

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA

SCUOLA DI INGEGNERIA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE EDILE ED AMBIENTALE



Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

LM-23 - Classe delle lauree magistrali in Ingegneria Civile

Curriculum Geotecnica

Tesi di Laurea

**LA RISPOSTA DELLE FONDAZIONI PROFONDE
SOGGETTE AD AZIONI SISMICHE IN PRESENZA DI
ISOLATORI**

*RESPONSE OF DEEP FOUNDATIONS COMBINED WITH SEISMIC
ISOLATORS UNDER SEISMIC GROUND EXCITATION*

Relatore: Prof. Ing. Giampaolo Cortellazzo

Laureando: Alessandro Sartori

Anno Accademico 2013/2014

*A nonna Adelia ai miei genitori,
per avermi sempre sostenuto*

INDICE

INTRODUZIONE XIII
1 LE FONDAZIONI PROFONDE SOGGETTE A CARICO DINAMICO	17
1.1 Richiami di Dinamica dei Terreni	17
1.2 Interazione dinamica terreno-fondazione-struttura.....	25
1.3 Interazione cinematica: modello non lineare a due fasi.....	30
1.3.1 Curva dorsale (<i>backbone curve</i>).....	32
1.3.1.1 Sabbia satura	34
1.3.1.2 Argilla tenera e argilla dura	36
1.3.2 Curve di scarico e ricarico (SRC e GUC).....	39
1.3.3 Curva diretta di ricarico (DRC).....	41
1.3.4 Modellazione del degrado ciclico	43
1.3.5 Risultati sperimentali: esempi numerici di curve <i>p-y</i>	44
2 ISOLAMENTO SISMICO : GENERALITÀ	47
2.1 Base isolation system.....	47
2.2 Tipologie di sistemi di isolamento.....	48
2.3 Spettri di risposta e riferimenti normativi.....	54
2.4 Spettri di risposta e riferimenti normativi.....	61
3 DISPOSITIVI PER L'ISOLAMENTO SISMICO	67
3.1 Il sistema di isolamento.....	67
3.2 Tipologie di dispositivi di isolamento.....	68
3.2.1 Isolatori elastomerici.....	70
3.2.1.1 Isolatori in gomma armata a basso smorzamento.....	72
3.2.1.2 Isolatori in gomma armata ad elevato smorzamento.....	73

3.2.1.3	Isolatori in gomma armata con nucleo in piombo (<i>Lead Rubber Bearing</i> o <i>LRB</i>).....	76
3.2.2	Isolatori a scorrimento.....	77
3.2.2.1	Friction Pendulum System (<i>FPS</i>).....	80
3.2.2.2	Isolatori a tripla superficie di scorrimento (<i>Triple Pendulum Bearing</i> - <i>TPB</i>).....	88
4	LA PLASTICITÀ DIFFUSA E CONCENTRATA NEGLI ELEMENTI <i>FRAME</i>	93
4.1	Introduzione	93
4.2	Il modello a fibre.....	94
4.2.1	Il modello a fibre.....	95
	(<i>beam</i>).....	97
4.2.1.1.1	<i>DB Formulation</i>	97
4.2.1.1.2	<i>FB Formulation</i>	99
4.3	Il significato fisico di localizzazione: la concentrazione del danno.....	103
4.4	Il significato fisico di localizzazione: la concentrazione del danno.....	103
4.5	Il concetto di localizzazione negli elementi finiti	107
4.6	La perdita di oggettività ai livelli di sezione ed elemento (<i>FB elements</i>).....	110
4.7	Tecniche di regolarizzazione per elementi basati sulle forze.....	113
4.7.1	Criterio con energia di frattura costante.....	113
4.7.2	Altre tecniche di regolarizzazione.....	119
5	MODELLO DI ANALISI	121
5.1	Strumenti ed ipotesi di analisi.....	121
5.2	Modellazione della struttura in elevazione.....	122
5.2.1	Materiali e sezioni.....	123
5.2.2	Classi di elementi.....	127
5.2.3	Generazione del modello.....	131
5.2.4	Carichi statici.....	134
5.3	Modellazione della struttura di fondazione.....	137

5.3.1	Definizione della stratigrafia di riferimento e della categoria di sottosuolo.....	138
5.3.1.1	Stratigrafia di confronto.....	140
5.3.2	Scelta e modello della fondazione.....	141
5.3.2.1	Formulazioni alternative per il modello dei pali	147
5.3.2.1.1	Modello a plasticità concentrata.....	148
5.3.2.1.2	Modello elastico.....	152
5.4	Modellazione della struttura isolata.....	159
5.4.2	Modello e verifica della sottostruttura.....	180
6	TIPOLOGIE DI ANALISI	185
6.1	Analisi modale	185
6.1.1	Principali modi di vibrare della struttura in esame	187
6.2	<i>Time History Analysis</i>	191
6.2.1	Carichi applicati	193
6.2.2.1	Applicazione dei carichi transienti	196
7	RISULTATI DELL'ANALISI <i>TIME HISTORY</i>	201
7.1	Organizzazione dei risultati	201
7.2	Formulazioni a confronto.....	204
7.2.1	Confronto tra plasticità diffusa e concentrata.....	204
7.2.2	Formulazione elastica del palo.....	207
7.3	Risposta della struttura di fondazione.....	214
7.3.1	Risposta dei pali sulla struttura a base fissa.....	214
7.3.2	Risposta dei pali sulla struttura a base isolata.....	224
7.3.3	Confronto tra struttura a base fissa e struttura a base isolata.	232
7.4	Risposta della sovrastruttura.....	243
7.4.1	Risposta della struttura a base fissa.....	243

7.4.2	Risposta della struttura a base isolata.....	251
7.4.3	Confronto fra la configurazione fissa e a base isolata.....	258
7.5	Risposta della fondazione con $V_s = 200/400$ m/s.....	268
7.5.1	Confronto tra i due diversi terreni.....	268
7.5.2	Confronto tra struttura a base fissa ed isolata per $V_s = 200/400$ m/s.....	275
7.6	Cicli isteretici.....	279
7.6.1	Cicli isteretici degli isolatori.....	279
7.6.2	Cicli di isteresi dei materiali.....	282
7.6.3	Cicli isteretici di risposta del terreno.....	285
8	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....	291
	APPENDICI.....	295
A.1	ACCELERAZIONI SULLA SOVRASTRUTTURA.....	295
A.2	ACCELERAZIONI SUL PALO.....	300
	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	303
	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	307
	SITI DI RIFERIMENTO.....	307

ELENCO DELLE FIGURE

Figura 1.1: <i>Sforzi statici e dinamici</i>	19
Figura 1.2: <i>Carico ciclico in un terreno</i>	21
Figura 1.3: <i>Definizione di rapporto di smorzamento</i>	22
Figura 1.4: <i>Relazione iperbolica sforzideformazioni</i>	23
Figura 1.5: <i>Metodo delle sottostrutture per l'analisi dell'interazione dinamica terrenostruttura</i>	27
Figura 1.6: <i>Inviluppo momenti in un palo con interfaccia tra i vari strati di terreno posta a 15 m di profondità</i>	28
Figura 1.7: <i>Dettaglio della curva di interazione terrenostruttura secondo Allotey ed El Nagggar</i>	32
Figura 1.8: <i>Curva dorsale nel modello di Allotey ed El Nagggar</i>	33
Figura 1.9: <i>Esempio di curve p_y per le sabbie</i>	36
Figura 1.10: <i>Curve p_y per argille soffici</i>	38
Figura 1.11: <i>Curve p_y per argille dure</i>	38
Figura 1.12: <i>Dettaglio della curva di scarico (SRC) e ricarica (GUC)</i>	39
Figura 1.13: <i>Curva iperbolica empirica per stabilire l'origine della curva base SRC</i>	41
Figura 1.14: <i>Dettaglio della curva diretta di ricarica</i>	42
Figura 1.15: <i>Andamento delle curve p_y per una sabbia satura a diverse profondità</i>	44
Figura 1.16: <i>Andamento delle curve p_y per sabbie di diversa consistenza</i>	45
Figura 1.17: <i>Andamento delle curve p_y per argille molli a diversa profondità</i>	46
Figura 2.1: <i>Differenza tra edificio isolato alla base ed edificio convenzionale</i>	48
Figura 2.2: <i>Modello a due gradi di libertà di una struttura isolata alla base</i>	55
Figura 2.3: <i>Forme modali dei due gradi di libertà del modello di isolamento sismico</i>	57
Figura 2.4: <i>Strategie di riduzione della domanda mediante isolamento sismico</i>	60
Figura 2.5: <i>Spettri di risposta elastici in (pseudo)accelerazione e in spostamento delle componenti orizzontali</i>	62
Figura 3.1: <i>Cicli sforzo-deformazione di isolatori in materiale elastomerico e acciaio e a scorrimento (hysteretic isolators)</i>	69
Figura 4.1: <i>Fibre e sezioni d'integrazione</i>	96
Figura 4.2: <i>(a) Forze e spostamenti nodali nel sistema di riferimento locale (b) forze e spostamenti indipendenti</i>	98
Figura 4.3: <i>Formulazione basata sugli spostamenti</i>	99

Figura 4.4: Formulazione basata sulle forze.....	101
Figura 4.5: Equilibrio a livello di sezione.....	101
Figura 4.6: Concentrazione del danno.....	104
Figura 4.7: Zona carica e scarica differenze di comportamento.....	105
Figura 4.8: Energia totale di frattura per compressione.....	106
Figura 4.9: Provino con "Elastic-Strain-hardening response".....	111
Figura 4.10: Provino con risposta elastica e perfettamente plastica.....	112
Figura 4.11: Profili di momento e curvatura per provino elastico e perfettamente plastico con forza applicata alla base.....	113
Figura 4.12: Modello di curva sforzo-deformazione di Kent e Park con energia di frattura in compressione data dall'area evidenziata.....	114
Figura 4.13: Formazione di cerniere plastiche alle estremità dell'elemento..	117
Figura 4.14: Metodi delle estremità e dei punti di mezzo di integrazione delle cerniere plastiche.....	118
Figura 4.15: Metodi di integrazione delle cerniere plastiche di Gauß e Radau ..	119
Figura 5.1: Modello costitutivo dell'acciaio.....	124
Figura 5.2: Caratteristiche della sezione della trave.....	125
Figura 5.3: Caratteristiche della sezione delle colonne.....	126
Figura 5.4: Caratteristiche della sezione dei controventi.....	126
Figura 5.5: Input e output di un elemento frame inelastico.....	127
Figura 5.6: Sezioni di integrazione.....	128
Figura 5.7: Discretizzazione di una sezione, punti di montaggio.....	128
Figura 5.8: Sezioni in una trave- SeismoStruct.....	129
Figura 5.9: Input e output di un elemento truss.....	130
Figura 5.10: Discretizzazione di una sezione dell'elementi truss.....	130
Figura 5.11: Definizione del diaframma rigido.....	131
Figura 5.12: Pianta della struttura.....	132
Figura 5.13: Vista frontale.....	132
Figura 5.14: Vista laterale.....	133
Figura 5.15: Generazione del modello.....	133
Figura 5.16: Definizione del sottosuolo.....	138
Figura 5.17: Andamento della velocità delle onde di taglio nei due casi a confronto.....	141
Figura 5.18: Modello costitutivo del calcestruzzo.....	142
Figura 5.19: Sezione del palo di fondazione.....	145
Figura 5.20: Generazione della struttura di fondazione.....	146
Figura 5.21: Elementi trave- colonna in SeismoStruct.....	147
Figura 5.22: Input e output degli elementi con cerniera plastica.....	148
Figura 5.23: Modello del palo con elementi a plasticità concentrata.....	150

Figura 5.24: Definizione dell'elemento a plasticità concentrata.....	151
Figura 5.25: Modellazione elastica del palo.....	152
Figura 5.26: $= b d i h \cdot Y \cdot c i h d i h \cdot X.Y \cdot \dots \cdot \bar{N}.Y \cdot Y. a Y. b. h. c. \dots$	154
Figura 5.27: Elemento link <i>ss_py</i>	155
Figura 5.28: Modellazione teorica della risposta del terreno.....	155
Figura 5.29: Elementi link nel modello.....	158
Figura 5.30: Definizione dell'elemento link di risposta del terreno.....	158
Figura 5.31: Modello della struttura inserita nel terreno.....	159
Figura 5.32: Componenti di una struttura isolata.....	160
Figura 5.33: Isolatore FIP-D.....	161
Figura 5.34: Relazione per il calcolo del coefficiente d'attrito.....	163
Figura 5.35: Parametri dello spettro di risposta.....	163
Figura 5.36: Spettri di risposta per analisi pseudostatica.....	164
Figura 5.37: Geometria isolatore.....	175
Figura 5.38: Curva di modellazione dell'isolatore.....	176
Figura 5.39: Sistema di isolamento all'interno del software.....	177
Figura 5.40: Definizione dell'isolatore.....	178
Figura 5.41: Disposizione in pianta dei dissipatori.....	179
Figura 5.42: Modello della sottostruttura.....	182
Figura 5.43: Modello della struttura isolata.....	183
Figura 6.1: Modo di vibrare di traslazione lungo X.....	190
Figura 6.2: Modo di vibrare di traslazione lungo Y.....	190
Figura 6.3: Modo di vibrare di rotazione attorno a Z.....	191
Figura 6.4: Accelerogramma Irpinia - prof. 15 m ($V_s=100_400$).....	195
Figura 6.5: Accelerogramma Umbro- Marchigiano l prof. 15 m ($V=100_400$).....	195
Figura 6.6: Accelerogramma Friuli - prof. 15 m ($V=100/400$).....	195
Figura 6.7: Accelerogramma Irpinia - prof. 15 m ($V_s=200/400$).....	196
Figura 6.8: Inserimento dell'accelerogramma nel modello.....	197
Figura 6.9: Applicazione dei carichi transienti.....	198
Figura 6.10: Modello con carichi applicati.....	199
Figura 7.1: Andamento dei momenti in funzione del tempo per plasticità concentrata e distribuita.....	205
Figura 7.2: Andamento dei tagli in funzione del tempo per plasticità concentrata e diffusa.....	205
Figura 7.3: Forze agenti sugli elementi link ad 1 metro di profondità.....	207
Figura 7.4: Andamento dei momenti nel tempo (confronto tra formulazioni).....	208
Figura 7.5: Andamenti dei tagli nel tempo (confronto tra formulazioni).....	209
Figura 7.6: Confronto fra spostamenti a 15 metri e ad 1 metro di profondità (caso elastico).....	210

Figura 7.7: <i>Andamento dei momenti con la profondità</i>	211
Figura 7.8: <i>Andamento dei tagli con la profondità</i>	212
Figura 7.9: <i>Andamento degli spostamenti con la profondità</i>	213
Figura 7.10: <i>Andamento dei momenti con la profondità per ciascun sisma, struttura a base fissa</i>	215
Figura 7.11: <i>Confronto andamento momenti con profondità, struttura a base fissa</i>	216
Figura 7.12: <i>Andamento del taglio con la profondità per ciascuno dei tre sismi</i>	218
Figura 7.13: <i>Confronto andamenti tagli con profondità, struttura a base fissa</i>	219
Figura 7.14: <i>Confronto andamento spostamenti con profondità, struttura a base fissa</i>	220
Figura 7.15: <i>Andamento dei momenti nel tempo, struttura a base fissa, testa palo</i>	221
Figura 7.16: <i>Andamento dei momenti nel tempo, struttura a base fissa, prof. 15 m</i>	222
Figura 7.17: <i>Andamento dei tagli nel tempo, struttura a base fissa, testa palo</i>	223
Figura 7.18: <i>Andamento dei tagli nel tempo, struttura a base fissa, prof. 15 m</i>	223
Figura 7.19: <i>Andamento dei momenti con la profondità per ciascun evento sismico, base isolata</i>	225
Figura 7.20: <i>Confronto momenti, struttura a base isolata</i>	226
Figura 7.21: <i>Andamento dei tagli con la profondità per ciascuno dei tre sismi, base isolata</i>	227
Figura 7.22: <i>Confronto tagli, struttura a base isolata</i>	228
Figura 7.23: <i>Andamento dei momenti in testa al palo, struttura isolata</i>	230
Figura 7.24: <i>Andamento dei momenti a 15 metri, struttura isolata</i>	230
Figura 7.25: <i>Andamento dei tagli in testa al palo, struttura isolata</i>	231
Figura 7.26: <i>Andamento dei tagli a 15 metri, struttura isolata</i>	231
Figura 7.27: <i>Andamento del momento con la profondità, confronto tra configurazioni</i>	233
Figura 7.28: <i>Confronto momenti in testa al palo, Irpinia</i>	234
Figura 7.29: <i>Confronto momenti in testa al palo, UmbroMarchigiano</i>	235
Figura 7.30: <i>Confronto momenti in testa al palo, Friuli</i>	235
Figura 7.31: <i>Confronto andamento tagli con profondità</i>	237
Figura 7.32: <i>Confronto tagli in testa al palo, Irpinia</i>	238
Figura 7.33: <i>Confronto tagli in testa al palo, UmbroMarchigiano</i>	238
Figura 7.34: <i>Confronto tagli in testa al palo, Friuli</i>	239
Figura 7.35: <i>Confronto spostamenti</i>	240
Figura 7.36: <i>Confronto fra spostamenti in testa al palo, Irpinia</i>	241

Figura 7.37: <i>Confronto fra spostamenti in testa al palo, UmbroMarchigiano</i>	242
Figura 7.38: <i>Confronto fra spostamenti in testa al palo, Friuli</i>	242
Figura 7.39: <i>Momenti per piano, base fissa, Irpinia</i>	244
Figura 7.40: <i>Momenti per piano, base fissa, UmbroMarchigiano</i>	244
Figura 7.41: <i>Momenti per piano, base fissa, Friuli</i>	245
Figura 7.42: <i>Tagli per piano, base fissa, Irpinia</i>	246
Figura 7.43: <i>Tagli per piano, base fissa, UmbroMarchigiano</i>	246
Figura 7.44: <i>Tagli per piano, base fissa, Friuli</i>	247
Figura 7.45: <i>Taglio alla base, struttura fissa</i>	247
Figura 7.46: <i>Spostamenti per piano, base fissa, Irpinia</i>	248
Figura 7.47: <i>Spostamenti per piano, base fissa, UmbroMarchigiano</i>	249
Figura 7.48: <i>Spostamenti per piano, base fissa, Friuli</i>	249
Figura 7.49: <i>Spostamenti struttura fissa</i>	250
Figura 7.50: <i>Momenti per piano, struttura isolata, Irpinia</i>	251
Figura 7.51: <i>Momenti per piano, struttura isolata, UmbroMarchigiano</i>	252
Figura 7.52: <i>Momenti per piano, struttura isolata, Friuli</i>	252
Figura 7.53: <i>Tagli per piano, struttura isolata, Irpinia</i>	253
Figura 7.54: <i>Tagli per piano, struttura isolata, UmbroMarchigiano</i>	253
Figura 7.55: <i>Tagli per piano, struttura isolata, Friuli</i>	254
Figura 7.56: <i>Taglio alla base, struttura isolata</i>	255
Figura 7.57: <i>Spostamenti per piano, struttura isolata, Irpinia</i>	256
Figura 7.58: <i>Spostamenti per piano, struttura isolata, UmbroMarchigiano</i>	256
Figura 7.59: <i>Spostamenti per piano, struttura isolata, Friuli</i>	257
Figura 7.60: <i>Spostamento struttura isolata</i>	258
Figura 7.61: <i>Confronto tagli alla base, Irpinia</i>	259
Figura 7.62: <i>Confronto tagli alla base, UmbroMarchigiano</i>	259
Figura 7.63: <i>Confronto tagli alla base, Friuli</i>	260
Figura 7.64: <i>Confronto sollecitazioni</i>	261
Figura 7.65: <i>Confronto spostamenti alla base, Irpinia</i>	261
Figura 7.66: <i>Confronto spostamenti alla base, UmbroMarchigiano</i>	262
Figura 7.67: <i>Confronto spostamenti alla base, Friuli</i>	262
Figura 7.68: <i>Confronto spostamenti copertura, Irpinia</i>	263
Figura 7.69: <i>Confronto spostamenti copertura, UmbroMarchigiano</i>	263
Figura 7.70: <i>Confronto spostamenti copertura, Friuli</i>	264
Figura 7.71: <i>Confronto spostamenti massimi in funzione dell'altezza</i>	265
Figura 7.72: <i>Confronto fra deformate, Irpinia</i>	266
Figura 7.73: <i>Confronto fra deformate, UmbroMarchigiano</i>	267
Figura 7.74: <i>Confronto fra deformate, Friuli</i>	267

Figura 7.75: <i>Confronto accelerazioni a 2 metri</i>	269
Figura 7.76: <i>Confronto accelerazioni a 15 metri</i>	270
Figura 7.77: <i>Confronto momenti a 2 metri</i>	271
Figura 7.78: <i>Confronto momenti a 15 metri</i>	271
Figura 7.79: <i>Confronto tagli a 2 metri</i>	272
Figura 7.80: <i>Confronto tagli a 15 metri</i>	272
Figura 7.81: <i>Confronto spostamenti a 2 metri</i>	273
Figura 7.82: <i>Confronto spostamenti e sollecitazioni al variare della profondità</i>	274
Figura 7.83: <i>Inviluppo sollecitazioni e spostamenti per struttura fissa ed isolata (200/400)</i>	276
Figura 7.84: <i>Andamento dei momenti nel tempo, prof. 3 m (200/400)</i>	277
Figura 7.85: <i>Andamento dei tagli nel tempo, prof. 3 m (200/400)</i>	278
Figura 7.86: <i>Taglio alla base (200/400)</i>	278
Figura 7.87: <i>Ciclo isteresi FPB, Irpinia (100/400)</i>	280
Figura 7.88: <i>Ciclo isteresi FPB, Umbro Marchigiano (100/400)</i>	281
Figura 7.89: <i>Ciclo isteresi FPB, Friuli (100/400)</i>	281
Figura 7.90: <i>Ciclo isteresi FPB, Irpinia (200/400)</i>	282
Figura 7.91: <i>Ciclo isteresi c.a., plasticità diffusa</i>	283
Figura 7.92: <i>Ciclo isteresi c.a., plasticità concentrata</i>	284
Figura 7.93: <i>Confronto fra cicli isteresi</i>	284
Figura 7.94: <i>Risposta del terreno a 15 metri di profondità</i>	285
Figura 7.95: <i>Reazione del terreno in testa al palo</i>	286
Figura 7.96: <i>Risposta del sottosuolo a 5 metri di profondità (100/400)</i> ..	287
Figura 7.97: <i>Risposta del sottosuolo a 5 metri di profondità (200/400)</i>	287
Figura 7.98: <i>Risposta del sottosuolo a 18 metri di profondità (100/400)</i>	288
Figura 7.99: <i>Risposta del sottosuolo a 18 metri di profondità (200/400)</i>	288

ELENCO DELLE TABELLE

Tabella 1.1: Coefficienti A e B_s	35
Tabella 1.2: Valori di k_{py} per diversi tipi di sabbie.....	35
Tabella 1.3: Valori di Y_{50} per diversi tipi di argilla.....	36
Tabella 1.4: Parametri di sabbia satura per la definizione delle curve p_y	44
Tabella 1.5: Parametri per la definizione delle curve p in argille molli.....	45
Tabella 5.1: Proprietà dell'acciaio.....	124
Tabella 5.2: Peso degli elementi strutturali.....	134
Tabella 5.3: Carichi di esercizio per la categoria di edificio in esame.....	135
Tabella 5.4: Peso del solaio interpiano.....	135
Tabella 5.5: Peso della copertura.....	136
Tabella 5.6: carichi generati da solaio e copertura.....	136
Tabella 5.7: Massa distribuita.....	136
Tabella 5.8: Definizione della stratigrafia.....	139
Tabella 5.9: Definizione della stratigrafia di confronto.....	140
Tabella 5.10: Proprietà del calcestruzzo.....	143
Tabella 5.11: Proprietà dell'acciaio per c.a.....	143
Tabella 5.12: Proprietà geometriche del palo.....	145
Tabella 5.13: Calcolo lunghezza cerniera plastica Paulay e Priestley.....	149
Tabella 5.14: Calcolo lunghezza cerniera plastica Berry ed Eberhard.....	150
Tabella 5.15: Calcolo lunghezza cerniera plastica Panagiotakos e Fardis.....	151
Tabella 5.16: Parametri della curva di risposta del terreno.....	156
Tabella 5.17: Parametri aggiuntivi della curva di risposta del terreno.....	157
Tabella 5.18: Massa della sovrastruttura.....	166
Tabella 5.19: Rigidezza minima del sistema di isolamento.....	167
Tabella 5.20: Analisi pseudostatica, forze sulla sovrastruttura.....	168
Tabella 5.21: $G d c g h U a Y b h] \cdot a U g g] a] \cdot X Y f]..j..U.b.h..]$	169
Tabella 5.22: Spettri di risposta struttura fissa ed isolata.....	169
Tabella 5.23: Curva isteretica isolatore FIPD.....	171
Tabella 5.24: Parametri dimensionamento isolatore.....	174
Tabella 5.25: Parametri isolatore FIPD M 510/200 (R=2500mm).....	174
Tabella 5.26: Parametri della curva di modellazione dell'isolatore.....	176
Tabella 5.27: Coordinate e rigidezze degli isolatori.....	180
Tabella 5.28: Dimensionamento della sottostruttura.....	182
Tabella 6.1: Periodi e frequenze modali.....	188
Tabella 6.2: Masse modali partecipanti.....	189
Tabella 6.3: Eventi sismici analizzati.....	194

Tabella 6.4: <i>Momenti torcenti</i>	199
Tabella 7.1: <i>Confronto tra le sollecitazioni nel caso di plasticità diffusa e concentrata</i>	206
Tabella 7.2: <i>Confronto fra formulazioni</i>	210
Tabella 7.3: <i>Tabella di confronto per struttura a base fissa</i>	221
Tabella 7.4: <i>Tabella riassuntiva per struttura a base isolata</i>	229
Tabella 7.5: <i>Confronto riassuntivo per la struttura di fondazione</i>	243
Tabella 7.6: <i>Confronto riassuntivo fra le configurazioni</i>	268
Tabella 7.7: <i>Confronto riassuntivo stratigrafie</i>	275
Tabella 7.8: <i>Tabella di confronto fra configurazione fissa ed isolata (200/200)</i>	

Introduzione

Il complesso, si presenta come uno dei paesi a più elevato rischio sismico del Mediterraneo, in modo particolare per la collocazione geografica che essa occupa: la Penisola si trova infatti nella zona di convergenza tra la zolla africana e quella eurasiatica, ed è sottoposta a forti spinte di compressione che il rischio sismico è confermata storicamente dalla frequenza con cui i terremoti di elevata intensità che alcuni di essi hanno raggiunto; tali fenomeni hanno provocato non solo notevoli danni economici, ma anche danni tangibili al patrimonio artistico e culturale della Penisola, nonché ulteriori problemi dal punto di vista idrogeologico.

Osservando il problema da un punto di vista geotecnico, in un contesto in cui gli eventi sismici si presentano con frequenza piuttosto elevata, risulta di struttura in presenza di azione dinamica.

Le azioni di progetto di un terremoto applicate alla fondazione derivano dalle deformazioni del terreno causate dal passaggio delle onde sismiche (interazione cinematica). Poiché i terremoti sono essenzialmente fenomeni energetici, nei quali enormi quantità di energia meccanica, accumulata nelle rocce per decenni

fondamentale per la progettazione di edifici e fondazioni in zona sismica è quello di inserire opportuni dispositivi, detti dissipatori o isolatori sismici, tra la struttura di fondazione e la struttura fuori terra, in modo tale da ridurre almeno parzialmente i fenomeni inerziali.

Il focus può portare ad una fondazione profonda, oltre a quelli evidenti che si hanno inerziale e quindi di trasmissione delle sollecitazioni dalla struttura fuori terra alla struttura in elevazione.

Per fare questo è stato sviluppato un modello agli elementi finiti di un caso ideale caratterizzato da una struttura in acciaio fondata su pali, inserita in un sottosuolo costituito da due diversi strati, con densità diversa e diversa velocità di propagazione delle onde sismiche (sabbia sciolta e sabbia densa). Tale situazione è stata poi confrontata, in termini di sollecitazioni sul palo, con quella di una fondazione inserita in un terreno più omogeneo, avente una differenza tra le caratteristiche di resistenza dei vari strati che è la metà rispetto al caso principale analizzato.

discretizzando il palo ad ogni metro di profondità ed inserendo, per ogni nodo, elementi *link* che simulassero la reazione del terreno. Per la caratterizzazione di tali elementi è stato utilizzato un modello dinamico non lineare di interazione terreno-struttura che tiene conto del degrado della rigidezza e della resistenza per un terreno sottoposto a carico dinamico ciclico. Per modellare il dissipatore,

sottostruttura e sovrastruttura sono state collegate mediante un particolare elemento link, la cui curva di risposta rappresenta un andamento analogo a quella XY` ` N] g c ` U h c f Y ` g WY ` h c ž `] b g Y f] h c `] b ` X] f Y n] c b studio è stato concentrato sul comportamento e la risposta dei pali in presenza di isolatori a doppio pendolo (isolatori a scorrimento **FP** *Friction Pendulum Bearing* Ł ž ` g c h h c ` ` N U n] c b Y ` X] ` h f Y ` X] j Y f g] ` Y j Y b h] i ` h] a] ` e i U f U b h N U b b] " ` @Y ` B c f a Y ` H Y W b] W \ Y ` X Y ` ` consigliano, infatti, di confrontare i risultati di modelli a cui si applica un numero minimo di tre sismi per avere dei risultati significativi, prendendo in considerazione il caso più gravoso.

Preliminarmente alla descrizione del confronto tra configurazione fissa ed isolata è da sottolineare come particolare attenzione sia stata rivolta alla tipologia di elemento con cui si è scelto di modellare il palo. Prima di eseguire ` N U b U `] g] ` X] ` W c b Z f c b h c ž `] b Z U h h] ž ` , ` g h U h c ` U modellato con tre diverse formulazioni possibili fornite dal software: elementi a plasticità concentrata, elementi a plasticità distribuita ed elementi elastici (i primi due tengono conto delle non linearità del materiale, mentre il terzo elemento non le considera). Per ciascuna tipologia di palo è stato applicato uno stesso evento sismico alla struttura a base fissa, ed è stato possibile osservare come le sollecitazioni sul palo e sulla sovrastruttura risultassero maggiori nel caso elastico, mentre i due casi inelastici fornissero valori coincidenti; questo perché il palo elastico continua a deformarsi indefinitamente, sempre con la medesima rigidezza, non essendo possibile la formazione di una cerniera plastica.

Per le successive analisi, di confronto fra gli eventi sismici e di determinazione XY] ` V Y b Y Z] W] ` U d d c f h U h c , sono stati dunque utilizzati elementi a plasticità diffusa per il modello dei pali.

9 g Y [i Y b X c ` i *Time History*] g] è stato possibile definire non solo ` N U b X U a Y b h c ` X] ` a c a Y b h c ž ` h U [`] c ` Y ` g d c g h U a Y b h c palo, ma anche come questi si sviluppano e variano lungo la durata del singolo

Y j Y b h c ' g] g a] Wc " ' 9 Ñ ' g h U h c '] b h Y f Y g g U b h Y ' c g g Y f j U f Y
 iniziale di formazione di una cerniera plastica, o comunque del massimo
 momento flettente sul palo, in corrispondenza della profondità in cui si verifica
 un cambio di impedenza del sottosuolo e come le sollecitazioni si riducano
 notevolmente nel caso di terreno più omogeneo.

Dai risultati è emerso come il sistema di isolamento abbia influenza, per quanto
 riguarda la struttura di fondazione, soprattutto sulla riduzione delle
 sollecitazioni in testa al palo, fino ad una profondità limitata. Per la
 sovrastruttura invece, oltre ad una diminuzione dei valori di picco delle
 sollecitazioni e, in modo particolare, del taglio alla base, si è assistito soprattutto
 ad una netta riduzione degli spostamenti interpiano, che producono una minore
 d Y f WY n] c b Y ' X Y ' ' g] g a U ' X U ' W \] ' Z f i] g WY ' X Y ' ' Ñ Y X] Z]
 d c g g] V] ' Y ž ' X i b e i Y ž ' b c h U f Y ' i b U ' a] b i a l e ' h f U g a] g g
 X U ' ' Ñ Y X] Z] W] c ' U ' ' U ' Z c b X U n] c b Y ž ' [f U n] Y ' U ' ' U ' d f Y g
] g c ' U a Y b h c ' U ' ' U ' V U g Y ' X Y ' ' Ñ Y X] Z] W] c "

1 LE FONDAZIONI PROFONDE E SOGGETTE A CARICO DINAMICO

1.1 Richiami di Dinamica dei Terreni

Oggetto del presente lavoro di tesi è la risposta delle fondazioni profonde a carichi dinamici. L'obiettivo è studiare il comportamento delle fondazioni in presenza di carichi che variano nel tempo, con particolare attenzione alle situazioni in cui i carichi sono applicati in modo impulsivo o a frequenza variabile. La ricerca si concentra sull'analisi delle interazioni tra il terreno e la fondazione, considerando sia gli aspetti statici che quelli dinamici. I risultati ottenuti saranno confrontati con i dati sperimentali e i modelli teorici esistenti in letteratura.

Secondo la terminologia corrente, vengono denominati carichi dinamici quei carichi, concentrati o distribuiti, la cui ampiezza e/o direzione e/o punto di applicazione è variabile nel tempo e che, di conseguenza, inducono stati di vibrazione nel terreno. Come ben noto, però, in ambito geotecnico esistono molte situazioni in cui i carichi applicati sul terreno variano nel tempo (per esempio nella fase di costruzione di un rilevato, nei terreni sottostanti un serbatoio, nelle fondazioni di strutture con carichi accidentali molto variabili, ecc.), senza che siano necessari approcci differenti da quelli usati in presenza di carichi tipicamente statici. In questi casi, il carico dinamico è essenzialmente associato al tempo di applicazione del carico (*time of loading*) o, alternativamente, alla

velocità di applicazione (*rate velocity*) ed è riservato a quei carichi in cui tempo di applicazione è così ridotto (o, alternativamente, la cui velocità è così elevata) che non è più lecito trascurare le forze di inerzia e gli effetti che, in terreno, si associano alla velocità di deformazione (*strain-rate effects*), cioè le modifiche delle condizioni di drenaggio, gli effetti viscosi e gli effetti di interazione (*risonanza*) tra vibrazioni indotte e terreno attraversato.

In presenza di carichi dinamici il comportamento del terreno è molto più complesso che in condizioni statiche.

Sono definiti ciclici i carichi che si ripetono con una qualche periodicità. Nella definizione di carico ciclico possono essere inclusi sia carichi dinamici sia carichi statici. Ma è soprattutto in condizioni dinamiche che la ripetitività delle condizioni di carico, scarico e ricarico produce nel terreno effetti permanenti significativi (*effects of repetition*). Quando il numero dei cicli di carico è ridotto (come nel caso per esempio delle vibrazioni trasmesse dai veicoli), si possono di fatto accumulare nel tempo effetti deformativi ingegneristicamente non trascurabili.

Quando un terreno è sottoposto a carichi insieme dinamici e ciclici, la compresenza delle due categorie di effetti legati alla velocità di applicazione (*rate effects*) e alla ciclicità del carico (*repetition effects*) rende il legame sforzi deformazioni doppiamente complesso.

Tuttavia, è importante sottolineare che tale complessità è tanto maggiore quanto più i carichi dinamici e ciclici preponderano su quelli statici. È da osservare infatti che non esistono nei terreni condizioni di carico esclusivamente dinamico. Le azioni dinamiche si aggiungono sempre ad altre azioni: peso proprio, carichi permanenti e variabili delle opere geotecniche e delle sovrastanti strutture, ecc. Perciò, come facilmente intuibile, il legame sforzi deformazioni dipende, nel caso di carichi dinamici monotonicamente, dalla velocità di applicazione del carico e, nel caso di carichi dinamici e ciclici, oltre che dalla velocità, dal rapporto che, nel caso specifico, si stabilisce fra

ampiezza dei carichi dinamici e ciclici ed entità dei carichi statici. In base al valore di tale rapporto, il comportamento del terreno può avvicinarsi o discostarsi da quello che avrebbe in condizioni di carico puramente statico. Se, ad esempio, in un pendio o in un deposito cui sono presenti degli edifici, gli sforzi di taglio statici iniziali sono elevati e quelli dovuti ai carichi dinamici e ciclici hanno ampiezza ridotta, la loro combinazione dà un effetto risultante che è poco influenzato dalla presenza di questi ultimi (figura 1.1a); in caso contrario (figura 1.1b), se i carichi ciclici hanno elevata ampiezza il comportamento del terreno è invece marcatamente governato dal susseguirsi di fasi di compressione e di estensione e dalle continue rotazioni degli assi principali. In un caso di carichi dinamici e ciclici può cioè essere tale da determinare un annullamento temporaneo del verso di applicazione, come è mostrato in figura 1.1b).

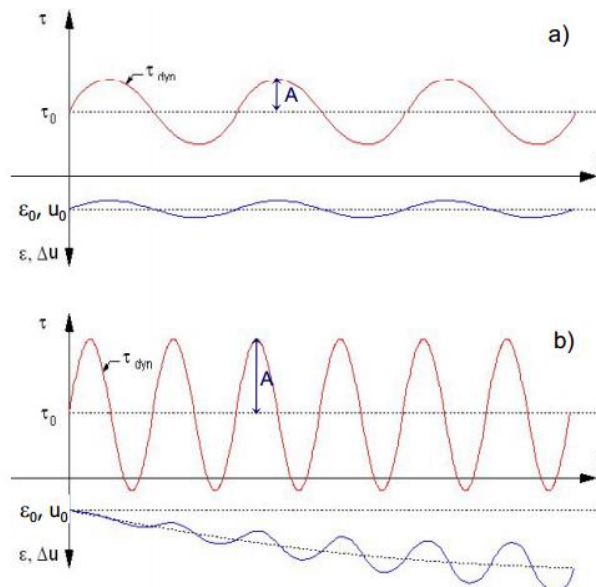


Figura 1.1: Sforzi statici e dinamici

È da rilevare che, negli ultimi anni, il problema del rapporto tra carichi statici e dinamici è andato in Geotecnica Sismica.

Gli effetti di taglio statico, presisa e ampiezza e durata degli sforzi indotti dal terremoto, possono aversi scenari sismici, legati ad esempio alla liquefazione dei terreni granulari saturi, di segno opposto, alcuni contrassegnati da recuperi di resistenza del terreno, altri, al contrario, associati a collassi repentini e generalizzati.

Rispetto alla progettazione geotecnica in presenza di carichi statici, la progettazione delle opere geotecniche in presenza di carichi dinamici pone una più ampia gamma di questioni ingegneristiche.

Il comportamento meccanico dei terreni è caratterizzato da una serie di complessità legate alla natura granulare e polifase del terreno, che vengono particolarmente esaltate in campo ciclico e dinamico. In campo statico è generalmente sufficiente tener conto della non linearità della relazione sforzi deformazioni per prevedere il comportamento di un sottosuolo; in campo dinamico, a causa del carattere ciclico della maggior parte dei processi, è indispensabile tenere conto sia della non linearità, che della non reversibilità del comportamento dei terreni. L'insieme di questi aspetti genera un progressivo accumulo di deformazioni plastiche ed effetti dissipativi derivanti da assorbimento di energia in ciascun tipo di carico. È necessario analizzare successioni di cicli di carico, l'effetto della velocità di applicazione delle sollecitazioni e della conseguente velocità di deformazione. Nella figura 1.3 (campioni sottoposti a carico ciclico simmetrico), con particolare evidenza di alcuni aspetti che caratterizzano il legame tens-deformativo.

Il generico ciclo di carico WUf (dalla compressione alla tensione) è equivalente al ciclo WUf (dalla tensione alla compressione) dal ciclo stesso. Il rapporto $\eta = \frac{WUf}{WUf}$ è equivalente al rapporto di smorzamento isteretico definito in figura 1.3.

Figura 1.2: Carico ciclico in un terreno

Il luogo dei punti corrispondenti all'estensione della deformazione ciclica fino alla sommità dei cicli d'isteresi è chiamato *blackbone curve*, la cui pendenza all'origine rappresenta il valore più grande del modulo di taglio G_{max} . La caratterizzazione della rigidezza di un elemento di terreno richiede la necessità di considerare G_{max} e il modo con il quale varia il rapporto tra modulo G/G_{max} varia con l'ampiezza della deformazione di taglio.

La deformazione trasversale ciclica via via crescente, definisce una curva sforzi deformazioni che consente di descrivere la variazione del modulo secante G e dello smorzamento d con il progredire della deformazione ciclica (figura 1.9). Così operando si perviene alla sostituzione di un modello di comportamento non lineare del terreno, con uno lineare equivalente (SILVERMAN E IDRIS, 1969), che risulta di comodo impiego nei metodi di analisi dinamica e consente nello stesso tempo

di tener conto del fenomeno di dipendenza della risposta dinamica dei terreni dal livello di deformazione [P. CARRUBBA, M. MAUGERI, 1988].

Figura 1.3: Definizione di rapporto di smorzamento

Alla base di questa procedura vi è la evidenza del fatto che, per deformazioni $\epsilon < 1\%$ il comportamento esibito dalla maggior parte dei terreni è puramente elastico con deformazioni reversibili.

Nel campo intermedio di deformazioni, ossia per $1\% < \epsilon < 10\%$, il comportamento del terreno è elastoplastico e si evidenziano deformazioni permanenti irreversibili; in tale campo il comportamento del terreno è caratterizzato dal progressivo decremento del modulo trasversale col progredire della deformazione trasversale, e nello stesso tempo avviene una dissipazione di energia durante i cicli di applicazione dei carichi. La dissipazione di energia appare indipendente dalla velocità e di natura isteretica, e può essere utilizzato il rapporto di smorzamento per rappresentare le proprietà di assorbimento di energia da parte del terreno.

Dal momento che il livello di deformazione associato è ancora sufficientemente basso e tale da non causare un progressivo cambiamento delle proprietà del terreno, ne segue che il modello trasversale ed il rapporto di smorzamento non

cambiano con il numero di cicli di applicazione del carico [SHIHARA, 1982]. Tale caratteristica stazionaria può essere rappresentata, con ragionevole grado di approssimazione, da una legge viscoelastica

Figura 1.4: Relazione iperbolica sforzi-deformazioni

Il modulo trasversale ed il rapporto di smorzamento, determinati come funzione della deformazione trasversale, sono i parametri che rappresentano le proprietà del terreno in questo campo di deformazioni in cui il comportamento risulta indipendente dal numero di cicli ma dipendente dal livello di deformazione.

Le deformazioni devono essere specificate per ogni processo di carico, scarico e ricarico.

La relazione iperbolica è

$$h = \frac{1}{G_0} \frac{l}{h_{\max}} \quad [1.1]$$

Per essere definita richiede la conoscenza di due soli parametri oscillometrici: G_0 che rappresenta il modulo massimo tangente iniziale ottenibile per valori sufficientemente bassi della deformazione ciclica h_{max} che rappresenta lo sforzo tangenziale in condizione di rottura del terreno.

Con riferimento al valore della deformazione ciclica per la quale va misurato il valore G_0 HARDIN e DRNEVICH [1972] hanno osservato che pur non essendo possibile definire un limite superiore al valore dG al diminuire di f , tuttavia, misurazioni effettuate con la colonna risonante hanno mostrato che il valore $G_0 = G_{max}$ si ottiene per deformazioni angolari di circa 1% o di poco superiori.

Per passare alla legge in termini di sforzi e deformazioni è necessario introdurre la deformazione di riferimento, definita dalla seguente espressione:

$$f_r = 1 \frac{h_{max}}{G_0} \quad [1.2]$$

dove f_r rappresenta una deformazione normalizzata per tenere conto del fatto che la stessa deformazione non può avere lo stesso effetto su tutti i terreni, oppure sullo stesso terreno sottoposto a differenti stati tensionali.

La legge di decadimento del modulo trasversale G può essere espressa in forma normalizzata:

$$\frac{G}{G_0} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{f}{f_r}} \quad [1.3]$$

Il passo successivo è quello di trovare una via di collegamento tra la legge di variazione del modulo trasversale equivalente e quella dello smorzamento equivalente; tale correlazione è stata individuata sulla base di alcune considerazioni sulla configurazione geometrica dei singoli cicli di isteresi, indipendentemente dal livello della deformazione ciclica impressa; tali considerazioni consentono di pervenire alla seguente espressione:

$$\frac{f}{f_{max}} = 1 - \frac{G}{G_0} \quad [1.4]$$

dove γ_{max} rappresenta il massimo valore del rapporto di smorzamento ottenuto per valori infinitamente grandi della deformazione trasversale ciclica (HARDIN E DRNEVICH, 1974).

1.2 Interazione dinamica terreno - fondazione - struttura

Durante un terremoto, il terreno si deforma per effetto del passaggio delle onde sismiche e trascina nel suo moto la fondazione e la struttura in elevazione. Di contro il moto indotto nella sovrastruttura genera delle forze di inerzia che determinano a loro volta delle sollecitazioni e deformazioni nella fondazione e nel sottosuolo con la generazione di ulteriori onde al contatto con il terreno. In risposta a ciò, fondazione e struttura in elevazione subiscono ulteriori

interazioni. In molti casi risulta conveniente, sia dal punto di vista concettuale che da quello computazionale, separare tale interazione in due fenomeni separati e consecutivi, noti con i nomi di "interazione dinamica terreno - fondazione" e "interazione dinamica fondazione - struttura". In molti casi risulta conveniente, sia dal punto di vista concettuale che da quello computazionale, separare tale interazione in due fenomeni separati e consecutivi, noti con i nomi di "interazione dinamica terreno - fondazione" e "interazione dinamica fondazione - struttura" (LORES - BERRONES E WHITMAN, 1982; DOBRY E ČADŮRKE, 1983; KAUSEL E ROESSET, 1974).

La differenza tra il movimento del palo e quello del terreno dipende da numerosi fattori, tra cui i più importanti da tenere in considerazione sono: il contrasto tra la rigidezza del palo e del terreno, la frequenza di eccitazione, i vincoli cinematici alla punta e alla testa del palo.

In questa sezione si considerano gli effetti delle onde incidenti su uno schema semplificato in cui sono presenti la struttura di fondazione (con i pali) e il terreno, mentre la massa della struttura in elevazione è posta uguale a zero, al

La risposta dinamica di un sistema a più gradi di libertà, condizionata dalla distribuzione delle rigidezze e delle masse in elevazione, è determinata esclusivamente da tale interazione. Il modello cinematico risulta significativo soprattutto alla testa del palo (plinti rigidi) e omogeneo.

La risposta dinamica di un sistema a più gradi di libertà, condizionata dalla distribuzione delle rigidezze e delle masse in elevazione, è determinata esclusivamente da tale interazione. Il modello cinematico risulta significativo soprattutto alla testa del palo (plinti rigidi) e omogeneo. La risposta del sistema completo terreno-fondazione è ottenuta, quindi, dalla sovrapposizione degli effetti, anche se, a

La risposta del sistema completo terreno-fondazione è ottenuta, quindi, dalla sovrapposizione degli effetti, anche se, a

¹ La risposta dinamica di un sistema a più gradi di libertà, condizionata dalla distribuzione delle rigidezze e delle masse in elevazione, è determinata esclusivamente da tale interazione. Il modello cinematico risulta significativo soprattutto alla testa del palo (plinti rigidi) e omogeneo. m indica la massa del fabbricato, c lo smorzamento e k la rigidezza del sistema di isolamento.

sezione posta a circa metà della lunghezza del palo, nel caso di pali liberi di ruotare in testa. In terreni stratificati il momento flettente si incrementa verso il basso. Tale incremento è tanto maggiore quanto più elevato è il rapporto di rigidezza fra gli strati. In alcuni casi, il valore del momento può anche superare quello che insorge in testa al palo, quando questo è impedito di ruotare.

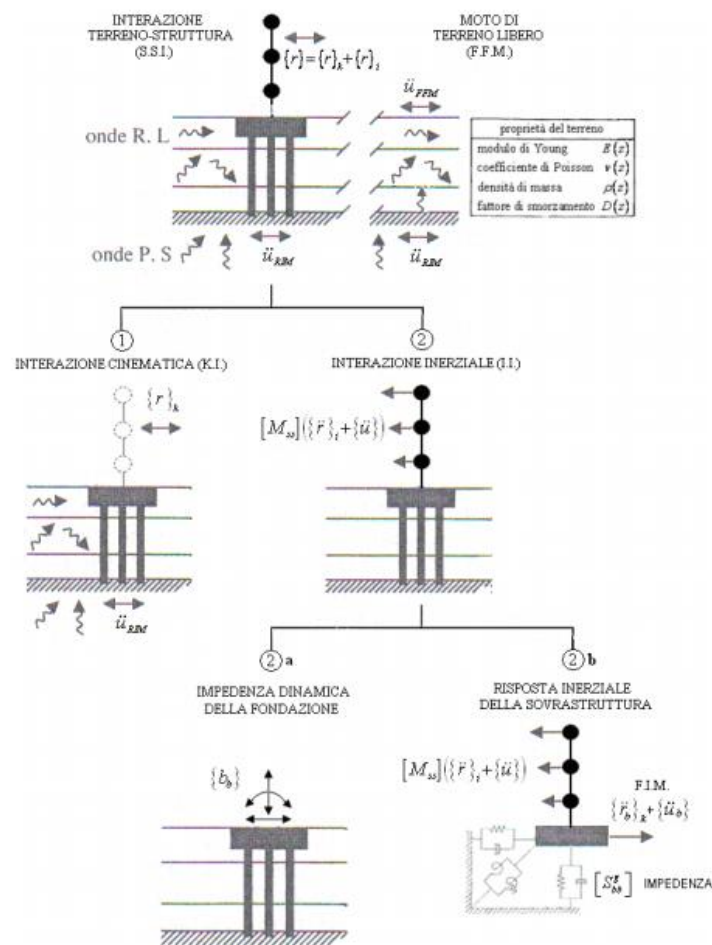


Figura 1.5: Metodo delle sottostrutture per l'analisi dell'interazione dinamica terreno-struttura

una parte del palo, immersa in un terreno più resistente, rimane maggiormente

V`c WWU h U` f] g d Y h h c` ta` in` un` terreno più molle, più libero di muoversi. Tale momento, come evidenziato da diversi risultati sperimentali, U i a Y b h U` U`` N U i a Y b h U f Y` X Y`` U` X] Z Z Y f Y D E Z U` X]` f] [] X Y F. ET AL., 2010; SICA S. ET AL., 2011].

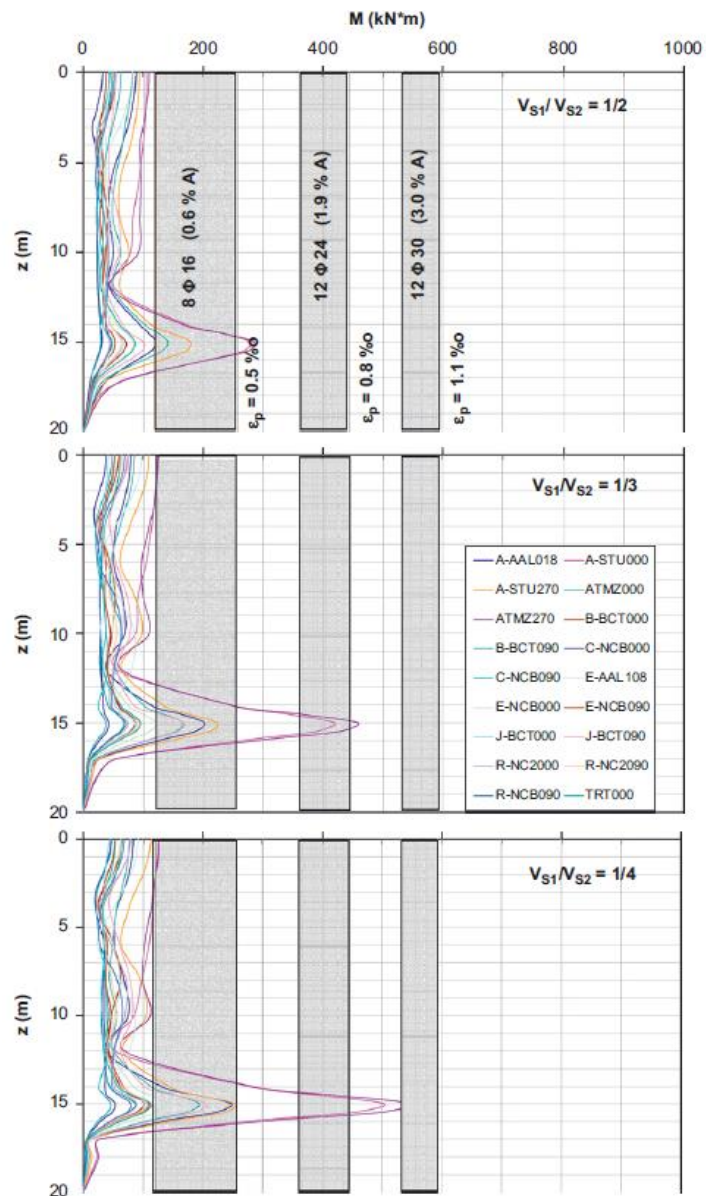


Figura 1.6: Involuppo momenti in un palo con interfaccia tra i vari strati di terreno posta a 15 m di profondità

Molti autori hanno proposto diverse formule analitiche per la valutazione delle sollecitazioni su pali dovute a carichi dinamici. Tra questi, oltre a quelli precedentemente citati, si ricordano: MARGASON [1975] e DENTE [2005].

La valutazione delle sollecitazioni si svolge in due fasi distinte e sequenziali: la prima finalizzata alla determinazione delle caratteristiche della sollecitazione nella struttura in elevazione sotto le azioni sismiche trasmesse dalla fondazione, e la seconda finalizzata alla determinazione delle azioni inerziali trasmesse dalla sovrastruttura.

La seconda fase è finalizzata alla valutazione delle caratteristiche della sollecitazione prodotte nei pali di fondazione per effetto delle sollecitazioni trasmesse dalla sovrastruttura.

(MAIORANO, S. AVERSA).

Un particolare interesse nelle verifiche di interazione dinamica terreno-struttura.

Nel caso di fondazioni profonde, non potendo prescindere né dalla rigidità relativa palo-terreno, né dalla differente massa unitaria del palo e del terreno, si procede alla valutazione delle caratteristiche della sollecitazione prodotta in corrispondenza della testa del palo; questi ultimi risultano dipendenti dai parametri meccanici e geometrici sia del palo che del terreno, e dalle condizioni di vincolo del palo alla testa che in punta. In particolare diverse condizioni di vincolo della testa del palo comportano la formulazione delle impedenze in relazione ai possibili gradi di libertà consentiti [P. CARRUBBA, M. MAUGERI, 1995].

Il fatto che, in caso di azione dinamica, le sollecitazioni che caratterizzano la fondazione siano influenzate in parte anche dalla struttura fuori terra induce un

di isolatori sismici alla base di un determinato edificio. Ed è proprio su questo

1.3 = b h Y f U n] c b Y ' W] b Y a U h] W U . ' a c X Y ' ' c ' b c b ' '] b Y U f Y ' g W

Un palo soggetto a carico ciclico laterale, come è possibile intuire dalla descrizione del fenomeno riportata nel paragrafo precedente, presenta una risposta governata da un comportamento tendente fortemente non lineare, il quale si presenta già a bassi livelli di carico applicati.

Per analizzare la risposta sismica del complesso palo-terreno è necessario ricorrere a modelli dinamici sofisticati, che permettano di considerare i fenomeni non lineari che intervengono in vicinanza dei pali e gli effetti cinematici

Nel caso di un palo singolo o di un gruppo di pali, il meccanismo di trasferimento del carico dipende da vari fattori come: le proprietà meccaniche del terreno, la geometria del singolo palo, la geometria del terreno circostante. Il comportamento dei pali sotto azioni sismiche è reso oltremodo complicato da ulteriori fattori che entrano in gioco, ad esempio, come detto, il comportamento non lineare del terreno, la dipendenza delle proprietà di resistenza del terreno dalla deformazione indotta dal sisma, la possibilità di separazione tra palo e terreno, la presenza di stratificazioni nel sottosuolo, etc.

I pali che costituiscono una fondazione, inoltre, sono connessi da una struttura di collegamento che li rende solidali tra loro. Le caratteristiche di rigidità di tale struttura di collegamento condizionano la risposta del gruppo di pali, così come anche il grado di vincolo che si induce al contatto tra struttura di collegamento e la testa dei pali stessi.

Tradizionalmente per lo studio del complesso terreno-fondazione si fa riferimento al metodo delle *curve py*, secondo il quale il palo è immerso in un

mezzo alla Winkler con molle di legge non lineare nota. Le curve $p-y$ sono ricavate sperimentalmente e sono reperibili in letteratura per i diversi tipi di terreno. Questa procedura però, non tiene né conto del numero di cicli, delle caratteristiche e dell'intensità del carico ciclico.

Le analisi dinamiche non lineari di analisi.

I modelli dinamici non lineari alla Winkler possono essere in genere classificati in modelli a curve non lineari, modelli a tratti lineari, e si possono poi riconoscere modelli di Bouc-Wen, sicuramente tra i più utilizzati negli ultimi

anni. Il modello di Bouc-Wen è stato discusso da Allotey (2006) e da Allotey e El Naggar (2008). Questo modello è stato applicato nel terreno nelle analisi descritte nei capitoli successivi.

Le procedure utilizzate nello sviluppo ciclico delle curve $p-y$ sono simili a quelle utilizzate nello sviluppo del modello della risposta unidimensionale del terreno sotto forma di cicli sforzo-deformazione. Lo sviluppo del modello proposto da Allotey ed El Naggar presenta la capacità di definire anche gli aspetti

del terreno, ovvero:

- il degrado di resistenza e rigidezza sotto carico ciclico dovuta a fattori
- la plasticizzazione del suolo e del terreno;
- la formazione di un "gap" nella cavità;
- il possibile crollo del suolo nella cavità.

Il modello dinamico proposto dai due autori è implementato nel software

presentato in figura 1.6. Essa

rappresenta dunque la curva di interazione suolo-struttura secondo il modello proposto da ALLOTEY ed EL NAGGAR . Il modello può essere classificato come un modello isteretico poligonale di degrado con leggi ben definite per carico, ricarico e scarico. Il modello è a compressione dominante ed è caratterizzato da quattro parti principali: la curva di involucro dorsale o *backbone curve* (la curva standard di ricarico (Standard Reload Curve è SRC); la curva generale di scarico (General Unload Curve è GUC); e la curva diretta di ricarico (Direct Reload Curve è DRC). Secondo ALLOTEY ed EL NAGGAR sono dunque necessari numerosi parametri, che vengono di seguito descritti in modo approfondito.

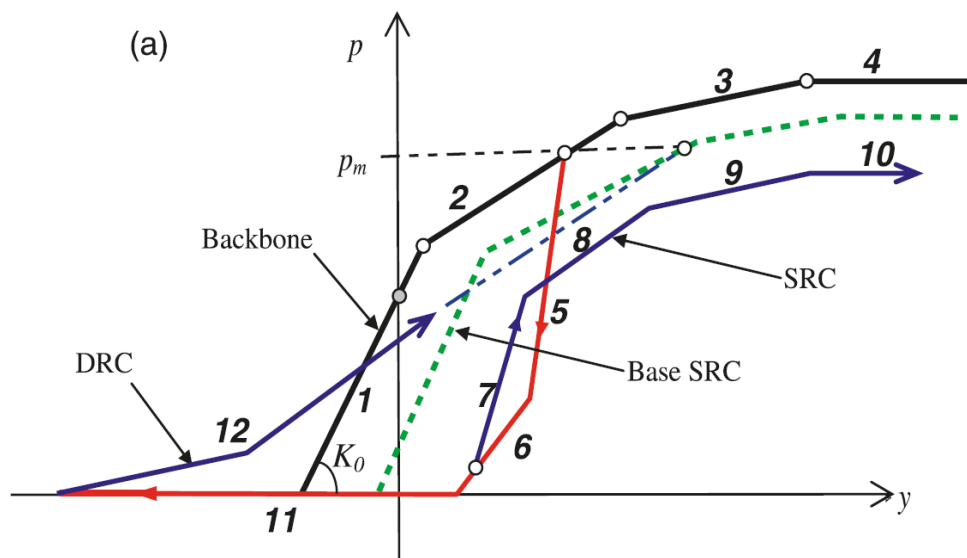


Figura 1.7: Dettaglio della curva di interazione terreno-struttura secondo Allotey ed El Naggar

1.3.1 Curva dorsale (*backbone curve*)

La curva dorsale, che parte dall'origine e si sviluppa dai punti 1, 2, 3 e 4, e assumerà andamento variabile a seconda del terreno che si considera. Per diverse configurazioni la curva dorsale, con andamento non lineare o

multilineare adatto allo specifico caso di curva monotona non lineare forza spostamento (curva $p-y$), i cui segmenti sono definiti da funzioni non lineari, laddove i modelli multilineari possono essere definiti nel modo seguente:

$$p(y) = \sum_{i=1}^j (p_i - p_{i-1}) \frac{y - y_{i-1}}{y_i - y_{i-1}} + p_{j-1} \frac{y - y_{j-1}}{y_j - y_{j-1}} \quad j = 1, \dots, \max(i) \quad y_i \leq y, j \neq 0 \quad [1.5]$$

dove p e y sono rispettivamente la risposta del terreno in termini di sforzo e la deflessione. La curva $p-y$ è divisa in quattro segmenti: il primo segmento rappresenta la rigidità iniziale del terreno; il secondo segmento della curva rappresentano il raggiungimento fino alla forza di picco, mentre i segmenti terzo e quarto descrivono la resistenza residua che si sviluppa dopo il picco. Una forma possibile della curva dorsale è rappresentata nella seguente figura 3.13.

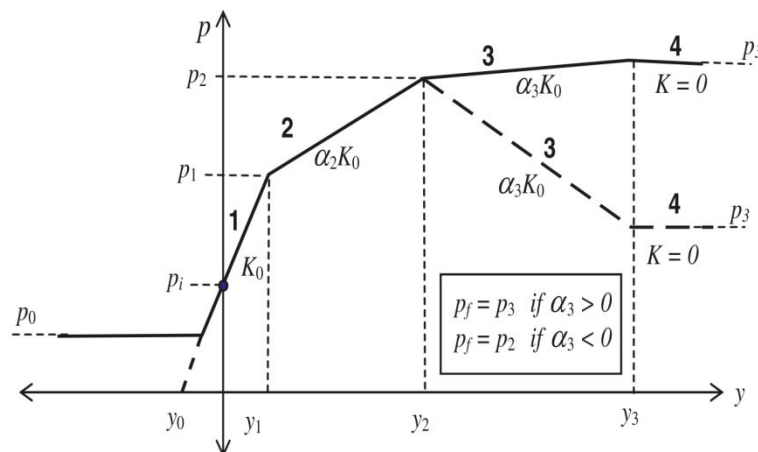


Figura 1.8: Curva dorsale nel modello di Allotey e El Naggar

I parametri necessari per definire la curva dorsale ($p_0, p_1, p_2, p_3, y_0, y_1, y_2, y_3, U_1 - U_3$) possono essere valutati mediante specifici metodi.

Lo spostamento della curva in verticale può essere utilizzato per rappresentare la condizione di spinta attiva nel caso di muri di sostegno (BRIAUD E KIM, 1998), mentre lo spostamento orizzontale verso sinistra indica un effetto di precarico

(con spostamento y_0), come si dovrebbe presentare per il caso dei pali battuti [ALLOTEY, 2006].

1.3.1.1 Sabbia satura

Se siamo, ad esempio, nel caso di una sabbia satura, definitò $\bar{N} U b [c \ c \ X] \ U h h f] h c$ [il peso specifico del terreno ρ il diametro del palo, è possibile calcolare i $g Y [i Y b h] \ j U \ c f] \ f l X] d Y b X Y b h] \ X U \ \bar{N} U b [c \ c \ X] \ U h h f]$

$$U = 45^\circ / 2 \quad V = 45^\circ + U / 2 \quad k = 0,4 \quad k = \tan^2(45^\circ - U / 2)$$

$9 \bar{N} \ U \ c f U \ d c g g] V] \ Y \ W U \ W c \ U f Y \ U \ f Y g] g h Y b n U \ i$ lunghezza, che risulta essere il minimo tra i due seguenti valori:

$$p_{st} = \frac{K_0 \tan^2 V}{\tan(V - U)} \frac{\tan V}{\tan(V - U)} (b \tan V \tan U) K_0 z \tan V (\tan^2 \sin V \tan U) K_a b \quad [1.6]$$

$$p_{sd} = K_a b [z (\tan^8 V - 1)] K_0 b [z \tan^2 \tan^4 V] \quad [1.7]$$

dove p_{us} è la *theoretical ultimate soil resistance due to wedge failure* e p_{sd} è la *theoretical ultimate soil resistance due to horizontal flow failure*.

Le curve definite dalle equazioni appena descritte si intersecano alla profondità z_t . Per le profondità maggiori rispetto z_t è valida la prima delle due, per le profondità inferiori è invece valida la seconda.

La deformazione corrispondente alla resistenza ultima si definisce δ , ed è convenzionalmente pari a $\delta = 9 \bar{N} \ d c g g] V] \ Y \ z] b \ g Y [i] h c \ X Y Z] b$

$$p_{ult} = A_s p_s \quad [1.8]$$

dove A_s è un coefficiente per i carichi statici o ciclici, e per le sabbie sature presenta i valori definiti nella tabella 3.1.

Definito poi y_m pari a $b/60$, è possibile calcolare:

$$p_m = B_s p_s \quad [1.9]$$

con B_s definito nella tabella 3.1.

z/D	0	0,55	1	1,5	2	2,5	3	4	5
A_s	2,9	2,55	2,18	1,8	1,54	1,3	1,1	0,94	0,88
B_s	2,22	1,85	1,55	1,27	1,05	0,88	0,72	0,53	0,5

Tabella 1.1: Coefficienti A e B_s

Noto il valore k_{py} , desumibile dalla curva iniziale rettilineo di curva $p = (k_{py}z)y$ e il tratto parabolico secondo i seguenti parametri:

$$p = C y^n \quad m = \frac{p_u - p_m}{y_u - y_m} \quad n = \frac{p_m}{m y_m} \quad C = \frac{p_m}{y_m^{1/n}} \quad y_k = \frac{C}{k_{py}} \frac{N^{1/n}}{W}$$

Relative density	Loose	Medium	Dense
k_{py} [MN/m ³]	5,4	16,3	34

Tabella 1.2: Valori di k_{py} per diversi tipi di sabbie

I valori di k_{py} per sabbie saturate riportati nella figura 1.9.

Figura 1.9: Esempio di curve p_y per le sabbie

1.3.1.2 Argilla tenera e argilla dura

Gli indici di consistenza Y_{50} e di resistenza a taglio c e del peso di volume effettivo γ caratterizza nel modo seguente:

- Innanzitutto è necessario stimare la variazione con la profondità della resistenza a taglio non drenata c e del peso di volume effettivo γ . Si ottiene così il valore di Y_{50} che corrisponde alla deformazione in corrispondenza della metà della resistenza ultima del terreno. Tipici valori di Y_{50} sono riportati nella tabella seguente:

Consistency of Clay	Y_{50}
Soft	0,020
Medium	0,010
Stiff	0,005

Tabella 1.3: Valori di Y_{50} per diversi tipi di argilla

2. Si passa poi a determinare la resistenza ultima del terreno per unità di lunghezza del palo, utilizzando il minimo valore ottenuto dalle seguenti equazioni:

$$C_u = 1,33 \frac{\bar{N}}{E} \frac{L}{c} \frac{J}{b} \frac{1}{\theta} \quad C_u = 1,9cb \quad [1.10]$$

dove \bar{N} e c sono già stati definiti, θ rappresenta la profondità determinata a partire dal piano campagna, b è il diametro del palo, e J è un parametro empirico che viene solitamente determinato ed è pari a 0,5 per le argille soffici e 0,25 per le argille di media consistenza. Con questo metodo è dunque possibile calcolare il valore di P_u ad ogni profondità che viene richiesta.

3. Successivamente possibile calcolare la deformazione in corrispondenza della metà della resistenza ultima del terreno:

$$y_{50} = 1,25 Y_{50} b \quad [1.11]$$

4. Si determinano poi i vari punti della curva $p-y$ $U = h f U_j Y f g c \dots \bar{N} Y e i U$ seguente. Il valore di p rimane costante fino al raggiungimento del valore $y = 8y_{50}$

$$\frac{P}{P_u} = 1,05 \frac{\bar{N}}{E} \frac{y}{y_{50}} \frac{1}{\theta} \quad [1.12]$$

La curva $p-y$ per le argille tenere è esemplificata nella figura seguente:

Figura 1.10: Curve p - y per argille soffici

Per le argille dure il criterio per la definizione delle curve p - y porta alla determinazione del

Figura 1.11: Curve p - y per argille dure

1.3.2 Curve di scarico e ricarico (SRC e GUC)

U d d f c W W] c i h] n n U h c d Y f X Y f j U f Y Y W i f
 U X U h h U a Y b h c X Y P Y K E (1 9 7 9) f c W W] c X]

Figura 1.12: Dettaglio della curva di scarico (SRC) e ricarico (GUC)

La figura 1.12 mostra un esempio di curva di ricarico, chiamata *standard reload curve* (SRC), e di curva di scarico, chiamata *general reload curve* (GUC). Queste curve derivano da un modello di curva dorsale simile a quello proposta da MASING e descritto nel paragrafo 12. Il fattore di scala, in questo caso, è stimato utilizzando il metodo di PYKE, modificato per tener conto degli effetti del degradamento della resistenza:

$$\pm 11 \dots \frac{P_{ur}}{\chi_i p_f} \quad [1.13]$$

dove i segni più e meno denotano rispettivamente lo scarico e il ricarico. La curva SRC è composta da 4 segmenti (da 7 a 10, come è possibile osservare in figura) per quanto concerne la curva dorsale monotona; l'importamento post picco è invece descritto da tre segmenti, da 7 a 9. Le equazioni per la

seguenti espressioni:

$$p'_i = \sum_{i=1}^j X_y(p_i, p_{i+1}) \quad y'_i = \sum_{i=1}^j \frac{X_i(y_i, y_{i+1})}{X_k} \quad j = 1, \max(i) \quad y_i, y_j \neq 0 \quad [1.14]$$

In figura 1.11 sono riportate le equazioni per le varie coordinate della curva SRC ($p_{r1}, y_{r1}; p_{r2}, y_{r2}; p_{r3}, y_{r3}$) e della curva GUC (p_{u1}, y_{u1}).

Il dataset compilato da LONG e VANNESTE (1994), i quali hanno evidenziato che il rapporto di carico ciclico Z_h (massima distanza mossa al minimo livello di forza per il caso di carico in due direzioni) dove $Z_h = -1$ rappresenta due direzioni di carico, mentre $Z_h = 0$ rappresenta un'unica direzione di carico) oltre, y_{mx} è lo spostamento massimo per il livello minimo di forza applicata, y_{un} è il più basso valore di spostamento per il livello di forza minimo e y_0 è il punto di origine della curva dorsale

$$y_{r1} = y_0 + h_L(y_{un} - y_0)$$

$$h_L = \frac{1}{1 + @Z_h} \quad [1.15]$$

$$Z_h = \frac{y_{mx} - y_{un}}{y_m - y_{un} - 2y_0}$$

dove h_L è una funzione iperbolica che dipende dal parametro $@$ ($@ \neq 0$), e il rapporto di carico ciclico Z_h (massima distanza mossa al minimo livello di forza per il caso di carico in due direzioni) dove $Z_h = -1$ rappresenta due direzioni di carico, mentre $Z_h = 0$ rappresenta un'unica direzione di carico) inoltre, y_{mx} è lo spostamento massimo per il livello minimo di forza applicata, y_{un} è il più basso valore di spostamento per il livello di forza minimo e y_0 è il punto di origine della curva dorsale

Il valore del parametro $@$ $@ = 1$ rappresenta invece la stima migliore di questo parametro in caso di confinamento. Nella figura sottostante sono riportati i risultati ottenuti da Long e Vanneste (1994) per diversi valori di $@$

Figura 1.13: Curva iperbolica empirica per stimare l'origine della curva base SRC

1.3.3 Curva diretta di ricarica (DRC)

La curva diretta di ricarica (DRC) simula la reazione del terreno alla deformazione e al movimento della fondazione nella zona di allentamento (slack zone).

La DRC prende avvio immediatamente dopo un movimento corrispondente ad un livello minimo di forza alle estremità negative. Essa è una curva ad incrudimento con andamento convesso, il quale è controllato da un parametro di limitazione della forza λ_f ($0 \leq \lambda_f \leq 1$), che si riferisce a metà del valore della forza massima, e da un parametro di forma della curva λ_s ($0 \leq \lambda_s \leq 1$), che può essere appunto utilizzato per controllare e definire la forma della curva diretta di ricarica. Nel caso di una fondazione non confinata, o in presenza di un gap (per esempio nel caso di un palo in argilla densa), $\lambda_f = \lambda_s = 0$,

mentre nel caso di risposta onfnata (per esempio nel caso di pal
 immerso in
 sabbia asciutta), $\lambda_s = 1$.

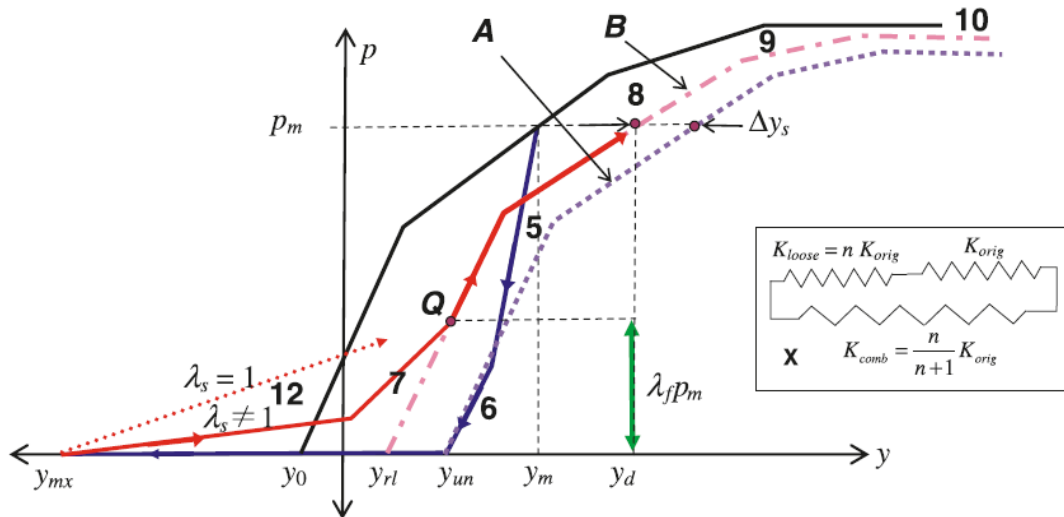


Figura 1.14: Dettaglio della curva diretta di ricarica

Facendo riferimento alla figura 1.14 è possibile descrivere il fenomeno
 (gap) che si forma tra il palo e il terreno stesso (fenomeno *deve-in*). La curva A rappresenta la curva standard
 di ricarica per una fondazione che si muove indietro fino a toccare il terreno nel
 punto in cui le due entità si sono separate. La curva B è un offset verso sinistra
 della curva A di una quantità Δy_s e rappresenta il percorso in caso sia del
 terreno che crolla all'interno della cavità formata tra palo e terreno tale offset
 può essere espresso come di seguito espresso. La grandezza della cavità, il comportamento di incrudimento,
 può essere rappresentata attraverso due molle disposte in serie:

Il comportamento di incrudimento (soil hardening) può essere espresso come di seguito espresso. La grandezza della cavità, il comportamento di incrudimento, può essere rappresentata attraverso due molle disposte in serie:
 La prima molla rappresenta il terreno originale (K_{orig}).

Inizialmente la rigidità combinata K_{comb} delle due molle è controllata dal terreno molle e le deformazioni sono governate dalla sua densificazione. La rigidità del terreno sciolto così aumenta e si avvicina al terreno originario. Poiché il suolo compresso raggiunge una pressione di confinamento simile a quella del terreno originario, occupa un volume finito all'interno del gap, la risposta seguirà la curva B. La curva DRC termina nel punto in cui interseca la curva base SRC.

1.3.4 Modellazione del degrado ciclico

Il degrado ciclico D rappresenta il danno che si accumula durante i cicli di carico N . Il degrado per il ciclo corrente si calcola nel seguente modo (ALLOTEY, 2006):

$$D_{j,j+1} = 1 - \frac{1}{2N_f(S_j)}, \quad S_j = \frac{S_{rj}}{S_{rj-1}} \quad [1.16]$$

dove N_f è il numero di cicli per giungere a rottura, mentre S_j e S_{j-1} rappresentano rispettivamente il rapporto di forza iniziale e finale per il corrente ciclo di carico. Il valore N_f è ottenuto dalla curva S/N , la curva che esprime la condizione di rottura. Questa è definita dal rapporto di sforzo ciclico (stress) $\sigma/\sigma = 1$, e dalla pendenza negativa della linea che esprime la condizione di rottura, $\ln(S/N)$. Due possibili configurazioni della curva che esprime la condizione di rottura sono definite tramite un modello logaritmo-logaritmo (SHARMA E FAHEY, 2003) e da un modello semilogaritmo-logaritmo (PADO ET AL., 1994). Un esempio di funzione di degrado ellittica per arrivare a calcolare i fattori di degrado di resistenza e rigidità è la seguente (ALLOTEY, 2006):

$$X_n = 1 - \frac{1}{2} \left[\frac{X_{mn} - 1}{X_{mn} + 1} \right] \left[1 + (1 - D)^e \eta \right]^{\frac{1}{e_n}} \quad [1.17]$$

dove n sta per k o t (pedici che indicano i fattori di degrado, rispettivamente, di resistenza o rigidità, χ_k e χ_t), $\chi_{m,n}$ è il minimo o massimo accumulo di degrado, e e_n è il parametro che definisce la forma della curva.

1.3.5 Risultati sperimentali: esempi numerici di curve p - y

Attraverso i procedimenti descritti nei paragrafi precedenti, è possibile definire dunque diversi andamenti delle curve dorsali p - y per differenti tipi di terreno.

Consideriamo dapprima un palo, del diametro di 1 metro e lunghezza di infissione di $z = 20$ metri, inserito in una sabbia satura, che presenta i seguenti parametri:

Z [°]	Z [rad]	$[N][KN/m^3]$	U [°]	V [°]	K_o	K_a	K_p	K_{pys}
33	0,576	10	16,50	61,50	0,8	0,29	3,39	16300

Tabella 1.4: Parametri di sabbia satura per la definizione delle curve p - y

A diverse profondità si ottengono dunque i seguenti andamenti e valori numerici:

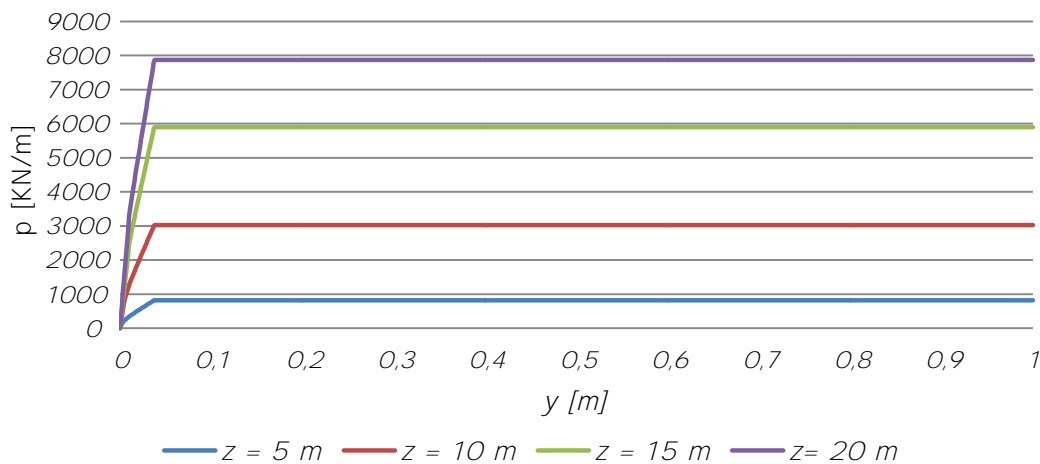


Figura 1.15: Andamento delle curve p - y per una sabbia satura a diverse profondità

attrito e considerando la medesima profondità ($z = 10$ metri), si ottiene:

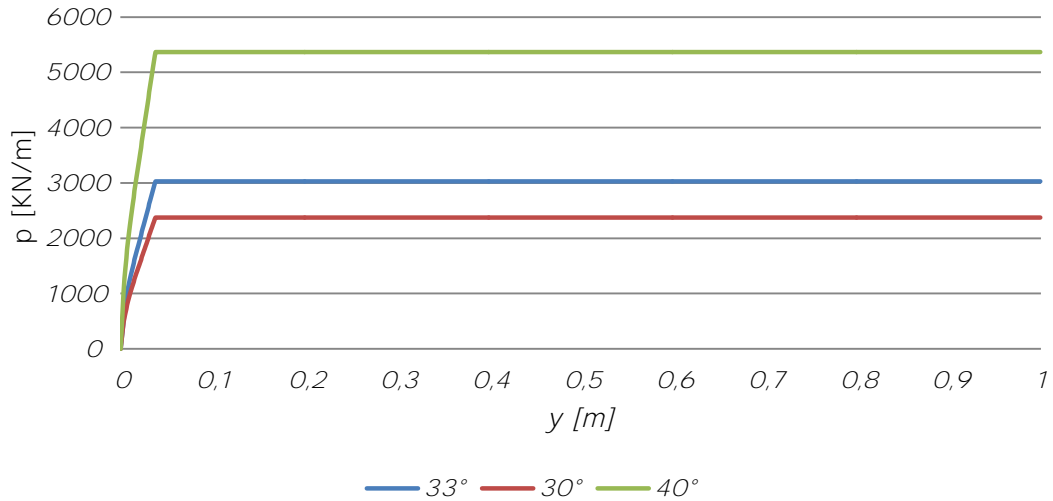


Figura 1.16: Andamento delle curve p per sabbie di diversa consistenza

caratterizzata dai seguenti parametri:

C_u [KN/m ²]	J	\bar{N} [N]	β	γ_{50}	y_{50}	p_{ult} [KN/m]
30	0,50	5,64		0,02	0,05	270,00

Tabella 1.5: Parametri per la definizione delle curve p in argille molli

Facendo variare la profondità si ottengono gli andamenti riportati nella figura 1.17. La profondità di infissione minima, per questo si riportano i risultati relativi solamente a due diverse profondità di infissione, molto lontane tra loro. Vi è infatti da riconoscere, per le argille, una profondità limite z_r , ovvero una profondità di transizione, in corrispondenza della quale viene raggiunto il valore limite da meccanismo di rottura di flusso.

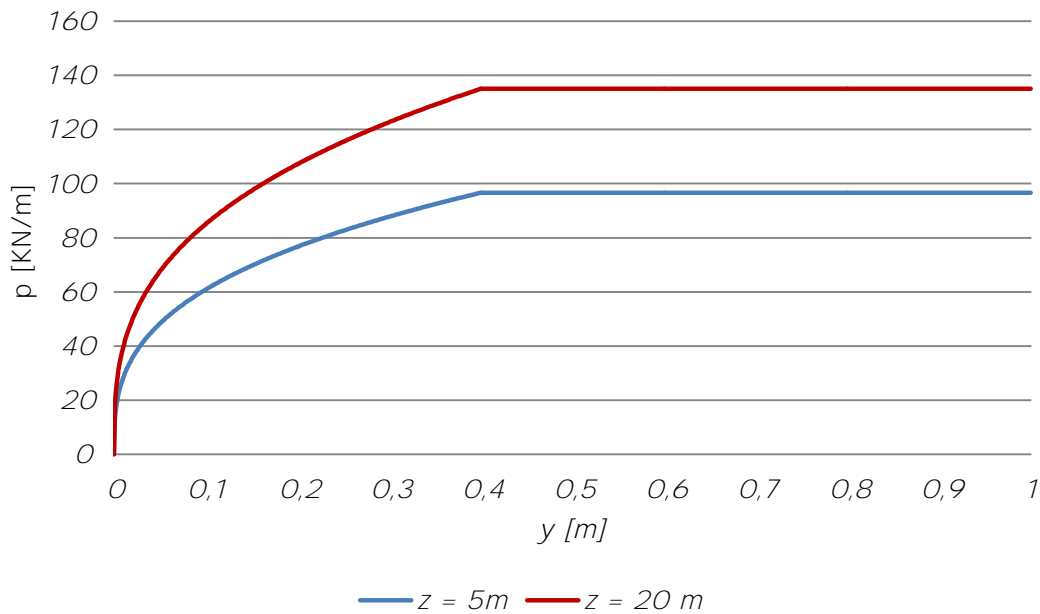


Figura 1.17: Andamento delle curve p per argille molli a diversa profondità

Viste dunque le considerazioni presenti in questo capitolo ed, in modo particolare, considerando quanto riportato al paragrafo 3.3, secondo cui in

inerziale) che la sovrastruttura trasmette alla sottostruttura di fondazione, risulterebbe sicuramente conveniente, per avere una sollecitazione minore nella struttura di fondazione, isolare sismicamente la sovrastruttura attraverso opportuni sistemi di isolamento da valutarsi e dimensionarsi caso per caso.

fondatazione

rappresentata dal modello di ALLOTEY ed EL NAGGAR, prendendo in considerazione lo scorrimento (Double Friction Pendulum Bearing).

2 ISOLAMENTO SISMICO : GENERALITÀ

2.1 = base isolation system

Il concetto di isolamento alla base di un edificio o di una qualsiasi struttura è quello di separare la struttura dal terreno di fondazione per diminuire il pericolo sismico. In un terremoto è il terreno a muoversi ed è dunque il movimento del terreno di fondazione stesso a provocare i maggiori danni.

Il concetto di isolamento alla base di un edificio o di una qualsiasi struttura è quello di separare la struttura dal terreno di fondazione per diminuire il pericolo sismico. In un terremoto è il terreno a muoversi ed è dunque il movimento del terreno di fondazione stesso a provocare i maggiori danni.

Intuitivamente, il concetto di separare la struttura dal terreno di fondazione per diminuire il pericolo sismico è abbastanza semplice da cogliere. Dopo tutto, in un terremoto è il terreno a muoversi ed è dunque il movimento del terreno di fondazione stesso a provocare i maggiori danni.

infrastrutturale. Un aeroplano che vola al di sopra di un sisma non risente di

e i Y g h c . . .] ` ` d f] b W] d] c ` g i ` Wi] ` g] ` V U g U ` ` Ñ] g c ` U a Y b h c
] ` ` g i c ` c ` g] ` a i c j Y f { ` ` Ñ Y X] Z] W] c ` X c j f { ` f] a U b Y f Y ` Z Y

Ma il concetto di isolamento sismico si scontra con i requisiti ingegneristici: per sopportare la forza di gravità la struttura deve essere ancorata al suolo.

8 i b e i Y ž `] X Y U ` a Y b h Y ž ` d Y f ` f] X i f f Y `] ` ` X U b b c ` X c j i h
 dovrebbe essere totalmente separato dal terreno, ma ciò non è possibile.

Nella pratica allora si utilizzano sistemi che prevedono un compromesso tra la stabilità al suolo per resistere alla gravità e la separazione dal suolo per resistere al sisma.

Figura 2.1: Differenza tra edificio isolato alla base ed edificio convenzionale

2.2 Introduzione a ` ` Ñ] g c ` U a Y b h c ` g] g a] Wc

La progettazione antisismica delle strutture deve, come altre condizioni di carico (gravità, vento, etc.) soddisfare i requisiti proposti dalla seguente espressione

$$8 C A 5 B 8 5 ` @ ` 7 5 D 5 7 = H 5 Ñ$$

