnica", Seconda edizione, ed. Zanichelli, Bologna.
- VIGGIANI C. – Fondazioni – Hevelius Edizioni
- POULOS H.G., DAVIS E.H. – Analisi e progettazione di fondazioni su pali – Libreria Dario Flaccovio Editrice.
- POULOS H.G., DAVIS E.H. (1974) – "Elastic solutions for soil and rock mechanics", ed. John Wiley & Sons, Inc..
- U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration – "Drilled shafts: Construction procedures and design methods" – Publication No. FHWA-IF-99-025;
- MATSUI T., OHARA H., ITO T., "Cyclic stress-strain history and shear characteristics of clay"; 1980

- ISHIHARA K., "Soil behaviour in earthquake geotechnics"; 1996 Oxford science publications.
- FERRARI P., GIANNINI F. (1987) – "Ingegneria stradale vol. II – Corpo stradale e pavimentazioni", ed. Petrini.
- WINTERKORN H.F., FANG H-Y – "Foundation Engineering Handbook", ed. Van Nostrand Reinhold Company- New York.
- CNR, Bollettino Ufficiale, Anno VII, n. 36, "Stabilizzazione delle terre con calce", febbraio 1973
- CNR-UNI 10006, "Costruzione e manutenzione delle strade. Tecnica di impiego delle terre".
- Mark Randolph, Susan Gourvenec (2011); "Offshore Geotechnical Engineering", Spon Press
- Gourvenec S., Steinepreis M. (2007); "Undrained limit states of shallow foundations acting in consort"; *International Journal of Geomechanics*, ASCE, 7(3): 194-205
- Brinch Hansen J. (1970); "A revised and extended formula for bearing capacity"; *Danish Geotechnical Institute*, Copenhagen, Denmark, 98: 5-11
- Meyerof, G.G. (1953); "The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads"; *3<sup>d</sup> ICSMFE*, vol. 1, pp. 440-445

### 3. INFORMAZIONI SUI CODICI DI CALCOLO

Per le elaborazioni numeriche inerenti le verifiche geotecniche descritte nei capitoli seguenti verranno utilizzati i seguenti programmi.

ELENCO SOFTWARE						
N.	nome	ditta	vers.	licenza	Settore tecnico/ Descrizione	Applicazione
1	PLAXIS 2D	Plaxis bv Delft NL	2010.01	2-1329404	Geotecnica Modellazione del terreno, interazione terreno-struttura	Analisi di stabilità e verifiche opere provvisoriale – calcoli geotecnici e interazione strutture - terreno
2	PLAXIS 2D – Modulo dinamico	Plaxis bv Delft NL	2011	2-1319114	Geotecnica sismica Modellazione del terreno, interazione terreno-struttura, modulo dinamico	Analisi in condizioni sismiche
3	GROUP	Ensoft Software	7.0	156242228- 132093096	Studio delle palificate - effetto di gruppo	Calcolo dei pali - effetto di gruppo
4	LPILE	Ensoft Software	5.0.41	452-093096 452-093097	Studio delle palificate – carico trasversale	Calcolo dei pali soggetti a carico trasversale
5	TZPILE	Ensoft Software	2.0	511-091696	Studio delle palificate – carico verticale	Calcolo dei pali soggetti a carico verticale
6	SLOPE	GEO-SLOPE GeoStudio 2007 Pro	7.13	98325	Analisi di stabilità all'equilibrio limite	Verifiche di stabilità
7	LIQUEFY- PRO	CivilTech Software	5.8	USB KEY	Geotecnica - liquefazione	Analisi della suscettibilità a liquefazione e dei cedimento conseguenti
8	CEDIM CONSD	Interno ENSER	-	validazione interna del 27/06/2005	Geotecnica - Cedimenti.	Calcolo dei cedimenti di fondazioni flessibili e loro evoluzione nel tempo
9	PAR	Interno ENSER	-	validazione interna del 24/06/2005	Geotecnica Modellazione del terreno, interazione terreno-struttura	Calcolo di paratie a sbalzo e multi-ancorate
10	Office Pro(Excel)	Microsoft	2007	MTYB9- 276DV- 4Q7C4- CQB8Y- 3VWY3	-	Calcoli e tabelle



Per quanto riguarda l'affidabilità dei codici indicati, a seguito dell'esame della documentazione a corredo dei software ed a seguito dell'utilizzo dei programmi per casi analoghi alle verifiche da effettuare, i software sono ritenuti affidabili ed idonei per le applicazioni previste.

## **4. VERIFICHE DI STABILITÀ NEI CONFRONTI DEI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE**

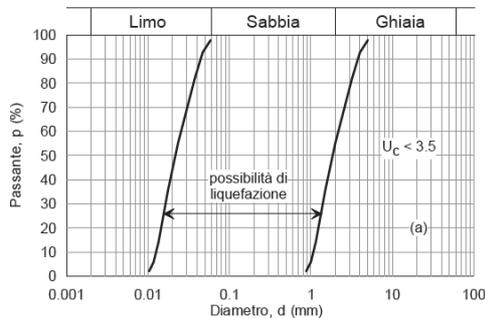
### **4.1. GENERALITÀ**

In terreni saturi sabbiosi sollecitati in condizioni non drenate da azioni cicliche dinamiche, il termine liquefazione comprende una serie di fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche.

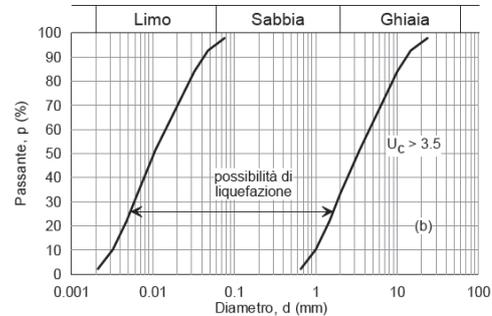
L'avvenuta liquefazione si manifesta, in presenza di manufatti, attraverso la perdita di capacità portante e/o lo sviluppo di elevati cedimenti e rotazioni.

In base alle NTC2008 di cui al D.M. 14-01-2008 la verifica di liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo  $M$  inferiore a 5;
2. accelerazione massime attese al piano campagna in assenza di manufatti minori di 0.1 g;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15.0 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)_{60} > 30$  oppure  $q_{c1N} > 180$  dove  $(N1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (SPT) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $q_{c1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (CPT) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nel grafico a), nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3.5$ , e nel grafico b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3.5$ .



a)



b)

Nel caso in esame, non essendo nelle condizioni sopra elencate, verrà valutato il coefficiente di sicurezza alla liquefazione ( $F$ ) alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili, adottando metodi di analisi semplificata in termini di tensioni totali.

Tali metodi sono basati sulle prove penetrometriche statiche disponibili e sulla valutazione, ad ogni profondità  $z$  del deposito compreso nei primi 20 m, del coefficiente di sicurezza:

$$F_L = \frac{CRR}{CSR}$$

dove:

- $CRR = \frac{\tau_{ult}}{\sigma'_v}$ , è la resistenza normalizzata alla pressione verticale efficace iniziale;
- $CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_v} = \frac{0,65 \times \tau_{max}}{\sigma'_v}$  è la tensione normalizzata indotta dal terremoto.

I risultati delle analisi saranno presentati riportando l'andamento con la profondità del fattore di sicurezza alla liquefazione per ciascuna delle verticali indagate e determinando anche l'indice del potenziale di liquefazione  $I_L$  definito dalla seguente relazione:

$$I_L = \int_0^{20} F(z) \cdot w(z) \cdot dz$$

in cui:

- $z$  è la profondità dal piano campagna, variabile tra 0 e 20 metri; l'analisi di liquefazione considera i terreni presenti nei primi 20 m di profondità, in accordo alle indicazioni di letteratura tecnica secondo la quale, oltre questa profondità, sono poco probabili fenomeni di liquefazione significativi;
- $w(z) = 10 - 0,5z$  ;
- $F = 1 - F_L$  se  $F_L \leq 1$  ovvero  $F = 0$  se  $F_L > 1$

Il potenziale di liquefazione  $I_L$  fornisce una valutazione "integrale" degli effetti della liquefazione.

Il rischio di liquefazione può essere così stimato:

- $I_L = 0$  il rischio di liquefazione è molto basso
- $0 < I_L \leq 5$  il rischio di liquefazione è basso
- $5 < I_L \leq 15$  il rischio di liquefazione è elevato
- $I_L > 15$  il rischio di liquefazione è estremamente elevato.

Operativamente, le analisi di liquefazione sono state sviluppate con il programma di calcolo LiquefyPro della CivilTech Software, Washington State (USA).

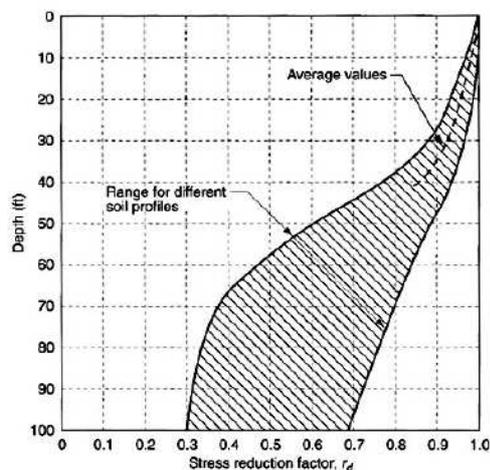
## 4.2. VALUTAZIONE DEL RAPPORTO DI TENSIONE CICLICA "CSR"

Il rapporto di tensione ciclica, ad una determinata profondità, può essere valutato attraverso la seguente espressione (Seed e Idriss, 1971):

$$CSR = 0.65 \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot r_d$$

dove:

- $a_{max}$  è l'accelerazione massima del terremoto di progetto;
- $\sigma_v$  e  $\sigma'_v$  sono rispettivamente la tensione totale verticale e la tensione efficace verticale;
- $r_d$  è un coefficiente correttivo che tiene conto della deformabilità del sottosuolo che può essere assunto pari a:



$$r_d = 1.0 - 0.00765 \cdot z \quad \text{for } z \leq 9.15 \text{ m}$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267 \cdot z \quad \text{for } 9.15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m}$$

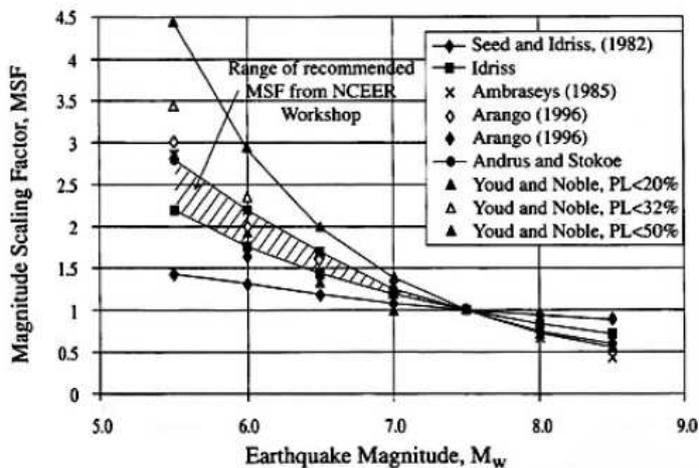
$$r_d = 0.744 - 0.008 \cdot z \quad \text{for } 23 \text{ m} < z \leq 30 \text{ m}$$

$$r_d = 0.5 \quad \text{for } z > 30 \text{ m}$$

### 4.3. VALUTAZIONE DEL RAPPORTO DI RESISTENZA CICLICA "CRR"

Il rapporto di resistenza ciclica può essere stimato sulla base di prove SPT, CPT e da misura della velocità delle onde di taglio.

Poichè le procedure semplificate sono state elaborate sulla base di osservazioni sul comportamento dei depositi durante eventi sismici con magnitudo  $M=7.5$ , per eventi di magnitudo diversa si introduce un coefficiente correttivo MSF così definito:



$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M^{2.56}}$$

La tensione ciclica CRR in corrispondenza della magnitudo di interesse si ottiene pertanto dalla relazione:

$$CRR_M = CRR_{7.5} \cdot MSF$$

#### 4.3.1. CRR da prove SPT

La procedura di calcolo prevede i seguenti step.

- **STEP 1: NORMALIZZAZIONE DEL NUMERO DI COLPI SPT**

Il numero di colpi  $N_{SPT}$  viene normalizzato mediante la seguente espressione:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} C_N C_E C_B C_R C_S$$

dove:

- $C_N = \sqrt{\frac{100}{\sigma_v}}$  fattore correttivo della profondità;
- $C_E$  fattore correttivo per considerare il rendimento energetico;
- $C_B =$  fattore correttivo per le dimensioni del foro di sondaggio;
- $C_R =$  fattore correttivo per la lunghezza delle aste;
- $C_S =$  fattore correttivo per il tipo di attrezzo campionario.

Nella tabella seguente sono riportati i valori di riferimento.

**TABELLA 4-1: FATTORI DI CORREZIONE PROVE SPT (YOUUD AND IDRIS, 1997)**

Factor	Equipment Variable	Term	Correction
Overburden Pressure		$C_n$	See Figure 4.3
Energy Ratio	Safety Hammer Donut Hammer Automatic Trip Hammer	$C_e$	0.60 to 1.17 0.45 to 1.00 0.9 to 1.6 See Table 4.2 for details
Borehole Diameter	65 mm to 115 mm 150 mm 200 mm	$C_b$	1.0 1.05 1.15
Rod Length**	3 m to 4 m 4 m to 6 m 6 m to 10 m 10 m to 30 m >30 m	$C_r$	0.75 0.85 0.95 1.0 <1.0
Sampling Method	Standard sampler Sampler without liners	$C_s$	1.0 1.2

\* The Implementation Committee recommends using a minimum of 0.4.

\*\* Actual total rod length, not depth below ground surface

- **STEP 2: CORREZIONE DEL NUMERO DI COLPI SPT IN BASE AL CONTENUTO DI FINE**

In accordo a Stark & Olsen (1995) la resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60}$  è riportata al valore equivalente per sabbie pulite con la relazione:

$$(N_1)_{60f} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60}$$

dove  $\Delta(N_1)_{60}$  è determinato in accordo al grafico seguente:

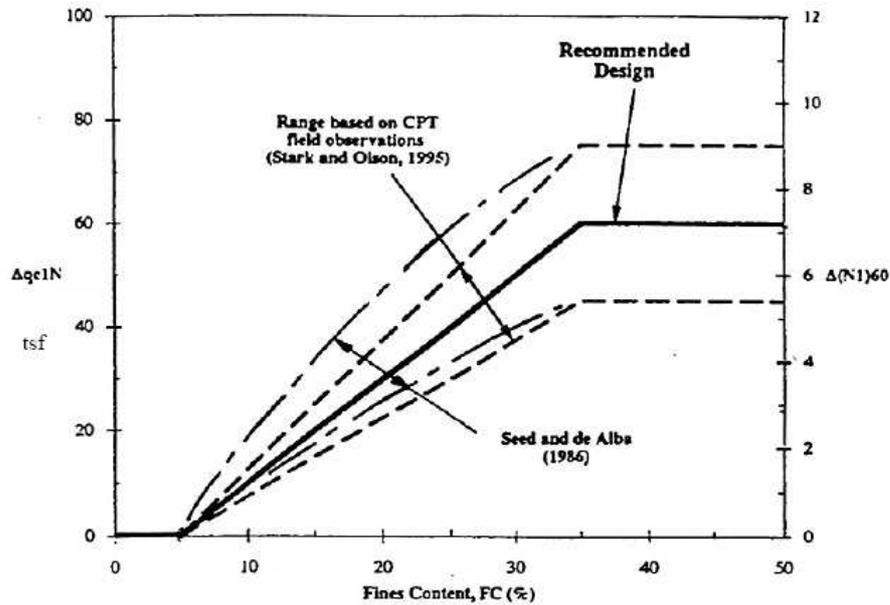


FIGURA 4-1: RESISTENZA PENETROMETRICA IN FUNZIONE DEL CONTENUTO DI FINE (STARK & OLSEN\_1995)

• **STEP 3: CALCOLO DI  $CRR_{7.5}$**

In accordo a Blake (1997) la resistenza ciclica viene determinata con la relazione seguente:

$$CRR_{7.5} = \frac{a + c \cdot x + e \cdot x^2 + g \cdot x^3}{1 + b \cdot x + d \cdot x^2 + f \cdot x^3 + h \cdot x^4}$$

where,

- $x = (N_1)_{60f}$
- $a = 0.048$
- $b = -0.1248$
- $c = -0.004721$
- $d = 0.009578$
- $e = 0.0006136$
- $f = -0.0003285$
- $g = -1.673 \cdot 10^{-5}$
- $h = 3.714 \cdot 10^{-6}$

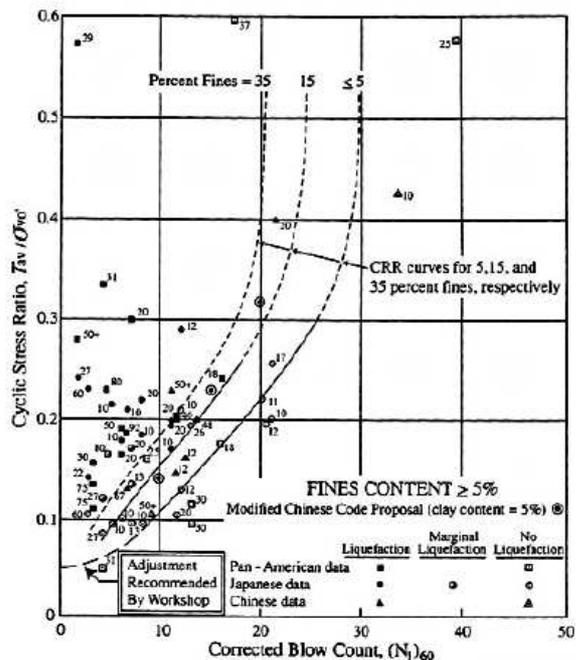


FIGURA 4-2: DETERMINAZIONE RESISTENZA CICLICA (BLAKE\_1997)

#### 4.3.2. CRR da prove CPT-CPTU

La stima del rapporto di resistenza CRR da prove CPT viene effettuata utilizzando il metodo di Robertson e Wride modificato (1997).

- **STEP 1: PROCEDURA ITERATIVA PER LA STIMA DEL PARAMETRO  $I_c$  DI COMPORTAMENTO DEL TERRENO**

Il parametro di comportamento del terreno  $I_c$  è definito in funzione di Q e dell'esponente n come risulta dalle relazioni seguenti.

$$I_c = [(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log R_f)^2]^{0.5}$$

dove:

$$Q = \frac{q_c - \sigma_v}{100} \cdot \left(\frac{100}{\sigma_v}\right)^n \quad \text{e} \quad R_f = \frac{f_s}{(q_c - \sigma_v)} \cdot 100\%$$

L'esponente n varia tra 0.5 per sabbie pulite ed 1.0 per terreni argillosi; Robertson e Wride suggeriscono di considerare in prima approssimazione n=1.0 e calcolare l'indice  $I_c$ .

Se il risultato  $I_c$  è maggiore di 2.6 il materiale è classificato come argilloso, con scarsa probabilità di liquefare.

Se il valore di  $I_c$  è minore di 2.6 il terreno è probabilmente di tipo a grana grossa e il parametro Q deve essere ricalcolato assumendo n=0.5.

Se il nuovo valore  $I_c$  è maggiore di 2.6 il terreno è probabilmente di tipo limoso e plastico e l'analisi va ripetuta per n=0.7.

- **STEP 2: NORMALIZZAZIONE DELLA RESISTENZA DI PUNTA**

La resistenza di punta  $q_c$  viene normalizzata con la relazione:

$$q_{c1N} = \frac{q_c}{100} \cdot \left(\frac{100}{\sigma_v}\right)^n$$

dove:

- n è uguale all'esponente di  $I_c$  ricavato nello step 1;
- $q_c$  è la resistenza di punta della prova penetrometrica;
- $\sigma'_v$  è la tensione efficace verticale;

• **STEP 3: CORREZIONE DELLA RESISTENZA DI PUNTA IN BASE AL CONTENUTO DI FINE**

La resistenza di punta viene corretta sulla base della relazione:

$$(q_{c1N})_f = q_{c1N} + \Delta q_{c1N}$$

dove:

$$\Delta q_{c1N} = k_c / (1 - k_c) q_{c1N}$$

in cui  $K_c$  è una funzione del contenuto di fine:

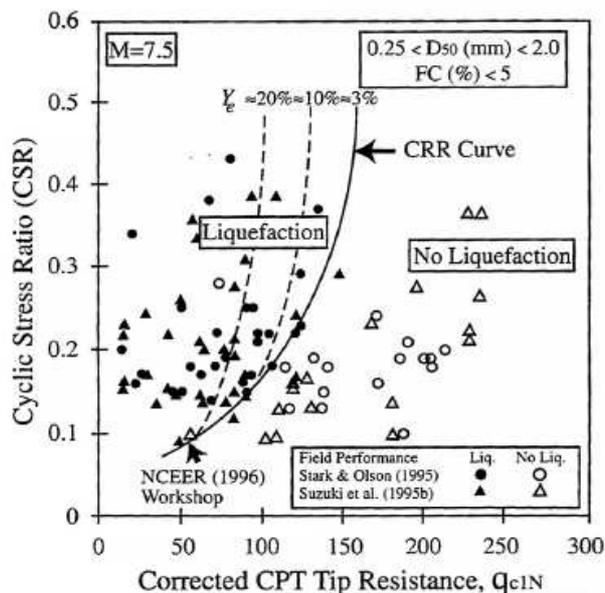
$$\begin{aligned} K_c &= 0 && \text{for } FC \leq 5\% \\ K_c &= 0.0267(FC-5) && \text{for } 5 < FC < 35\% \\ K_c &= 0.8 && \text{for } FC \geq 35\% \end{aligned}$$

Il contenuto di fine è correlato a  $I_c$  dalla relazione:

$$FC = 1.75 \cdot I_c^{3.25} - 3.7$$

• **STEP 4: CALCOLO DI  $CRR_{7.5}$**

La resistenza ciclica viene determinata con riferimento al grafico seguente:



**FIGURA 4-3: DETERMINAZIONE RESISTENZA CICLICA (ROBERTSON & WRIE MOD. 1997)**

Se  $(q_{c1N})_f < 50$ :

$$CRR_{7.5} = 0.833 \cdot \left[ \frac{(q_{c1N})_f}{1000} \right] + 0.05 ;$$

se  $50 \leq (q_{c1N})_f < 160$ :

$$CRR_{7.5} = 93 \cdot \left[ \frac{(q_{c1N})_f}{1000} \right]^3 + 0.08$$

## 4.4. CONSIDERAZIONI IN MERITO ALLA STIMA DEI CEDIMENTI PER EFFETTO DEL SISMA

In letteratura tecnica esistono diversi metodi per la stima dei cedimenti dovuti al sisma per le unità a comportamento prevalentemente incoerente sotto falda; si ricorda quello di Ishihara e Yosemine (1990).

Tale metodo considera i fattori di sicurezza alla liquefazione alla varie profondità per stimare, sulla base del grafico seguente, la deformazione volumetrica di ogni strato.

Dalla deformazione volumetrica è possibile passare ai cedimenti  $S_{sat}$ .

$$S_{sat} = \frac{\epsilon_v}{100} \cdot dz$$

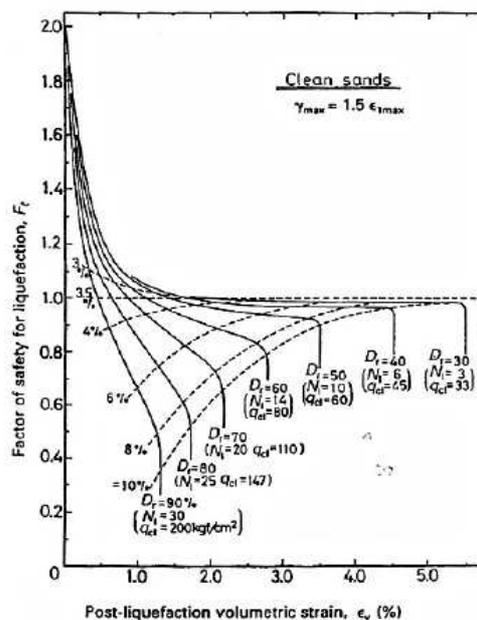


FIGURA 4-4: DETREMINAZIONE DEFORMAZIONE VOLUMETRICA (ISHIHARA E YOSEMINE\_1990)

Anche per gli strati sabbiosi sopra falda può essere stimato il cedimento ad esempio con la metodologia proposta da Tokimatsu e Seed (1987).

Il programma di calcolo utilizzato per le analisi di liquefazione stima i cedimenti con i metodi sopra elencati ed inoltre permette di considerare un sovraccarico al di sopra del piano campagna. Tale sovraccarico riduce il potenziale di liquefazione e i cedimenti conseguenti grazie a:

- aumento della tensione verticale;
- aumento resistenza del terreno, dovuta all'incremento della tensione verticale.

Il primo contributo è tenuto in conto nel programma considerando la tensione efficace dovuta al sovraccarico nella valutazione dal fattore CSR, mentre il secondo contributo è espresso secondo la seguente espressione:

$$\frac{N_{\text{new}} - N_{\text{old}}}{N_{\text{old}}} = k \frac{\sigma'_{\text{new}} - \sigma'_{\text{old}}}{\sigma'_{\text{old}}}$$

dove:

$N_{\text{old}}$  è la resistenza del terreno prima della presenza del sovraccarico (letture ricavate da SPT o CPT);

$N_{\text{new}}$  è la resistenza del terreno dopo l'applicazione del sovraccarico (calcolata dal programma);

$\sigma'_{\text{old}}$  la tensione verticale efficace;

$\sigma'_{\text{new}}$  è la tensione verticale efficace considerando la presenza del sovraccarico;

$k$  è un fattore empirico che dipende dal rapporto tra l'incremento di resistenza e l'incremento di tensione. In genere varia tra 0.2 a 0.8;  $k$  dipende dal tipo di terreno, dal tempo trascorso dopo la realizzazione del sovraccarico e dai metodi di realizzazione del sovraccarico.

Cautelativamente nelle elaborazioni è stato considerato  $k=0.2$ .

#### **4.5. PARAMETRI DI BASE PER LE ANALISI DI LIQUEFAZIONE**

---

Nelle analisi di liquefazione intervengono, oltre ai risultati delle prove SPT e CPTU, i seguenti parametri.

- Peso di volume del terreno;
- Accelerazione massima;
- Magnitudo.

## 4.6. DEFINIZIONE DELLA MAGNITUDO

---

Per la definizione della magnitudo (M) ci si è riferiti alla disaggregazione sismica del terremoto di progetto.

La disaggregazione della pericolosità sismica consente di valutare i contributi di diverse sorgenti sismiche alla pericolosità di un sito.

La forma più comune di disaggregazione è quella bidimensionale in magnitudo e distanza (M-R) che permette di definire il contributo di sorgenti sismogenetiche a distanza R capaci di generare terremoti di magnitudo M.

Espresso in altri termini il processo di disaggregazione in M-R fornisce 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.

Per il terremoto di progetto l'INGV fornisce tali valori e anche i valori medi (vedi sito <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>).

## 5. VERIFICHE DI STABILITÀ DI RILEVATI E TRINCEE

### 5.1. PREMESSA

Le analisi di stabilità possono riguardare i seguenti aspetti.

- **Analisi di stabilità delle scarpate dei rilevati:** tali analisi sono finalizzate a verificare la stabilità del corpo rilevato, indipendentemente dal terreno di fondazione; a parità di parametri di resistenza al taglio del materiale da rilevato, la stabilità del corpo rilevato dipende quindi solo dalla geometria del corpo del rilevato in termini di:
  - pendenza delle scarpate;
  - posizione altimetrica e dimensione planimetrica delle eventuali banche.
- **Analisi di stabilità globale dei rilevati:** tali verifiche di stabilità interessano sia il corpo rilevato sia il terreno di fondazione dello stesso e consentono di definire l'eventuale necessità di elementi di rinforzo alla base o all'interno del corpo rilevato.
- **Analisi di stabilità di scarpate provvisionali e trincee:** tali analisi sono finalizzate a verificare la stabilità del terreno naturale a seguito di scavi provvisionali/definitivi.

Le verifiche di stabilità sono state sviluppate secondo la normativa vigente in particolare:

- **D.M. 14/01/2008** – “Nuove norme tecniche per le costruzioni”
- **Circolare n. 617 - 02/02/2009** – “Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”.

Le norme suddette indicano che le verifiche consistono nel soddisfacimento della seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

- $E_d$  rappresenta il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;
- $R_d$  rappresenta il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche devono essere condotte secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: A2+M2+R2

in cui:

- A2 rappresenta il gruppo di coefficienti parziali  $\gamma_F$  da applicare alle azioni o all'effetto delle azioni (Tabella 5-1);
- M2 rappresenta il gruppo di coefficienti parziali  $\gamma_M$  da applicare ai parametri del terreno (Tabella 5-2);
- R2 rappresenta il gruppo di coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche di sicurezza (Tabella 5-3).

**TABELLA 5-1 – COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L'EFFETTO DELLE AZIONI - (TABELLA 6.2.I – DM 14/01/2008).**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale ( $\gamma_F$ )	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0.9	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.0
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3
Variabili	Favorevole	$\gamma_Q$	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3

**TABELLA 5-2 – COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DELLE AZIONI - (TABELLA 6.2.II – DM 14/01/2008).**

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	Coefficiente parziale ( $\gamma_M$ )	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_\phi$	1.0	1.25
<i>Coesione efficace</i>	$c'_k$	$\gamma_c$	1.0	1.25
<i>Resistenza non drenata</i>	$c'_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.0	1.40
<i>Peso dell'unità di volume</i>	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1.0	1.00

**TABELLA 5-3 – COEFFICIENTI PARZIALI PER LE VERIFICHE DI SICUREZZA DI OPERE DI MATERIALI SCIOLTI E DI FRONTI DI SCAVO –  
(TABELLA 6.8.I – DM 14/01/2008)**

<b>Coefficiente (<math>\gamma_R</math>)</b>	<b>R2</b>
$\gamma_R$	1.1

## 5.2. CONDIZIONI DI ANALISI

Le verifiche del raggiungimento della condizione di stato limite ultimo sono sviluppate considerando le seguenti condizioni di analisi:

- Condizione statica non drenata:
  - parametri non drenati del terreno;
  - eventuale sovraccarico stradale assunto di valore caratteristico pari a 20kPa a meno di diversa indicazione;
- Condizione statica drenata:
  - parametri drenati del terreno;
  - eventuale sovraccarico stradale assunto di valore caratteristico pari a 20kPa a meno di diversa indicazione;
- Condizione SISMA +:
  - parametri drenati o non drenati per i terreni interessati dalla verifica a seconda che siano rispettivamente a comportamento prevalentemente incoerente o coesivo;
  - accelerazione sismica orizzontale, accelerazione sismica verticale diretta verso il basso;
  - eventuale sovraccarico stradale assunto di valore caratteristico pari a 20kPa e coefficiente di combinazione pari a 0.2;
- Condizione SISMA -:
  - parametri drenati o non drenati per i terreni interessati dalla verifica a seconda che siano rispettivamente a comportamento prevalentemente incoerente o coesivo;
  - accelerazione sismica orizzontale, accelerazione sismica verticale diretta verso l'alto;
  - eventuale sovraccarico stradale assunto di valore caratteristico pari a 20kPa e coefficiente di combinazione pari a 0.2.

Per la stabilità in condizioni sismiche è stato utilizzato il metodo pseudostatico che consente di rappresentare l'azione sismica mediante un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso  $W$  del volume di terreno potenzialmente instabile.

Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come:

- $F_h = k_h \cdot W$
- $F_v = k_v \cdot W$

con  $k_h$  e  $k_v$  rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

- $k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g}$
- $k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$

dove:

- $\beta_s$  rappresenta il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- $a_{max}$  rappresenta l'accelerazione massima orizzontale attesa al sito;
- $g$  rappresenta l'accelerazione di gravità.

I valori di  $\beta_s$  sono riportati nella tabella seguente in funzione del valore dell'accelerazione orizzontale massima attesa su suolo rigido  $a_g$  e della categoria di sottosuolo.

**TABELLA 5-4 – COEFFICIENTI DI RIDUZIONE DELL'ACCELERAZIONE MASSIMA ATTESA AL SITO – (TABELLA 7.11.I– DM 14/01/2008)**

	Categoria di sottosuolo	
	A	B,C,D,E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

### 5.3. PROGRAMMI DI CALCOLO

---

La valutazione dei fattori di sicurezza alla stabilità viene condotta mediante il modulo "Slope W" del programma GeoStudio 2007 versione 7.15 della GEO-SLOPE International.

Tale programma consente un'analisi di stabilità all'equilibrio limite tenendo conto di terreni variamente stratificati, dell'eventuale falda idrica, della presenza di pressioni neutre diverse dalle pressioni idrostatiche, di sollecitazioni sismiche mediante un'analisi di tipo pseudostatica, di tiranti di ancoraggio e di eventuali altri elementi di rinforzo (ad esempio geogriglie).

Il programma è in grado di fornire una soluzione generale al problema bidimensionale di stabilità ricavandone il coefficiente di sicurezza (FS) come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie di possibile scorrimento e quella effettivamente mobilitata dal volume di terreno coinvolto nel movimento; il criterio di rottura adottato è quello classico di Mohr - Coulomb.

La valutazione del coefficiente di sicurezza viene effettuata per tentativi, generando un elevato numero di superfici mediante un algoritmo pseudo - casuale.

Il programma è in grado di effettuare le verifiche di stabilità fornendo il coefficiente di sicurezza secondo differenti criteri; nel caso in esame l'analisi è stata sviluppata con superfici circolari adottando il metodo di Morgenstern-Price.

## 6. CRITERI DI CALCOLO DEI PALI DI FONDAZIONE

### 6.1. CAPACITÀ PORTANTE DEL PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICHI ASSIALI

Nel seguito si riportano i criteri di calcolo adottati per la stima della capacità portante del singolo palo di fondazione soggetto a carichi assiali di compressione e di trazione.

Il calcolo viene condotto secondo i seguenti approcci con riferimento al DM 14/01/2008 Par.6.4.3:

- Approccio 1: combinazioni A1+M1+R1 e A2+M1+R2;
- Approccio 2: combinazione A1+M1+R3;

e con riferimento alla seguente bibliografia:

- AGI – Raccomandazioni sui pali di fondazione (1984);
- Poulos, Davis – Analisi e progettazione di fondazioni su pali.

La resistenza di progetto a compressione dei pali soggetti a carichi assiali è pari a:

$$R_{c,d} = \left( \frac{R_{cs,k}}{\gamma_s} + \frac{R_{cb,k}}{\gamma_b} \right) - \Delta W \cdot \gamma_{G1}$$

Con:

- $R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$
- $\Delta W$ : peso efficace del palo al netto del peso del terreno asportato;
- $\gamma_{G1}$  : coefficiente parziale per le azioni;
- $\xi_3$  e  $\xi_4$ : coefficienti che dipendono dal numero di verticali di indagini considerate per la singola opera, sulla base dell'affidabilità della caratterizzazione geotecnica nel volume significativo.

La resistenza di progetto a trazione dei pali soggetti a carichi assiali è pari a:

$$R_{t,d} = \frac{R_{ts,k}}{\gamma_s} + W \cdot \gamma_{G1}$$

Con:

- $R_{t,k} = \min \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$
- W: peso efficace del palo;
- $\gamma_{G1}$  : coefficiente parziale per le azioni (unitario nel caso in esame per gli approcci di riferimento);
- $\xi_3$  e  $\xi_4$ : coefficienti che dipendono dal numero di verticali di indagini considerate per la singola opera, sulla base dell'affidabilità della caratterizzazione geotecnica nel volume significativo.

I coefficienti parziali per le azioni, per i parametri geotecnici e per le resistenza caratteristiche sono riportati nelle tabelle seguenti, tratte dal DM 14/01/2008.

**Tabella 6.2.I** – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

**Tabella 6.2.II** – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
		$\gamma_M$		
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**Tabella 6.4.II** – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	$\gamma_t$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Nel seguito si riportano le indicazioni in merito alle correlazioni impiegate per la valutazione della resistenza calcolata del singolo palo.

### 6.1.1. Terreni a comportamento prevalentemente coesivo

Con riferimento alle Raccomandazioni AGI sui pali di fondazione la resistenza di base e laterale può essere determinata come segue.

- Resistenza di base calcolata –  $R_{b,cal}$ :

$$q_b = C_{uk} \cdot N_c + \sigma_v$$

con:

- $q_b$  = resistenza calcolata specifica di base;
- $N_c$  = fattore di capacità portante adimensionale (si adotta generalmente  $N_c = 9$ );
- $C_{uk}$  = coesione non drenata caratteristica;

- $\sigma_v$  = tensione verticale totale alla profondità z.

Pertanto la resistenza di base calcolata è pari a:

$$R_{b,cal} = \frac{1}{4} \pi \phi^2 q_b$$

- Resistenza laterale calcolata –  $R_{s,cal}$ :

$$\tau_{lik} = \alpha \cdot C_{uik}$$

con:

- $\tau_{lik}$  = resistenza calcolata specifica laterale dello strato i-esimo,  $\tau_{lim} = 100$  kPa (AGI);
- $C_{uik}$  = coesione caratteristica non drenata dello strato i-esimo;
- $\alpha$  = coefficiente empirico, dipendente dal tipo di terreno, dal metodo di installazione del palo e dal materiale costituente il palo (Tabella 6-1).

Pertanto la resistenza laterale calcolata è pari a:

$$R_{s,cal} = \pi \phi \sum_i^n \tau_{ik} h_i$$

**TABELLA 6-1: VALORI INDICATIVI DELL'ADESIONE  $q_a = \alpha C_u$  PER PALI IN TERRENI COESIVI (AGI – 1984)**

Materiale		$c_u$ (kPa)	$q_a$	$q_{a,max}$ (kPa)
PALI INFISSI	CLS	$\leq 25$	$c_u$	120
		25 + 50	0.85 $c_u$	
		50 + 75	0.65 $c_u$	
		$\geq 75$	0.50 $c_u$	
PALI INFISSI	ACCIAIO	$\leq 25$	$c_u$	100
		25 + 50	0.80 $c_u$	
		50 + 75	0.65 $c_u$	
		$> 75$	0.50 $c_u$	
TRIVELLATI	CLS	$\leq 25$	0.90 $c_u$	100
		25 + 50	0.80 $c_u$	
		50 + 75	0.60 $c_u$	
		$\geq 75$	0.40 $c_u$	

## 6.1.2. Terreni a comportamento prevalentemente incoerente

- Resistenza di base calcolata –  $R_{b,cal}$ :

Con riferimento alle Raccomandazioni AGI sui pali di fondazione la resistenza di base può essere determinata come segue.

$$q_b = N_q^* \cdot \sigma'_v$$

dove:

- $N_q^*$  è assunto secondo Berezantzev (Figura 6-1);
- $\sigma'_v$  rappresenta la tensione verticale efficace alla profondità  $z$ .

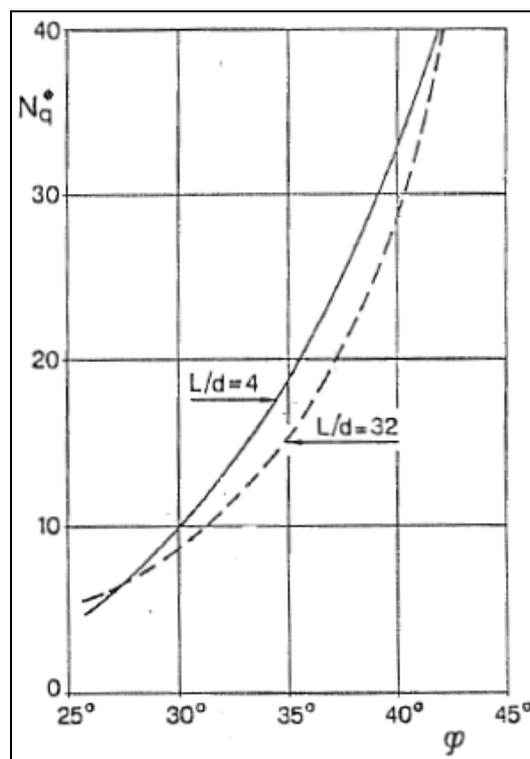


FIGURA 6-1: COEFFICIENTI  $N_q^*$  CORRISPONDENTI ALL'INSORGERE DELLE DEFORMAZIONI PLASTICHE DELLA PUNTA (BEREZANTZEV, 1963 - AGI)

Pertanto la resistenza di base calcolata è pari a:

$$R_{b,cal} = \frac{1}{4} \pi \phi^2 q_b$$

- Resistenza laterale calcolata –  $R_{s,cal}$ :

Nei terreni granulari costituiti da sabbie e ghiaie la portata unitaria per attrito laterale ( $\tau_i$ ) è ricavabile dalla seguente espressione (U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration – “Drilled shafts: Construction procedures and design methods” – Publication No. FHWA-IF-99-025):

$$\tau_i = \beta_i \cdot \sigma'_v$$

con:

- $\beta_i = 1.5 - 0.245 \cdot [z_i(\text{m})]^{0.5}$  (-)

in cui:

- $z_i$  = distanza verticale in metri da piano campagna a metà dello strato considerato;
- $0.25 \leq \beta_i \leq 1.20$ ;
- $\sigma'_{voi}$  = pressione verticale efficace geostatica alla profondità  $z_i$  ( $\text{FL}^{-2}$ )
- $\tau_i^{lim}$  = valore massimo possibile dell'aderenza laterale limite ( $\text{FL}^{-2}$ )

Il valore massimo possibile dell'aderenza laterale limite di ( $\tau_i^{lim}$ ) è assunto pari a 150 kPa.

Pertanto la resistenza laterale calcolata è pari a:

$$R_{s,cal} = \pi \phi \sum_i^n \tau_{ik} h_i$$

## 6.2. CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI IN GRUPPO SOGGETTI A CARICHI ASSIALI

Il carico limite  $Q_{lim,N}$  di un gruppo di  $N$  pali differisce, in generale, dal prodotto del carico limite  $Q_{lim}$  del singolo palo per il numero  $N$  dei pali del gruppo.

Si pone:

$$Q_{lim,N} = N \cdot E_v \cdot Q_{lim}$$

dove il fattore  $E$  è detto efficienza della palificata.

Tale carico limite viene confrontato in fase progettuale con l'azione verticale  $P$  totale agente sulla palificata (ipotesi di palificata soggetta a solo carico verticale e quindi distribuzione uniforme del carico  $P$  sui pali).

In realtà, l'eventuale presenza di azioni flessionali in testa palificata determina una non omogeneità degli sforzi assiali agenti sul singolo palo; di conseguenza, il soddisfacimento della verifica di capacità portante del gruppo di pali NON implica il soddisfacimento della verifica di capacità portante del singolo palo.

### 6.2.1. Terreni coesivi

- Pali con interasse superiore a 3 diametri

L'efficienza per terreni coesivi è pari a:

- $E_v=1$  per interasse dei pali di 8 diametri;
- $E_v=0.7$  per interasse dei pali di 3 diametri;
- $0.7 < E_v < 1$  per interasse dei pali compreso fra 3 e 8 diametri.

Per un gruppo costituito da " $m$ " file di pali con " $n$ " pali per ciascuna fila, si potrà adottare la formula empirica di Converse-Labarre:

$$E_v = 1 - \frac{2 \cdot \arctg(d/i)}{\pi} \cdot \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

in cui:

- $d$  = diametro del palo;

- $i$  = minimo interasse dei pali;
  - $m$  = numero di file di pali;
  - $n$  = numero di pali per singola fila.
- Pali con interasse inferiore a 3 diametri

La portanza del gruppo viene calcolata in accordo al criterio proposto da Terzaghi & Peck (1967):

$$Q_B = 2 \cdot (B + h) \cdot \sum_1^n \tau_i \cdot L_i + B \cdot h \cdot N_c \cdot C_u$$

dove:

$B, h$  = dimensioni in pianta della fondazione equivalente (Figura 6-2);

$\tau_i$  = tensione tangenziale dello strato  $i$ -esimo;

$L_i$  = altezza dello strato  $i$ -esimo (Figura 6-2);

$C_u$  = coesione alla base del blocco;

$N_c$  = fattore di capacità portante adimensionale desunto dalla Tabella 6-2 sulla base dei rapporti  $h/B$  e  $L/B$

Nel caso di gruppo di pali soggetto a sforzi di trazione, la portanza di base non dovrà essere considerata.

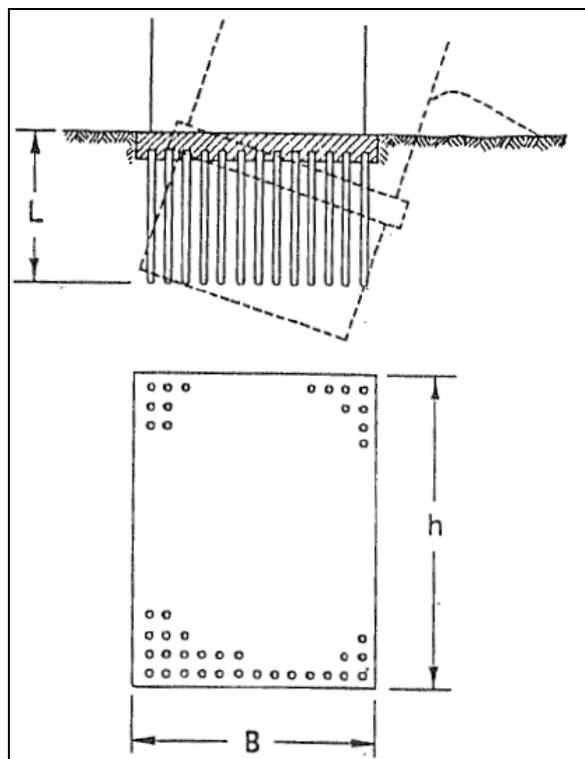


FIGURA 6-2: SCHEMA DI ROTTURA DEL TERRENO PER EFFETTO DELLA PALIFICATA QUALE BLOCCO IN TERRENI COESIVI (TERZAGHI & PECK, 1967)

TABELLA 6-2: COEFFICIENTE  $N_c$  PER DETERMINAZIONE PORTANZA DEL GRUPPO (AGI, 1984)

L/B	$N_c$	
	h/B=1	h/B≥10
0.25	6.7	5.6
0.50	7.1	5.9
0.75	7.4	6.2
1.00	7.7	6.4
1.50	8.1	6.8
2.00	8.4	7.0
2.50	8.6	7.2
3.00	8.8	7.4
≥4	9.0	7.5

### 6.2.2. Terreni incoerenti

Per i terreni a prevalentemente comportamento incoerente, l'efficienza del gruppo di pali dipende, oltre che dall'interasse dei pali, anche dallo stato di addensamento del materiale.

- Sabbia sciolta

In genere l'efficienza di un gruppo di pali in sabbie sciolte è superiore all'unità; in sede di progettazione verrà assunta efficienza  $E_v = 1$ .

- Sabbia densa

Il coefficiente di efficienza varia fra  $E_v = 0.7$  per interasse dei pali da 3 a 6 diametri a  $E_v = 1.0$  per interasse pari a 8.

## 6.3. **COMPORAMENTO DEI PALI RISPETTO A CARICHI VERTICALI**

### 6.3.1. Cedimento del palo singolo soggetto a carichi assiali

Per quanto riguarda i presumibili cedimenti dei pali per i carichi di esercizio si osserva quanto segue:

- i carichi di esercizio sono in genere inferiori alla capacità portante limite laterale;
- la mobilitazione dell'adesione laterale limite avviene per spostamenti relativi dell'ordine di 5÷10 mm (vedi Raccomandazioni AGI);

pertanto è lecito attendersi cedimenti dei pali singoli sotto il massimo carico di esercizio dell'ordine di  $\delta = 5\div 6$  mm.

Sotto tale ipotesi viene quindi stimata la rigidità del palo in direzione verticale ipotizzando, a favore di sicurezza, che la portata limite laterale venga mobilitata per uno spostamento di 10mm.

### 6.3.2. Cedimento dei pali in gruppo soggetti a carico assiale

L'amplificazione del cedimento per effetto gruppo è funzione:

- del numero di pali della palificata (n);
- della configurazione geometrica del gruppo (s = interasse pali; L = lunghezza pali).

Per la determinazione del coefficiente amplificativo dei cedimenti per effetto gruppo ( $E_G$ ) si fa riferimento alla correlazione suggerita da Mandolini, Russo, Viggiani, basata sul confronto parametrico di evidenze sperimentali (Figura 6-3) che definisce il parametro:

$$R_G = 0.39 R^{-1.25}$$

essendo:

$$R = \sqrt{\frac{n s}{L}} \text{ con:}$$

Il coefficiente amplificativo  $E_G$  per effetto gruppo si ottiene dalla seguente espressione:

$$E_G = R_G n$$

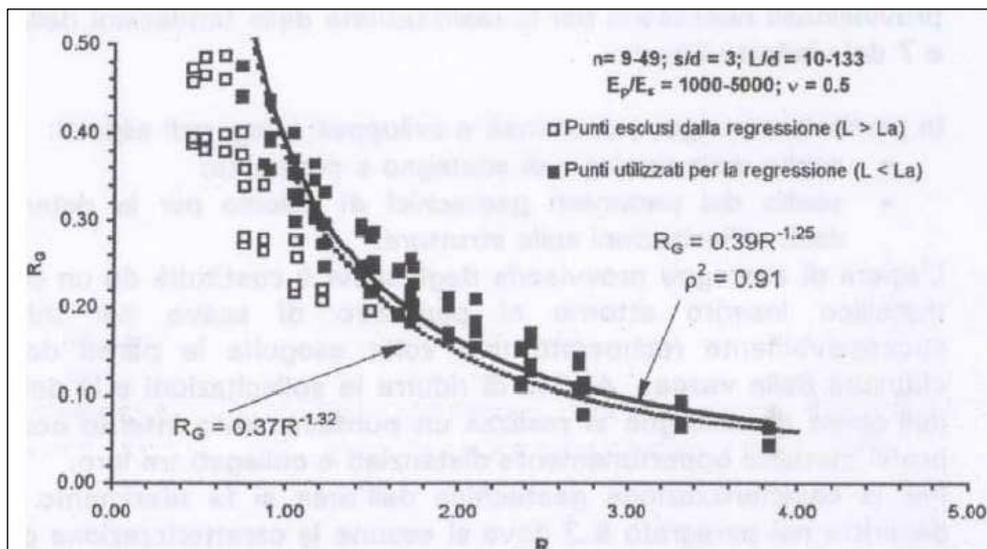


FIGURA 6-3: AMPLIFICAZIONE DEL CEDIMENTO PER EFFETTO GRUPPO

Ad esempio:

- $n = 9, s = 3.6 \text{ m}, L = 30.0 \text{ m} \Rightarrow R_G = 0.37 \Rightarrow E_G = 3.35 \Rightarrow \delta_G \cong 18.4 \text{ mm};$
- $n = 8, s = 3.6 \text{ m}, L = 30.0 \text{ m} \Rightarrow R_G = 0.40 \Rightarrow E_G = 3.20 \Rightarrow \delta_G \cong 17.6 \text{ mm}.$

## 6.4. COMPORTAMENTO DEI PALI RISPETTO A CARICHI ORIZZONTALI E COPPIE

### 6.4.1. Criteri per la determinazione della capacità portante del palo singolo soggetto a carichi trasversali

Nel seguito si riportano i criteri di calcolo adottati per la stima della capacità portante del singolo palo di fondazione soggetto a carichi trasversali.

Il calcolo viene condotto secondo i seguenti approcci con riferimento al DM 14/01/2008 Par.6.4.3:

- Approccio 1: combinazioni A1+M1+R1 e A2+M1+R2;
- Approccio 2: combinazione A1+M1+R3;

e con riferimento alla seguente bibliografia:

- AGI – Raccomandazioni sui pali di fondazione (1984);
- Viggiani C. – Fondazioni – Hevelius Edizioni
- Frank R. - Calcul des fondations superficielles et profondes – Techniques de l'ingénieur (IT) – Presses de l'École nationale des Ponts et Chaussées
- Poulos H.G., Davis E.H. – Analisi e progettazione di fondazioni su pali – Libreria Dario Flaccovio Editrice.

In particolare, la resistenza di progetto del palo soggetto a carichi trasversali si ottiene mediante la seguente relazione:

$$R_{tr,d} = \frac{R_{tr,k}}{\gamma_T}$$

con:

- $R_{tr,k} = \min \left\{ \frac{(R_{tr,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{tr,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$ : resistenza caratteristica del palo soggetto a carichi trasversali;
- $\xi_3$  e  $\xi_4$ : coefficienti che dipendono dal numero di verticali di indagini considerate per la singola opera, sulla base dell'affidabilità della caratterizzazione geotecnica nel volume significativo, i cui valori sono indicati nella Tabella 6.4.IV seguente tratta dal D.M. 14/01/2008.

**Tabella 6.4.IV** – Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

- $\gamma_T$ : coefficiente parziale per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali i cui valori sono riportati nella Tabella 6.4.VI seguente tratta dal D.M. 14/01/2008;

**Tabella 6.4.VI** - Coefficienti parziali  $\gamma_T$  per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T=1,0$	$\gamma_T=1,6$	$\gamma_T=1,3$

Il problema della determinazione della resistenza  $R_{tr,cal}$  di un palo verticale sotto l'azione di una forza orizzontale, applicata all'estremità superiore del palo, è stato studiato da numerosi autori; nell'ambito della presente trattazione si farà riferimento alla teoria sviluppata da Broms (1964) di seguito descritta.

Il calcolo del carico limite  $H_{lim}$  (corrispondente a  $R_{tr,cal}$ ) scaturisce da considerazioni di equilibrio limite applicate al complesso palo-terreno nell'ipotesi di adottare modelli costitutivi rigido-perfettamente plastici sia per il terreno sia per il palo ed è governata dai seguenti aspetti:

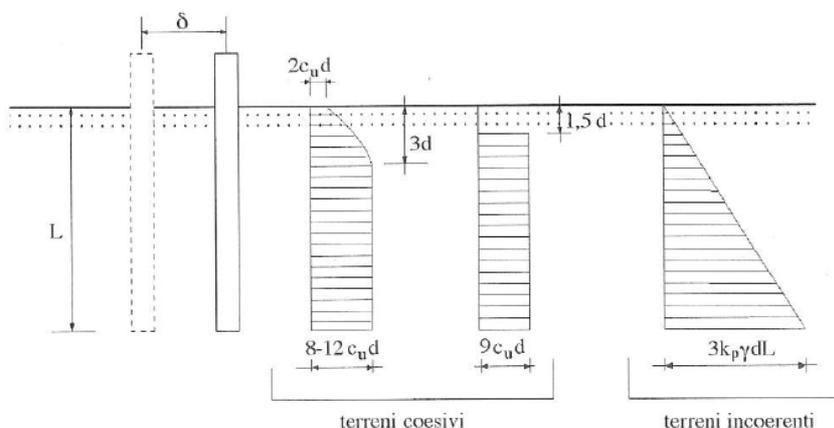
- stratigrafia e caratteristiche di resistenza del terreno;
- tipo di vincolo della testa del palo;
- caratteristiche geometriche e di resistenza del palo ovvero diametro, lunghezza, eventuale lunghezza del palo sopra il piano campagna, armatura e materiali.

In particolare, nell'ipotesi di terreno omogeneo con proprietà costanti con la profondità, si distinguono le due seguenti tipologie di rottura con riferimento alla resistenza del terreno:

- rottura in condizioni non drenate analizzata in termini di tensioni totali per i terreni a comportamento prevalentemente coesivo;
- rottura in condizioni drenate analizzata in termini di tensioni efficaci per i terreni a comportamento prevalentemente incoerente.

Sulla base di analisi teoriche e di osservazioni sperimentali si assume che la resistenza limite del terreno abbia l'andamento rappresentato in Figura 6-4 ovvero:

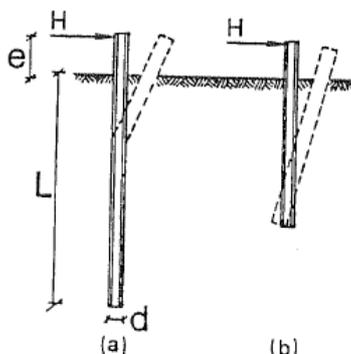
- per un terreno coesivo, alla superficie il terreno è libero di rifluire verso l'alto e la resistenza è pari a  $p=2 \cdot c_u \cdot d$ ; per una profondità  $z \geq 3 \cdot d$  il terreno è costretto a rifluire lateralmente attorno al fusto del palo stesso e la reazione vale  $p=(8 \div 12) \cdot c_u \cdot d$ . Ai fini di un'analisi semplificata Broms propone di adottare il diagramma con reazione nulla fino a  $z = 1.5 \cdot d$  e a partire da tale profondità costante pari a  $p=9 \cdot c_u \cdot d$ ;
- per un terreno incoerente si assume che la resistenza del terreno vari linearmente con la profondità  $z$  secondo la legge  $p=3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot z \cdot d$ .



**FIGURA 6-4: RESISTENZA LIMITE DEL TERRENO (VIGGIANI)**

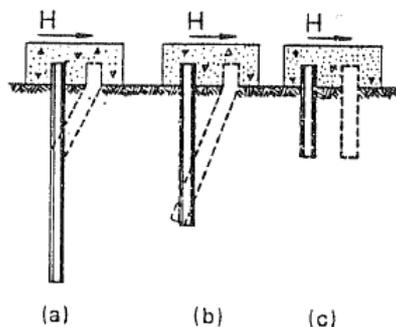
In relazione al tipo di vincolo in testa al palo occorre distinguere i seguenti due casi:

- palo libero di ruotare per il quale si individuano i seguenti meccanismi di rottura possibili:
  - di palo "lungo" schematizzato in Figura 6-5 (a);
  - di palo "corto" schematizzato in Figura 6-5 (b);



**FIGURA 6-5: MECCANISMI DI ROTTURA PER PALI SOLLECITATI LATERALMENTE CON ROTAZIONE LIBERA IN TESTA – (BROMS,1965)**

- palo impedito di ruotare in testa per il quale si individuano i seguenti meccanismi di rottura possibili:
  - di palo “lungo” schematizzato in Figura 6-6 (a);
  - di palo “intermedio” schematizzato in Figura 6-6 (b);
  - di palo “corto” schematizzato in Figura 6-6 (c);



**FIGURA 6-6: MECCANISMI DI ROTTURA PER PALI SOLLECITATI LATERALMENTE CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA – (BROMS,1965)**

Il valore di  $H_{lim}$  deriva quindi dal raggiungimento o della massima reazione possibile trasmessa dal terreno completamente plastificato (caso di palo “corto”) oppure dalla prematura formazione di cerniere plastiche lungo il fusto del palo in numero tale da rendere il complesso palo-terreno un meccanismo (caso di palo “intermedio” e “lungo”).

Con riferimento alla sola condizione di palo sollecitato lateralmente con rotazione in testa impedita, si riporta separatamente la trattazione nel caso di terreni a comportamento prevalentemente coesivo (§ 6.4.1.1) e di terreni a comportamento prevalentemente incoerente (§ 6.4.1.2).

In particolare, a partire da tali trattazioni, nella relazione geotecnica relativa alla singola opera viene fornita, in relazione alle specifiche condizioni stratigrafiche, la curva ottenuta plottando le coppie di valori ( $M_{rd}$ ,  $R_{tr,d}$ ) che consente di individuare a seconda del momento  $M_{rd}$  della sezione il valore di  $R_{tr,d}$ .

#### 6.4.1.1 Terreni a comportamento prevalentemente coesivo

Nella seguente Figura 6-7 si riportano gli schemi di calcolo relativi ad un palo con rotazione impedita in testa immerso in un terreno coesivo.

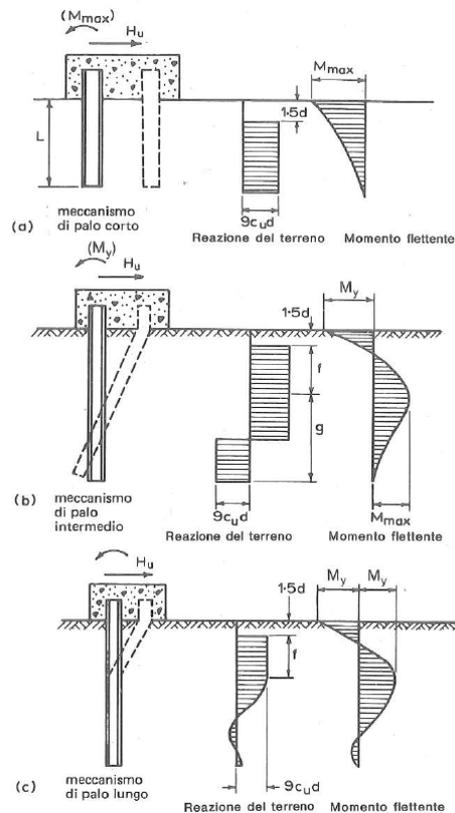


FIGURA 6-7: PALI A TESTA INCASTRATA IN TERRENI COESIVI (BROMS,1965)

Con riferimento alla nomenclatura adottata in Figura 6-7 (a), imponendo l'equilibrio alla traslazione orizzontale e l'equilibrio alla rotazione attorno alla testa del palo si ottengono nel caso di meccanismo di rottura tipo palo "corto":

- $H_u = H_{lim} = 9 \cdot c_u \cdot d \cdot (L - 1.5 \cdot d)$ ;
- $M_{max} = H_u \cdot (0.5 \cdot L + 0.75 \cdot d) \leq M_y$

Con riferimento alla nomenclatura adottata in Figura 6-7 (b), nel caso di meccanismo di rottura tipo palo "intermedio" si ha la formazione di una sola cerniera plastica nella sezione di collegamento con la struttura di fondazione pertanto, imponendo l'equilibrio alla traslazione orizzontale e l'equilibrio alla rotazione attorno al punto in cui si forma la cerniera plastica, si ottiene il seguente sistema di due equazioni avente come incognite  $H_u$  e  $f$ :

$$\begin{cases} H_u = H_{lim} = 9 \cdot c_u \cdot d \cdot f \\ M_y + 9 \cdot c_u \cdot d \cdot \frac{g^2}{4} - 9 \cdot c_u \cdot d \cdot f \cdot \left( \frac{f}{2} + 1.5 \cdot d \right) = 0 \end{cases} \Rightarrow H_{lim} = -9 \cdot c_u \cdot d^2 \cdot \left( \frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9 \cdot c_u \cdot d^2 \cdot \sqrt{2 \cdot \left( \frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \cdot \frac{M_y}{c_u \cdot d^3} + 4.5}$$

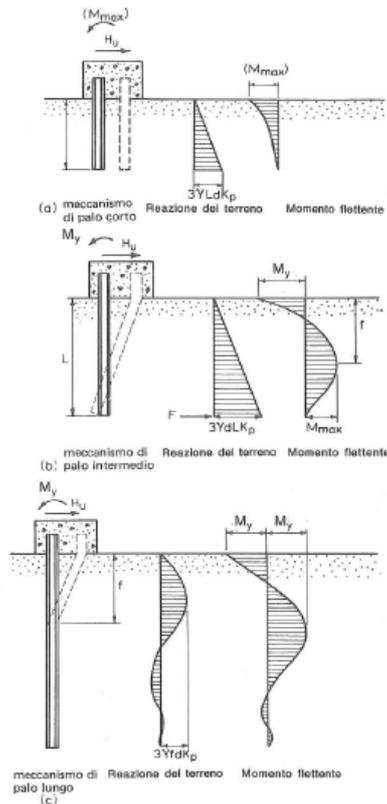
Con riferimento alla nomenclatura adottata in Figura 6-7 (c), nel caso di meccanismo di rottura tipo palo "lungo", il massimo momento lungo il fusto, che si verifica nella sezione del palo alla profondità  $(1.5d+f)$  uguaglia il momento di plasticizzazione  $M_y$  generando in tal modo una seconda cerniera plastica.

In tali condizioni, corrispondenti alle condizioni di progetto dei pali di fondazione in esame, imponendo l'equilibrio alla traslazione orizzontale e l'equilibrio alla rotazione del tratto di palo compreso tra le due cerniere plastiche si ottiene il seguente sistema di due equazioni avente come incognite  $H_u$  e  $f$ :

$$\begin{cases} H_u = H_{lim} = 9 \cdot c_u \cdot d \cdot f \\ 2M_y = H_{lim} \cdot \left( \frac{f}{2} + 1.5 \cdot d \right) \end{cases} \Rightarrow H_{lim} = -13.5 \cdot c_u \cdot d^2 + c_u \cdot d^2 \cdot \sqrt{182.25 + 36 \cdot \frac{M_y}{c_u \cdot d^3}}$$

### 6.4.1.2 Terreni a comportamento prevalentemente incoerente

Nella seguente Figura 6-8 si riportano gli schemi di calcolo relativi ad un palo con rotazione impedita in testa immerso in un terreno incoerente.



**FIGURA 6-8: PALI A TESTA INCASTRATA IN TERRENI INCOERENTE (POULOS, DAVIS)**

Con riferimento alla nomenclatura adottata in Figura 6-8 (a), imponendo l'equilibrio alla traslazione orizzontale e l'equilibrio alla rotazione attorno alla testa del palo si ottengono nel caso di meccanismo di rottura tipo palo "corto":

- $H_u = H_{lim} = 1.5 \cdot L^2 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d$
- $M_{max} = \frac{2}{3} \cdot H_{lim} \cdot L \leq M_y$

Con riferimento alla nomenclatura adottata in Figura 6-8 (b), nel caso di meccanismo di rottura tipo palo "intermedio" si ha la formazione di una sola cerniera plastica nella sezione di collegamento con la struttura di

fondazione pertanto imponendo l'equilibrio alla traslazione orizzontale e l'equilibrio alla rotazione attorno al punto in cui si forma la cerniera plastica si ottiene il seguente sistema di due equazioni avente come incognite  $H_u$  e  $F$ :

$$\begin{cases} F = \frac{3}{2} \cdot L^2 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d - H_u \\ M_y + F \cdot L - k_p \cdot \gamma \cdot d \cdot L^3 = 0 \end{cases} \Rightarrow M_y + \frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d \cdot L^3 - H_u \cdot L = 0 \Rightarrow H_u = H_{lim} = \frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d \cdot L^2 + \frac{M_y}{L}$$

Con riferimento alla nomenclatura adottata in Figura 6-8 (c), nel caso di meccanismo di rottura tipo palo "lungo", il massimo momento lungo il fusto, che si verifica nella sezione del palo alla profondità  $f$ , uguaglia il momento di plasticizzazione  $M_y$  generando in tal modo una seconda cerniera plastica.

In tali condizioni, corrispondenti alle condizioni di progetto dei pali di fondazione in esame, imponendo l'equilibrio alla traslazione orizzontale e l'equilibrio alla rotazione del tratto di palo compreso tra le due cerniere plastiche si ottiene il seguente sistema di due equazioni avente come incognite  $H_u$  e  $f$ :

$$\begin{cases} H_u = H_{lim} = \frac{3}{2} \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d \cdot f^2 \Rightarrow f = 0.816 \cdot \sqrt{\frac{H_{lim}}{k_p \cdot \gamma \cdot d}} \Rightarrow H_{lim} = k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \sqrt[3]{3.681 \cdot \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4}} \\ 2M_y - k_p \cdot \gamma \cdot d \cdot f^3 = 0 \end{cases}$$

#### 6.4.2. Valutazione spostamenti laterali, rotazioni e sollecitazioni lungo il palo singolo

Nel seguito si riportano i criteri di per la valutazione di spostamenti laterali, rotazioni e sollecitazioni lungo il palo singolo di fondazione soggetto a carichi trasversali.

Il calcolo viene condotto con riferimento alla seguente bibliografia:

- Viggiani C. – Fondazioni – Hevelius Edizioni
- Poulos H.G., Davis E.H. – Analisi e progettazione di fondazioni su pali – Libreria Dario Flaccovio Editrice.

Il comportamento del palo soggetto ai carichi trasversali al proprio asse (forze orizzontali e momenti flettenti) può essere rappresentato dalla teoria elastica di Matlock e Reese (1960).

Il metodo schematizza il terreno con una serie di molle elastiche indipendenti, normali all'asse del palo, con modulo di reazione:

$$E_s = \frac{P}{y}, \quad [F \times L^{-2}];$$

dove: P = forza di reazione orizzontale terreno-palo per unità di lunghezza del palo;  
y = spostamento orizzontale del palo.

Il modulo di reazione può essere espresso da una legge del tipo:

$$E_s = K_{M-R} \cdot z \quad [F \times L^{-2}].$$

Definita la lunghezza elastica del palo in funzione della rigidezza funzionale  $E_p J$ :

$$\lambda = \sqrt[5]{\frac{E_p J}{K_{M-R}}}, \quad [L];$$

il momento in testa ad un palo a p.c. impedito di ruotare conseguente ad una azione orizzontale H è dato da:

$$M \approx 0.93 \cdot \lambda \cdot H.$$

La valutazione degli spostamenti laterali, delle rotazioni e delle sollecitazioni lungo il palo singolo caricato da una forza orizzontale (H) e/o da un momento flettente (M) viene effettuata secondo la teoria sopracitata per una forza orizzontale unitaria (1000 kN) e, se necessario (vedi pali liberi di ruotare), per una coppia unitaria (1000 kNm) agenti in testa al singolo palo. Le grandezze così calcolate, in ragione della linearità del metodo potranno quindi essere scalate a seconda dell'azione orizzontale di progetto.

Per ulteriori chiarimenti in merito alla metodologia di calcolo si rimanda al § 14.4 del testo Viggiani C. – Fondazioni – Hevelius Edizioni.

### **6.4.3. Comportamento dei pali in gruppo**

#### *6.4.3.1 Capacità portante del gruppo di pali soggetto a carichi trasversali*

Per quanto riguarda il comportamento dei pali in gruppo, il carico limite orizzontale di un gruppo può essere notevolmente inferiore alla somma dei valori relativi ai singoli pali; l'efficienza di un gruppo di pali rispetto ai carichi orizzontali è sempre inferiore all'unità.

Dalle "raccomandazioni sui pali di fondazione" AGI, 1984, si riporta quanto segue:

*“Sulla base dei risultati sperimentali disponibili sembra che l'efficienza tenda all'unità per un interasse fra i pali del gruppo pari a cinque volte il diametro dei pali; per interasse minore, l'efficienza diminuisce fino a 0.5.”*

È possibile anche affermare che risulta più vantaggioso disporre il gruppo di pali normalmente alla direzione della forza orizzontale ovvero, a parità di numero di pali di un gruppo rettangolare resiste meglio se la forza orizzontale agisce parallelamente al lato corto.

Per pali ad interasse 3 diametri si ritiene possibile considerare  $EH = 0.8$ ; per pali ad interasse 2.5 diametri si ritiene possibile considerare  $EH = 0.7$ . Nel caso particolare invece di pali disposti in singola fila soggetti ad un'azione ortogonale all'allineamento è possibile considerare  $EH = 1.0$ .

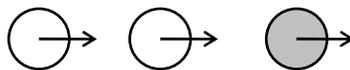
#### 6.4.3.2 Incremento delle sollecitazioni rispetto al palo singolo nei pali in gruppo

Le curve p-y relative ai pali in gruppo sono state valutate tenendo conto di una riduzione delle reazioni offerte dal terreno dovuta all'effetto gruppo in accordo a Brown et al (1987), riduzione automaticamente messa in conto dal programma GROUP, vers. 8.

Nel caso di gruppo di pali soggetti ad azioni orizzontali possono manifestarsi le due seguenti tipologie di interazione:

- interazione tra pali in linea, caricati in direzione parallela alla fila (Figura 6-9 - Schema A);
- interazione tra pali affiancati, caricati in direzione perpendicolare alla fila (Figura 6-12 - Schema B).

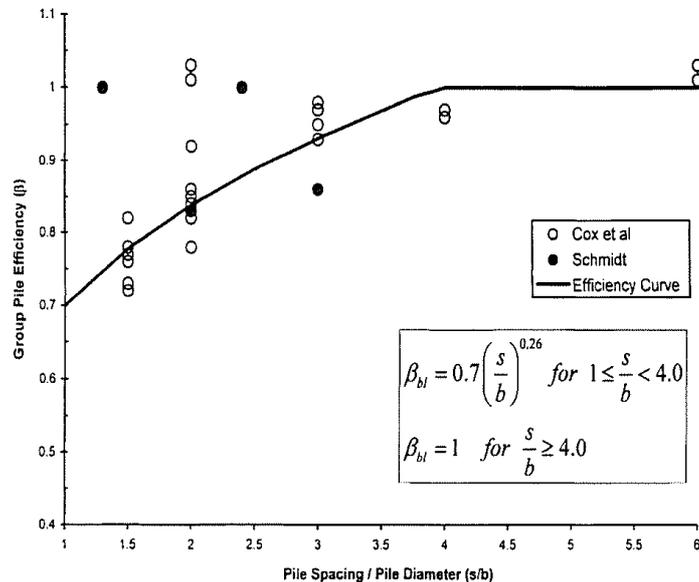
L'interazione del primo tipo si esplica in una diminuzione delle caratteristiche meccaniche del terreno retrostante il palo di testa della fila, con conseguente incremento degli spostamenti dei pali retrostanti.



**FIGURA 6-9: SCHEMA A – PALI IN LINEA**

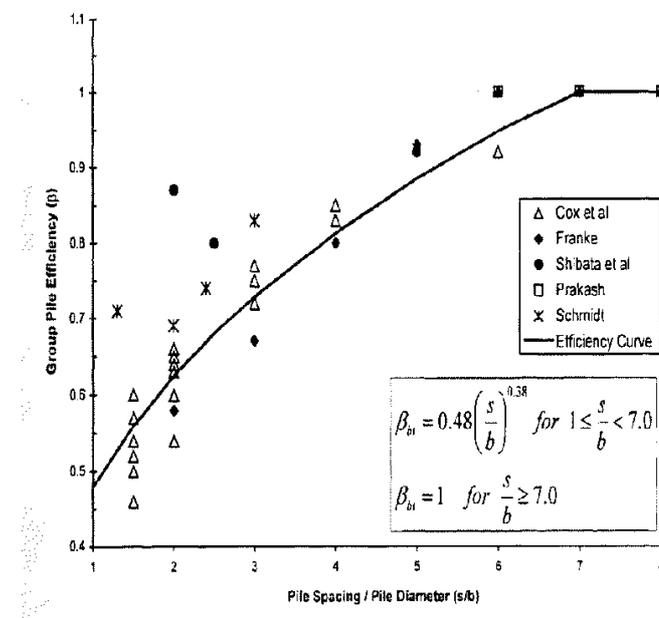
Studi sperimentali condotti sull'argomento hanno mostrato che l'interazione dipende principalmente dalla posizione relativa dei pali. Molti autori (Dunnivant & O'Neill, 1986) raccomandano fattori di riduzione distinti per pali frontali e pali retrostanti. Tali fattori sono dati in funzione della spaziatura tra i pali nella direzione del carico.

I fattori di riduzione per pali frontali possono essere ricavati dalle indicazioni fornite in Figura 6-10.



**FIGURA 6-10: FATTORI DI RIDUZIONE PER PALI DISPOSTI PARALLELAMENTE ALLA DIREZIONE DI CARICO - (PALI FRONTALI)**

I fattori di riduzione per pali retrostanti possono essere ricavati dalle indicazioni fornite in Figura 6-12.



**FIGURA 6-11: FATTORI DI RIDUZIONE PER PALI DISPOSTI PARALLELAMENTE ALLA DIREZIONE DI CARICO - (PALI RETROSTANTI)**

L'interazione del secondo tipo si esplica invece con un incremento degli spostamenti del palo centrale per effetto della presenza dei pali laterali.

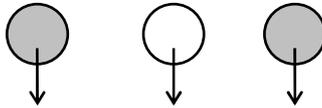


FIGURA 6-12: SCHEMA B – PALI AFFIANCATI

Tale riduzione di "p" in funzione del rapporto s/D (s = interasse dei pali, D = diametro del palo) può essere ricavata dalle indicazioni fornite in Figura 6-13.

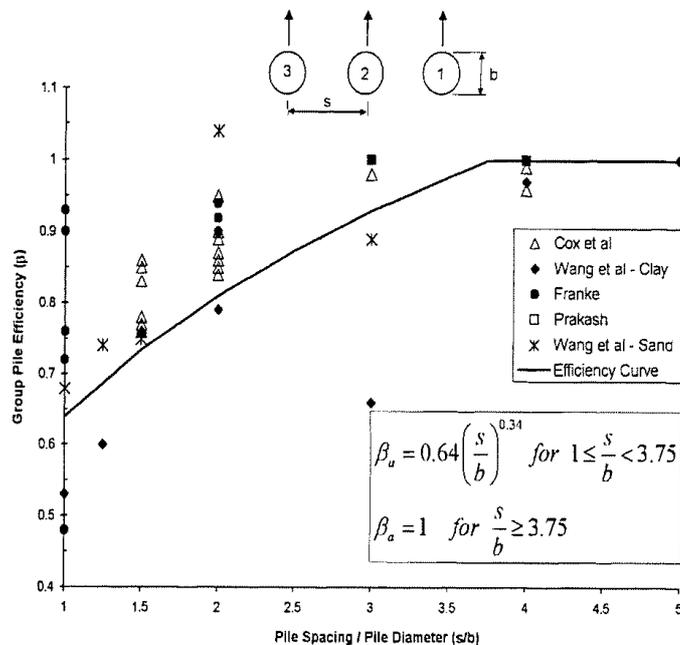


FIGURA 6-13: FATTORI DI RIDUZIONE PER PALI DISPOSTI SU FILE PERPENDICOLARI ALLA DIREZIONE DEL CARICO

Con riferimento alle geometrie maggiormente ricorrenti per i sistemi di fondazione profondi, gli incrementi medi delle sollecitazioni lungo i pali a causa degli effetti gruppo sono dell'ordine del 10-20%.

## 7. CRITERI DI CALCOLO DEI DIAFRAMMI E POZZI DI DIAFRAMMI

Per quanto riguarda le fondazioni profonde su diaframmi sono stati adottati i medesimi criteri di calcolo riportati nel paragrafo 6 riguardanti i pali di fondazioni. Di seguito si riportano esclusivamente le procedure di calcolo che differiscono quanto riportato nel paragrafo precedentemente citato.

### 7.1. CAPACITÀ PORTANTE DEL DIAFRAMMA SINGOLO SOGGETTO A CARICHI ASSIALI

Nel seguito si riportano i criteri di calcolo adottati per la stima della capacità portante del singolo diaframma di fondazione soggetto a carichi assiali di compressione e di trazione.

Il calcolo viene condotto secondo i seguenti approcci con riferimento al DM 14/01/2008 Par.6.4.3:

- Approccio 1: combinazioni A1+M1+R1 e A2+M1+R2;
- Approccio 2: combinazione A1+M1+R3.

La resistenza di progetto a compressione dei diaframmi soggetti a carichi assiali è pari a:

$$R_{c,d} = \left( \frac{R_{cs,k}}{\gamma_s} + \frac{R_{cb,k}}{\gamma_b} \right) - \Delta W \cdot \gamma_{G1}$$

Con:

- $R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$
- $\Delta W$ : peso efficace del diaframma al netto del peso del terreno asportato;
- $\gamma_{G1}$ : coefficiente parziale per le azioni;
- $\xi_3$  e  $\xi_4$ : coefficienti che dipendono dal numero di verticali di indagini considerate per la singola opera, sulla base dell'affidabilità della caratterizzazione geotecnica nel volume significativo.

La resistenza di progetto a trazione dei diaframmi soggetti a carichi assiali è pari a:

$$R_{t,d} = \frac{R_{ts,k}}{\gamma_s} + W \cdot \gamma_{G1}$$

Con:

- $R_{t,k} = \min \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$
- W: peso efficace del diaframma;
- $\gamma_{G1}$  : coefficiente parziale per le azioni (unitario nel caso in esame per gli approcci di riferimento);
- $\xi_3$  e  $\xi_4$ : coefficienti che dipendono dal numero di verticali di indagini considerate per la singola opera, sulla base dell'affidabilità della caratterizzazione geotecnica nel volume significativo.

I coefficienti parziali per le azioni, per i parametri geotecnici e per le resistenza caratteristiche sono riportati nelle tabelle seguenti, tratte dal DM 14/01/2008. In ragione delle analogie costruttive, i coefficienti utilizzati per i diaframmi di fondazione sono stati assunti pari a quelli riportati per pali di fondazione trivellati.

**Tabella 6.2.1** – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

**Tabella 6.2.II** – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_M$ $\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**Tabella 6.4.II** – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	$\gamma_t$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Nel seguito si riportano le indicazioni in merito alle correlazioni impiegate per la valutazione della resistenza calcolata del singolo palo.

### 7.1.1. Terreni a comportamento prevalentemente coesivo

- Resistenza di base calcolata –  $R_{b,cal}$ :

La valutazione della resistenza calcolata specifica di base è stata effettuata assimilando la base del diaframma ad una fondazione nastriforme.

$$q_b = C_{uk} \cdot N_c + \sigma_v$$

con:

- $q_b$  = resistenza calcolata specifica di base;
- $N_c$  = fattore di capacità portante adimensionale (si adotta generalmente  $N_c = 5.14$ );

- $C_{uk}$  = coesione non drenata caratteristica;
- $\sigma_v$  = tensione verticale totale alla profondità  $z$ .

Pertanto la resistenza di base calcolata è pari a:

$$R_{b,cal} = A_b \cdot q_b$$

- Resistenza laterale calcolata –  $R_{s,cal}$ :

In analogia con quanto riportato per i pali di fondazione, con riferimento alle Raccomandazioni AGI sui pali di fondazione, la resistenza laterale può essere determinata come segue.

$$\tau_{lik} = \alpha \cdot C_{uik}$$

con:

- $\tau_{lik}$  = resistenza calcolata specifica laterale dello strato  $i$ -esimo,  $\tau_{lim} = 100$  kPa (AGI);
- $C_{uik}$  = coesione caratteristica non drenata dello strato  $i$ -esimo;
- $\alpha$  = coefficiente empirico, dipendente dal tipo di terreno, dal metodo di installazione (Tabella 6-1).

Pertanto la resistenza laterale calcolata è pari a:

$$R_{s,cal} = \sum_i^n \tau_{ik} A_{li}$$

**TABELLA 7-1: VALORI INDICATIVI DELL'ADESIONE  $q_a = \alpha c_u$  PER PALI IN TERRENI COESIVI (AGI – 1984)**

Materiale		$c_u$ (kPa)	$q_a$	$q_{a,max}$ (kPa)
PALI INFISSI	CLS	$\leq 25$	$c_u$	120
		25 + 50	0.85 $c_u$	
		50 + 75	0.65 $c_u$	
		$\geq 75$	0.50 $c_u$	
	ACCIAIO	$\leq 25$	$c_u$	100
		25 + 50	0.80 $c_u$	
50 + 75		0.65 $c_u$		
$> 75$		0.50 $c_u$		
TRIVELLATI	CLS	$\leq 25$	0.90 $c_u$	100
		25 + 50	0.80 $c_u$	
		50 + 75	0.60 $c_u$	
		$\geq 75$	0.40 $c_u$	

### 7.1.2. Terreni a comportamento prevalentemente incoerente

- Resistenza di base calcolata –  $R_{b,cal}$ :

Tenendo conto della forma dell'elemento di fondazione, la capacità portante di base viene calcolata secondo gli approcci di Sokoloski (1970) e di Berezantzev (1963 e 1965). La valutazione della resistenza calcolata specifica di base può essere effettuata con la seguente formulazione:

$$q_b = \gamma \cdot B \cdot \left[ \frac{D}{B} + \frac{\cos \varphi}{2\sqrt{2}} \cdot e^{(\pi/4+\varphi)\tan\varphi} \right] \cdot \frac{\cos \varphi (\sin \varphi + \cos \varphi)}{1 - \sin \varphi \cos \varphi} \cdot e^{(\pi/2+2\varphi)\tan\varphi}$$

essendo:

- $\gamma$  = peso specifico del terreno (F/L<sup>3</sup>)
- B = spessore del diaframma (L)
- D = profondità della base (L)
- $\varphi$  = angolo d'attrito del terreno (°)

Pertanto la resistenza di base calcolata è pari a:

$$R_{b,cal} = A_b \cdot q_b$$

- Resistenza laterale calcolata –  $R_{s,cal}$ :

Nei terreni granulari costituiti da sabbie e ghiaie la portata unitaria per attrito laterale ( $\tau_i$ ) è ricavabile dalla seguente espressione (U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration – “Drilled shafts: Construction procedures and design methods” – Publication No. FHWA-IF-99-025):

$$\tau_i = \beta_i \cdot \sigma_v^i$$

con:

- $\beta_i = 1.5 - 0.245 \cdot [z_i(m)]^{0.5}$  (-)

in cui:

- $z_i$  = distanza verticale in metri da piano campagna a metà dello strato considerato;
- $0.25 \leq \beta_i \leq 1.20$ ;
- o  $\sigma'_{\text{voi}}$  = pressione verticale efficace geostatica alla profondità  $z_i$  (FL<sup>-2</sup>)
- o  $\tau_i^{\text{lim}}$  = valore massimo possibile dell'aderenza laterale limite (FL<sup>-2</sup>)

Il valore massimo possibile dell'aderenza laterale limite di ( $\tau_i^{\text{lim}}$ ) è assunto pari a 150 kPa.

Pertanto la resistenza laterale calcolata è pari a:

$$R_{s,\text{cal}} = \sum_i^n \tau_{ik} \cdot A_{ij}$$

## 7.2. OSSERVAZIONI IN MERITO AI POZZI DI DIAFRAMMI

Per quanto concerne il calcolo di capacità portante di fondazioni realizzate con diaframmi disposti in maniera scatolare a creare un pozzo sono stati seguiti i principi di seguito esposti. La capacità portante verticale della fondazione a pozzo di diaframmi è stata calcolata ipotizzando che il terreno inscatolato non apporti alcun tipo di contributo alla resistenza laterale, si ritiene infatti che tale porzione di terreno risenta dell'effetto di trascinamento dei diaframmi in maniera considerevole. Per quanto concerne la portata di base è stata considerata una quota parte di area non superiore alle dimensioni in pianta della fondazione della fondazione.

Il calcolo della capacità portante orizzontale del pozzo di diaframmi è stata effettuata secondo la medesima linea teorica riportata nel paragrafo 6; considerando le dimensioni e il momento ultimo della fondazione nel suo complesso.

Per il calcolo delle sollecitazioni nei diaframmi infine è stato fornito il valore della costante di reazione alla Winkler, al fine di favorire una corretta modellazione strutturale.

Si evidenzia infine che la verifica del pozzo nel suo complesso non esime dalla verifica del diaframma singolo.

## 8. STIMA DEI CEDIMENTI E LORO EVOLUZIONE NEL TEMPO

### 8.1. MODALITÀ DI CALCOLO

La variazione dello stato tensionale indotto nel terreno dai carichi applicati viene condotta con riferimento a soluzioni basate sulle seguenti ipotesi:

- il terreno è schematizzato come un semispazio elastico lineare, omogeneo ed isotropo (modello di Boussinesq);
- l'area di carico è posta sulla superficie del semispazio ed è supposta di rigidità nulla.

In tale approccio di calcolo il legame fra la componente di deformazione verticale ( $\epsilon_z$ ) e gli incrementi di tensione ( $\delta\sigma_z$ ,  $\delta\sigma_y$ ,  $\delta\sigma_x$ ) è ricavato utilizzando la legge di Hooke:

$$\epsilon_z = [\delta\sigma_z - \nu (\delta\sigma_y + \delta\sigma_x)] / E,$$

dove:

- $E$  = modulo di compressibilità;
- $\nu$  = coefficiente di Poisson.

La generica condizione di carico viene simulata mediante un numero finito di superfici rettangolari sulle quali è applicata una pressione uniforme.

Per ogni direttrice di calcolo del cedimento vengono valutati gli incrementi di tensione indotti da ogni singola superficie di carico componendo poi gli effetti.

Nel caso l'area di carico non sia a rigidità nulla (ad esempio una fondazione superficiale), il cedimento ricavato con la formulazione suddetta, relativo ad una fondazione flessibile, viene ricondotto a quello di una fondazione rigida mediante le formulazioni riportate nei seguenti riferimenti bibliografici:

- JOSEPH E. BOWLES (1992) – "Fondazioni – Progetto e analisi", McGraw-Hill, Giugno 1992;
- LANCELLOTTA R. (1993) – "Geotecnica", Seconda edizione, ed. Zanichelli, Bologna.

La stima dei cedimenti e la loro evoluzione nel tempo viene calcolata con riferimento ai seguenti aspetti:

- stima del cedimento per terreni incoerenti;
- stima del cedimento per terreni coesivi o comunque stratificati.

### 8.1.1. Stima del cedimento per terreni incoerenti

Il cedimento dei rilevati poggianti su terreni incoerenti può essere determinato ricorrendo alla teoria dell'elasticità ed alla seguente espressione:

$$s_t = \sum_1^n \frac{(\Delta\Delta_z - v'(\Delta\Delta_x + \Delta\Delta_y)) \cdot h_i}{E'_i}$$

essendo:

- $s_t$  = cedimento immediato (L)
- $\Delta\sigma_z, \Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y$  = tensioni indotte dal carico ( $FL^{-2}$ )
- $h_i$  = altezza dello strato i-esimo (L)
- $n$  = numero di strati incoerenti nella zona compressibile ( $H_c$ ) (-)
- $E'_i$  = modulo di Young drenato dello strato i-esimo ( $FL^{-2}$ )
- $v'$  = rapporto di Poisson (-)

Lo spessore della zona compressibile ( $H_c$ ) viene definito in base alla profondità a cui l'incremento delle tensioni verticali ( $\Delta\sigma_z$ ) risulta inferiore a  $(0.1-0.2) \sigma_{v0}'$ ; nel caso in esame è stato adottato il coefficiente 0.20.

La definizione del modulo di deformazione drenato è condotta essenzialmente sulla base dell'interpretazione di indagini in sito (prove penetrometriche statiche, prove SPT).

Il decorso del cedimento nel tempo può essere considerato rapido, praticamente contemporaneo alla costruzione dell'opera.

### 8.1.2. Stima del cedimento per terreni coesivi o comunque stratificati

Per la valutazione dei cedimenti di rilevati in terreni costituiti prevalentemente da materiali limoso/argillosi saturi e in terreni stratificati, ovvero costituiti da materiali argillosi intercalati da lenti sabbiose, il calcolo viene sviluppato con riferimento ai seguenti aspetti principali:

- descrizione dei diversi tipi di cedimento (immediato e di consolidazione primaria);
- determinazione teorica dell'entità dei diversi tipi di cedimento;

- determinazione teorica dell'andamento nel tempo dei cedimenti di consolidazione primaria e secondaria in assenza o presenza di dreni verticali.

### 8.1.2.1 Tipi di cedimento

L'applicazione di un carico di dimensioni finite su un deposito costituito da materiali argillosi saturi comporta un processo deformativo nel terreno che tradizionalmente può essere riassunto nei seguenti punti:

- data la bassa permeabilità ( $k$ ) del terreno, la fase di carico avviene in condizioni non drenate con generazione di sovrappressioni interstiziali ( $\Delta u$ ); i materiali argillosi si deformano allora a volume costante ed il cedimento che ne consegue è indicato come cedimento immediato;
- Il trasferimento del carico dall'acqua allo scheletro solido comporta ulteriori cedimenti, la cui velocità nel tempo è legata principalmente alle caratteristiche di permeabilità dell'argilla e alle condizioni di drenaggio. Il processo è noto come consolidazione primaria ed il cedimento conseguente a tale processo è indicato come cedimento di consolidazione primaria.

Nell'ambito degli strati incoerenti presenti nel deposito possono essere fatte due ipotesi:

- lenti continue;
- lenti discontinue.

Nel primo caso, data l'elevata permeabilità delle sabbie e la possibilità di sfogo delle sovrappressioni interstiziali, i cedimenti di consolidazione primaria e quelli immediati avvengono contemporaneamente.

Nel secondo caso, non trovando le sovrappressioni interstiziali alcuno sfogo se non attraverso i materiali argillosi circostanti, i materiali sabbiosi tendono a comportarsi come quelli argillosi.

### 8.1.2.2 Valutazione teorica dei vari tipi di cedimento

#### Cedimento immediato

Con riferimento alla teoria dell'elasticità il cedimento immediato in argille viene stimato con la seguente espressione:

$$s_i = \sum_1^n \frac{(\Delta\sigma_z - \nu_u(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)) \cdot h_i}{E_{ui}}$$

essendo:

- $s_i$  = cedimento immediato (L)
- $\Delta\sigma_z, \Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y$  = tensioni indotte dal carico (FL<sup>-2</sup>)
- $h_i$  = altezza dello strato i-esimo (L)

- $n$  = numero di strati in cui è suddivisa la zona compressibile ( $H_c$ ) (-)
- $E_{ui}$  = modulo di Young non drenato dello strato  $i$ -esimo ( $FL^{-2}$ )
- $\nu_u$  = rapporto di Poisson = 0.5 (-)

Lo spessore della zona compressibile ( $H_c$ ) viene stabilito secondo gli stessi criteri illustrati al paragrafo 8.1.1.

### Cedimento di consolidazione

Con riferimento alla teoria dell'elasticità il cedimento di consolidazione primaria viene stimato con la seguente espressione:

$$s_c = \sum_1^n \frac{(\Delta\sigma_z - \nu'(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)) \cdot h_i}{E'_i}$$

essendo:

- $s_c$  = cedimento di consolidazione primaria (L)
- $\Delta\sigma_z, \Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y$  = tensioni indotte dal carico ( $FL^{-2}$ )
- $h_i$  = altezza dello strato  $i$ -esimo (L)
- $n$  = numero di strati in cui è suddivisa la zona compressibile ( $H_c$ ) (-)
- $E'_i$  = modulo di Young drenato dello strato  $i$ -esimo ( $FL^{-2}$ )
- $\nu'$  = rapporto di Poisson = 0.3 (-)

Lo spessore della zona compressibile ( $H_c$ ) viene stabilito in accordo ai criteri illustrati in precedenza.

Per definizione il cedimento totale è dato dalla somma tra  $s_c$  e  $s_i$ .

### Cedimento secondario

Il cedimento secondario in argille è convenzionalmente calcolato facendo riferimento alla seguente equazione:

$$s_s = \sum_{i=1}^n \log\left(\frac{t}{t_{100,i}}\right) \cdot c_{\alpha i} \cdot h_i$$

essendo:

- $s_s$  = cedimento secondario (L)
- $t$  = tempo generico a partire dall'applicazione del carico (T)

- $t_{100,i}$  = tempo necessario all'esaurimento della consolidazione primaria nello strato argilloso i-esimo, separato da altri strati argillosi o da lenti sabbiose continue (T)
- $h_i$  = altezza dello strato argilloso i-esimo separato da altri strati argillosi o da lenti sabbiose continue (L)
- $n$  = numero di strati argillosi separati tra loro da lenti sabbiose continue (-)
- $c_{\alpha i}$  = coefficiente di consolidazione secondaria nello strato i-esimo misurato da prove edometriche di laboratorio (-)

Nell'impiego di tale espressione sono implicite le seguenti ipotesi:

- monodimensionalità del problema;
- il cedimento secondario inizia dopo l'esaurimento del cedimento di consolidazione primaria;
- il valore di  $c_{\alpha}$  è costante durante l'evolversi del cedimento secondario;
- il valore di  $c_{\alpha}$  è indipendente dal valore dello spessore dello strato i-esimo  $h_i$ , anche se tale spessore influenza l'entità del  $t_{100}$ ;
- il valore di  $c_{\alpha}$  è indipendente dal rapporto  $\Delta\sigma_z/\sigma_{vo}$ '.

Nel caso di profili caratterizzati da più strati argillosi separati da lenti sabbiose non continue, il calcolo del cedimento secondario viene eseguito con riferimento ad ogni singolo strato riscontrato con il relativo coefficiente di consolidazione secondaria.

### **8.1.3. Stima dei cedimenti in presenza di pali di consolidamento e carico agente sui pali**

Secondo Broms (1983) l'efficacia di un trattamento del terreno costituito da pali o colonne in termini di limitata cedevolezza della fondazione è garantita dal rispetto delle seguenti due condizioni:

- soddisfacimento della capacità portante;
- soddisfacimento delle verifiche di resistenza dei pali.

Il carico trasmesso al palo/colonna può essere valutato come segue:

$$Q_{col} = \frac{q \cdot A_c}{a + \frac{E_t}{E_c} \cdot (1-a)}$$

in cui:

- $Q_{col}$  = carico trasferito al palo/colonna (F)
- $q$  = pressione globale applicata al terreno ( $FL^{-2}$ )
- $a$  = rapporto tra l'area del palo/colonna e l'area di influenza del palo/colonna stesso (-)
- $E_t$  = modulo elastico medio del terreno non trattato ( $FL^{-2}$ )
- $E_c$  = modulo elastico del palo/colonna ( $FL^{-2}$ )
- $A_c$  = area del palo/colonna ( $L^2$ )

Ai fini della stima dei cedimenti, eseguito con gli stessi criteri descritti al paragrafo 8.1.2, la valutazione del modulo equivalente delle unità interessate dai pali, in accordo con la teoria di Broms (1983) viene determinato mediante la seguente relazione:

$$E_{eq} = \frac{E_{cls} \cdot A_c + E_t \cdot A_t}{A_c + A_t}$$

essendo:

- $E_{eq}$  = modulo elastico equivalente del terreno trattato ( $FL^{-2}$ )
- $E_t$  = modulo elastico medio del terreno non trattato ( $FL^{-2}$ )
- $E_c$  = modulo elastico del palo/colonna ( $FL^{-2}$ )
- $A_c$  = area del palo/colonna ( $L^2$ )
- $A_t$  = area di influenza del terreno trattato al netto dell'area del palo ( $L^2$ )

#### **8.1.4. Determinazione teorica dell'evoluzione dei cedimenti nel tempo in assenza di dreni**

##### Cedimenti di consolidazione primaria

La valutazione dell'andamento nel tempo dei cedimenti di consolidazione primaria in argille viene condotta con riferimento alle teorie di consolidazione monodimensionali riportate in *Janbu* (1967) e in *Duncan & Buchignani* (1976).

I valori dei coefficienti di consolidazione verticale ( $c_v$ ) vengono stabiliti sulla base dei risultati delle prove edometriche di laboratorio.

Nel caso di profili caratterizzati da più strati argillosi, separati da lenti sabbiose non continue, il calcolo dei tempi di consolidazione viene eseguito con riferimento ad ogni singolo strato compressibile ed a relativo coefficiente di consolidazione.

Considerate le dimensioni dei rilevati da realizzare in relazione agli spessori degli strati compressibili, il ricorso a teorie di consolidazione in condizioni di deformazione piana o tridimensionali appare poco giustificato, essendo le differenze in termini di curve di dissipazione rispetto al caso monodimensionale molto modeste (*vedi ad esempio Davis & Poulos, 1972*).

#### **8.1.5. Determinazione teorica dei cedimenti nel tempo in presenza di dreni verticali**

##### Cedimenti di consolidazione primaria

La valutazione dell'andamento nel tempo dei cedimenti di consolidazione primaria negli strati trattati con dreni viene fatta in accordo alla nota teoria di consolidazione radiale messa a punto per il problema specifico da *Hansbo* (*vedi Hansbo, 1971-1981*). Tale teoria consente di mettere in conto la presenza di terreno rimaneggiato nelle immediate vicinanze del dreno, ed è quindi in grado di simulare l'effetto del disturbo generato nel terreno dall'installazione dei dreni stessi.

#### **8.1.6. Determinazione teorica dei cedimenti nel tempo in presenza di pali di consolidamento**

La valutazione dell'andamento nel tempo dei cedimenti negli strati trattati con pali viene fatta con riferimento agli stessi criteri utilizzati per il terreno non trattato (si veda il paragrafo 8.1.4).

## 9. STIMA DEI CEDIMENTI POSTSISMICI DEI TERRENI COESIVI

Secondo quanto riportato nel documento DGR n.1 del 10/01/2007 recante ad oggetto “Approvazione dell’atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell’art.16, comma 1, della L.R. 20/2000, in merito a “Indirizzi per la microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica” proposta all’assemblea legislativa”, nei depositi coesivi molto soffici ( $C_u \leq 70$  kPa) e plastici ( $IP \geq 30\%$ ) in cui si prevede un incremento delle pressioni interstiziali  $\frac{\Delta u}{\sigma'_0} \geq 0.3$  durante il terremoto di riferimento deve essere valutata l’entità del cedimento di riconsolidazione conseguente alla dissipazione delle pressioni interstiziali accumulate durante il terremoto.

In un generico strato di spessore H il cedimento di riconsolidazione può essere valutato con l’espressione:

$$\Delta H = \varepsilon_{vr} H$$

essendo:

- H = l’altezza dello strato (L)
- $\varepsilon_{vr}$  = deformazione volumetrica postciclica (%)

La deformazione volumetrica postciclica può essere valutata con l’espressione:

$$\varepsilon_{vr} = \frac{\alpha \cdot C_r}{1 + e_0} \cdot \log \left( \frac{1}{1 - \frac{\Delta u}{\sigma'_0}} \right)$$

essendo:

- $\alpha$  = costante sperimentale compresa tra 1 e 1.5 (-)
- $e_0$  = indice dei vuoti iniziale (-)
- $\frac{\Delta u}{\sigma'_0}$  = rapporto di pressione interstiziale (-)
- $C_r$  = indice di riconsolidazione postciclica (-)

In prima approssimazione l’indice di riconsolidazione postciclica può essere assunto pari a:

$$C_r = 0.225 \cdot C_c$$

essendo:

- $C_c$  = indice di compressione (-)

Dai dati delle prove edometriche eseguite è possibile valutare:

$$C_c = \frac{(1 + e_0)}{0.435 \cdot M} \sigma'_{v0}$$

essendo:

- $e_0$  = indice dei vuoti iniziale (-)
- $M$  = Modulo edometrico ( $FL^{-2}$ )

In ultimo occorre valutare il rapporto di pressione interstiziale; per la valutazione di  $\Delta u$  è opportuno distinguere il comportamento delle terre in relazione alla loro diversa natura, coesiva o incoerente. Nel caso in oggetto, per terreni coesivi, l'incremento di pressione interstiziale  $\Delta u$ , ad una certa profondità, può essere stimato mediante la seguente relazione empirica di Matsui et al., 1980 ripresa nelle Linee Guida AGI, 2005:

$$\frac{\Delta u}{\sigma'_0} = \beta \cdot \left[ \log \frac{\gamma_{c,max}}{\gamma_v} \right]$$

essendo:

- $\sigma'_0$  = valore iniziale della pressione media efficace alla profondità considerata ( $FL^{-2}$ )
- $\gamma_{c,max}$  = la deformazione di taglio massima raggiunta durante il sisma (-)
- $\gamma_v$  = la deformazione di soglia volumetrica (-)
- $\beta$  = coefficiente sperimentale  $\approx 0.45$  (-)

La soglia di deformazione volumetrica  $\gamma_v$ , può essere valutata in funzione dell'indice plastico del materiale.

Il valore di  $\gamma_{c,max}$  relativo alla profondità considerata può essere determinato mediante la seguente relazione empirica:

$$\gamma_{c,max} = \frac{1}{G(\gamma)} \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \sigma_v \cdot r_d$$

essendo:

- $a_{max}$  = accelerazione di picco a piano campagna sulla verticale relativa al punto considerato ( $LT^{-2}$ )

- $\sigma_v$  = tensione verticale totale (FL<sup>-2</sup>)
- $g$  = accelerazione di gravità (LT<sup>-2</sup>)
- $r_d = 1 - 0.015z$  = coefficiente riduttivo dell'azione sismica alla profondità d'interesse che porta in conto la deformabilità del sottosuolo (FL<sup>-2</sup>)
- $G(\gamma)$  = modulo di taglio determinato per via iterativa (metodo delle tangenti) dalla curva  $G - \gamma$  ottenuta da prove di laboratorio (LT<sup>-2</sup>)

## 10. TRATTAMENTO DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI

### 10.1. CRITERI PER LA DEFINIZIONE DEGLI SPESSORI DI BONIFICA AL DI SOTTO DEI RILEVATI

Con riferimento alle sezioni tipologiche inerenti rilevati e trincee, con il termine “piano di posa del rilevato” si intende il piano corrispondente a quello di scotico; tale piano è posto in genere alla profondità di 20 cm dal piano campagna locale.

Nei tratti caratterizzati da livelletta prossima al piano campagna o in trincea, il piano di posa dei rilevati viene a coincidere con il piano di posa della sovrastruttura stradale (intradosso fondazione o sottofondo stradale).

Il piano di posa del rilevato rappresenta l'estradosso dello strato di bonifica.

I livelli prestazionali ad estradosso bonifica, espressi in termini di modulo di deformazione  $M_d$  al primo ciclo di carico su piastra di diametro 30 cm, sono definiti in funzione della distanza “d” fra l'intradosso della fondazione della sovrastruttura stradale ed il piano di posa dei rilevati e riportati in Tabella 10-1; in particolare, essi dovranno risultare non inferiori a:

TABELLA 10-1: PIANO DI POSA DEI RILEVATI – MODULI SU PIASTRA

Distanza intradosso fondazione – piano di posa – “d” [m]	Modulo su piastra [MPa]
$d > 2$	$M_d \geq 15$ MPa
$d > 1$	$M_d \geq 20$ MPa
$d = 0$	$M_d \geq 50$ MPa

Nell'intervallo  $d = 0.00 \div 1.00$  m la variazione di detti valori al variare della quota risulta lineare (vedi tabella seguente).

TABELLA 10-2: PIANO DI POSA DEI RILEVATI – LIVELLI PRESTAZIONALI IN TERMINI DI MODULO SU PIASTRA

Distanza intradosso fondazione – piano di posa: "d" [m]	Modulo su piastra [MPa]	Intervallo di pressione [MPa]
d = 0.00	$M_d = 50$ MPa	0.15 ÷ 0.25
d = 0.20	$M_d = 44$ MPa	0.15 ÷ 0.25
d = 0.40	$M_d = 38$ MPa	0.15 ÷ 0.25
d = 0.60	$M_d = 32$ MPa	0.15 ÷ 0.25
d = 0.80	$M_d = 26$ MPa	0.15 ÷ 0.25
d = 1.00	$M_d = 20$ MPa	0.05 ÷ 0.15

Il dimensionamento dello strato di bonifica viene eseguito utilizzando i tradizionali approcci impiegati nel campo delle costruzioni stradali, con riferimento alle caratteristiche geotecniche del terreno di posa del rilevato.

La definizione dello spessore "s" della bonifica è stata effettuata con riferimento al criterio dei due strati formulato da Burmister (1943), basato sullo studio dell'equilibrio di due solidi elastici di diversa natura sovrapposti:

- l'uno di spessore finito "s", modulo di elasticità " $E_1$ " (strato superficiale);
- l'altro semi-infinito con modulo elastico " $E_0$ " (terreno di sottofondo).

Il metodo di Burmister in sostanza correla i risultati in termini di modulo di deformazione di una prova di carico su piastra con le caratteristiche di deformazione dello strato di bonifica e del sottofondo.

Il carico uniforme "p" esercitato dalla piastra si considera superficiale e distribuito su un'area circolare di raggio "a"; il cedimento al centro della piastra considerata rigida, da utilizzarsi per la definizione del modulo di deformazione teorico, risulta dalla relazione:

$$f = 1.18 \cdot \frac{p \cdot a}{E_0} \cdot F_1$$

essendo  $F_1$  una funzione dei due rapporti  $E_1/E_0$  ed  $s/a$ , il cui valore può ottenersi dalla seguente formula ottenuta analiticamente da N. Odemark:

$$F_1 = \left[ 1 - \frac{1}{\sqrt{1 + \left(0.9 \cdot \frac{s}{a}\right)^2}} \right] \cdot \frac{E_0}{E_1} + \frac{1}{\sqrt{1 + \left(0.9 \cdot \frac{s}{a} \cdot \sqrt{\frac{E_1}{E_0}}\right)^2}}$$

Fissato lo spessore "s" ed il modulo elastico "E<sub>1</sub>" dello strato superficiale (strato di bonifica) ed il modulo E<sub>0</sub> del terreno di sottofondo, si può stimare il cedimento per un dato carico e quindi si può mettere in relazione il modulo su piastra M<sub>d</sub> con lo spessore e le caratteristiche dello strato di bonifica e del sottofondo, passando attraverso il calcolo del cedimento per un carico pari a p = 100 kPa agente su una piastra di raggio a = 15 cm.

## 10.2. CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI

Per quanto riguarda le caratteristiche del materiale utilizzato per lo strato di bonifica vengono ipotizzati valori del modulo elastico variabili nell'intervallo E<sub>1</sub> = 30.0 ÷ 75.0 MPa.

Per la determinazione del modulo elastico E<sub>0</sub> attribuito al terreno di sottofondo nelle elaborazioni numeriche atte a simulare la prova di carico su piastra all'estradosso dello strato di bonifica con il criterio di Burmister, si è fatto riferimento:

- ai risultati delle prove di carico su piastra in termini di modulo di deformazione M<sub>d</sub> condotte nelle diverse campagne di indagine, utilizzando la relazione seguente:

$$E_{PLT} = \frac{\Delta p}{\Delta s} \cdot \frac{\pi \cdot b}{4} \cdot (1 - \nu^2) = M_d \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (1 - \nu^2)$$

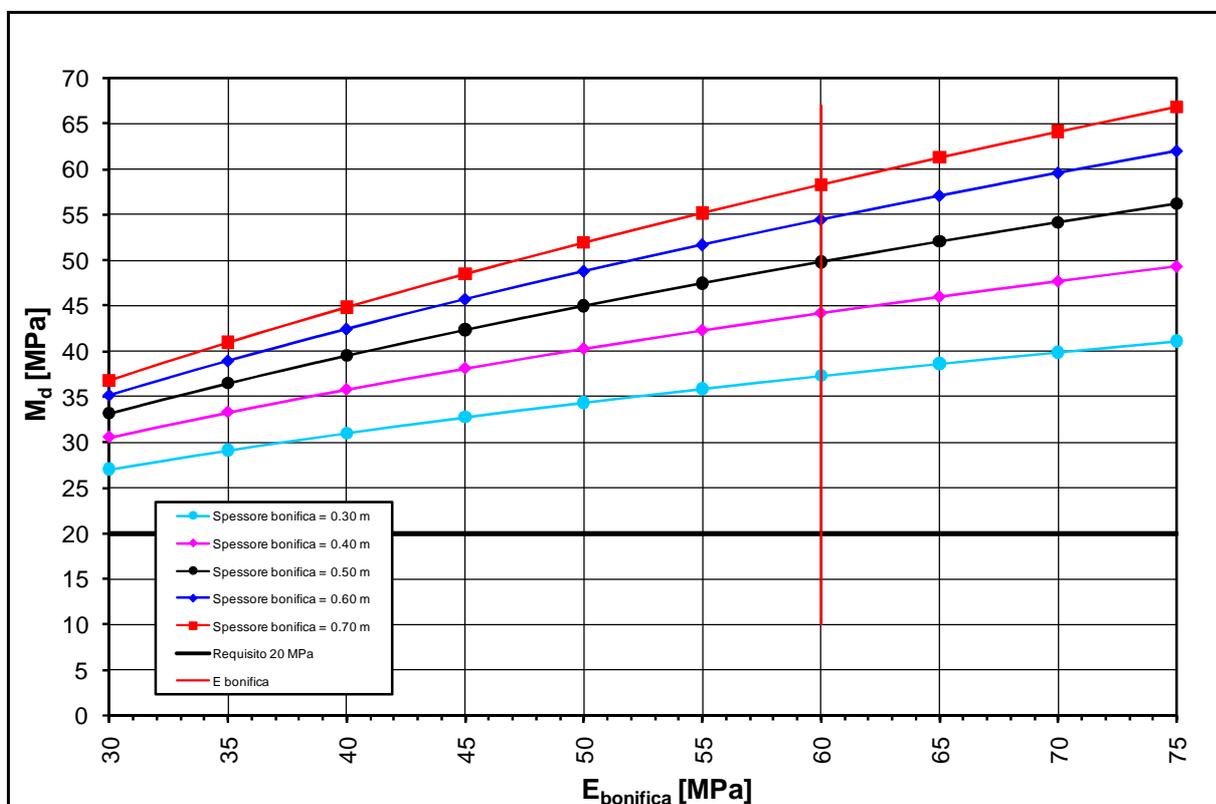
dove:

- ν è il coefficiente di Poisson, assunto pari a 0.5;
- ai valori del modulo elastico della unità geotecnica superficiale derivati dalla caratterizzazione geotecnica condotta sulla base delle indagini in sito (prove penetrometriche) e di laboratorio (prove edometriche).

### 10.3. EFFETTI DELLA VARIAZIONE DELLO SPESSORE DI BONIFICA E DEL RELATIVO MODULO ELASTICO

Al variare dello spessore di bonifica "s" e del relativo modulo elastico (da 30.0 MPa a 75 MPa) sono state ricavate le curve corrispondenti al valore del modulo su piastra equivalente  $M_d$  misurato all'estradosso della bonifica, ovvero al piano di posa del rilevato, definite secondo il criterio di Burmister illustrato nel paragrafo 10.1.

Un esempio di tali curve è riportato nella figura seguente.



**FIGURA 10-1: ESEMPIO GRAFICO MODULO DI BONIFICA – MODULO SU PIASTRA IN FUNZIONE DELLO SPESSORE DELLO STRATO DI BONIFICA**

## 10.4. EFFETTI DOVUTI ALLE VARIAZIONI VOLUMETRICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE DI NATURA COESIVA A SEGUITO DELLE VARIAZIONI STAGIONALI DI UMIDITÀ

### 10.4.1. Considerazioni di carattere generale

Le viabilità oggetto del progetto sono interessate in generale da depositi di piana deltizia che per la loro origine deposizionale sono costituiti da terreni coesivi con elevato contenuto in frazione argillosa ( $\phi \leq 2\mu\text{m}$ ).

Inoltre, spesso, tali materiali argillosi contengono percentuali significative di minerali argillosi attivi (smectite, montomorillonite, allosite ecc..) che, per le loro caratteristiche mineralogiche, risultano estremamente sensibili all'acqua.

Sensibilità all'acqua, in termini ingegneristici, significa che a contatto con l'acqua i terreni argillosi tendono ad avere un comportamento rigonfiante aumentando significativamente di volume a seguito dell'assorbimento di  $\text{H}_2\text{O}$ ; le conseguenze sono la perdita di consistenza, il rammollimento e la diminuzione della loro resistenza al taglio.

I cambiamenti climatici stagionali incidono su tali terreni attraverso i processi ciclici di essiccamento estivo (con conseguente ritiro e insorgenza di stati di suzione “-u”) e rigonfiamento nei periodi invernali (Figura 10-2).

Tali processi sono responsabili di enormi danni (nascosti e in parte non compresi) sia al patrimonio edilizio minore (costruzioni civili con fondazioni superficiali) che al patrimonio stradale nazionale e internazionale.

Tali danni sono accentuati dai cambiamenti climatici verificatisi nel dopoguerra ed in particolare negli ultimi anni.

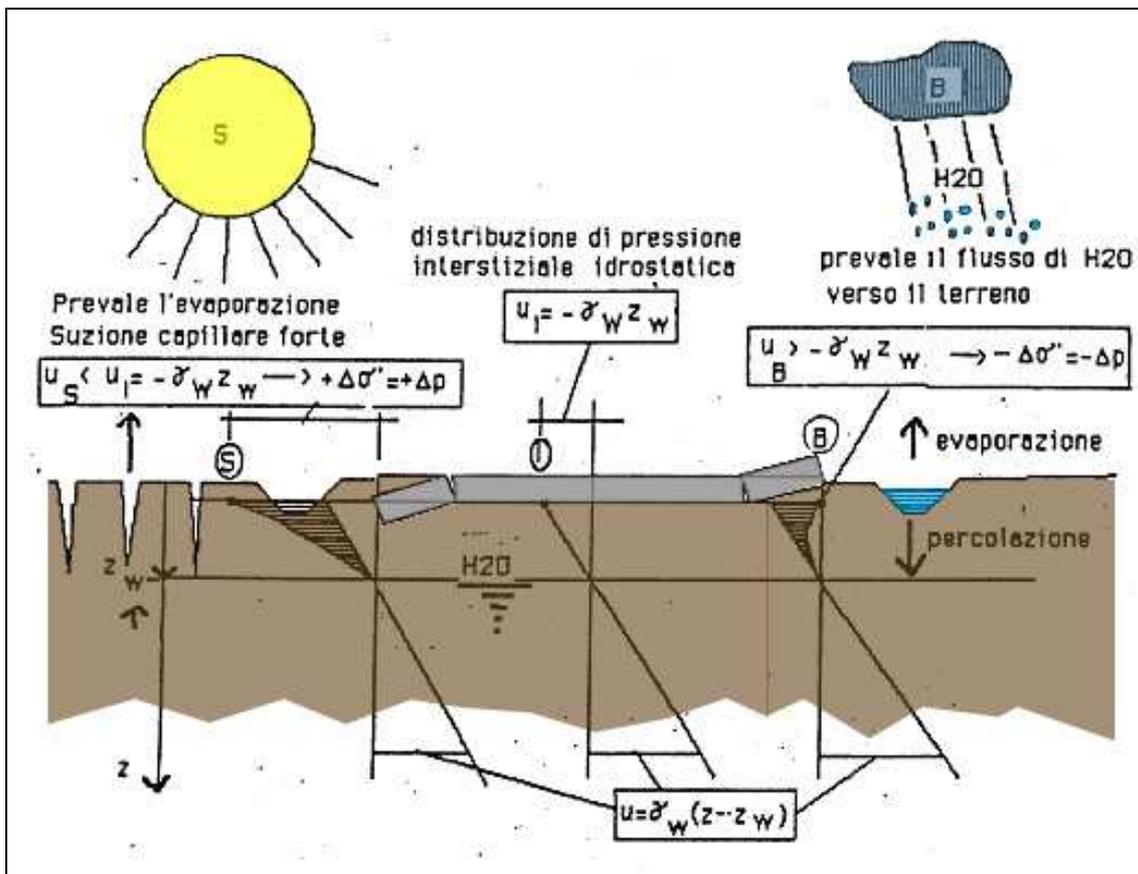
Il fenomeno della suzione era fino a poco tempo fa sconosciuto nella sua causa (non negli effetti che purtroppo ben si vedevano) e, anche se oggi è compreso e riconosciuto come fenomeno nella letteratura tecnica internazionale, risulta sempre poco dettagliato nelle sue applicazioni geotecniche finalizzate ad una corretta progettazione.

In ogni caso anche oggi, per quanto riguarda l'aspetto applicativo, il fenomeno non sempre risulta compreso appieno e spesso gli interventi per la mitigazione sono difficili e talora possono risultare non efficaci.

Il problema è stato affrontato anche nella letteratura internazionale, in particolare si segnalala:

- USA: la somma dei danni provocati da inondazioni, tornado e terremoti è inferiore ai danni provocati al patrimonio edilizio e stradale dai terreni espandenti;
- Francia: nei decenni passati, in alcune regioni i danni per siccità sono stati dichiarati calamità naturale e trattati come i danni da terremoti in altri stati;
- Inghilterra: la siccità negli anni passati ha provocato molti danni al patrimonio edilizio e le quindici maggiori assicurazioni inglesi hanno finanziato studi, ricerche e varie università.

Il campo dei terreni insaturi è ad oggi oggetto di studi nel settore dell'ingegneria geotecnica.



**FIGURA 10-2: VARIAZIONI DI UMIDITÀ DOVUTE A VARIAZIONI DEL BILANCIO EVAPORATIVO IN PRESENZA DI PAVIMENTAZIONI STRADALI (STRADA A PIANO CAMPAGNA)**

La regione Emilia Romagna è molto colpita da questi fenomeni; il patrimonio stradale della regione è diffusamente interessato da questi fenomeni e lo stillicidio economico dei costi annui per il rifacimento superficiale dei manti stradali è enorme.

La profondità di terreno interessata da variazioni stagionali di umidità viene definita “active zone”.

#### **10.4.2. Possibili metodologie di intervento per la mitigazione degli effetti delle variazioni volumetriche del terreno di fondazione**

Al fine di rendere le opere meno sensibili agli effetti descritti nel paragrafo precedente, si può procedere mediante la stabilizzazione del piano di posa dei rilevati con calce e/o cemento per una profondità paragonabile a quella della “active zone”; la stabilizzazione ha lo scopo principale di ridurre la sensibilità di tali piani di posa alle variazioni stagionali di umidità.

In generale, i terreni di fondazione dei rilevati stradali possano essere stabilizzati mediante le seguenti metodologie:

- stabilizzazione a calce (calce viva o calce idrata);
- stabilizzazione a cemento;
- stabilizzazione combinata a calce e cemento.

Le diverse tipologie di stabilizzazione sono da mettersi in relazione principalmente con le diverse composizioni granulometriche di materiali; a titolo di esempio si riportano alcune curve granulometriche con indicati gli intervalli per i quali risulta più efficace la stabilizzazione con calce e quelli per cui è preferibile l'uso del cemento (Figura 10-3 ÷ Figura 10-5).

La stabilizzazione delle terre con leganti ha lo scopo di migliorare le proprietà fisiche e meccaniche dei terreni, in particolare:

- aumento delle resistenze a trazione e compressione (Figura 10-6);
- riduzione della plasticità e di conseguenza del rigonfiamento/ritiro (Figura 10-7);
- riduzione dell'adsorbimento di acqua (Figura 10-8).

In particolare, la miscelazione del terreno con calce comporta:

- una riduzione dell'acqua adsorbita;
- aumento della resistenza al taglio;
- variazione della tessitura da plastica a granulare;
- riduzione della sensibilità all'acqua e al gelo.

La miscelazione del terreno con cemento determina:

- idratazione del cemento e formazione di silicati e alluminati di calcio idrati e idrossido di calcio;
- reazioni dei minerali argillosi con gli ioni di calcio e aumento della flocculazione.

L'utilizzo della tecnica della stabilizzazione delle terre con legante consente di ridurre le quantità di materiali provenienti da cave di prestito.

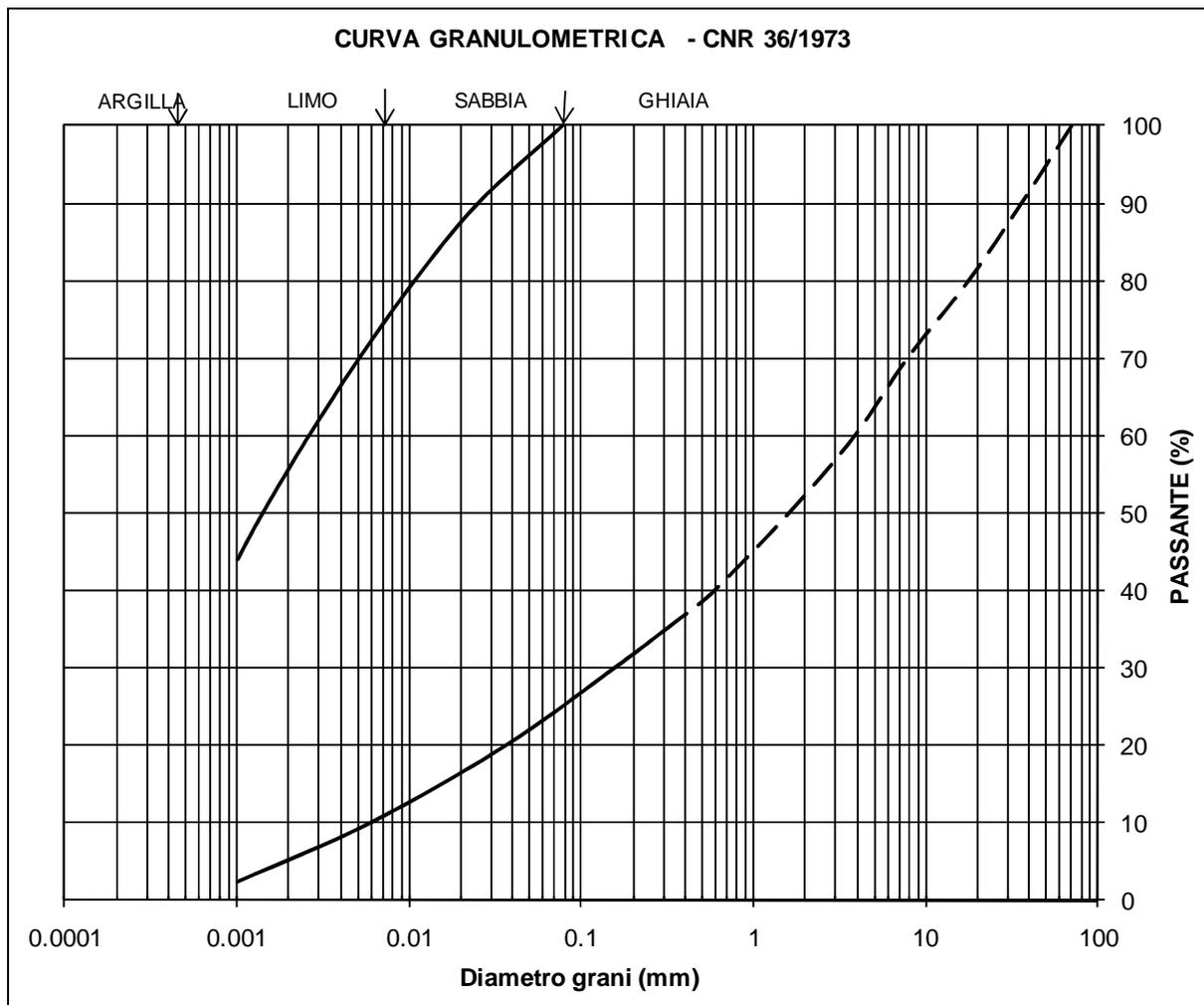


FIGURA 10-3: GRAFICO CNR 36 / 1973 – FUSO GRANULOMETRICO PER TERRENO IDONEO ALLA STABILIZZAZIONE A CALCE.

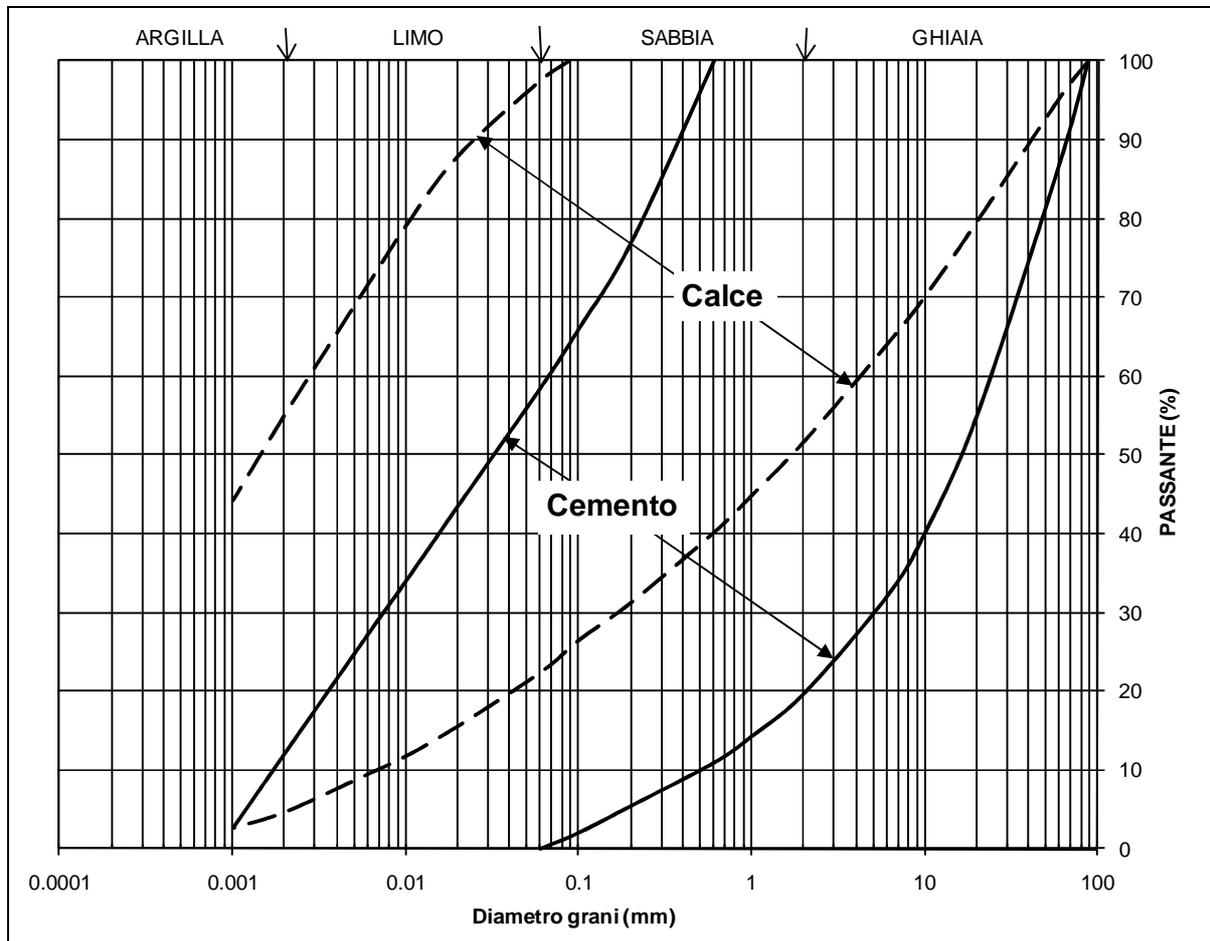
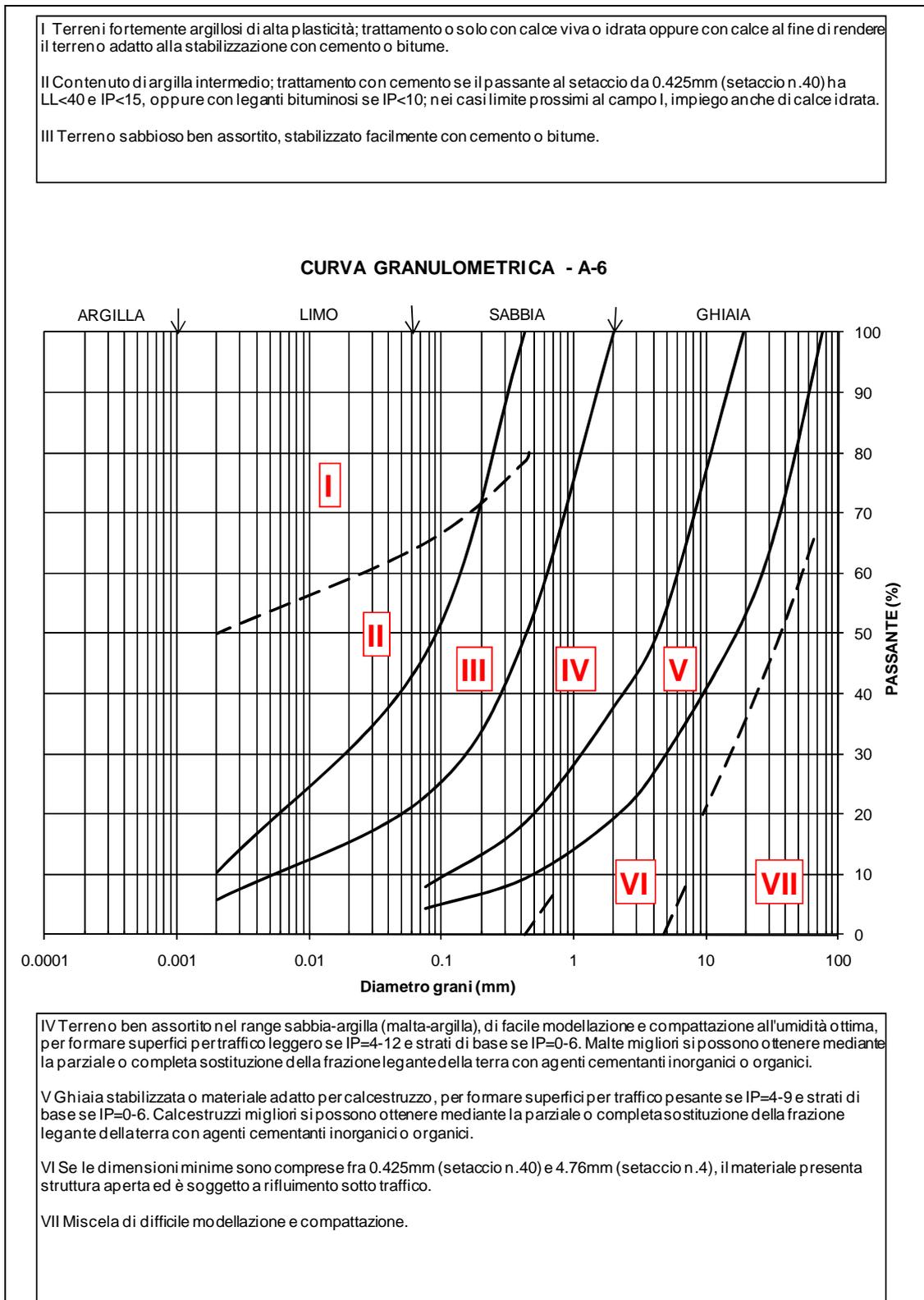


FIGURA 10-4: GRAFICO FERRARI GIANNINI.



**FIGURA 10-5: GRAFICO\_HANS WINTERKORN.**

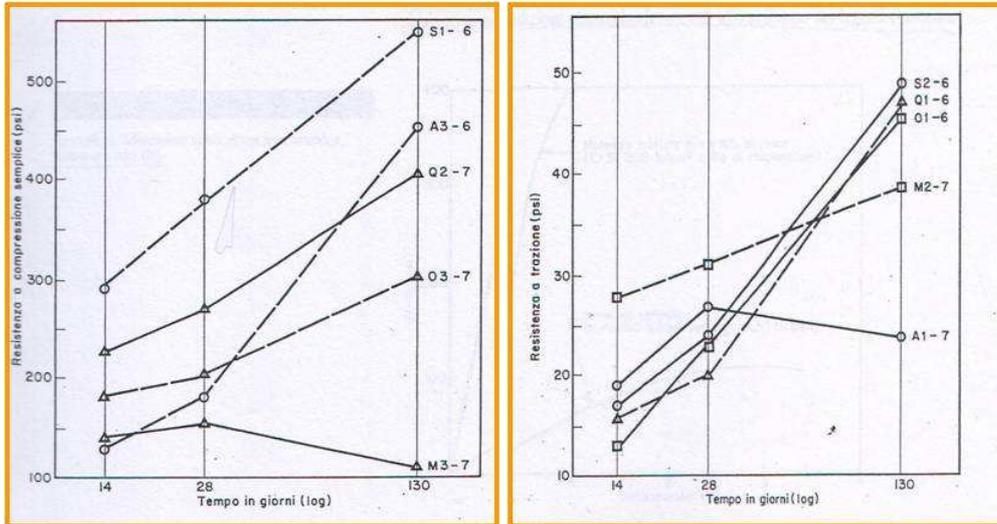


FIGURA 10-6: AUMENTO DELLA RESISTENZA A COMPRESIONE E A TRAZIONE A SEGUITO DELLA MISCELAZIONE CON CALCE.

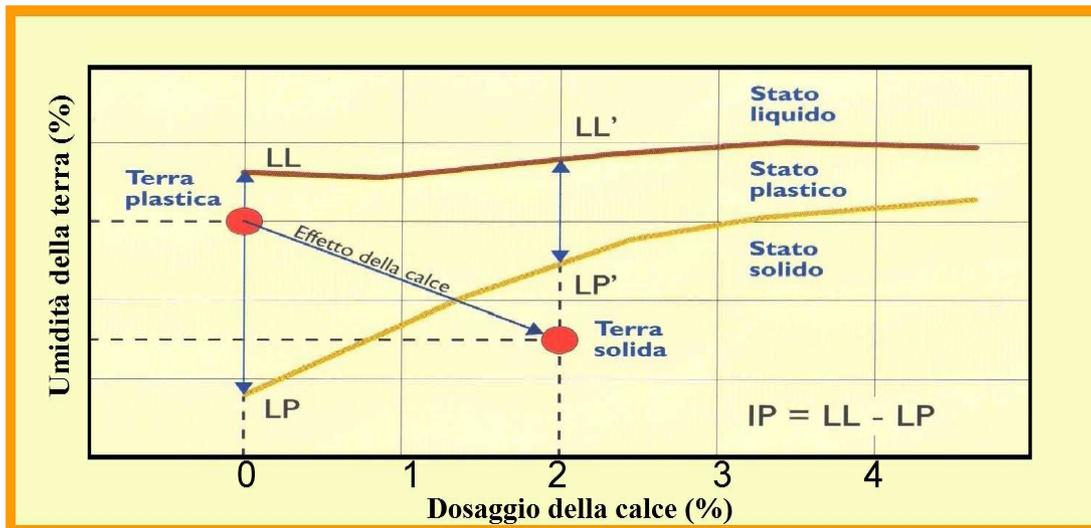


FIGURA 10-7: RIDUZIONE DELLA PLASTICITÀ DELL'ARGILLA A SEGUITO DELLA MISCELAZIONE CON CALCE.

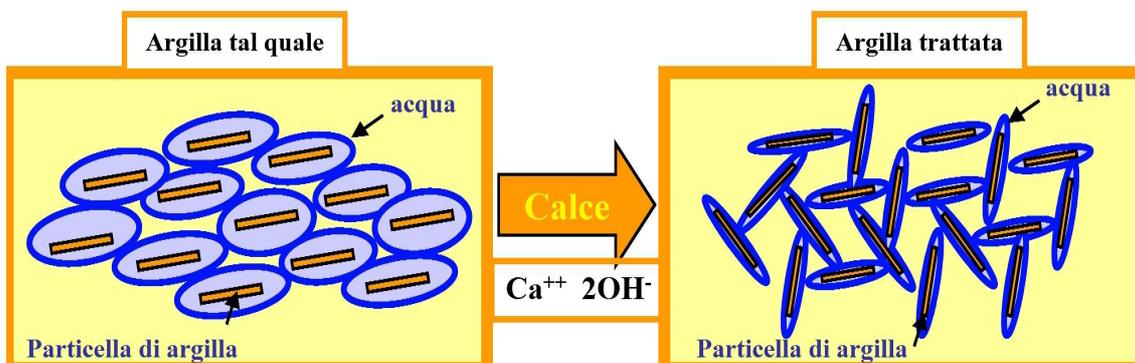
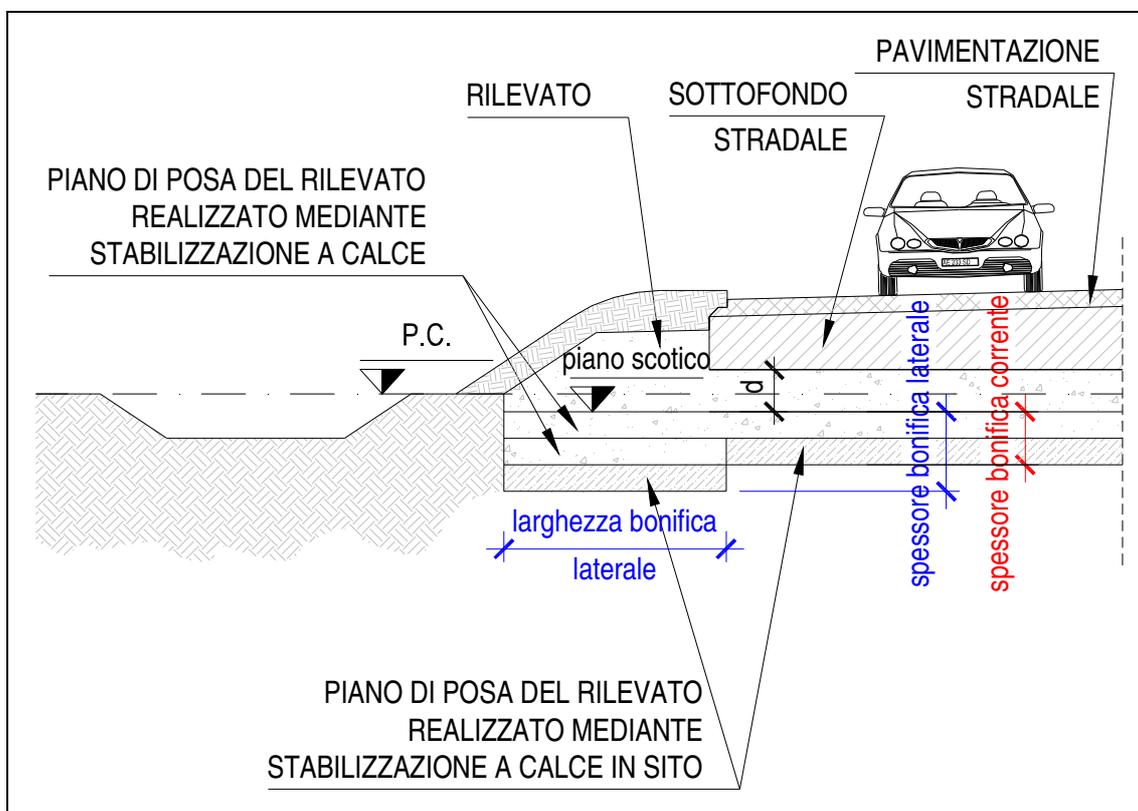


FIGURA 10-8: RIDUZIONE DELL'ACQUA ADSORBITA DALLE ARGILLE A SEGUITO DELLA MISCELAZIONE CON CALCE.

## 10.5. BONIFICHE DI PROGETTO

Lo schema generale delle bonifiche adottate per le viabilità oggetto di progettazione definitiva è riportato nella figura seguente.

Gli effetti sull'infrastruttura dovuti alle variazioni stagionali di umidità del terreno posto a lato del piano di posa dei rilevati possono essere limitati mediante l'approfondimento laterale delle bonifiche, di entità differente a seconda delle caratteristiche geotecniche del terreno interessato.



**FIGURA 10-9: SCHEMA GENERALE BONIFICHE.**

I dati relativi alle bonifiche sono riportati nelle relazioni geotecniche o di verifiche geotecniche delle singole viabilità.

## 11. CAPACITÀ PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI

### 11.1. CRITERI DI CALCOLO

La valutazione della capacità portante delle fondazioni superficiali è stata effettuata con i criteri suggeriti da Terzaghi ed introducendo i più recenti suggerimenti per il calcolo dei coefficienti correttivi per le condizioni di carico eccentrico (metodi di calcolo di Terzaghi, Meyerhof, Hansen, De Beer).

In particolare, si farà riferimento alla formulazione di Brinch – Hansen per condizioni drenate nel caso statico.

$$p_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

con:

- $N_\gamma, N_c, N_q$ : fattori di capacità portante;
- $s_\gamma, s_c, s_q$ : fattori di forma della fondazione;
- $i_\gamma, i_c, i_q$ : fattori correttivi che considerano l'inclinazione del carico;
- $b_\gamma, b_c, b_q$ : fattori correttivi che considerano l'inclinazione della base della fondazione;
- $g_\gamma, g_c, g_q$ : fattori correttivi che considerano l'inclinazione del piano campagna;
- $d_c, d_q$ : fattori che dipendono dalla profondità del piano di posa.

Per la valutazione di tali coefficienti si rimanda a quanto riportato in JOSEPH E. BOWLES (1992) – “Fondazioni – Progetto e analisi”, McGraw-Hill, Giugno 1992.

Il valore della pressione limite di contatto sul terreno in condizioni non drenate si ottiene mediante la seguente formulazione:

$$p_{lim} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot N_c \cdot (1 + d_c - s_c - i_c - b_c - g_c) + q$$

Con il medesimo significato della simbologia adottata.

In condizione sismica l'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto inerziale). In un'analisi pseudo-statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati  $K_{hi}$

e  $K_{hk}$ , il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito. I valori  $K_{hk}$  possono essere valutati facendo riferimento ai valori di normativa specificati per i pendii.

L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico  $K_{hi}$  e viene portato in conto impiegando le formule comunemente adottate per calcolare i coefficienti correttivi  $i_{hi}$  del carico limite in funzione dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa.

L'effetto cinematico è preso in considerazione mediante i coefficienti riduttivi  $z_q, z_c, z_g$  e dei fattori di capacità portante proposti da Paolucci e Pecker (1997) che sono in funzione del parametro  $K_{hk}$

La valutazione della capacità resistente di una fondazione superficiale nastriforme di larghezza  $B$  può essere infine affrontato tramite la costruzione del relativo diagramma di interazione nello spazio tridimensionale delle componenti di carico, che delimita le combinazioni ammissibili, al suo interno, da quelle semplicemente inammissibili, al suo esterno.

La risultante dei carichi applicati  $Q$  può essere infatti scomposta nelle sue componenti staticamente equivalenti che, nel caso piano, sono costituite dalla componente verticale  $V$ , orizzontale  $H$  e dal momento  $M$ , così definite (Figura 11-1):

$$V = Q \cdot \cos\alpha \quad H = Q \cdot \sin\alpha \quad M = Q \cdot e \cdot \cos\alpha$$

ed il problema della capacità portante può essere così risolto verificando che le diverse possibili combinazioni delle componenti di carico ( $V, M, H$ ) ricadano all'interno del diagramma di interazione di riferimento.

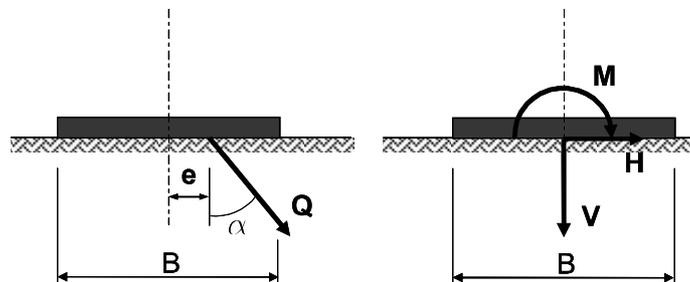


FIGURA 11-1: DEFINIZIONE DELLE COMPONENTI DI CARICO

I luoghi di rottura (o diagrammi di interazione) di una fondazione, opportunamente adimensionalizzati, possono essere definiti mediante le formulazioni di **Brinch-Hansen (1970)** e **Meyerhof (1953)** per condizioni drenate e di **Gourvenec (2007)** per condizioni non drenate.

Nel seguito si riportano le formulazioni scelte per la determinazione dei domini in condizioni drenate e non drenate.

### 11.1.1. Condizioni Drenate

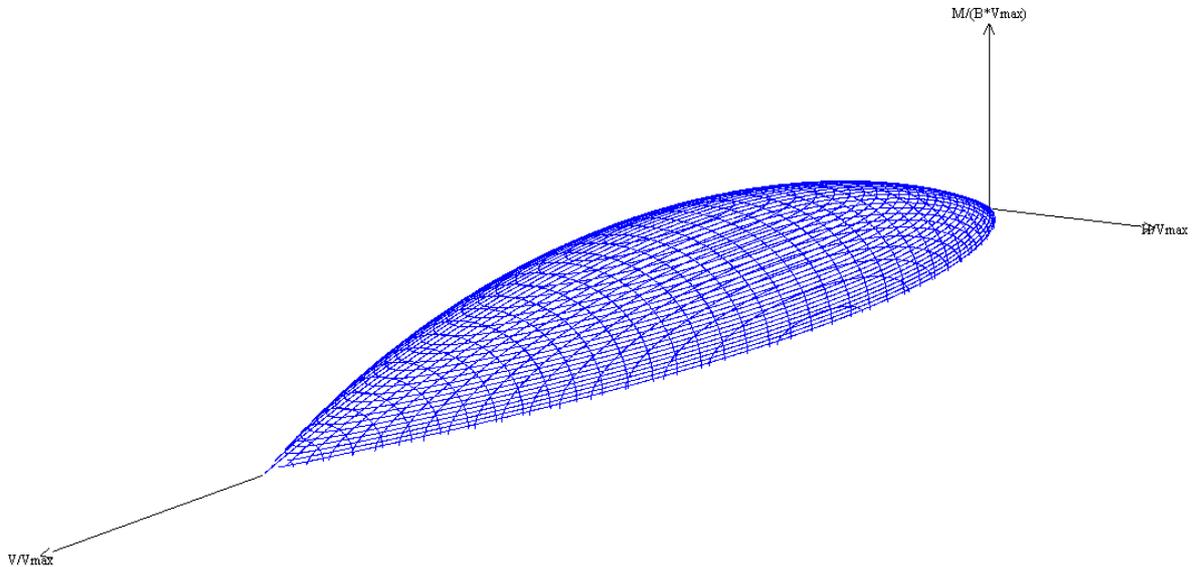
Le caratteristiche di sollecitazione limite (V; H; M) agenti in corrispondenza del piano di posa della fondazione, vengono normalizzate rispetto a  $V_{max}$  (carico limite a lungo termine per condizioni di carico verticale e centrato) come segue:

$$v = \frac{V}{V_{max}}, \quad h = \frac{H}{V_{max}}, \quad m = \frac{M}{B \cdot V_{max}}$$

L'interazione è quindi esplicitabile sul piano V-H mediante la nota formula di Brinch-Hansen (1970); sul piano V-M mediante la formulazione di Meyerhof (1953). Nel piano delle componenti di carico M-H è possibile ricorrere ad una combinazione quadratica, che, seppur semplificata, rappresenta un'approssimazione accettabile della superficie determinata sperimentalmente (Gottardi et al., 1999). Il sistema di equazioni che esprimono il dominio è riportato di seguito:

$$\begin{cases} \bar{h} = \frac{10}{7} \cdot v(1-v)^{3/5} \\ \bar{m} = 0.5 \cdot v(1-\sqrt{v}) \\ \left(\frac{h}{\bar{h}}\right)^2 + \left(\frac{m}{\bar{m}}\right)^2 = 1 \end{cases}$$

Il dominio di interazione così ricavabile è rappresentabile con la superficie tridimensionale riportata in Figura 11-2.



**FIGURA 11-2: DOMINIO DI INTERAZIONE ADIMENSIONALE IN CONDIZIONI DRENATE SECONDO BRINCH-HANSEN, 1970 E MEYEROF, 1953**

### 11.1.2. Condizioni Non Drenate

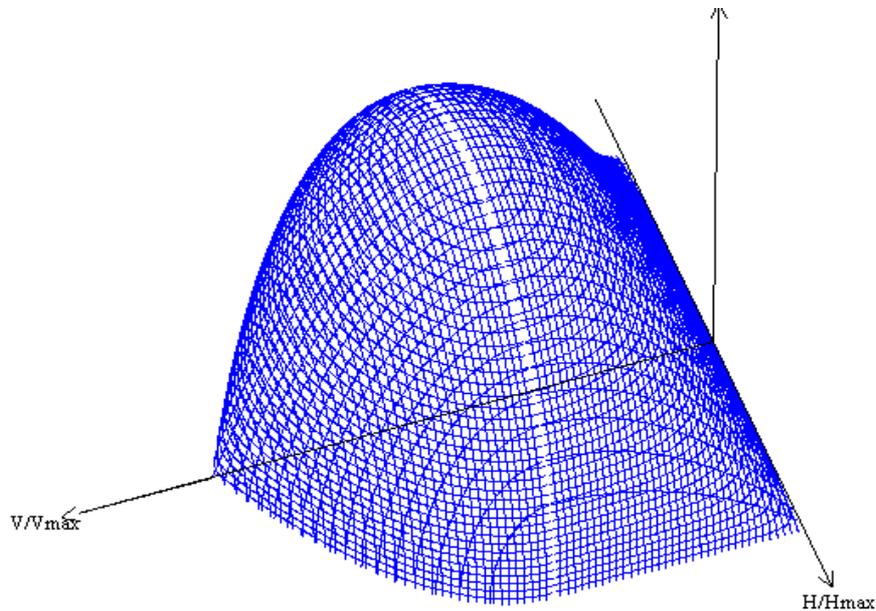
Le caratteristiche di sollecitazione limite (V; H; M) agenti in corrispondenza del piano di posa della fondazione, vengono normalizzate rispetto a  $V_{max}$ ,  $H_{max}$ ,  $M_{max}$ , (carico limite a breve termine per condizioni di carico verticale e centrato, carico orizzontale limite a breve termine e momento flettente limite a breve termine) come segue:

$$v = \frac{V}{V_{max}}, \quad h = \frac{H}{H_{max}}, \quad m = \frac{M}{M_{max}}$$

L'interazione è quindi esplicitabile mediante la formulazione proposta da Gourvenec (2007) nel piano delle componenti di carico V-H e V-M e da una combinazione quadratica nel piano delle componenti di carico M-H. Il sistema di equazioni che esprimono il dominio è riportato di seguito:

$$\begin{cases} h^* = 4 \cdot (v - v^2) \Leftrightarrow 0.5 \leq v \leq 1 & \& \quad h^* = 1 \Leftrightarrow 0 \leq v < 0.5 \\ m^* = 4 \cdot (v - v^2) \\ \left(\frac{h}{h^*}\right)^2 + \left(\frac{m}{m^*}\right)^2 = 1 \end{cases}$$

Il dominio di interazione così ricavabile è rappresentabile con la superficie tridimensionale riportata nella figura seguente.



**FIGURA 11-3: DOMINIO DI INTERAZIONE ADIMENSIONALE IN CONDIZIONI NON DRENATE SECONDO GOURVENEC, 2007**

Il calcolo dei diagrammi di interazione è stato condotto, in riferimento al DM 14/01/2008, utilizzando i parametri del terreno fattorizzati con i coefficienti  $\gamma_M$  riportati in Tab. 6.2. Il decreto sopracitato; nelle seguenti condizioni di calcolo:

- Condizione statica a breve termine (calcolo in termini di parametri non drenati delle unità coesive);
- Condizione statica a lungo termine (calcolo in termini di parametri drenati dei terreni);
- Condizione sismica (calcolo in termini di parametri non drenati delle unità coesive).

Nei seguenti paragrafi sono riportati i diagrammi di interazione per le condizioni precedentemente descritte.

**Per la verifica della capacità portante della fondazione, per ciascuna combinazione di carico analizzata, il progettista dovrà seguire la seguente procedura coerentemente con le combinazioni di fattori  $\gamma_A$ ,  $\gamma_M$  e  $\gamma_R$  contemplate da normativa:**

- 1) si determina la terna delle azioni sollecitanti di progetto agenti in fondazione ( $V_{ED}$ ,  $H_{ED}$ ,  $M_{ED}$ );
- 2) si verifica che il valore dell'azione verticale sollecitante di progetto  $V_{ED}$  sia inferiore al valore di  $V_{max} = V_{RD}$  fornito (vedi paragrafi seguenti);
- 3) dal dominio di interazione nel piano V-H, si determina il valore dell'azione orizzontale  $H_{RD}$  corrispondente al valore dell'azione verticale sollecitante di progetto  $V_{ED}$  per la quale si fornisce l'equazione:

$$H_{RD} = \frac{10}{7} \cdot V_{ED} \left( 1 - \left( \frac{V_{ED}}{V_{max}} \right)^{\frac{1}{5}} \right) \text{ in condizioni drenate;}$$

$$\begin{cases} H_{RD} = 4 \cdot H_{max} \cdot \left[ \frac{V_{ED}}{V_{max}} - \left( \frac{V_{ED}}{V_{max}} \right)^2 \right] \Leftrightarrow 0.5 \leq \frac{V_{ED}}{V_{max}} \leq 1 \\ H_{RD} = H_{max} \Leftrightarrow 0 \leq \frac{V_{ED}}{V_{max}} < 0.5 \end{cases} \text{ in condizioni non drenate}$$

- 4) dal dominio di interazione nel piano V-M, si determina il valore del momento flettente  $M_{RD}$  corrispondente al valore dell'azione verticale sollecitante di progetto  $V_{ED}$  per il quale si fornisce l'equazione:

$$M_{RD} = 0.5 \cdot B \cdot V_{ED} \left( 1 - \sqrt{\frac{V_{ED}}{V_{max}}} \right) \text{ in condizioni drenate;}$$

$$M_{RD} = 4 \cdot M_{max} \cdot \left[ \frac{V_{ED}}{V_{max}} - \left( \frac{V_{ED}}{V_{max}} \right)^2 \right] \text{ in condizioni non drenate;}$$

- 5) Come primo requisito è necessario che la terna delle azioni sollecitanti di progetto agenti in fondazione ( $V_{ED}$ ,  $M_{ED}$ ,  $H_{ED}$ ) analizzata soddisfi la seguente disuguaglianza:

$$\left( \frac{H_{ED}}{H_{RD}} \right)^2 + \left( \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right)^2 < 1;$$

- 6) Per garantire inoltre che siano rispettati i margini di sicurezza imposti da normativa attraverso i coefficienti  $\gamma_R$  riportati in tabella Tab. 6.4.I del DM 14/01/2008, si richiede di verificare come illustrato ai punti 2, 3, 4 e 5 del presente elenco anche le terne di sollecitazione così composte:  
 ( $V_{ED} \cdot \gamma_R; H_{ED}; M_{ED}$ ) adottando i coefficienti  $\gamma_R$  relativi alle verifiche di capacità portante  
 ( $V_{ED}; H_{ED} \cdot \gamma_R; M_{ED}$ ) adottando i coefficienti  $\gamma_R$  relativi alle verifiche di scorrimento.

La verifica della fondazione può considerarsi soddisfatta ove siano contemporaneamente soddisfatti i requisiti riportati al punto 5 ed al punto 6.

## 12. COSTANTE DI SOTTOFONDO

---

### 12.1. DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE K

---

Il terreno di fondazione può essere schematizzato secondo il modello di Winkler che prevede una relazione lineare fra il cedimento in un punto della superficie e la pressione agente nello stesso punto.

Con riferimento a quanto riportato in "VIGGIANI C. – Fondazioni – Hevelius Edizioni", la determinazione della costante di sottofondo del terreno al fine di una schematizzazione del piano di posa della struttura mediante molle può avvenire mediante la seguente formula:

$$k = \frac{M}{B}$$

dove:

- M: modulo edometrico del terreno di fondazione;
- B: larghezza della fondazione inerente alla modellazione strutturale adotta.