

INDICE

1. PREMESSA	5
2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
2.1. NORMATIVA	6
2.2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
3. INFORMAZIONI SUI CODICI DI CALCOLO	9
4. VERIFICHE DI STABILITÀ NEI CONFRONTI DEI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE	11
4.1. GENERALITÀ.....	11
4.2. VALUTAZIONE DEL RAPPORTO DI TENSIONE CICLICA "CSR".....	13
4.3. VALUTAZIONE DEL RAPPORTO DI RESISTENZA CICLICA "CRR"	14
4.3.1. CRR da prove SPT.....	15
4.3.2. CRR da prove CPT-CPTU.....	18
4.4. CONSIDERAZIONI IN MERITO ALLA STIMA DEI CEDIMENTI PER EFFETTO DEL SISMA	20
4.5. PARAMETRI DI BASE PER LE ANALISI DI LIQUEFAZIONE	21
4.6. DEFINIZIONE DELLA MAGNITUDO	22
4.6.1. Magnitudo e localizzazione degli eventi sismici di riferimento	22
4.6.2. Determinazione della magnitudo lungo il tracciato di progetto definitivo 2012	22
4.6.3. Magnitudo momento di riferimento per l'aggiornamento 2019 del Progetto Definitivo.....	23
4.7. IDENTIFICAZIONE DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE SIGNIFICATIVE PER LA LIQUEFAZIONE	31
4.8. INDIVIDUAZIONE DELLE ZONE LIQUEFACIBILI	32
4.9. ANALISI DEGLI EFFETTI DELLA LIQUEFAZIONE SULLE OPERE	33
5. VERIFICHE DI STABILITÀ DI RILEVATI E TRINCEE	35
5.1. PREMESSA.....	35
5.2. CONDIZIONI DI ANALISI	37
5.3. PROGRAMMI DI CALCOLO	39
6. CRITERI DI CALCOLO DEI PALI DI FONDAZIONE	40
6.1. CAPACITÀ PORTANTE DEL PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICHI ASSIALI	40
6.1.1. Terreni a comportamento prevalentemente coesivo	42
6.1.2. Terreni a comportamento prevalentemente incoerente	44
6.2. CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI IN GRUPPO SOGGETTI A CARICHI ASSIALI	46
6.2.1. Terreni coesivi	46

6.2.2.	Terreni incoerenti	49
6.3.	COMPORTAMENTO DEI PALI RISPETTO A CARICHI VERTICALI	49
6.3.1.	Cedimento del palo singolo soggetto a carichi assiali	49
6.3.2.	Cedimento dei pali in gruppo soggetti a carico assiale	49
6.4.	COMPORTAMENTO DEI PALI RISPETTO A CARICHI ORIZZONTALI E COPPIE	51
6.4.1.	Criteri per la determinazione della capacità portante del palo singolo soggetto a carichi trasversali	51
6.4.1.1	<i>Terreni a comportamento prevalentemente coesivo</i>	<i>54</i>
6.4.1.2	<i>Terreni a comportamento prevalentemente incoerente.....</i>	<i>57</i>
6.4.2.	Valutazione spostamenti laterali, rotazioni e sollecitazioni lungo il palo singolo	58
6.4.3.	Valutazione spostamenti laterali, rotazioni e sollecitazioni per le palificate delle spalle di ponti tipo FIB	59
6.4.3.1	<i>Stima del modulo di reazione orizzontale del terreno.....</i>	<i>60</i>
6.4.4.	Comportamento dei pali in gruppo	62
6.4.4.1	<i>Capacità portante del gruppo di pali soggetto a carichi trasversali</i>	<i>62</i>
6.4.4.2	<i>Incremento delle sollecitazioni rispetto al palo singolo nei pali in gruppo.....</i>	<i>63</i>
7.	CRITERI DI CALCOLO DEI DIAFRAMMI E POZZI DI DIAFRAMMI	66
7.1.	CAPACITÀ PORTANTE DEL DIAFRAMMA SINGOLO SOGGETTO A CARICHI ASSIALI	66
7.1.1.	Terreni a comportamento prevalentemente coesivo	68
7.1.2.	Terreni a comportamento prevalentemente incoerente	70
7.2.	OSSERVAZIONI IN MERITO AI POZZI DI DIAFRAMMI	72
8.	STIMA DEI CEDIMENTI E LORO EVOLUZIONE NEL TEMPO	73
8.1.	MODALITÀ DI CALCOLO	73
8.1.1.	Stima del cedimento per terreni incoerenti	74
8.1.2.	Stima del cedimento per terreni coesivi o comunque stratificati	74
8.1.2.1	<i>Tipi di cedimento</i>	<i>75</i>
8.1.2.2	<i>Valutazione teorica dei vari tipi di cedimento</i>	<i>75</i>
8.1.3.	Stima dei cedimenti in presenza di pali di consolidamento e carico agente sui pali	77
8.1.4.	Determinazione teorica dell'evoluzione dei cedimenti nel tempo in assenza di dreni	78
8.1.5.	Determinazione teorica dei cedimenti nel tempo in presenza di dreni verticali.....	79
8.1.6.	Determinazione teorica dei cedimenti nel tempo in presenza di pali di consolidamento	79
9.	STIMA DEI CEDIMENTI POSTSISMICI DEI TERRENI COESIVI	80
10.	TRATTAMENTO DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI	83
10.1.	CRITERI PER LA DEFINIZIONE DEGLI SPESSORI DI BONIFICA AL DI SOTTO DEI RILEVATI.....	83
10.2.	CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI	85
10.3.	EFFETTI DELLA VARIAZIONE DELLO SPESSORE DI BONIFICA E DEL RELATIVO MODULO ELASTICO	86

10.4. EFFETTI DOVUTI ALLE VARIAZIONI VOLUMETRICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE DI NATURA COESIVA A SEGUITO DELLE VARIAZIONI STAGIONALI DI UMIDITÀ.....	87
10.4.1. Considerazioni di carattere generale.....	87
10.4.2. Possibili metodologie di intervento per la mitigazione degli effetti delle variazioni volumetriche del terreno di fondazione.....	89
10.5. BONIFICHE DI PROGETTO	94
11. CAPACITÀ PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI.....	95
11.1. CRITERI DI CALCOLO.....	95
11.1.1. Condizioni Drenate.....	97
11.1.2. Condizioni Non Drenate	98
12. COSTANTE DI SOTTOFONDO.....	101
12.1. DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE K	101
13. ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE.....	102
13.1. INDIVIDUAZIONE DEL SET DI ACCELEROGRAMMI SPETTRO-COMPATIBILI.....	102
13.2. LOCALIZZAZIONE DEL BEDROCK SISMICO.....	106
13.3. CARATTERIZZAZIONE DINAMICA DEI TERRENI.....	112
13.4. PROFILO DI VS.....	116
13.5. RISULTATI RISPOSTA SISMICA LOCALE 1D	117
13.6. UTILIZZO DI FATTORI DI CONVERSIONE PER DIFFERENTI STATI LIMITE E PERIODI DI RIFERIMENTO	118
14. INTERVENTI DI MITIGAZIONE NEI CONFRONTI DEL FENOMENO DELLA LIQUEFAZIONE	120
14.1. DENSIFICAZIONE.....	120
14.2. MIGLIORAMENTO MECCANICO	124
14.3. SOSTITUZIONE	128
14.4. ESTENSIONE DELL'INTERVENTO	128
15. VERIFICHE DEI RILEVATI IN ZONE LIQUEFACIBILI	130
15.1. CRITERI GENERALI	130
15.2. VERIFICHE DI SPOSTAMENTO	131
15.2.1. Stima spostamenti verticale del rilevato	131
15.2.2. Stima spostamenti orizzontali del rilevato (lateral spreading).....	131
15.3. VERIFICA DELLE RESISTENZE DEL RILEVATO	132
16. FONDAZIONI PROFONDE IN ZONE LIQUEFACIBILI	134
16.1. PREMESSA.....	134
16.2. FASE 1 – FASE PURAMENTE INERZIALE – SLV1.....	135
16.2.1. Capacità portante del palo/diaframma singolo soggetto a carichi assiali.....	135

16.2.2. Capacità portante dei pali/diaframmi in gruppo soggetti a carichi assiali.....	135
16.2.3. Capacità portante del palo/diaframma singolo soggetto a carichi orizzontali e coppie	135
16.2.4. Capacità portante dei pali/diaframmi in gruppo soggetti a carichi orizzontali e coppie	135
16.2.5. Comportamento dei pali rispetto ai carichi verticali	135
16.2.6. Comportamento dei pali/diaframmi rispetto a carichi orizzontali e coppie	136
16.3. FASE 2 – FASE INERZIALE E CINEMATICA – SLV2.....	136
16.3.1. Valutazione delle azioni di progetto.....	136
16.3.2. Costanti elastiche di interazione fondazione-terreno orizzontali e verticali.....	137
16.3.3. Valutazione dei Carichi da Attrito Negativo	138
16.3.4. Valutazione dei Carichi da Lateral Spreading.....	139
16.3.5. Capacità portante del palo/diaframma singolo soggetto a carichi assiali.....	141
16.3.6. Comportamento dei pali/diaframmi rispetto a carichi orizzontali e coppie	141
16.3.7. Capacità portante dei pali/diaframmi in gruppo soggetto a carichi assiali ed orizzontali	142

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, individuazione delle zone liquefacibili ed analisi degli effetti della liquefazione sulle opere;
- 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;
- criteri per le analisi di risposta sismica locale;
- criteri per le verifiche di stabilità dei rilevati e di dimensionamento delle fondazioni profonde in presenza di terreni liquefacibili.

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"
- DGR n.2193 del 21/12/2015 della Regione Emilia Romagna con oggetto "Art. 16 della L.R. n.20 del 24/3/2000. Approvazione aggiornamento dell'atto di coordinamento tecnico denominato "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica", di cui alla deliberazione dell'assemblea legislativa 2 maggio 2007, n. 112."
- 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"; *3rd ICSMFE*, vol. 1, pp. 440-445
- K.M. Rollins and J.E. Hollenbaugh (2015); "Liquefaction Induced Negative Skin Friction from Blast-induced Liquefaction Tests with Auger-cast Piles"
- "Specification for Highway Bridges" – Part V Seismic Design – Japan Road Association (2012)
- "Microzonazione Sismica e Analisi per la condizione limite per l'emergenza delle aree epicentrali dei terremoti della pianura Emiliana di Maggio-Giugno 2012 (Ordinanza del Commissario Delegato – Presidente della Regione Emilia-Romagna n. 70/2012) – Relazione illustrativa" a cura di L. Martelli e M. Romani
- "A large scale ambient vibration survey in the area damaged by May-June 2012 seismic sequence in Emilia Romagna, Italy" di E. Paolucci, D. Albarello, S. D'Amico, E. Lunedei, L. Martelli, M. Mucciarelli e D. Pileggi (2015)

- “Studio sismologico per la caratterizzazione della risposta sismica di sito ai fini della microzonazione sismica di alcuni comuni della Regione Emilia Romagna” – G. Laurenzano, E. Priolo, C. Barnaba, M. R. Gallipoli, P. Klin, M. Mucciarelli e M. Romanelli
- Ordinanza n.55 del 24 aprile 2018 della Presidenza del Consiglio dei Ministri e il Commissario del governo per la ricostruzione nei territori interessati dal sisma del 24 agosto 2016
- Guide con Cone Penetration Testing, Ed.6 2015, Robertson & Cabal
- Manuale SRS 500-300 OTREC-RR-13-05 “Reducing Seismic Risk to Highway Mobility: Assessment and design examples for pile foundations affected by lateral spreading” Final Report, S.A.Ashford, M.H.Scott, D.Rayamajhi Oregon State University for Oregon Department of Transportation, April 2013
- Mitchell J.K. (1981) “State of the art – Soil improvement” Atti della X Conferenza ICSMFE. Stoccolma, Vol.4, 509-565
- Massarsch, K.R., 1991. Deep Soil Compaction Using Vibratory Probes. American Society for testing and Material, ASTM, Symposium on Design, Construction, and Testing of Deep Foundation Improvement: Stone Columns and Related Techniques, Robert C. Bachus, Ed. ASTM Special Technical Publication, STP 1089, Philadelphia, pp. 297 319.
- Rayamajhi, Nguyen, Ashford, Boulanger, Lu, Elgamal, Shao “Numerical study of shear distribution for discrete columns in liquefiable soils” J. Geotechnical Engineering, 2014
- Microzonazione del Comune di Cavezzo – Relazione Illustrativa – C.G. Lai , A. Famà, E. Zuccolo, R. M. Cosentini, D. Conca, J.C. Gómez Zapata, S. Lorini, S. Ciaffaroni, C. Meisina, R. Boni, M. Bordoni, P. Persichillo, G. Cerra, G. Perotti, F. Bozzoni, L. Martelli, G. Ercolessi
- Guidelines on Foundation Loading and Deformation Due to Liquefaction Induced Lateral Spreading (Caltrans 2012).
- DGR 2193/2015 Regione Emilia Romagna - ART. 16 della L.R. N.20 DEL 24/3/2000. Approvazione aggiornamento dell'atto di coordinamento tecnico denominato "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica", di cui alla Deliberazione dell'Assemblea Legislativa 2 maggio 2007, n. 112.

3. INFORMAZIONI SUI CODICI DI CALCOLO

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

ELENCO SOFTWARE						
N.	nome	ditta	vers.	licenza	Settore tecnico/ Descrizione	Applicazione
1	PLAXIS 2D	Plaxis bv Delft NL	2019	n. 9 licenze	Geotecnica Modellazione del terreno, interazione terreno- struttura	Analisi di stabilità e verifiche opere provvisoriale – calcoli geotecnici e interazione strutture - terreno
2	SLOPE	GEO-SLOPE GeoStudio 2007 Pro	7.13	98325	Analisi di stabilità all'equilibrio limite	Verifiche di stabilità
3	LIQUEFY- PRO	CivilTech Software	5.8	USB KEY	Geotecnica - liquefazione	Analisi della suscettibilità a liquefazione e dei cedimenti conseguenti
4	CPT interpretation software	Geologismiki	1.7.6.42	n. 1 licenze	Geotecnica	Interpretazione prove penetrometriche
5	CEDIM CONSD	Interno ENSER	-	validazione interna del 27/06/2005	Geotecnica - Cedimenti.	Calcolo dei cedimenti di fondazioni flessibili e loro evoluzione nel tempo
6	PARATIE PLUS	HARPACEAS	19	n. 2 licenze	Geotecnica Modellazione del terreno, interazione terreno- struttura	Calcolo di paratie a sbalzo e multi-ancorate
7	STRATA	Strata was written by Albert Kottke working with Professor Eren Rathje at The University of Texas at Austin. For comments and suggestions contact Albert at albert.kottke@gmail.com Version: alpha, revision: 399		GNU Public License (GPL)	Geotecnica - Sismica	Risposta sismica 1D
8	REXEL	Reluis	3.4-3.5	Free	Geotecnica - Sismica	Ricerca di combinazioni di accelerogrammi naturali compatibili con gli spettri in accelerazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC '08)
9	GROUP	Ensoft Software	7.0	156242228- 132093096	Studio delle palificate - effetto di gruppo	Calcolo dei pali - effetto di gruppo
10	LPILE	Ensoft Software	5.0.41	452-093096 452-093097	Studio delle palificate – carico trasversale	Calcolo dei pali soggetti a carico trasversale
11	TZPILE	Ensoft Software	2.0	511-091696	Studio delle palificate – carico verticale	Calcolo dei pali soggetti a carico verticale



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

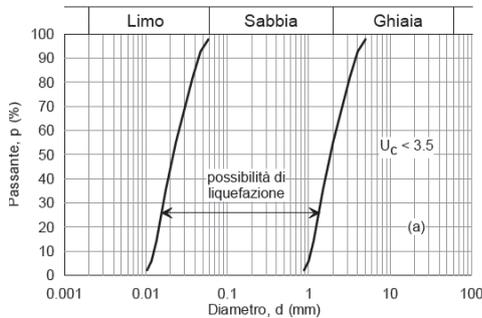
4.1. GENERALITÀ

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.

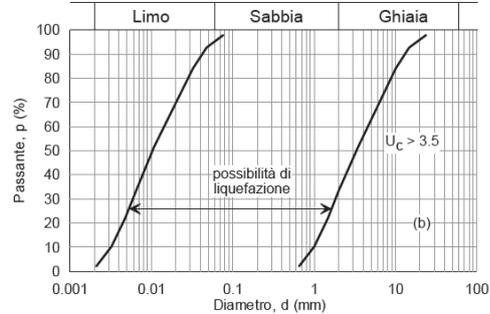
L'avvenuta liquefazione si manifesta, in presenza di manufatti, attraverso la perdita di capacità portante e/o lo sviluppo di elevati cedimenti e rotazioni.

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).

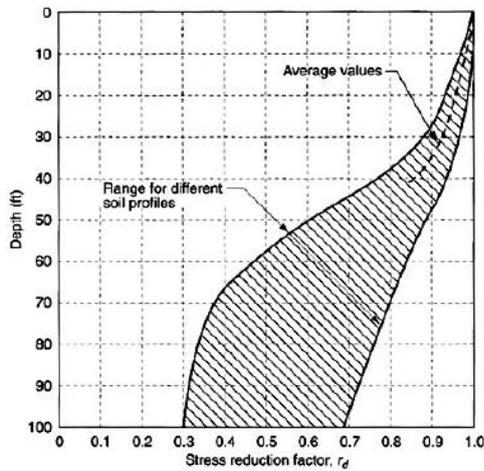
4.2. VALUTAZIONE DEL RAPPORTO DI TENSIONE CICLICA "CSR"

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;
- σ_v e σ'_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:



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

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

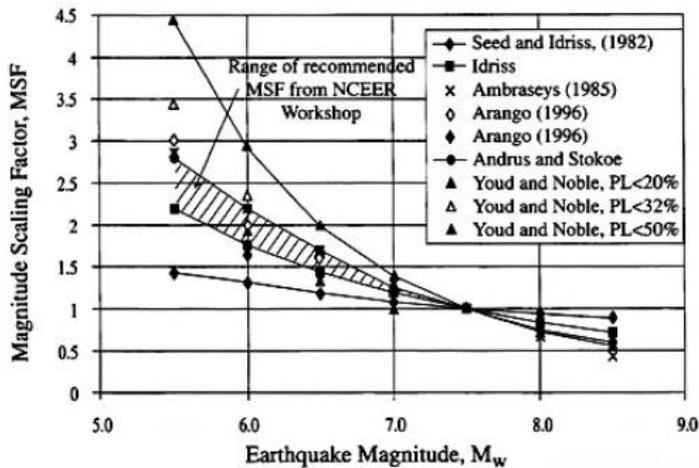
$$r_d = 0.744 - 0.008 \cdot z \quad \text{for } 23 \text{ m} < z \leq 30 \text{ m}$$

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

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.

Poiché 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 campionatore.

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:

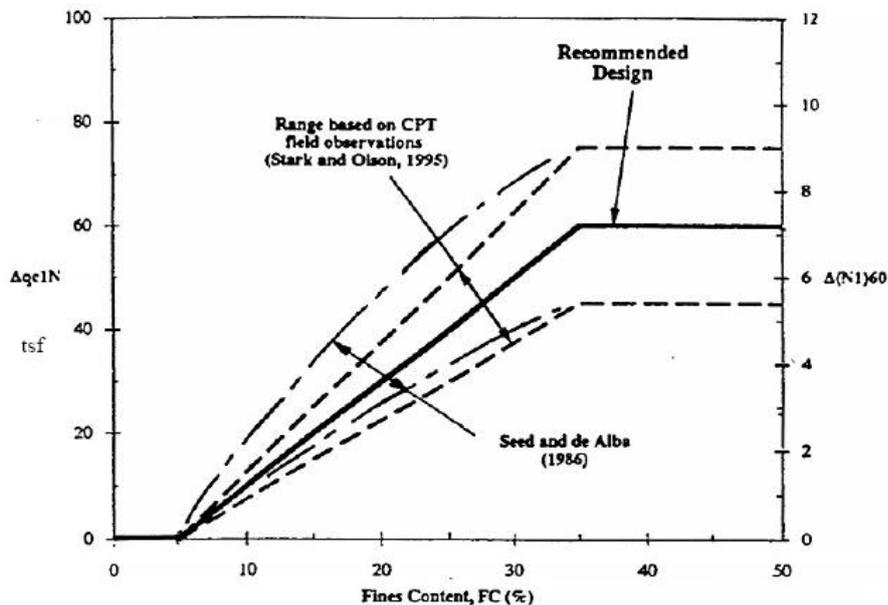


FIGURA 4-1: RESISTENZA PENETROMETRICA IN FUNZIONE DEL CONTENUTO DI FINE (STARK & OLSEN_1995)

• **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,

$$x = (N_1)_{60f}$$

$$a = 0.048$$

$$b = -0.1248$$

$$c = -0.004721$$

$$d = 0.009578$$

$$e = 0.0006136$$

$$f = -0.0003285$$

$$g = -1.673 \cdot 10^{-5}$$

$$h = 3.714 \cdot 10^{-6}$$

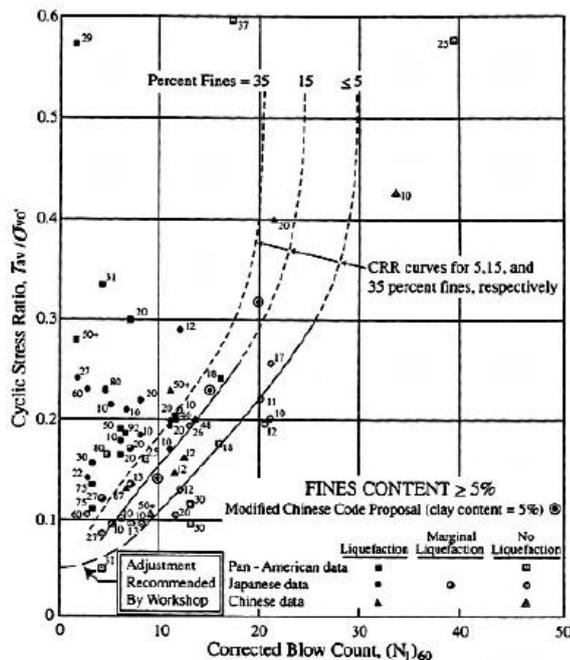


FIGURA 4-2: DETERMINAZIONE RESISTENZA CICLICA (BLAKE_1997)

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;
- σ'_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:

$K_c = 0$	for $FC \leq 5\%$
$K_c = 0.0267(FC - 5)$	for $5 < FC < 35\%$
$K_c = 0.8$	for $FC \geq 35\%$

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:

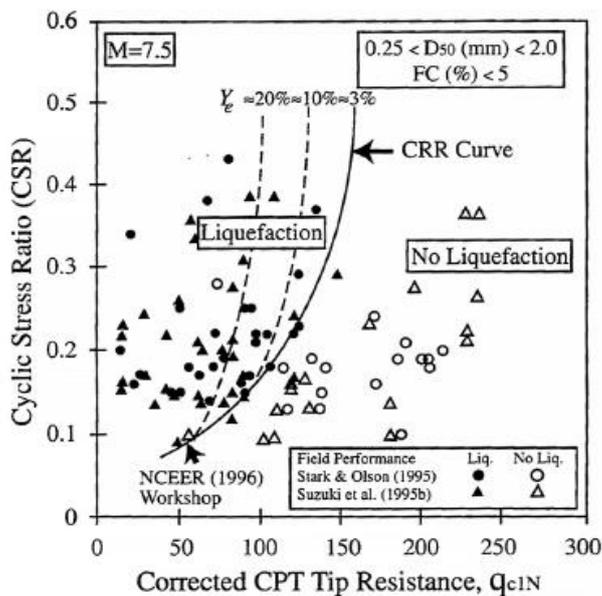


FIGURA 4-3: DETERMINAZIONE RESISTENZA CICLICA (ROBERTSON & WRIE MOD._1997)

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} .

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

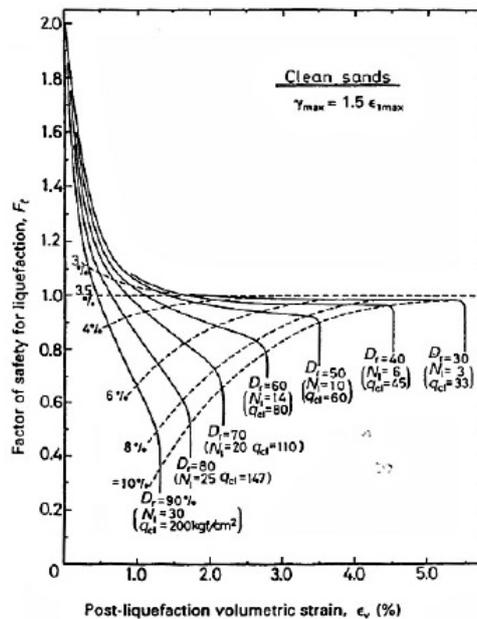


FIGURA 4-4: DETREMINAZIONE DEFORMAZIONE VOLUMETRICA (ISHIHARA E YOSEMINE_1990)

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.

La presenza dei rilevati, equivalente alla presenza di un sovraccarico al di sopra del piano di campagna, comporta un beneficio nel contenimento del cedimento verticale in condizione di liquefazione: tale sovraccarico riduce infatti 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_{old} è la resistenza del terreno prima della presenza del sovraccarico (letture ricavate da SPT o CPT);

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

σ'_{old} la tensione verticale efficace;

σ'_{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

4.6.1. Magnitudo e localizzazione degli eventi sismici di riferimento

La magnitudo degli eventi sismici di interesse per l'area in esame e la relativa localizzazione sono state determinate sulla base del Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani 2015 (CPTI15) consultabile, e scaricabile, all'indirizzo <https://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/>.

Nella Tabella 4-2 sono riportati gli eventi della sequenza 2012 che presentano magnitudo momento superiore a 5 e relativi dati identificativi.

TABELLA 4-2: EVENTI SISMICI 2012 – $M_w > 5.0$ (CATALOGO PARAMETRICO DEI TERREMOTI ITALIANI 2015-CPTI15)

Data, ora (UTC)	Localizzazione		M_w
	Latitudine	Longitudine	
2012-05-20, 02:03:50.170	44.895	11.263	6.09
2012-05-20, 02:07:28.950	44.873	11.270	5.17 (*)
2012-05-20, 03:02:47.090	44.859	11.152	5.04 (*)
2012-05-20, 13:18:01.770	44.813	11.440	5.16
2012-05-29, 07:00:02.880	44.841	11.065	5.9
2012-05-29, 10:55:56.550	44.865	10.979	5.5

(*) replica

E' ipotizzata essere una "replica" nelle valutazioni del paragrafo 4.6.2, e quindi trascurato, l'evento che si è verificato entro 60 minuti dal sisma principale di magnitudo superiore.

4.6.2. Determinazione della magnitudo lungo il tracciato di progetto definitivo 2012

Tenuto conto della distribuzione spaziale degli epicentri di riferimento si è ritenuto rappresentativo un criterio di interpolazione per "isocurve di magnitudo" determinate sulla base della posizione e del valore di magnitudo degli epicentri di riferimento.

La procedura adottata è la seguente:

- individuazione sulle cartografie di progetto 2012 degli eventi sismici suddetti e di quelli storici inerenti l'area in esame;

- assegnazione ad ogni epicentro del corrispondente valore di magnitudo momento;
- interpolazione dei valori di magnitudo mediante il metodo Trend in ambiente Gis;
- individuazione delle linee di iso-magnitudo.

In particolare, l'analisi è stata condotta creando una superficie Trend di terzo ordine sulla base:

- degli eventi sismici storici, ovvero antecedenti il 2012, indicati in Figura 4-5;
- degli eventi sismici di Tabella 4-2 per la sequenza 2012, escludendo dall'interpolazione i terremoti ritenuti repliche (cerchiati in azzurro nella cartografia di Figura 4-5).

Nel grafico di Figura 4-6 viene mostrato l'andamento della magnitudo momento M_w lungo l'asse autostradale di Progetto Definitivo 2012.

Nel complesso, con i dati disponibili costituiti dagli eventi sismici con M_w superiore a 5.0, si osserva che M_w , con riferimento all'asse autostradale del Progetto Definitivo 2012 (Figura 4-6):

- aumenta da 5.45 a circa 5.55 dalla pk 0+000 (interconnessione A22) alla pk 26+000 circa;
- diminuisce dalla pk 26+000 circa a fine tracciato (Ferrara sud), ove si riscontra magnitudo momento dell'ordine di $M_w=5.3$.

Nei grafici da Figura 4-7 a Figura 4-16 è riportato l'andamento della magnitudo momento per le viabilità di adduzione e collegamento di interesse.

4.6.3. Magnitudo momento di riferimento per l'aggiornamento 2019 del Progetto Definitivo

Nel presente aggiornamento del Progetto Definitivo viene assunta come magnitudo momento di riferimento il valore $M_w = 5.5$, indicato in Figura 4-6, per tutte le viabilità oggetto di analisi.

Come richiesto dalla prescrizione n. 29-32 del Decreto VIA, tale assunzione progettuale inerente la Magnitudo Momento di progetto è stata concordata con i tecnici della Regione Emilia Romagna durante gli incontri svoltisi:

- in data 16/04/2019 – riferimento verbale con prot. PG/114/2019 del 24/04/19 della Regione Emilia Romagna;
- in data 24/04/2019 – riferimento verbale con prot. PG/137/2019 del 22/05/19 della Regione Emilia Romagna.

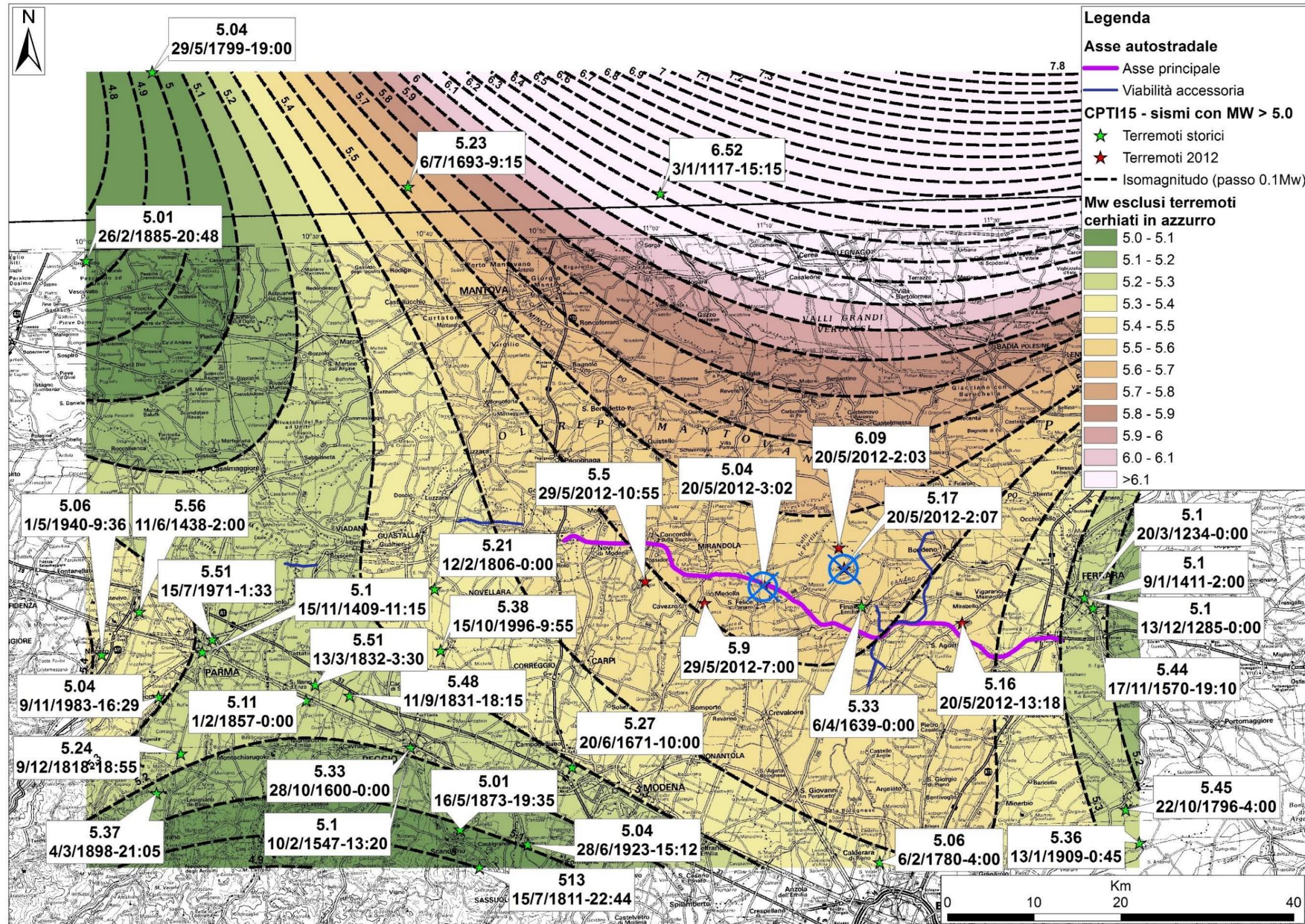


FIGURA 4-5: EPICENTRI, MAGNITUDO E LINEE DI ISO-MAGNITUDO – CPTI15/DBMI15. SONO STATI ESCLUSI DALL'ANALISI I SISMI DEL 2012 CERCHIATI IN AZZURRO (REPLICHE)

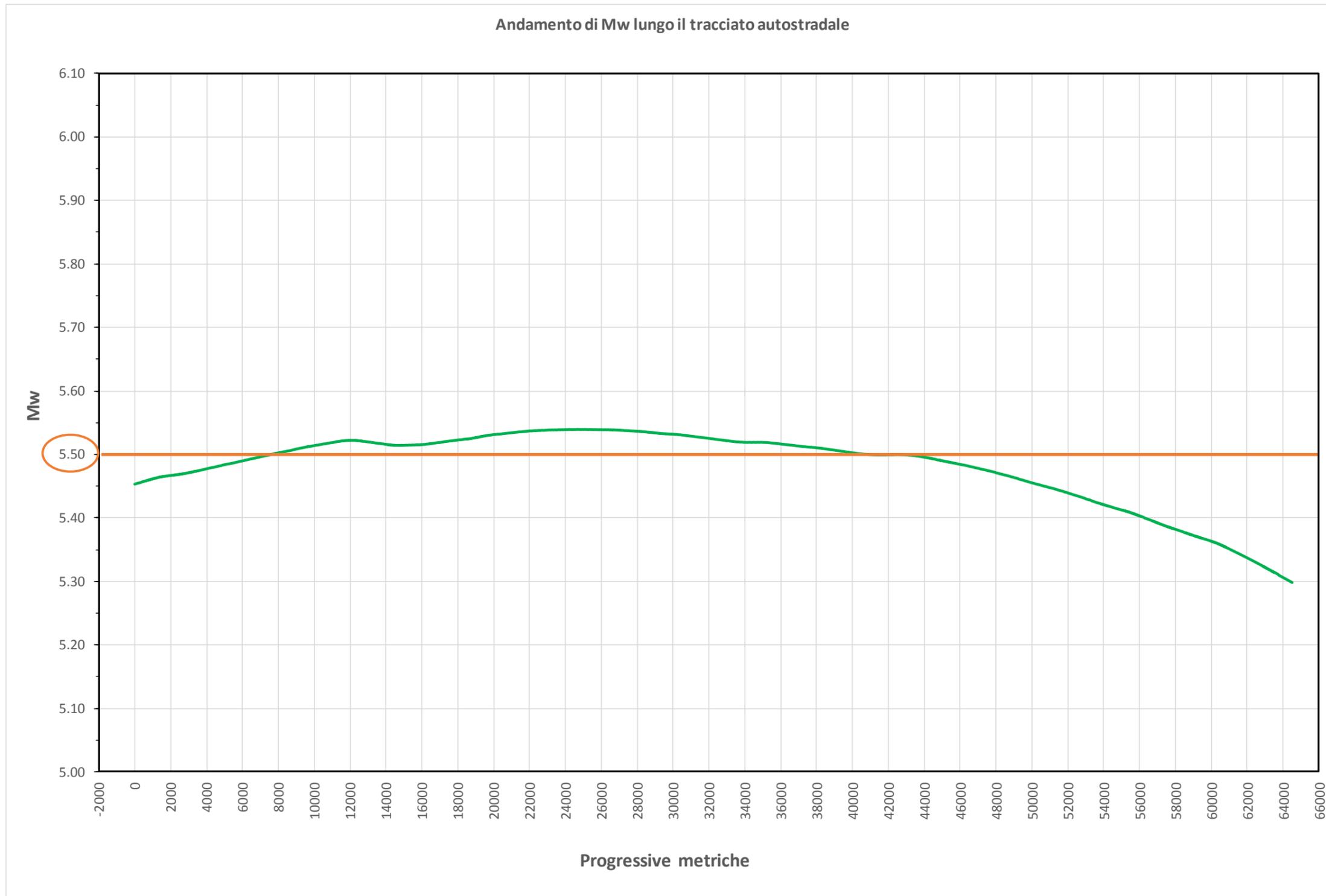


FIGURA 4-6: ASSE AUTOSTRADALE PROGETTO DEFINITIVO 2012, ANDAMENTO DELLA MAGNITUDO MOMENTO E MAGNITUDO MOMENTO DI RIFERIMENTO PER L'AGGIORNAMENTO DEL PROGETTO DEFINITIVO 2019

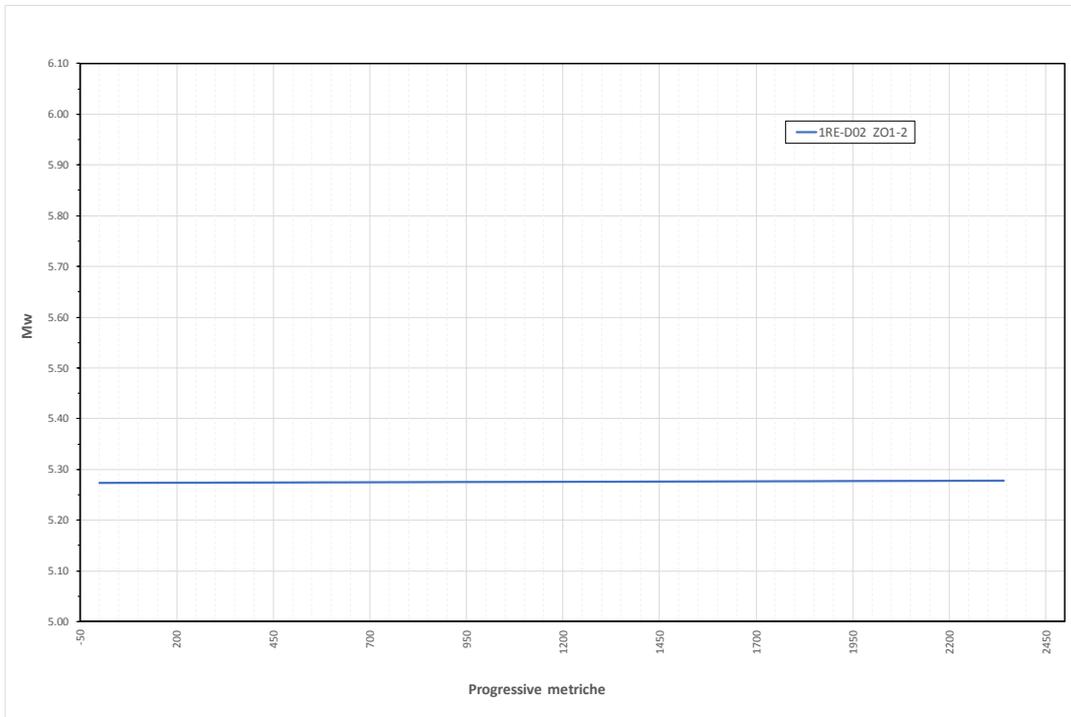


FIGURA 4-7: VIABILITÀ DI ADDUZIONE D02 (EX 1RE) – ZONA OMOGENEA 1-2
ANDAMENTO DELLA MAGNITUDO MOMENTO

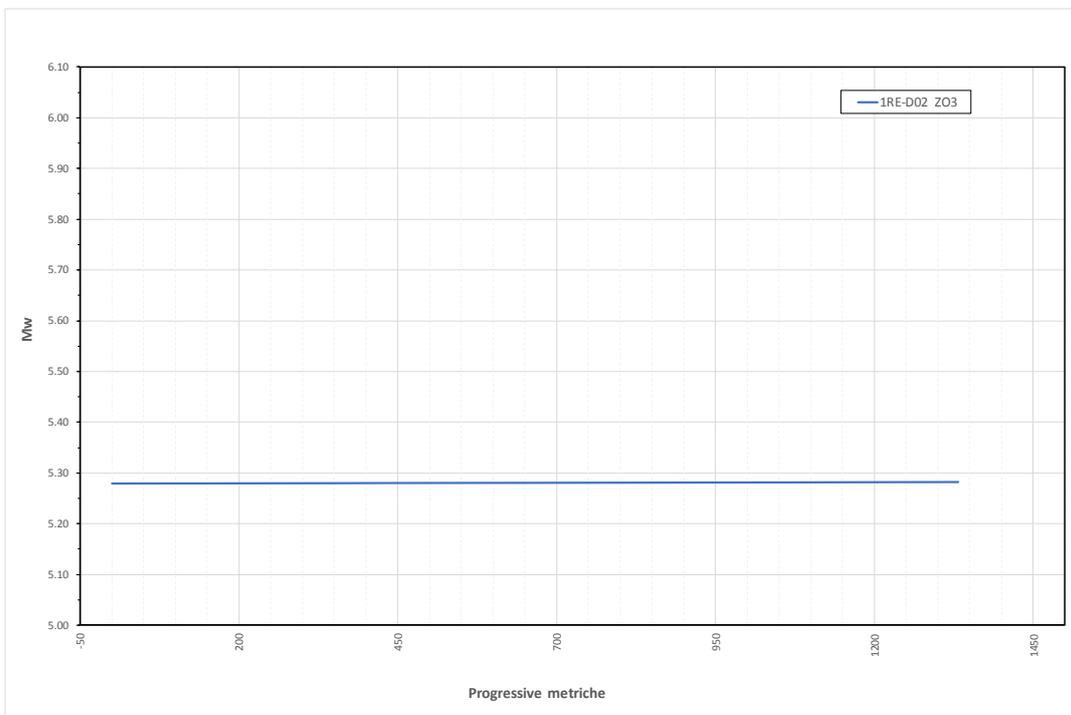


FIGURA 4-8: VIABILITÀ DI ADDUZIONE D02 (EX 1RE) – ZONA OMOGENEA 3
ANDAMENTO DELLA MAGNITUDO MOMENTO

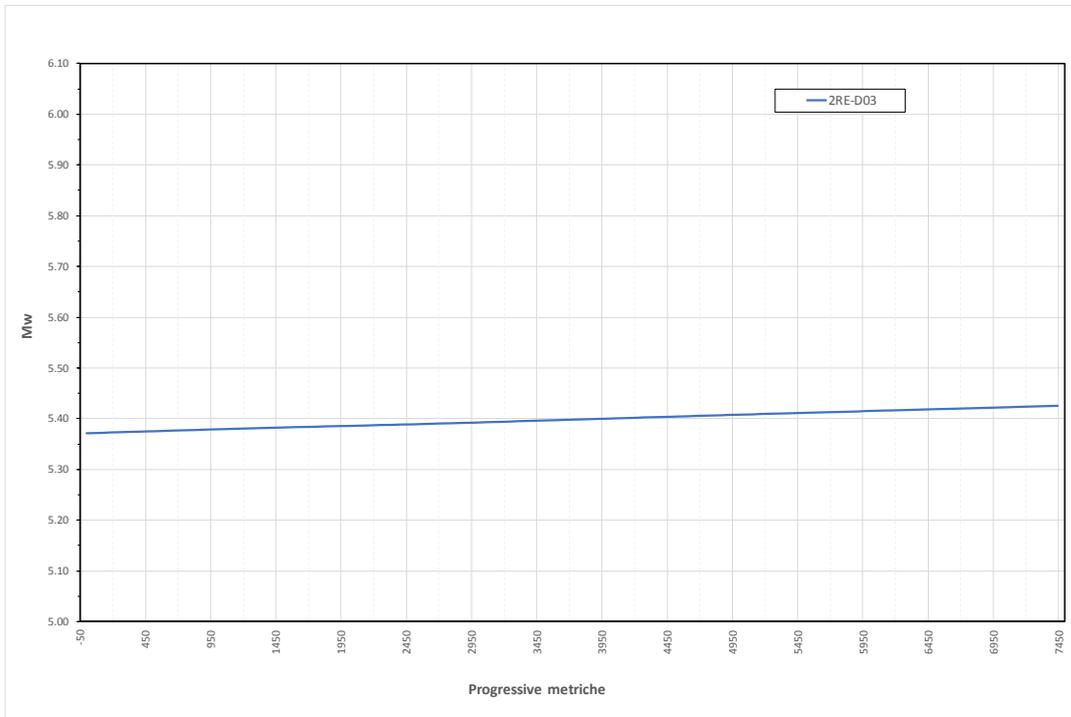
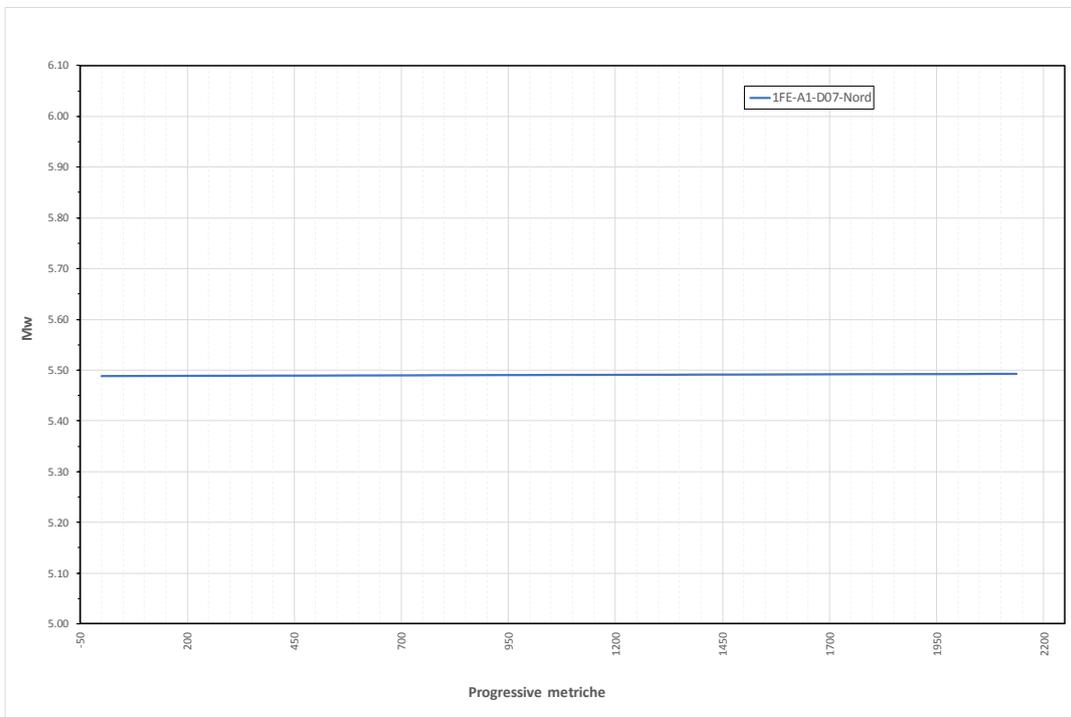


FIGURA 4-9: VIABILITÀ DI ADDUZIONE D03 (EX 2RE), ANDAMENTO DELLA MAGNITUDO MOMENTO



**FIGURA 4-10: VIABILITÀ DI ADDUZIONE D07 (EX 1FE-A1) – LATO NORD,
 ANDAMENTO DELLA MAGNITUDO MOMENTO**

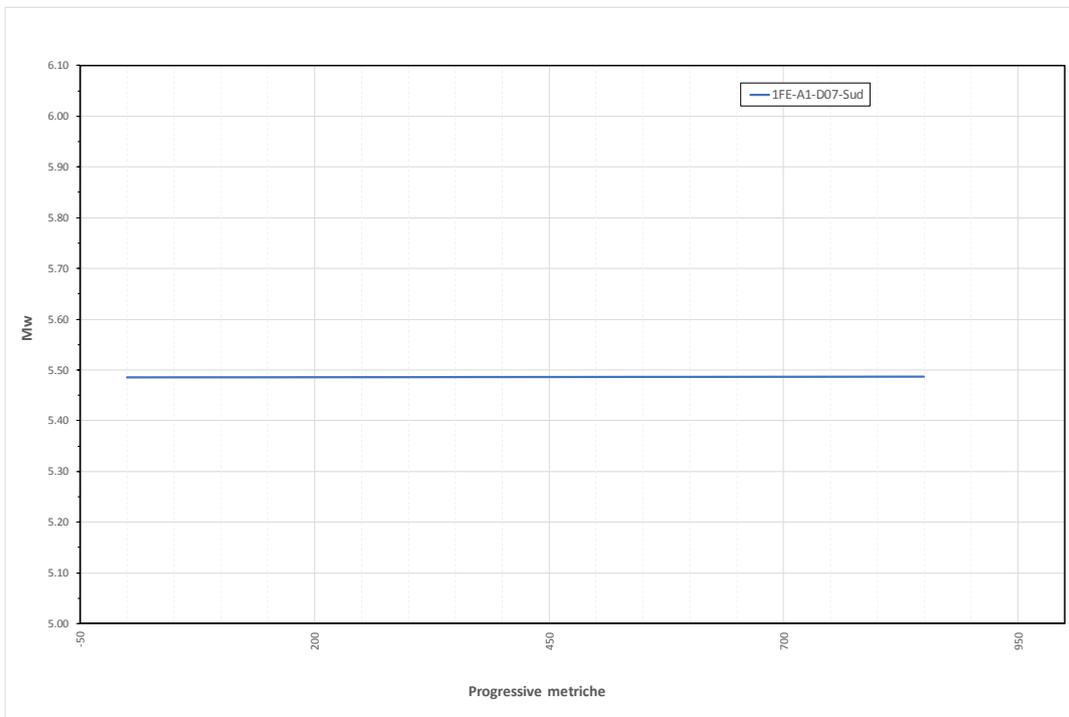


FIGURA 4-11: VIABILITÀ DI ADDUZIONE D07 (EX 1FE-A1) – LATO SUD, ANDAMENTO DELLA MAGNITUDO MOMENTO

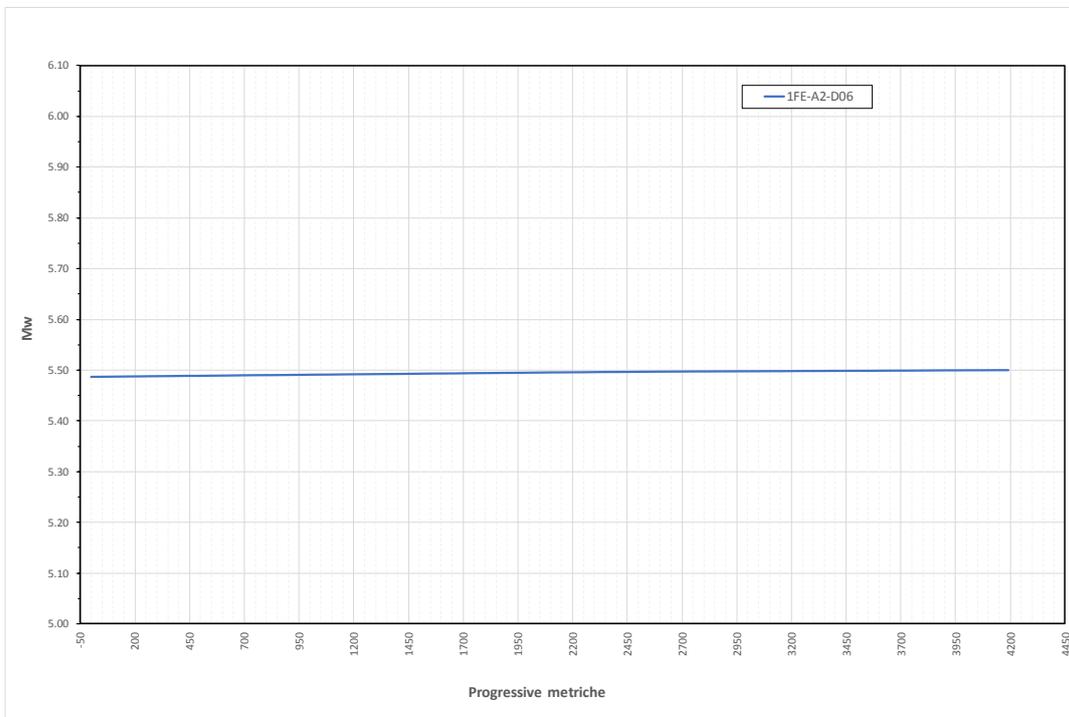


FIGURA 4-12: VIABILITÀ DI ADDUZIONE D06 (EX 1FE-A2), ANDAMENTO DELLA MAGNITUDO MOMENTO

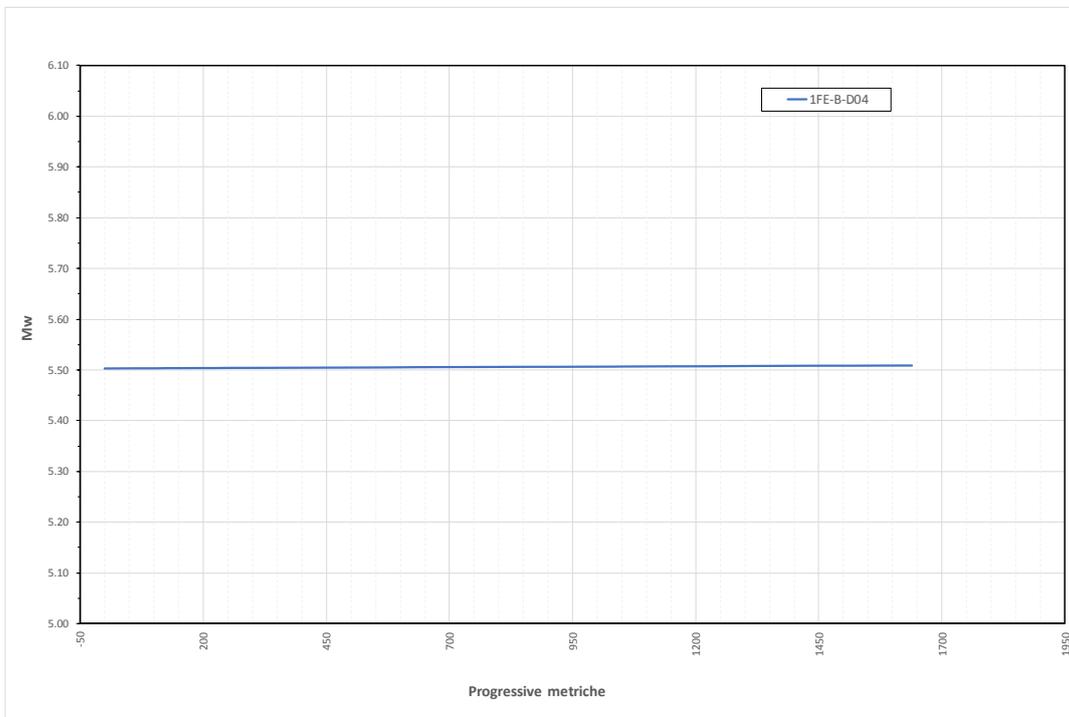


FIGURA 4-13: VIABILITÀ DI ADDUZIONE D04 (EX 1FE-B), ANDAMENTO DELLA MAGNITUDO MOMENTO

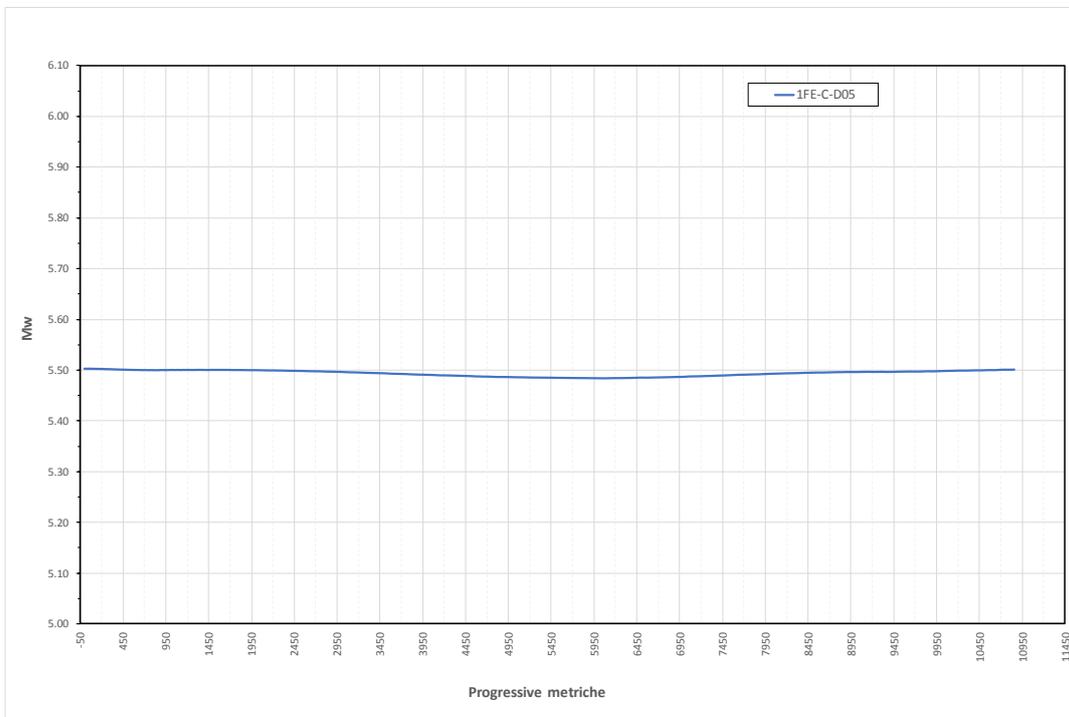


FIGURA 4-14: VIABILITÀ DI ADDUZIONE D05 (EX 1FE-C), ANDAMENTO DELLA MAGNITUDO MOMENTO

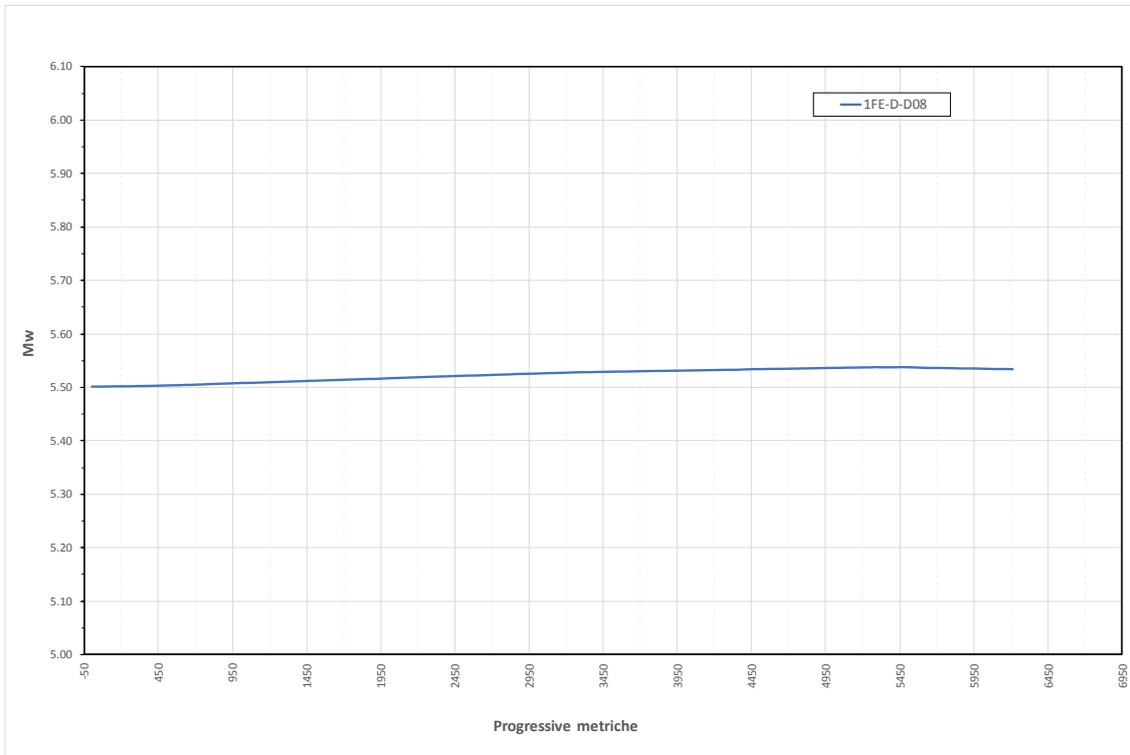


FIGURA 4-15: VIABILITÀ DI ADDUZIONE D08 (EX 1FE-D), ANDAMENTO DELLA MAGNITUDO MOMENTO

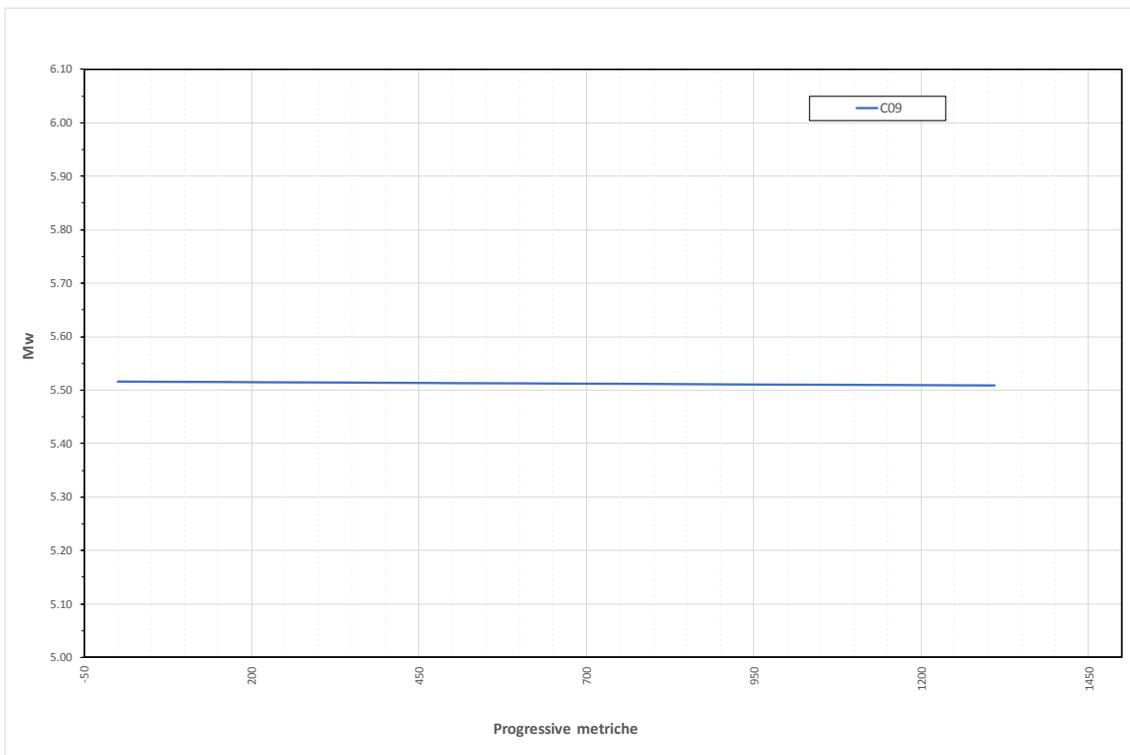


FIGURA 4-16: VIABILITÀ DI COLLEGAMENTO C09, ANDAMENTO DELLA MAGNITUDO MOMENTO

4.7. IDENTIFICAZIONE DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE SIGNIFICATIVE PER LA LIQUEFAZIONE

In accordo alla prescrizione n. 30 del Decreto VIA, nell'aggiornamento del 2019 del Progetto Definitivo per individuare le aree a rischio di liquefazione sono state:

- analizzate tutte le prove penetrometriche CPTU disponibili a corredo del Progetto Definitivo e relative integrazioni richieste in ambito VIA;
- interpretate le medesime prove per individuare la presenza di orizzonti potenzialmente liquefacibili nei primi 20 m da piano campagna.

In accordo al criterio riportato nell'Ordinanza del Commissario Delegato – Presidente della Regione n. 70/2012, le prove penetrometriche possono essere classificate come:

- L1: presenza di orizzonti liquefacibili spessi almeno 30-40 cm, sotto falda, nei primi 5 m;
- L2: presenza di orizzonti liquefacibili spessi almeno 1 m tra 5 e 10 m;
- L3: presenza di orizzonti liquefacibili spessi almeno 2 m tra 10 e 15 m;
- L4: presenza di orizzonti liquefacibili spessi almeno 2 m tra 15 e 20 m;
- N: assenza di orizzonti liquefacibili importanti nei primi 15-20 m;

Le verifiche a liquefazione sono state condotte quantomeno per le prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU) che individuano una stratigrafia conforme alla classificazione L1÷L4 suddetta.

Nelle valutazioni dei livelli/unità geotecniche potenzialmente liquefacibili si considerano le possibili circostanze di esclusione dalla verifica a liquefazione di una determinata unità geotecnica; in particolare:

- *Norme Tecniche per le Costruzioni del 14/01/2008 – §7.11.3.4.2*

“La verifica a liquefazione può essere omessa quando [...] distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$ ”;

- *DGR 2193/2015 Regione Emilia Romagna – Allegato3, punto A1*

“La probabilità che si manifestino fenomeni di liquefazione è bassa o nulla se è verificata almeno una delle seguenti condizioni:

[...]

3. Terreni con caratteristiche ricadenti in una delle tre seguenti categorie:

- frazione di fine, FC, superiore al 20%, con indice di plasticità $IP > 10\%$;

[...]

4. Distribuzione granulometrica esterna per oltre il 50% al fuso indicato in Figura 1a nel caso di materiale con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ ed in Figura 1b per coefficienti di uniformità $U_c > 3.5$.”.

Viene inoltre precisato che “La frazione fine è definita come la frazione passante al setaccio 200 ASTM (0.074 mm) e può essere determinata con misure dirette in laboratorio o mediante relazioni empiriche.”

4.8. INDIVIDUAZIONE DELLE ZONE LIQUEFACIBILI

In accordo alla prescrizione n. 33 del Decreto VIA, nell'aggiornamento del 2019 del Progetto Definitivo si identifica “zona liquefacibile” un'area ove il potenziale di liquefazione $IL > 5$.

Per determinare l'estensione planimetrica di tali zone si procede come segue:

- **stima del potenziale di liquefazione** per le verticali di indagine significative (paragrafo 4.7); tale valutazione è condotta adottando:
 - i criteri della verifica a liquefazione illustrati nei paragrafi 4.1÷4.3;
 - magnitudo in accordo a quanto indicato al paragrafo 4.6.3;
 - accelerazione in accordo all'approccio semplificato del DM 14/01/2008;
 - falda di progetto;
- **creazione di linee iso-potenziale di liquefazione** e conseguente **individuazione delle aree che presentano $IL > 5$** , oggetto di approfondimento in accordo al testo della prescrizione.

In particolare, si determina il tratto di rilevato/opera con $IL > 5$ come intersezione fra il sedime stradale e la linea iso-potenziale $IL = 5$; la lunghezza di tale tratto sarà valutata in maniera cautelativa considerando la massima sottesa dalla linea iso-potenziale suddetta.

La procedura operativa suddetta è riepilogata nella Figura 4-17.

Come richiesto dalla prescrizione, tale aspetto è stato illustrato ai tecnici della Regione Emilia Romagna durante gli incontri svoltisi:

- in data 16/04/2019 – riferimento verbale con prot. PG/114/2019 del 24/04/19 della Regione Emilia Romagna;
- in data 24/04/2019 – riferimento verbale con prot. PG/137/2019 del 22/05/19 della Regione Emilia Romagna.

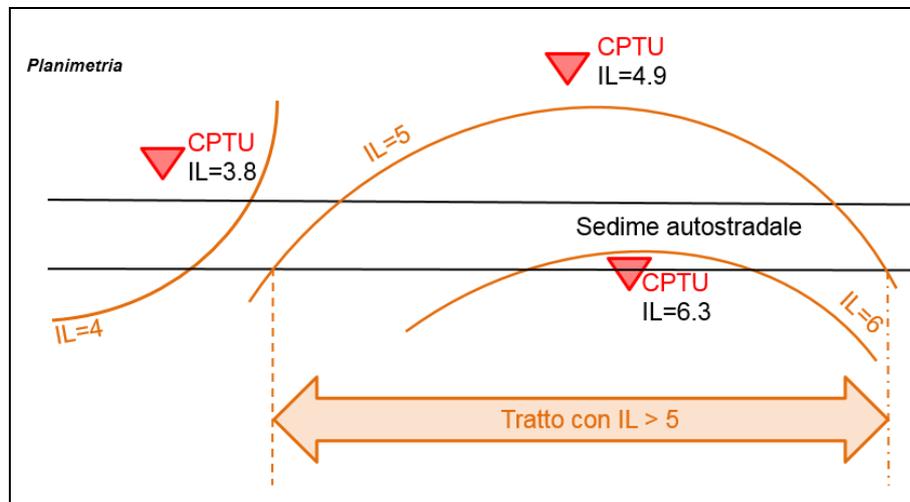


FIGURA 4-17: INDIVIDUAZIONE DEL TRATTO STRADALE CON POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE > 5

4.9. ANALISI DEGLI EFFETTI DELLA LIQUEFAZIONE SULLE OPERE

Una volta individuate le zone liquefacibili come riportato in precedenza, si procede in accordo anche alla prescrizione n. 33 del decreto VIA secondo le seguenti fasi operative:

- analisi di risposta sismica locale (RSL) per ogni area individuata (capitolo 13);
- rivalutazione del potenziale di liquefazione sulla base dei risultati dell'analisi di risposta sismica locale per i punti di indagine di interesse; se a seguito della RSL risulta:
 - potenziale di liquefazione $IL > 5$, allora si procede con le verifiche di cui ai punti seguenti in quanto la zona permane liquefacibile;
 - potenziale di liquefazione $IL \leq 5$, l'area può essere definita NON liquefacibile ai sensi della prescrizione; non si procede pertanto ad ulteriori analisi che tengano in conto della liquefazione;
- valutazione di sicurezza e funzionalità dei rilevati (resistenza e spostamenti) e valutazione di sicurezza delle opere d'arte (resistenza) nelle zone liquefacibili considerando gli effetti indotti dalla liquefazione; individuazione della necessità o meno di interventi di mitigazione (capitoli 15-16);
- eventuale progettazione degli interventi di mitigazione di tipo geotecnico del rischio di liquefazione condotta (capitolo 14).

Come richiesto dalla prescrizione, l'approccio progettuale e le relative modalità operative sono stati illustrati ai tecnici della Regione Emilia Romagna durante gli incontri svoltisi:

- in data 16/04/2019 – riferimento verbale con prot. PG/114/2019 del 24/04/19 della Regione Emilia Romagna;
- in data 24/04/2019 – riferimento verbale con prot. PG/137/2019 del 22/05/19 della Regione Emilia Romagna.

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 γ_F da applicare alle azioni o all'effetto delle azioni (Tabella 5-1);
- M2 rappresenta il gruppo di coefficienti parziali γ_M da applicare ai parametri del terreno (Tabella 5-2);
- R2 rappresenta il gruppo di coefficienti parziali γ_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 (γ_F)	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_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 (γ_M)	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1.0	1.25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	γ_c	1.0	1.25
<i>Resistenza non drenata</i>	c'_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.40
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	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)**

Coefficiente (γ_R)	R2
γ_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 pseudo-statico 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:

- β_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 β_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
	β_s	β_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 pseudo-statica, 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, a meno delle verifiche in condizioni di liquefazione per cui si fa riferimento alle superfici ottimizzate.

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:

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

Con:

- $R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$
- ΔW : peso efficace del palo al netto del peso del terreno asportato;
- γ_{G1} : coefficiente parziale per le azioni;
- ξ_3 e ξ_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:

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

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;
- γ_{G1} : coefficiente parziale per le azioni (unitario nel caso in esame per gli approcci di riferimento);
- ξ_3 e ξ_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 γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{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 γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_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	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{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;

- σ_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:

- τ_{lik} = resistenza calcolata specifica laterale dello strato i-esimo, $\tau_{lim} = 100$ kPa (AGI);
- C_{uik} = coesione caratteristica non drenata dello strato i-esimo;
- α = 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	≤ 25	c_u	120
		25 + 50	0.85 c_u	
		50 + 75	0.65 c_u	
		≥ 75	0.50 c_u	
PALI INFISSI	ACCIAIO	≤ 25	c_u	100
		25 + 50	0.80 c_u	
		50 + 75	0.65 c_u	
		> 75	0.50 c_u	
TRIVELLATI	CLS	≤ 25	0.90 c_u	100
		25 + 50	0.80 c_u	
		50 + 75	0.60 c_u	
		≥ 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);
- σ'_v rappresenta la tensione verticale efficace alla profondità z .

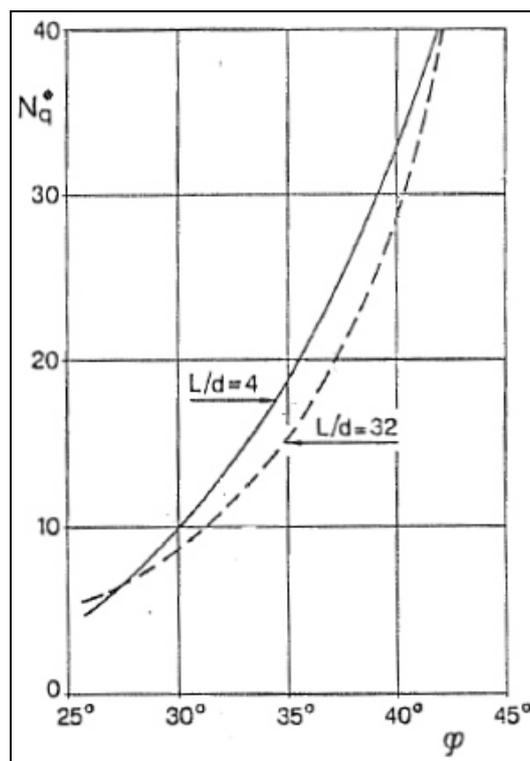


FIGURA 6-1: COEFFICIENTI N_q^* CORRISPONDENTI ALL'INSORGERE DELLE DEFORMAZIONI PLASTICHE DELLA PUNTA (BEREZANTZEV, 1963 - AGI)

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 (τ_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:

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

in cui:

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

Il valore massimo possibile dell'aderenza laterale limite di (τ_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);

τ_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.

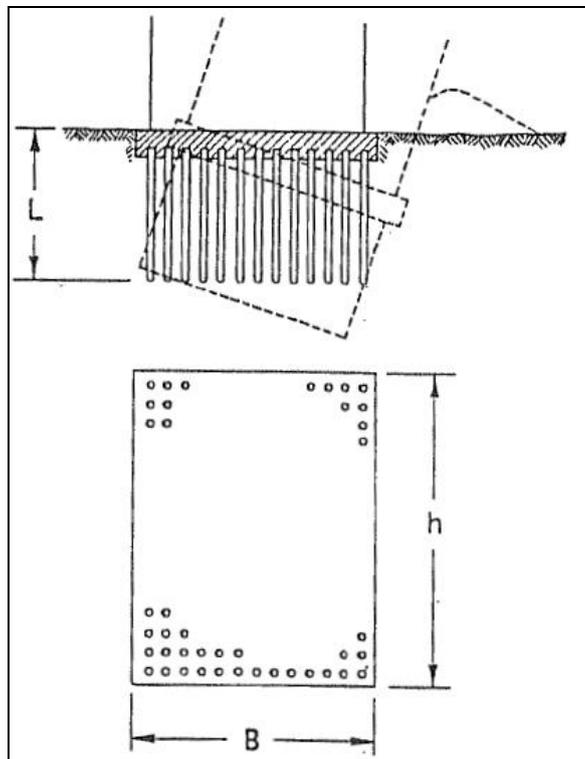


FIGURA 6-2: SCHEMA DI ROTTURA DEL TERRENO PER EFFETTO DELLA PALIFICATA QUALE BLOCCO IN TERRENI COESIVI (TERZAGHI & PECK, 1967)

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 rigidezza 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:

$$E_G = R_G n$$

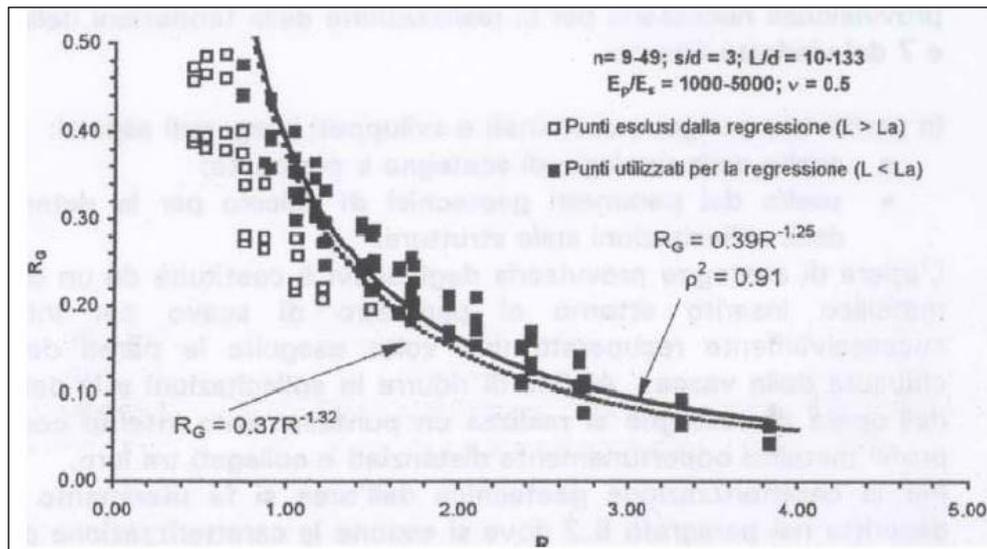


FIGURA 6-3: AMPLIFICAZIONE DEL CEDIMENTO PER EFFETTO GRUPPO

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;
- ξ_3 e ξ_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 ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

- γ_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 γ_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 $p=3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot z \cdot d$.

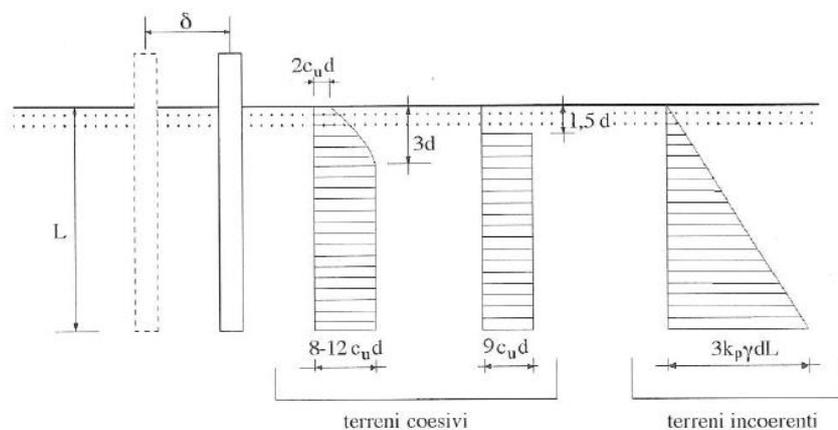


FIGURA 6-4: RESISTENZA LIMITE DEL TERRENO (VIGGIANI)

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);

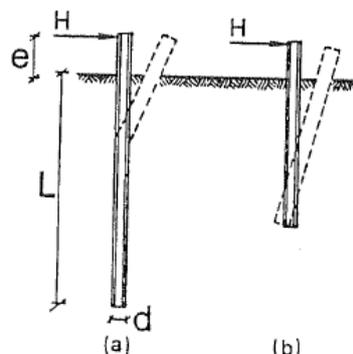


FIGURA 6-5: MECCANISMI DI ROTTURA PER PALI SOLLECITATI LATERALMENTE CON ROTAZIONE LIBERA IN TESTA – (BROMS, 1965)

- 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);

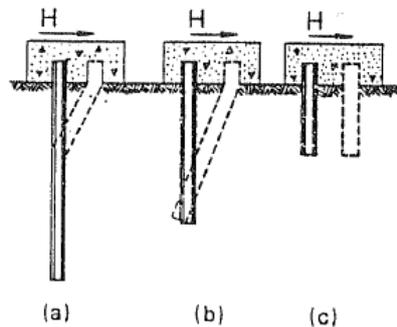


FIGURA 6-6: MECCANISMI DI ROTTURA PER PALI SOLLECITATI LATERALMENTE CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA – (BROMS,1965)

Il valore di H_{lim} deriva quindi dal raggiungimento o della massima reazione possibile trasmessa dal terreno completamente plasticizzato (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.

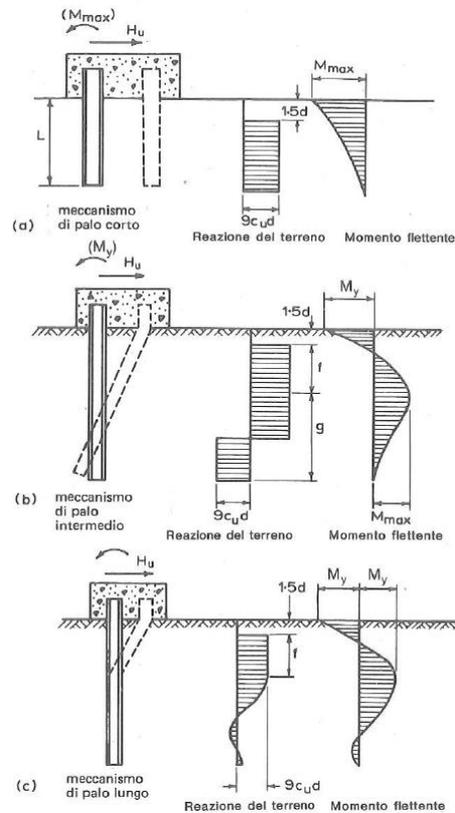


FIGURA 6-7: PALI A TESTA INCASTRATA IN TERRENI COESIVI (BROMS,1965)

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.

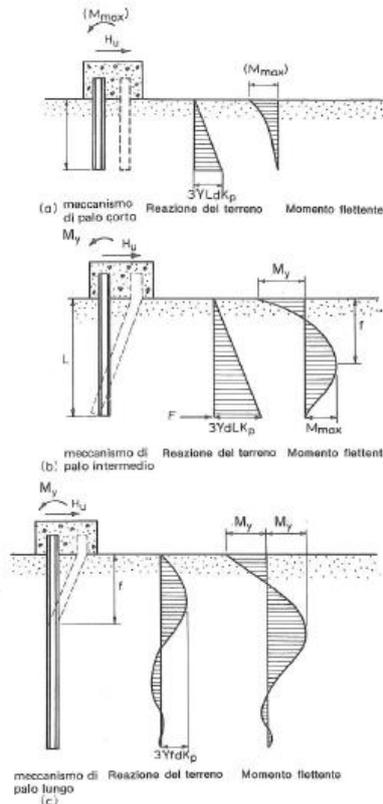


FIGURA 6-8: PALI A TESTA INCASTRATA IN TERRENI INCOERENTE (POULOS, DAVIS)

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:

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

Definita la lunghezza elastica del palo in funzione della rigidità 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. Valutazione spostamenti laterali, rotazioni e sollecitazioni per le palificate delle spalle di ponti tipo FIB

Le spalle dei ponti tipo FIB sono costituite da paratie di pali aventi interassi i/\emptyset compresi tra 1 e 2.

La valutazione di spostamenti laterali, rotazioni e sollecitazioni dovrà essere eseguita mediante idoneo modello strutturale, in cui i singoli pali, visto il loro ridotto interasse, dovranno essere modellati come una paratia.

Per ogni opera viene individuata la quota altimetrica assoluta al di sotto della quale si considera che il terreno reagisca alle azioni orizzontali, con riferimento alla morfologia del terreno in configurazione progettuale (Figura 6-9).

I carichi, le spinte e le relative quote di applicazione a tergo della paratia di pali dovranno essere valutati dal progettista strutturale in maniera opportuna, tenendo in considerazione l'effettiva geometria dell'opera.

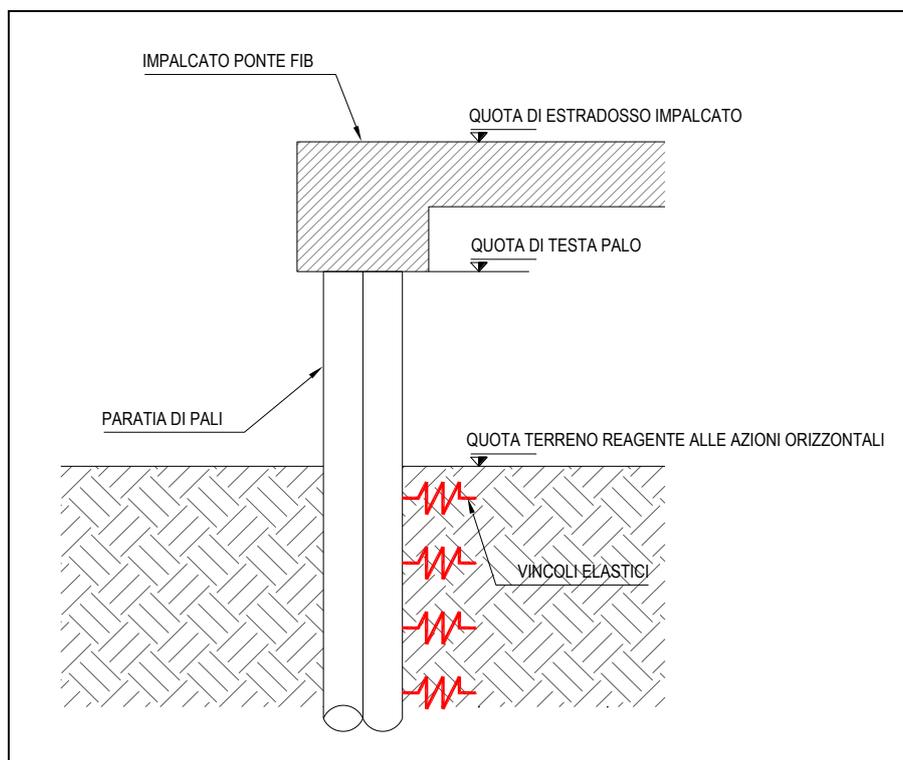


FIGURA 6-9: SCHEMA DI CALCOLO PER LE SPALLE DEI PONTI FIB

6.4.3.1 Stima del modulo di reazione orizzontale del terreno

L'adozione dell'ipotesi di elasticità lineare risulta in generale giustificata per quei casi in cui gli spostamenti orizzontali alla quota del terreno sono modesti.

E' opportuno confrontare le reazioni del terreno che si ottengono con il valore limite del terreno stesso, calcolato secondo i metodi classici.

La valutazione del modulo di reazione orizzontale E_s viene effettuata secondo il metodo del modulo tangente proposto da Janbu; la relazione tra tensioni e deformazioni è funzione di due parametri adimensionali α e m :

$$E_s = m \cdot p_r \cdot (p_0/p_r)^\alpha$$

in cui:

- m è il parametro adimensionale che determina il modulo e dipende dal tipo di terreno (si vedano Figura 6-10 e Figura 6-11);
- p_r è il valore della pressione di riferimento fissato a 100kPa;
- p_0 è il valore della pressione a riposo, il valore di k_0 è calcolato con la formulazione di Jaki;
- α è il valore dell'esponente della parte 'tensionale' della formulazione e può assumere tre valori:
 - o $\alpha=0.50$ se il terreno è puramente granulare;
 - o $\alpha=0.75$ se il terreno è limoso;
 - o $\alpha=1.00$ se il terreno è argilloso.

Il modulo di reazione orizzontale del terreno E_s è calcolato per metro di profondità di paratia.

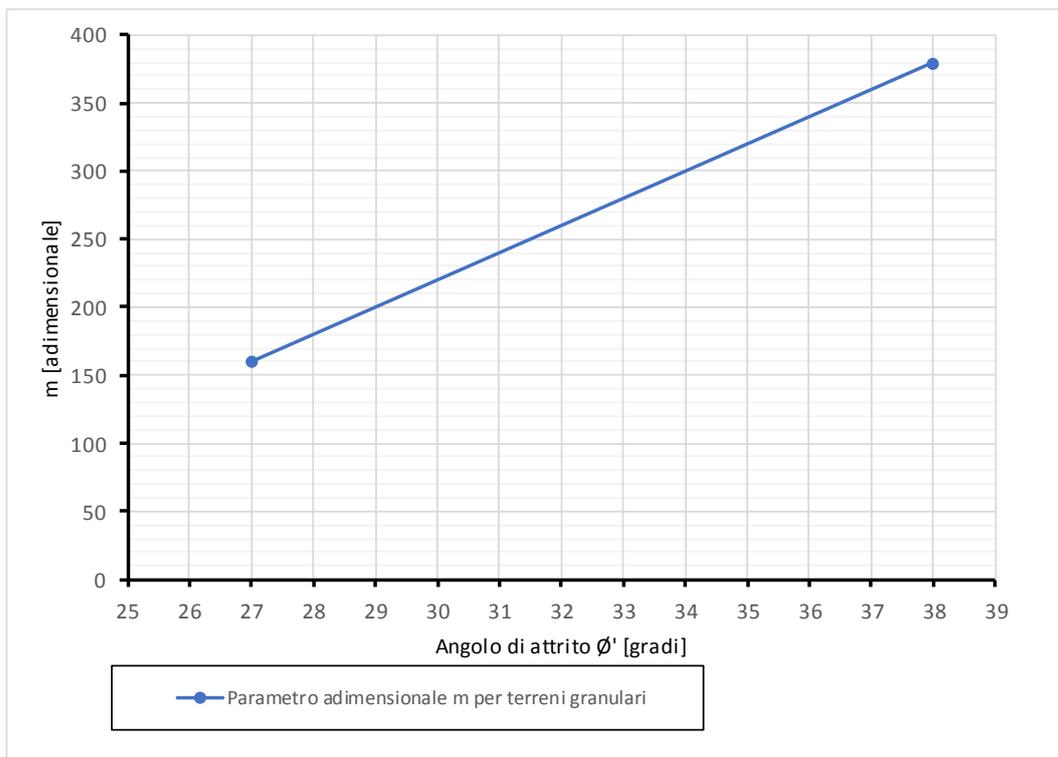


FIGURA 6-10: ANDAMENTO DEL PARAMETRO ADIMENSIONALE M PER TERRENI GRANULARI

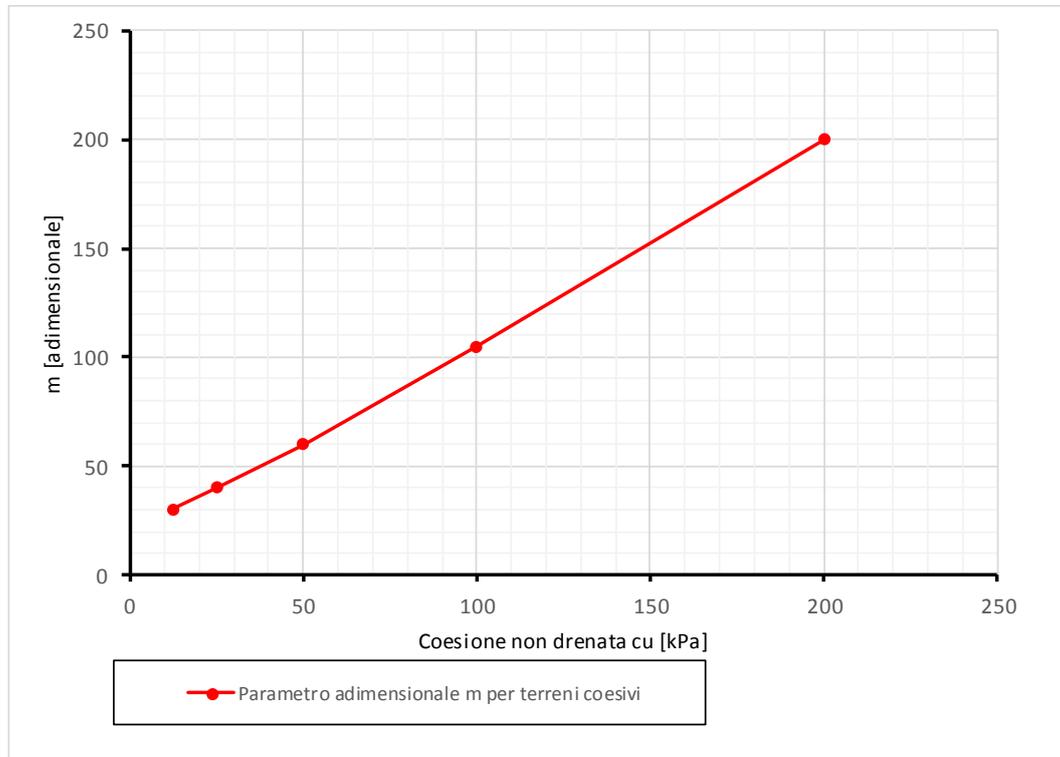


FIGURA 6-11: ANDAMENTO DEL PARAMETRO ADIMENSIONALE M PER TERRENI COESIVI

6.4.4. Comportamento dei pali in gruppo

6.4.4.1 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 è possibile considerare:

- $EH = 1.0$ nei confronti d un'azione ortogonale all'allineamento;
- $EH = 0.5$ nei confronti d un'azione parallela all'allineamento.

6.4.4.2 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 6-12 - Schema A);
- interazione tra pali affiancati, caricati in direzione perpendicolare alla fila (Figura 6-15 - 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 6-12: 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 6-13.

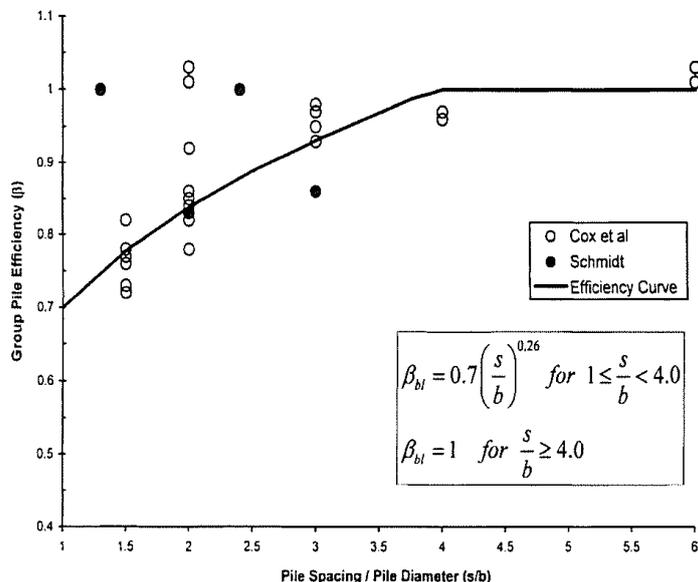


FIGURA 6-13: FATTORI DI RIDUZIONE PER PALI DISPOSTI PARALLELAMENTE ALLA DIREZIONE DI CARICO - (PALI FRONTALI)

I fattori di riduzione per pali retrostanti possono essere ricavati dalle indicazioni fornite in Figura 6-15.

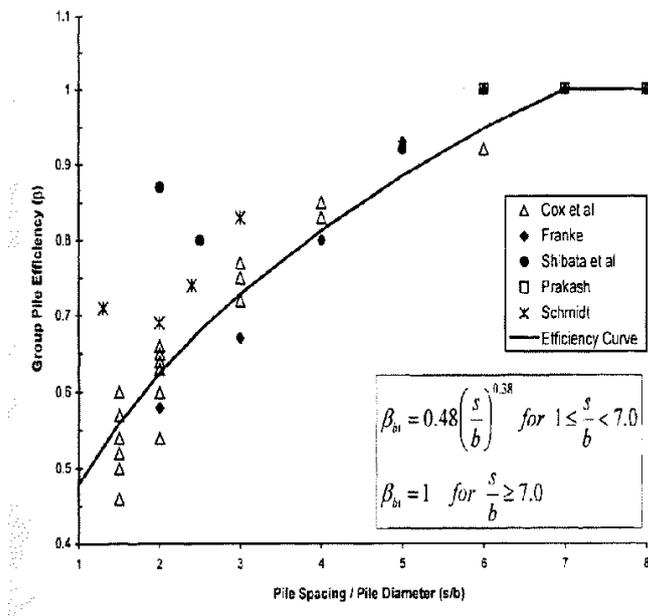


FIGURA 6-14: FATTORI DI RIDUZIONE PER PALI DISPOSTI PARALLELAMENTE ALLA DIREZIONE DI CARICO - (PALI RETROSTANTI)

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

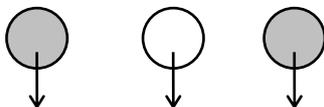


FIGURA 6-15: SCHEMA B – PALI AFFIANCATI

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 6-16.

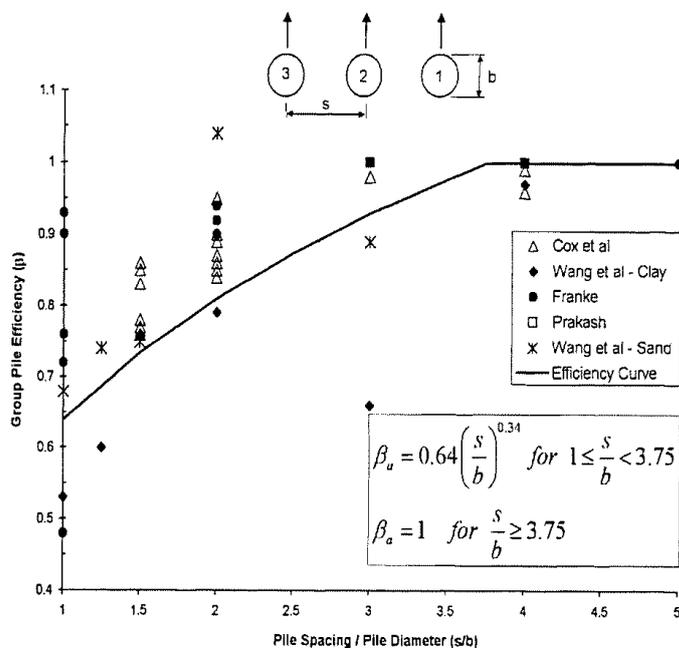


FIGURA 6-16: FATTORI DI RIDUZIONE PER PALI DISPOSTI SU FILE PERPENDICOLARI ALLA DIREZIONE DEL CARICO

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:

- $R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$
- ΔW : peso efficace del diaframma al netto del peso del terreno asportato;
- γ_{G1} : coefficiente parziale per le azioni;
- ξ_3 e ξ_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;
- γ_{G1} : coefficiente parziale per le azioni (unitario nel caso in esame per gli approcci di riferimento);
- ξ_3 e ξ_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.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{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 γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_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	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{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;
- σ_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:

- τ_{lik} = resistenza calcolata specifica laterale dello strato i -esimo, $\tau_{lim} = 100$ kPa (AGI);
- C_{uik} = coesione caratteristica non drenata dello strato i -esimo;
- α = 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	≤ 25	c_u	120
		25 + 50	0.85 c_u	
		50 + 75	0.65 c_u	
		≥ 75	0.50 c_u	
PALI INFISSI	ACCIAIO	≤ 25	c_u	100
		25 + 50	0.80 c_u	
		50 + 75	0.65 c_u	
		> 75	0.50 c_u	
TRIVELLATI	CLS	≤ 25	0.90 c_u	100
	25 + 50	0.80 c_u		
	50 + 75	0.60 c_u		
	≥ 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:

- γ = peso specifico del terreno (F/L³)
- B = spessore del diaframma (L)
- D = profondità della base (L)
- φ = 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 (τ_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;
- $0.25 \leq \beta_i \leq 1.20$;
- $\sigma_{v,oi}^i$ = pressione verticale efficace geostatica alla profondità z_i (FL⁻²)
- τ_i^{lim} = valore massimo possibile dell'aderenza laterale limite (FL⁻²)

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

Pertanto la resistenza laterale calcolata è pari a:

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

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 (ε_z) e gli incrementi di tensione ($\delta\sigma_z$, $\delta\sigma_y$, $\delta\sigma_x$) è ricavato utilizzando la legge di Hooke:

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

dove:

- E = modulo di compressibilità;
- ν = 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:

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

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)
- ν' = 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 $(0.1-0.2) \cdot \sigma_{vo}'$; 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 (Δu); 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⁻²)
- 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)
- ν_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)
- ν' = 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_{α} è costante durante l'evolversi del cedimento secondario;
- il valore di c_{α} 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_{α} è indipendente dal rapporto $\Delta\sigma_z/\sigma_{v0}'$.

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:

- nella DGR n.112 del 02/05/2007 della Regione Emilia Romagna 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*”;
- nella successiva DGR n.2193 del 21/12/2015 della Regione Emilia Romagna con oggetto “Art. 16 della L.R. n.20 del 24/3/2000. Approvazione aggiornamento dell’atto di coordinamento tecnico denominato “Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica”, di cui alla deliberazione dell’assemblea legislativa 2 maggio 2007, n. 112.”;

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)
- ε_{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:

- α = 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 Δu 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 Δu , 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:

- σ'_0 = valore iniziale della pressione media efficace alla profondità considerata (FL⁻²)
- $\gamma_{c,max}$ = la deformazione di taglio massima raggiunta durante il sisma (-)
- γ_v = la deformazione di soglia volumetrica (-)
- β = coefficiente sperimentale ≈ 0.45 (-)

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

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 "E₁" (strato superficiale);
- l'altro semi-infinito con modulo elastico "E₀" (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 F₁ una funzione dei due rapporti E₁/E₀ 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 "E₁" dello strato superficiale (strato di bonifica) ed il modulo E₀ 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_d 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 E₁ = 30.0 ÷ 75.0 MPa.

Per la determinazione del modulo elastico E₀ 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_d 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.

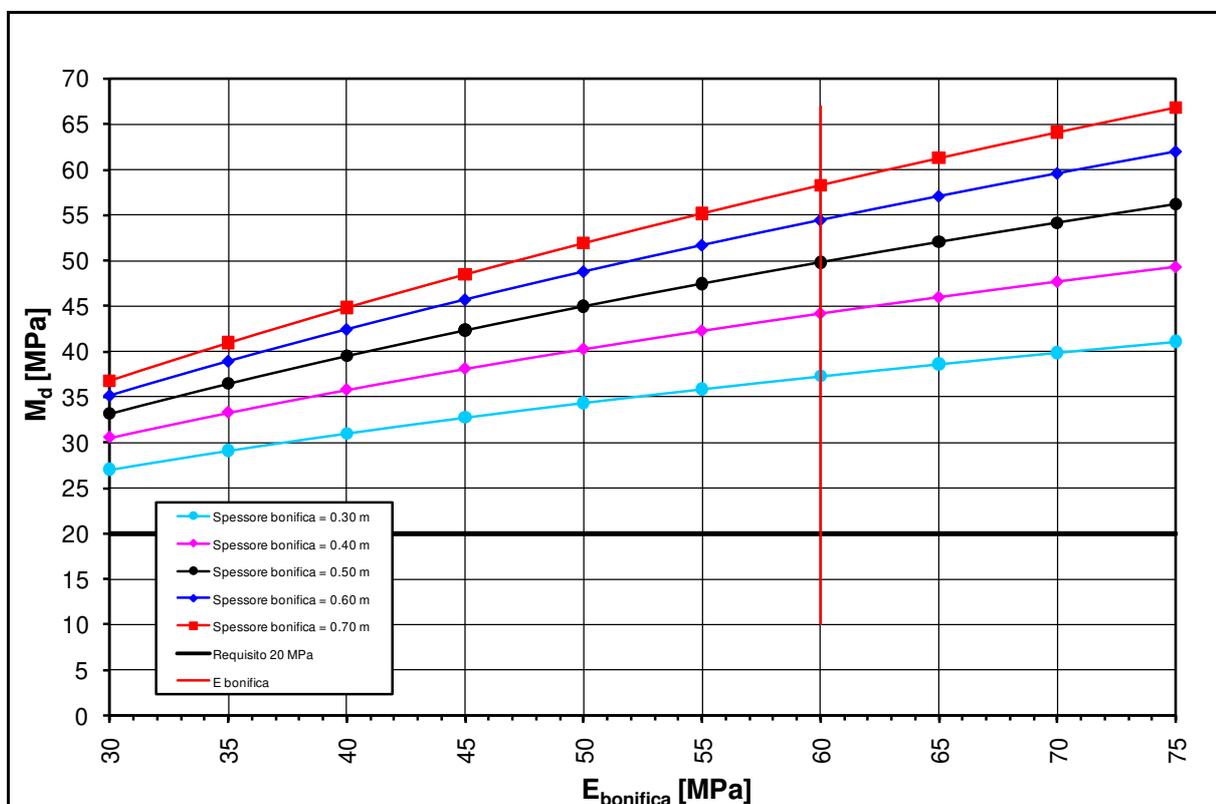


FIGURA 10-1: ESEMPIO GRAFICO MODULO DI BONIFICA – MODULO SU PIASTRA IN FUNZIONE DELLO SPESSORE DELLO STRATO DI BONIFICA

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 H_2O ; 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.

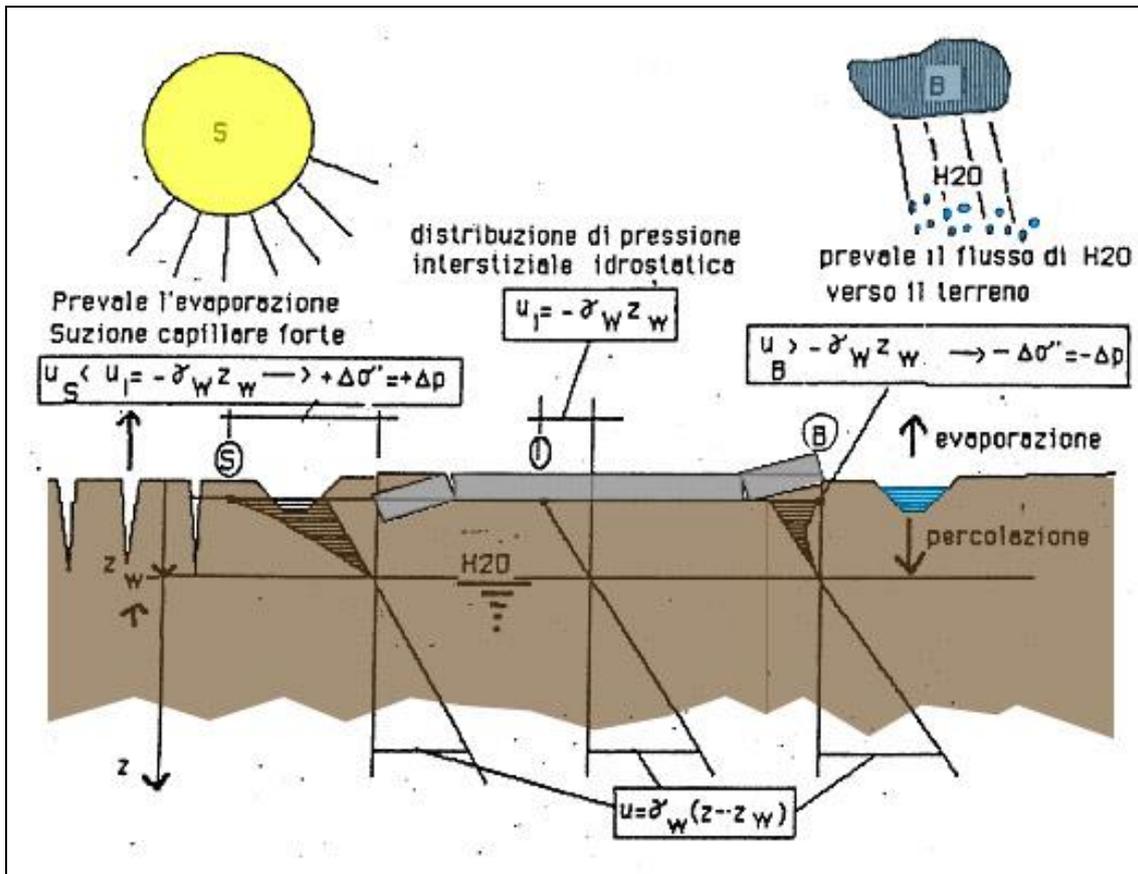


FIGURA 10-2: VARIAZIONI DI UMIDITÀ DOVUTE A VARIAZIONI DEL BILANCIO EVAPORATIVO IN PRESENZA DI PAVIMENTAZIONI STRADALI (STRADA A PIANO CAMPAGNA)

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.

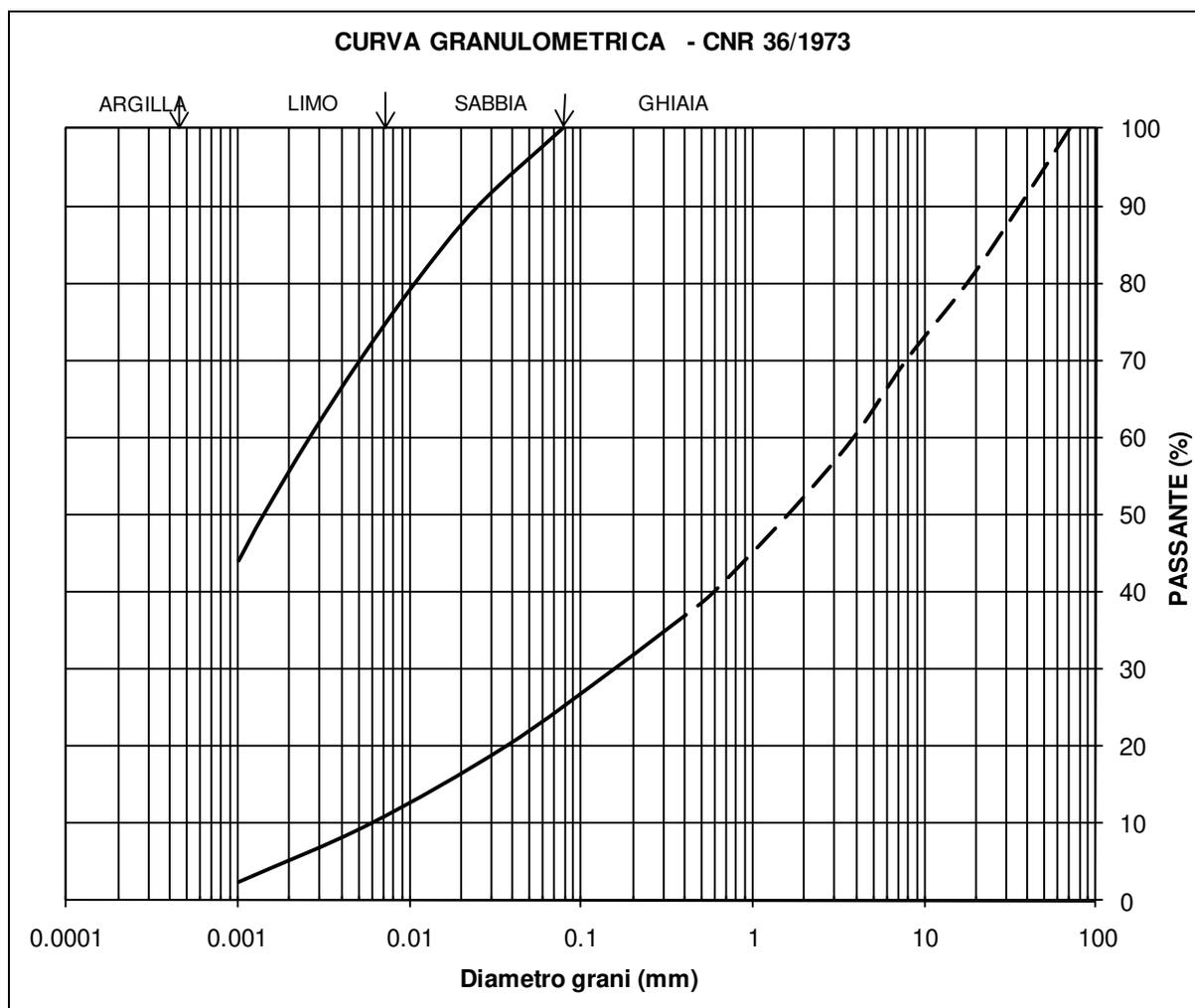


FIGURA 10-3: GRAFICO CNR 36 / 1973 – FUSO GRANULOMETRICO PER TERRENO IDONEO ALLA STABILIZZAZIONE A CALCE

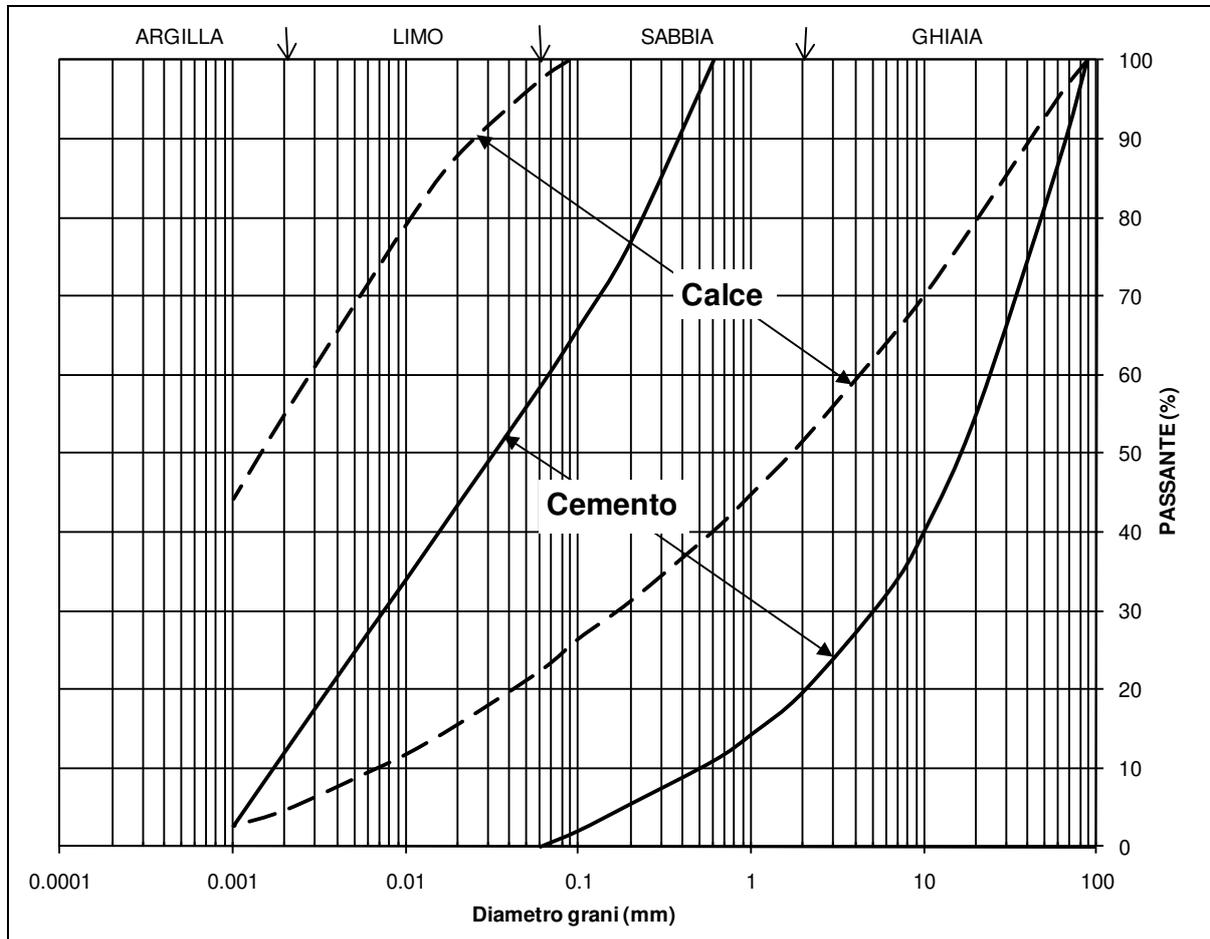


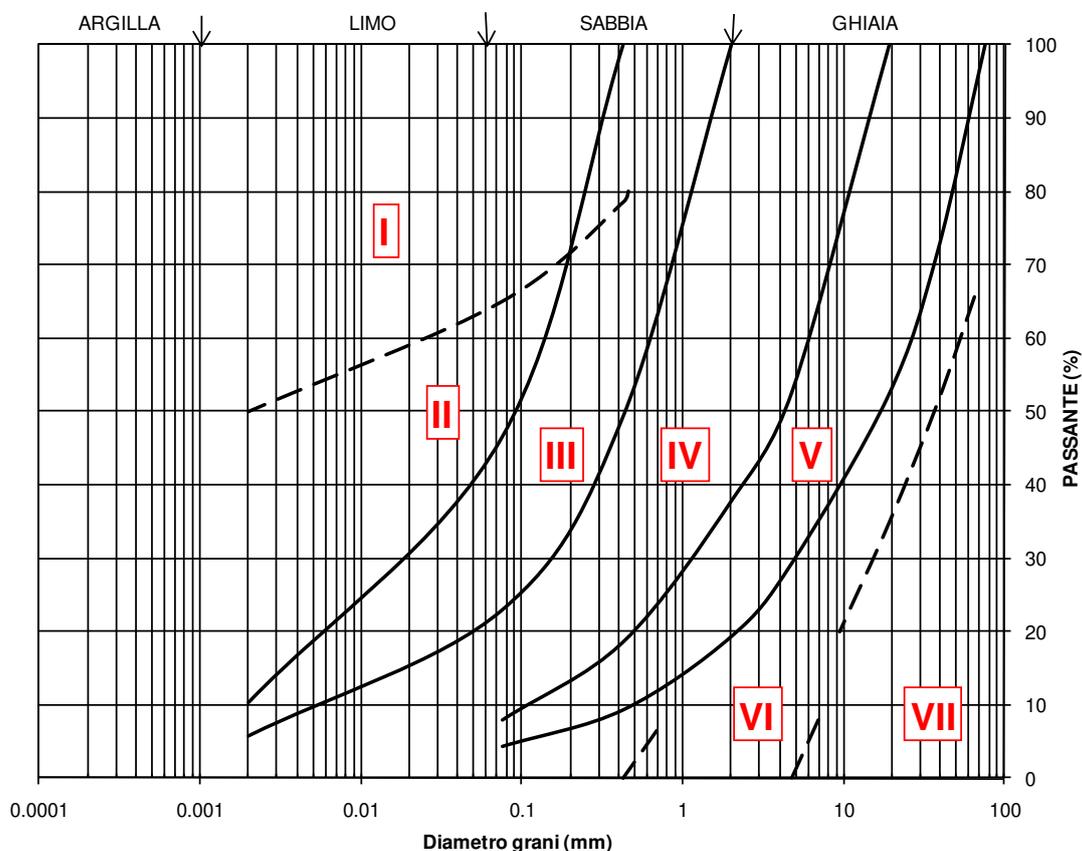
FIGURA 10-4: GRAFICO FERRARI GIANNINI

I Terreni fortemente argillosi di alta plasticità; trattamento o solo con calce viva o idrata oppure con calce al fine di rendere il terreno adatto alla stabilizzazione con cemento o bitume.

II Contenuto di argilla intermedio; trattamento con cemento se il passante al setaccio da 0.425mm (setaccio n.40) ha $LL < 40$ e $IP < 15$, oppure con leganti bituminosi se $IP < 10$; nei casi limite prossimi al campo I, impiego anche di calce idrata.

III Terreno sabbioso ben assortito, stabilizzato facilmente con cemento o bitume.

CURVA GRANULOMETRICA - A-6



IV Terreno ben assortito nel range sabbia-argilla (malta-argilla), di facile modellazione e compattazione all'umidità ottima, per formare superfici per traffico leggero se $IP=4-12$ e strati di base se $IP=0-6$. Malte migliori si possono ottenere mediante la parziale o completa sostituzione della frazione legante della terra con agenti cementanti inorganici o organici.

V Ghiaia stabilizzata o materiale adatto per calcestruzzo, per formare superfici per traffico pesante se $IP=4-9$ e strati di base se $IP=0-6$. Calcestruzzi migliori si possono ottenere mediante la parziale o completa sostituzione della frazione legante della terra con agenti cementanti inorganici o organici.

VI Se le dimensioni minime sono comprese fra 0.425mm (setaccio n.40) e 4.76mm (setaccio n.4), il materiale presenta struttura aperta ed è soggetto a rifluimento sotto traffico.

VII Miscela di difficile modellazione e compattazione.

FIGURA 10-5: GRAFICO_HANS WINTERKORN

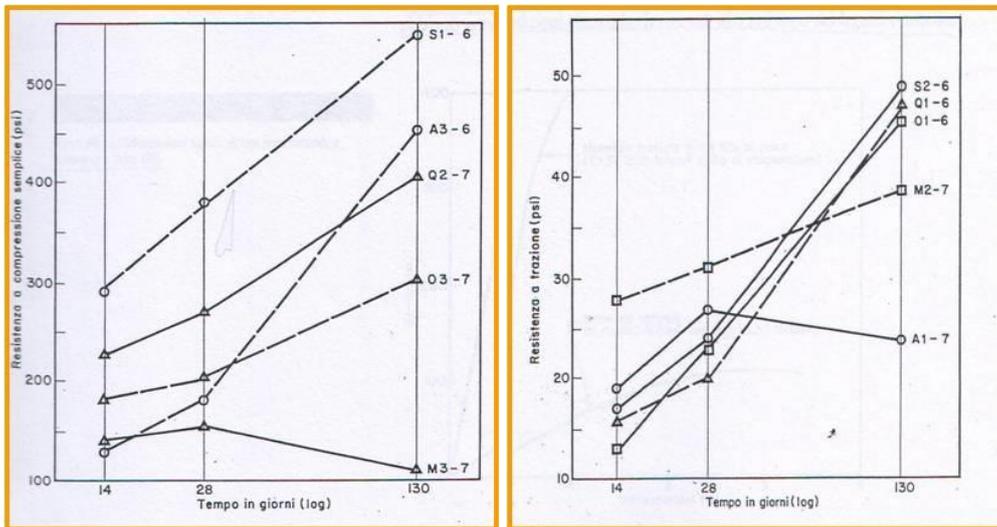


FIGURA 10-6: AUMENTO DELLA RESISTENZA A COMPRESIONE E A TRAZIONE A SEGUITO DELLA MISCELAZIONE CON CALCE.

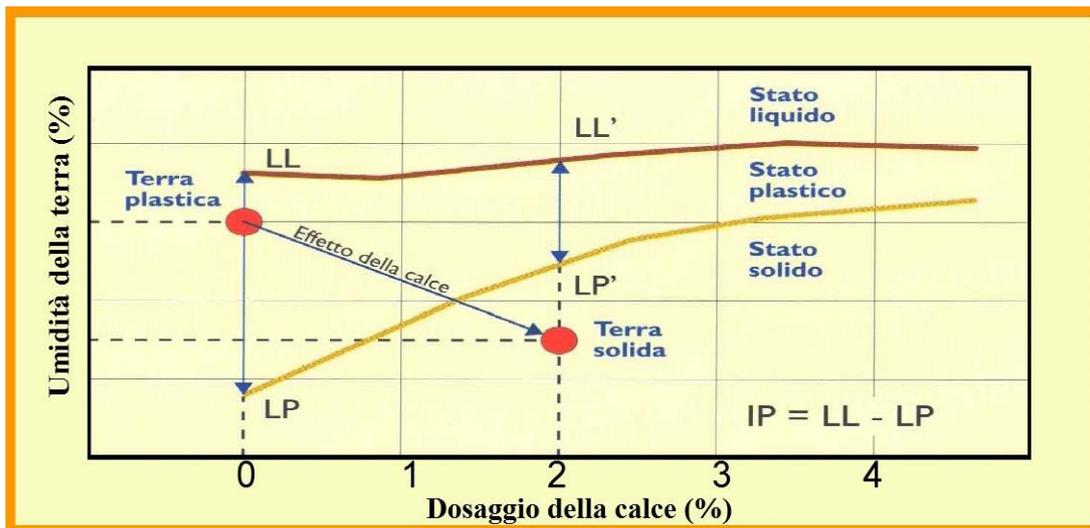


FIGURA 10-7: RIDUZIONE DELLA PLASTICITÀ DELL'ARGILLA A SEGUITO DELLA MISCELAZIONE CON CALCE.

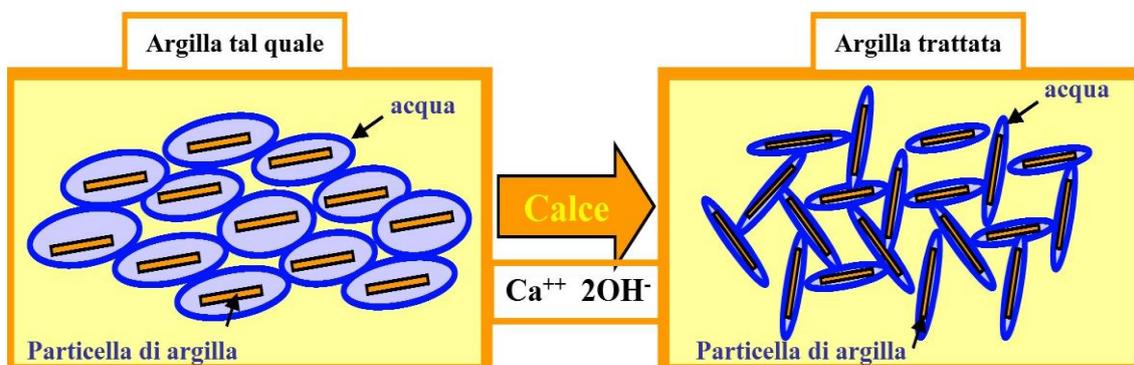


FIGURA 10-8: RIDUZIONE DELL'ACQUA ADSORBITA DALLE ARGILLE A SEGUITO DELLA MISCELAZIONE CON CALCE

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.

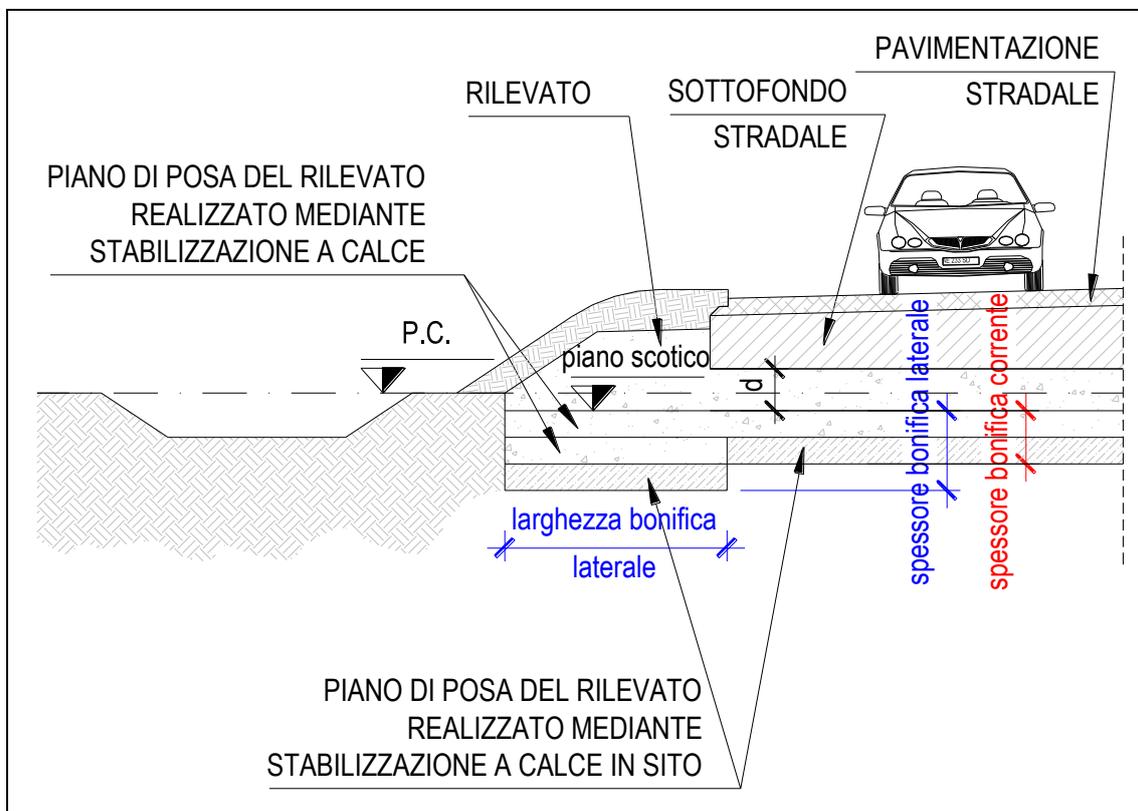


FIGURA 10-9: SCHEMA GENERALE BONIFICHE

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.

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

con:

- N_γ, N_c, N_q : fattori di capacità portante;
- s_γ, s_c, s_q : fattori di forma della fondazione;
- i_γ, i_c, i_q : fattori correttivi che considerano l'inclinazione del carico;
- b_γ, b_c, b_q : fattori correttivi che considerano l'inclinazione della base della fondazione;
- g_γ, 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 e 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 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 affrontata 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.

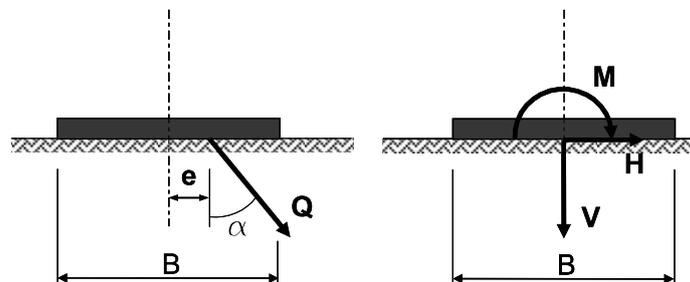


FIGURA 11-1: DEFINIZIONE DELLE COMPONENTI DI CARICO

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:

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

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

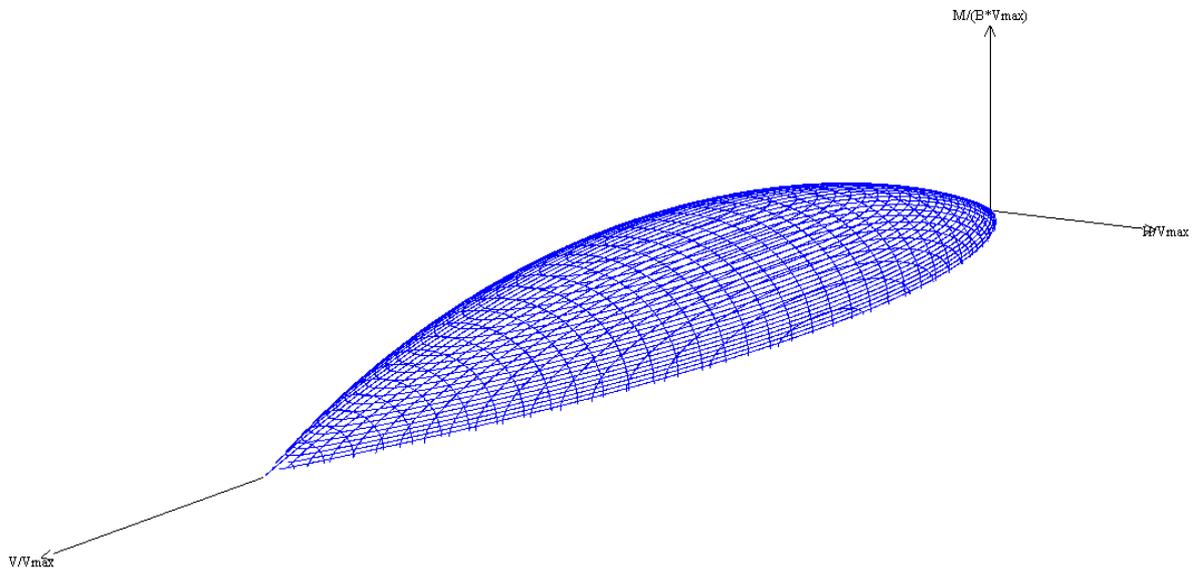


FIGURA 11-2: DOMINIO DI INTERAZIONE ADIMENSIONALE IN CONDIZIONI DRENATE SECONDO BRINCH-HANSEN, 1970 E MEYEROF, 1953

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 Vmax, Hmax, Mmax, (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.

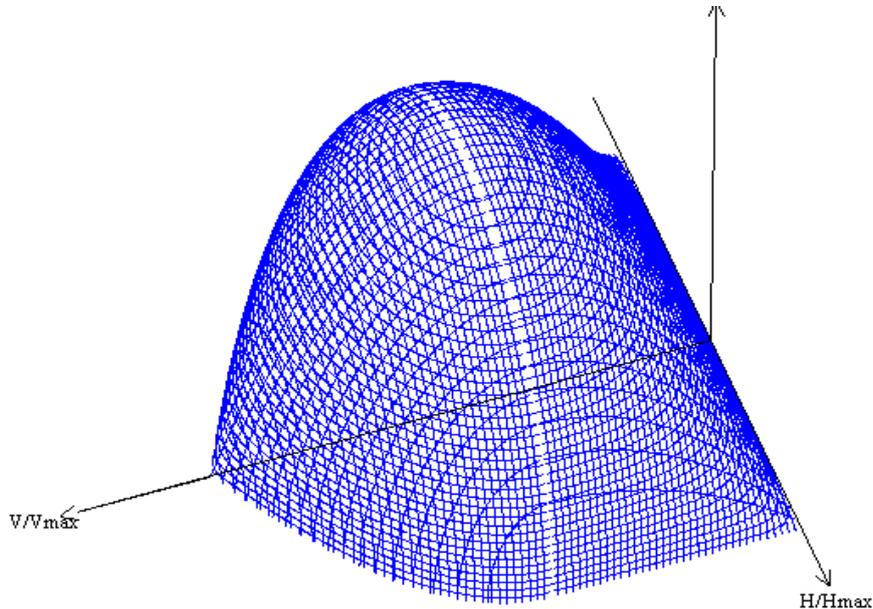


FIGURA 11-3: DOMINIO DI INTERAZIONE ADIMENSIONALE IN CONDIZIONI NON DRENATE SECONDO GOURVENEK, 2007

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 γ_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 γ_A , γ_M e γ_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:

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

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

- 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 γ_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 γ_R relativi alle verifiche di capacità portante
 ($V_{ED}; H_{ED} \cdot \gamma_R; M_{ED}$) adottando i coefficienti γ_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.

13. ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE

Come indicato al capitolo 4, ove si riscontri un potenziale di liquefazione $IL > 5$, utilizzando la PGA da approccio semplificato delle NTC 2008, si procede all'esecuzione dell'analisi di risposta sismica locale al fine di determinare l'accelerazione in superficie (PGA) e lo spettro di progetto.

L'analisi viene svolta seguendo i passaggi qui descritti:

- individuazione di un set di 7 accelerogrammi spettro-compatibili;
- caratterizzazione sismica dei terreni in accordo ai risultati delle indagini disponibili a corredo della progettazione;
- risposta sismica locale condotta in condizioni 1D in termini di tensioni totali.

13.1. INDIVIDUAZIONE DEL SET DI ACCELEROGRAMMI SPETTRO-COMPATIBILI

La ricerca del set di accelerogrammi spettro compatibili è stata effettuata mediante il software Rexel, prestando particolare attenzione:

- alla minimizzazione dei Fattori di scala applicati ai singoli segnali;
- al rispetto dei più comuni parametri di pericolosità sismica di base (Spettro su suolo rigido affiorante [-10% +30% tra 0.1sec e 2sec], Magnitudo e Distanza epicentrale).

In particolare sono stati studiati gli spettri di pericolosità sismica di base lungo tutto il tracciato, suddividendoli in due macro-gruppi mediamente simili. Sono stati estratti gli spettri di pericolosità sismica di base, ovvero con categoria di sottosuolo A, per $V_N=100$, Classe d'uso IV allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita per il 14 comuni attraversati. In Figura 13-1 e Figura 13-2 si riportano i due gruppi di spettri individuati.

Come si può notare, vi è una uniformità spiccata tra le due "famiglie" di spettri riportate in figura.

Per questo motivo si individuerà un set di accelerogrammi unico (7 registrazioni accelerometriche) scalato secondo due fattori di scala differenti per avere l'adesione necessaria agli spettri target.

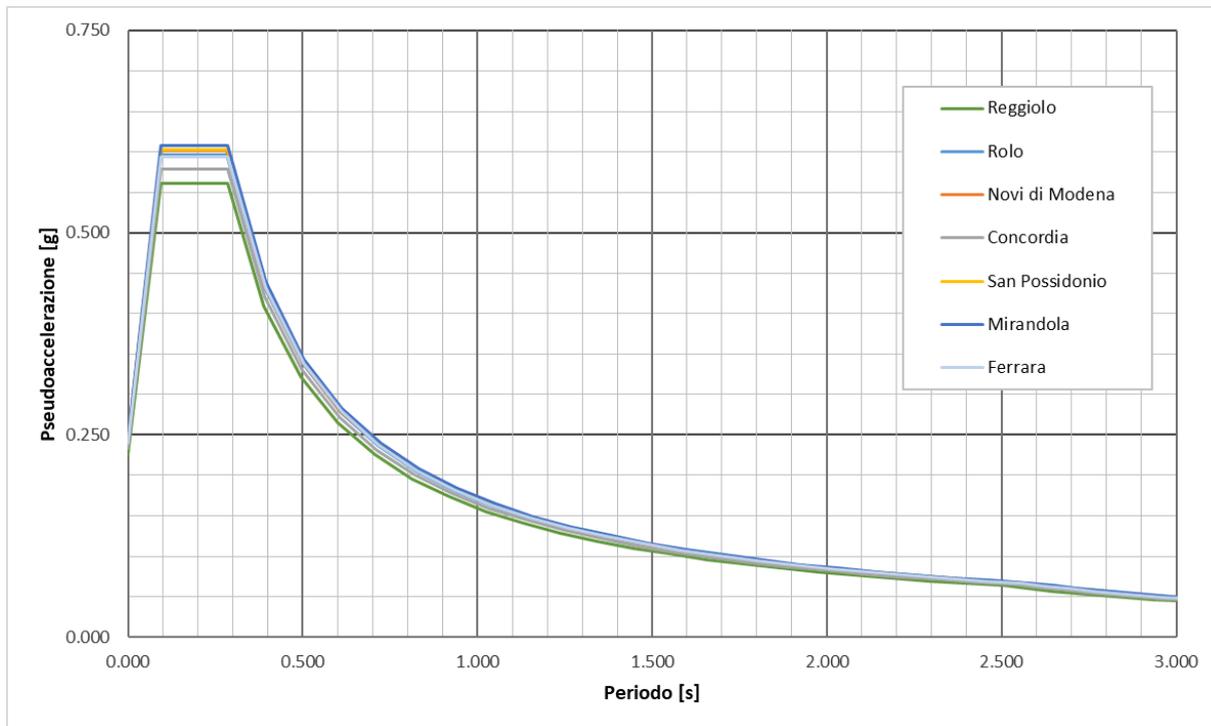


FIGURA 13-1: SPETTRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE PER LA PRIMA PARTE DI TRACCIATO (OVEST) E FERRARA

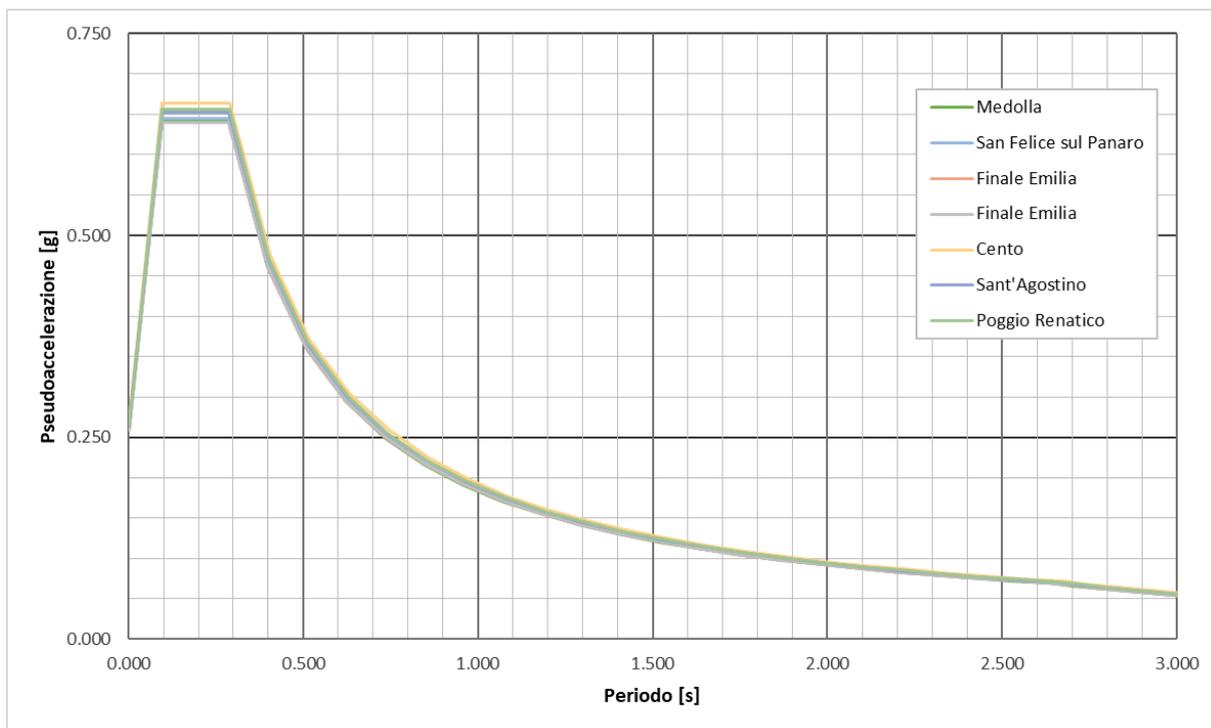


FIGURA 13-2: SPETTRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE PER LA SECONDA PARTE DI TRACCIATO (EST)

Di seguito si riportano quindi:

- la tabella riassuntiva dei segnali selezionati con i relativi fattori di scala per la prima parte di tracciato (ovest) e Ferrara (Tabella 13-1);
- la fascia di tolleranza dello spettro target per la ricerca, gli spettri dei singoli segnali ed il relativo spettro medio per la prima parte di tracciato (ovest) e Ferrara (Figura 13-3);
- la tabella riassuntiva dei segnali selezionati con i relativi fattori di scala per la seconda parte di tracciato (est) (Tabella 13-2);
- la fascia di tolleranza dello spettro target per la ricerca, gli spettri dei singoli segnali ed il relativo spettro medio per la seconda parte di tracciato (est) (Figura 13-4).

TABELLA 13-1: SEGNALI ACCELEROMETRICI SCELTI PER LA PRIMA PARTE DI TRACCIATO (OVEST) E FERRARA.

Waveform ID	Earthquake ID	Station ID	Earthquake Name	Date	Mw	Fault Mechanism	Epicentral Distance [km]	EC8 Site class	Scale Factor
7142	2309	ST539	Bingol	01/05/2003	6.3	strike slip	14	A	0.82
960	424	ST296	Sicilia-Orientale	13/12/1990	5.6	strike slip	50	A	3.39
6270	1635	ST2556	South Iceland	17/06/2000	6.5	strike slip	35	A	3.68
5819	1885	ST1321	Kalamata	13/10/1997	6.4	thrust	48	A	2.10
4675	1635	ST2487	South Iceland	17/06/2000	6.5	strike slip	13	A	1.86
242	115	ST225	Valnerina	19/09/1979	5.8	normal	5	A	1.59
4678	1635	ST2557	South Iceland	17/06/2000	6.5	strike slip	32	A	3.40

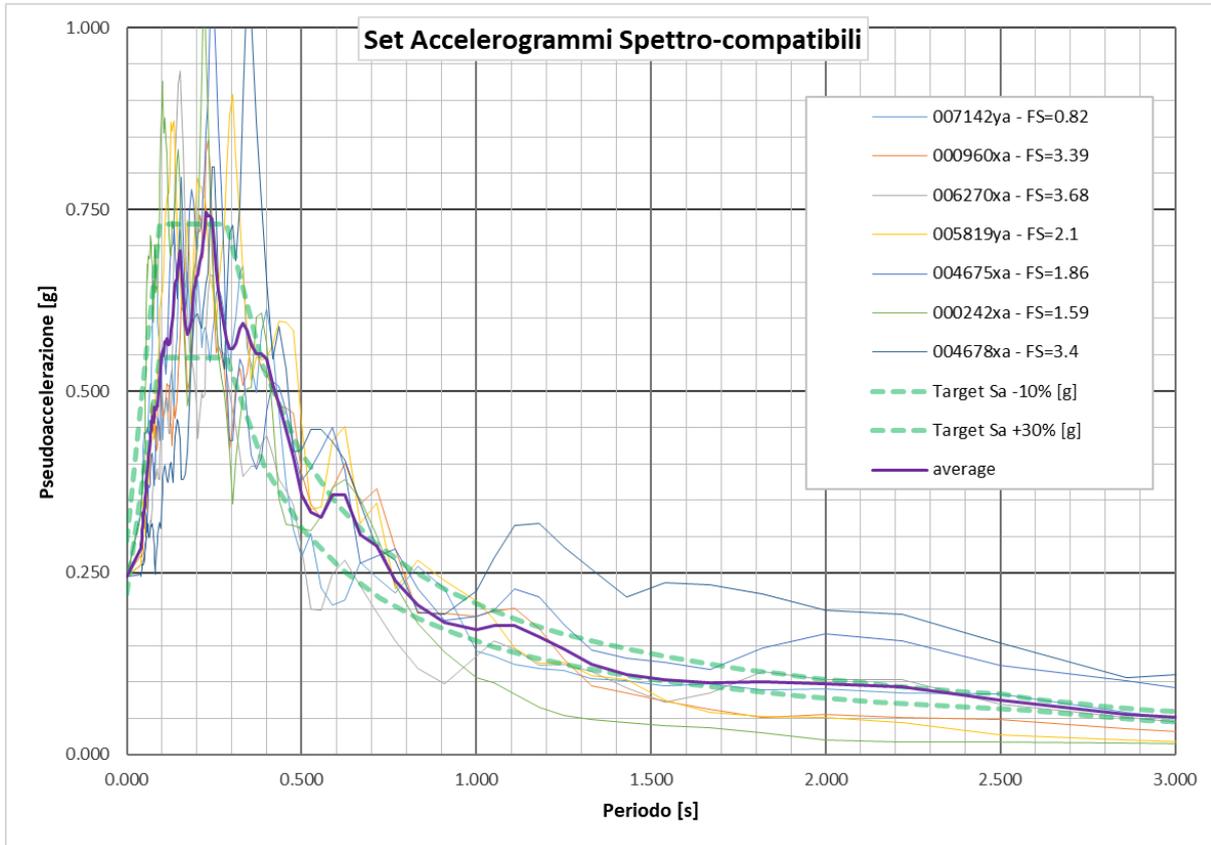


FIGURA 13-3: FASCIA DI TOLLERANZA DELLO SPETTRO TARGET PER LA RICERCA, SPETTRI DEI SINGOLI SEGNALI E RELATIVO SPETTRO MEDIO PER LA PRIMA PARTE DI TRACCIATO (OVEST) E FERRARA

TABELLA 13-2: SEGNALI ACELEROMETRICI SCELTI PER LA SECONDA PARTE DI TRACCIATO (EST).

Waveform ID	Earthquake ID	Station ID	Earthquake Name	Date	Mw	Fault Mechanism	Epicentral Distance [km]	EC8 Site class	Scale Factor
7142	2309	ST539	Bingol	01/05/2003	6.3	strike slip	14	A	0.89
960	424	ST296	Sicilia-Orientale	13/12/1990	5.6	strike slip	50	A	3.65
6270	1635	ST2556	South Iceland	17/06/2000	6.5	strike slip	35	A	3.96
5819	1885	ST1321	Kalamata	13/10/1997	6.4	thrust	48	A	2.26
4675	1635	ST2487	South Iceland	17/06/2000	6.5	strike slip	13	A	2.00
242	115	ST225	Valnerina	19/09/1979	5.8	normal	5	A	1.71
4678	1635	ST2557	South Iceland	17/06/2000	6.5	strike slip	32	A	3.66

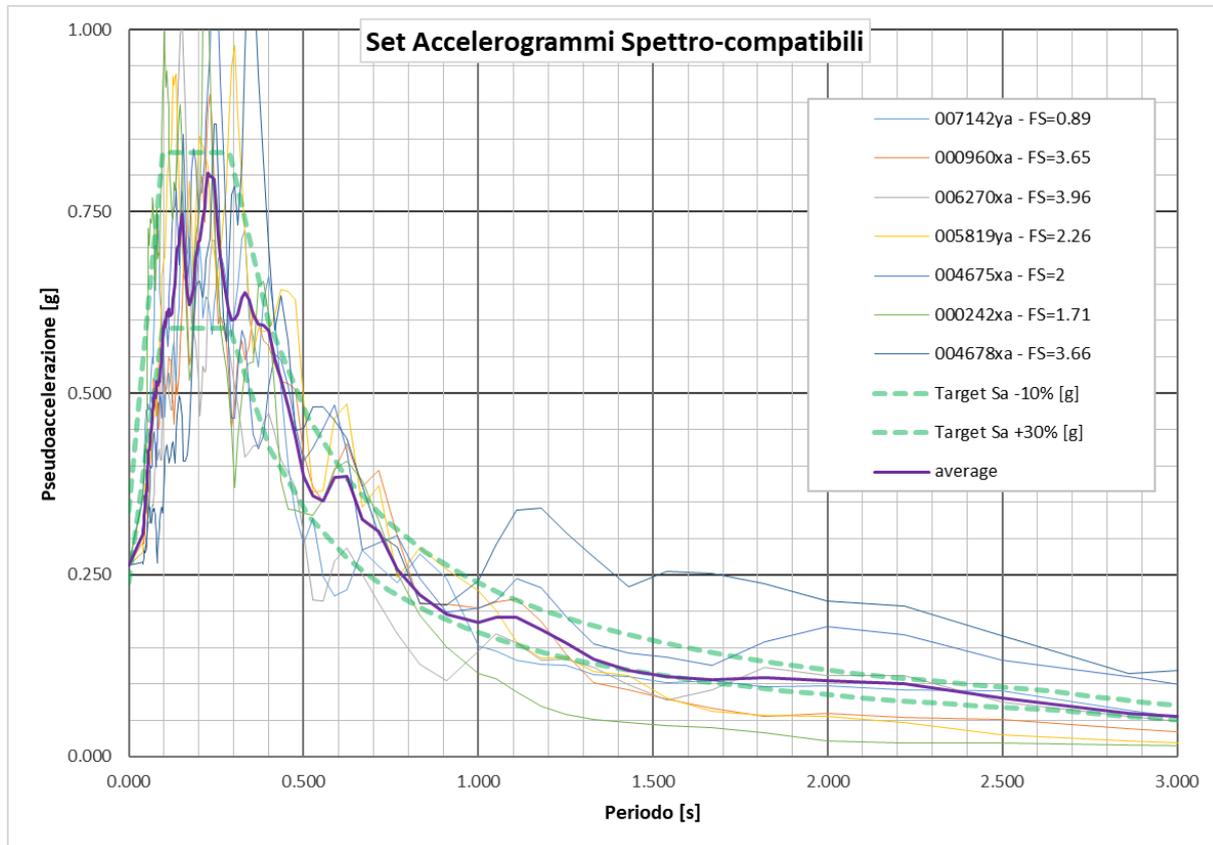


FIGURA 13-4: FASCIA DI TOLLERANZA DELLO SPETTRO TARGET PER LA RICERCA, SPETTRI DEI SINGOLI SEGNALE E RELATIVO SPETTRO MEDIO PER LA SECONDA PARTE DI TRACCIATO (EST)

13.2. LOCALIZZAZIONE DEL BEDROCK SISMICO

Il posizionamento del Bedrock sismico nell'area di interesse è stato studiato in numerose pubblicazioni e la quota dello stesso varia approssimativamente tra 80 m e 120 m di profondità.

In particolare il documento "Microzonazione Sismica e Analisi per la condizione limite per l'emergenza delle aree epicentrali dei terremoti della pianura Emiliana di Maggio-Giugno 2012 (Ordinanza del Commissario Delegato – Presidente della Regione Emilia-Romagna n. 70/2012) – Relazione illustrativa" a cura di L. Martelli e M. Romani riporta una mappatura della profondità del bedrock sismico finalizzata all'esecuzione della microzonazione sismica (Figura 13-5).

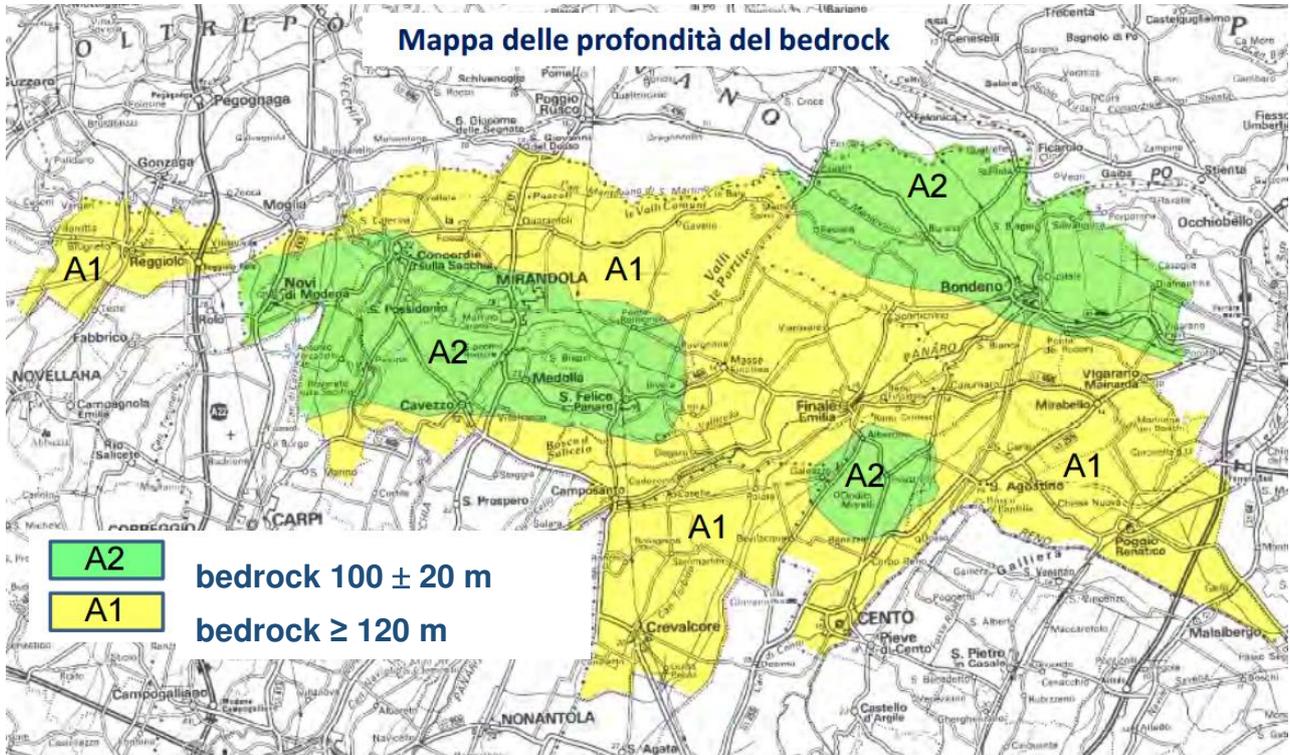


FIGURA 13-5: MAPPA DELLA PROFONDITÀ DEL TETTO DEL BEDROCK SISMICO; A1: TETTO DEL BEDROCK SISMICO A PROFONDITÀ MAGGIORI DI 120 M, A2: TETTO DEL BEDROCK SISMICO A PROFONDITÀ INDICATIVAMENTE DI 100 ± 20 M

Indicazioni di maggior dettaglio si hanno nella pubblicazione “*A large scale ambient vibration survey in the area damaged by May-June 2012 seismic sequence in Emilia Romagna, Italy*” di E. Paolucci, D. Albarello, S. D’Amico, E. Lunedei, L. Martelli, M. Mucciarelli e D. Pileggi (2015) dove, sulla base di numerose indagini (Microtremore e misure dirette delle onde di taglio), viene tarata una Power Law che definisce il trend medio delle velocità delle onde di taglio al fine di definire la profondità del bedrock sismico a partire dalla misura della frequenza propria del sito individuata mediante risultati di prove H/V.

Le misure effettuate e le relative interpolazioni sono riportate nella figura seguente.

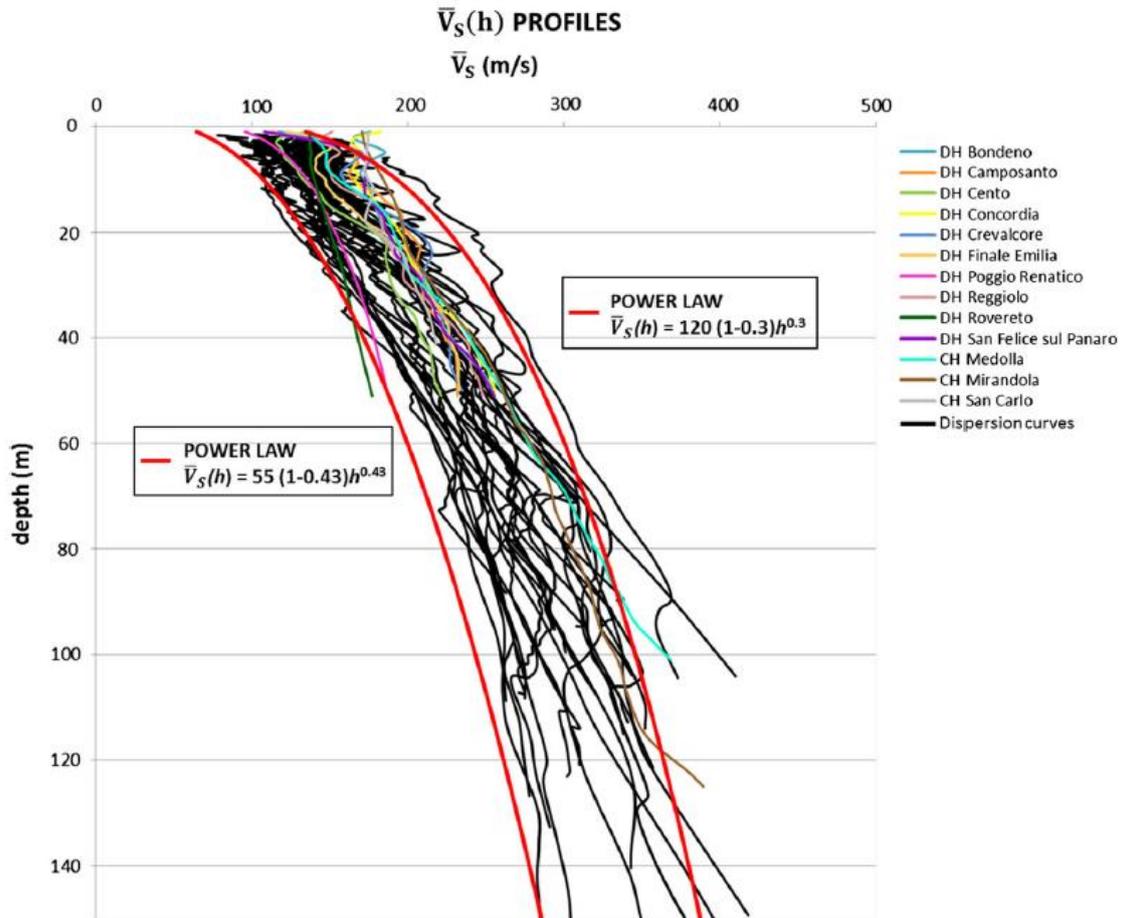


Fig. 11 Average V_S profiles of the whole study area. *Colored curves* are related to $\bar{V}_S(h)$ profiles obtained by borehole seismic tests and *black lines* are $\bar{V}_S(h)$ profiles obtained by dispersion curves; *red lines* are minimum ($V_0 = 55$, $x = 0.43$) and maximum ($V_0 = 120$, $x = 0.3$) power law taken in account to assess the model variability

FIGURA 13-6: FUSO DELLA VELOCITÀ DELLE ONDE DI TAGLIO IN FUNZIONE DELLA PROFONDITÀ

Sulla base dei parametri così stimati (Power Law e frequenza propria del sito) è quindi possibile definire la profondità del bedrock mediante la seguente relazione:

$$\bar{V}_S(h) \approx V_0(1-x)h^x \quad (2)$$

In this approximation, the depth H of the resonant interface responsible for the resonant frequency f_0 at any site can be estimated by an f - H conversion rule in the form

$$H \cong \left[\frac{V_0(1-x)}{4f_0} + 1 \right]^{\frac{1}{1-x}} - 1 \quad (3)$$

(Ibs Von Seht and Wohleberg 1999). Dispersion curves deduced from array measurements and borehole data have been jointly considered to evaluate actual feasibility of the simplified model in Eq. 2 to represent average V_S values and to estimate the values of V_0 and x best fitting observations.

Dal momento che in ambito di Progettazione Definitiva sono state effettuate numerose misure dirette della velocità delle onde di taglio, i dati da prove SCPT (prove con cono sismico) ed i dati da CH (misure di V_S Cross Hole) sono stati confrontati con i trend riportati nella pubblicazione sopracitata (Figura 13-6).

In aggiunta a questi sono state considerate le misure derivanti dai sondaggi profondi di Mirandola e Casaglia, reperibili in letteratura tecnica nella pubblicazione: “*Studio sismologico per la caratterizzazione della risposta sismica di sito ai fini della microzonazione sismica di alcuni comuni della Regione Emilia Romagna*” – G. Laurenzano, E. Priolo, C. Barnaba, M. R. Gallipoli, P. Klin, M. Mucciarelli e M. Romanelli.

Notando alcune lievi differenze è stata tarata una Power Law sulla base delle misure dirette di velocità delle onde di taglio disponibili a corredo del progetto; l’interpolazione porta alla stima dei parametri (“ V_0 ” e “ x ”) indicata nel grafico di seguito (Figura 13-7).

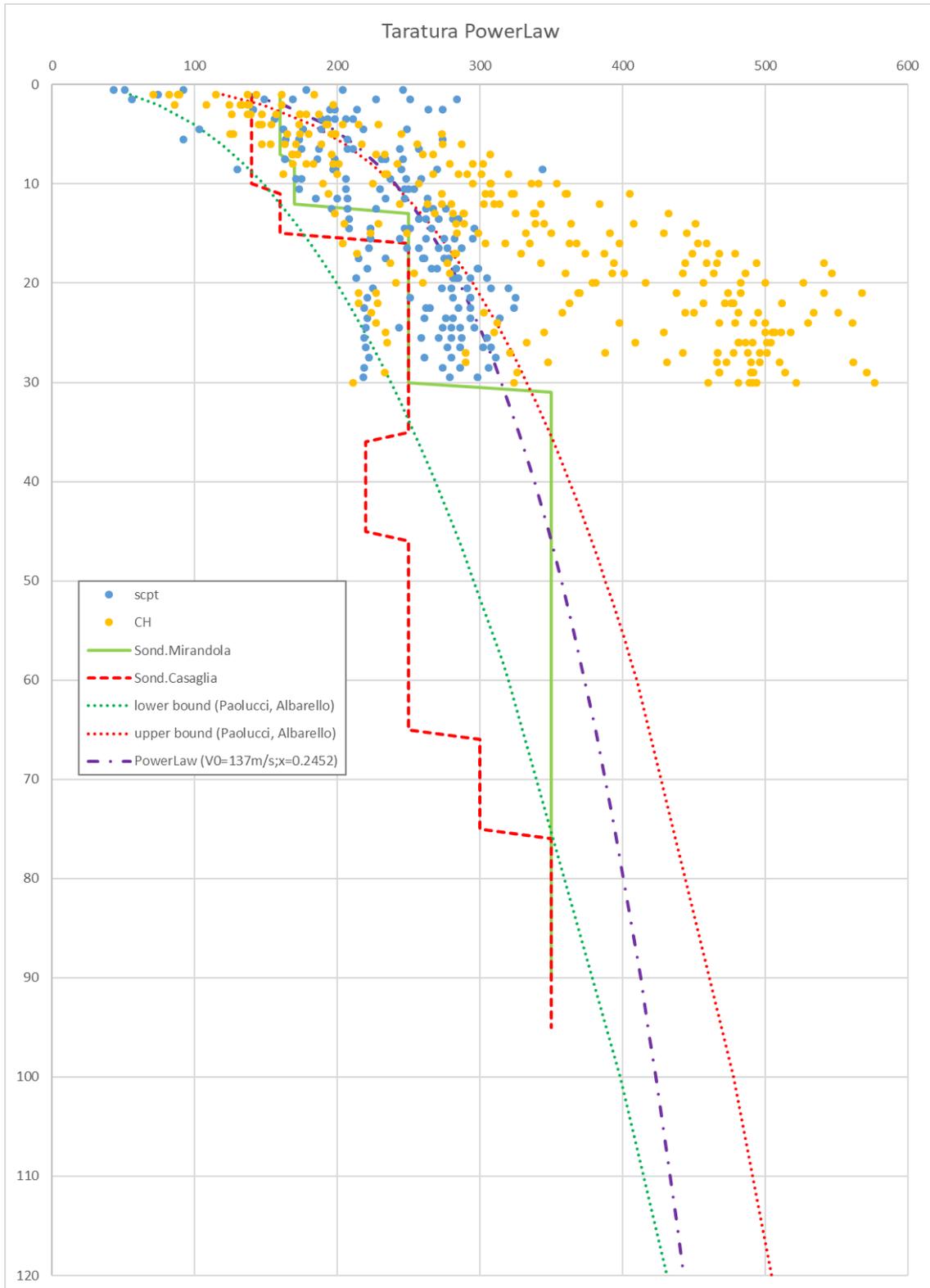


FIGURA 13-7: DEFINIZIONE DELLA POWER LAW DI RIFERIMENTO

A titolo di esempio quindi si riporta una terna di misure H/V (Figura 13-8). Per tali misurazioni H/V (HV06), come indicato nella figura seguente; si identifica una *frequenza propria di circa 0.63Hz*.

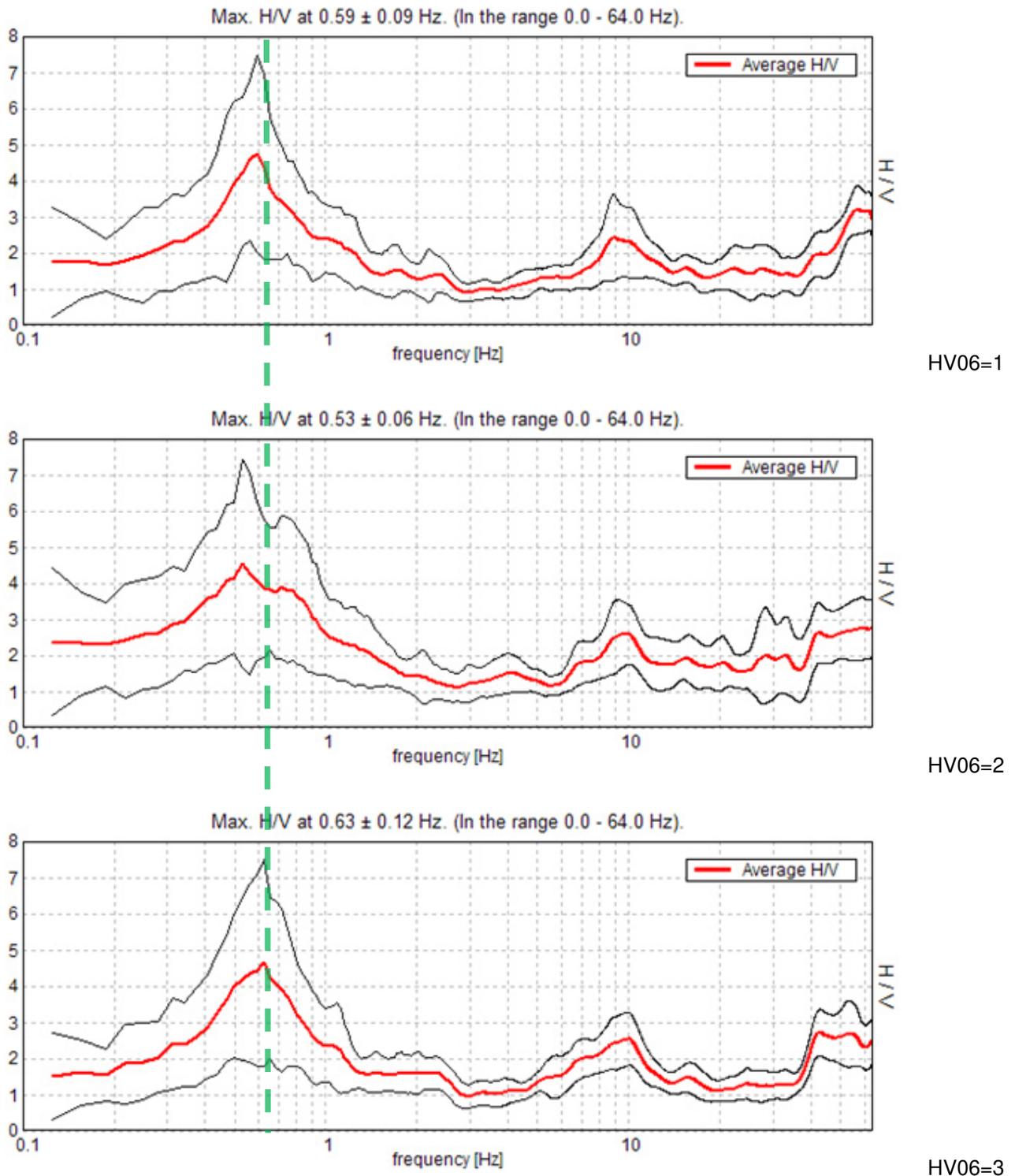


FIGURA 13-8: RISULTATI DETERMINAZIONI H/V – HV06

Sulla base:

- della Power Law definita in accordo ai risultati delle misure dirette di V_s mediante prove SCPT e CH (Figura 13-7);
- delle misure di microtremore HV06 disponibili in prossimità della CPTU47 (Figura 13-8);
- della correlazione fra frequenza propria del sito e parametri della Power Law;

si può quindi stimare la *profondità del BedRock in 140 m*.

Il Bedrock, ai fini della risposta sismica locale è stato caratterizzato da:

- $V_s = 600\text{m/s}$;
- smorzamento = 1%.

13.3. CARATTERIZZAZIONE DINAMICA DEI TERRENI

Per la caratterizzazione dei terreni in termini di degrado dei parametri di rigidità e smorzamento si è scelto di utilizzare formulazioni da letteratura tecnica opportunamente confrontate con i dati sperimentali derivanti dalla campagna d'indagine condotta a corredo del Progetto Definitivo.

Le prove meccaniche per caratterizzazione dinamica dei terreni condotte in ambito di progettazione definitiva sono state le seguenti:

- prova triassiale ciclica per la determinazione dei parametri ciclici (TXC-Property);
- prova di taglio torsionale ciclico (TTC);
- prova di colonna risonante (RC).

Nel seguito si riportano le curve di decadimento del modulo di taglio e dello smorzamento in funzione della deformazione a taglio, con riferimento alle unità geotecniche di interesse, ovvero sinteticamente:

- **Unità 1:** Argille, argille limose e debolmente limose o sabbiose, limi, limi argillosi e debolmente argillosi o sabbiosi. Resistenza alla punta media 1÷3 MPa.
- **Unità 2:** Limi sabbiosi e sabbie limose. Resistenza alla punta media 3÷8 MPa.

- **Unità 3:** Sabbie fini, talora debolmente limose, da poco a mediamente addensate. Resistenza alla punta media 8÷10 MPa, $D_r \leq 50\%$.
- **Unità 4:** Sabbie medie, talora debolmente limose. Resistenza alla punta media 10÷15 MPa, $D_r = 50\% \div 70\%$.
- **Unità 5:** Sabbie medie, talora debolmente limose. Resistenza alla punta media >15 MPa, $D_r \geq 70\%$.
- **Unità 6:** Argille poco consistenti con abbondante presenza di frustoli carboniosi e livelli organici indecomposti. Localmente si rinvengono livelli di torba di spessore decimetrico.

Unità coesive (Unità 1 e 6)

Si utilizzano le curve presentate da Vucetic & Dobry per terreni coesivi con Indice Plastico pari a 30; nella figura seguente il confronto con i dati sperimentali.

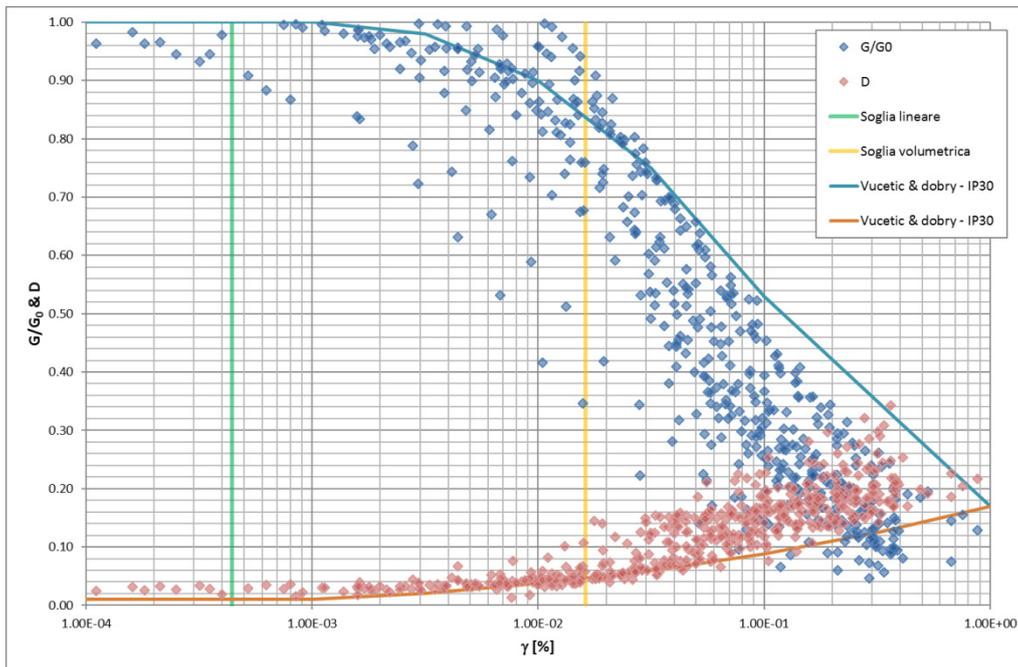


FIGURA 13-9: UNITÀ 1 E 6 – EVOLUZIONE DEL MODULO DI TAGLIO NORMALIZZATO E DELLO SMORZAMENTO IN FUNZIONE DELL'AMPIEZZA DELLA DEFORMAZIONE DI TAGLIO

Unità granulari superficiali (Unità 2, 3 e 4)

Si utilizzano le curve presentate nella pubblicazione Geomatrix (1993) per terreni granulari tra 0 e 50ft (0-15m) per le Unità 2 e 3, e tra 50 e 500ft (15-150m) per l'Unità 4, tipicamente più profonda; tali curve sono implementate nel software Strata adottato per la risposta sismica locale.

Nella figura seguente il confronto con i dati sperimentali.

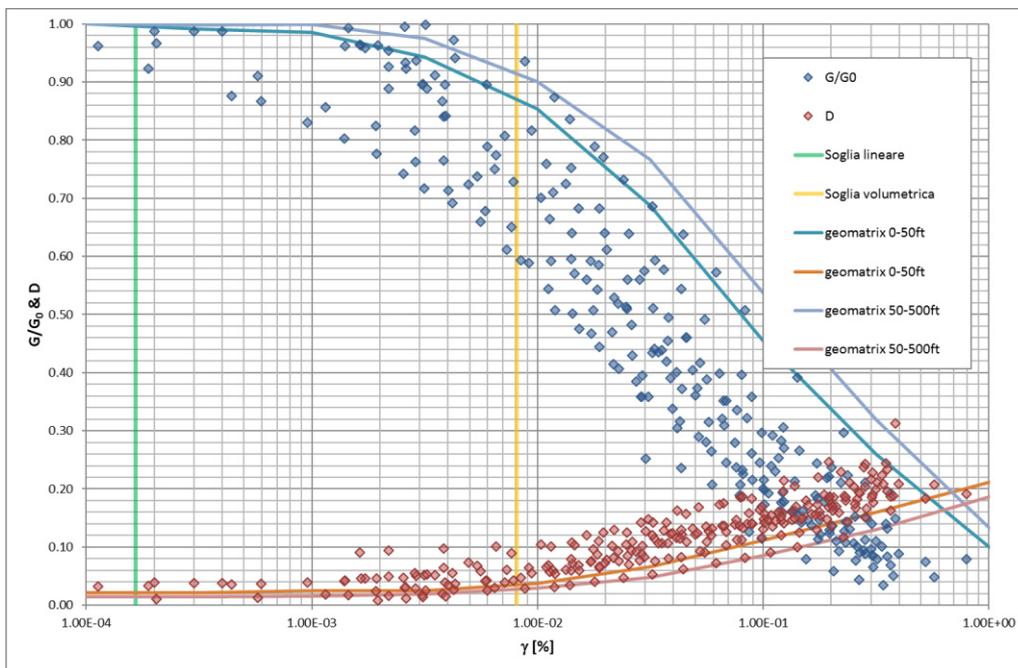


FIGURA 13-10: UNITÀ 2, 3 E 4 – EVOLUZIONE DEL MODULO DI TAGLIO NORMALIZZATO E DELLO SMORZAMENTO IN FUNZIONE DELL'AMPIEZZA DELLA DEFORMAZIONE DI TAGLIO

Unità granulari profonde (Unità 5)

Per l'Unità 5, per la quale non si hanno dati di laboratorio ed è caratterizzata tipicamente dalle densità relative maggiori e dalle resistenze più alte, si è utilizzato il modello costitutivo proposto per i terreni granulari da Idriss 1990 (Sand).

Oltre ai dati delle campagne indagine effettuate a corredo del Progetto Definitivo, per le unità incoerenti sono stati confrontati anche i dati derivanti da studi di microzonazione sismica delle aree interessate, quali ad esempio quelli relativi allo studio di microzonazione sismica del comune di Cavezzo e delle sabbie di San Carlo, ottenendo, anche in questo caso, una buona corrispondenza (Figura 13-11 e Figura 13-12).

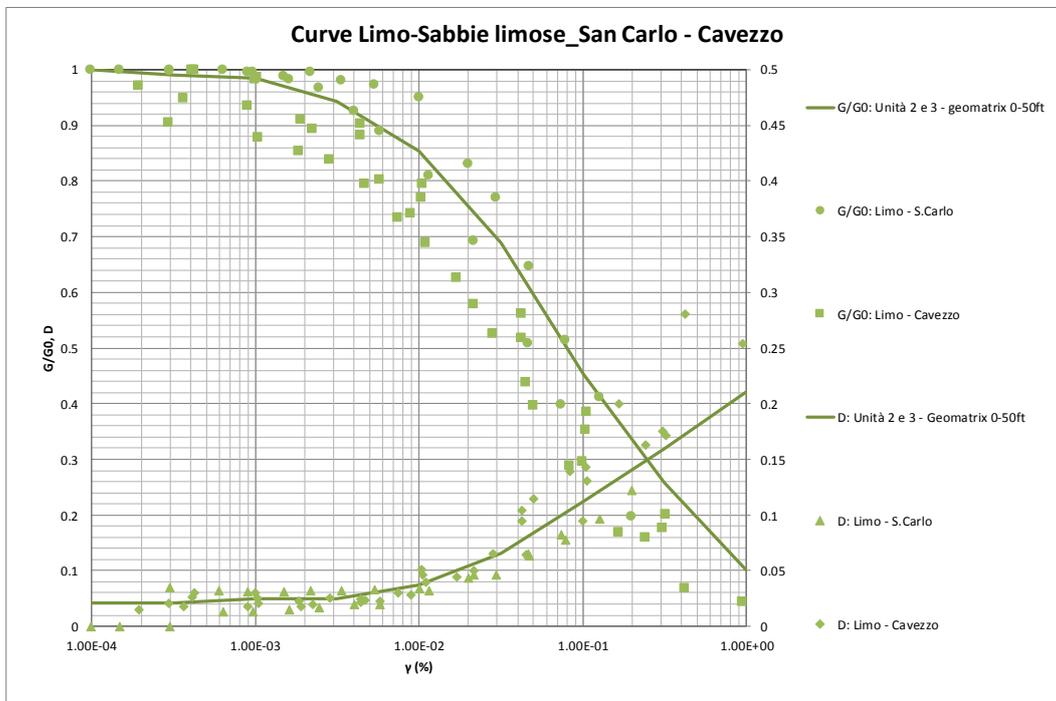


FIGURA 13-11: EVOLUZIONE DEL MODULO DI TAGLIO NORMALIZZATO E DELLO SMORZAMENTO IN FUNZIONE DELL'AMPIEZZA DELLA DEFORMAZIONE DI TAGLIO – SABBIE DI SAN CARLO E DEL COMUNE DI CAVEZZO

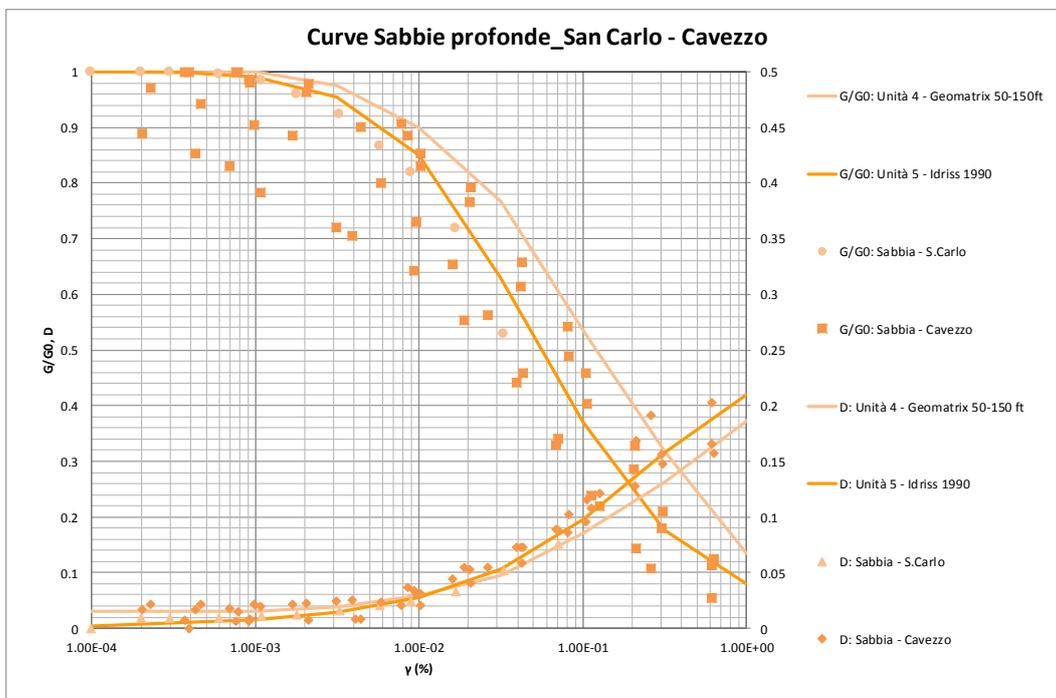


FIGURA 13-12: UNITÀ 5: EVOLUZIONE DEL MODULO DI TAGLIO NORMALIZZATO E DELLO SMORZAMENTO IN FUNZIONE DELL'AMPIEZZA DELLA DEFORMAZIONE DI TAGLIO – SABBIE DI SAN CARLO E DEL COMUNE DI CAVEZZO

13.4. PROFILO DI VS

Il profilo di Vs adottato nella risposta sismica locale viene dedotto generalmente dalla prova CPTU di riferimento attraverso la correlazione di Robertson et al. (1992) che consente di determinare tale grandezza a partire dal valore di q_c o dal profilo di Vs misurato. Ulteriore dettaglio viene fornito nella relazione specialistica di ogni area in cui viene svolta la Risposta Sismica Locale.

Un esempio di dato di partenza e schematizzazione a modello sono presentati nella figura seguente, unitamente alle Power Law di Figura 13-7.

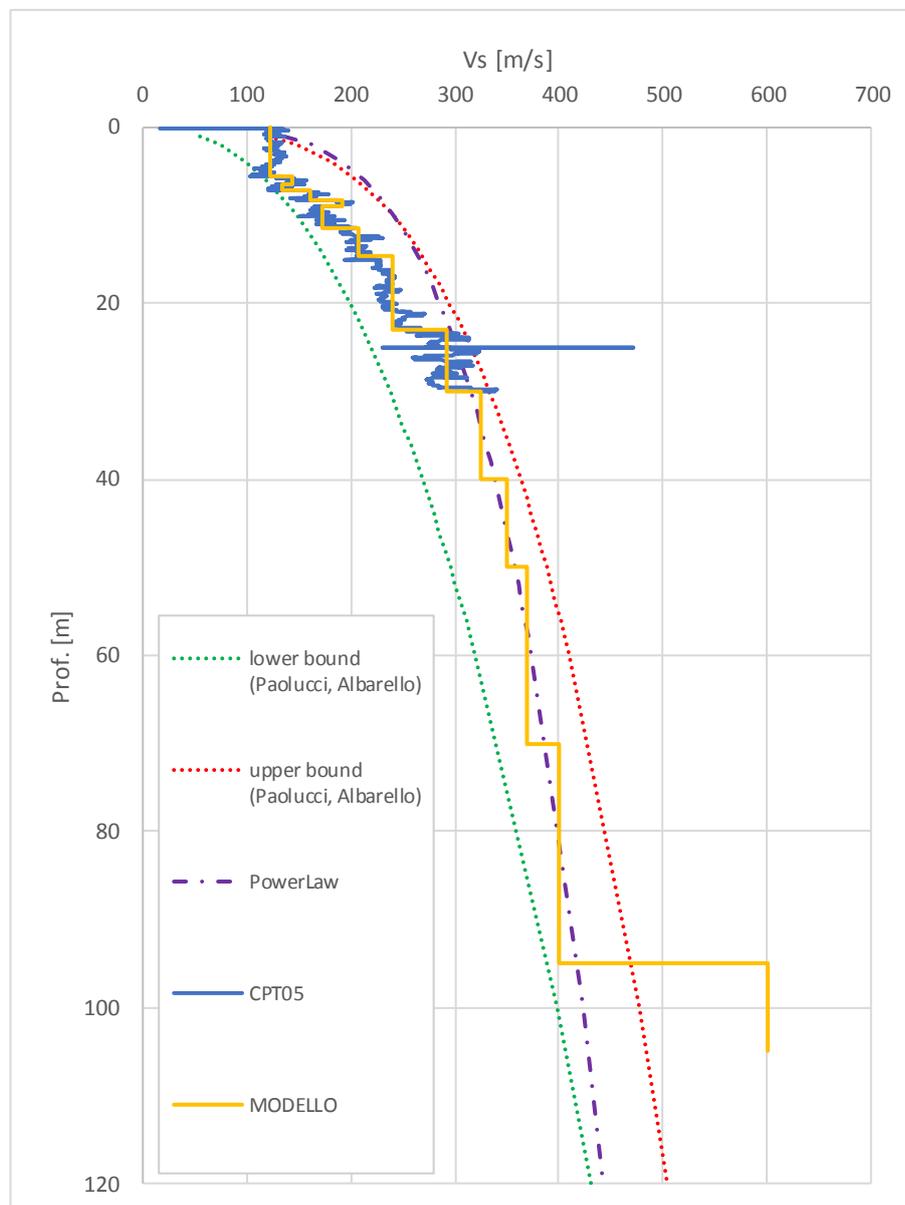


FIGURA 13-13: PROFILO DI VS LUNGO LA VERTICALE DI INDAGINE (ESEMPLIFICATIVO)

13.5. RISULTATI RISPOSTA SISMICA LOCALE 1D

La risposta sismica locale viene effettuata in condizioni monodimensionali mediante modellazione Lineare-equivalente con il software Strata, adottando gli accelerogrammi di input, i modelli costitutivi, la profondità del bedrock sismico ed il profilo di velocità delle onde di taglio indicati nei paragrafi precedenti.

I risultati, a titolo di esempio, sono di seguito presentati in termini di spettro di risposta in superficie, sia medio dei 7 accelerogrammi utilizzati sia medio normalizzato secondo la metodologia citata nell'Ordinanza n° 55 del 24 aprile 2018 (parametri di forma spettrale in Tabella 13-3), a confronto con quelli di input (Figura 13-14) e con quelli da approccio semplificato secondo NTC 2008.

A partire dai parametri riportati in Tabella 13-3 è possibile inoltre calcolare le ordinate spettrali per la componente verticale, secondo le formulazioni riportate in NTC 2018, al paragrafo §3.2.3.2.2 e circolare esplicativa §C3.2.3.2.2.

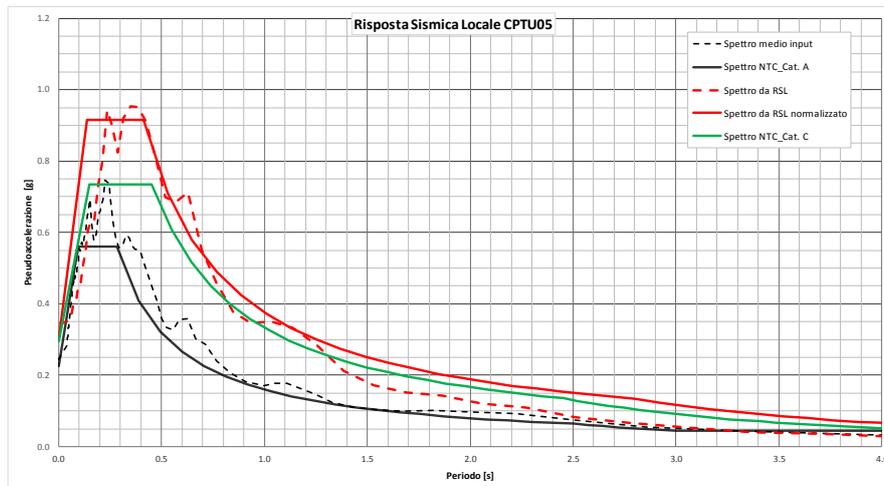


FIGURA 13-14: SPETTRO DI RISPOSTA DA ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE 1D, SPETTRO NORMALIZZATO, SPETTRO DI INPUT E SPETTRI DA APPROCCIO SEMPLIFICATO NTC 2008 (ESEMPLIFICATIVO)

TABELLA 13-3 - PARAMETRI NORMATIVI CHE DEFINISCONO LA FORMA DELLO SPETTRO DERIVANTE DA RSL (ESEMPLIFICATIVO)

Parametri descrittivi dello Spettro Normativo	
a_g	2.950 m/s ² 0.301 g
F_0	3.046
T_A	0.000 s
T_B	0.137 s
T_C	0.411 s
T_D	2.803 s
i restanti parametri (S_p, S_v, η) sono fittiziamente assunti pari all'unità	

13.6. UTILIZZO DI FATTORI DI CONVERSIONE PER DIFFERENTI STATI LIMITE E PERIODI DI RIFERIMENTO

Nell'ambito del presente progetto, tutte le analisi di risposta sismica locale sono state sviluppate con riferimento alla pericolosità di base inerente un periodo di riferimento $V_R = 200$ anni ed allo stato limite ultimo di Salvaguardia della Vita (SLV) (si veda il paragrafo §13.1), fornendo quindi uno spettro di risposta elastico in superficie inerente tale condizione.

Può risultare tuttavia necessario, nell'ambito della progettazione strutturale, effettuare determinate verifiche anche in stati limite differenti (Danno e/o Collasso) oppure per periodi di riferimento differenti nel caso di opere accessorie o viabilità secondarie.

Al fine di correlare facilmente i risultati delle analisi di Risposta Sismica Locale effettuati per SLV con $V_R = 200$ anni con le ulteriori necessità del progetto sono stati analizzati, lungo tutta la tratta, tutti gli spettri di risposta che scaturirebbero dall'assunzione semplificata di categoria di sottosuolo C e D e la loro variazione percentuale al variare di stato limite e di periodo di riferimento. È stato possibile verificare una proporzionalità tra le varie condizioni con scarti molto contenuti (<5%) lungo la tratta. Si ritiene quindi possibile adottare un fattore proporzionale per ricondurre lo spettro calcolato agli altri spettri necessari.

Ne scaturiscono quindi due abachi riassuntivi del fattore di scala da applicare alle ordinate spettrali orizzontali (TABELLA 13-4) ed verticali (TABELLA 13-5) per la conversione ad una pericolosità sismica di base differente.

**TABELLA 13-4 - FATTORE DI CONVERSIONE
ORIZZONTALE**

Orizzontale		Tr [anni]	Fattore di Conversione
V_R = 200 a	SLO	120	38%
	SLD	201	50%
	SLV	1898	100%
	SLC	2475	107%
V_R = 100 a	SLO	60	27%
	SLD	101	35%
	SLV	949	89%
	SLC	1950	101%
V_R = 75 a	SLO	45	23%
	SLD	75	30%
	SLV	712	83%
	SLC	1462	96%

**TABELLA 13-5 - FATTORE DI CONVERSIONE
VERTICALE**

Verticale		Tr [anni]	Fattore di Conversione
V_R = 200 a	SLO	120	17%
	SLD	201	24%
	SLV	1898	100%
	SLC	2475	117%
V_R = 100 a	SLO	60	10%
	SLD	101	15%
	SLV	949	67%
	SLC	1950	102%
V_R = 75 a	SLO	45	8%
	SLD	75	12%
	SLV	712	56%
	SLC	1462	86%

14. INTERVENTI DI MITIGAZIONE NEI CONFRONTI DEL FENOMENO DELLA LIQUEFAZIONE

Gli interventi di mitigazione possono essere principalmente suddivisi per tipologia secondo la loro modalità di funzionamento. In particolare di seguito si riporta una tabella semplificata dei principali meccanismi di consolidamento dei terreni liquefacibili (Tabella 14-1).

L'obiettivo dell'intervento di mitigazione è quello di abbattere l'indice del potenziale di liquefazione fino ad un livello tollerabile ($IL < 5$).

TABELLA 14-1 – TIPOLOGIA INTERVENTI DI MITIGAZIONE

Drenaggio	Dreni prefabbricati cilindrici infissi	(*)
Densificazione	Colonne in ghiaia vibro-infisse o pali a spostamento di terreno	Paragrafo §14.1
Miglioramento meccanico	Jet grouting, deep soil mixing o pali/diaframmi disposti secondo celle chiuse	Paragrafo §14.2
Sostituzione	Rimozione e sostituzione del materiale liquefacibile	Paragrafo §14.3

(*) si esclude il drenaggio che, allo stato attuale, non è considerato tra i metodi di consolidamento adottati nel presente progetto.

14.1. DENSIFICAZIONE

Gli interventi di addensamento (statico o dinamico) sono volti ad aumentare la densità relativa del terreno per ridurre la suscettibilità ai fenomeni di liquefazione. Tra questi interventi si possono classificare gli interventi con colonne in ghiaia, pali a spostamento, compaction grouting, etc.

L'addensamento viene in questo caso quantificato come una modifica della resistenza alla punta (q_c) lungo la verticale di indagine; non variando la litologia dei terreni in sito si impone una idonea modifica della resistenza laterale (f_s) effettuata supponendo di mantenere costante l'indice di comportamento di Robertson (I_c).

Partendo dal dato originale della prova penetrometrica, si può identificare il parametro di q_c ed f_s nel seguito definiti $q_{c,PRE}$ ed $f_{s,PRE}$ con il pedice ad identificare che rappresenta la condizione preliminare al consolidamento. La teoria è attribuibile a Mitchell (1981).

Si definisce quindi, secondo il workflow presentato da Robertson (2015), il valore di $Q_{tn,cs}$ come il parametro più indicato su cui operare le modificazioni dovute all'addensamento.

Risulta comunque individuabile dal workflow di Robertson il parametro K_C tale per cui:

$$Q_{tn,cs} = K_C \cdot Q_{tn}$$

Essendo il parametro originale della prova, nel seguito il parametro sarà definito:

$$Q_{tn,cs,PRE} = K_C \cdot Q_{tn,PRE}$$

Si definisce quindi la densità relativa pre intervento:

$$D_{r,PRE} = \sqrt{\frac{Q_{tn,cs,PRE}}{350}} \text{ secondo Robertson (2015)}$$

Da cui l'indice dei vuoti pre-intervento:

$$e_{0,PRE} = e_{max} - D_{r,PRE} \cdot (e_{max} - e_{min})$$

Con

e_{max} = indice dei vuoti massimo (fissato per "clean sand" pari ad 1)

e_{min} = indice dei vuoti minimo (fissato per "clean sand" pari a 0.6)

Si può quindi quantificare l'addensamento secondo Mitchell (1981):

$$e_{L,POST} = e_{0,PRE} - A_r \cdot (1 + e_{0,PRE})$$

Con

$$A_r = \frac{A_{sc}}{A} \text{ per colonne isolate}$$

A_r = Rapporto di sostituzione

A_{sc} = Area del consolidamento

A = Area totale

Procedendo quindi a ritroso nel ragionamento sopra riportato si ottiene:

$$D_{r,POST} = \frac{e_{max} - e_{1,POST}}{e_{max} - e_{min}}$$

$$Q_{tn,cs,POST} = 350 \cdot D_{r,POST}^2$$

$$Q_{tn,POST} = \frac{Q_{tn,cs,POST}}{K_C}$$

Dall'inversione delle formulazioni di Robertson si deduce quindi:

$$q_{t,POST} = \sigma_{v0} + p_a \frac{Q_{tn,POST}}{\left(p_a / \sigma'_{v0}\right)}$$

Dove

p_a = pressione atmosferica

σ_{v0} = tensione verticale totale

σ'_{v0} = tensione verticale efficace

$$q_{c,POST} = q_{t,POST} - u \cdot (1 - \alpha)$$

u = pressione del fluido interstiziale

α = cone area ratio (tipicamente pari a 0.8).

Ottenuta il valore di $q_{c,POST}$, è necessario modificare il valore di f_s per evitare che la modifica artificiale di q_c porti a determinazioni litologiche differenti da quella originale; dal momento che il terreno è consolidato, infatti, non si modifica la sua natura. Per questo si ritiene opportuno modificare il valore di f_s in maniera tale che si mantenga costante il parametro I_c , principale indicatore della litologia dei terreni.

Si può quindi calcolare, dall'inversione della formula di I_c

$$F_{r,POST} = 10^{-1.22 + \sqrt{I_c^2 - (3.47 - \log Q_{tn,POST})^2}}$$

E di conseguenza

$$f_{s,POST} = \frac{F_{r,POST}}{100} \cdot (q_{t,POST} - \sigma_{v0})$$

È stata inoltre definita un'efficienza in ragione della granulometria.

È infatti noto che i terreni con granulometria fine sono meno compattabili rispetto ai terreni incoerenti; in particolare ci si riferisce al grafico di Figura 14-1 di Massarach (1991).

In particolare si è quindi stabilita un'efficienza unitaria nel campo "compactable", nulla nel campo "non compactable" e con bande di efficienza via via decrescenti.

Di seguito si riporta il grafico comprensivo di interpolazioni ed equazioni delle rette.

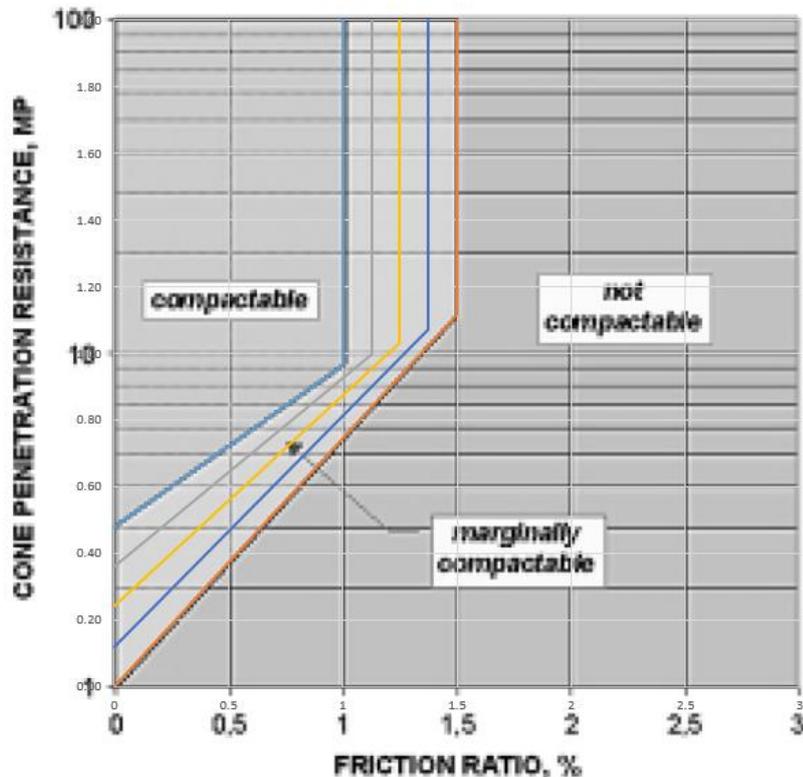


FIGURA 14-1: COMPATTABILITÀ DEI TERRENI IN BASE AGLI ESITI DELLE PROVE CPT

L'efficienza sarà quindi applicata al miglioramento in termini di q_t in modo da poi ricalcolare coerentemente anche f_s .

Ottenendo quindi una nuova valutazione di $q_{c,POST}$ e $f_{s,POST}$ a seguito del consolidamento è possibile rivalutare il fattore di sicurezza a liquefazione lungo la verticale di analisi e il calcolo di un nuovo valore del potenziale di liquefazione, in accordo a quanto indicato al capitolo 4.

14.2. MIGLIORAMENTO MECCANICO

Gli interventi di miglioramento meccanico (con celle chiuse o inclusioni rigide isolate) sono volti ad aumentare la rigidità del terreno per ridurre l'ampiezza della deformazione γ indotta dal sisma. Tale grandezza è direttamente correlabile alla sollecitazione sismica, in particolare così come rappresentata dal parametro di Cyclic Stress Ratio (CSR). Tra questi interventi si possono classificare gli interventi con jet grouting (celle chiuse o colonne isolate), diaframmi, pali trivellati, deep mixing, etc.

Per la quantificazione del miglioramento meccanico si è adottata la procedura riportata nel Manuale OTREC-RR-13-05.

Partendo dall'analisi di suscettibilità a liquefazione, si può identificare il parametro di CSR, nel seguito definito CSR_{PRE} con il pedice ad identificare che rappresenta la condizione preliminare al consolidamento.

Si definisce poi:

$$A_r = \frac{A_{sc}}{A} \text{ per colonne isolate}$$

A_r = Rapporto di sostituzione

A_{sc} = Area del consolidamento

A = Area totale

oppure

$$A_r = \frac{2tS - t^2}{S^2} \text{ per celle chiuse}$$

A_r = Rapporto di sostituzione

t = spessore del paramento

S = dimensione della cella

Come da Figura 14-2.

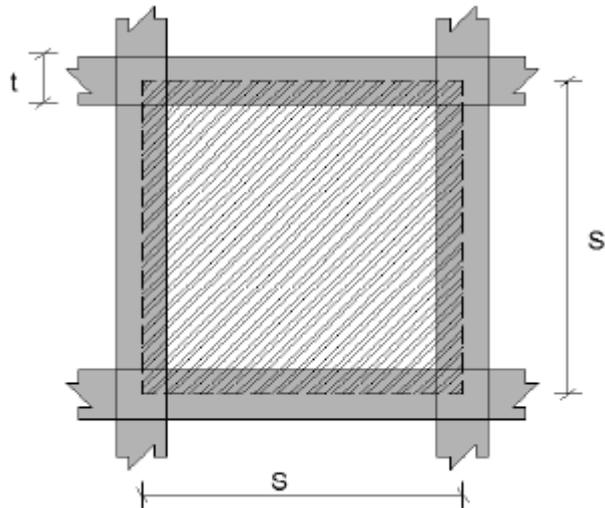


FIGURA 14-2: GRANDEZZE DIMENSIONALI DELLA CELLA SINGOLA

Di seguito i passaggi del calcolo:

- $C_G = 1 - 0.5 \cdot \sqrt{1 - A_r}$ per celle chiuse;
- $C_G = 1$ per colonne isolate secondo Rayamajhi et al. (2014).

$$G_r = \frac{G_{cons}}{G_{terr}}$$

Con:

G_r = Rapporto di rigidezza

G_{cons} = Modulo di rigidezza al taglio del consolidamento

G_{terr} = Modulo di rigidezza al taglio del terreno valutabile secondo Robertson (2015) con la formula:

$$G_0 = (q_t - \sigma_v) \cdot 0.0188 \cdot 10^{0.55I_c + 1.68}$$

Con I_c l'indice di comportamento di Robertson

$$\gamma_r = \left[1 - (1 - A_r)^{1.3} \cdot \left(\frac{G_r - 1}{185} \right)^{0.4} \right] \cdot \min \left(\frac{H}{S}, 1 \right)$$

Con H la profondità del consolidamento

$$R_{rd} = \min \left(\frac{1}{G_r \cdot \left[A_r \cdot C_G \cdot \gamma_r + \frac{1}{G_r} \cdot (1 - A_r) \right]}, 1 \right)$$

R_{rd} è considerato il minimo valore da raggiungere per l'efficacia del consolidamento dal rapporto K_G definito come:

$$K_G = \frac{CSR_{POST}}{CSR_{PRE}}$$

Con CSR_{POST} il valore a seguito del consolidamento.

Il metodo richiederebbe quindi il rispetto della disequaglianza:

$$R_{rd} \leq K_G$$

Ponendo il limite minimo dell'eguaglianza e sostituendo l'espressione di K_G di può ottenere:

$$R_{rd} = K_G = \frac{CSR_{POST}}{CSR_{PRE}}$$

$$CSR_{POST} = R_{rd} \cdot CSR_{PRE}$$

Ottenendo quindi una nuova valutazione del CSR a seguito del consolidamento (CSR_{POST}) con cui rivalutare il fattore di sicurezza a liquefazione lungo la verticale di analisi ed il calcolo di un nuovo valore del potenziale di liquefazione.

14.3. SOSTITUZIONE

Ove gli strati liquefacibili risultassero superficiali, potrebbe essere economicamente vantaggioso provvedere ad una sostituzione del terreno.

L'operazione consiste nella rimozione dello strato liquefacibile e la sua sostituzione con materiale non suscettibile a liquefazione e debitamente compattato, tra questi si può ipotizzare:

- materiale stabilizzato a calce;
- materiale arido non suscettibile a liquefazione ai sensi dei fusi granulometrici da NTC 2018, paragrafo §7.11.3.4.2;
- calcestruzzo magro.

14.4. ESTENSIONE DELL'INTERVENTO

L'estensione dell'intervento di consolidamento verrà definita secondo i criteri illustrati nella Figura 14-3.

Si precisa che:

- per i rilevati si valuterà la possibilità di limitare l'intervento alla zona delimitata dalla recinzione autostradale;
- per le opere d'arte, ed in particolare per le pile e le spalle senza rilevato frontale, l'area di intervento è superiore all'ingombro dei manufatti di fondazione.

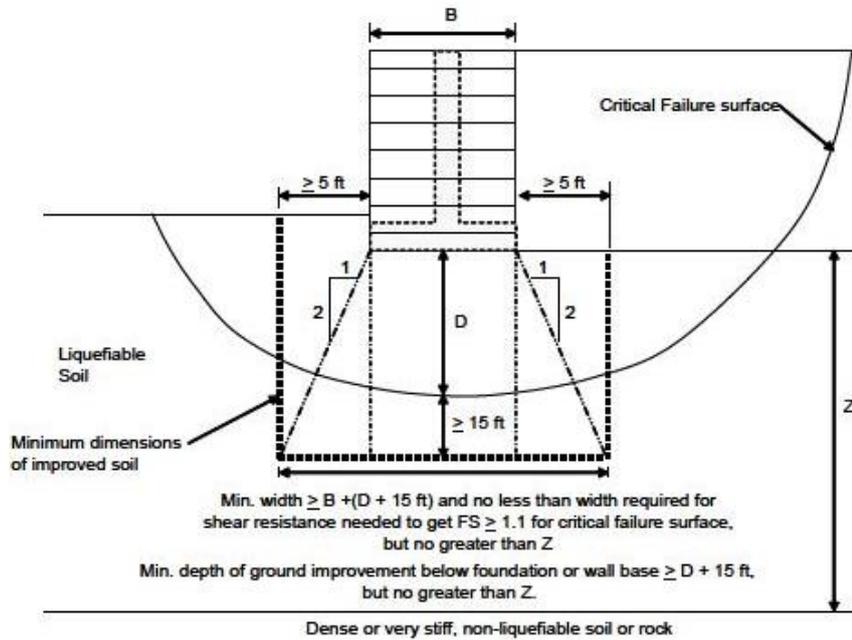


FIGURA 14-3: CRITERI DI DEFINIZIONE ESTENSIONE INTERVENTO DI MITIGAZIONE

15. VERIFICHE DEI RILEVATI IN ZONE LIQUEFACIBILI

15.1. CRITERI GENERALI

Tali verifiche sono condotte sui rilevati delle zone definibili liquefacibili secondo il paragrafo 4.9, ovvero quando il potenziale di liquefazione $IL > 5$ considerando la PGA da risposta sismica locale.

Sulla base dell'input sismico definito dalla Risposta Sismica Locale (RSL), l'analisi a liquefazione viene ripetuta tenendo in considerazione la PGA da RSL e la presenza del rilevato per la stima degli spostamenti verticali (capitolo 4); la necessità di consolidamenti sui rilevati seguirà i criteri di seguito sintetizzati in Tabella 15-1.

TABELLA 15-1 – ANALISI NEL CASO DI RILEVATI E $IL > 5$

<i>Potenziale di liquefazione (PGA da approccio semplificato NTC 2008)</i>	<i>Modalità di definizione dell'azione sismica</i>	<i>Verifiche da effettuare se $IL > 5$ con PGA da RSL</i>		<i>Limiti di accettabilità e criteri di definizione della necessità di un intervento di mitigazione della liquefazione</i>	
IL >5	RSL	Verifica degli spostamenti	δ_v [2]	$\leq H/20$	ok
				$> H/20$	Mitigazione
			δ_o [1]	$\leq H/20$	ok
				$> H/20$	Mitigazione
		Verifica delle resistenze	FS_{liq}	≤ 1.10	Mitigazione
				> 1.10	ok

RSL = Risposta sismica locale

[1] Deformazione laterale "lateral spreading" in accordo alle linee guida Caltrans 2012

[2] Valutati secondo i criteri del riportati in precedenza

FS_{liq} = Fattore di sicurezza alla stabilità con resistenza ciclica residua degli strati liquefacibili, in assenza di forze inerziali. La resistenza residua è valutata in accordo alle linee guida Caltrans 2012.

H = altezza di rilevato + spessore terreno non liquefacibile (Figura 15-1)

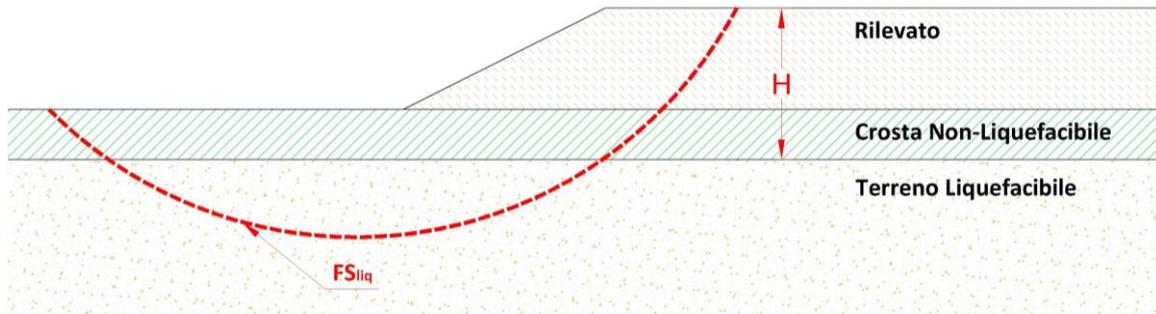


FIGURA 15-1: CRITERI DI DEFINIZIONE DI H

15.2. VERIFICHE DI SPOSTAMENTO

15.2.1. Stima spostamenti verticale del rilevato

Il cedimento viene calcolato secondo la metodologia illustrata nel paragrafo §4.4, tenendo in conto la presenza di rilevati di differente altezza lungo le singole zone liquefacibili.

La verifica viene condotta confrontando l'entità del cedimento con il termine $H/20$, come descritto al paragrafo §15.1.

15.2.2. Stima spostamenti orizzontali del rilevato (lateral spreading)

Secondo le linee guida Caltrans 2012, per la stima degli spostamenti dovuti a lateral spreading nel caso dei rilevati si suggerisce l'applicazione della formulazione di Bray & Travasarou (2007) per la quale viene considerato un approccio alla Newmark.

Tali metodi si basano quindi sulla determinazione del k_y , coefficiente sismico critico che porta il fattore di sicurezza al valore unitario in una verifica di stabilità all'equilibrio limite.

Per tale determinazione si utilizzano i parametri caratteristici del terreno ed un 20% del carico accidentale sul rilevato di valore caratteristico pari a 20kPa, in accordo al paragrafo 5.2.

Estimating Displacements using Bray and Travasarou (2007)

$$D(\text{cm}) = \text{Exp}[-0.22 - 2.83 \text{Ln}(k_y) - 0.333 \text{Ln}(k_y)^2 + 0.566 \text{Ln}(k_y) \text{Ln}(PGA) + 3.04 \text{Ln}(PGA) - 0.244 \text{Ln}(PGA)^2 + 0.278 (M_w - 7)] \quad (16)$$

I dati di input sono i seguenti:

- M_w Magnitudo = 5.5 (paragrafo 4.6.3);
- PGA Accelerazione per $T=0$
- k_y Coefficiente sismico critico che porta il fattore di sicurezza al valore unitario considerando, per gli strati liquefacibili, le resistenze del terreno liquefatto; tali parametri sono valutati secondo la formulazione di Kramer e Wang (2007):

$$S_r = 2116 \cdot \exp\left(-8,444 + 0,109 (N_1)_{60} + 5,379 \left(\frac{\sigma_v'}{2116}\right)^{0,1}\right)$$

Sia S_r che σ_v' sono in psf (libbre/piede al quadrato).

Anche in questo caso, lo spostamento orizzontale del rilevato, ottenuto dalla formula di Bray e Travasarou, viene confrontato con il termine $H/20$, come descritto al paragrafo §15.1.

15.3. VERIFICA DELLE RESISTENZE DEL RILEVATO

Secondo le linee guida Caltrans 2012, nel caso di terreni potenzialmente liquefacibili le verifiche di stabilità devono essere effettuate anche in condizione di liquefazione post-sismica.

L'accelerazione sismica di input per le analisi in condizione di liquefazione post-sismica è ottenuta da analisi di risposta sismica locale; i corrispondenti coefficienti sismici orizzontale e verticale vengono decurtati del 50% tenendo in conto che il fenomeno della liquefazione si innesca nella fase in cui l'onda sismica è già in parte smorzata.

Viene quindi effettuata un'analisi all'equilibrio limite del rilevato con le condizioni sismiche sopra descritte, affidando agli strati liquefacibili la relativa resistenza a taglio ottenuta impiegando la formulazione di Kramer e Wang presentata al paragrafo §15.2.2.

Di seguito si riporta un esempio di superficie critica ed il corrispondente fattore di sicurezza FS.

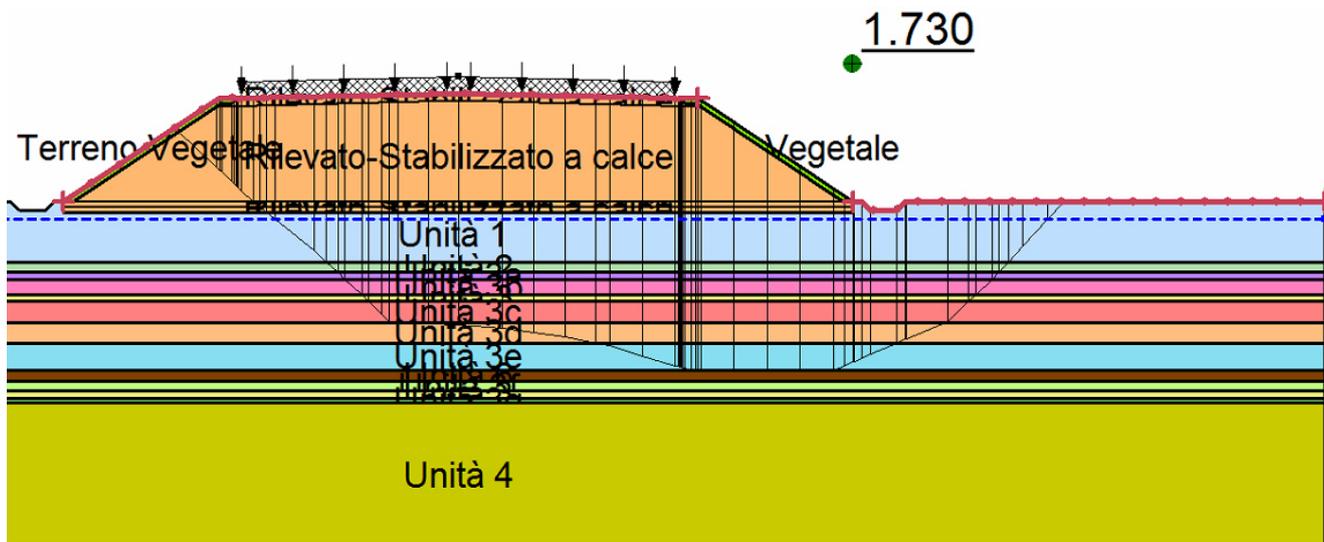


FIGURA 15-2: VERIFICA DI STABILITÀ IN CONDIZIONI STATICHE CONSIDERANDO LE CARATTERISTICHE DI RESISTENZA RESIDUE DEI LIVELLI LIQUEFACIBILI

16. FONDAZIONI PROFONDE IN ZONE LIQUEFACIBILI

16.1. PREMESSA

Sulla base delle prescrizioni VIA e della relativa ottemperanza, sono considerate zone liquefacibili quelle per le quali l'interpretazione delle prove penetrometriche disponibili (CPTU) fornisce potenziale di liquefazione superiore a 5 (vedi paragrafo 4.8-4.9).

In tali zone con potenziale di liquefazione $IL > 5$ e laddove non si provveda a mitigare il fenomeno dal punto di vista geotecnico (interventi indicati al capitolo 14) è necessario procedere alla progettazione e verifica delle fondazioni profonde considerando gli effetti della liquefazione.

Si segnala che è stata effettuata la scelta progettuale di mitigare la liquefazione nelle spalle con interventi di tipo geotecnico (capitolo 14); quanto riportato nel seguito si riferisce pertanto all'analisi di pile in zone liquefacibili.

Per progettare l'interazione terreno-struttura in condizione di terreno liquefacibile, è necessario suddividere la condizione di calcolo sismica (SLV) in due differenti fasi temporali.

FASE 1 – Fase puramente inerziale – SLV1

Durante la fase iniziale dell'evento sismico il terreno, soggetto alla forzante sismica valutata allo SLV, risulta completamente reagente, compresi gli strati potenzialmente liquefacibili; in tale fase, infatti, nei livelli liquefacibili stanno montando le pressioni interstiziali senza che ancora si raggiunga la condizione di liquefazione.

Si ricade dunque nel caso di una Progettazione Sismica Ordinaria, ove lo spettro di progetto viene valutato attraverso lo studio di Risposta Sismica Locale (RSL) (vedi capitolo 13).

Le azioni di progetto dovranno essere determinate considerando il 100% della forza inerziale generata dal sisma di progetto valutato allo SLV.

FASE 2 – Fase inerziale - cinematica

Durante l'azione sismica gli strati classificati come liquefacibili perdono la resistenza al taglio a causa del raggiungimento del 100% delle sovrappressioni interstiziali neutre a liquefazione (sovrappressioni neutre pari alla tensione verticale efficace) e vanno incontro a macro-deformazioni responsabili di un'interazione

cinematica con la struttura; in particolare, in presenza di liquefazione nel terreno si ha perdita di rigidità e di resistenza al taglio.

In presenza di terreno liquefatto si assume che le azioni di progetto debbano essere determinate considerando il 50% della forza inerziale generata dal sisma di progetto valutato allo SLV attraverso lo studio di Risposta Sismica Locale (RSL). Tale riduzione delle forze inerziali, legata alla non contemporaneità dei picchi di sollecitazione sismica e della liquefazione, è stata verificata in letteratura tecnica attraverso osservazioni in back-analysis su eventi documentati e sulla base di simulazioni in centrifuga; tale riduzione è anche indicata anche nelle linee guida CALTRANS.

Nelle valutazioni seguenti, oltre alla perdita di resistenza degli strati di terreno liquefatti, sono da considerare gli effetti di trascinamento dovuti al "lateral spreading" ed all'attrito negativo sul fusto dei pali.

16.2. FASE 1 – FASE PURAMENTE INERZIALE – SLV1

16.2.1. Capacità portante del palo/diaframma singolo soggetto a carichi assiali

Il calcolo viene condotto con riferimento al DM 14/01/2008 §6.4.3 e §7.11.5 secondo quanto già descritto nel §6.1 o §7.1 e relativi sotto paragrafi.

16.2.2. Capacità portante dei pali/diaframmi in gruppo soggetti a carichi assiali

Il calcolo viene condotto secondo quanto già descritto nel §6.2 o §7.2 e relativi sotto paragrafi.

16.2.3. Capacità portante del palo/diaframma singolo soggetto a carichi orizzontali e coppie

Il calcolo viene condotto con riferimento al DM 14/01/2008 §6.4.3 e §7.11.5 secondo quanto già descritto nel §6.4 o §7.2 e relativi sotto paragrafi.

16.2.4. Capacità portante dei pali/diaframmi in gruppo soggetti a carichi orizzontali e coppie

Il calcolo viene condotto secondo quanto già descritto nel §6.4 o §7.2 e relativi sotto paragrafi.

16.2.5. Comportamento dei pali rispetto ai carichi verticali

Il calcolo viene condotto secondo quanto già descritto nel §6.3 e relativi sotto paragrafi.

16.2.6. Comportamento dei pali/diaframmi rispetto a carichi orizzontali e coppie

Il calcolo viene condotto con riferimento al DM 14/01/2008 §6.4.3 e §7.11.5 secondo quanto già descritto nel §6.4 o §7.2 e relativi sotto paragrafi.

16.3. FASE 2 – FASE INERZIALE E CINEMATICA – SLV2

16.3.1. Valutazione delle azioni di progetto

La valutazione delle azioni, in questa fase, deve partire da un modello strutturale che comprenda le strutture di fondazione (pali/diaframmi) idoneamente vincolate attraverso molle di interazione.

In particolare queste molle saranno distribuite lungo il fusto dei pali/diaframmi, con riferimento solo alla porzione sottostante la base dello strato liquefacibile più profondo (si vedano le molle verdi k_h e k_v in Figura 16-1).

I criteri per la valutazione delle molle di interazione orizzontali e verticali verranno riportati nei paragrafi seguenti.

Negli strati di terreno sovrastanti la profondità stabile andranno considerate azioni aggiuntive sulle fondazioni; in particolare i carichi da applicare:

- in direzione verticale derivanti dall'esplicarsi dell'attrito negativo (N_{AN} in blu nello schema di Figura 16-1);
- in direzione orizzontale correlabili ai fenomeni di "Lateral Spreading" (q_{NL} e q_L in rosso nello schema di Figura 16-1).

La valutazione e la modalità di applicazione di tali carichi verrà esplicitata nel seguito, così come le verifiche geotecniche da effettuare.

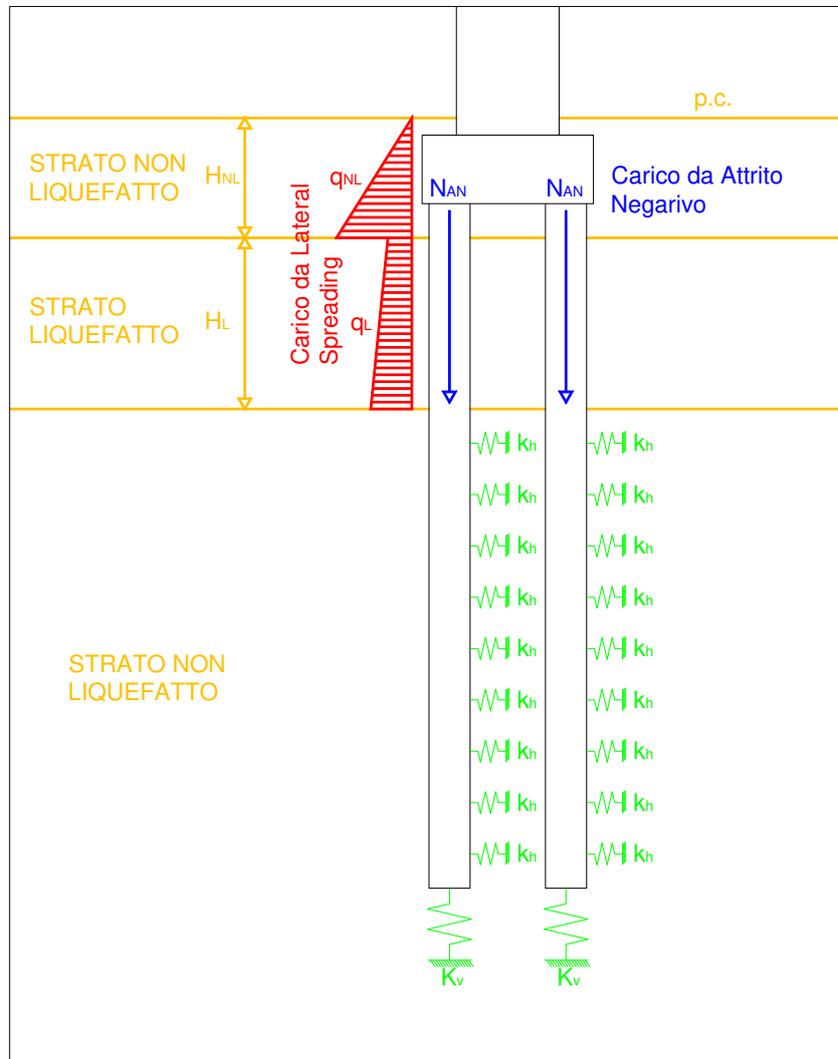


FIGURA 16-1: SCHEMA DI CALCOLO

16.3.2. Costanti elastiche di interazione fondazione-terreno orizzontali e verticali

Per quanto concerne le costanti elastiche di reazione in direzione orizzontale lungo il fusto di pali o diaframmi è possibile utilizzare i medesimi valori del caso statico. Deve tuttavia essere considerato reagente esclusivamente il terreno al di sotto dell'ultimo strato liquefacibile.

Per quanto concerne la rigidità verticale delle molle, essendo in presenza di fenomeni di attrito negativo, la molla viene modellata come una bilatera. Si considera che la resistenza laterale caratteristica del palo, considerando reagente la sola porzione di palo sottostante gli strati liquefacibili, venga mobilitata per 10mm e che la resistenza di base caratteristica si mobiliti per uno spostamento pari al 10% del diametro del palo.

È possibile quindi valutare una bilatera, a seconda della lunghezza del palo, un esempio della quale viene presentato in Figura 16-2.

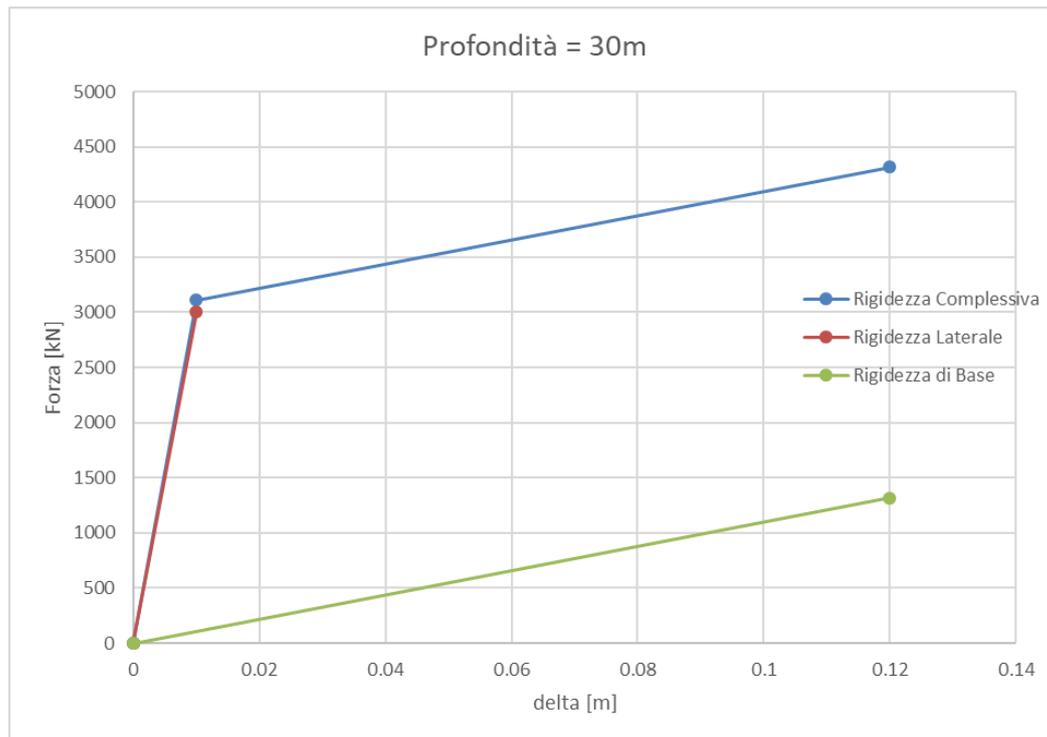


FIGURA 16-2: COSTANTE ELASTICA BILATERA DEL PALO IN DIREZIONE VERTICALE

16.3.3. Valutazione dei Carichi da Attrito Negativo

Al termine dell'evento sismico gli strati liquefatti riacquistano resistenza al taglio grazie alla dissipazione delle sovrappressioni neutre. La dissipazione delle sovrappressioni interstiziali, oltre all'eventuale espulsione di volumi di terreno attraverso vulcanelli di sabbia, genera un profilo di cedimento verticale sul volume di terreno interessato.

La valutazione del carico da attrito negativo viene condotta integrando la resistenza laterale, normalmente sviluppata dai terreni in resistenza alle azioni, invertita di segno. L'integrazione avviene per tutti gli strati soprastanti la profondità massima cui si verifica il fenomeno della liquefazione, adottando le medesime tensioni tangenziali illustrate ai paragrafi 6.1 e 7.1 a meno che nei livelli liquefatti.

Al fine della valutazione dell'attrito negativo, infatti, negli strati di terreno liquefatto si assume una adesione laterale pari al 50% della capacità portante verticale calcolata per le condizioni statiche, in linea con le analisi sperimentali di Rollins e Hollenbaugh (2015).

I fattori ξ e γ indicati ai paragrafi 6.1 e 7.1 (capacità portante) vengono assunti unitari nelle presenti elaborazioni in quanto l'attrito palo terreno si esplica a titolo di sollecitazione.

Il carico calcolato è da intendersi su ogni singolo palo/diaframma.

Le azioni da attrito negativo dovranno anche considerare l'adesione del terreno alle quote superiori alla testa del palo/diaframma, in particolare quelle sul plinto e sul fusto della pila immerso nel terreno.

A tal fine verranno riportate in relazione geotecnica le tensioni di adesione fondazione terreno, secondo i medesimi criteri adottati per il calcolo dei pali e dei diaframmi e descritti nei paragrafi precedenti (§6.1-§7.1 e relativi sotto-paragrafi). Anche in questo caso i fattori ξ e γ vengono assunti unitari.

16.3.4. Valutazione dei Carichi da Lateral Spreading

La stima dei carichi orizzontali derivanti da fenomeni di "lateral spreading" è un aspetto complesso che si riconduce all'analisi dell'interazione cinematica tra le fondazioni ed il terreno liquefatto che rifluisce attorno ad esse.

Nella presente progettazione viene condotta una valutazione semplificata dei carichi agenti lungo il fusto dei pali/diaframmi oltre che sulle strutture di fondazione eventualmente immerse nel terreno.

In particolare i carichi, con le medesime diciture indicate in rosso in Figura 16-1, sono espressi dalle seguenti formulazioni, in accordo a quanto riportato nelle "Specification for Highway Bridges" – Part V Seismic Design – Japan Road Association (2012):

- $q_{NL} = c_s \cdot c_{NL} \cdot K_p \cdot \gamma_{NL} \cdot z$ ($0 \leq z \leq H_{NL}$)
- $q_L = c_s \cdot c_L \cdot (\gamma_{NL} \cdot H_{NL} + \gamma_L \cdot (z - H_{NL}))$ ($H_{NL} \leq z \leq H_{NL} + H_L$)

con:

q_{NL} : Forza da Lateral Spreading per unità di area agente su una struttura immersa in uno strato non liquefacibile;

q_L : Forza da Lateral Spreading per unità di area agente su una struttura immersa in uno strato liquefacibile;

c_s : Fattore di modifica per la distanza dal salto di quota (vedi Tabella 16-1);

c_{NL} : Fattore di modifica per lo strato non liquefacibile (vedi Tabella 16-2);

c_L : Fattore di modifica per lo strato liquefacibile (può essere assunto pari a 0.3);

K_p : Coefficiente di spinta passiva (in condizioni ordinarie);

γ_{NL} : Peso dell'unità di volume del terreno non liquefacibile;

γ_L : Peso dell'unità di volume del terreno liquefacibile;

z : Profondità da piano campagna;

H_{NL} : Spessore di terreno non liquefacibile;

H_L : Spessore di terreno liquefacibile;

TABELLA 16-1: VALORI DI C_s

Distanza dal salto di quota - s [m]	C_s
$s \leq 50m$	1.0
$50m < s \leq 100m$	0.5
$100m < s$	0

TABELLA 16-2: VALORI DI C_{NL}

Potenziale di Liquefazione - IL	C_{NL}
$IL \leq 5$	0
$5 < IL \leq 20$	$(0.2 \cdot IL - 1)/3$
$20 < IL$	1

Le pressioni sopra riportate sono da considerarsi agenti nella direzione della massima pendenza e per tutta la sagoma della fondazione; nel caso del gruppo di pali, ad esempio, va considerato anche lo spazio di interpalo.

Come riportato a titolo esemplificativo quindi in Figura 16-3, le pressioni sopra riportate saranno da applicare su una larghezza fuori-piano pari a:

- D_{pila} da piano campagna alla profondità di attacco pila-plinto;
- D_{plinto} dalla profondità di attacco pila-plinto fino a testa pali;
- D_{pali} lungo tutto il fusto di pali/diaframmi.

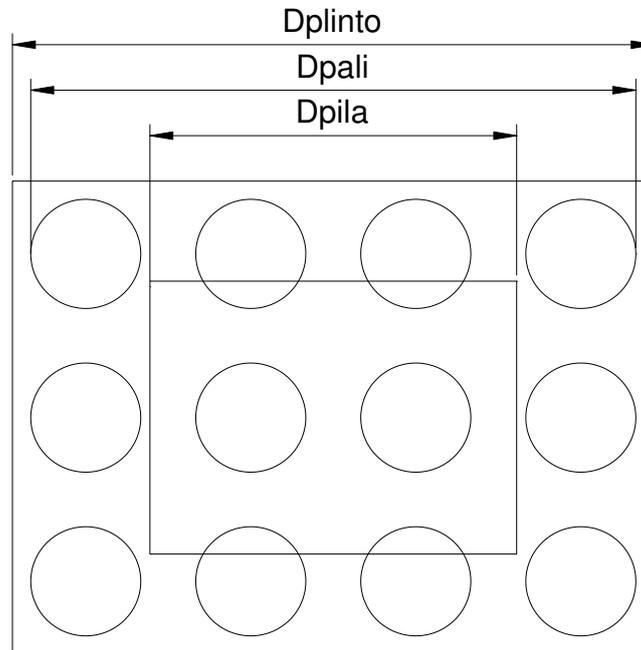


FIGURA 16-3: AREE DI INFLUENZA DEL LATERAL SPREADING

La formulazione sopra riportata si riferisce al caso semplice di un solo strato liquefacibile sovrastato da una "crosta" non liquefacibile. Risulta tuttavia semplice ampliare la formulazione suddetta sostituendo opportunamente i termini del tipo $\gamma \cdot z$ con il valore della tensione litostatica verticale totale, in accordo alle "Specification for Highway Bridges" – Part V Seismic Design – Japan Road Association (2012).

16.3.5. Capacità portante del palo/diaframma singolo soggetto a carichi assiali

Il calcolo viene condotto con riferimento al DM 14/01/2008 §6.4.3 e §7.11.5 secondo quanto già descritto nel §6.1-7.1 e relativi sotto-paragrafi. Viene tuttavia considerata reagente esclusivamente la quota parte di palo al di sotto dello strato liquefacibile più profondo.

Nelle relazioni geotecniche delle singole opere sarà pertanto riportata anche tale curva di capacità portante.

16.3.6. Comportamento dei pali/diaframmi rispetto a carichi orizzontali e coppie

Il calcolo viene condotto con riferimento al DM 14/01/2008 §6.4.3 e §7.11.5 secondo quanto già descritto nel §6.4 e relativi sotto paragrafi. Viene tuttavia considerata reagente esclusivamente la quota parte di palo/diaframma al di sotto dello strato liquefacibile più profondo.

Nella determinazione della capacità portante orizzontale il palo/diaframma sarà pertanto considerato incernierato alla quota di riferimento per l'analisi (base livello liquefacibile), in quanto il calcolo si riferisce ad una profondità che non è quella di incastro nel plinto.

Nelle relazioni geotecniche delle singole opere sarà pertanto riportata tale curva di capacità portante, funzione anche di un valore di eccentricità del carico atto a simulare la presenza del momento flettente sollecitante in contemporaneità al taglio.

16.3.7. Capacità portante dei pali/diaframmi in gruppo soggetto a carichi assiali ed orizzontali

Il calcolo viene condotto secondo quanto già descritto nel:

- §6.2 e §6.4.4 e relativi sotto paragrafi per i pali;
- §7.2 per i diaframmi.