



Università di Roma "La Sapienza"
Facoltà di Ingegneria
Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica
Cattedra di Meccanica delle terre

ANALISI DEI FENOMENI DI INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA IN CAMPO DINAMICO

Tesi di laurea svolta con la collaborazione dell'ENEA_DISP*

relatore

Prof. Ing. Alberto Burghignoli

assistente

Ing. Paolo Paoliani, ENEA_DISP*

Divisione di Tecnologia del sito

laureando

Giancarlo Gallese (I 31110)

ANNO ACCADEMICO 1984 - 1985

* Comitato Nazionale per la ricerca e lo sviluppo dell'energia nucleare e delle energie alternative.

Direzione sicurezza nucleare e protezione sanitaria.

PRIMA PARTE

SOMMARIO

1. INTRODUZIONE.....	7
1.1 — FINALITA' DELLA RICERCA	7
1.2 — POSIZIONE DEL PROBLEMA	8
2. TRASMISSIONE DELLE ONDE SISMICHE.....	13
2.1 — NATURA DELLE ONDE SISMICHE	13
2.2 — MOTO SISMICO DI FREE-FIELD	16
3. COMPORTAMENTO DINAMICO DEI TERRENI.....	20
3.1 — CONSIDERAZIONI GENERALI.....	20
3.2 — STATO TENSIONALE INDOTTO DAL SISMA	21
3.3 — DETERMINAZIONE SPERIMENTALE DELLE PROPRIETA' DINAMICHE DELLE TERRE	24
3.3.1 — INTRODUZIONE.....	24
3.3.2 — TORSIONE CICLICA.....	25
3.3.3 — COLONNA RISONANTE	29
Legami moduli-deformazioni.....	35
Smorzamento	36
Eccitazione longitudinale	38
3.3.4 — TRIASSIALE CICLICO	43
3.3.5 — TAGLIO SEMPLICE CICLICO	47
3.3.6 — PROPRIETA' DETERMINABILI IN SITU.....	52
Moduli elastici per piccole deformazioni	52
Densità relativa	53
Configurazione e composizione stratigrafica, profondità delle formazioni rocciose	55
3.3.7 — SOMMARIO DELLE INDAGINI IN LABORATORIO	57
3.4 — MODELLI DI COMPORTAMENTO DEI TERRENI IN REGIME DINAMICO	63
3.4.1 — INTRODUZIONE.....	63
3.4.2 — I MODELLI ELASTO-VISCOSI	64
Modello elasto-viscoso lineare di Voigt-Kelvin.....	64
Modello isteretico lineare	67
3.4.3 — MODELLO LINEARE-EQUIVALENTE	69
3.4.4 — CENNI SUI MODELLI NON LINEARI.....	72
Modello di Ramberg-Osgood	72
I modelli della plasticità.....	73
4. RISPOSTA SISMICA LOCALE	76
4.1 — GENERALITA'	76
4.2 — ANALISI MONODIMENSIONALE	81
4.3 — METODI DI ANALISI MONODIMENSIONALI.....	89
4.3.1 — METODO DELLA TRAVE A TAGLIO CONTINUA.....	91
4.3.2 — METODO DELLA TRAVE A TAGLIO DISCRETIZZATA.....	93
4.4 — ANALISI BIDIMENSIONALE	96
4.5 — ANALISI CON LE ONDE DI RAYLEIGH	101
4.6 — ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE CON ONDE S VERTICALI E CON ONDE R. COMPARAZIONE.....	105

5. INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA	112
5.1 — INTRODUZIONE	112
5.2 — LA NON-LINEARITA' DEL TERRENO NEI PROBLEMI DI INTERAZIONE.....	114
5.3 — MODELLI DI CALCOLO	116
5.4 — METODI DIRETTI	118
5.4.1 — IL COMPORTAMENTO NON-LINEARE DEL TERRENO NEI METODI DIRETTI.....	127
5.4.2 — ESEMPI DI APPLICAZIONE DEL METODO DIRETTO.....	131
5.5 — I METODI DI SOVRAPPOSIZIONE	134
5.5.1 — SOLUZIONE A DUE PASSI (Whitman, 1973).....	135
5.5.2 — SOLUZIONE A DUE PASSI (Gomez-Massò, Lysmer, Seed, 1979).....	139
5.5.3 — METODO DI SOTTOSTRUTTURA	145
5.5.4 — METODO DELLA FONDAZIONE RIGIDA.....	150
5.5.5 — METODO DELLA FONDAZIONE FLESSIBILE	152
5.5.6 — METODO DEL VOLUME FLESSIBILE.....	156
5.5.7 — ANALISI DI INTERAZIONE INERZIALE.....	158
5.5.8 — ANALISI CON IMPEDENZE INDIPENDENTI DALLA FREQUENZA.....	161
APPENDICE 1.....	163
APPENDICE 2.....	165
BIBLIOGRAFIA	167

FIGURE

Figura 1	8
Figura 2	9
Figura 3	11
Figura 4 – Schema idealizzato di propagazione delle onde generate da una sorgente poco profonda	14
Figura 5 – Campi di onde elementari, di volume e di superficie	14
Figura 6 – Analisi con le onde di Raileigh. Forme modali	17
Figura 7 – Propagazione di onde S incidenti alla frontiera inferiore di uno strato superficiale	19
Figura 8	21
Figura 9	25
Figura 10 – Schema della prova di torsione ciclica su provino cilindrico cavo	25
Figura 11 – Cicli di isteresi per carico ciclico nella prova di torsione ciclica	26
Figura 12	27
Figura 13	28
Figura 14 – Cicli di isteresi ottenuti con la prova di torsione	28
Figura 15 – Schematic of resonant column end conditions	29
Figura 16 – Esempio di prova “multistage”	31
Figura 17 – Esempio di confronto fra dati sperimentali ed espressioni teoriche	31
Figura 18 – Curve di Iwasaki e Tatsuoka (1977)	32
Figura 19	33
Figura 20 – Confronto fra dati sperimentali e l’espressione di Hardin per materiali SC	34
Figura 21 – Effetto del grado di saturazione su G_{max}	34
Figura 22 – Curve normalizzate del decadimento del modulo G	35
Figura 23 – Curve dello smorzamento	36
Figura 24 – Moduli di compressione e di taglio ricavati da una prova di colonna risonante	38
Figura 25 – Smorzamenti di compressione e di taglio ricavati da una prova di colonna risonante	39
Figura 26 – Range dei coefficienti di Poisson da prove di colonna risonante	40
Figura 27	41
Figura 28 – Costruzione del cerchio di Mohr	41
Figura 29 – Stato tensionale nella prova con colonna risonante	42
Figura 30 – Schema della prova triassiale ciclica	43
Figura 31 – Definizioni per l’elaborazione delle prove triassiali	44
Figura 32 – Prova triassiale ciclica. Cerchio di Mohr	45
Figura 33 – Schema di apparecchio di taglio semplice	47
Figura 34 – Prova a taglio semplice ciclico con deformazione uniforme	48
Figura 35- Prova a taglio semplice ciclico con sforzo uniforme	48
Figura 36 – Risultati di prove a taglio semplice ciclico su argilla soffice satura	49
Figura 37 – Prova drenata a carico controllato	50
Figura 38 – Schemi delle principali prove dinamiche in sito	53
Figura 39 – Variazione dei moduli di taglio con il livello di deformazione	57
Figura 40 - Variazione dei fattori di smorzamento con il livello di deformazione	58
Figura 41 – Shear Strain - percent	59
Figura 42 – Shear moduli of sands at different void ratios	60
Figura 43 – Shear Strain - percent	61
Figura 44 – Shear Strain - percent	62
Figura 45	64
Figura 46	66
Figura 47	69
Figura 48	70
Figura 49 – Modello costitutivo di Ramberg - Osgood	72
Figura 50 – Raffronto tra i valori sperimentali del modulo G di argille molto compressibili e quelli	73
Figura 51 – Role of kinematic hardening producing hysteresis loops for triaxial compression loading	74
Figura 52 – Comparison of nonlinear, kinematic cap model with cyclic triaxial compression data	75
Figura 54	76
Figura 55	80
Figura 56	80
Figura 57	80
Figura 58	80
Figura 59	80

<i>Figura 60</i>	80
<i>Figura 61</i>	81
<i>Figura 62 – Schema per la rappresentazione delle oscillazioni sismiche di un deposito</i>	82
<i>Figura 63</i>	83
<i>Figura 64 – Funzione di amplificazione di un deposito stratificato a comportamento viscoelastico</i>	86
<i>Figura 65</i>	87
<i>Figura 66 – Trasmissione di un segnale dal bedrock alla superficie libera (free field)</i>	90
<i>Figura 67 – Modelli discretizzati per l'analisi dinamica di depositi stratificati</i>	94
<i>Figura 68</i>	96
<i>Figura 69 – Effetto della rigidità della base sulla risposta sismica di depositi bidimensionali</i>	97
<i>Figura 70</i>	98
<i>Figura 71</i>	102
<i>Figura 72 – Soil layering and soil properties</i>	105
<i>Figura 73 – Maximum accelerations by S-wave and R-wave analyses</i>	106
<i>Figura 74</i>	107
<i>Figura 75 – Response spectra of R-wave motion at different depths at distance 0 from Control Point</i>	108
<i>Figura 76 – Effect of traveling distance on R-wave response spectra</i>	108
<i>Figura 77 – Comparison of free field stress distribution by S and R waves</i>	109
<i>Figura 78 – Stato tensionale nella zona superficiale del deposito</i>	110
<i>Figura 79</i>	112
<i>Figura 80</i>	113
<i>Figura 81 – Complete and idealized complete analyses of soil-structure interaction</i>	116
<i>Figura 82</i>	119
<i>Figura 83</i>	120
<i>Figura 84</i>	122
<i>Figura 85</i>	123
<i>Figura 86</i>	124
<i>Figura 87 - Schematic view of a simplified 3-D model</i>	126
<i>Figura 88</i>	131
<i>Figura 89</i>	133
<i>Figura 90</i>	135
<i>Figura 91</i>	136
<i>Figura 92.a – Problema di free-field</i>	139
<i>Figura 93</i>	142
<i>Figura 94</i>	144
<i>Figura 95</i>	145
<i>Figura 96</i>	148
<i>Figura 97</i>	150
<i>Figura 98</i>	153
<i>Figura 99</i>	154
<i>Figura 100</i>	156
<i>Figura 101</i>	156
<i>Figura 102</i>	158
<i>Figura 103</i>	159
<i>Figura 104</i>	160
<i>Figura 105</i>	161

DISEGNI

<i>Disegno 1</i>	164
<i>Disegno 2</i>	165
<i>Disegno 3</i>	165

1. INTRODUZIONE

1.1 — FINALITA' DELLA RICERCA

Gli eventi sismici sono stati da sempre oggetto di osservazione da parte dell'uomo, ma solo da pochi anni, con il progredire degli strumenti di registrazione, l'osservazione è diventata uno studio sistematico.

Negli ultimi decenni si sono avuti importanti risultati teorici e sperimentali nel campo della Sismologia e dell'Ingegneria sismica.

Le indagini effettuate sulla costituzione interna, sulla propagazione delle onde sismiche, sulla quantità di energia sprigionata, hanno condotto ad una descrizione sempre meno incerta dell'evento sismico.

Allo stato attuale degli studi non è certo possibile prevedere un terremoto, nel senso di indicarne la data, l'intensità e la posizione dell'epicentro ma le analisi sulle correlazioni tra gli eventi sismici rilevabili in superficie, le conoscenze geologiche, il meccanismo dei terremoti all'ipocentro, consentono di valutare le probabilità che in una data area si verifichi un terremoto (1).

Nuovi strumenti di registrazione forniscono dei dati preziosi nello stabilire la "irrequietezza sismica" di una zona, consentendo di riconoscere le aree più soggette a terremoti di una data intensità.

A questo punto è compito dell'Ingegneria sismica valutare attentamente le implicazioni sociali ed economiche concernenti la costruzione, in queste aree, di qualsiasi tipo di insediamento, sia esso urbano o industriale, con il conseguente rischio sismico probabile, in termini di perdita di vite umane e di danni economici.

Il tecnico che opera in questo settore, dovrà necessariamente tener conto di tutti gli aspetti del comportamento dinamico della struttura per potersi avvicinare il più possibile a quella che è la realtà fisica del problema.

Tra questi aspetti, assume interesse preminente un'attenta valutazione della situazione geologica del sito e la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione.

Tali fattori giocano un ruolo predominante sull'entità delle distruzioni e della perdita di vite umane, così come è stato osservato in occasione dei terremoti che hanno colpito San Francisco (1906), Tokio (1923), Città del Messico (1957), Cue Meridionale (1960), Alaska (1964), Niigata (1964), Caracas (1967), San Fernando (1971), Friuli (1976), Città del Messico (1985).

Su questa strada si muoverà la nostra ricerca: si analizzerà in modo particolare l'aspetto geotecnico del comportamento del sistema terreno-struttura.

1.2 — POSIZIONE DEL PROBLEMA

Come affermato da Whitman, "si parla di interazione terreno-struttura quando il moto in corrispondenza della superficie di contatto tra terreno e struttura è differente da quello che si avrebbe sulla stessa superficie in assenza della struttura" (2).

Per fissare meglio le idee, consideriamo un terreno di fondazione costituito in generale da diversi strati su una formazione rocciosa (bed-rock) ed una struttura rappresentata schematicamente da una struttura di fondazione più o meno immersa nel terreno e da una struttura in elevazione (fig. 1).

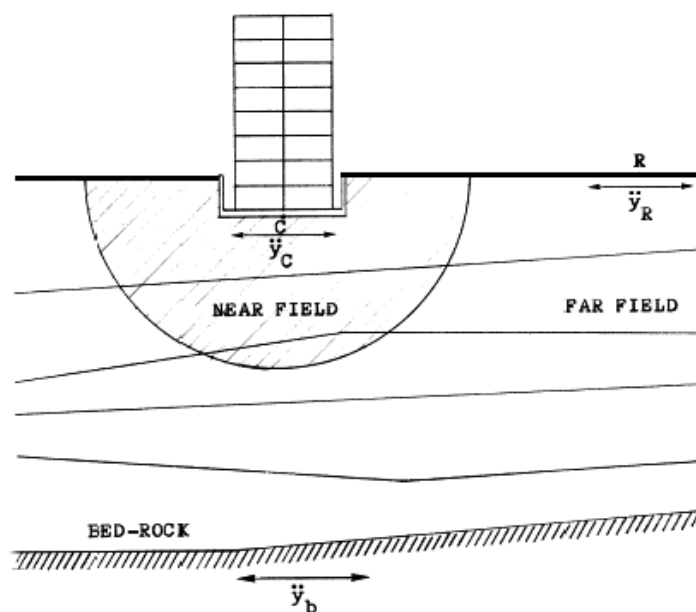


Figura 1

Supponiamo che ad un certo istante abbia origine un evento sismico in una certa regione S (Ipocentro) non molto lontana.

Le imponenti forze endogene, responsabili del terremoto, fanno sprigionare un'ingente quantità di energia che dall'ipocentro si propaga attraverso la crosta terrestre sotto forma di onde elastiche.

Supponiamo ora di registrare il moto in un punto C sulla superficie di contatto terreno-struttura ed in un punto R sufficientemente lontano dalla struttura.

Immaginiamo inoltre di poter registrare il moto negli stessi punti C ed R nella situazione di terreno libero, cioè senza la struttura (fig. 2).

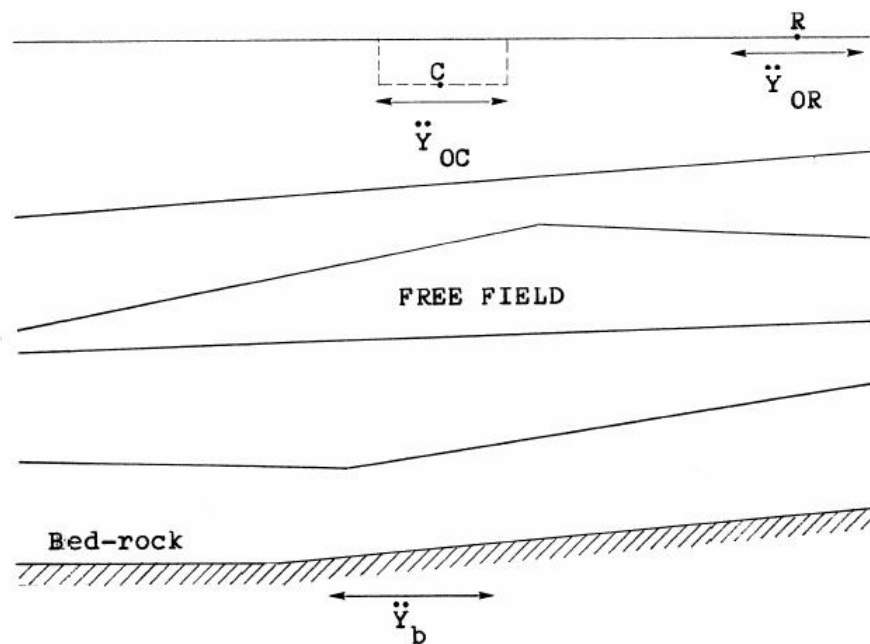


Figura 2

In quest'ultimo caso i moti che si hanno nel terreno si dicono moti di free-field; siano $\ddot{y}_{OC}$ e $\ddot{y}_{OR}$ le componenti orizzontali dell'accelerazione nei punti C ed R .

Per la situazione che si intende studiare schematizzata in fig. 1 siano $\ddot{y}_C$ e $\ddot{y}_R$ le corrispondenti accelerazioni nei medesimi punti.

In entrambi i casi sia $\ddot{y}_b$ la componente orizzontale dell'accelerazione al bed-rock.

La sequenza degli strati di terreno opera da filtro sul moto $\ddot{y}_b$ e, in generale, il moto in superficie $\ddot{y}_{OR}$ si presenta amplificato e più ricco di componenti a bassa frequenza.

Questo fenomeno è detto "amplificazione locale" rispetto al moto del bed-rock.

Quando è presente una struttura, le onde sismiche la raggiungono e anch'essa prenderà a vibrare.

Le vibrazioni indotte nel terreno dalla struttura vibrante saranno molto più piccole di quelle indotte dal terreno stesso, fatta eccezione per la zona immediatamente vicina alla struttura, detta "near-field".

Nelle zone lontane dalla struttura (far-field) gli effetti delle vibrazioni strutturali saranno dunque trascurabili per cui i moti del terreno saranno interessati soltanto dal fenomeno di amplificazione locale.

Risulterà allora: $\ddot{y}_{OR} = \ddot{y}_R$

cioè il moto di free-field in R sarà uguale al moto che si avrebbe in R se la struttura fosse sufficientemente lontana tanto da ritenere trascurabili gli effetti delle sue vibrazioni.

Lo stesso non può dirsi per il punto C e per tutta la regione vicina alla struttura (near-field) dove gli effetti delle vibrazioni della struttura non sono più trascurabili: i moti del terreno saranno interessati dal fenomeno di amplificazione locale e contemporaneamente dal fenomeno di interazione descritto.

Sarà allora: $\ddot{y}_{OC} \neq \ddot{y}_C$

cioè le azioni esercitate attraverso la struttura di fondazione sul terreno circostante producono delle deformazioni alterando il moto stesso rispetto a quello $\ddot{y}_{OC}$ che si avrebbe in assenza della struttura.

Considerare nei calcoli sismici il fenomeno di interazione significa anzitutto riconoscere distinte le accelerazioni $\ddot{y}_{OC}$ e $\ddot{y}_C$, quindi riferire a quest'ultima le azioni di inerzia sulla struttura e le relative risultanti sul terreno (fig. 3).

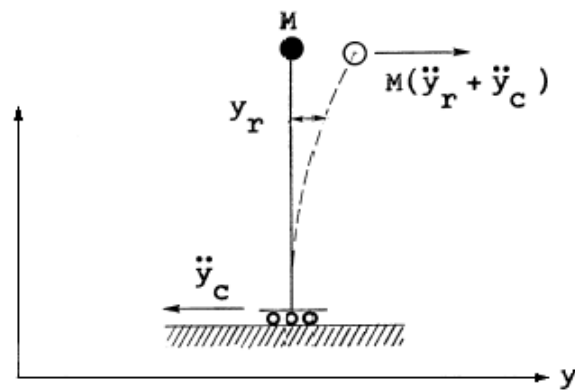


Figura 3

Si ricorda che le forze d'inerzia sono proporzionali alle accelerazioni assolute che valgono:

$$\mathbf{a}_{\text{assolute}} = \mathbf{a}_{\text{relative}} + \mathbf{a}_{\text{trascinamento}} \quad (\text{Teorema dei moti relativi})$$

$$\ddot{\mathbf{y}} = \ddot{\mathbf{y}}_r + \ddot{\mathbf{y}}_c$$

Quindi trascurare gli effetti di interazione significa prendere un'accelerazione assoluta pari a:

$$\ddot{\mathbf{y}} = \ddot{\mathbf{y}}_r + \ddot{\mathbf{y}}_{oc}$$

Per strutture fondate su roccia o terreni molto rigidi, il moto della fondazione è essenzialmente quello che si avrebbe nel terreno al livello della fondazione in assenza della struttura.

Per terreni teneri, invece, il moto della fondazione differisce da quello di free-field perchè le azioni scambiate dai due sistemi, terreno e struttura, nel corso delle oscillazioni alterano lo stato deformativo del terreno.

Ripetiamo che questa interazione risulta dalla propagazione di onde dal terreno alla struttura dovuta al terremoto stesso e dalla propagazione di onde dalla struttura al terreno dovuta alle vibrazioni strutturali.

A causa di questi effetti lo stato di deformazione nel terreno, in particolare nel near-field, sarà molto diverso da quello che si ha nelle condizioni di free-field.

Perciò la risposta dinamica di una struttura fondata su un terreno tenero può differire notevolmente in ampiezza e contenuto di frequenza dalla risposta di una struttura identica fondata su un terreno molto consistente o su roccia.

Il sistema accoppiato terreno-struttura mostra un picco di risposta strutturale a frequenze più basse rispetto al sistema costituito dalla struttura su un terreno rigido.

Inoltre, l'ampiezza della risposta strutturale è affetta dalla dissipazione addizionale di energia introdotta nel sistema attraverso lo smorzamento per radiazione e lo smorzamento interno che si hanno nel terreno.

Questi ultimi aspetti saranno meglio chiari nei capitoli che seguono.

Ora, quello che più interessa osservare da questa prima descrizione del fenomeno è il gran numero di problemi che si incontra nell'affrontare un'analisi di interazione terreno-struttura:

- problemi sull'origine, natura e propagazione delle onde sismiche;
- problemi sulla caratterizzazione del terreno da un punto di vista dinamico;
- problemi sulla determinazione degli effetti della "amplificazione locale";
- problemi sulla caratterizzazione dinamica della struttura e sulla determinazione degli effetti dell'interazione.

2. TRASMISSIONE DELLE ONDE SISMICHE

2.1 — NATURA DELLE ONDE SISMICHE

Un terremoto è definito da tre caratteristiche: intensità, contenuto in frequenza, durata.

Queste dipendono a loro volta da quattro fattori:

- 1) il meccanismo della sorgente sismica e la quantità di energia da essa liberata;
- 2) la distanza dalla sorgente;
- 3) le proprietà materiali delle porzioni della crosta terrestre attraversate dai vari tipi di onde;
- 4) le condizioni geologiche locali.

E' in generale impossibile quantificare separatamente il contributo di ciascuno di questi fattori alle oscillazioni risultanti in una località prescelta; tuttavia grazie all'esperienza acquisita dai terremoti passati ed alla possibilità di effettuare prove sperimentali sul comportamento dinamico dei terreni, l'influenza delle condizioni geologiche locali appare meno difficile da valutare degli altri fattori.

Talvolta si è teso ad esagerare l'importanza di tale influenza; si è mostrato che l'effetto del meccanismo della sorgente e della macrostruttura geologica può essere molto più significativo di quanto non sia generalmente creduto (3, 4).

E' anche vero, però, che la presenza di depositi molto teneri nell'area epicentrale di un terremoto forte può controllare in modo determinante le caratteristiche dei movimenti superficiali del terreno:

la bassa resistenza del materiale impedisce, infatti, che si trasmettano sforzi ed accelerazioni superiori ad un certo limite, con il risultato che l'influenza del meccanismo di sorgente e del cammino di propagazione sul segnale sismico tende a venire localmente cancellata (5).

Da una sorgente sismica vengono generate direttamente delle onde di sforzo, dette "onde di volume" che si suddividono in "onde ***P***" e in "onde ***S***" (fig. 4).

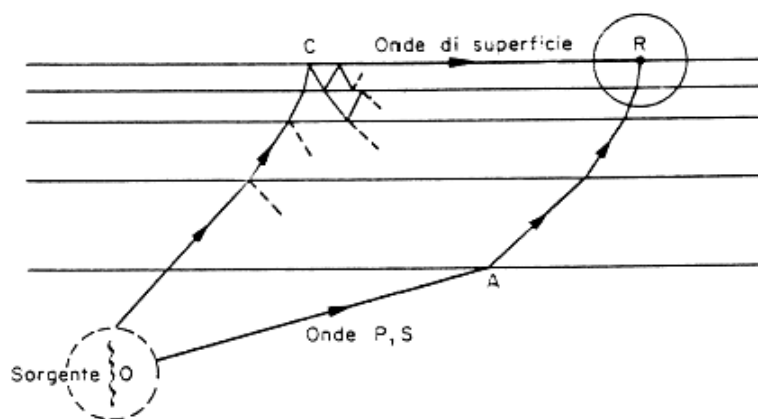


Figura 4 – Schema idealizzato di propagazione delle onde generate da una sorgente poco profonda

Le "onde P ", dette onde longitudinali o di dilatazione od anche di compressione, producono un moto delle particelle di terreno parallelo alla direzione di propagazione delle onde, quindi, generano essenzialmente estensione o compressione.

Le "onde S ", dette onde trasversali o di taglio (S_H , S_V nella fig. 5), producono un moto delle particelle perpendicolari alla direzione di propagazione delle onde e generano esclusivamente deformazioni tangenziali.

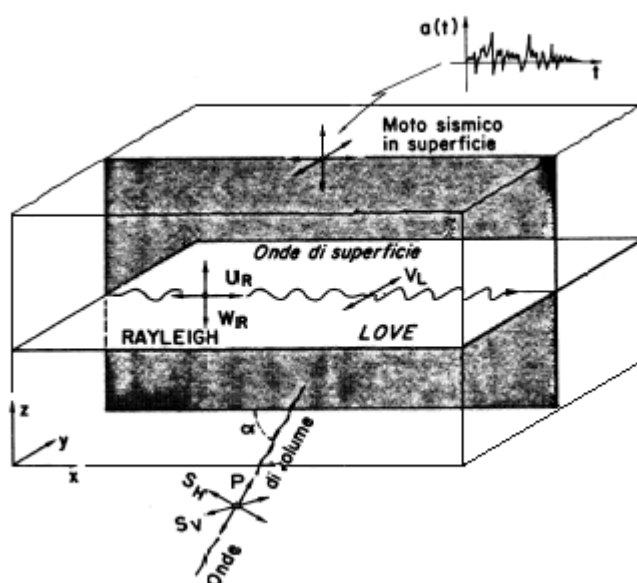


Figura 5 – Campi di onde elementari, di volume e di superficie

Dall'incidenza delle onde di volume con la superficie terrestre nasce un altro tipo di onde, dette "**onde di superficie**", perché a differenza delle onde di volume, che sono presenti ovunque nel semispazio, sono localizzate solo nella parte superficiale del semispazio e si attenuano rapidamente con la profondità.

Le onde di superficie si suddividono in:

- "**onde di Love**" (onde ***L***) che producono un moto delle particelle orizzontali e perpendicolari alla direzione di propagazione (***V_L*** in fig. 5);
- "**onde di Rayleigh**" (onde ***R***) che producono un moto delle particelle orizzontali e verticali nel piano verticale che contiene la direzione di propagazione delle onde (asse ***x*** in fig. 5).

Lo schema altamente idealizzato della fig. 4 mostra la posizione relativa di una sorgente sismica ***O***, di una stazione di osservazione ***R***, nonché una tipica traiettoria di propagazione ***OAR*** per le onde di volume ed una traiettoria ***OCR*** per le onde di superficie.

2.2 — MOTO SISMICO DI FREE-FIELD

Le conoscenze attuali del moto sismico sono di natura eminentemente empirica, anche se talvolta accompagnabili a posteriori da interpretazioni geofisiche semi-quantitative, e riguardano il manifestarsi del moto alla superficie del terreno.

La quantità delle registrazioni raccolte permette in numerosi casi di definire modelli probabilistici del moto sismico superficiale, differenziati in relazione ai parametri più significativi, quali ad esempio la magnitudo dell'evento, la distanza sito-ipocentro, le condizioni stratigrafico-meccaniche locali, etc.

Per quanto riguarda invece il moto sismico all'interno del volume del terreno gli strumenti analitici oggi a disposizione possono essere così riassunti (una rassegna estesa e documentata è contenuta ad es. in (6)). Partendo da un generico segnale in superficie, è possibile ricavare un corrispondente campo di onde di volume (di pressione oppure di taglio), fissata che ne sia la direzione di propagazione, entro un mezzo stratificato orizzontalmente ed a comportamento elasto-viscoso.

Per onde superficiali (o Love o Rayleigh) in un semispazio dello stesso tipo, la ricostruzione è praticamente fattibile a patto di considerare per ciascuna armonica il solo modo fondamentale (7).

Le attuali tecniche sismologiche non sono quindi in grado di identificare in un segnale di superficie il contributo relativo e la direzione dei diversi campi di onde che nel loro insieme compongono il moto all'interno del semispazio.

Preso atto di questi limiti, è necessario rivolgere l'attenzione a criteri operativi semplificati che l'esperienza, numerica o dei fatti, abbia mostrato accettabili.

I criteri operativi attualmente adottati nella pratica ingegneristica sono sostanzialmente due:

- il primo fa riferimento ad una condizione sismica (seismic environment) costituita da una propagazione verticale di onde di volume (in generale si assume una propagazione verticale di onde di taglio);

- il secondo, invece, ad una condizione sismica costituita da una propagazione orizzontale di onde di superficie (in generale si assume una propagazione orizzontale di onde di Rayleigh).

Si deve notare comunque che la presenza delle onde di superficie sembra essere limitata alle frequenze comprese tra 0,1 e 2 Hz, dal momento che l'esistenza di significative componenti di onde di superficie sopra i 2 Hz, che è l'ordine di grandezza di maggior interesse per l'ingegneria strutturale, non sono state ancora confermate (8).

Inoltre, alle frequenze maggiori di 1 Hz, le onde di Rayleigh si attenuano fortemente con la profondità fino a dare moti insignificanti dentro alcune decine di metri nei terreni sciolti e alcune centinaia di metri nelle rocce (7).

Tipiche forme modali per le onde di Rayleigh in un sito di roccia sono mostrate in figura 6.

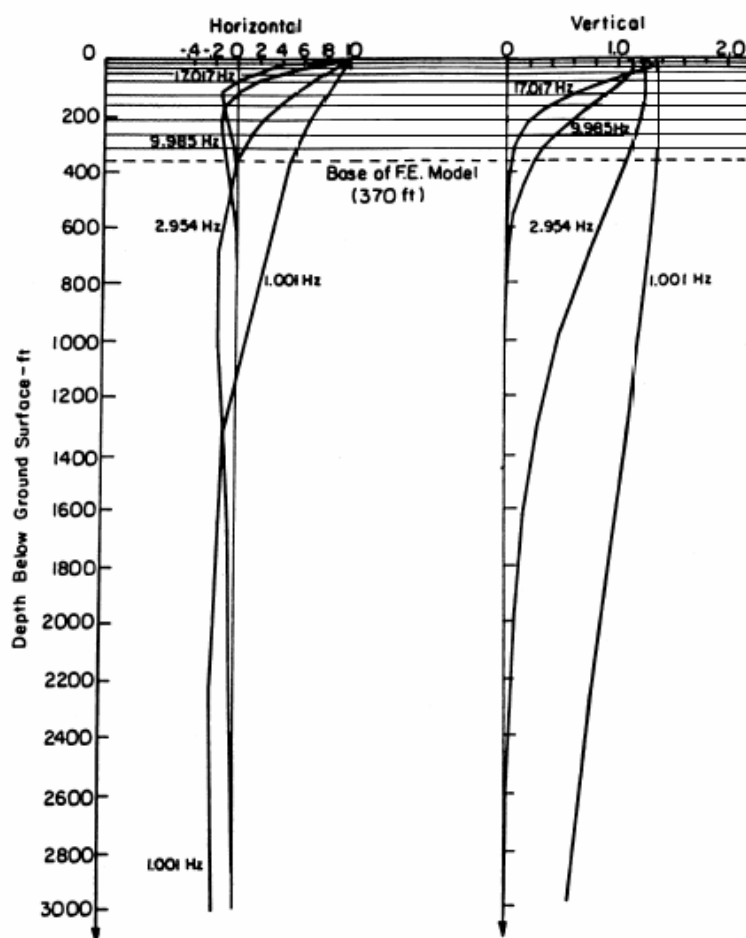


Figura 6 – Analisi con le onde di Raileigh. Forme modali

Come si vede da questa figura le frequenze maggiori di 1 Hz sono fortemente attenuate con la profondità.

Il possibile contributo al moto risultante delle onde superficiali è stato oggetto di numerosi studi teorici.

Il recente lavoro di Lysmer, Seed e Chen (1981, (6)) contiene, oltre ad una rassegna delle soluzioni già disponibili, nuovi algoritmi agli elementi finiti per lo studio dei campi di spostamento prodotti dal passaggio di onde P ed S comunque inclinate, di Rayleigh e di Love, in terreni stratificati disposti su un semispazio elasto-viscoso.

Indagini numeriche eseguite con tali algoritmi indicano che il campo di spostamenti orizzontali nel terreno indotti da onde a propagazione orizzontale (Rayleigh) non differisce in modo apprezzabile, a parità di segnale in superficie, da quello prodotto da onde di taglio a propagazione verticale.

Questo risultato è valido per profondità di alcune decine di metri, soprattutto per terreni relativamente teneri.

Queste considerazioni sono sufficienti a giustificare la prassi quasi generalizzata che consiste nell'attribuire integralmente il segnale in superficie a campi d'onde di volume che si propagano in direzione verticale, trascurando quindi il contributo delle onde superficiali.

A seconda poi che il moto in superficie sia sussultorio oppure ondulatorio, il campo d'onda interno si assume corrispondentemente di tipo dilatazionale oppure di taglio.

A confortare questa prassi, comunque, sono poche se non esistenti le osservazioni sperimentali dirette.

Per quanto riguarda l'ipotesi di propagazione in verticale delle onde di volume (vedere Appendice 1), essa è teoricamente tanto più corretta quanto più marcata è la diminuzione di rigidità del terreno verso la superficie.

In un terreno stratificato ideale, il rapporto tra gli angoli di rifrazione (rispetto alla verticale) entro due strati successivi è proporzionale al rapporto delle loro rigidità: anche un solo strato alluvionale su roccia è quindi sufficiente a dirottare in verticale un campo d'onda di provenienza qualsiasi.

La riduzione dell'intero moto sismico ad un campo di onde di volume verticali è dunque in molti casi un'approssimazione accettabile del fenomeno fisico.

Salvo i casi speciali in cui la località da studiare si trovi vicinissima all'epicentro e la profondità della sorgente sia piccola, i movimenti del terreno prodotti dalle onde S sono più intensi di quelli generati dalle onde P .

Come abbiamo visto, le onde S portano le particelle di terreno ad oscillare perpendicolarmente alla direzione di propagazione; lo schema risultante, dunque, è quello illustrato in fig. 7 in cui si è supposto per semplicità di avere un solo strato poggiante direttamente su roccia.

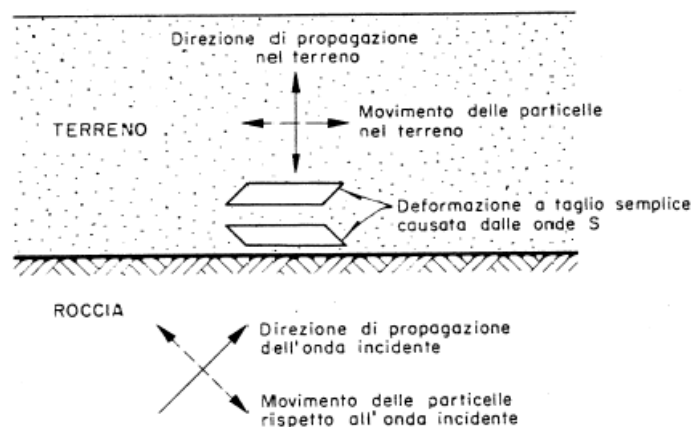


Figura 7 – Propagazione di onde S incidenti alla frontiera inferiore di uno strato superficiale

E' forse utile anticipare fin d'ora che l'ipotesi di riduzione dell'intero moto sismico ad un campo di onde di volume verticali non risulta adeguata per lo studio delle strutture alte; infatti, per periodi maggiori di un secondo il ruolo delle onde di superficie può divenire preponderante a distanze epicentrali superiori a qualche decina di Km ed influire quindi notevolmente sul comportamento delle strutture con periodi propri grandi.

Né risulta adeguata per lo studio di strutture estese orizzontali, completamente o parzialmente interrato, quali ad es. condotte o tunnel; è intuitivo, infatti, come queste strutture debbano essere soprattutto sensibili al tipo di deformazione del suolo prodotto da onde superficiali a propagazione orizzontale.

3. COMPORTAMENTO DINAMICO DEI TERRENI

3.1 — CONSIDERAZIONI GENERALI

Quando un terreno è soggetto ad azione sismica, le distribuzioni degli sforzi e delle deformazioni, conseguenti alle accelerazioni subite dalle fasi che lo compongono (liquida e solida), danno luogo a due situazioni distinte:

- condizioni di terreno instabili, intendendo con questo che le vibrazioni producono una perdita parziale o totale della resistenza dei depositi sciolti, parzialmente o totalmente saturi di acqua.

Questo fenomeno prende il nome di "liquefazione del suolo" e può portare a cedimenti rilevanti, smottamenti, fessurazioni, quasi sempre incompatibili con qualsiasi tipo di costruzione.

In queste condizioni, il problema consiste nel valutare il potenziale di collasso del deposito sotto l'azione del terremoto di progetto.

- condizioni di terreno stabili, in cui, seppure avvengono plasticizzazioni delle masse del terreno, il livello delle deformazioni raggiunte è contenuto entro valori ammissibili.

In questo caso il problema consisterà nel calcolare la distribuzione spazio-temporale dei moti del terreno nel deposito considerato (Problema di risposta sismica locale) e nel calcolare le accelerazioni che il deposito trasmette alla struttura (Problema di interazione terreno-struttura).

Le considerazioni che seguono sono tutte rivolte alla determinazione di questo input, sul quale le caratteristiche di deformazione elasto-plastiche del terreno e la presenza della struttura hanno, come si vedrà, un'influenza che può essere determinante nella corretta schematizzazione del fenomeno.

3.2 — STATO TENSIONALE INDOTTO DAL SISMA

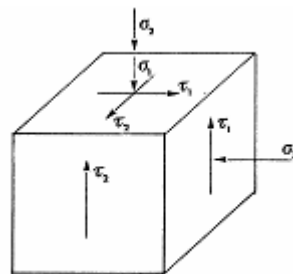
Un terremoto produce in generale uno stato tensionale tridimensionale nel terreno.

Per esempio facendo le seguenti ipotesi sul contributo dei diversi tipi di onde al moto sismico:

- onde di volume con propagazione verticale,
- onde di Rayleigh con propagazione orizzontale,

abbiamo il seguente stato tensionale indotto:

Figura 8



- | | |
|------------------------|--|
| τ_1, τ_2 : | tensioni tangenziali prodotte dalle onde di taglio; |
| σ_1 : | tensioni normali prodotte dalle onde di dilatazione; |
| σ_2, σ_3 : | tensioni normali prodotte dalle onde di Rayleigh. |

Per eseguire uno studio tridimensionale è necessario disporre dunque di:

- a) una simulazione di input sismico con i contributi dei diversi tipi di onde sismiche;
- b) modelli costitutivi tridimensionali.

Per quanto riguarda l'input sismico, come abbiamo già visto, non si è riusciti ancora a produrre una condizione sismica (seismic environment) costituita dalle onde di volume e di superficie; si assume di solito una propagazione verticale (od anche obliqua) di onde di volume oppure una propagazione orizzontale delle onde di superficie.

Per quanto riguarda i modelli costitutivi tridimensionali, molta ricerca si sta facendo; attualmente tre modelli stanno per essere sviluppati e verificati:

- 1) il "cap model";
- 2) il modello di plasticità a più superfici;
- 3) il modello endocronico.

Nessuno di questi è ancora applicabile nelle analisi.

Per queste difficoltà operative si introducono delle semplificazioni che riconducono lo stato tridimensionale a quello più semplice monodimensionale.

Per esempio, per quanto riguarda le onde di volume, si considerano le eccitazioni orizzontali e verticali disaccoppiate: i moti orizzontali sono associati ad onde di taglio con propagazione verticale; i moti verticali ad onde di dilatazione con propagazione verticale.

I comportamenti a compressione (moti verticali) ed il comportamento deviatorio (moti orizzontali) possono essere assunti accoppiati tramite il coefficiente di Poisson (9) o altra costante elastica valendo le seguenti relazioni:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)}$$

dove:

ν : coefficiente di Poisson o di dilatazione trasversale

K : modulo di dilatazione cubica

La semplificazione consiste quindi nella sovrapposizione degli effetti:

- il sisma produce in un generico elementino un generico stato deformativo tridimensionale ed un corrispondente stato tensionale tridimensionale;
- si può pensare lo stato deformativo tridimensionale come una sovrapposizione di più stati deformativi monodimensionali (disaccoppiamento dei moti orizzontali e verticali);
- per il principio di sovrapposizione degli effetti possiamo dire che lo stato tensionale tridimensionale sarà dato dalla somma degli stati tensionali associati agli stati deformativi monodimensionali prima considerati.

Tutto questo sarebbe vero se il terreno fosse elastico lineare, omogeneo ed isotropo.

Come ben sappiamo, il comportamento del terreno è spiccatamente non lineare per cui non esiste una relazione di proporzionalità tra i moduli G ed E essendo anche i coefficienti ν e k funzione del livello di deformazione.

Per queste ragioni, quando si eseguono studi bidimensionali o tridimensionali descrivendo il comportamento del terreno come sovrapposizione dei comportamenti monodimensionali deviatorici e dei comportamenti a compressione, occorre molta cautela.

Esistono, infatti, dei metodi di analisi di risposta sismica locale o di interazione terreno-struttura che eseguono uno studio bidimensionale o tridimensionale utilizzando legami costitutivi monodimensionali, per esempio, curve sperimentali $G - \gamma$ per condizioni monodimensionali (per esempio il programma FLUSH).

In questi casi bisogna sempre tenere in mente le incertezze insite in queste procedure e riconoscere la loro validità solo nel campo ristretto di alcuni problemi ingegneristici quali la determinazione del moto alla superficie libera del terreno (problemi di risposta sismica locale) o la determinazione della risposta strutturale (problemi di interazione terreno-struttura).

3.3 — DETERMINAZIONE SPERIMENTALE DELLE PROPRIETA' DINAMICHE DELLE TERRE

3.3.1 — INTRODUZIONE

Le prove di laboratorio per lo studio del comportamento del terreno sotto l'azione di carichi variabili nel tempo hanno contribuito in modo sostanziale allo sviluppo delle conoscenze geotecniche dinamiche in quanto hanno costituito e ancora oggi costituiscono il principale mezzo di indagine sperimentale.

Le prove più comunemente usate sono:

- 1) Torsione ciclica
- 2) Colonna risonante
- 3) Triassale ciclica
- 4) Taglio semplice ciclico.

Esse operano generalmente su provini di terreno di dimensioni simili a quelli delle prove statiche convenzionali; i relativi apparecchi sono muniti di dispositivi di carico che applicano forze armoniche, con frequenze che possono variare da 1 Hz fino a 300 Hz a seconda della prova.

In tutti i casi è essenzialmente una sola la componente di sollecitazione che viene fatta variare in forma ciclica, mentre gli stati di sforzo iniziale tendono a riprodurre il più vicino possibile quelli esistenti in situ.

3.3.2 — TORSIONE CICLICA

La prova di torsione ciclica viene comunemente usata per la determinazione del modulo di taglio G e dello smorzamento del terreno nel campo delle medie e grandi deformazioni ($\gamma > 10^{-3}$).

Vengono utilizzati provini cilindrici pieni o cavi e l'equipaggiamento di prova è tale da applicare una pressione isotropa σ'_c e una forza assiale costante σ'_a cosicché lo stato tensionale esistente in sito possa essere riprodotto (fig. 9).

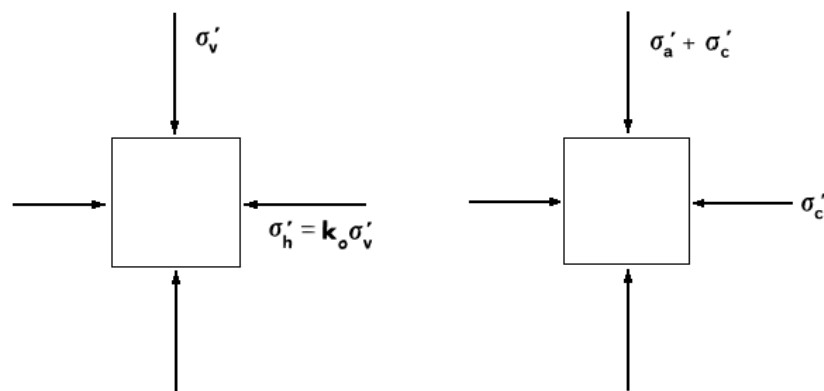


Figura 9

Stato tensionale esistente in situ:

σ'_v : tensione verticale efficace

σ'_h : tensione orizzontale efficace

K_o : coefficiente di spinta a riposo

Stato tensionale iniziale per la prova di torsione ciclica:

σ'_c : tensione verticale efficace

σ'_a : tensione orizzontale efficace

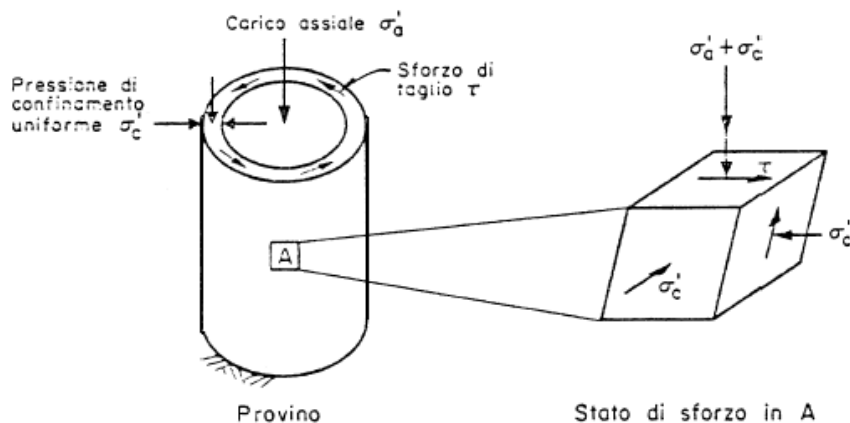


Figura 10 – Schema della prova di torsione ciclica su provino cilindrico cavo
(da Hardin e Drnevich, 1972a)

La sollecitazione ciclica è costituita da un momento torcente intorno all'asse verticale (Hardin e Drnevich (10, 11)) che produce deformazioni di taglio γ .

La deformazione viene calcolata assumendo una variazione lineare lungo il raggio del provino e prendendo il valore medio.

Riportando su un diagramma i valori delle deformazioni γ e dei corrispondenti sforzi di taglio, si ottiene, per una serie di cicli di carico, l'andamento riportato nella figura 11.

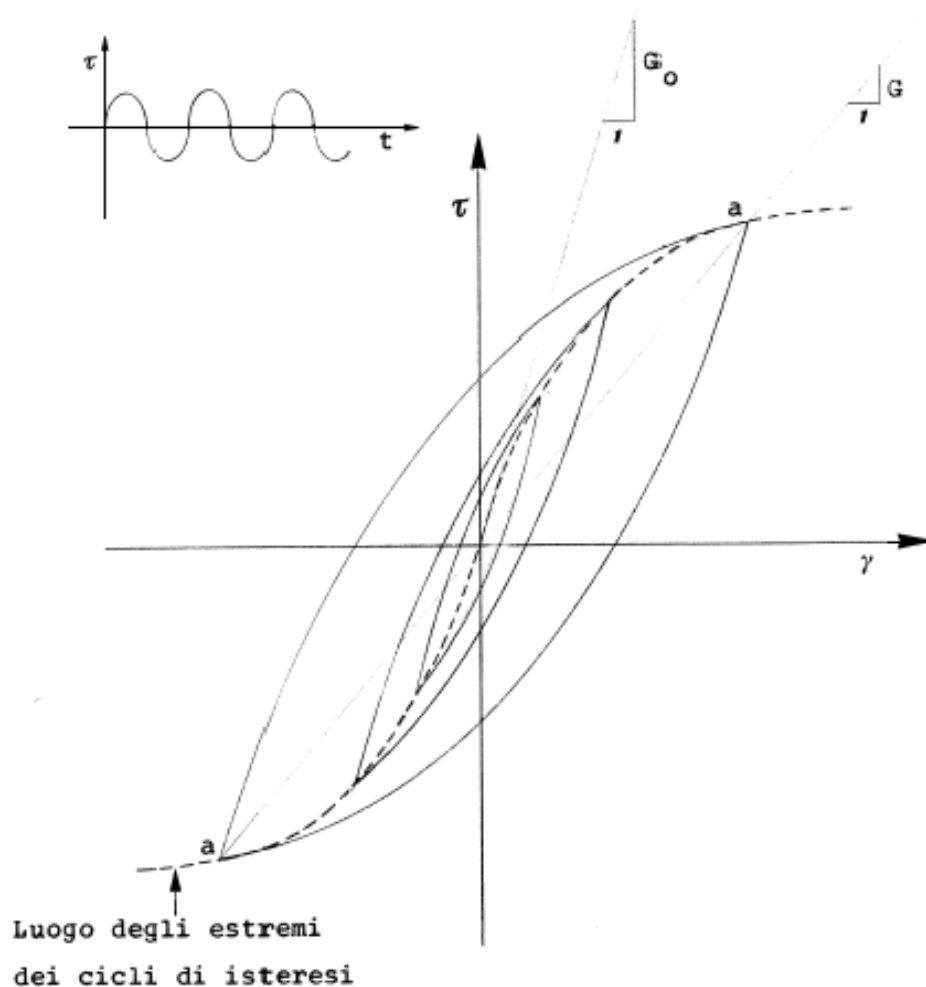


Figura 11 – Cicli di isteresi per carico ciclico nella prova di torsione ciclica

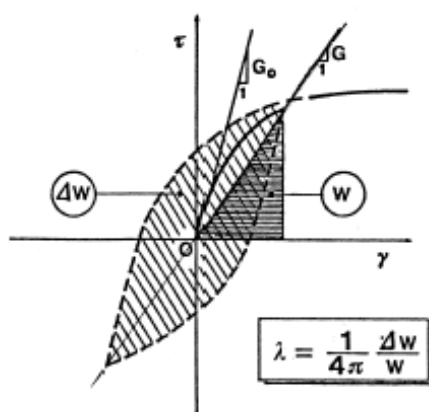
Per ogni ciclo di carico si ottiene una curva sforzo-deformazione chiusa che si definisce ciclo di isteresi.

Come si vede, l'area racchiusa da ciascun ciclo ha le dimensioni di una energia: essa rappresenta l'energia assorbita e trasformata in calore durante ciascun ciclo.

Essa è legata essenzialmente allo scorrimento nei punti di contatto tra i granuli (R.V. Whitman, "Soil Dynamics", (12)).

Si dice allora che si ha una dissipazione di energia per smorzamento interno (o intrinseco, o per isteresi) del terreno.

Quando lo smorzamento è dovuto alla isteresi, il miglior modo per definirlo è in termini di capacità di smorzamento specifico $\psi = \frac{\Delta W}{W}$ (fig. 12).



ΔW : energia assorbita in un ciclo

W : energia potenziale corrispondente alla deformazione max.

Figura 12

Tuttavia, più comunemente, lo smorzamento viene definito in termini di rapporto di smorzamento λ che per i nostri scopi è definito da: $\lambda = \frac{\psi}{4\pi}$.

Questo rapporto di smorzamento può, con dovuta cautela, essere considerato un rapporto di smorzamento critico.

Commentiamo ora il diagramma di fig. 11.

Aumentando la deformazione massima, si produce un ciclo d'isteresi di dimensioni crescenti.

Dapprima il ciclo è stretto ed ha l'asse quasi parallelo alla tangente elastica iniziale G_0 .

Successivamente esso si allarga, con rotazione dell'asse a-a (congiungente gli estremi del ciclo di isteresi) in senso orario.

La pendenza di questo asse congiungente gli estremi del ciclo si assume per definire il modulo a taglio secante G .

Come si vede, al crescere della deformazione massima a taglio, il modulo secante decresce (passando da deformazioni dell'ordine di 10^{-4} a deformazioni di 10^{-2} , si può avere una diminuzione di circa dieci volte nel modulo secante) mentre lo smorzamento cresce.

La figura 13 sintetizza questi risultati.

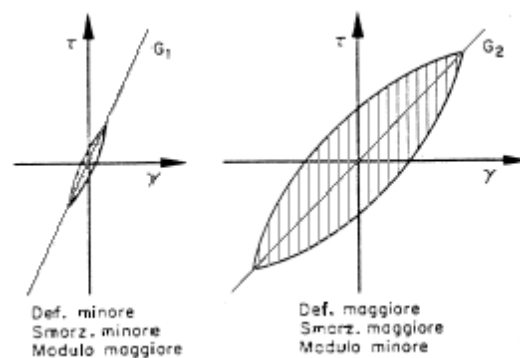
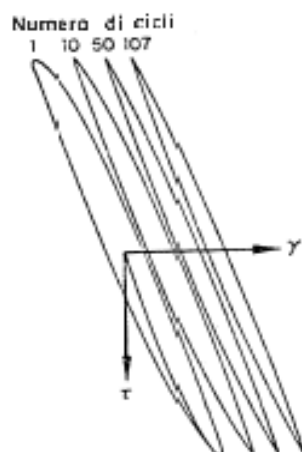


Figura 13

Cicli tipici di isteresi ottenuti per piccole deformazioni con la prova a torsione sono illustrati nella figura 14.



Sabbia silicea asciutta

$$e = 0.57$$

$$\sigma'_c = 0.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$Y = 1.8 \times 10^{-4}$$

Nota:

la traslazione orizzontale dei cicli non rappresenta deformazioni permanenti

**Figura 14 – Cicli di isteresi ottenuti con la prova di torsione
(da Hardin e Drnevich, 1972a)**

A causa della sofisticazione che si riscontra nelle apparecchiature e nelle metodologie, questo tipo di prova è poco usato nei laboratori.

3.3.3 — COLONNA RISONANTE

E' l'apparecchio comunemente usato per la misura dei moduli e degli smorzamenti del terreno nel campo delle piccole deformazioni di taglio comprese fra $10^{-4} \%$ e $10^{-2} \%$.

La grande popolarità dello strumento deriva dal fatto che è l'unico tipo di attrezzatura per prove in laboratorio, con l'esclusione di apparecchi o metodologie molto sofisticati o ancora allo stato di sviluppo, quali ad esempio il taglio torsionale, che consenta di coprire questo intervallo di deformazione.

Si osservi che questo intervallo di deformazione è quello che si riscontra in molti problemi pratici, inclusi anche i sismi di non grande intensità.

Esso consente inoltre il raccordo fra i dati ottenuti dalle esperienze di misure di velocità di onde sismiche in sito (per es. Carabelli e Superbo, 1983) e da altre prove di laboratorio, come quelle triassiali, le quali producono deformazioni piuttosto elevate e quindi di poca rilevanza pratica.

L'apparecchio di colonna risonante, pur assumendo configurazioni diverse (Woods, 1978), ha sempre lo scopo di determinare, in funzione delle deformazioni applicate, le frequenze di risonanza torsionali del provino.

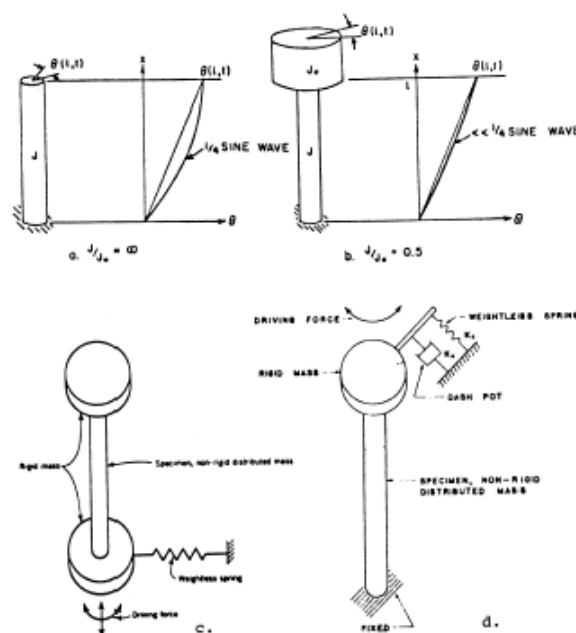


Figura 15 – Schematic of resonant column end conditions
(after Hardin, 1965 e 1970 e Drnevich, 1967)

Mediante queste si può calcolare la velocità di propagazione delle onde di taglio e quindi i moduli dinamici di taglio.

I valori di risonanza sono anche utilizzati per il calcolo dello smorzamento interno del materiale espresso come percentuale dello smorzamento critico (metodo dello "steady state": lo smorzamento viene calcolato dal fattore di amplificazione del sistema in risonanza), per altro ricavabile anche con la tecnica detta del "amplitude decay" che prevede il calcolo dello smorzamento dal fattore di riduzione di ampiezza delle oscillazioni libere che si hanno nel campione una volta che questo sia diseccitato in risonanza (Drnevich e altri, 1978).

Entrambe le tecniche fanno riferimento alla teoria degli oscillatori semplici.

Una cella di tipo triassale consente la consolidazione del provino prima dell'inizio delle prove.

Una delle caratteristiche della prova di colonna risonante è che è possibile, limitando opportunamente le deformazioni, mantenere il materiale nel campo elastico e quindi poter ripetere più di una determinazione sul medesimo provino, riducendo quindi il numero delle esperienze necessarie.

La metodologia di prova che è stata messa a punto prevede i seguenti passi (Prova "multistage"):

- a) si consolida il campione sotto lo stato desiderato di tensioni efficaci;
- b) si applica una sollecitazione dinamica ricercando la frequenza di risonanza che consentirà il calcolo del valore del modulo G , mantenendo le deformazioni relative ad un valore molto piccolo (punto A, fig. 16).
Dopo la sollecitazione si consente al campione di dissipare l'eventuale piccolo eccesso di pressione interstiziale formatosi durante la fase non drenata di eccitazione.
La definizione della frequenza di risonanza (e quindi del modulo G) può eventualmente essere ripetuta per deformazioni poco più grandi (punto B).
- c) si incrementano i valori delle tensioni principali e si consente al campione di consolidare;

- d) si ripetono le determinazioni dei moduli come al punto b);
- e) si ripetono le operazioni del punto c) e così fino al raggiungimento di valori più elevati di consolidazione desiderati, raggiunti i quali le deformazioni dinamiche vengono progressivamente incrementate per definire la curva totale di decadimento del modulo in funzione della deformazione, fino ai limiti massimi consentiti dall'apparecchio.

Un tipico risultato di questo tipo di prova, relativo a sollecitazioni di taglio, è presentato in fig. 16.

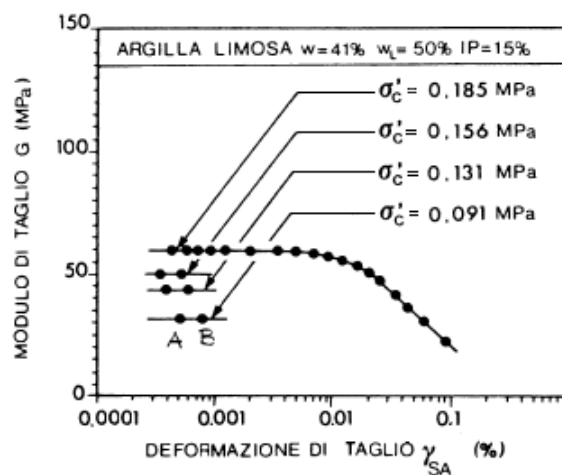


Figura 16 – Esempio di prova “multistage”

I valori di G_{max} , cioè i valori iniziali del modulo G che si hanno per piccole deformazioni, possono essere rappresentati su un diagramma bilogarithmico (fig. 17) per evidenziare l'effetto su G_{max} delle tensioni efficaci di consolidazione, spesso espresse come tensioni medie σ'_m .

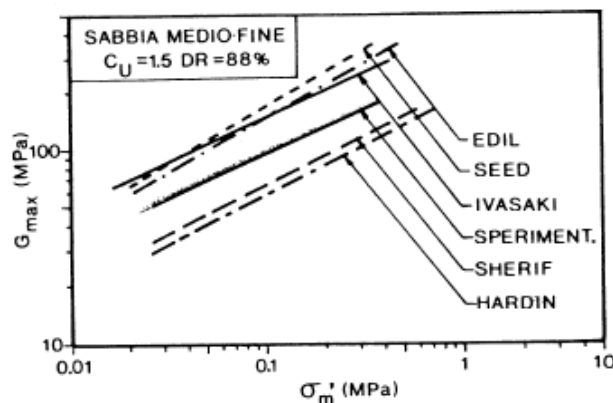


Figura 17 – Esempio di confronto fra dati sperimentali ed espressioni teoriche

Parecchie formule sono state proposte per descrivere il legame $G_{max} = f(\sigma'_m)$.

Si possono citare per i materiali incoerenti le curve di Seed e Idriss (1970), le espressioni di Hardin e Drnevich (1972), quelle di Sherif e Ishibashi (1976), di Iwasaki e Tatsuoka (1977), di Edil e Luch (1978), di Hardin (1978).

Per i materiali coesivi sono da ricordare le già citate curve di Seed e Idriss, le espressioni di Hardin e Drnevich, di Hardin.

La conclusione che si può trarre da una serie di confronti per materiali diversi è che nessuna delle formule sopracitate è in grado di rappresentare sempre accuratamente i risultati delle prove sperimentali e che, caso per caso, conviene scegliere l'espressione che interpola meglio i dati.

Questo significa anche che l'impiego di queste espressioni è da considerare accettabile solo in prima ipotesi e per valutazioni di massima.

Per i materiali incoerenti, le formule sono in generale tanto più imprecise quanto più ci si allontana dalle densità per le quali sono state definite (di solito medio-basse) e da un materiale monogranulare composto da grani sferici.

Riguardo a quest'ultimo aspetto, alcune espressioni, come ad esempio quella di Iwasaki e Tatsuoka (1977), impiegano uno o più parametri per descrivere l'uniformità e la forma dei grani.

Utilizzandoli si può migliorare la correlazione (fig. 18), ma le incertezze relative alla loro definizione rendono alquanto variabili i risultati ottenibili.

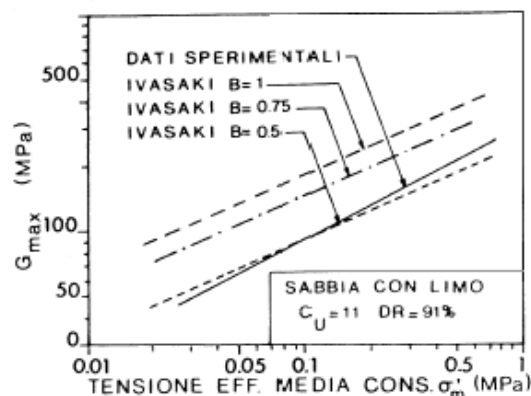


Figura 18 – Curve di Iwasaki e Tatsuoka (1977)

Per i materiali coesivi l'effetto tempo di consolidazione introduce un'ulteriore variabile, spesso non tenuta in conto dalle espressioni teoriche.

Per questi terreni la formula di Hardin (1978) risulta interessante perchè isola l'effetto della sovraconsolidazione sui valori di $G_{\max}$:

$$G_{\max} = \frac{S(OCR)^k P_a^{1-n} (\sigma'_m)^n}{2(1+\nu)F(e)}$$

S : coefficiente di rigidezza dinamica adimensionale da determinare sperimentalmente;

k : parametro che dipende dall'indice di plasticità PI del terreno (vedere fig. 19);

P_a : pressione atmosferica

n : coefficiente (da non confondere con la porosità) che di solito si assume pari a 0.5;

$F(e)$: funzione empirica dell'indice dei vuoti e ;

σ'_m : tensione efficace media;

ν : coefficiente di Poisson.

Per la funzione $F(e)$ si può assumere l'espressione $F(e) = 0.3 + 0.7 e^2$

Per il coefficiente k può utilizzarsi la tabella 2 di fig. 19.

Tabella 2. Valori del coefficiente k dell'equazione (7) in funzione dell'indice di plasticità (PI)

PI	k
0	0
20	0,18
40	0,30
60	0,30
80	0,48
> 100	0,50

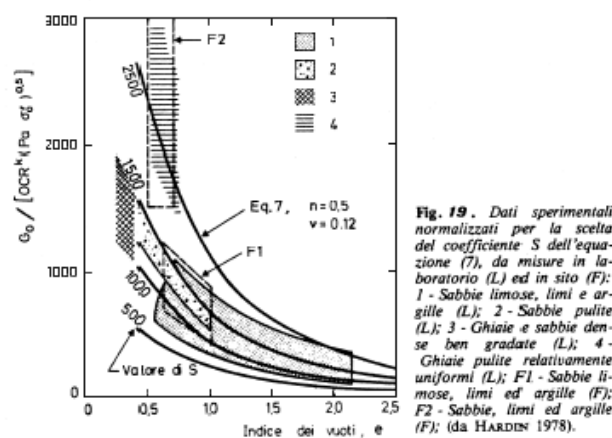


Figura 19

Per la scelta del coefficiente S può servire come guida la fig. 19 che riassume i risultati di centinaia di prove dinamiche di laboratorio e di due campagne di indagini in situ con tecniche cross-hole.

Si osserva in effetti, sperimentalmente, che la sovraconsolidazione modifica i valori dei moduli; tuttavia la curva ottenuta dall'espressione teorica non sempre interpola bene nel complesso i valori misurati (fig. 20).

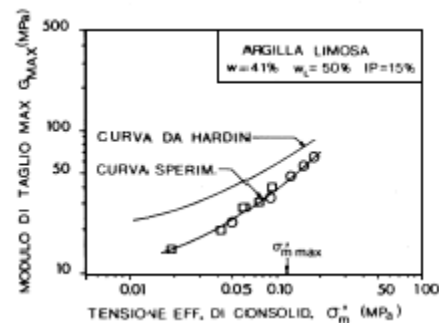


Figura 20 – Confronto fra dati sperimentali e l'espressione di Hardin per materiali SC

Un accenno a parte merita il problema della saturazione dei materiali.

Le onde di taglio, come sappiamo, non si trasmettono attraverso l'acqua e quindi il grado di saturazione non dovrebbe influenzare i risultati.

Nella realtà invece si nota sempre una leggera riduzione (dell'ordine del 10-30%) del modulo G_{max} con l'aumentare del grado di saturazione (fig. 21).

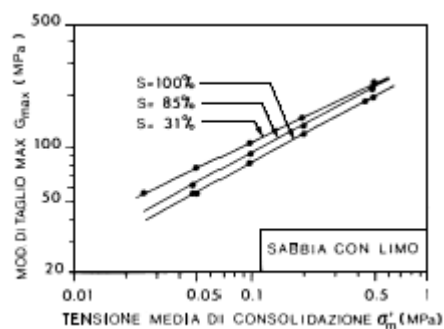


Figura 21 – Effetto del grado di saturazione su G_{max}

Ciò è in accordo con quanto rilevato da altri sperimentatori (Richart e altri, 1970; Iwasaki e altri, 1977) ed è probabilmente giustificabile con l'aumento del peso di volume dovuto alla presenza dell'acqua.

Legami moduli-deformazioni

E' stato osservato in laboratorio, come abbiamo già visto nella prova a torsione ciclica, che al crescere della deformazione dinamica γ c'è un decadimento del modulo di taglio $G_{\max}$ qualunque sia il tipo di terreno.

Molti ricercatori hanno raccolto ed analizzato un vasto numero di risultati di laboratorio per ricavare correlazioni quantitative da usarsi ai fini di progetto in casi in cui non sia possibile effettuare prove dirette.

E' molto interessante allora fare un confronto fra i dati sperimentali e le curve teoriche proposte da questi ricercatori.

In fig. 22 è riportato un esempio di curva di decadimento del modulo di taglio G normalizzato rispetto al valore di $G_{\max}$ in funzione della deformazione dinamica in singola ampiezza γ_{SA} per un materiale incoerente.

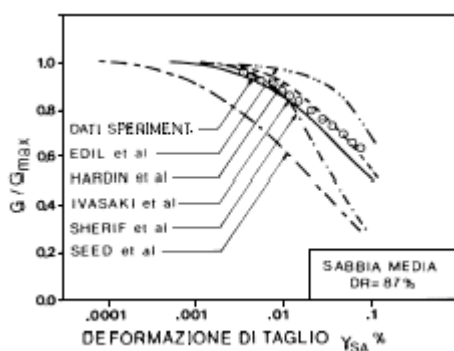


Figura 22 – Curve normalizzate del decadimento del modulo G

Sui diagrammi sono anche riportate le curve teoriche ottenute utilizzando le espressioni di diversi autori: Seed e Idriss (1970), Mardi e Drnevich (1972), Sherif e Ishibashi (1976), Iwasaki e Tatsuoka (1977, 1978), Edib e Luh (1978).

Si nota un alto grado di dispersione, riscontrabile in molti altri confronti compresi quelli per materiali coesivi.

In conclusione nessuna delle formule e proposte è in grado di interpolare tutti i casi sperimentali.

In generale tuttavia l'espressione di Hardin e Drnevich si colloca in una posizione mediana ed è quindi consigliabile per valutazioni di massima.

L'espressione proposta da Hardin e Drnevich (1972) è:

$$G = \frac{G_o}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}}$$

G_o : modulo iniziale ($G_{\max}$);

γ : deformazione corrente;

γ_r : deformazione di riferimento, espressa da

$$\gamma_r = \frac{\tau_o}{G_o} \quad \text{con}$$

$$\tau_o = \sqrt{\left[\frac{1+k_o}{2} \sigma'_v \sin \phi' + c' \cos \phi' \right]^2 - \left[\frac{1-k_o}{2} \sigma'_v \right]^2}$$

(Per l'espressione di τ_o vedere Appendice 2)

Smorzamento

In fig. 23 è presentato un confronto tra i valori ricavati con le tecniche dello "steady state" e dello "amplitude decay" su materiale incoerente: in generale, ed anche per i materiali coesivi, i due valori coincidono e sono quindi del tutto equivalenti da un punto di vista operativo.

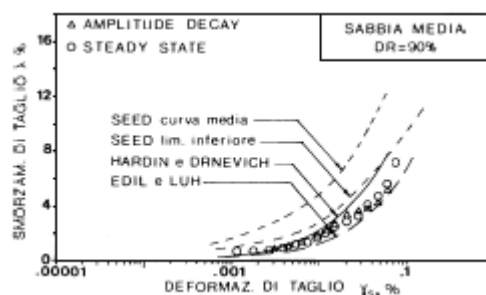


Figura 23 – Curve dello smorzamento

In entrambi i casi la determinazione dello smorzamento risulta di solito difficoltosa per valori inferiori a $\gamma_{SA} = 0.001\%$; ma in questo range di deformazioni esso è molto piccolo e l'interesse applicativo è quindi modesto.

Sul diagramma sono anche riportate le curve teoriche da Seed e Idriss (1970), da Hardin e Drnevich (1972), da Edil e Luh (1978), per le sabbie.

Le curve di Seed risultano spesso fornire smorzamenti diversi da quelli sperimentali di laboratorio, laddove le altre approssimano meglio i dati di prova.

Applicando l'espressione di Hardin e Drnevich si ottengono risultati in generale discreti.

L'espressione proposta è:

$$\lambda_t = \lambda_{to} \frac{\lambda / \lambda_r}{1 + \lambda / \lambda_r}$$

con

λ_t : coefficiente di smorzamento di taglio;

λ_{to} : valore max di λ_t corrispondente a deformazioni molto grandi (0.5 - 1.0 %)

λ_r : deformazione di riferimento.

Per i terreni sabbiosi può assumersi

$$\lambda_{to} = \bar{\lambda} - 1.5 \log_{10} N \quad (\text{in } \%)$$

dove

$\bar{\lambda} = 33$ per sabbie pulite asciutte

$\bar{\lambda} = 28$ per sabbie pulite sature

N = numero di cicli di carico (l'intervallo di interesse per l'Ingegneria sismica è $5 \leq N \leq 30$).

Per i terreni argillosi saturi può essere usata l'espressione:

$$\lambda_{to} = 31 - (3 + 0.03 f) \sqrt{\sigma'_m} + 1.5 \sqrt{f} - 1.5 \log_{10} N$$

dove

f = frequenza di applicazione del carico

σ' = tensione efficace media in kg/cm^2 .

Le espressioni di Hardin e Drnevich, tuttavia, cadono di solito in difetto quando si considerano materiali particolari come quelli molto compatti o con una curva granulometrica molto estesa.

Eccitazione longitudinale

Alcuni miglioramenti di carattere costruttivo dell'apparecchio hanno reso possibile l'eccitazione in senso longitudinale dei provini.

Questa può avvenire in modo simultaneo od indipendente rispetto alla classica eccitazione torsionale e consente la definizione del modulo dinamico E e dello smorzamento longitudinale λ_o .

In questo modo è possibile indagare il comportamento del terreno anche in condizione di sforzo normale dinamico.

In figg. 24 e 25 sono presentati per esempio alcuni confronti fra moduli e smorzamenti di compressione e di taglio.

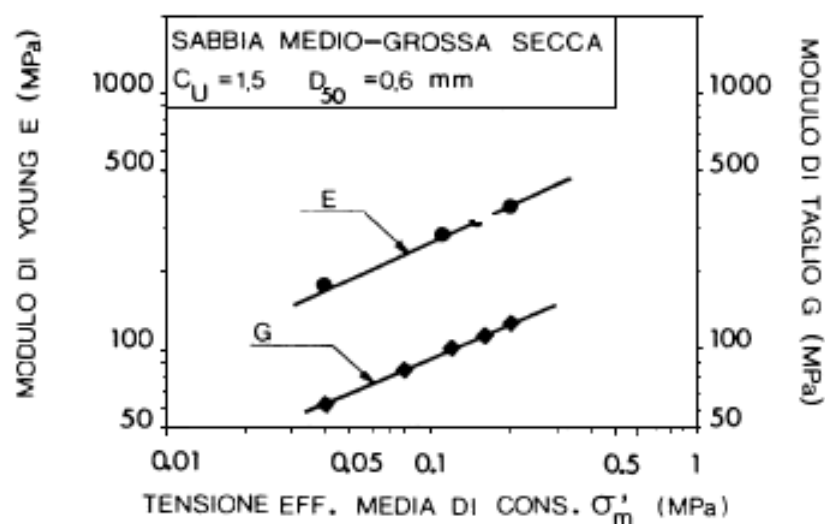


Figura 24 – Moduli di compressione e di taglio ricavati da una prova di colonna risonante

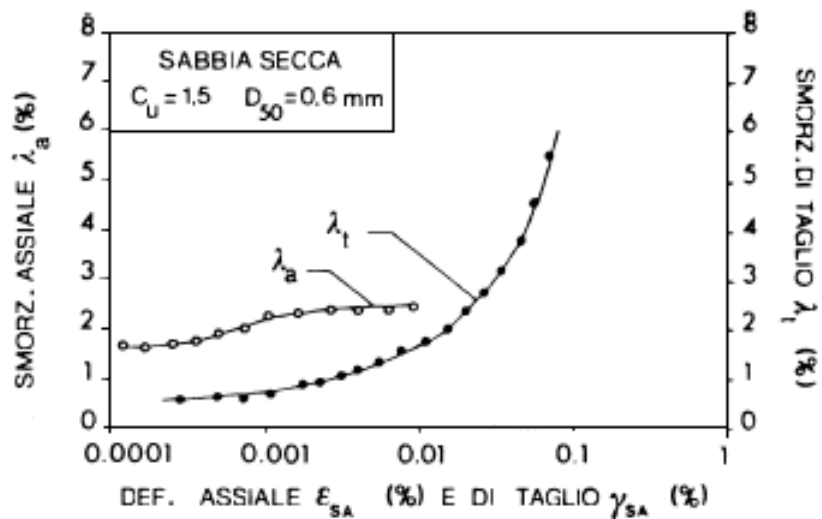


Figura 25 – Smorzamenti di compressione e di taglio ricavati da una prova di colonna risonante

La conoscenza di G e di E consente anche di calcolare il coefficiente di Poisson ν .

Applicando l'espressione elastica

$$G_{\max} = \frac{E_{\max}}{2(1+\nu)}$$

sono stati ottenuti per esempio:

- | | |
|---------------------|--|
| $0.26 < \nu < 0.36$ | per terreni incoerenti asciutti |
| $\nu > 0.45$ | per terreni saturi o quasi saturi, incoerenti o coesivi. |

Prove di propagazione di onde sismiche in sito per materiali sopra e sotto falda hanno fornito valori molto simili.

Si deduce allora che la presenza dell'acqua interstiziale altera la velocità di propagazione delle onde di compressione.

Per il calcolo di ν per deformazioni più elevate di quelle iniziali si può applicare l'espressione elastica, ma in tal caso occorre calcolare, in corrispondenza ad una generica deformazione assiale dinamica ε la relativa deformazione di taglio γ .

Dalla teoria dell'elasticità si ha $\gamma = \varepsilon(1 + \nu)$.

Su questa base per un materiale incoerente secco sono stati ottenuti i risultati riportati in fig. 26 che evidenziano, così come in tutte le altre esperienze, una riduzione del valore iniziale del coefficiente di Poisson in funzione della deformazione dinamica.

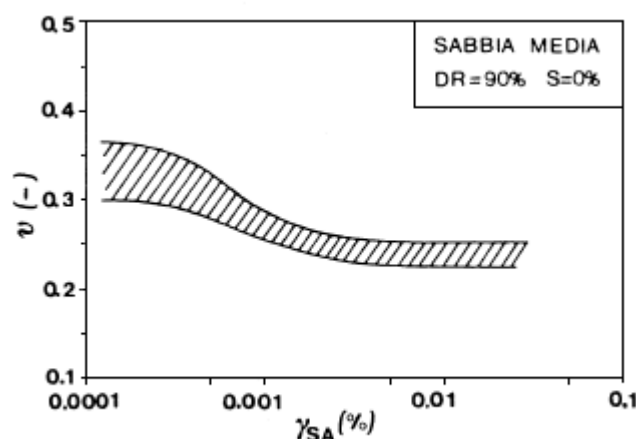


Figura 26 – Range dei coefficienti di Poisson da prove di colonna risonante

In prospettiva questo tipo di curve estese a valori elevati di deformazioni potrà essere impiegato nei codici per analisi dinamiche che attualmente adottano un valore di ν costante.

Nel caso in cui le eccitazioni longitudinali e torsionali siano contemporanee, l'interpretazione dei dati è alquanto più complessa poiché non è noto a priori l'orientamento degli sforzi principali.

Un'analisi non semplice consente però di risolvere il problema e permette di utilizzare questo tipo di prova per lo studio della degradazione dinamica dei moduli per effetto della simultanea presenza di onde di taglio e di compressione (Griffin e Huston, 1979).

Recenti studi hanno evidenziato una marcata riduzione del modulo longitudinale.

Per concludere vediamo come la prova con colonna risonante si presta a riprodurre lo stato tensionale esistente in situ quando il deposito è interessato da una propagazione verticale di onde di taglio.

Lo stato tensionale in situ è dato dalla sovrapposizione alle tensioni litostatiche σ_v' e σ_h' preesistenti di una variazione simmetrica delle tensioni tangenziali (fig. 27).

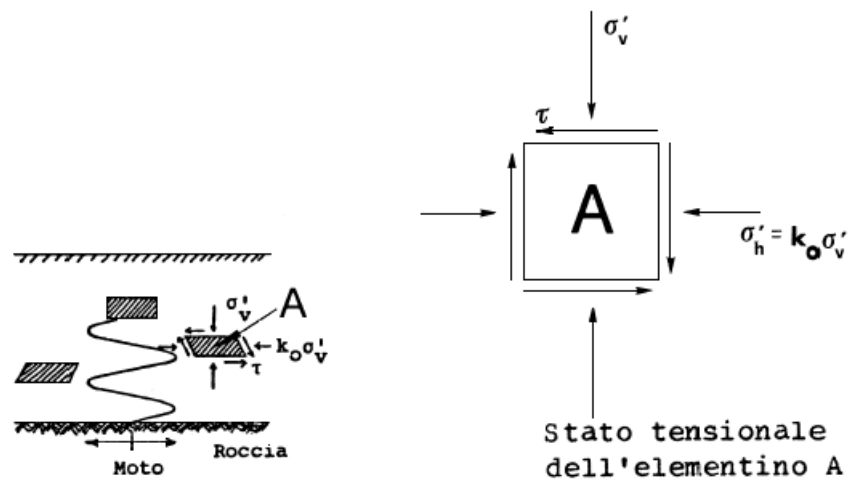


Figura 27

Costruzione del cerchio di Mohr

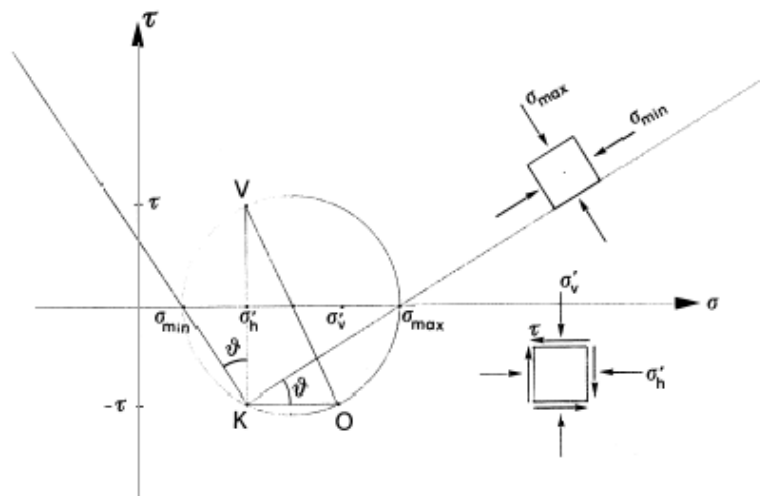


Figura 28 – Costruzione del cerchio di Mohr

E' sufficiente conoscere i punti V (punto rappresentativo dello stato tensionale sul piano verticale dell'elemento) ed O (punto rappresentativo dello stato tensionale sul piano orizzontale) in quanto essi sono diametralmente opposti (quindi permettono di determinare il centro del cerchio ed il raggio):

$$V (\sigma'_h , +\tau)$$

$$O (\sigma'_v , -\tau)$$

Tracciando la verticale per V e l'orizzontale per O si determina il punto di intersezione K (polo dei piani).

Congiungendo K con $\sigma_{\max}$ e con $\sigma_{\min}$ si determinano le giaciture principali: un elementino inclinato dell'angolo ϑ rispetto alla verticale è sollecitato solo da tensioni normali.

Gli elementini che hanno $\vartheta = 0$ (elementini orizzontali o verticali) presentano uno stato tensionale uguale all'elemento A .

Lo stato tensionale ottenuto con la colonna risonante è mostrato in fig. 29.

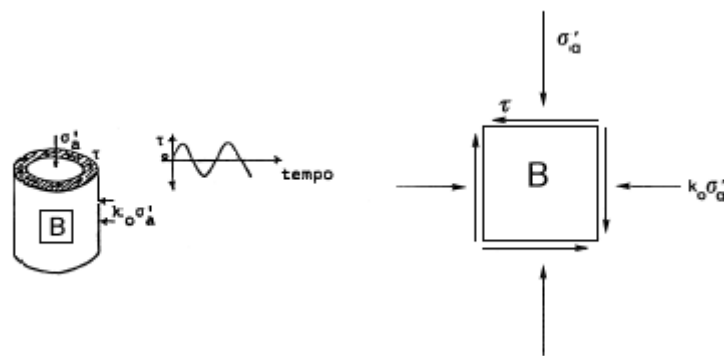


Figura 29 – Stato tensionale nella prova con colonna risonante

Si osserva allora che se $\sigma'_a = \sigma'_v$, lo stato tensionale di B è uguale a quello di A .

Quindi la prova con colonna risonante può riprodurre con buona precisione lo stato tensionale esistente in sito (nell'ipotesi di propagazione verticale di onde S).

3.3.4 — TRIASSIALE CICLICO

Con l'apparecchio triassiale ciclico è possibile studiare il comportamento del terreno sia sotto l'aspetto di resistenza del materiale sottoposto a sollecitazioni dinamiche (resistenza a liquefazione, ciclica, resistenza al taglio) sia per quanto riguarda le caratteristiche di deformabilità e di smorzamento.

In quest'ultimo caso tuttavia i parametri sono ottenibili solo per un campo di deformazione piuttosto elevato (corrispondente a deformazioni di taglio maggiori di 0.1%) e quindi i risultati hanno rilevanza pratica solo in quei casi in cui l'entità delle sollecitazioni dinamiche sia molto intensa.

La prova triassiale ciclica, nella versione più comune, consiste essenzialmente nell'applicazione, in condizioni non drenate, di un carico verticale variabile nel tempo (in genere con legge sinusoidale) ad un provino cilindrico precedentemente consolidato (fig. 30).

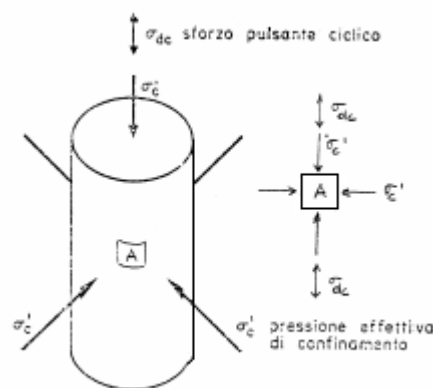


Figura 30 – Schema della prova triassiale ciclica

Storicamente l'apparecchio triassiale è stato sviluppato per lo studio della liquefazione dei materiali incoerenti e ancora oggi questa prova costituisce il tipo più comune di esperienza condotta.

Una letteratura molto estesa (Lee e altri, 1975; Silver e altri, 1976; Seed, 1979) consente agevolmente un approfondimento della problematica connessa con questo tipo di prove.

L'apparecchio viene utilizzato anche per le prove tipo “Property test” cioè per quelle prove finalizzate alla determinazione dei moduli e degli smorzamenti.

Poiché la forza pulsante produce primariamente deformazioni di compressione ε , dai cicli di isteresi si può ottenere il modulo E .

Infatti se si riportano su un diagramma i valori delle deformazioni ε e dei corrispondenti sforzi σ si ottiene un “loop” per ogni ciclo di carico, da cui è possibile ricavare i valori del modulo di Young (si considera il modulo secante del loop) e dello smorzamento, espresso sempre come percentuale dello smorzamento critico (fig. 31).

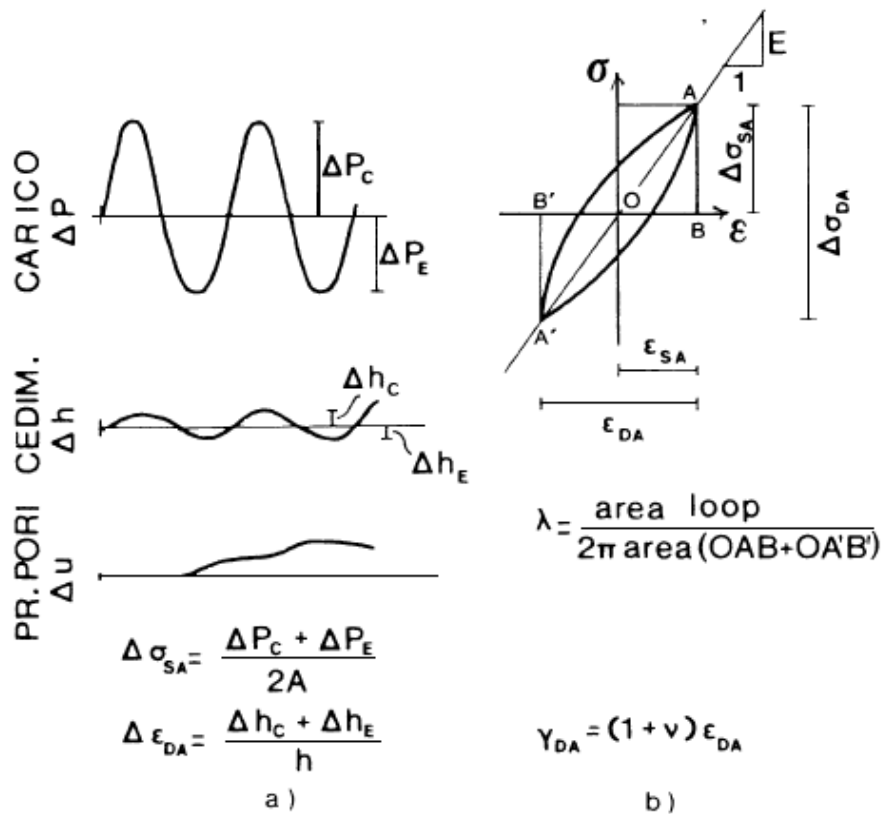


Figura 31 – Definizioni per l’elaborazione delle prove trassiali

Per derivare da questi i parametri relativi agli sforzi di taglio, che sono quelli di maggior interesse applicativo, si utilizzano per il modulo le formule elastiche, adottando un conveniente coefficiente di Poisson

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

mentre per lo smorzamento si assume la non dipendenza di questo dal tipo di sollecitazione applicata (quindi si assume $\lambda = \lambda_a = \lambda_t$ cioè smorzamento longitudinale = smorzamento di taglio).

La metodologia di prova (Silver e altri, 1975) prevede la consolidazione, la sollecitazione per il numero di cicli desiderato in condizioni non drenate, seguita da una nuova fase di consolidazione per la dissipazione dell'eventuale eccesso di pressioni interstiziali, quindi da una nuova serie di carichi dinamici.

Il tipo di attrezzatura che meglio si presta a questo tipo di esperienza è quello a deformazione controllata perchè consente di realizzare un loop chiuso e quindi un'agevole definizione dei moduli e dello smorzamento.

Con gli apparecchi a carico controllato c'è la possibilità che, quando le deformazioni crescano sensibilmente ad ogni ciclo, il loop non sia chiuso con le conseguenti complicazioni nella determinazione dei moduli e dello smorzamento.

Lo stato tensionale che si realizza in un provino nel corso di una prova triassiale ciclica risulta alquanto differente da quello del materiale in sito quando sottoposto alla propagazione verticale di onde di taglio (Seed e altri, 1971):

- lo stato tensionale in sito per onde di taglio verticali è stato già esaminato precedentemente (vedere prova con colonna risonante);
- lo stato tensionale di un elementino del provino nella prova triassiale ciclica è rappresentato in fig. 30.

Il Cerchio di Mohr per questo stato tensionale è mostrato in fig. 32.

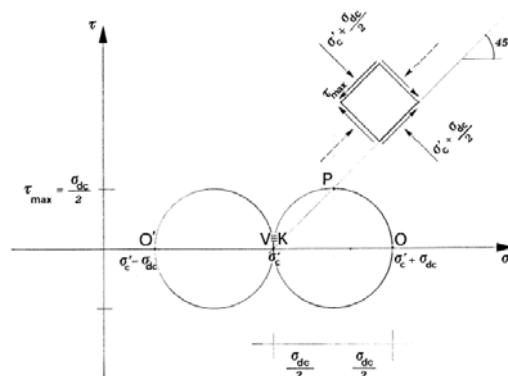


Figura 32 – Prova triassiale ciclica. Cerchio di Mohr

Si vede che i piani verticali ed orizzontali sono piani principali essendo per essi $\tau = 0$.

La massima variazione delle tensioni tangenziali viene raggiunta su piani inclinati a 45° rispetto all'asse del provino e vale $\tau_{\max} = \frac{\sigma_{dc}}{2}$ essendo σ_{dc} lo sforzo assiale ciclico.

Tutto questo significa che solo lo stato tensionale che esiste su un piano a 45° è simile a quello che si ha su un piano orizzontale di un deposito eccitato da onde sismiche trasversale con propagazione verticale.

I risultati delle prove triassiali non possono per tanto essere utilizzati direttamente, ma occorre introdurre un fattore empirico correttivo C_r mediante il quale correggerli per riportarli nelle condizioni di taglio puro in sito:

$$\frac{\tau_c}{\sigma'_v} = C_r \frac{\tau_{\max}}{\sigma'_c}$$

dove

τ_c è lo sforzo di taglio ciclico in sito
 σ'_v è la tensione verticale in sito.

Diverse formulazioni teoriche (Finn Seed e Peacock, 1971; Castro, 1975) poste per definire il valore di C_r del coefficiente di spinta laterale a riposo K_o del materiale.

3.3.5 — TAGLIO SEMPLICE CICLICO

Per superare la necessità della correzione dei risultati della prova triassiale ciclica vista nel paragrafo precedente, si è cercato di sviluppare un apparecchio che simulasse meglio le condizioni di sollecitazione in sito.

Lo strumento, pur nelle diverse configurazioni realizzative assunte, consiste sempre di un sistema per l'applicazione di una deformazione dinamica di taglio sulla faccia orizzontale di un provino cilindrico o di sezione quadrata, precedentemente consolidato (fig. 33).

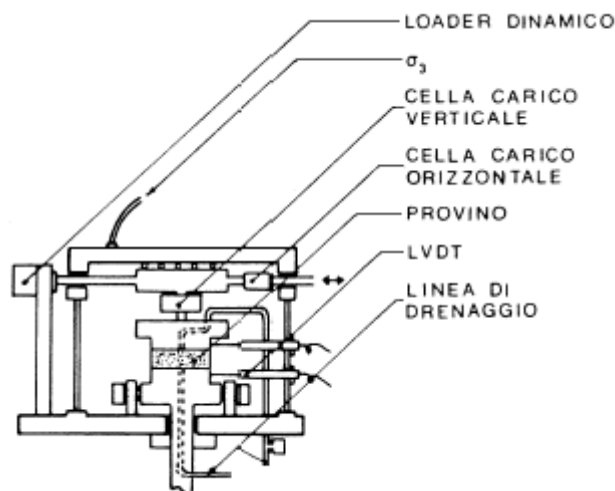


Figura 33 – Schema di apparecchio di taglio semplice

Questo dispositivo è quello che riproduce nella maniera più fedele lo stato tensionale anisotropo iniziale ($\sigma_h' \neq \sigma_v'$) e le perturbazioni dinamiche a cui viene assoggettato un elemento di terreno in un deposito a stratificazione orizzontale durante un sisma (nell'ipotesi di onde di taglio verticali).

La prova è stata applicata per la prima volta in campo dinamico per lo studio della liquefazione a Berkeley nel 1967 da Seed e Peacock.

Nell'apparecchio impiegato a Berkeley i provini sono a forma di parallelepipedo, alti circa 2 cm e con un lato di circa 6 cm.

La cella di prova consiste in una “scatola” a pareti non deformabili, due delle quali (base superiore ed inferiore) sono fissate rigidamente ai supporti, mentre altre due (verticali) sono incernierate alle estremità in modo da permettere un tipo di deformazione illustrato in figura 34.

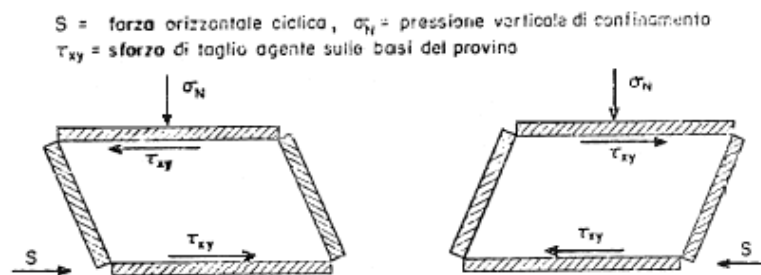


Figura 34 – Prova a taglio semplice ciclico con deformazione uniforme

Nascono delle difficoltà per l’interpretazione dei dati forniti dalla prova in questione per il fatto che non si riesce a mobilitare lungo le pareti verticali del provino sforzi di taglio uniformemente distribuiti e di intensità pari a quelli che agiscono sulle basi.

Mancando la condizione di reciprocità degli sforzi di taglio, si crea nel provino uno stato di sollecitazione non uniforme.

Si è costruito allora un dispositivo che permettesse di avere uno stato di sollecitazione uniforme.

Questo dispositivo utilizza un provino di forma cilindrica racchiuso in una membrana flessibile (fig. 35).



Figura 35- Prova a taglio semplice ciclico con sforzo uniforme

Esso risulta essenzialmente indicato per argille e per sabbie asciutte (quindi non è utilizzabile per determinare la resistenza a liquefazione).

La fig. 36 illustra i risultati ottenuti con una prova ciclica a deformazione controllata su un campione di argilla sensibile satura, utilizzando il dispositivo della fig. 35.

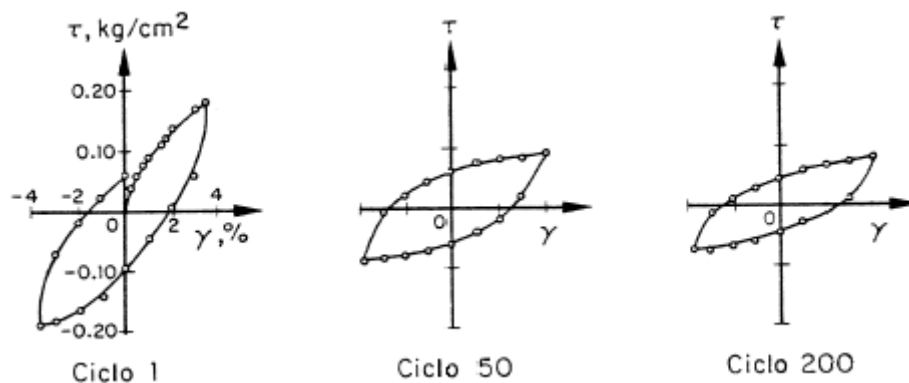


Figura 36 – Risultati di prove a taglio semplice ciclico su argilla soffice satura (da Thiers e Seed, 1968)

Gli apparecchi del tipo mostrato in fig. 34 e gli altri sviluppati in seguito sulla loro base (Finn e Vaid, 1977) consentono consolidazioni solo a deformazione laterale impedita ed in genere non permettono l'esecuzione di prove non drenate in senso stretto.

Recentemente, tuttavia, sono stati sviluppati apparecchi in cui si possono eseguire prove non drenate con la misura diretta della pressione interstiziale e si ha il controllo della tensione laterale di consolidazione (Silver e Tatsuoka, 1982).

Con l'apparecchio di taglio si possono realizzare prove di resistenza dinamica o “property test”, allo stesso modo del triassiale ciclico.

Si noti che in questo caso si ottengono direttamente i valori del modulo G e dello smorzamento λ_t relativi alle condizioni di taglio.

Se si sollecita un campione di terreno facendo variare lo stato di sforzo tra due valori prefissati (prova a carico controllato) si osserva un accumulo di deformazione detto “ratchetting”.

In fig. 37 è mostrato un tipico andamento del ratchetting per una prova drenata.

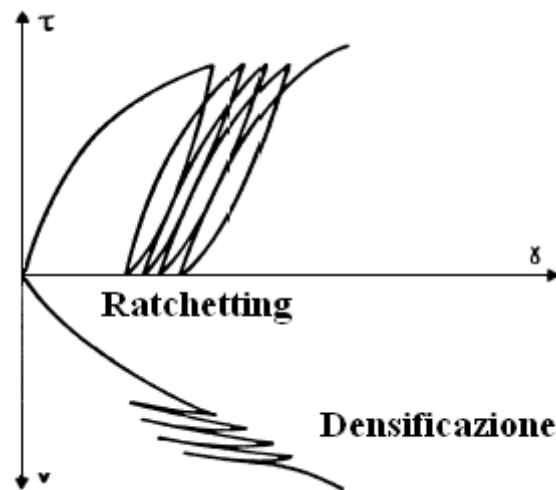


Figura 37 – Prova drenata a carico controllato

Se il drenaggio è consentito, accanto all'accumulo di deformazioni deviatoriche (scorrimenti) γ si ha una progressiva densificazione del campione, indipendentemente dal suo stato iniziale, e quindi un aumento progressivo delle deformazioni volumetriche, v , come schematicamente è illustrato in fig. 37.

Se invece il drenaggio non è consentito, si ha un aumento della pressione interstiziale.

Come è noto, questo fatto è all'origine del fenomeno della liquefazione delle sabbie e della degradazione ciclica delle argille, cioè della progressiva riduzione della resistenza e del modulo di taglio, come conseguenza di un processo di carico ciclico o alternato.

La riduzione di resistenza è facilmente spiegabile osservando che un aumento Δu della pressione interstiziale porta ad una riduzione delle tensioni efficaci essendo, per il principio delle tensioni efficaci

$$\sigma' = \sigma - u$$

Pensando al criterio di resistenza di Mohr-Coulomb

$$\tau_f = c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi'$$

si deduce che tutto questo significa una contrazione del dominio di resistenza.

Per concludere vediamo lo stato tensionale in un elementino del provino nella prova a taglio semplice ciclico realizzata con un dispositivo del tipo indicato in fig. 34.

Ora, se confrontiamo questo stato tensionale (fig. 34) con lo stato tensionale esistente in sito quando il deposito è interessato da una propagazione verticale di onde di taglio, si vede che essi coincidono se la tensione verticale di consolidazione σ_a' è uguale alla tensione litostatica verticale efficace σ_v' e la tensione laterale di consolidazione $K_o\sigma_a'$ è uguale alla tensione litostatica orizzontale efficace σ_h' .

3.3.6 — PROPRIETA' DETERMINABILI IN SITU

Con le prove in situ è possibile determinare il modulo G ed il modulo di Young E per piccole deformazioni, la densità relativa D_r , la configurazione del deposito e la sua composizione stratigrafica, la profondità delle formazioni rocciose (o comunque dure) sottostanti.

Moduli elastici per piccole deformazioni

In un solido perfettamente elastico, in cui le onde P e S siano caratterizzate dalle rispettive velocità di propagazione v_p e v_s valgono le relazioni:

$$G = \rho v_s^2 \quad (1)$$

$$E = \rho \frac{3v_p^2 - 4v_s^2}{\left(\frac{v_p}{v_s}\right)^2 - 1} \quad (2)$$

essendo ρ la densità del materiale.

I metodi in situ consentono di determinare v_s e v_p e di ottenere quindi G ed E mediante la (1) e (2).

Qualsiasi sia il metodo usato, si tratta sempre di generare delle onde S (o P) e di registrare il tempo di propagazione delle onde tra due punti, superficiali o profondi e a distanza nota tra loro, in uno dei quali è collocato un generatore di impulsi e nell'altro un ricevitore (fig. 38).

Con il metodo sismico a rifrazione il generatore e il ricevitore sono entrambi superficiali; con il metodo down-hole il generatore è in superficie mentre il ricevitore è disposto in un foro a diverse profondità; con il metodo cross-hole il generatore e il ricevitore sono collocati in due fori distinti, alla stessa quota.

L'energia di eccitazione generata artificialmente con queste tecniche è sempre molto piccola rispetto al volume di terreno interessato per cui le deformazioni prodotte sono anch'esse molto piccole ($10^{-6} \div 10^{-4}$).

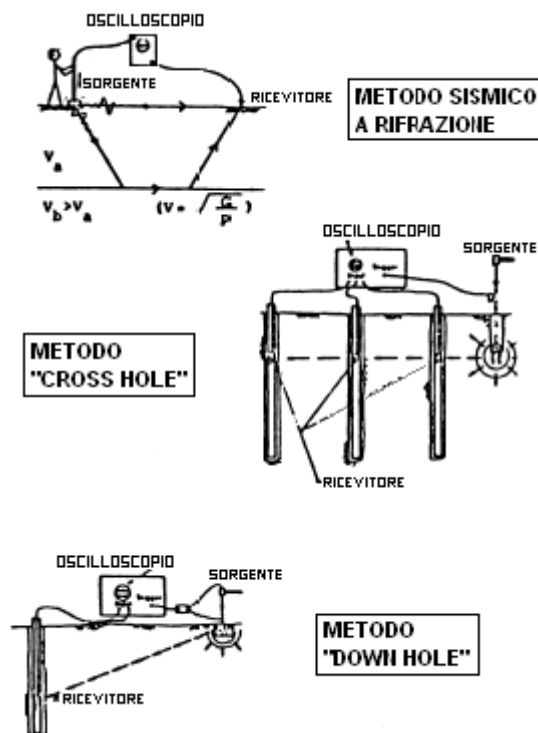


Figura 38 – Schemi delle principali prove dinamiche in sito.

Ora, tenendo presente che il comportamento del terreno è spiccatamente non lineare, ne segue che i moduli elastici calcolati con la (1) e (2) sono validi solamente per piccole deformazioni.

Essi vengono presi come moduli elastici iniziali G_{max} , E_{max} (cioè tangenti all'origine).

Densità relativa

E' definita dalla relazione:

$$D_r(\%) = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \times 100 \quad (3)$$

dove

e = indice dei vuoti del materiale in situ

e_{max} = indice dei vuoti nello stato di densità minima

e_{min} = indice dei vuoti nello stato di densità massima

D_r è un parametro che misura la compattezza di un suolo in situ relativamente ai suoi stati di densità massima e minima, normalmente ottenibili soltanto in laboratorio.

Soprattutto negli U.S.A. e in Giappone esso è largamente usato per valutare empiricamente il tipo di risposta sismica che ci si può attendere dai depositi superficiali di suoli non coesivi.

Sul valore di D_r , oltre il tipo di materiale, influiscono anche la pressione di confinamento (funzione della profondità), e ad essa sono quindi legate proprietà quali il modulo di taglio e lo smorzamento che governano il comportamento dinamico.

La densità relativa gioca anche un ruolo importante nella valutazione del potenziale di liquefazione dei suoli non coesivi saturi.

Per ultimo, la conoscenza dei valori di D_r in situ serve per ricostruire in laboratorio provini di terreno ad uno stato di compattezza il più vicino possibile a quello naturale.

Ciò vale soprattutto per i materiali sabbiosi, per i quali è molto difficile ottenere campioni indisturbati.

Il metodo più comune per determinare D_r è di tipo indiretto e consiste nell'eseguire prove di penetrazione standard *SPT* (standard penetration test) sul terreno e nell'utilizzare poi delle correlazioni empiriche che legano la resistenza alla penetrazione con la densità relativa, in funzione della profondità.

L'impiego della *SPT* è notevolmente vantaggioso per l'economicità e la praticità di esecuzione.

La prova misura la resistenza di un terreno mediante il numero di colpi N necessario per far penetrare un apposito tubo cavo (split spoon sampler) per la profondità di un piede (30.48 cm).

Esiste indubbiamente un insieme di fattori, legati in parte alle condizioni di sedimentazione di un deposito e in parte a quelle di esecuzione della prova, che possono dar luogo a forte dispersione nei risultati.

Esistono diverse correlazioni empiriche tra resistenza alla penetrazione standard, espressa per numero di colpi N per piede di affondamento, e i valori D_r (Bazaraa, 1967; Gibbs e Holtz, 1971; Tavenas, 1971).

Dato che la penetrazione del campionatore nel terreno durante la prova SPT genera primariamente onde S e quindi deformazioni dinamiche tangenziali, è ragionevole attendersi che esistano correlazioni tra i valori N_{SPT} e quelli del modulo dinamico G_o per piccole deformazioni.

Va citata in questo contesto l'utile correlazione proposta da Ohsaki e Iwasaki (1973) in base ad un vasto numero di dati da prove down-hole in terreni sabbiosi ed argillosi in siti giapponesi:

$$G_o = 120 N_{SPT}^{0.8} \quad (Kg/cm^2) \quad (4)$$

La (4) può essere utilizzata in prima approssimazione, quando non siano effettuate misure di v_s sul terreno.

Esistono correlazioni più raffinate determinate da Anderson (1978), Ohta e Goto (1978).

Configurazione e composizione stratigrafica, profondità delle formazioni rocciose

Lo spessore degli strati di un deposito si determina convenientemente mediante metodi geotecnici standard.

Per i primi 20-30 m è desiderabile effettuare campionamenti ad intervalli non superiori ai 2 m ; ciò consente di definire il profilo stratigrafico con precisione dell'ordine di 1 m.

Al di sotto dei 30 m è spesso sufficiente prelevare campioni ogni 3 - 4 m.

Per i calcoli di risposta sismica locale è infrequente che si richiedano perforazioni con campionamento a profondità superiori ai 100 m; per profondità maggiori i dati medi provenienti da altre fonti (profili geologici generali della zona, pozzi petroliferi, sismica a rifrazione) sono in generale sufficienti.

Una conoscenza, anche approssimata, della configurazione stratigrafica superficiale è importante per stabilire se un modello di analisi monodimensionale risulti o meno adeguato per il calcolo della risposta sismica.

Un altro dato significativo per i calcoli di risposta sismica è rappresentato dalla profondità delle formazioni rocciose o comunque di terreni decisamente più compatti di quelli presenti nel deposito in esame.

L'importanza di questo fatto deriva dal fatto che, in mancanza di registrazioni accelerometri che dirette su tipi diversi di terreno, la sismicità di una regione o zona viene normalmente definita per condizioni di terreno duro (vedere Capitolo 4°).

Molto spesso avviene che le formazioni rocciose vere e proprie giacciono a vane centinaia o addirittura a qualche migliaio di metri di profondità; allora se i terreni superficiali sono relativamente teneri, per es. con i valori di v_s di 100-150 m/sec, si potranno, a titolo indicativo, considerare come “bed-rock” quelle formazioni il cui valore di v_s sia di circa 700-800 m/sec.

3.3.7 — SOMMARIO DELLE INDAGINI IN LABORATORIO

Prima della descrizione del modello di comportamento del terreno è conveniente riassumere i risultati delle prove sperimentali in laboratorio:

1. L'entità delle deformazioni raggiunte nel ciclo è uno dei fattori principali nella definizione del modulo e dello smorzamento.

All'aumentare del livello di deformazione, il modulo diminuisce mentre lo smorzamento aumenta.

Vedere le figg. 16, 22, 23, 25 riportate nei precedenti paragrafi.

Per completezza, nelle figg. 39 e 40 riportiamo altre curve teoriche (dedotte da risultati sperimentali) costruite da altri ricercatori e non contemplate nelle figure precedenti.

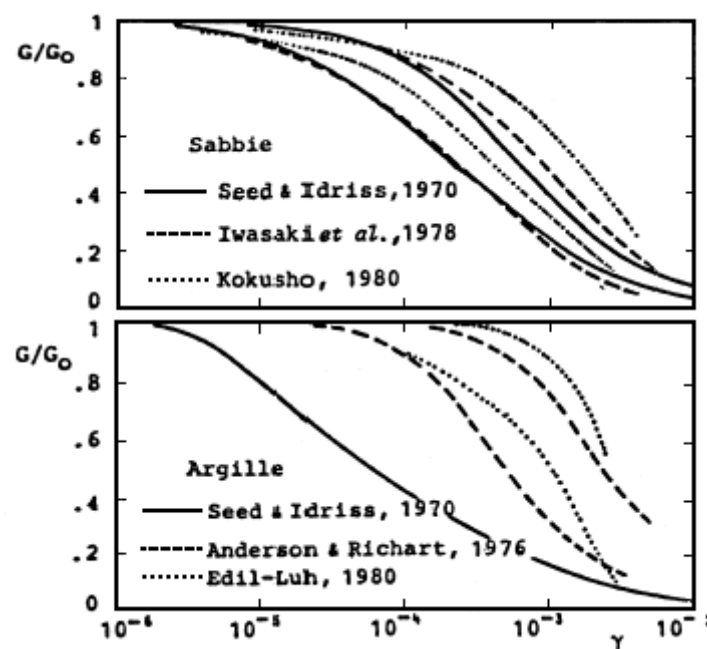


Figura 39 – Variazione dei moduli di taglio con il livello di deformazione

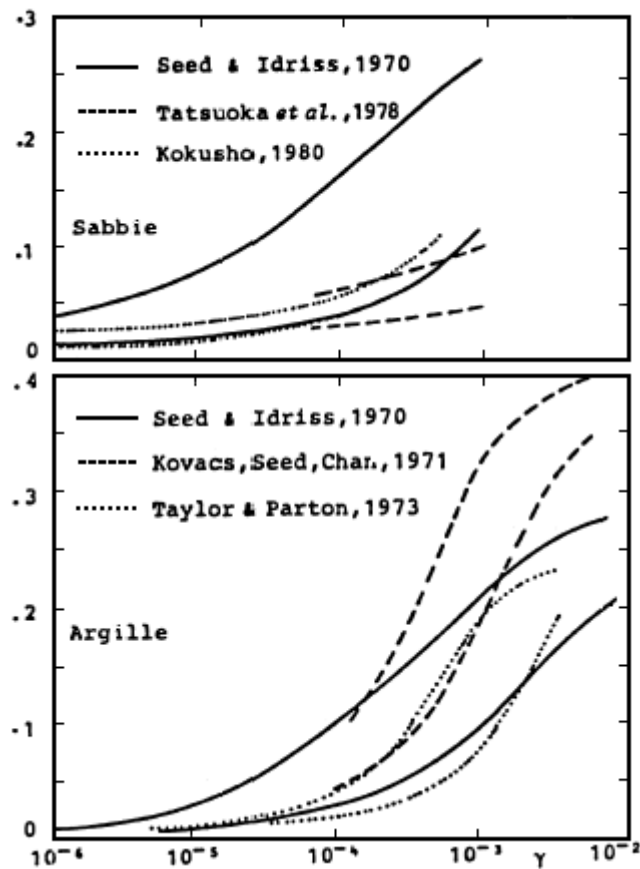


Figura 40 - Variazione dei fattori di smorzamento con il livello di deformazione

2. Lo stato tensionale iniziale del provino che riproduce lo stato tensionale esistente in un determinato punto del sito influenza in particolar modo il suo comportamento dinamico.

Nelle figg. 17, 18 e 20 del parag. 3.3.3 abbiamo riportato alcune curve $G_{max} - \sigma_m'$ dove G_{max} è il modulo iniziale e σ_m' è la tensione efficace media.

In generale, al crescere di σ_m' cresce il modulo iniziale G_{max} e quindi a parità di deformazione cresce anche il modulo G essendo, con buona approssimazione:

$$G = \frac{G_{max}}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (\text{Espressione di Hardin})$$

Per lo smorzamento si ha invece un comportamento inverso.

Infatti, se facciamo riferimento all'espressione di Hardin dello smorzamento che ben approssima i risultati sperimentali, si ha:

$$\lambda_t = \lambda_{to} \frac{\lambda/\lambda_r}{1 + \lambda/\lambda_r}$$

dove λ_{to} è il valore massimo del coefficiente di smorzamento λ_t corrispondente a deformazioni molto grandi e vale per i terreni coesivi:

$$\lambda_{to} = 31 - (3 + 0.03f) \sqrt{\sigma'_m} + 1.5\sqrt{f} - 1.5 \log_{10} N$$

f = frequenza di applicazione del carico

σ'_m = tensione efficace media in kg/cm²

si vede che λ_{to} decresce al crescere di σ'_m .

A parità di deformazione allora decresce anche λ_t .

In fig. 41 è riportata l'influenza di σ'_m sul coefficiente di smorzamento per una sabbia satura.

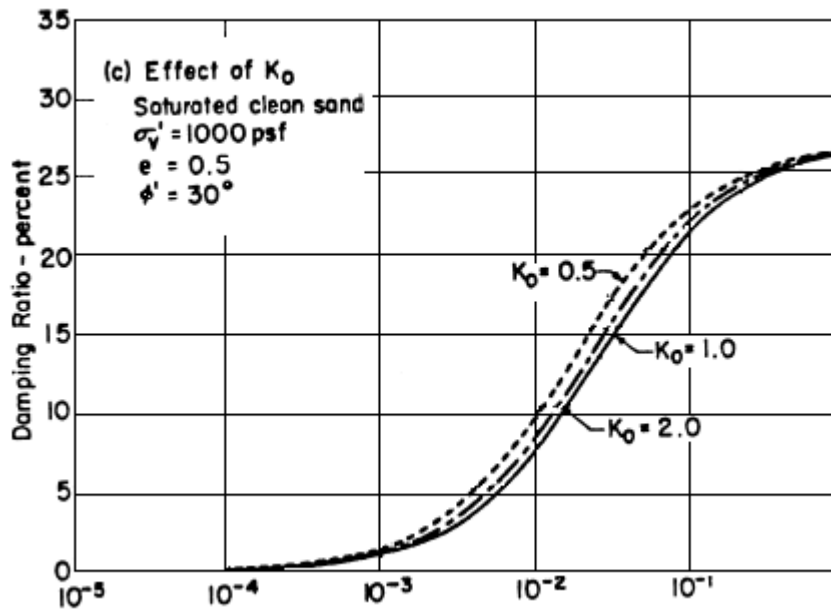


Figura 41 – Shear Strain - percent

Si vede che a parità di deformazione, al crescere di K_o (coefficiente di spinta in quiete $K_o = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$) e quindi di σ'_m , si ha una riduzione del coefficiente di smorzamento.

3. Anche l'indice dei vuoti e è un parametro che influenza notevolmente il comportamento del terreno e precisamente un aumento di e provoca in generale una diminuzione di G .

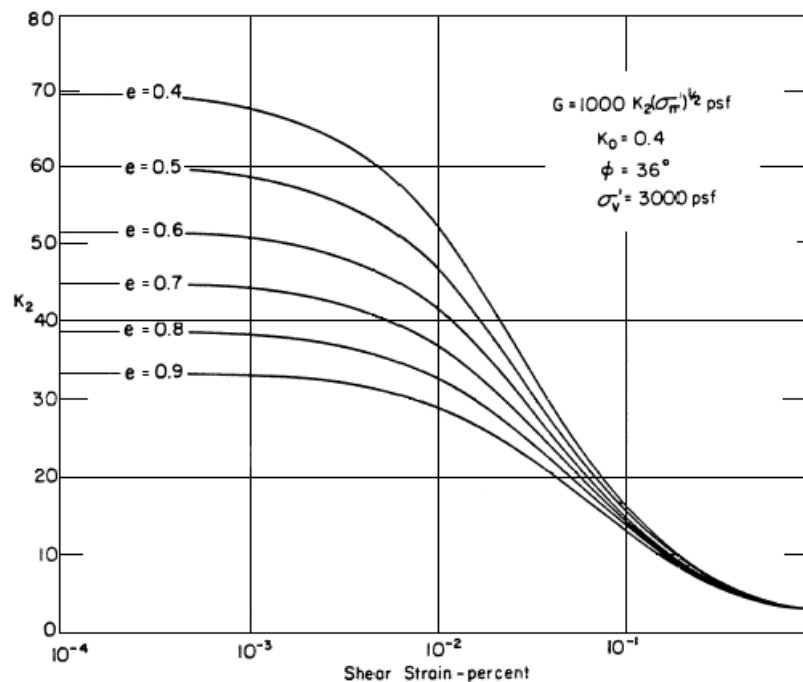
Infatti facendo riferimento ancora alle espressioni di Hardin si ha:

$$G_{\max} = \frac{S(OCR)^k P_a^{1-n} \sqrt{\sigma'_m}}{2(1+\nu)F(e)}$$

dove $F(e) = 0.3 + 0.7 e^2$

al crescere di e cresce $F(e)$ quindi, ferme restando le altre grandezze, si ha una riduzione di $G_{\max}$ e quindi di G .

In fig. 42 sono riportate le curve di Seed e Idriss (1970) del decadimento del modulo G con la deformazione in funzione dell'indice dei vuoti.



**Figura 42 – Shear moduli of sands at different void ratios
(based on Hardin – Drnevich expressions)**

In generale un aumento di e provoca anche una diminuzione del coefficiente di smorzamento (fig. 43).

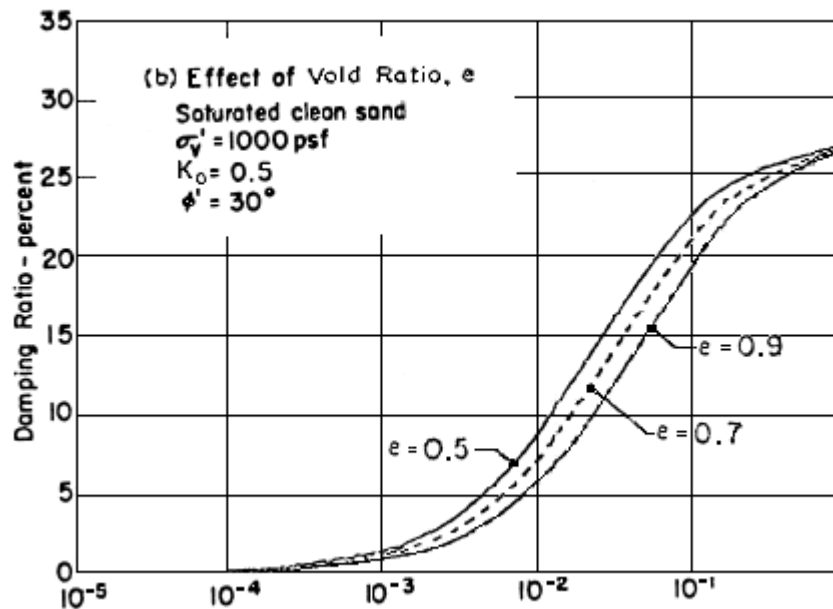


Figura 43 – Shear Strain - percent

4. Il numero N dei cicli di carico ha diversa influenza a seconda che il terreno sia coerente o incoerente.

Il modulo G diminuisce di poco per le argille al crescere di N e a parità di deformazione; si veda per es. la fig. 36 dove a parità di deformazione massima imposta ($\gamma \cong 4\%$) si vede il decadimento del modulo G al crescere di N .

Per i terreni sabbiosi si ha un comportamento inverso.

Invece lo smorzamento in entrambi i casi diminuisce con il $\log_{10} N$.

Nel campo dell'ingegneria sismica N varia poco ($5 < N < 30$) per cui si può prendere un valore medio (ad es. $N = 10$) e trascurare quindi questa influenza di N su G e λ commettendo un errore che rientra senz'altro nelle approssimazioni effettuate.

5. Poiché l'acqua presente nei pori non può offrire resistenza a taglio, ci si aspetterebbe che il modulo non cambi al variare del grado di saturazione S_r .

In realtà si è notato sempre una leggera riduzione di G al crescere di S_r (vedere fig. 21).

Il carico dinamico produce il moto dell'acqua interstiziale tra lo scheletro solido del terreno; si avrà dunque una dissipazione di energia legata alla resistenza viscosa tra l'acqua e lo scheletro solido.

In laboratorio si è infatti osservata una leggera riduzione del coefficiente di smorzamento al crescere del grado di saturazione S_r (fig. 44).

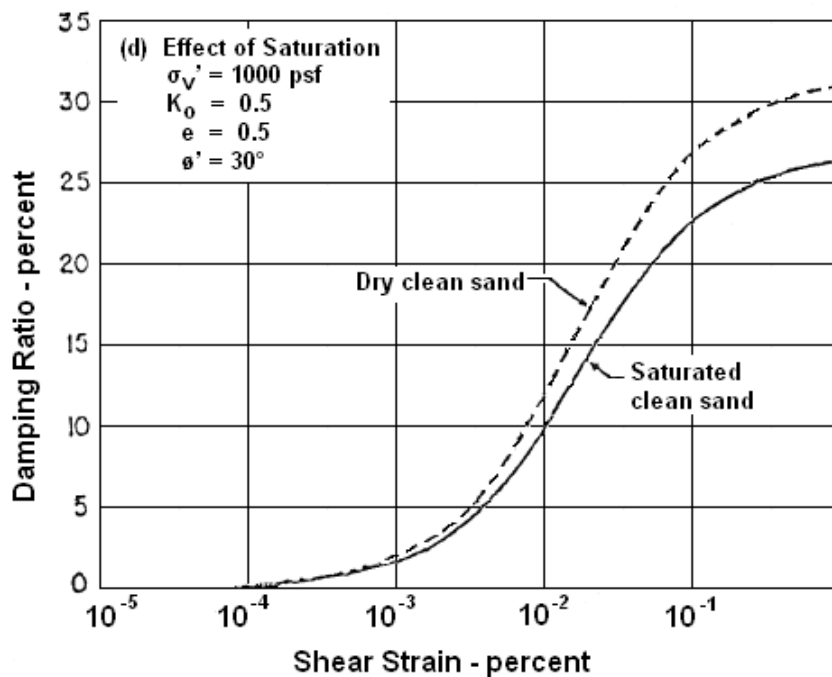


Figura 44 – Shear Strain - percent

3.4 — MODELLI DI COMPORTAMENTO DEI TERRENI IN REGIME DINAMICO

3.4.1 — INTRODUZIONE

Risulta chiaro dalle precedenti considerazioni che le caratteristiche di non linearità esibite dal comportamento del terreno sotto carichi dinamici possono portare a descrizioni matematiche complesse, pur circoscrivendo il problema ad una sola componente di sforzo e deformazione (stato deformativo e tensionale monodimensionale).

L'uso di modelli lineari, tuttora molto diffuso, è a rigore giustificabile soltanto per eccitazioni di piccole intensità.

Un trattamento realistico di eccitazioni intense, che è quello di maggior interesse per le applicazioni di ingegneria sismica, richiede modelli di comportamento in cui le caratteristiche di rigidità e la quantità di energia dissipata per isteresi siano in qualche maniera legate all'ampiezza delle deformazioni indotte ed anche alla loro storia.

La scelta di un particolare modello dipende sempre da vari fattori, tra cui il tipo di informazione sperimentale sui terreni, le caratteristiche dell'opera da progettare, l'intensità del terremoto di progetto, i programmi di calcolo disponibili.

Va sottolineato che i dati sperimentali sul comportamento dinamico del materiale e la scelta del terremoto di progetto sono fattori in cui intervengono di solito margini di incertezza molto ampi.

E' quindi decisamente sconsigliabile ricorrere a modelli di comportamento sofisticati quando si dispone di informazione sperimentale insufficiente o indiretta.

Risulta invece più utile adottare una descrizione materiale semplice e mediante questa studiare l'influenza che si produce sulla risposta variando opportunamente i parametri costitutivi e quelli di eccitazione.

3.4.2 — I MODELLI ELASTO-VISCOSI

Sono i modelli ottenuti dall'accoppiamento di un mezzo viscoso e di un mezzo elastico lineare.

Si ricorda che la proprietà caratteristica del mezzo viscoso è quella di deformarsi indefinitamente con una velocità che è funzione della sollecitazione applicata; la velocità di deformazione si annulla solo all'annullarsi della sollecitazione.

La proprietà generale di un mezzo viscoso è perciò rappresentata dalla relazione

$$F = f(\dot{\delta}) \quad \dot{\delta} : \text{velocità di deformazione}$$

se la relazione è lineare del tipo

$$F = \eta \dot{\delta}$$

Con η costante, il mezzo si dice viscoso perfetto o Newtoniano; la costante η si definisce "costante di viscosità" o semplicemente viscosità.

Modello elasto-viscoso lineare di Voigt-Kelvin

E' ottenuto dall'accoppiamento in parallelo di un mezzo viscoso perfetto con costante di viscosità η ad una molla elastica con rigidezza G (modulo di taglio).

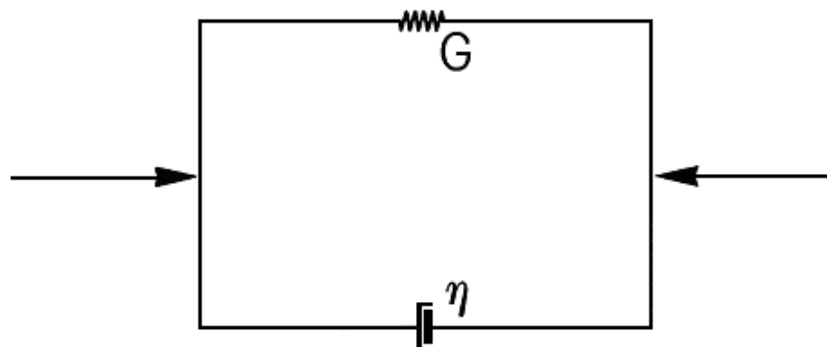
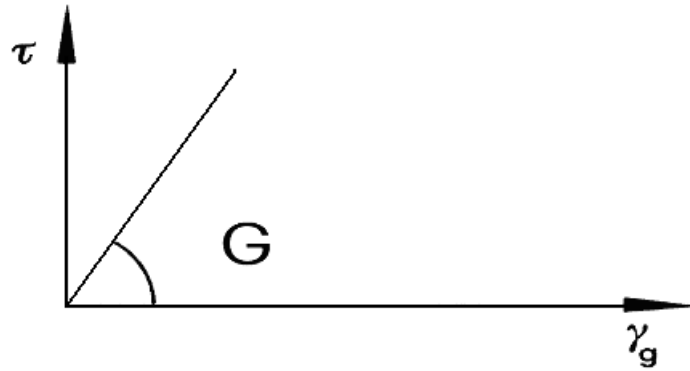


Figura 45

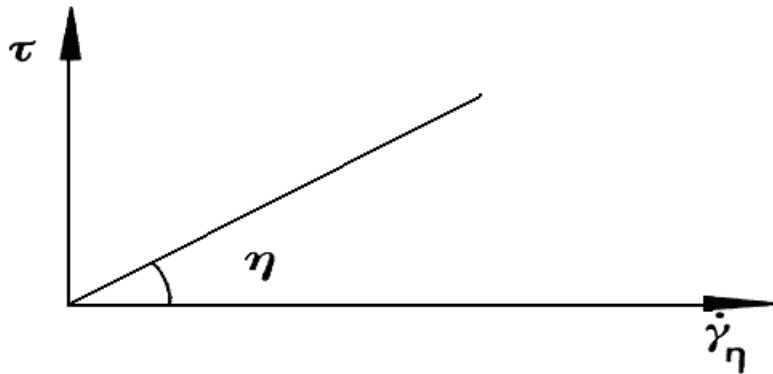
Per la componente elastica abbiamo:

$$\tau_g = \tau_g^G \quad (\text{legge costitutiva del corpo elastico lineare})$$



Per la componente viscosa:

$$\tau_n = \eta \dot{\gamma}_\eta \quad (\text{legge costitutiva del corpo viscoso perfetto})$$



Poiché i corpi sono in parallelo, applicando la sollecitazione τ si avrà

$$\begin{cases} \gamma_g = \gamma_\eta = \gamma \\ \tau_g + \tau_n = \tau \end{cases}$$

Quindi

$$\tau = \gamma_g + \eta \dot{\gamma} \quad (1)$$

che è la legge costitutiva del corpo di Kelvin-Voigt.

Si è visto sperimentalmente che questa equazione lineare è valida per $\gamma < 10^{-5}$.

Assumiamo ora che un elementino di terreno del deposito sia soggetto a delle onde di taglio verticali periodiche e stazionarie.

In questo caso la dipendenza dal tempo della γ può essere scritta

$$\gamma(t) = \gamma_o e^{i\omega t} \quad (2)$$

dove

γ_o : ampiezza della deformazione a taglio

ω : pulsazione

$e^{i\omega t}$: vettore unitario complesso ($e^{i\omega t} = \cos \omega t + i \sin \omega t$).

Sostituendo nella (1) si ha

$$\tau = G\gamma_o(1 + i\omega\eta)e^{i\omega t} = G^*(\omega)\gamma_o e^{i\omega t}$$

dove $G^*(\omega) = G(1 + i\omega\eta)$ è il modulo viscoelastico in regime armonico.

E' una quantità complessa e dipendente dalla frequenza di eccitazione del carico.

Quando τ varia sinusoidalmente nel tempo, la legge costitutiva $\tau = G\gamma + \eta\dot{\gamma}$ predice che nel piano $\tau - \gamma$ venga descritto un ciclo generalmente di forma ellittica, simile ai cicli di isteresi osservati sperimentalmente (fig. 46).

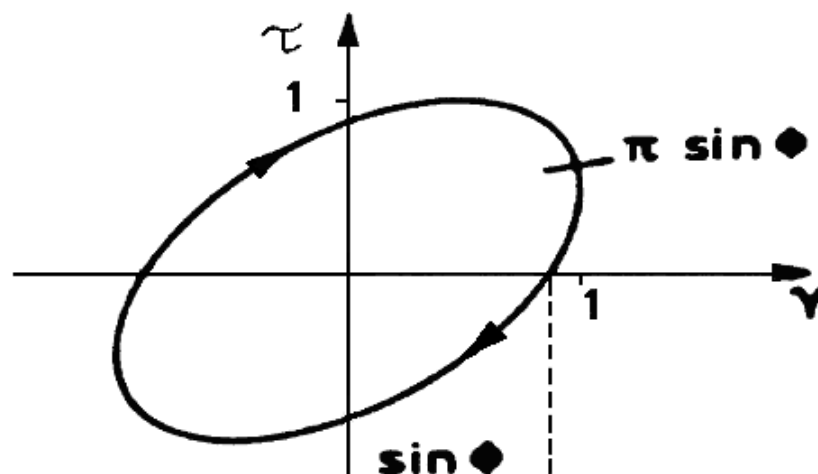


Figura 46

Si dimostra (13) che l'Energia elastica di deformazione (cioè l'energia potenziale corrispondente alla deformata massima) è:

$$W \cong \frac{1}{2} G \gamma_o^2$$

e che l'energia ΔW dissipata in un ciclo risulta:

$$\Delta W = G \gamma_o^2 \sqrt{1 + \tan^2 \varphi} \pi \sin \varphi$$

dove $\tan \varphi = \frac{\eta \omega}{G}$;

la capacità di smorzamento pertanto sarà:

$$\psi = \frac{\Delta W}{W} = 2 \pi \tan \varphi$$

mentre il rapporto di smorzamento sarà uguale:

$$\lambda = \frac{\psi}{4\pi} = \frac{1}{2} \frac{\eta \omega}{G}$$

Modello isteretico-lineare

Per molti suoli analizzati in laboratorio è già stato visto che il coefficiente di smorzamento λ non dipende fortemente dalla frequenza, perlomeno nel campo che interessa l'ingegneria sismica.

Ciò vuol dire che, in tale rango, le dimensioni del ciclo di isteresi sono praticamente indipendenti dalla frequenza.

Questo requisito non è soddisfatto dal materiale di Voigt-Kelvin essendo per esso

$$\lambda = \eta \frac{\omega}{2G} \quad \text{con } \eta = \text{costante.}$$

Per ottenere un materiale viscoelastico il cui comportamento descriva più da vicino quello dei suoli reali, è necessario rendere il parametro η inversamente proporzionale alla frequenza ω .

Il comportamento che in tal modo si ottiene è stato chiamato "isteretico-lineare" (Dobry, Whitman, Roesset, 1971, (14)).

I risultati che il modello fornisce appaiono più realistici di quelli ottenuti con la legge di Voigt-Kelvin, anche se il suo uso rende più complicata l'analisi dinamica.

L'adozione dei due modelli viscoelastici finora trattati è giustificata solo quando le deformazioni massime si mantengono piccole ($\gamma \leq 10^{-4}$); solo per questo rango di deformazioni possiamo, infatti, ritenere il modulo e lo smorzamento costanti.

Per applicazioni a problemi in cui l'intensità di eccitazione è elevata, è ancora possibile servirsi di questi modelli introducendo un procedimento iterativo come nel modello lineare equivalente.

3.4.3 — MODELLO LINEARE-EQUIVALENTE

E' essenzialmente un modello viscoelastico lineare "migliorato", caratterizzato da un modulo a taglio e da un rapporto di smorzamento "equivalenti" alle proprietà osservate sperimentalmente e determinati in funzione del livello di deformazione mediante un procedimento iterativo.

Secondo questo metodo una soluzione approssimata non lineare può essere ottenuta da un'analisi viscoelastica lineare purché il modulo e lo smorzamento usati nell'analisi siano compatibili con l'effettiva deformazione a taglio γ che si ha per l'elemento di terreno considerato.

Il metodo viene applicato secondo lo schema seguente:

- a) Per ciascun elemento di terreno del deposito vengono considerati opportuni valori iniziali del modulo e dello smorzamento (da non confondere con i valori iniziali delle stesse grandezze per piccole deformazioni): $G_I, \lambda I$ (fig. 47).

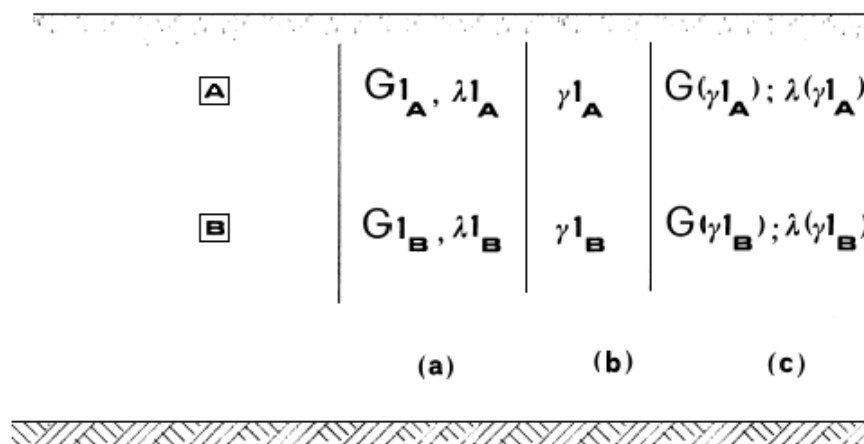


Figura 47

- b) Si analizza il sistema linearmente usando queste proprietà del terreno calcolando la risposta dinamica all'eccitazione data (problema di risposta sismica locale oppure problema di interazione terreno-struttura).

La soluzione fornisce una stima del valore medio della deformazione a taglio per ciascun elemento ($\lambda I_A, \lambda I_B, \lambda I_C$).

- c) A questo punto, utilizzando le curve di decadimento del modulo $G(\gamma)$ e di ampliamento dello smorzamento $\lambda(\gamma)$ (determinate sperimentalmente in laboratorio oppure costruite mediante le correlazioni empiriche che abbiamo visto), si calcolano in corrispondenza delle deformazioni λI i moduli $G(\gamma_I)$ e gli smorzamenti $\lambda(\gamma_I)$ (fig. 48).

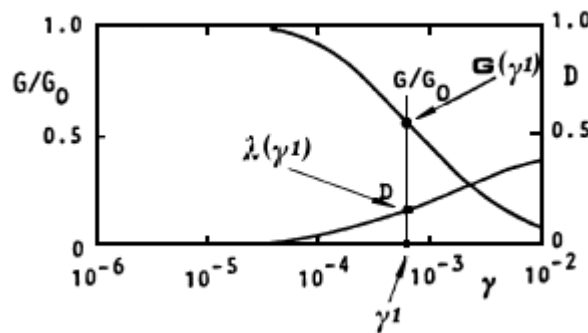


Figura 48

- d) I valori così determinati $G(\gamma_I)$ e $\lambda(\gamma_I)$ si confrontano con i valori di input GI e λI del passo (a).

Se non c'è convergenza si prendono come nuovi valori di input quelli determinati nel passo (c):

$$G(\gamma_I) = G2 \qquad \lambda(\gamma_I) = \lambda2$$

e si calcola la risposta $\lambda2$.

Si continua così ad iterare finché il modulo e lo smorzamento calcolati in due iterazioni successive rimangono pressoché costanti.

Di solito si ottiene convergenza in un numero ridotto di iterazioni.

Ad ogni iterazione la risposta dinamica viene calcolata con le equazioni del modello di Voigt-Kelvin o di quello isteretico-lineare (Idriss e Seed (15); Schnabel e altri (16)).

Il metodo lineare equivalente presenta così il notevole vantaggio di mantenere la semplicità dei materiali lineari, pur adeguandosi, mediante il calcolo iterativo dei parametri costitutivi, alle proprietà reali dei terreni ed è quindi senz'altro più versatile dei modelli elasto-plastici e bilineari.

Inoltre, a differenza dei modelli isteretici non lineari, si presta ad essere incorporato in metodi di analisi bidimensionale con elementi finiti.

Va però segnalato che il modello viscoelastico non ha alcuna pretesa di spiegare i comportamenti del terreno, ma ha il solo scopo, prettamente operativo, descritto finora.

Per esempio, esce dal suo ambito di validità la previsione della diminuzione della resistenza del terreno per effetto della sollecitazione ciclica.

3.4.4 — CENNI SUI MODELLI NON LINEARI

Modello di Ramberg-Osgood

Come alternativa alla descrizione del comportamento del terreno mediante le due grandezze globali G e λ si può tentare di legare direttamente le τ e le γ mediante una relazione non lineare che nel piano $\tau - \gamma$ rappresenta il legame sforzi-deformazioni.

Si tratta di un legame non lineare in cui la curva di carico "vergine" e quelle che descrivono i rami di isteresi sono governate da equazioni tra loro correlate mediante una traslazione di origine ed un cambio di scala, come si può vedere dalla fig. 49.

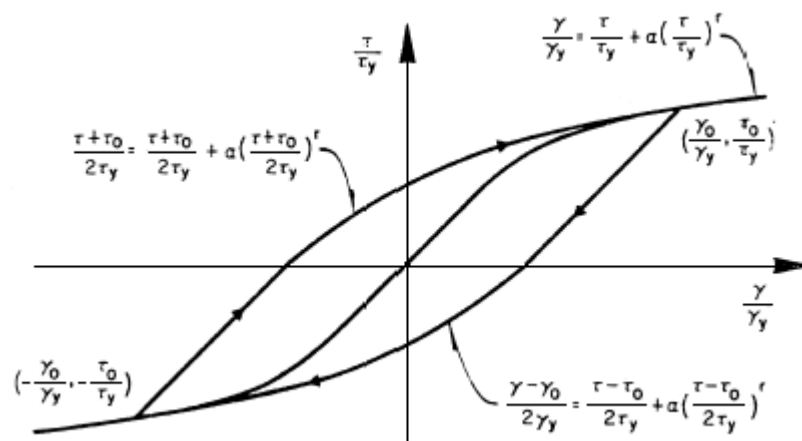


Figura 49 – Modello costitutivo di Ramberg - Osgood

Il modello è caratterizzato dal punto di coordinate (γ_y, τ_y) che è un punto di riferimento che definisce approssimativamente il limite di comportamento lineare; dal punto di coordinate (γ_0, τ_0) che è il punto di inversione del carico; da un modulo tangente iniziale $G_o = \frac{\tau_y}{\gamma_y}$; dai due parametri di forma (α) e (r) .

Il comportamento elastico lineare $(\alpha = 0)$ e quello perfettamente elasto-plastico $(r \rightarrow \infty)$ sono compresi come casi limite.

Il modello in questione ha trovato largo impiego nei metodi di calcolo non lineare della risposta sismica locale (Constantopoulos e altri, 1973; Streeter e altri, 1974; Faccioli e Ramirez, 1976; Faccioli, 1976; Richart, 1977).

Un confronto tra i risultati del modello e quelli forniti da prove del tipo colonna risonante è stato effettuato sul terreno di Città del Messico ed è riportato in figura 50.

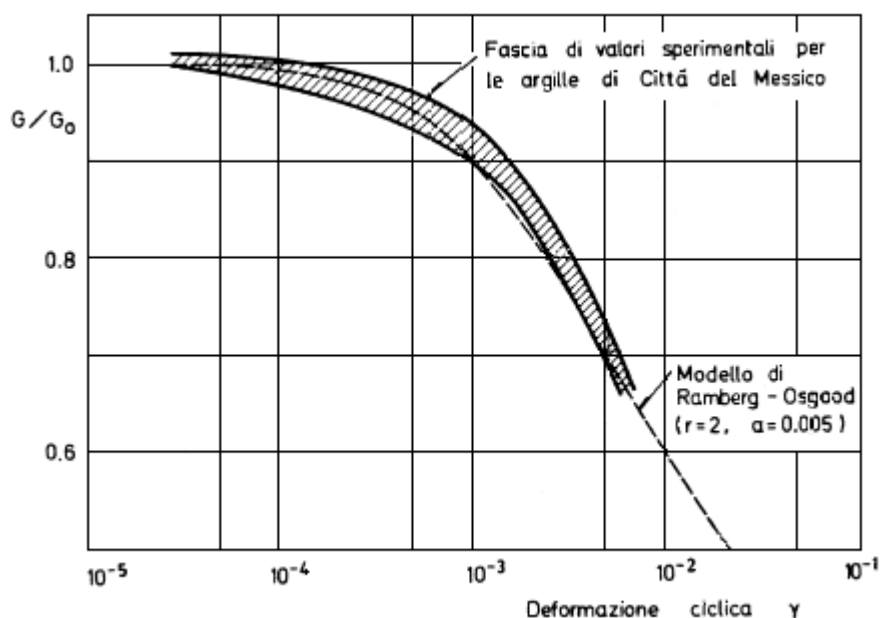


Figura 50 – Raffronto tra i valori sperimentali del modulo G di argille molto compressibili e quelli teorici forniti dal modello di Ramberg – Osgood con i valori indicati di r ed α (da Faccioli e Ramirez, 1976)

I modelli della plasticità

Il maggior difetto dei modelli finora esaminati è la loro incapacità di mettere in relazione tutte le componenti dei tensori di tensione e di deformazione.

In particolare, essi non portano in conto la compattazione volumetrica o l'influenza del taglio sulla dilatazione.

Mentre questi effetti possono essere relativamente poco importanti nel caso di un input sismico costituito da una propagazione verticale di onde di taglio, essi possono essere significativi quando si consideri un input sismico più generale e sono particolarmente importanti qualora si considerino gli stati di tensione associati all'interazione terreno-struttura.

Sono stati sviluppati modelli di comportamento non lineari e più generali tali da includere l'isteresi ciclica nel taglio come caso speciale e da rappresentare gli altri aspetti importanti del comportamento dinamico del terreno.

Tra questi c'è il "Cap model" sviluppato da F.L. Di Maggio e I.S. Sandler nel 1971 (17).

Si tratta di un modello continuo basato sulla classica teoria incrementale della plasticità.

E' stato originariamente sviluppato per studiare gli effetti di "ground shock" e di interazione terreno-struttura prodotti dalle esplosioni e recentemente è stato migliorato per essere applicato negli studi di risposta sismica locale (18).

In origine il modello di sviluppato per rappresentare alcune importanti caratteristiche come la "compattazione", la "isteresi" a taglio, la "fatica" dei terreni mediante un legame costitutivo che soddisfacesse certe condizioni teoriche.

Il comportamento del "Cap model" nell'isteresi ciclica è il movimento della superficie di incrudimento cinematico (Kinematic hardening surface); il funzionale che definisce questa superficie contiene dei coefficienti empirici che vengono scelti per rappresentare i cicli di isteresi aperti o chiusi (fig. 51).

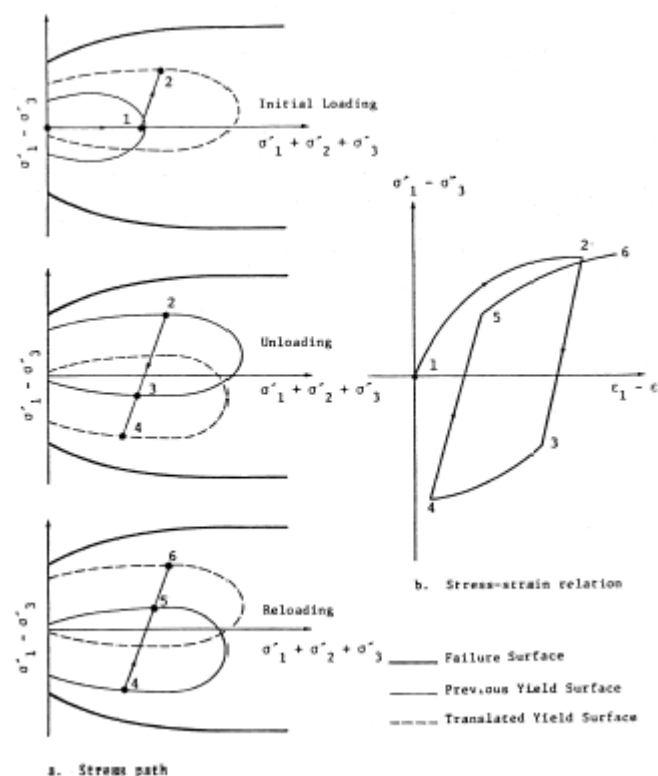


Figura 51 – Role of kinematic hardening producing hysteresis loops for triaxial compression loading

L'abilità del modello ad accordarsi con i dati è illustrata in fig. 52.

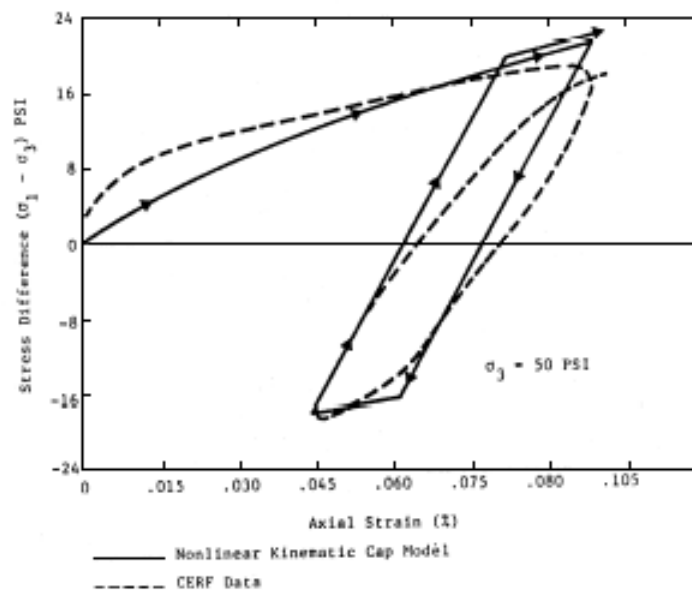


Figura 52 – Comparison of nonlinear, kinematic cap model with cyclic triaxial compression data obtained by University of New Mexico (CERF) for samples taken from the site of SIMQUAKE

Altri modelli di plasticità che simulano gli effetti isteretici sono stati recentemente proposti da Ghaboussi e Karshenas (19), Baladi e Rohani (20), Prevost (21).

Particolarmente interessante è il modello di Prevost che è una generalizzazione del modello di plasticità a più superfici (multisurface plasticity model) elaborato da Iwan (22) e Mroz (23).

Esso risulta particolarmente attrattivo per la sua consistenza fisica e matematica, per la sua generalità e per la possibilità di ottenere gli appropriati parametri da semplici prove di laboratorio.

4. RISPOSTA SISMICA LOCALE

4.1 — GENERALITA'

La verifica di una costruzione sollecitata da carichi sismici presuppone la conoscenza del tipo di terremoto più probabile per il sito.

In pratica non si dispone mai della registrazione di un terremoto effettuata nello stesso punto in cui dovrà sorgere la struttura.

Si è costretti quindi ad utilizzare dati provenienti da registrazioni effettuate in siti diversi, per diverse condizioni stratigrafiche e morfologiche.

Utilizzare questi accelerogrammi (o spettri di Fourier, o spettri di risposta) come eccitazione per la struttura, o come input per un'analisi di interazione suolo-struttura, può condurre, in alcuni casi, ad errori inammissibili per la sicurezza della costruzione.

Questo perchè le caratteristiche geodinamiche del sito influenzano profondamente il moto del terreno, sia in superficie che nell'interno del deposito stesso.

In generale quindi le tre componenti di spostamento in un punto **A** in cui è stata effettuata la registrazione (di solito si registrano la componente Nord-Sud, la componente Est-Ovest e la componente verticale), saranno diverse da quelle di un punto **B** su cui sorgerà la struttura (fig. 54).

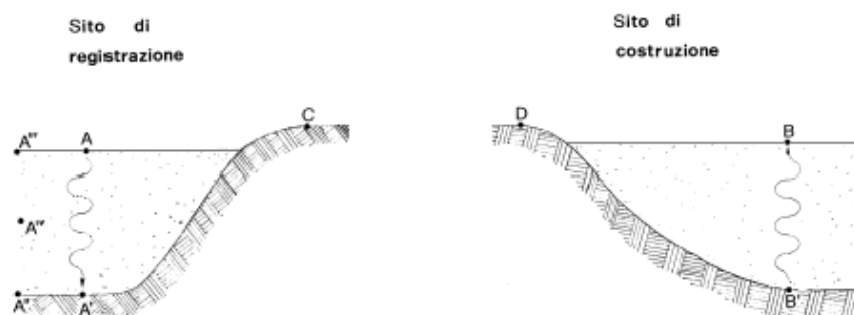


Figura 54

Dalla conoscenza del moto registrato in **A** che si definisce "moto di controllo" (il punto **A** invece viene definito "punto di controllo"), si vuole quindi determinare la variazione spaziale e temporale del moto fino ad arrivare alla descrizione del moto in **B**.

La variazione spazio-temporale del moto dipenderà caso per caso, dalle caratteristiche meccaniche di deformabilità dei terreni, dalla configurazione geometrica, dalla stratigrafia e dalle caratteristiche del sisma.

Solo introducendo delle ipotesi semplificative è possibile arrivare a descrivere il moto nel punto B con un grado di approssimazione accettabile.

Queste ipotesi, qualunque sia il metodo seguito per la risoluzione del problema, sono essenzialmente di tre tipi:

- 1) ipotesi sulla geometria del problema
- 2) ipotesi sulla natura delle onde sismiche e sulla loro propagazione
- 3) ipotesi sul comportamento dei materiali.

Vediamo ora il criterio che si adotta per la ricostruzione del moto in B noto il moto in A.

A partire dal moto in A si determina il moto nella base rigida sottostante (moto in A').

La cosa migliore, infatti, è individuare uno strato di terreno duro che abbia cioè una marcata differenza di rigidità rispetto al deposito sovrastante così da essere considerato come un basamento rigido.

Il vantaggio che si trae da questa schematizzazione è il seguente.

Trattandosi di corpo rigido, qualunque sia il moto trasmesso, non si avrà una variazione spaziale del moto nel corpo, cosicché il moto in A' è uguale al moto che si ha in un qualsiasi punto A'' alla frontiera tra terreno duro e deposito. (Questo è vero, comunque, finché la distanza tra A' e A'' è molto più piccola della distanza che separa i due punti della sorgente sismica in modo da poter ritenere che le onde sismiche provenienti dalla sorgente ed incidenti dal basso siano praticamente le stesse.)

Per il deposito invece si avrà una variazione spaziale del moto trattandosi di un corpo deformabile per cui il moto registrato in A è diverso dal moto che si ha in un qualunque punto della superficie in A''' e in un qualunque punto all'interno del deposito A''''.

In generale il terreno duro di base potrà essere affiorante; si calcola allora il moto nel punto C.

Conservando l'ipotesi di Rigidità del basamento, il moto in C sarebbe uguale in A' ma nella realtà, come vedremo più avanti, la presenza del deposito provoca una differenza di moto tra A' e C.

Tramite considerazioni sull'attenuazione del moto con la distanza, si ottiene il moto in D, che differisce dal moto in C solo per l'intensità.

Possono utilizzarsi le relazioni che legano l'intensità con la distanza dall'epicentro o meglio dalla zona di rilascio di energia (zone of energy release) trovate da Seed e altri (24), figure 55, 56, 57, 58, 59 e 60.

A questo punto si determina il moto in B' e infine quello cercato in B.

Quindi se $F(\ddot{u}_r)$ è lo spettro di Fourier delle accelerazioni secondo x del sito di registrazione e $F(\ddot{u}_c)$ è lo spettro analogo del sito di costruzione, la soluzione del problema è fornita dalla:

$$F(\ddot{u}_c) = H_u(f) F(\ddot{u}_r)$$

dove $H(f)$ è la risposta in frequenza del deposito detta anche "Funzione di Amplificazione" del deposito, il quale si comporta dunque come un filtro nei riguardi della funzione eccitante.

Questa funzione indica quali componenti (in pratica quali onde di una certa frequenza) sono state amplificate e quali smorzate, e in quale rapporto.

Analoghe relazioni possono essere scritte per le altre componenti del moto:

$$F(\ddot{v}_c) = H_v(f) F(\ddot{v}_r)$$

$$F(\ddot{w}_c) = H_w(f) F(\ddot{w}_r)$$

In definitiva quindi il nostro obiettivo è la determinazione di queste funzioni di amplificazione.

La risoluzione può essere ottenuta seguendo due vie:

- a) analitica
- b) sperimentale

a) La risoluzione analitica in forma chiusa è evidentemente impossibile, stante l'aspetto geometrico spesso complicato, la presenza di strati con diverse caratteristiche geodinamiche, la non linearità dei materiali, gli effetti tridimensionali dovuti alle scarpate del deposito, la presenza contemporanea di vari tipi di onde.

E' possibile però introdurre delle semplificazioni sulle ipotesi anzidette, che consentono una risoluzione approssimata nella maniera voluta.

b) La via sperimentale è poco significativa ai fini dei nostri risultati.

Questo perchè è evidentemente impossibile riprodurre gli effetti del sisma allorché si voglia effettuarne la misura.

I risultati ottenuti dalle consuete misurazioni sperimentali, non possono fornire nemmeno un'indicazione su quella che sarà la forma del terremoto, e cioè il contenuto in frequenza, a causa del basso livello di deformazione indotto da queste prove ($\gamma = 10^{-6} \div 10^{-4}$) che mantiene il terreno in un regime di comportamento pressoché lineare.

La risoluzione del problema può quindi essere ottenuta soltanto attraverso metodi analitici semplificati che attuano una simulazione numerica del fenomeno.

Inserire 6 pagine con 1 immagine per pagina

Figura 55

Figura 56

Figura 57

Figura 58

Figura 59

Figura 60

4.2 — ANALISI MONODIMENSIONALE

Il modello di analisi più semplice nei problemi di risposta sismica locale è il modello ad onde di taglio piane e dirette verticalmente.

Il modello è di tipo monodimensionale: l'unica incognita del problema è la componente di spostamento

$$u = u(z, t)$$

mentre si assume

$$\begin{cases} v = v(z, t) = 0 & \forall z, t \\ w = w(z, t) = 0 & \forall z, t \end{cases}$$

dove z è l'ascissa di un asse verticale di un sistema di riferimento assoluto, e $u(z, t)$ è l'unico grado di libertà di un punto P a profondità z e che rappresenta il suo spostamento orizzontale funzione del tempo t (fig. 61).

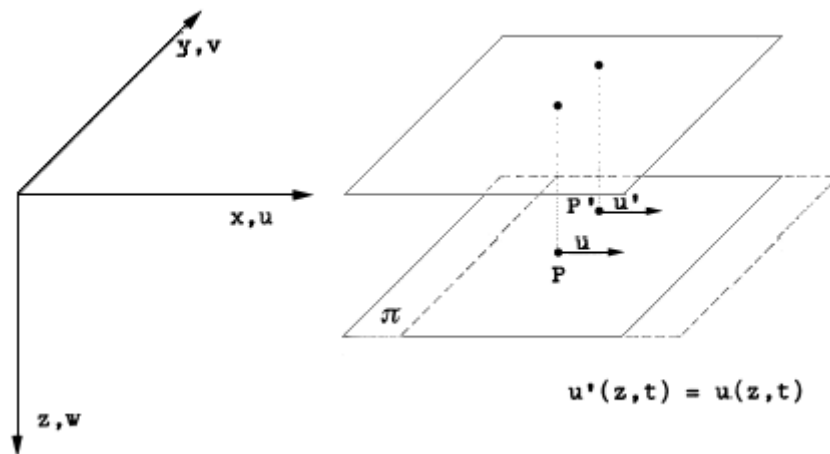


Figura 61

Secondo questo modello, un qualunque altro punto P' del piano π , parallelo al piano xy su cui giace P si muove con la stessa legge oraria (quindi è come se il piano π fosse rigido).

In modo più sintetico possiamo dire che tutte le verticali oscillano sincronamente.

La trattazione monodimensionale è possibile quando si verificano le seguenti condizioni:

- per quello che riguarda le ipotesi sulla geometria:
 - a) le stratificazioni e la superficie del basamento rigido di base devono essere orizzontali;
 - b) il volume di terreno considerato deve essere lontano dalla scarpata del deposito in modo da avere effetti bidimensionali (dovuti alla riflessione delle onde) trascurabili;
 - c) la pendenza dei fianchi del deposito deve essere piccola per le stesse ragioni del punto b);
 - d) le dimensioni orizzontali del deposito devono essere grandi rispetto allo spessore;

- per quello che riguarda le ipotesi sulla propagazione delle onde:
 - e) l'ipocentro è lontano e/o profondo rispetto al volume di terreno considerato, in modo tale che le rifrazioni subite dalle onde sismiche nello attraversare gli strati ne avvicinino la direzione alla verticale;
 - f) si considera solo la propagazione verticale di onde S di taglio;

(Occorre menzionare che a causa delle frequenze più alte che normalmente caratterizzano le onde F , queste ultime tendono ad essere attenuate più fortemente passando attraverso terreni superficiali soffici. Inoltre le onde P di compressione inducono spostamenti di minore importanza per le comuni strutture.)

- per quello che riguarda le ipotesi sul comportamento dei materiali si possono utilizzare modelli lineari, lineari equivalenti e non lineari.

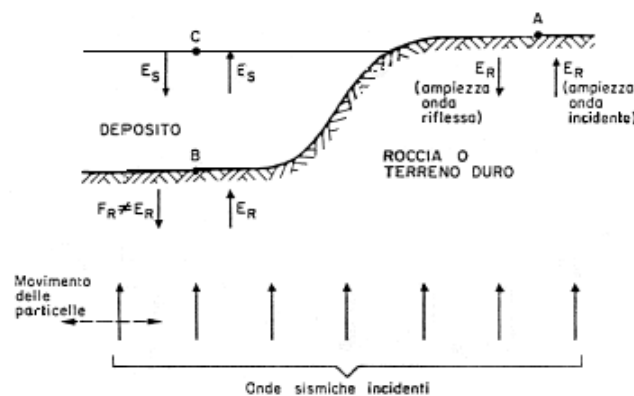


Figura 62 – Schema per la rappresentazione delle oscillazioni sismiche di un deposito rispetto a terreno duro di riferimento

Riferendoci alla fig. 62 si supponga di conoscere il segnale di accelerazione nel punto A, situato su terreno duro affiorante e di voler determinare il segnale corrispondente nel punto C alla superficie del deposito.

L'impostazione del problema riesce più agevole se si considera anche il segnale di accelerazione nel punto B alla frontiera tra terreno duro e deposito.

Supponiamo che la distanza tra A e C sia molto più piccola della distanza che separa ciascuno di questi due punti dalla sorgente sismica.

Questa condizione garantisce che le onde sismiche provenienti dalla sorgente e incidenti dal basso siano praticamente le stesse in A, B e C.

Il moto di controllo nel punto A è rappresentato dalla curva (a) della fig. 63 (accelerogramma del terremoto).

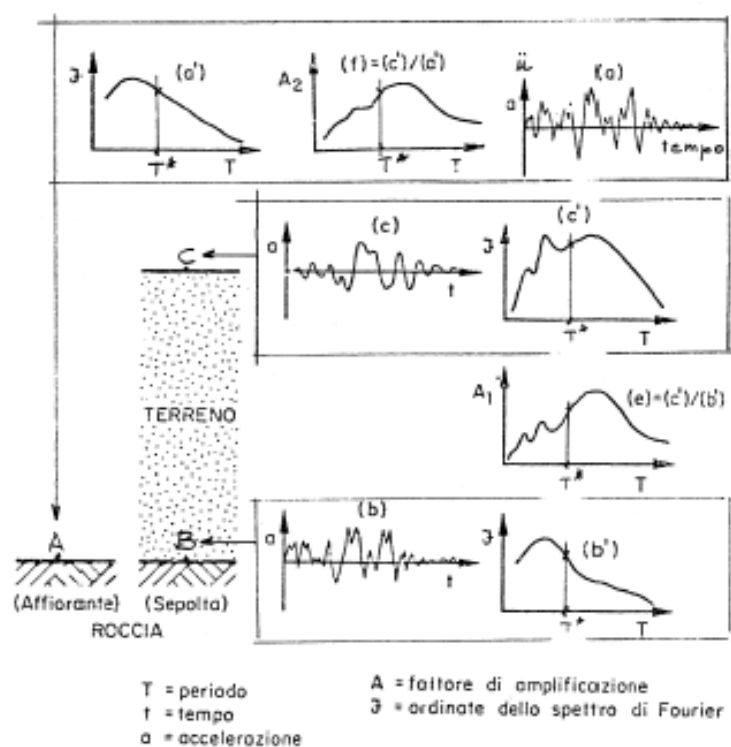


Figura 63

Più convenientemente può rappresentarsi anche mediante il suo spettro di Fourier (modulo della trasformata di Fourier del terremoto $\ddot{u}$), rappresentato dalla curva (a') o mediante lo spettro di risposta del terremoto.

L'accelerogramma che si produce nel punto B è illustrato dalla curva (b), mentre il corrispondente spettro di Fourier è dato dalla curva (b').

E' importante sottolineare che il segnale sismico in B è diverso da quello in A a causa della presenza del deposito.

Vediamo meglio questo aspetto:

sia E_R l'ampiezza di un'onda di una certa frequenza ν^* , periodo T^* , proveniente dal basso nella formazione rocciosa.

Nel punto A tale onda incidente viene riflessa completamente, ossia tutta l'energia in essa contenuta ritorna verso il basso.

E' questo un fenomeno di carattere generale in meccanica delle onde: una sollecitazione impulsiva che si propaga in un semispazio elastico omogeneo, con direzione di propagazione ortogonale alla superficie libera del semispazio, raddoppia la sua ampiezza in prossimità della superficie stessa.

Qui, infatti, ha luogo una riflessione completa e l'impulso incidente si sovrappone a quello riflesso: la composizione dei due si risente per una profondità che dipende dalla forma dell'impulso e dalle proprietà elastiche del continuo.

Considerando idealmente il terreno come un mezzo ancora elastico ed omogeneo, l'amplificazione che subiscono le onde in prossimità della superficie è misurata da un fattore che è circa due e si risente in uno strato di spessore pari a circa $L/4$, dove L è la lunghezza d'onda dell'onda sismica considerata.

Quindi l'ampiezza risultante in A è pari a $2E_R$.

Nel punto B si avrà ancora l'ampiezza dell'onda incidente E_R , ma l'ampiezza dell'onda riflessa non è più E_R poiché l'onda subisce riflessione e rifrazione; quindi una parte dell'energia associata all'onda considerata viene riflessa e la restante parte entra nel deposito.

L'ampiezza dell'onda riflessa F_R dipenderà dalle caratteristiche del deposito e l'ampiezza risultante alla frontiera deposito-roccia sarà pari a $(E_R + F_R)$.

Il moto sismico "filtrato" che si ottiene in C è rappresentato dall'accelerogramma (c) o dal rispettivo spettro di Fourier (c').

La valutazione quantitativa forse più importante dell'effetto filtrante del deposito si ottiene dalla "funzione di amplificazione" che si ricava semplicemente dividendo lo spettro di Fourier della risposta per quello dell'eccitazione: come abbiamo già detto essa indica quali componenti sono state amplificate e quali smorzate e in quale rapporto.

Se il sistema dinamico rappresentato dal deposito è governato da leggi di comportamento lineari, la funzione di amplificazione è una proprietà del sistema e si può quindi ottenere partendo dalla geometria e dalle proprietà meccaniche dei materiali assumendo un'eccitazione di tipo armonico; essa non è altro che il modulo di quella che, nella teoria dei sistemi lineari, viene comunemente denominata "funzione di trasferimento" o di trasfereza.

Ciò non è più vero per leggi di comportamento non lineari, giacché in tal caso non è più possibile definirne una funzione di trasferimento.

Sono stati tuttavia proposti metodi di analisi che permettono di calcolare funzioni di trasferimento fittizie anche per un comportamento non lineare del terreno (Faccioli, Esteva e Cervantes, 1973).

Le curve (e) ed (f) mostrano due diverse funzioni di amplificazione: la prima, A1, si ottiene dividendo gli spettri dei punti C e B; la seconda, A2, dividendo gli spettri dei punti C ed A.

Se E_S è l'ampiezza dell'onda di frequenza ν^* e periodo T^* incidente in C, per il fenomeno di riflessione prima spiegato, si avrà un'ampiezza risultante in C pari a $2E_S$.

Allora per l'onda armonica di frequenza ν^* e periodo T^* avremo

$$A1(T^*) = \frac{2E_S}{E_R + F_R}$$

$$A2(T^*) = \frac{2E_S}{2E_R}$$

Si può considerare infine la funzione di amplificazione A_3 ottenuta dividendo gli spettri dei punti B ed A ; per l'onda di periodo T^* si avrà:

$$A_3(T^*) = \frac{E_R + F_R}{2E_R}$$

Il rapporto A_3 è sempre inferiore all'unità e si dimostra che assume i valori minimi in corrispondenza delle frequenze di risonanza del deposito (fig. 64).

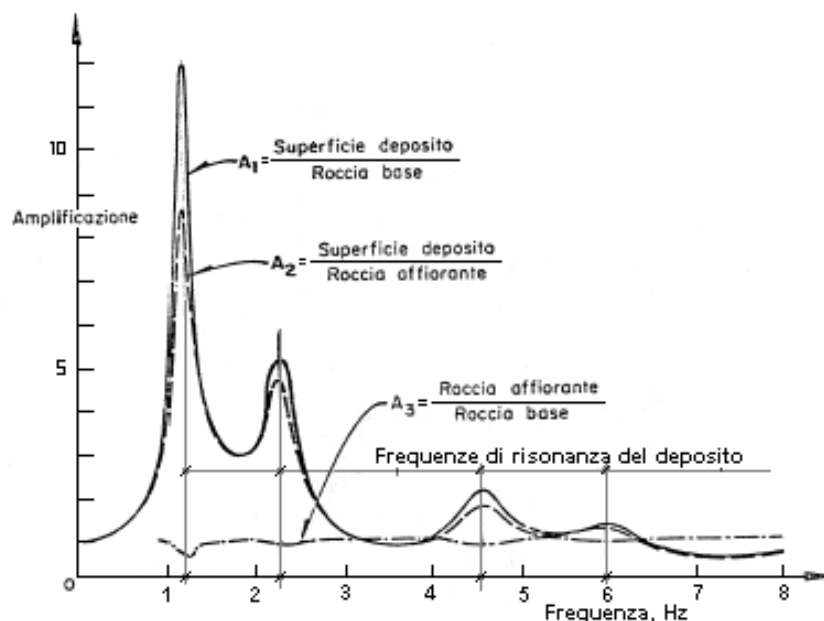


Figura 64 – Funzione di amplificazione di un deposito stratificato a comportamento viscoelastico lineare (da Schnabel et al., 1972)

Si sono ottenuti fattori di amplificazione assai superiori ai reali anche scegliendo in maniera accorta i coefficienti di smorzamento del terreno che tengono conto della "dissipazione per isteresi".

Questo perchè un modello fisicamente corretto deve tener conto della "dissipazione per radiazione" o geometrica.

E' stato dimostrato, infatti, che il comportamento dinamico di un semispazio elastico infinito, sotto l'azione di forze prefissate, è uguale a quello di un sistema smorzato, anche se il semispazio è interamente elastico (25).

Questo smorzamento si verifica perchè le onde (in particolare le onde di Rayleigh), allontanandosi dall'area caricata, trasportano con loro energia fino ai lontani limiti del corpo elastico (R. Whitman "Soil Dynamics", (12)).

Quindi solo una parte dell'energia che entra nel deposito rimane "intrappolata"; la restante parte ritorna nella base rocciosa e si disperde nel semispazio.

(Qualunque siano i modelli dinamici e le leggi di comportamento scelte per analizzare la risposta sismica locale, devono essere incorporate relazioni matematiche o meccanismi fisici che traducano in modo appropriato la perdita di energia del deposito per radiazioni verso il basso.)

La fig. 64 illustra le tre funzioni di amplificazione sopra discusse per il caso di un deposito di 8 strati, avente spessore totale di circa 40 m.

Si è adottato per il terreno il modello viscoelastico lineare.

E' importante infine sottolineare che quando si considerano eccitazioni intense e si tenga conto in maniera realistica del comportamento non lineare dei terreni si ottengono funzioni di amplificazione molto diverse da quelle avute con leggi di comportamento lineari. La differenza è illustrata nell'esempio di fig. 65.

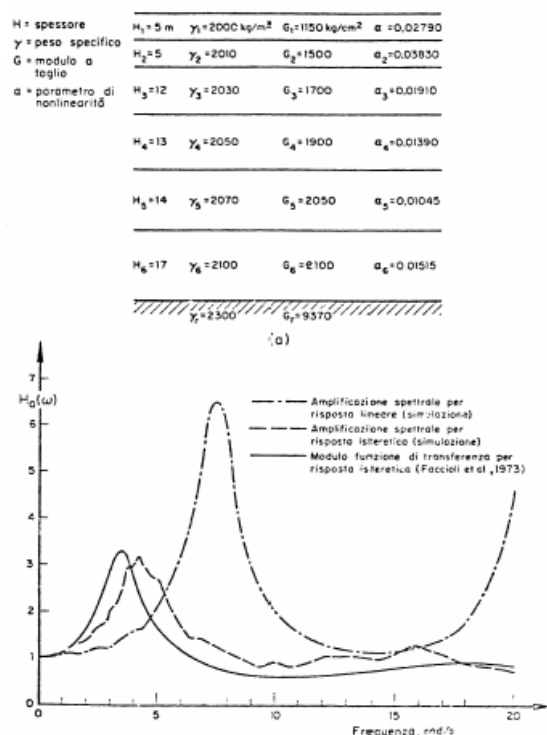


Figura 65

Si osserva che i valori massimi della funzione di amplificazione risultano inferiori a quelli predetti dalle teorie lineari poiché l'energia di eccitazione viene in parte spesa in attrito interno e in deformazioni permanenti.

La curva a tratto e punto si riferisce a comportamento viscoelastico lineare, mentre le altre due sono state ottenute con due diversi modelli basati sul comportamento isteretico non lineare tipo Ramberg-Osgood (Faccioli, Esteva, Cervantes, 1973).

Ancora più importante è osservare che i massimi del fattore di amplificazione, oltre ad essere più piccoli, sono anche spostati verso le basse frequenze per modelli non lineari.

4.3 — METODI DI ANALISI MONODIMENSIONALI

Sono noti anche come i "metodi della trave a taglio".

La trave a taglio è una struttura idealizzata in cui la variazione di pendenza dell'asse baricentrico in ciascuna sezione è proporzionale alla sola forza di taglio agente in quella sezione.

Quindi la legge di deformazione della trave risulta:

$$u'(z) = C_{tag} \frac{T(z)}{GA}$$

dove

$u'(z)$ è la rotazione della sezione di ascissa z ;

$\frac{GA}{C_{tag}}$ è la rigidezza al taglio della sezione;

$T(z)$ è il taglio sulla sezione di ascissa z .

Quando le forze agenti sono di tipo dinamico, le equazioni che governano il moto sono le stesse che governano la propagazione verticale di onde S in un deposito orizzontale stratificato.

Se z rappresenta la coordinata di riferimento lungo l'asse, u lo spostamento in direzione x , τ lo sforzo di taglio in piani normali all'asse, per una trave uniforme l'equazione indefinita di equilibrio dinamico è:

$$\frac{\partial \tau}{\partial z} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (1) \quad \rho : \text{densità del materiale}$$

mentre l'equazione di congruenza è:

$$\gamma = \frac{\partial u}{\partial z} \quad (2)$$

Introducendo una terza equazione che legghi lo sforzo di taglio τ al corrispondente scorrimento γ (legame costitutivo) è possibile dedurre l'equazione del moto.

Utilizzando un legame costitutivo lineare (o lineare equivalente) si ottiene un'equazione del moto lineare che permette quindi una conveniente applicazione della trasformata di Fourier ed una conseguente soluzione nel dominio delle frequenze.

Per esempio, utilizzando il modello viscoelastico lineare di Voight-Kelvin si ha:

$$\tau = \gamma G + \eta \frac{\partial \gamma}{\partial t} \quad (3)$$

e combinando le (1), (2), (3) si ottiene l'equazione del moto:

$$G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (4)$$

Un metodo che opera nel modo sopra descritto è il metodo della trave continua descritto nel paragrafo 4.3.1.

Nel caso si vogliano adottare legami costitutivi non lineari occorre utilizzare metodi che operano nel dominio del tempo che conducono alla integrazione diretta delle equazioni del moto.

Un metodo che opera nel dominio del tempo è il metodo della trave a taglio discretizzata descritto nel paragrafo 4.3.2.

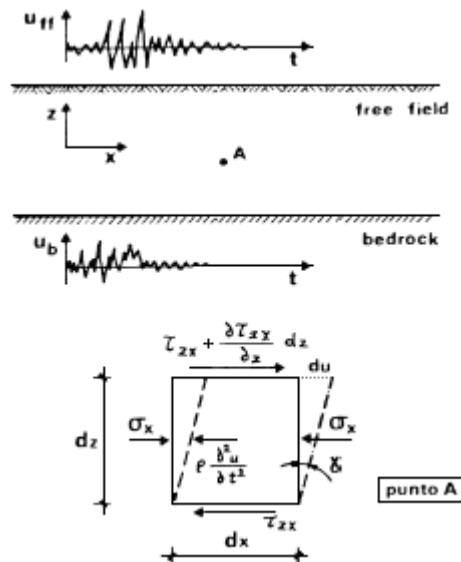


Figura 66 – Trasmissione di un segnale dal bedrock alla superficie libera (free field)

4.3.1 — METODO DELLA TRAVE A TAGLIO CONTINUA

I passi fondamentali del metodo sono:

- 1) Calcolo della trasformata di Fourier dell'accelerogramma di eccitazione:
l'accelerogramma, digitizzato in "n" punti ad intervallo di tempo costante Δt ,

$$\ddot{u}_j(j\Delta t) \quad (j = 0, 1, 2, \dots, n-1)$$

viene trasformato usando la "Trasformata Rapida di Fourier" (Cooley e Tukey, 1965, (28)), in una somma finita di componenti armoniche

$$\ddot{u}(t) = \sum_{s=0}^{n/2} [a_s e^{i\varpi_s t} + b_s e^{-i\varpi_s t}]$$

dove le ϖ_s sono frequenze equidistanti definite da

$$\varpi_s = \frac{2\pi s}{n\Delta t} \quad (s = 0, 1, 2, \dots, \frac{n}{2})$$

e a_s, b_s sono i coefficienti di Fourier complessi.

- 2) Calcolo della funzione di trasferimento del sistema:
si tratta di determinare dei coefficienti complessi $A_{m,n}(\varpi_s)$ che sono funzione della frequenza generica ϖ_s e che permettono di determinare il moto allo strato n-esimo noto il moto allo strato m-esimo.
Questi coefficienti complessi $A_{m,n}(\varpi_s)$ sono facilmente calcolabili in regime armonico con il metodo classico di Kanai, presentato in dettaglio da Schnabel e altri (16), Tsai (29) o Roesset (30).
- 3) Calcolo della trasformata della risposta in accelerazione alla superficie del deposito:
si ottiene moltiplicando la trasformata dell'accelerogramma di eccitazione alla base del deposito (strato m-esimo) per la funzione di trasferimento $A_{m,n}(\varpi_s)$ dove lo strato n-esimo è la superficie del deposito:

$$\ddot{u}_n(t) = \sum_{s=0}^{n/2} A_{m,n}(\varpi_s) [a_{m,s} e^{i\varpi_s t} + b_{m,s} e^{-i\varpi_s t}]$$

4) Calcolo della risposta nel dominio del tempo:

ottenuta la trasformata della risposta in accelerazione alla superficie del deposito, si applica la trasformata di Fourier inversa, ottenendo così la risposta in accelerazione nel dominio del tempo.

Il presente metodo ammette soltanto leggi costitutive di tipo viscoelastico; il modello lineare equivalente permette comunque, entro certi limiti, di simulare il comportamento non lineare dei terreni.

Nel lavoro citato di Schnabel e altri (16) viene descritto in dettaglio e riportato per intero il programma di calcolo SHAKE (risposta sismica di depositi orizzontalmente stratificati), che incorpora integralmente il metodo ora discusso.

4.3.2 — METODO DELLA TRAVE A TAGLIO DISCRETIZZATA

Questo metodo, a differenza del precedente, permette l'uso di leggi costitutive anche non-lineari e l'introduzione di meccanismi dissipativi che descrivono in modo corretto lo smorzamento per radiazione.

La rappresentazione discretizzata è dello stesso tipo di quelle comunemente adottate nella risoluzione dei problemi di dinamica strutturale.

Ogni strato del deposito viene rappresentato mediante una o più masse concentrate; le masse sono semplicemente connesse mediante una molla ed uno smorzatore (fig. 67).

Se si assume un comportamento di tipo viscoelastico, le equazioni del moto del sistema dinamico sono:

$$[M]\{\ddot{y}\} + [C]\{\dot{y}\} + [K]\{y\} = -[M]\{I\}\ddot{u}_R$$

dove: $y_i = u_i - u_R$: spostamento relativo della massa m_i rispetto alla base (fig. 67b)

u_R : spostamento della base (spostamento di trascinamento)

u_i : spostamento assoluto della massa m_i

$\ddot{u}_R$: accelerazione assegnata alla frontiera del deposito.

L'integrazione delle equazioni del moto rispetto al tempo può effettuarsi con i metodi classici della dinamica strutturale, ricavandosi come soluzione il vettore di spostamenti relativi $y(t)$, di velocità $\dot{y}(t)$ e di accelerazione $\ddot{y}(t)$.

In particolare, noto $\ddot{y}(t)$, si determina l'accelerazione assoluta di risposta in superficie:

$$\ddot{u}_1(t) = \ddot{y}_1(t) + \ddot{u}_R(t)$$

Se le costanti degli smorzatori sono variabili da uno strato all'altro, l'unica tecnica disponibile è quella della integrazione numerica diretta del sistema di equazioni con uno dei tanti metodi passo-passo (step-by-step) esistenti.

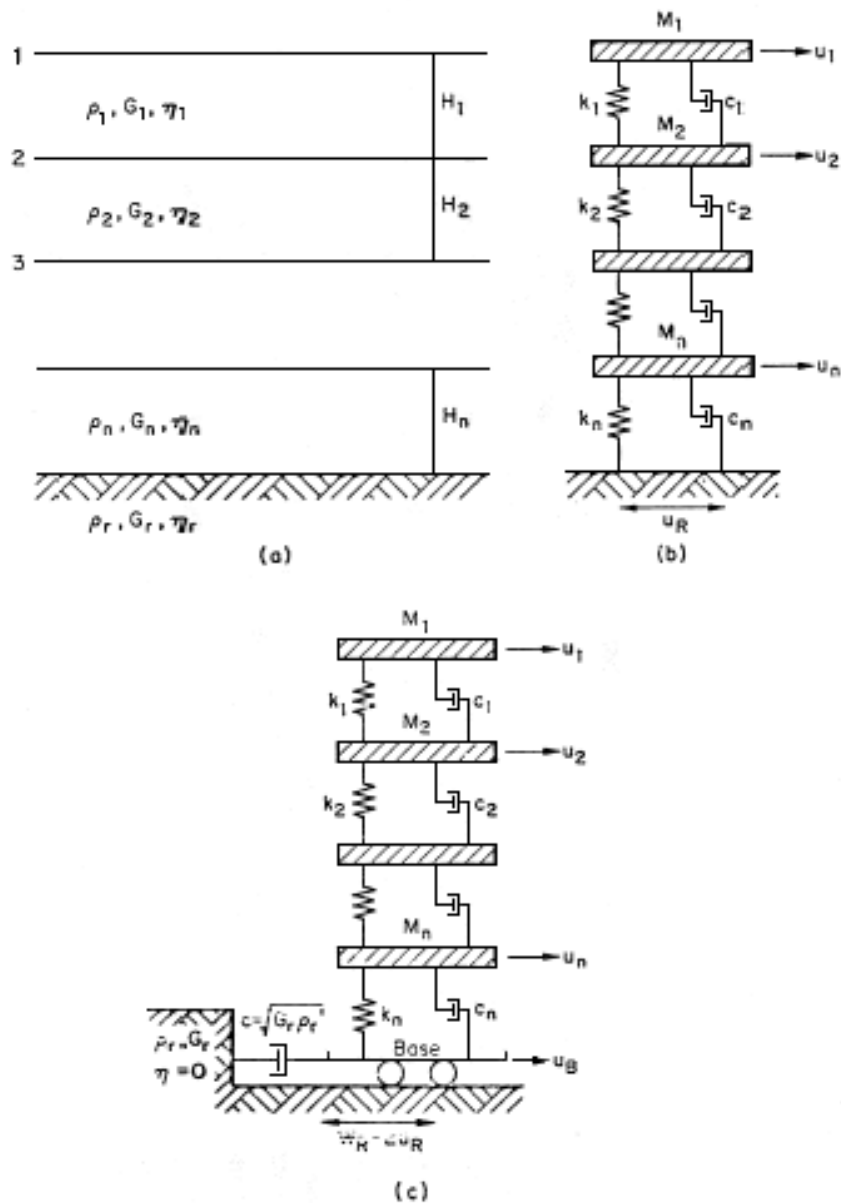


Figura 67 – Modelli discretizzati per l'analisi dinamica di depositi stratificati

Tuttavia, sono state trovate delle soluzioni modali definendo degli smorzamenti modali (una costante di smorzamento, o meglio, un rapporto di smorzamento per ogni modo di vibrare); comunque tale metodo non è più applicabile quando si voglia tener conto rigorosamente del meccanismo di retroalimentazione di energia nella base; in altre parole, la presenza dello smorzamento per radiazione è incompatibile con l'esistenza dei modi classici di vibrazione.

Per descrivere in modo esatto il processo di retroalimentazione si può far ricorso ad un modello fisico introdotto da Tsai nel 1969 (fig. 67c).

Quest'ultimo ha dimostrato che introducendo alla frontiera tra roccia di base e deposito uno smorzamento addizionale con costante $(\rho v_s)_r$ dove ρ è la densità e v_s la velocità delle onde di taglio della roccia di base, si ottiene un sistema equivalente che ha alla base gli stessi coefficienti di trasmissione e riflessione d'onda del sistema continuo iniziale.

Il nuovo sistema di equazioni del moto è:

$$\begin{cases} [M]\{\ddot{y}\} + [C]\{\dot{y}\} + [K]\{y\} = -[M]\{I\}\ddot{u}_B \\ \tau_B + (\rho v_s)_r (\dot{u}_B - \dot{w}_R) = 0 \end{cases}$$

dove:

- $y_i = u_i - u_B$: spostamento relativo della massa m_i rispetto alla base che è in moto rispetto al bed-rock
- τ_B : forza di taglio totale agente alla base del sistema.

Il sistema di $n+1$ equazioni dove n è il numero delle masse, si può risolvere soltanto per integrazione numerica al passo con i metodi di Newmark, di Wilson, di Ruge-Kutta.

4.4 — ANALISI BIDIMENSIONALE

E' evidente che si incontreranno nella pratica molti casi in cui la trattazione monodimensionale non appare a priori giustificabile.

In primo luogo possono venir meno le ipotesi sulla geometria del sito, e cioè la presenza di stratificazioni non orizzontali, la vicinanza di scarpate o una frontiera inferiore con accentuata pendenza.

In questo caso, nel piano verticale in cui avvengono queste variazioni di caratteristiche geometriche, è indispensabile ricorrere ad un'analisi bidimensionale, sempre che le sezioni verticali parallele a questo piano possono considerarsi uguali.

Nel piano ortogonale sarà possibile ancora un'analisi monodimensionale, per strisce di larghezza unitaria.

Se invece in entrambi i piani verticali detti sono forti le variazioni, allora si dovrà ricorrere ad un'analisi tridimensionale.

Per l'analisi bidimensionale il metodo più conveniente è senz'altro quello della discretizzazione ad elementi finiti (fig. 68).

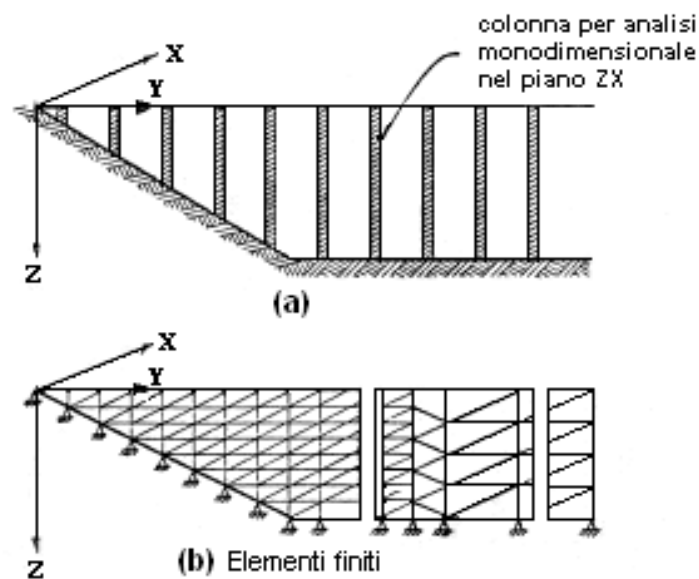


Figura 68

Per quanto riguarda la frontiera rigida inferiore del deposito che rappresenta l'interfaccia terreno duro - deposito (dove per terreno duro si intende un terreno che presenti una spiccata differenza di rigidezza rispetto al deposito) si è soliti fare l'ipotesi di base infinitamente rigida per cui i valori di accelerazione dell'eccitazione ad un istante dato sono gli stessi per tutti i punti della base.

Quando non si considera infinitamente rigida, l'analisi bidimensionale si complica notevolmente poiché l'eccitazione non si trasmette simultaneamente a tutti i punti di frontiera del deposito ed è quindi necessario tenere in conto il tempo di propagazione finito da un punto all'altro (nel caso di base infinitamente rigida si ha che la velocità di propagazione dell'eccitazione sulla frontiera è infinita essendo $v = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$ e $G = \infty$ per cui il tempo di propagazione è nullo) nonché la direzione di propagazione dell'eccitazione.

Questi effetti sono chiaramente visibili nella fig. 69.

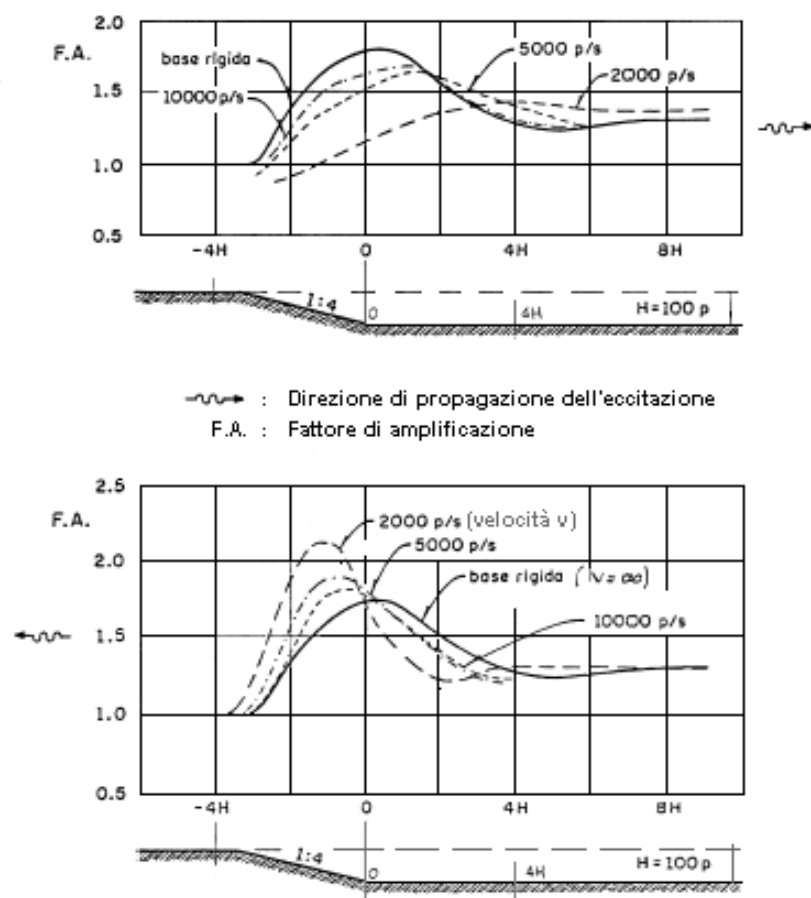


Figura 69 – Effetto della rigidezza della base sulla risposta sismica di depositi bidimensionali (da Dezfulian e Seed, 1971)

Si vede che i fattori di amplificazione per base infinitamente rigida sono massimi soltanto quando il treno delle onde eccitanti si allontana dal fianco del deposito.

Un esempio dei risultati ottenuti con una configurazione di vallata alluvionale reale (Caracas) è riportato in fig. 70.

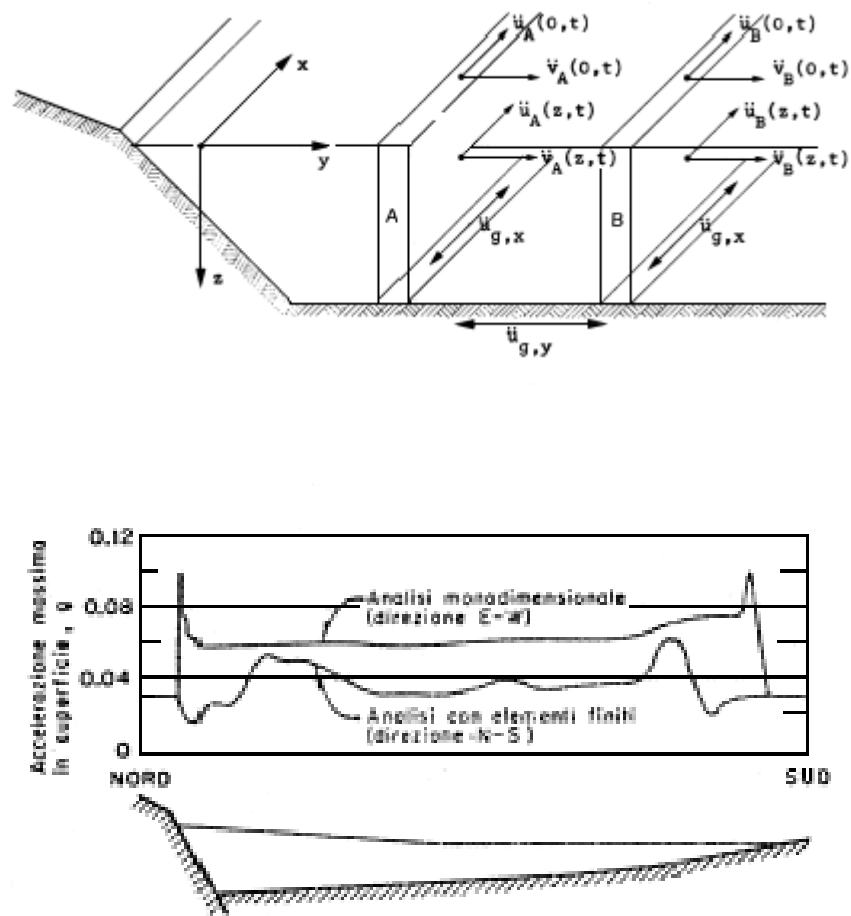


Figura 70

La sezione N-S, analizzata con elementi finiti in due dimensioni, presenta fianchi rocciosi con pendenze accentuate, mentre la sezione perpendicolare al piano della figura, analizzata con colonne mono-dimensionali, è caratterizzata da un contorno inferiore con variazioni di livello molto più dolci.

L'accelerazione massima di eccitazione è di circa 0.03 g.

Con un'analisi monodimensionale della colonna A (fig. 70) di larghezza unitaria si sono determinate le accelerazioni lungo x $\ddot{u}_A(z,t)$ in superficie ed all'interno della fetta A del deposito.

L'eccitazione alla base $\ddot{u}_{g,x}$ con accelerazione max di 0.03 g è stata presa parallela all'asse x.

Analogamente si sono determinate le accelerazioni lungo x per la fetta B in superficie $\ddot{u}_B(0,t)$ ed all'interno $\ddot{u}_B(z,t)$.

Con un'analisi bidimensionale si sono poi determinate le accelerazioni in tutti i punti del deposito contenuti nel piano della figura alla superficie del deposito ($\ddot{v}_A(0,t)$, $\ddot{v}_B(0,t)$) e all'interno ($\ddot{v}_A(z,t)$, $\ddot{v}_B(z,t)$).

L'eccitazione alla base con accelerazione max di 0.03 g era parallela all'asse y.

Da notare come l'analisi basata su colonne monodimensionali disaccoppiate, valida per direzione di eccitazione normale al piano della figura, fornisca valori di amplificazione notevolmente più alti di quella bidimensionali (Dezfulian e Seed, (27)).

In riferimento alla fig. 70 si ha per esempio:

Colonna A : $\ddot{u}_A(0,t)_{\max} \cong 0.06 \text{ g}$ (Accel. max lungo x in superficie)
 $\ddot{v}_A(0,t)_{\max} \cong 0.05 \text{ g}$ (Accel. max lungo y in superficie)

Colonna B : $\ddot{u}_B(0,t)_{\max} \cong 0.06 \text{ g}$
 $\ddot{v}_B(0,t)_{\max} \cong 0.03 \text{ g}$

Tuttavia quando ci si accontenti di valutazioni di prima approssimazione e non sia possibile anticipare con certezza la direzione predominante dell'eccitazione, l'esperienza sinora ricavata mostra che può essere sufficiente ricorrere all'analisi monodimensionale per colonne di terreno disaccoppiate.

Per analisi bidimensionali con comportamento del materiale di tipo "lineare equivalente" si può ricorrere al programma "QUAD 4" (26).

Il programma è scritto per stati di deformazione piana ed utilizza elementi di forma triangolare o quadrangolare.

L'impiego di elementi di forma quadrangolare è di solito preferibile, ed a maggior ragione quando sia necessario calcolare gli sforzi in vari punti del deposito, per esempio allo scopo di valutare il potenziale di liquefazione.

Negli elementi quadrangolari, infatti, gli sforzi sono definiti sul contorno, mentre in quelli triangolari sono definiti nel baricentro.

Come input sismico il programma ammette la sola presenza di onde di taglio con propagazione verticale.

4.5 — ANALISI CON LE ONDE DI RAYLEIGH

Abbiamo già detto che le attuali tecniche sismologiche non sono in grado di identificare in un segnale di superficie il contributo relativo e la direzione dei diversi campi di onde che nel loro insieme compongono il moto all'interno del semispazio.

I criteri operativi adottati fanno riferimento ad una condizione sismica (seismic environment) costituita da una propagazione di onde di volume (in generale si assume una propagazione verticale di onde di taglio) oppure ad una condizione sismica costituita da una propagazione orizzontale di onde di superficie.

In generale i criteri del secondo tipo prendono in considerazione le onde di Rayleigh (**R**) per le quali si ha un moto orizzontale u_x e verticale u_z delle particelle nel piano verticale che contiene la direzione di propagazione dell'onda (asse x nella figura 5) di equazioni:

$$u_x = \sum_{s=1}^{\infty} R_s f_s(z) e^{i(\omega t - k_s x)} \quad (1)$$

$$u_z = \sum_{s=1}^{\infty} R_s g_s(z) e^{i(\omega t - k_s x)}$$

dove ω e t sono la frequenza ed il tempo, rispettivamente, e R_s sono le ampiezze di spostamento incognite.

Gli infiniti insiemi dei numeri d'onda K_s e dei modi di vibrare (o autovettori) $f_s(z)$ e $g_s(z)$, possono in teoria, essere determinati con i metodi sviluppati da Thomsen (31) e Haskell (32).

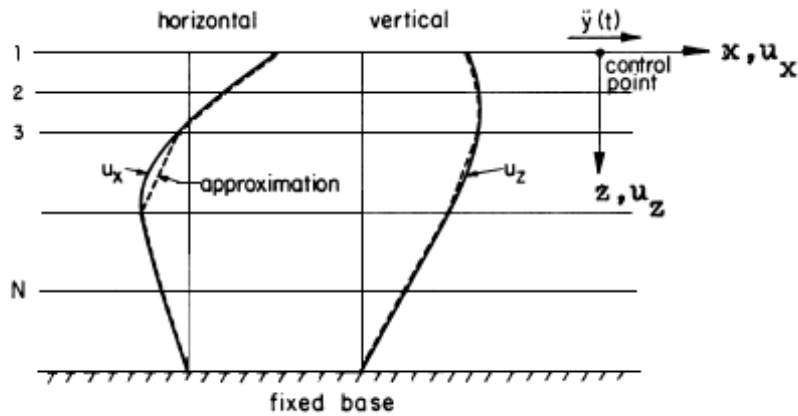
Perciò il problema fondamentale dell'analisi di risposta del sito con le onde **R** è quello di determinare gli infiniti insiemi di ampiezze R_s da una singola ampiezza data del moto di controllo.

Questo è chiaramente un problema "mal posto" ed è possibile ottenere soluzioni soltanto introducendo ulteriori ipotesi, la più comune delle quali è quella di assumere che esista solo il modo fondamentale.

Sono possibili analisi con modelli continui per il caso di sistemi smorzati stratificati su un semi-spazio non smorzato, Ewing e altri (33), Boncheva (34).

Comunque, per questo caso è più conveniente discretizzare il sistema semi-infinito con l'uso degli elementi finiti come proposto da Lysmer (35), e Waas (36).

Il modello teorico è mostrato in fig. 71.



TYPICAL SOIL PROFILE AND RAYLEIGH WAVE MODE SHAPE

Figura 71

Si fa l'ipotesi di variazione lineare degli spostamenti tra le interfacce degli strati e di esistenza di una base rigida stazionaria ad una profondità finita.

Se questa profondità è scelta molto più grande delle lunghezze d'onda delle onde di Rayleigh di interesse, il semispazio è ben simulato da questo modello.

Per un sistema a N strati queste ipotesi riducono l'equazione del moto ad un problema di autovalori:

$$\left(\underset{2N \times 2N}{[A]K^2 + [B]K + [C]} - \omega^2 \underset{2N \times 1}{[M]} \right) \underset{2N \times 1}{\{v\}} = \underset{2N \times 1}{\{0\}} \quad (2)$$

dove $[A]$, $[B]$, $[C]$ e $[M]$ sono matrici $2N \times 2N$ che vengono formate dalle rigidezze, rapporti di smorzamento e densità di massa del sistema stratificato, e $\{v\}$ è un autovettore (mode shape) che contiene i $2N$ spostamenti delle interfacce.

L'autovettore rappresenta le funzioni $f_s(z)$ e $g_s(z)$ nell'equazione (1).

Per una frequenza data, ω , l'equazione (2) può essere risolta con i metodi sviluppati da Waas (1972).

La soluzione consiste di $2N$ possibili numeri d'onda, K_s ed autovettori associati $\{v\}_s$

In analogia con le equazioni (1), la soluzione generale dell'equazione del moto può essere espressa nella forma:

$$\{u\} = \sum_{s=1}^{2N} R_s \cdot \{v\}_s \cdot e^{i(\omega t - k_s x)} \quad (3)$$

Per un sistema smorzato tutti i numeri d'onda saranno complessi con la parte immaginaria negativa.

Perciò l'equazione (3) può essere scritta anche:

$$\{u\} = \sum_{s=1}^{2N} e^{\text{Im}(k_s)} \cdot R_s \cdot \{v\}_s \cdot e^{[i(\omega t - \text{Re}(k_s)x)]} \quad (4)$$

$\text{Im}(k_s)$: parte immaginaria del numero d'onda K_s

$\text{Re}(k_s)$: parte reale del numero d'onda K_s

L'equazione (4) rappresenta un sistema di onde di Rayleigh che si propaga nella direzione positiva dell'asse x ; ciascuna con il suo autovettore $\{v\}_s$, velocità di fase

$\frac{\omega}{\text{Re}(k_s)}$ Ct), e fattore di decadimento $e^{\frac{2\pi \text{Im}(k_s)}{\text{Re}(k_s)}}$, per lunghezza d'onda $\lambda = \frac{2\pi}{\text{Re}(k_s)}$.

Esperienze condotte con questo metodo hanno mostrato che molti modi di Rayleigh decadono molto rapidamente nel campo di frequenze di interesse per l'ingegneria antisismica e soltanto alcuni termini dell'equazione (3) devono perciò essere considerati.

Se si assume che sia presente solo il modo fondamentale (definito come il modo che abbia il valore più grande di $\text{Re}(k_s)$), l'equazione (3) diventa:

$$\{u\} = R \cdot \{v\} \cdot e^{i(\omega t - kx)} \quad (5)$$

e il fattore di partecipazione, R , può essere determinato per ciascuna frequenza dall'ampiezza dei moto di controllo in superficie per $x = 0$.

Questo metodo è stato usato da Chen e Lysmer (37) per determinare i possibili moti free-field con onde di Rayleigh per diversi siti.

Alcuni di questi risultati sono stati pubblicati da Gomez-Massò (38).

Essi indicano che alle frequenze più alte di 1 Hz le onde di Rayleigh decadono a insignificanti moti dentro alcune decine di metri nei siti in terra e dentro alcune centinaia di metri nei siti in roccia (vedere la fig. 6).

Questo naturalmente è in completo accordo con le osservazioni sismologiche che non indicano significative onde di Rayleigh nel rango delle alte frequenze.

4.6 — ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE CON ONDE *S* VERTICALI E CON ONDE *R*. COMPARAZIONE.

La riduzione dell'intero moto sismico ad un campo di onde di volume verticali non è sempre un'approssimazione del fenomeno fisico: anche se il campo di spostamenti orizzontali nel terreno indotti da onde di Rayleigh a propagazione orizzontale non differisce in modo apprezzabile, a parità di segnale in superficie, da quello prodotto da onde di taglio a propagazione verticale, può accadere che lo stato tensionale indotto dai due campi di onde sia molto diverso.

Per maggior chiarezza consideriamo lo studio di comparazione dei moti free-field in un sito Iraniano (Karun, (8)).

Si tratta di un sito alluvionale profondo costituito da strati alterni di argilla sovraconsolidata e sabbie addensate.

La falda è ad una profondità di 12 piedi (3.65 m).

La stratigrafia e le proprietà per basse deformazioni sono mostrate in fig. 72.

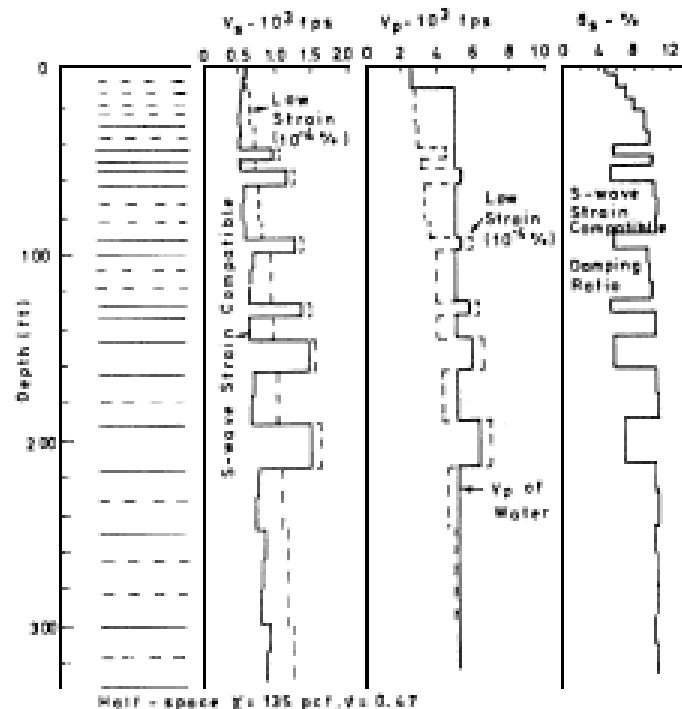


Figura 72 – Soil layering and soil properties

Le caratteristiche del moto free-field vengono determinate usando due diverse ipotesi per i tipi di onde contenuti in un moto di controllo assegnato.

Le due ipotesi sono:

- 1) tutte le onde sono onde di taglio con propagazione verticale per il 1° caso;
- 2) tutte le onde sono onde di Rayleigh con propagazione orizzontale nell'altro caso.

La comparazione dei moti free-field in questo sito ha indicato che, almeno dentro le profondità di interesse per gli ingegneri, i moti orizzontali sono simili senza riguardo della natura delle onde.

Si è rilevato, inoltre, che il contributo delle onde *R* con frequenza > 2 Hz è molto piccolo a causa della rapida attenuazione con la profondità.

L'analisi con le onde *S* ha prodotto il profilo dell'accelerazione mostrato a sinistra della fig. 73.

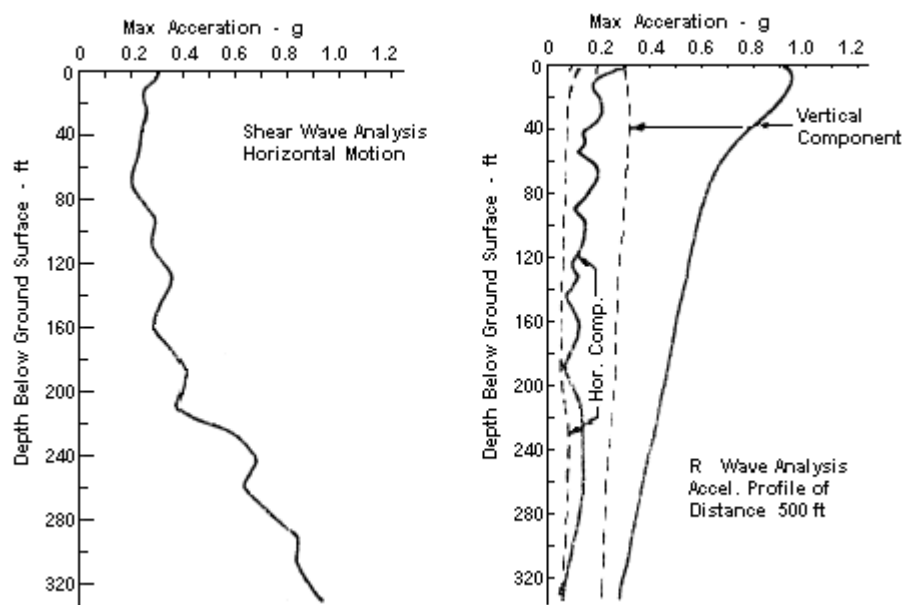


Figura 73 – Maximum accelerations by S-wave and R-wave analyses

Il costante incremento sotto la profondità di 200 ft ($\cong 61$ m.) è dovuto probabilmente al fatto che i moti di superficie osservati nei siti alluvionali profondi non contengono frequenze componenti molto alte a causa della loro attenuazione.

Come risultato il moto "deconvoluto" diventa con la profondità irrealisticamente forte nel campo delle altre frequenze.

Il profilo dell'accelerazione per la corrispondente analisi con le onde *R* è anche mostrata in fig. 73.

In questo caso sono due le componenti di accelerazione: quella orizzontale e quella verticale poiché come abbiamo visto le onde *R* producono il moto delle particelle orizzontale e verticale nel piano verticale che contiene la direzione di propagazione dell'onda (vedere la fig. 5).

Fissato il punto di controllo è interessante vedere come il moto sismico varia con la profondità e con la distanza dal punto di controllo in superficie (fig. 74).

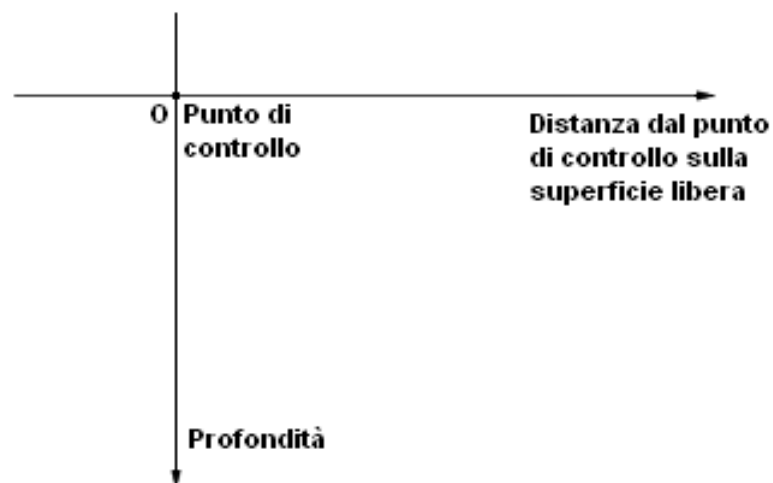


Figura 74

In fig. 75 sono riportati gli spettri di risposta dei moti sismici in terreno libero (free-field motions) prodotti da onde *R* per diverse profondità dal punto di controllo e a distanza nulla dallo stesso.

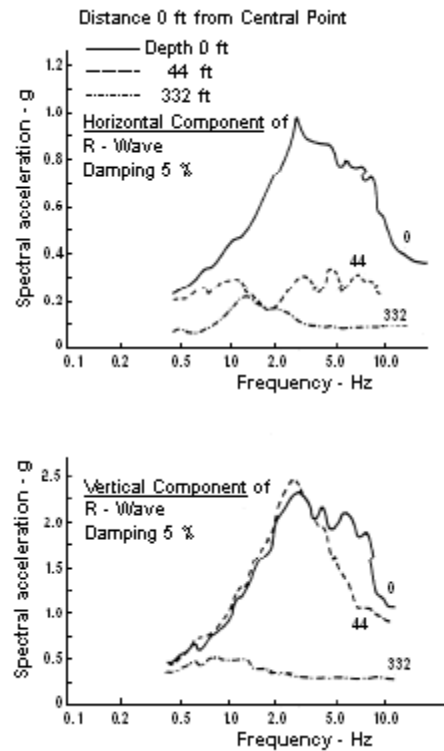


Figura 75 – Response spectra of R-wave motion at different depths at distance 0 from Control Point

In fig. 76 sono riportati gli spettri di risposta dei moti prodotti da onde *R* per diverse distanze dal punto di controllo sulla superficie del deposito.

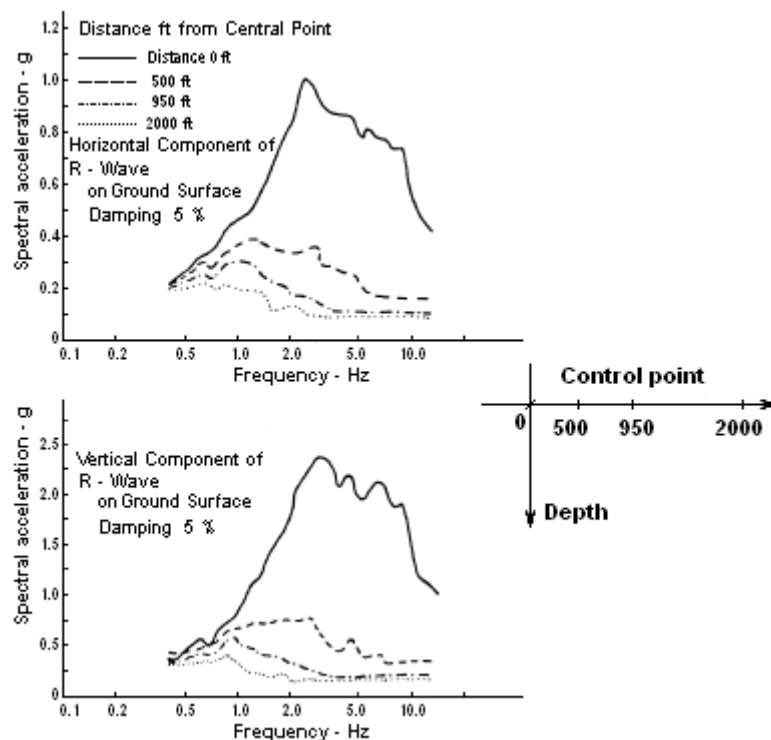


Figura 76 – Effect of traveling distance on R-wave response spectra

Dalla fig. 76 si vede come i moti nella direzione di propagazione delle onde sono fortemente attenuati.

In fig. 77 è mostrata la comparazione dello stato tensionale indotto dai due campi di onde.

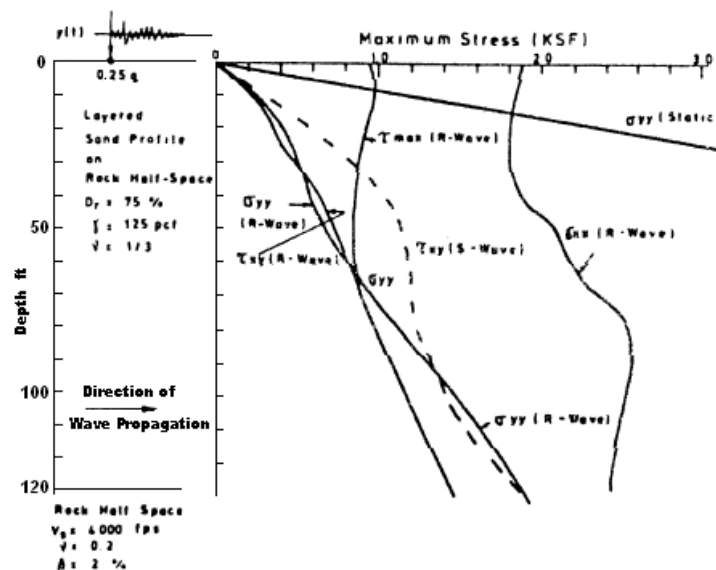
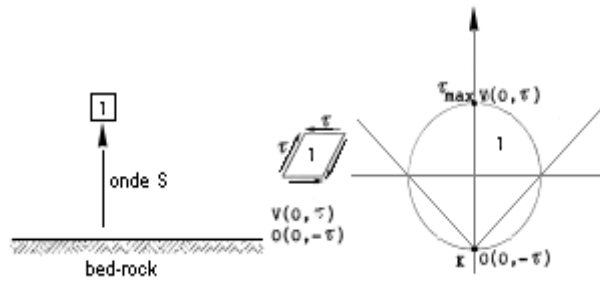


Figura 77 – Comparation of free field stress distribution by S and R waves

Le caratteristiche più importanti che emergono dalla comparazione sono:

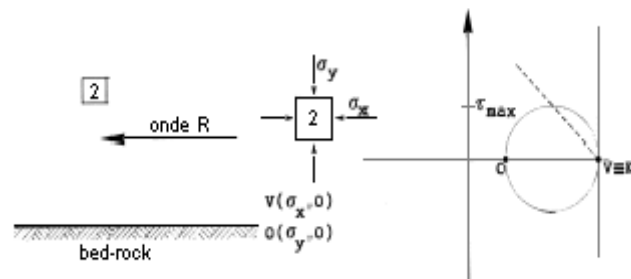
- 1) Le onde di taglio S non producono alcuna tensione normale sui piani verticali od orizzontali, mentre le onde di Rayleigh producono tensioni normali molto grandi specialmente nel piano verticale dove σ_{xx} le interessano l'intero profilo.
- 2) Le onde di taglio S producono le tensioni tangenziali massime τ_{xy} sempre sui piani orizzontali e verticali; le onde di Rayleigh producono tensioni tangenziali sui piani a 45° vicino la superficie (fig. 78) e sui piani che si accostano alla direzione verticale ed orizzontale più in profondità.

Le tensioni tangenziali prodotte dalle onde R in prossimità della superficie sono molto intense.



Caso 1 : ONDE S

Le tensioni tangenziali massime si hanno sui piani verticali ed orizzontali. Le direzioni principali sono inclinate di 45° rispetto alla verticale ed all'orizzontale.



Caso 2 : ONDE R

Le tensioni tangenziali massime si hanno sui piani inclinati di 45° rispetto alla verticale. Le direzioni principali sono quelle verticali ed orizzontali.

Figura 78 – Stato pensionale nella zona superficiale del deposito

A questo punto sono noti gli effetti di un campo di onde *R* per un generico deposito alluvionale:

- le alte tensioni tangenziali possono non essere sostenute dagli strati superficiali caratterizzati da una bassa resistenza.
Comunque questi moti si propagheranno con grande difficoltà nei terreni non coesivi o nei terreni a bassa resistenza al taglio;
- le alte tensioni normali esistenti anche per deboli campi di onde *R* possono produrre alte pressioni sulle strutture infisse.

Possiamo concludere osservando che:

- 1) Esiste sempre un contributo al moto risultante (free-field motion) delle onde superficiali.
- 2) Non è possibile trascurare tale contributo per le strutture estese orizzontalmente, parzialmente o completamente interrato, quali ad es. le condotte e i tunnel; è intuitivo, infatti, come queste strutture debbano essere soprattutto sensibili al tipo di deformazione del suolo prodotto da onde superficiali a propagazione orizzontale.

5. INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA

5.1 — INTRODUZIONE

Il fenomeno di interazione terreno-struttura in campo dinamico sismico consiste, come abbiamo già visto nel Capitolo 1, nell'alterazione che subisce il moto sismico che si verificherebbe in terreno libero (free-field motion), per effetto delle azioni scambiate dai due sistemi nel corso delle oscillazioni.

Per analizzare meglio quest'alterazione, facciamo riferimento alla fig. 79.

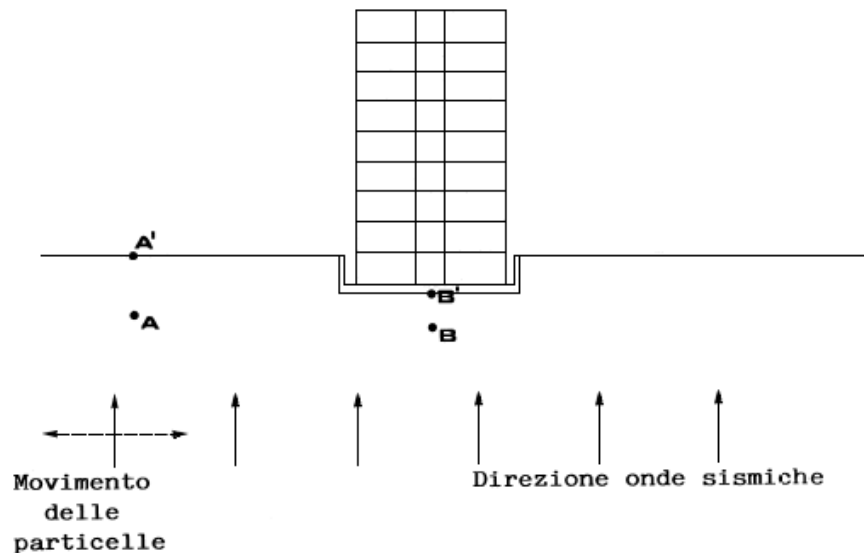


Figura 79

Per semplicità, assumiamo come input sismico una propagazione verticale delle onde di taglio.

Consideriamo un elementino A lontano dalla struttura tanto da ritenere nulli gli effetti di interazione ed un elementino B in prossimità della struttura.

All'istante generico t gli elementini disposti lungo la colonna verticale per A del deposito saranno sollecitati come mostrato in fig. 27.

Abbiamo uno stato tensionale deviatorico (scorrimenti γ) variabile nel tempo che è lo stato tensionale indotto dal sisma (moti di free-field) ed uno stato tensionale litostatico.

Allo stesso istante t gli elementini tipo B in prossimità della struttura saranno soggetti ai moti di free-field come l'elementino A ed ai moti di interazione cioè i moti indotti nel terreno dalla struttura vibrante.

Per questi elementini possiamo pensare lo stato tensionale come sovrapposizione dello stato tensionale indotto dai moti di free-field, di quello litostatico e di quello indotto dai moti della struttura (fig. 80).

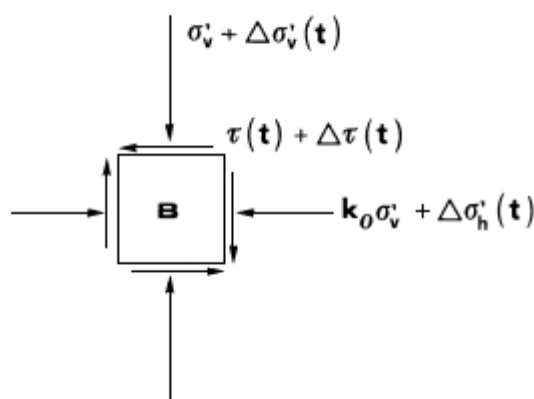


Figura 80

Se si considerano gli elementini A' sulla superficie libera del deposito lontano dalla struttura e B' sulla interfaccia terreno-struttura si avrà un diverso stato tensionale come sopra descritto.

Corrispondentemente si avrà un diverso stato di deformazione e quindi spostamenti diversi.

Allora possiamo dire che il moto sismico in B' sarà tanto più diverso da quello in A' quanto più grande è lo stato deformativo indotto dai moti della struttura.

Nel caso in cui questo stato deformativo sia trascurabile rispetto a quello indotto dai moti di free-field o per il peso modesto della costruzione o per una marcata rigidità del terreno, possiamo trascurare il fenomeno di interazione assumendo il moto sismico in B' uguale a quello in A'.

5.2 — LA NON-LINEARITA' DEL TERRENO NEI PROBLEMI DI INTERAZIONE

Nei problemi di interazione dinamica terreno-struttura è conveniente separare il comportamento non lineare del terreno in due parti, secondo la sorgente di non linearità (Roesset, 1981, (39)):

- La "non-linearità primaria" attribuita alla sola eccitazione sismica.
E' il comportamento non lineare del terreno associato allo stato di deformazione indotto dai moti di free-field.
- La "non-linearità secondaria" dovuta al processo di interazione terreno-struttura.
E' associata alle deformazioni del terreno causate dalle vibrazioni della struttura e può, in un certo senso, essere pensata come una perturbazione della non-linearità primaria.

Abbiamo visto, infatti, nel paragrafo precedente che lo stato tensionale in un elementino vicino la struttura può essere pensato come la sovrapposizione dello stato tensionale indotto dai moti di free-field e dello stato tensionale indotto dai moti della struttura.

Certamente un processo non lineare, quale è il comportamento del terreno, non può essere decomposto in parti con il fine di analizzarle separatamente e sovrapporne i risultati.

Una separazione concettuale, però, è utile per capire i metodi di analisi del problema ed il loro grado di approssimazione.

I termini non-linearità primaria e secondaria sono usati per indicare che l'eccitazione sismica (moti di free-field) costituisce la principale sorgente di effetti non lineari, mentre le vibrazioni strutturali causano soltanto effetti secondari.

Questo è normalmente vero quando si tratti di terremoti di media e grande intensità e quando si consideri la sola risposta strutturale.

Per quanto riguarda la distribuzione delle tensioni e delle deformazioni nel terreno nelle vicinanze della fondazione (near-field), entrambi gli effetti sono ugualmente importanti.

E' bene anticipare fin d'ora che solo i metodi diretti (analisi diretta del sistema terreno-struttura) permettono di considerare entrambe le non-linearità e senza sovrapposizione (analisi non lineare rigorosa).

I metodi di sottostruttura basati sulla sovrapposizione di più analisi potrebbero, al limite, considerare le due non-linearità ma in ogni caso esse dovranno essere sovrapposte.

5.3 — MODELLI DI CALCOLO

Da quanto detto finora si capisce che un'analisi di interazione esatta dovrebbe:

- 1) tenere conto della variazione delle caratteristiche del terreno con la profondità;
- 2) fare appropriate considerazioni sul comportamento non lineare del terreno;
- 3) considerare la natura tridimensionale del problema;
- 4) considerare la natura complessa della propagazione delle onde che ha prodotto il moto sismico;
- 5) considerare la possibile interazione con le strutture vicine.

L'importanza relativa di queste caratteristiche del problema reale è ancora oggetto di ricerca ed attualmente non è possibile dare un giudizio sull'importanza relativa di queste caratteristiche.

L'analisi esatta implica la soluzione del problema illustrato schematicamente in fig. 81.

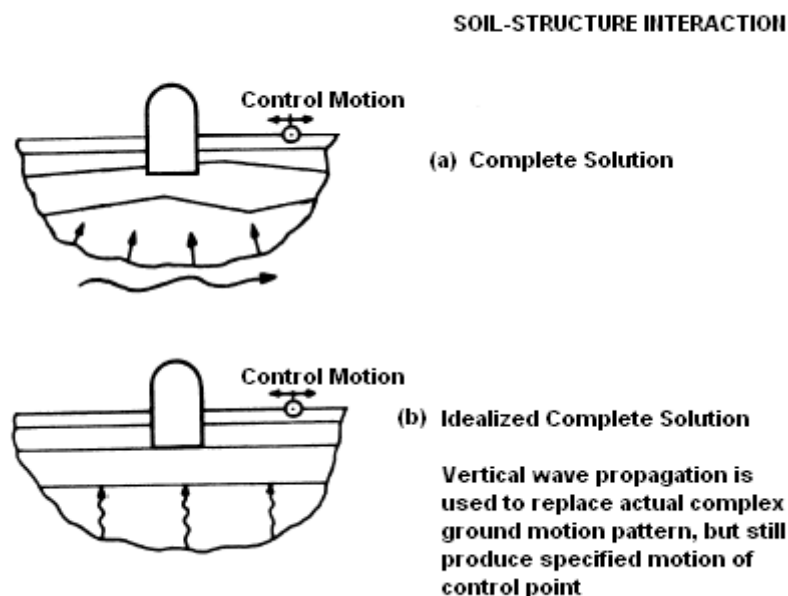


Figura 81 – Complete and idealized complete analyses of soil-structure interaction

Il sistema terreno-struttura è soggetto a moti sismici che variano da punto a punto e da istante ad istante.

Questo complesso problema è di solito idealizzato per fini analitici.

Il deposito di terreno è rappresentato da una serie di strati orizzontali e i moti sismici vicino la superficie vengono considerati come il risultato di meccanismi relativamente semplici, per esempio come onde di volume con propagazione verticale od obliqua oppure come onde di superficie con propagazione orizzontale.

La soluzione di questo problema fornisce quindi una soluzione idealizzata, e, in generale, è soltanto questo grado di complessità che può essere considerato attualmente.

Sulla base di queste approssimazioni, ci sono poi molti modi nei quali il problema idealizzato può essere risolto.

Queste varie procedure di soluzione possono essere divise in due classi principali:

- a) Metodi diretti
- b) Metodi di sovrapposizione.

5.4 — METODI DIRETTI

I metodi diretti valutano la risposta dinamica della struttura e del terreno sottostante in un singolo passo di analisi, sottoponendo il sistema combinato terreno-struttura ad una eccitazione sismica prescritta.

Il problema è stato per primo studiato da Seed e Idriss nel 1973 (40), (41).

In questa procedura si risolve prima il problema di risposta del sito (vedere fig. 86.a) che consiste nella deconvoluzione del moto di controllo di superficie ad alcuni livelli sotto la superficie, laddove si può assumere che la presenza della struttura non influenzi il moto del terreno.

Successivamente il moto di base (base motion) calcolato con la deconvoluzione viene usato come un moto di frontiera per un'analisi del sistema terreno-struttura (fig. 86.b).

In teoria, diverse tecniche di soluzione numerica potrebbero essere usate per calcolare la risposta, ma in realtà vengono preferite procedure agli elementi finiti (41).

Si deve comunque evitare l'identificazione dei metodi diretti con le tecniche agli elementi finiti, dal momento che queste ultime hanno larga applicazione anche nei metodi di sovrapposizione.

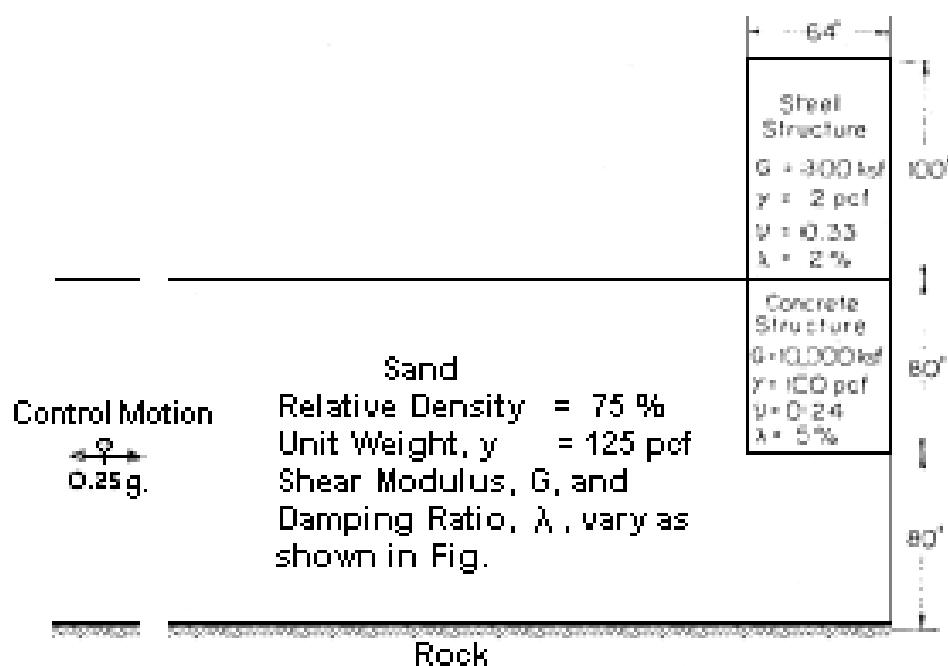
Nel caso di una procedura agli elementi finiti, il primo passo è quello di suddividere la struttura e il terreno in Elementi finiti (fig. 82).

In campo dinamico la scelta della mesh deve tener conto di condizioni che invece non sono presenti nel campo statico.

La prima fra tutte riguarda le dimensioni degli elementi (fig. 83).

Se queste devono essere più piccole laddove ci si aspetta il gradiente maggiore di sforzi e deformazioni, esse devono essere anche inferiori alla decima parte della lunghezza d'onda più piccola (42):

$$D \leq \frac{1}{10} L_{\min}$$



SOIL STRUCTURE SYSTEM USED FOR ANALYSIS

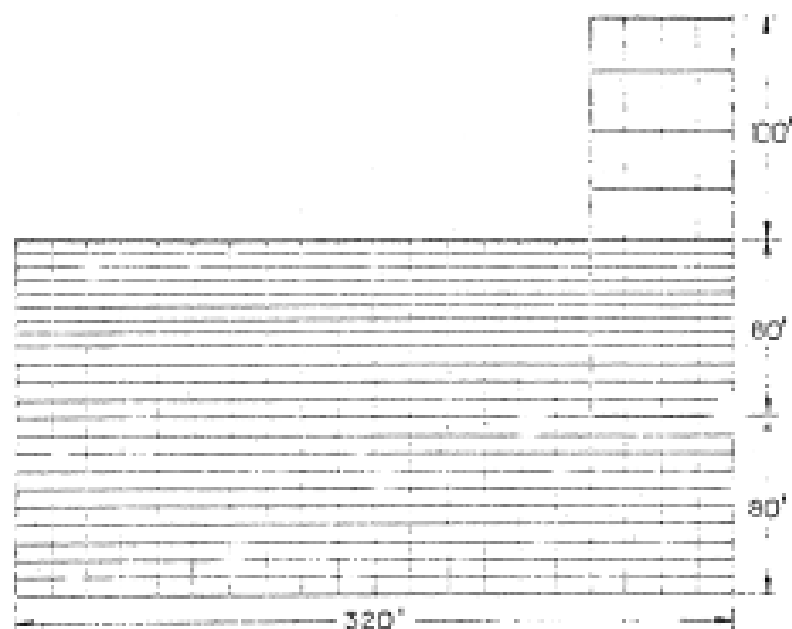


Figura 82

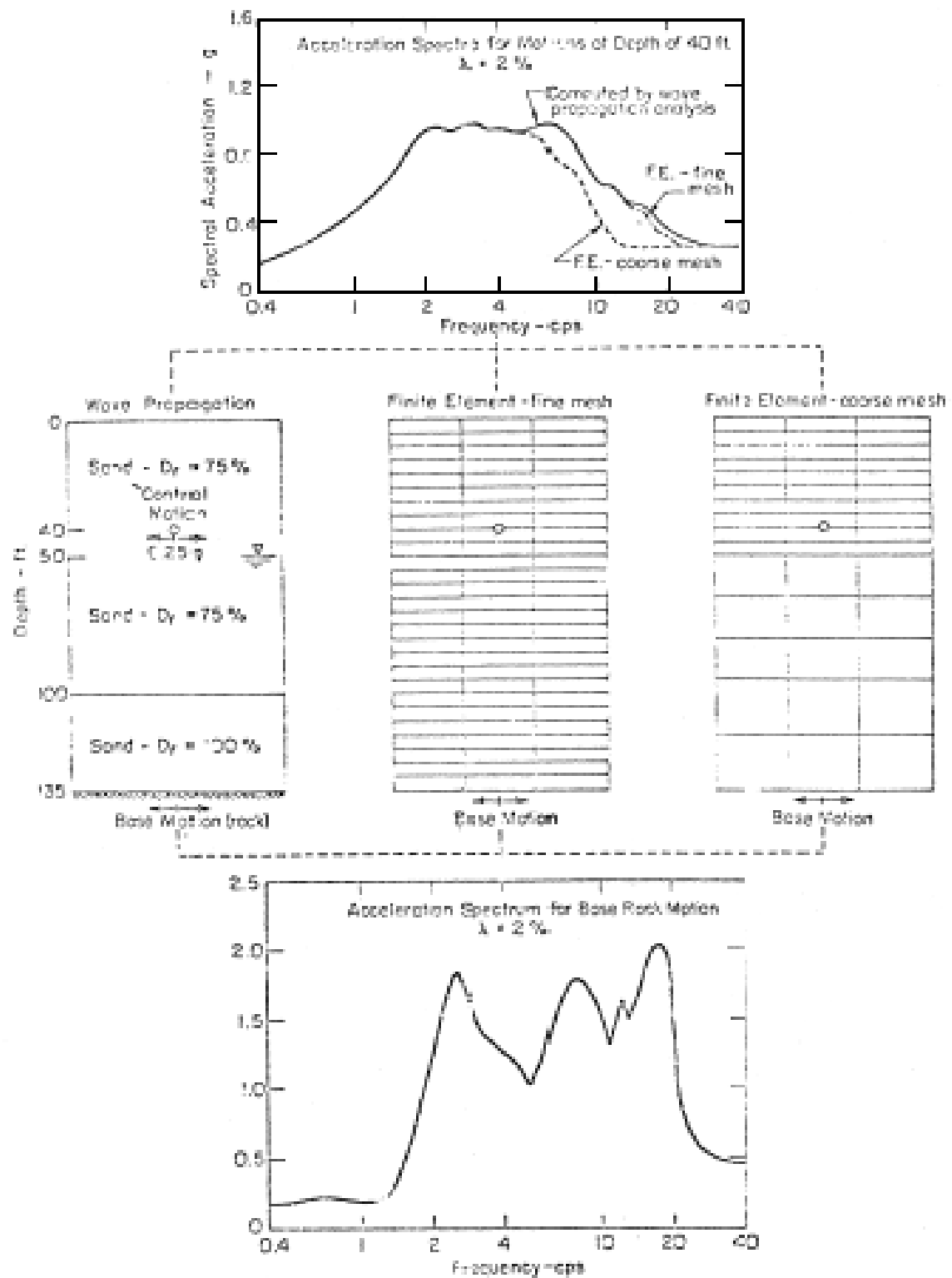


Figure 83

Questo perché altrimenti il contributo alla deformazione dovuto alle frequenze più alte (lunghezze d'onda piccole) sarebbe ostacolato dalle dimensioni troppo grandi dell'elemento.

Un'altra condizione da rispettare è quella che riguarda l'attenuazione dell'energia in gioco dovuta alla propagazione spaziale delle onde sismiche (smorzamento per radiazione).

Per questo motivo in un'analisi dinamica la mesh non può essere chiusa, cioè con delle condizioni al contorno di spostamenti nulli.

Questa situazione non farebbe altro che mantenere sempre all'interno della mesh l'energia in gioco, che sarebbe in questo caso dissipata solo per isteresi dei materiali.

Perciò è necessario estendere la mesh molto lontano dalla zona di interesse per evitare che la riflessione delle onde sulla frontiera della mesh possa aumentare l'energia meccanica nel volume di terreno attorno alla struttura.

I boundaries laterali vengono posti ad una certa distanza dalla struttura in modo che l'energia associata alle onde venga assorbita per smorzamento interno prima che possa riflettersi verso la struttura.

Esistono comunque soluzioni alternative che consistono nel disporre alla frontiera della mesh dei meccanismi che simulino la dissipazione per radiazione. Esistono due tipi principali di questi boundary.

Il primo è il boundary viscoso approssimato sviluppato da Lysmer e Kuhlemeyer (1969) (43).

Gli autori hanno dimostrato che il comportamento dinamico di una piastra appoggiata ad un semispazio elastico infinito è uguale a quello di una piastra appoggiata ad uno spazio elastico A di dimensioni finite, purché la linea al contorno dello spazio A sia libera da vincoli elastici, e soggetta ad azioni viscosse

$$\sigma = -v_p \rho \dot{u} \times \bar{n}$$

$$\tau = -v_s \rho \dot{u} \times \bar{t}$$

dove

- σ, τ : tensioni normali e tangenziali da applicare al contorno
- $\bar{n}, \bar{t}$: versore normale e tangente al contorno
- $\bar{u}$: vettore velocità sui punti al contorno
- v_p, v_s : velocità di propagazione delle onde di compressione e di taglio.

Tali azioni viscosse possono essere simulate, in modelli di calcolo ad elementi finiti, mediante una coppia di smorzatori viscosi agenti normalmente e tangenzialmente alla linea del contorno di A, per ogni punto nodale (fig. 84).

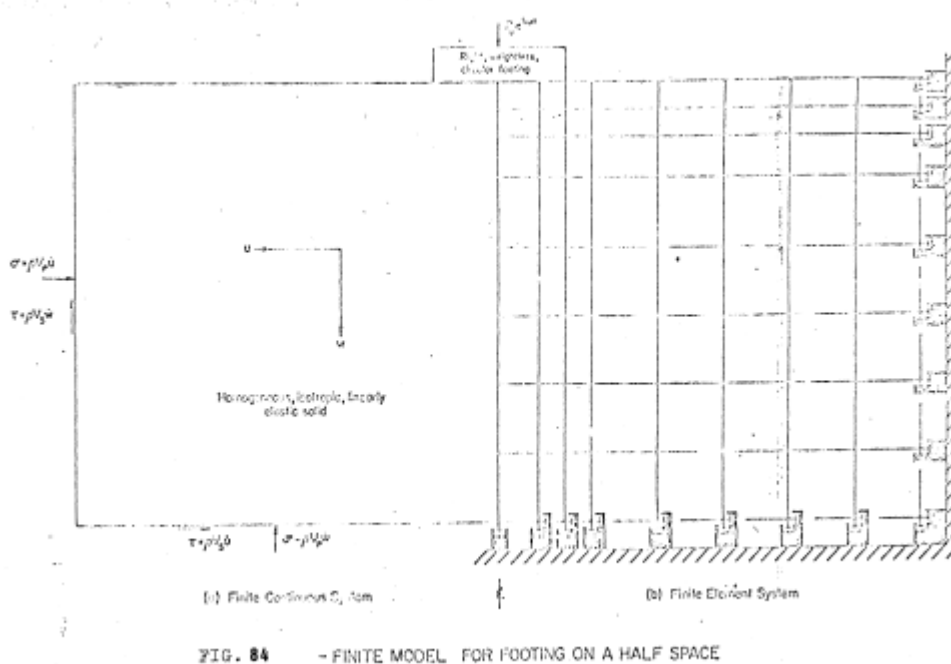


Figura 84

Tali forze viscosse forniscono lo stesso assorbimento di energia di uno spazio infinito, seppure in modo approssimato.

Si osservi che l'angolo di incidenza delle onde costituisce un dato necessario per dimensionare gli elementi viscosi e come sappiamo nella dinamica sismica esso non è noto a priori.

L'altro modello è il "trasmitting boundary perfetto" ed è stato sviluppato da Lysmer e Waas (1972), Waas (1972), Kausel (1974).

Questo modello consiste nel trattare la parte interessata dalla struttura con il metodo degli elementi finiti (Irregular region) e rendere questa congruente al contorno con regioni costituite da semistrati indefiniti (Left and Right Layered Regions), (fig. 85).

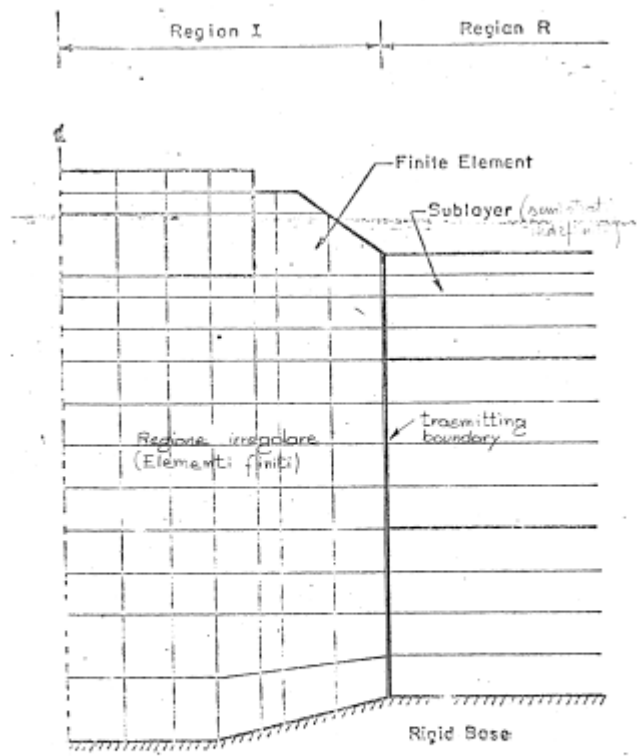


FIG.85-DISCRETE AXISYMMETRIC MODEL

(Transmitting boundaries of Waas-Lymer)

Figura 85

Può comunque essere formulato soltanto nel dominio delle frequenze (analisi lineari e lineari equivalenti) e per il caso di sistemi stratificati orizzontalmente posti su base rigida.

Questo tipo di boundary, che è stato usato da Kausel (1974) per analisi assialsimmetriche di impianti nucleari (vedere esempio 2), può in teoria essere posto molto vicino alla struttura, ma questo implica l'ipotesi che le proprietà del terreno non varino orizzontalmente vicino la struttura per cui è consigliabile collocare i transmitting boundaries ad una certa distanza dalla struttura.

L'eccitazione del sistema terreno-struttura discretizzato agli elementi finiti viene di solito applicata alla frontiera più bassa della mesh che viene a muoversi secondo il moto di free-field assegnato (o meglio il base motion ricavato dalla deconvoluzione del moto di controllo in superficie).

I moti di tutti i punti della frontiera inferiore vengono assunti in fase; quindi la frontiera viene pensata rigida (rigid boundary).

Allora la frontiera deve essere presa abbastanza profonda affinché questa ipotesi venga soddisfatta approssimativamente.

La migliore locazione è all'interfaccia tra terreno e roccia se esiste entro profondità non troppo grandi.

Se lo strato roccioso non è fisicamente presente, l'introduzione di una base rigida nel modello di calcolo può in alcuni casi limitare la validità del modello.

In questo caso, infatti, l'energia non viene riflessa come nel modello di calcolo, ma si propaga indefinitamente verso il basso.

Sul modello finora descritto è basato il funzionamento del programma di calcolo LUSH e la sua versione veloce FLUSH (44).

Vediamo ora più in dettaglio come si effettua un'analisi di interazione terreno-struttura mediante il metodo diretto con la tecnica degli elementi finiti (fig. 86).

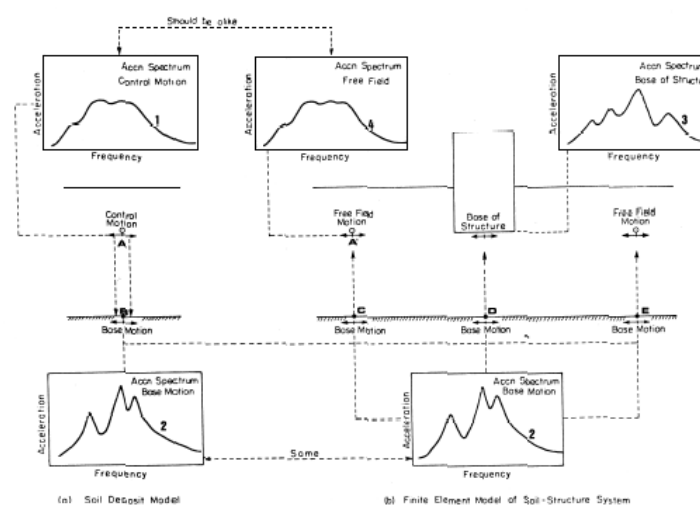


Figura 86

L'analisi si articola sui seguenti punti:

a) Prova di risposta del sito (free-field motion):

E' noto il moto di controllo nella forma per es. di uno spettro di risposta delle accelerazioni in un punto A alla superficie del deposito (spettro 1).

Con un'analisi di deconvoluzione si determina il moto nel punto B della base (spettro 2).

Abbiamo visto che in un modello agli elementi finiti la base viene assunta rigida per cui il moto in B è uguale al moto in C, D, E ed in un qualunque altro punto della base rigida.

b) Problema di interazione:

Il moto di base calcolato con la deconvoluzione viene usato come un moto di frontiera per un'analisi del sistema terreno-struttura discretizzato agli elementi finiti.

In questo modo è possibile calcolare lo spettro delle accelerazioni alla base della struttura (spettro 3) e in un qualunque punto del sistema.

Lo spettro delle accelerazioni in un punto A' (spettro 4) sufficientemente lontano dalla struttura da ritenere nulli gli effetti di interazione deve coincidere con sufficiente approssimazione con lo spettro di risposta per il moto sismico di terreno libero che si ha in A'.

Se ciò non avviene è necessario apportare delle modifiche alla mesh che si è rivelata incapace di simulare correttamente il fenomeno.

Lo schema di calcolo indicato in fig. 86 può in teoria essere usato per analizzare alcuni problemi di interazione terreno-struttura tridimensionali con le ipotesi di propagazione verticale delle onde di volume e di sito stratificato orizzontalmente.

Comunque, sono ben note le restrizioni dovute agli elevati costi di calcolo ed alla incapacità nel trattare rigorosamente la terza dimensione (si pensi alle insufficienti relazioni sforzo-deformazione non lineari a tre dimensioni).

Sono state trovate buone soluzioni per strutture assialsimmetriche (Kausel e Roesset, 1974; Berger, 1976; Shimizu, 1977).

Un metodo approssimato per l'analisi tridimensionale è stato presentato da Hwang e altri (1975).

Il modello usato da Hwang è mostrato in fig. 87.

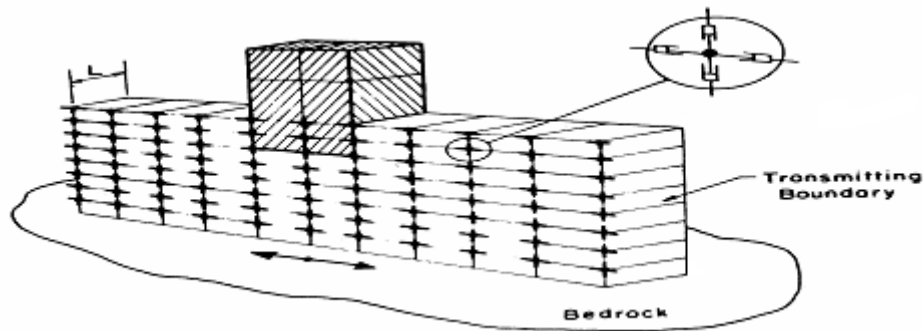


Figura 87 - Schematic view of a simplified 3-D model

L'effetto tridimensionale è ottenuto dalla presenza di smorzatori viscosi tipo Lysmer-Kuhlemeyer (1969) in tutti i punti nodali della parte ad elementi finiti, a deformazione piana, analizzata.

Questi smorzatori sono attivi soltanto sulle velocità di interazione e simulano la propagazione delle onde di taglio nella direzione perpendicolare al piano dell'analisi.

Le strutture che presentano notevoli asimmetrie nella distribuzione delle masse e delle rigidzze non possono essere trattate adeguatamente con modelli di questo tipo né con modelli a elementi finiti assialsimmetrici, dal momento che può essere atteso un importante accoppiamento delle risposte traslazionali e rotazionali (J. Lysmer (7)).

Queste difficoltà possono essere superate impiegando i metodi di sovrapposizione.

5.4.1 — IL COMPORTAMENTO NON-LINEARE DEL TERRENO NEI METODI DIRETTI

Abbiamo già detto che con i metodi diretti è possibile considerare la non-linearità primaria e secondaria contemporaneamente senza sovrapposizione.

Due procedure possono essere usate a tal fine:

- (1) Analisi lineare iterativa con un modello viscoelastico lineare per il terreno.

Un tale modello, come abbiamo già visto, è definito da tre parametri: due costanti elastiche, come il modulo di taglio G ed il coefficiente di Poisson ν ed il fattore di smorzamento λ .

Due di questi parametri, il modulo G e lo smorzamento, sono soggetti ad iterazione.

Di solito i parametri del modello sono scelti per produrre uno smorzamento di tipo isteretico cioè indipendente dalla frequenza (modello isteretico lineare).

I passi dell'analisi lineare iterativa, come abbiamo già visto nel Cap. 3°, sono:

- a) selezione dei valori iniziali dei parametri G e λ ;
- b) analisi lineare del sistema con le proprietà specificate al punto a);
- c) calcolo della deformazione massima nei punti rappresentativi del modello (strato di terreno, elemento finito, differenza finita, etc.).
Le deformazioni sono quelle provocate dalla eccitazione sismica (moti di free-field) e dai moti di interazione.
Se si opera nel dominio delle frequenze (come per es. nel programma FLUSH) è necessaria una conversione nel dominio del tempo per ottenere la time-history delle deformazioni nei punti detti da cui si determina il valore massimo;
- d) calcolo della deformazione caratteristica (di solito viene presa uguale ai 2/3 della deformazione massima);

- e) determinazione dei valori dei due parametri G e λ mediante le curve sperimentali che mettono in relazione modulo di taglio e smorzamento con la deformazione a taglio (curve $G-\gamma$ e $\lambda-\gamma$);
- f) confronto dei valori dei due parametri G e λ determinati al passo e) con quelli assunti al passo a);
- g) se non c'è coincidenza viene eseguita una nuova analisi lineare del sistema con le proprietà del terreno determinate al passo e).
Il processo continua finché i valori delle deformazioni o le proprietà del terreno calcolate in due cicli consecutivi differiscano meno di una tolleranza specificata (di solito si assume il 5% o 10%).

Il modello lineare iterativo è stato verificato analiticamente per situazioni monodimensionali con un input sismico costituito da una propagazione verticale delle onde di taglio.

I risultati sono sufficientemente accurati per gli scopi ingegneristici anche se ci sono differenze non trascurabili tra i risultati ottenuti mediante analisi non lineari ed analisi iterative lineari (Costantopoulos e altri, 1973; Finn e altri, 1975).

Non c'è nessuna conferma analitica per gli usi bidimensionali o tridimensionali dell'analisi lineare iterativa.

Si devono tenere in mente, infatti, le incertezze che si hanno applicando ad uno stato tensionale bidimensionale o tridimensionale (analisi bidimensionali o tridimensionali) le curve sperimentali $G-\gamma$ e $\lambda-\gamma$ proposte per condizioni monodimensionali.

Per un'analisi più esatta, infatti, sarebbe necessario definire per la seconda costante elastica (coefficiente di Poisson, modulo di Young, modulo di dilatazione, etc.) la sua variazione con la deformazione di taglio γ , come è stato già detto nel Cap. 3°.

Per queste ragioni può essere lecito eseguire una singola analisi lineare del sistema terreno-struttura con le proprietà del terreno (modulo di taglio G e smorzamento λ) ottenute risolvendo iterativamente il problema di amplificazione monodimensionale.

In questo caso l'analisi di interazione viene eseguita nei seguenti passi:

- a) analisi lineare iterativa per il problema di risposta del sito nella situazione monodimensionale (come abbiamo detto è in questo caso che l'analisi iterativa fornisce risultati soddisfacenti);
- b) determinazione dei valori di G e λ corrispondenti al livello di deformazione atteso;
- c) i valori determinati al passo b) vengono usati come valori costanti nell'ulteriore analisi bidimensionale o tridimensionale.

Un tale approccio tiene conto solo delle non-linearità primarie causate dalle sole onde sismiche e trascura gli effetti non lineari addizionali (non linearità secondarie) causate dalle vibrazioni della struttura.

Kausel e altri (1976) hanno eseguito analisi di comparazione per esaminare la validità di tale approccio.

Essi eseguirono prima un'analisi bidimensionale di interazione terreno-struttura per un contenitore di un reattore nucleare con iterazioni sulle proprietà del terreno.

Eseguirono poi una singola analisi bidimensionale della stessa struttura usando i valori finali iterati del modulo G e dello smorzamento λ ottenuti da un'analisi monodimensionale di amplificazione del sito.

Gli spettri di risposta calcolati con i due metodi erano molto simili.

C'erano alcune differenze nelle deformazioni per gli elementi vicino la parte infissa del contenitore, ma il risultato globale ha confermato che l'idea di trascurare le non-linearità secondarie dovute alla interazione può essere accettabile.

Per concludere c'è da dire che nessuna delle due procedure descritte sopra, l'analisi lineare iterativa bidimensionale o tridimensionale del sistema terreno-struttura e l'analisi semplificata costituita da un'analisi lineare iterativa monodimensionale di amplificazione e da una singola analisi lineare bidimensionale o tridimensionale del sistema terreno-struttura, stima realmente le tensioni e le deformazioni nel terreno poiché l'analisi lineare iterativa impiega un modello viscoelastico lineare per il terreno che, come abbiamo visto nel Cap. 3°, non ha alcuna pretesa di spiegare il comportamento reale del terreno.

Quindi nel caso in cui l'analisi di interazione sia volta a studiare anche la risposta del terreno insieme alla risposta strutturale è necessaria una "vera" analisi non lineare.

- (2) Analisi non lineare nel dominio del tempo del sistema completo terreno-struttura usando una serie di appropriate equazioni costitutive non lineari per il terreno.

Da un punto di vista matematico, questa procedura è chiaramente superiore alla prima, ma da un punto di vista pratico, il problema principale è la possibilità di disporre di un modello che riproduca accuratamente il comportamento del terreno e che dipenda da un limitato numero di parametri facilmente misurabili in laboratorio.

5.4.2 — ESEMPI DI APPLICAZIONE DEL METODO DIRETTO

I risultati di un'analisi, che utilizza elementi finiti bidimensionali, di una struttura massiva infissa per una profondità di 80 piedi (≈ 24 m) in un deposito di sabbia profondo 180 piedi (≈ 55 m) sono presentati in fig. 88.

									Steel $\lambda = 0.02$	
0.07	0.08	0.09	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.09	Concrete $\lambda = 0.05$	
0.10	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11		
0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12		
0.12	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13	0.12	0.12	0.12		
0.12	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13	0.12	0.12	0.12		
0.12	0.13	0.13	0.13	0.13	0.12	0.12	0.12	0.13		
0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.13	0.12	0.13
0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.13	0.12	0.12
0.11	0.11	0.11	0.11	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12

Fig. 88a-TYPICAL DISTRIBUTION OF DAMPING RATIOS IN SOIL-STRUCTURE SYSTEM

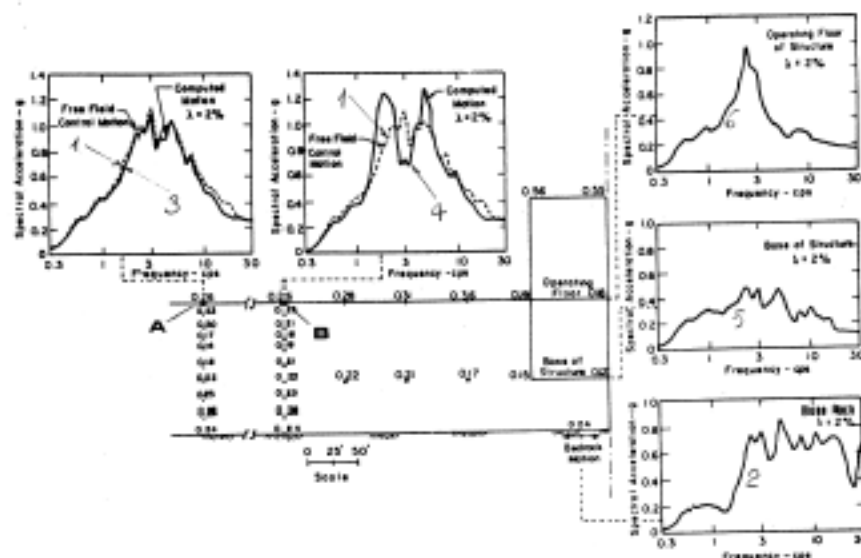


fig. 88b - RESULTS OF SOIL-STRUCTURE INTERACTION ANALYSIS BY FINITE ELEMENT METHOD
DATA COURTESY J. LYMER ET AL., UNIVERSITY OF CALIFORNIA, BERKELEY

Figura 88

La distribuzione dei valori dello smorzamento interno del terreno, che sono compatibili con le deformazioni sviluppate dal moto di controllo e con i risultati delle prove sul terreno, è presentata in fig. 88.a ed i risultati finali dell'analisi della risposta in fig. 88.b.

Dal moto di controllo assegnato in termini di spettro di risposta (diagramma 1) e sulla superficie libera del deposito con un'analisi di deconvoluzione si ricostruisce il moto nel bed-rock (diagramma 2).

Si procede quindi con l'analisi del sistema terreno-struttura determinando le risposte nei diversi punti del deposito e della struttura.

Si può facilmente vedere che lo spettro di risposta (diagramma 3) per il moto calcolato al punto A, ben lontano dalla struttura, è molto simile a quello per il moto di controllo in terreno libero.

Come abbiamo già visto, questa coincidenza deve verificarsi necessariamente poiché se A è lontano dalla struttura gli effetti dell'interazione sono nulli e quindi il moto di A coincide con il moto sismico in A per terreno libero.

Nel punto B sulla superficie del deposito vicino la struttura sono ben visibili gli effetti dell'interazione: la presenza della struttura cambia la risposta in B dal diagramma 1 al diagramma 4.

Infine sono riportati gli spettri di risposta alla base della struttura (diagramma 5) ed al piano operante (diagramma 6).

In fig. 89 è riportato un secondo esempio.

E' stato utilizzato un programma agli elementi finiti assialsimmetrici con un boundary speciale laterale (transmitting boundary di Waas-Lysmer, 1972) per analizzare una struttura assialsimmetrica.

Nella fig. 89.b sono riportati i seguenti spettri di risposta:

- Spettro 1: spettro di risposta per il moto di controllo in terreno libero assegnato alla superficie del deposito;
- Spettro 2: spettro di risposta per il moto al livello della base della struttura (ad una certa distanza dalla struttura).

Figura 89

Confrontando lo spettro 1 e 2 si vede che per il free-field motion c'è una considerevole riduzione per le componenti di frequenza più alta con la profondità.

Spettro 3: spettro di risposta per il moto alla base della struttura.

Ci sono percettibili ma non grandi differenze tra gli spettri di risposta per il moto della fondazione (spettro 3) ed il moto nel free-field al livello della fondazione (spettro 2).

Spettro 4: spettro di risposta per il moto in testa alla struttura.

5.5 — I METODI DI SOVRAPPOSIZIONE

Questi metodi sono basati sul "Principio di sovrapposizione degli effetti" per cui essi sono applicabili solo per i sistemi lineari oppure per ciascun passo di una procedura iterativa.

Il concetto fondamentale è eseguire l'analisi del problema di interazione in più passi le cui soluzioni potrebbero essere più facili, o più trattabili di quelle dei metodi diretti.

Questo è particolarmente utile quando una parte del sistema, come la fondazione, ha una geometria regolare, mentre la rimanente (la struttura) ha una disposizione spaziale complicata richiedendo un'analisi completa tridimensionale.

In tali casi, ragionevoli approssimazioni vengono usate recentemente per determinare il moto nell'interfaccia terreno-struttura (rappresentazioni bidimensionali o tridimensionali assialsimmetriche del sistema terreno-struttura, boundaries appropriati, etc.); questi moti vengono poi usati come input in una seconda analisi che tiene conto della reale distribuzione delle masse e delle rigidità della struttura.

5.5.1 — SOLUZIONE A DUE PASSI (Whitman, 1973)

L'analisi di interazione terreno-struttura può essere effettuata nei seguenti due passi:

- a) nel primo passo si assume che la struttura non abbia massa ma solo rigidità e smorzamento. Vengono calcolate le accelerazioni $\ddot{u}_1$ in ciascun punto della struttura e le corrispondenti forze inerziali.

Questo primo passo si definisce analisi di interazione cinematica (fig. 90.a).

- b) Nel secondo passo viene applicata a ciascun punto della struttura una forza inerziale variabile nel tempo data dal prodotto della massa M del punto nodale per l'accelerazione che viene determinata aggiungendo l'accelerazione determinata nel passo a), $\ddot{u}_1$, all'accelerazione di base $\ddot{u}_b$.

Questo secondo passo si definisce analisi di interazione inerziale (fig. 90.b).

I moti $\ddot{u}_2$ e le forze sulla struttura, causati da questa condizione di carico, vengono calcolati e aggiunti a quelli determinati nel passo a).

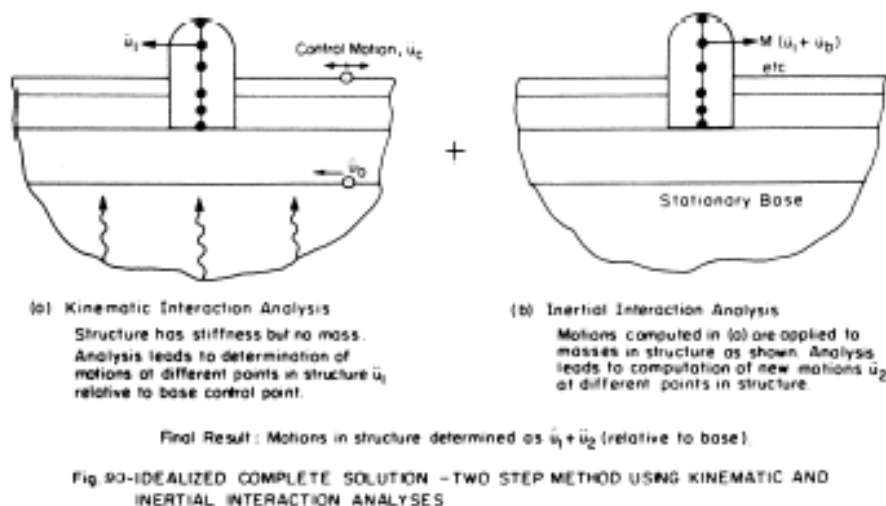


Figura 90

La massa e la rigidità del terreno, la rigidità della struttura sono considerate nell'analisi in entrambi i passi.

Il principio di sovrapposizione può essere espresso matematicamente come segue.

Facciamo riferimento ad un sistema terreno-struttura discretizzato in tanti nodi connessi con elementi lineari (fig. 91).

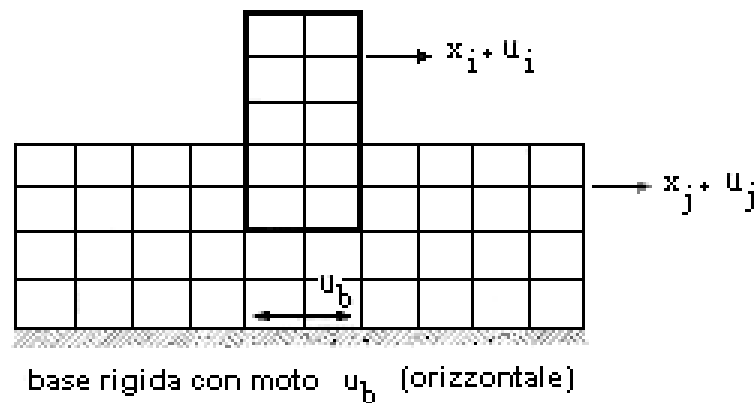


Figura 91

Nessun particolare metodo di analisi è implicito e la generalizzazione al continuo può essere ottenuta come il caso limite di infiniti nodi ed elementi.

Facciamo inoltre le seguenti ipotesi semplificative per brevità di esposizione:

- 1) smorzamento del sistema terreno-struttura nullo;
- 2) moto di base orizzontale;
- 3) assumiamo come gradi di libertà del sistema i soli spostamenti orizzontali dei punti nodali.

Le equazioni del moto in forma matriciale sono:

$$[M] \cdot \{\ddot{u}\} + [K] \cdot \{u\} = -[M] \cdot \{\ddot{x}\}$$

$[M]$: matrice di massa del sistema terreno-struttura

$[K]$: matrice di Rigidezza del sistema terreno-struttura

$\{u\}$: vettore degli spostamenti orizzontali del ma terreno-struttura rispetto alla base rigida

$\{x\}$: vettore degli spostamenti di trascinamento orizzontali del sistema terreno-struttura (essendo la base rigida un sistema mobile con moto $\ddot{u}_b$)

In questo caso (moto di base orizzontale) tutti i punti del sistema subiscono lo spostamento di trascinamento u_b ed uno spostamento relativo u ; quindi il vettore degli spostamenti di trascinamento è:

$$\{x\} = \{e\} \cdot u_b$$

dove $\{e\}$ è un vettore unitario.

Quindi abbiamo

$$[M] \cdot \{\ddot{u}\} + [K] \cdot \{u\} = -[M] \cdot \{e\} \cdot \ddot{u}_b \quad (1)$$

Questo sistema di equazioni può essere diviso in due sottosistemi:

$$[M_{so}] \cdot \{\ddot{u}_1\} + [K] \cdot \{u_1\} = -[M_{so}] \cdot \{e\} \cdot \ddot{u}_b \quad (2)$$

$$[M] \cdot \{\ddot{u}_2\} + [K] \cdot \{u_2\} = -[M_{st}] \cdot (\{\ddot{u}_1\} + \{e\} \cdot \ddot{u}_b) \quad (3)$$

dove $u = u_1 + u_2$

M_{so} : matrice di massa del sistema qualora si assuma la struttura priva di massa

M_{st} : matrice di massa del sistema qualora si assuma il terreno privo di massa

u_1 : spostamento relativo di un punto del sistema rispetto alla base quando la struttura non abbia massa

u_2 : spostamento relativo addizionale che deriva dalla massa della struttura.

Per definizione

$$[M_{so}] + [M_{st}] = [M]$$

Si noti che l'Equazione 2 descrive il problema rappresentato nella parte a della fig. 90 mentre l'Equazione 3 descrive il problema rappresentato nella parte b.

Sommando l'Eq. 2 e l'Eq. 3 si ottiene l'Eq. 1.

La presenza della struttura modifica i moti di terreno libero (free-field motions) in entrambi le parti dell'analisi; nel primo passo i moti orizzontali della base della struttura e della parte della struttura interrata sono diversi dai moti di terreno libero che si hanno nelle corrispondenti altezze a causa della diversa rigidezza che hanno i due sistemi, cioè il sistema terreno libero ed il sistema terreno-struttura con struttura priva di massa.

In più ci sono anche oscillazioni rocking (o di rollio, cioè le oscillazioni torsionali nel piano verticale) dell'interfaccia terreno-struttura.

Queste modificazioni dei moti di terreno libero sono il risultato dell'interazione cinematica.

Moti aggiuntivi della interfaccia terreno-struttura avvengono nella seconda parte dell'analisi; essi sono il risultato dell'interazione inerziale la quale risulta così legata alla variazione che la struttura, solo con la sua massa, induce rispetto alla situazione preesistente di terreno libero.

5.5.2 — SOLUZIONE A DUE PASSI (Gomez-Massò, Lysmer, Seed, 1979)

Il problema di interazione può essere pensato come la sovrapposizione di un problema di Risposta del Sito e di un problema di Sorgente (problema di dinamica strutturale con carichi dinamici concentrati).

Consideriamo il sito dove sarà collocata la struttura e valutiamo gli spostamenti di terreno libero.

Per semplicità facciamo riferimento ad un modello a elementi finiti del tipo indicato in figura 92.a.

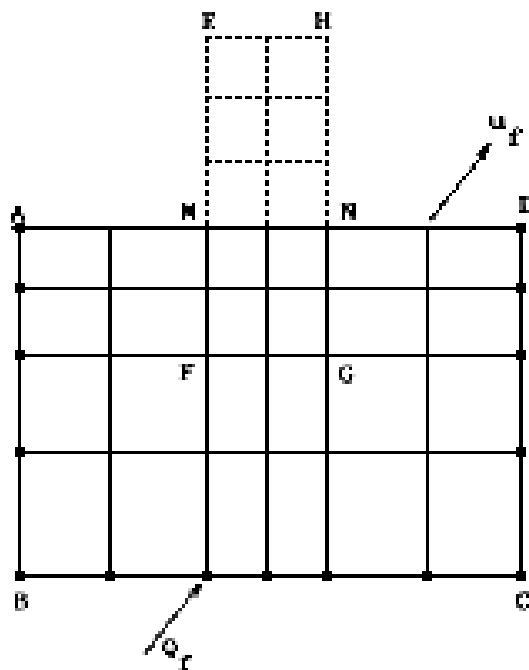


Figura 92.a – Problema di free-field

La sorgente di eccitazione è fuori dal modello.

L'eccitazione sismica viene definita come forze applicate alla frontiera esterna ABCD della mesh.

Il vettore dei carichi $\{Q_f\}$ è un vettore che ha elementi non nulli solo sulla frontiera ABCD.

Si tratta di un problema di risposta del sito; le equazioni del moto sono:

$$[M_f] \cdot \{\ddot{u}_f\} + [C_f] \cdot \{\dot{u}_f\} + [K_f] \cdot \{u_f\} = \{Q_f\} \quad (1)$$

dove $[M_f]$, $[C_f]$, $[K_f]$ sono le matrici di massa, di smorzamento e di rigidità per il terreno libero e $\{u_f\}$ è un vettore che contiene gli spostamenti dei punti nodali.

Per i nodi strutturali sopra la linea di terra avremo $u_f = 0$.

Come soluzione del problema di Risposta del Sito avremo gli spostamenti $\{u_f\}$.

A questo punto collochiamo la struttura nella regione EFGHE modellata a elementi finiti come in fig. 92.b.

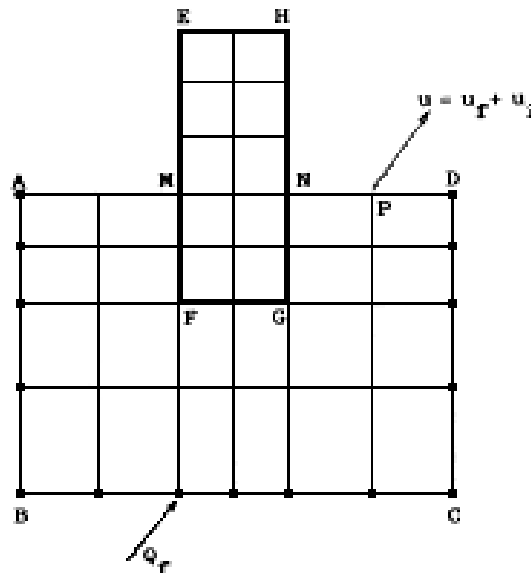


Figura 92.b – Problema di interazione

Il modello rappresentato in figura è quello relativo al problema di interazione che intendiamo studiare.

Lo spostamento del punto nodale generico P posso pensarlo come somma dello spostamento u_f prima determinato, che è lo spostamento che si avrebbe in P se nel sito non ci fosse la struttura, e di uno spostamento u_i incognito, che è dovuto alla presenza della struttura e che si definisce Spostamento di interazione:

$$u = u_f + u_i$$

Considerando tutti i punti nodali avremo:

$$\{u\} = \{u_f\} + \{u_i\} \quad (2)$$

dove $\{u_f\}$ è il vettore degli spostamenti di terreno libero e $\{u_i\}$ è il vettore degli spostamenti di interazione.

Il problema di interazione, quindi, consiste nella determinazione della risposta della struttura (spostamenti nodali u della regione EFGHE) sollecitata da un terremoto espresso tramite le forze lagrangiane Q_f .

Le equazioni del moto sono:

$$[M] \cdot \{\ddot{u}\} + [C] \cdot \{\dot{u}\} + [K] \cdot \{u\} = \{Q_f\} \quad (3)$$

dove $[M]$, $[C]$, $[K]$ sono rispettivamente le matrici totali di massa, di smorzamento e di rigidità.

Sostituendo l'eq. 1 e l'eq. 2 nell'eq. 3 si ha:

$$[M] \cdot \{\ddot{u}_i\} + [C] \cdot \{\dot{u}_i\} + [K] \cdot \{u_i\} = \{Q_i\} \quad (4)$$

dove

$$\{Q_i\} = ([M_f] - [M])\{\ddot{u}_f\} + ([C_f] - [C])\{\dot{u}_f\} + ([K_f] - [K])\{u_f\} \quad (5)$$

Il vettore dei carichi Q_i nell'equazione 5 può essere calcolato una volta noti gli spostamenti u_f di terreno libero.

Questo vettore, come si vede dalla sua espressione, dipende soltanto dalla differenza delle proprietà meccaniche tra la struttura ed il terreno scavato (Regione MFGNM).

Osservando che gli spostamenti di terreno libero u_f dei punti nodali della struttura sopra la linea di terra (Regione EMNHE) sono stati assunti nulli, si deduce che il vettore Q_i ha elementi non nulli soltanto nella struttura e precisamente nella parte interrata MFGNM.

Le equazioni 4 sono le equazioni del moto del problema di sorgente illustrato in figura 92.c.

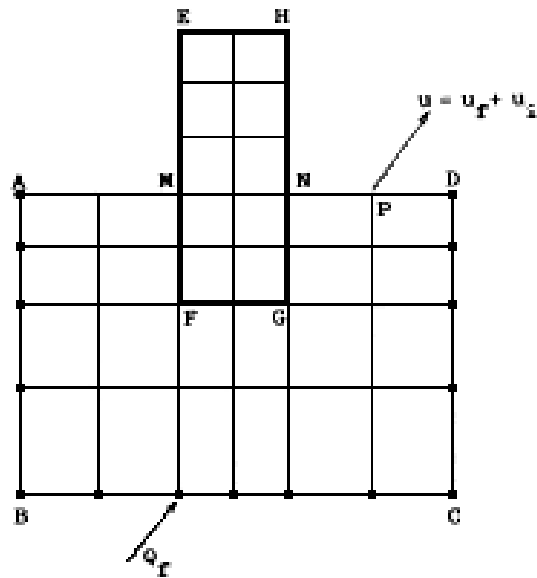


Figura 92.c – Problema di sorgente

Risolvendo questo problema di sorgente si determina il vettore degli spostamenti di interazione $\{u_i\}$.

A questo punto abbiamo risolto anche il problema di interazione essendo noti $\{u_f\}$ e $\{u_i\}$:

$$\{u\} = \{u_f\} + \{u_i\}$$

Le equazioni 2 e 5 rimangono valide anche se la distanza della frontiera è infinita e la misura della mesh si restringe a dimensioni infinitesime; quindi la formulazione detta può essere facilmente estesa ad un continuo a tre dimensioni.

Il metodo descritto è illustrato sinteticamente in figura 93.

Figura 93

Il metodo consiste essenzialmente nella sovrapposizione dei moti di free-field u_f , e dei moti di interazione u_i , ottenendo i moti totali u :

$$u(x, y, z, t) = u_f(x, y, z, t) + u_i(x, y, z, t)$$

La soluzione è ottenuta nei seguenti due passi:

Passo 1: Analisi di free-field.

Vengono calcolati i moti sismici di terreno libero nel deposito, cioè i moti che si hanno nel deposito prima della collocazione della struttura.

Valgono allora tutte le considerazioni fatte nel Capitolo 4° (Problemi di risposta sismica locale).

Molto utile a questo proposito è lo studio svolto da Chen, Lysmer, Seed nel 1981 (6) sulla variazione spazio temporale dei moti di free-field per i diversi tipi di onde sismiche.

Passo 2: Analisi di sorgente.

Vengono calcolati i moti di interazione usando le equazioni 4.

I moti totali vengono calcolati dalla sovrapposizione dei moti di free-field e dei moti di interazione.

Il Programma di calcolo CREAM (Gomez-Massò, Lysmer, Seed, 1979) è stato sviluppato per un input sismico arbitrario (onde di Rayleigh, onde di volume con propagazione verticale ed obliqua), per calcolare i moti di interazione e per ottenere i moti totali secondo le Equazioni 1, 2, 3, 4, 5.

Un tipico modello per l'analisi di interazione è mostrato in figura 94.

Il modello è fornito di transmitting boundaries e di boundaries viscosi per tenere conto degli effetti tridimensionali.

Il problema di free-field è stato risolto in questo caso usando un modello più profondo a profondità variabile secondo la lunghezza d'onda delle onde di Rayleigh considerate (Chen, Lysmer, 1978).

Tipiche forme modali per analisi con onde di Rayleigh sono mostrate in fig. 6 (cap. 2°).

A causa della sovrapposizione implicita nello schema, il metodo è applicabile soltanto per problemi lineari o lineari equivalenti.

Comunque, come suggerito da Joyner (1975), Herrera e Bielak (1977), Toki e Sato (1977), analisi non lineari della regione circostante la struttura sono possibili purché il semispazio a contatto con questa regione si supponga lineare.

Figura 94

5.5.3 — METODO DI SOTTOSTRUTTURA

La tecnica di separare un sistema dinamico in più sottosistemi ha avuto molte applicazioni nella meccanica delle strutture.

E' stata usata, per esempio, nell'ambito della progettazione aerospaziale, nell'analisi dinamica delle ali degli aeroplani con considerazioni della flessibilità del supporto dell'ala (wing-fuselage interaction).

Recentemente è stata formulata rigorosamente per i problemi di interazione terreno-struttura (Chopra e Gutierrez, 1973; Gutierrez, 1976; Gutierrez e Chopra, 1978; Kausel e altri, 1978); comunque, il metodo, in forma meno rigorosa, è stato frequentemente usato nel passato.

Vediamo allora la formulazione rigorosa del metodo.

Teorema di sottostruttura

Consideriamo un sistema terreno-struttura discretizzato a elementi finiti come in fig. 95.

Figura 95

(La generalizzazione al continuo può essere ottenuta come il caso limite di infiniti nodi ed elementi).

Il terreno e la struttura sono stati separati e l'equilibrio imposto con l'applicazione delle forze interne P_f e P_b .

Il modello è soggetto ad una eccitazione arbitraria (nella forma di specificati spostamenti) lungo la frontiera r .

In fig. 95 è rappresentata la discretizzazione del problema di free-field che è la situazione che esisterebbe se la struttura non fosse presente.

Anche per questo problema il terreno e la struttura vengono separati; comunque, in questo caso, la "struttura" è rappresentata dalla porzione di terreno scavato.

Per una soluzione nel dominio delle frequenze, le equazioni in forma matriciale che mettono in relazione forze e spostamenti sono:

$$(-\omega^2 M + i\omega C + K) \cdot U = P$$

dove M , C , K sono rispettivamente le matrici di massa, di smorzamento e di rigidezza dell'intero sistema; P , U sono i vettori delle forze e degli spostamenti; ω è la frequenza.

In forma più sintetica possiamo scrivere:

$$K_d U = P$$

dove $K_d = -\omega^2 M + i\omega C + K$ è la matrice di rigidezza dinamica.

Le relazioni forze-spostamenti per le varie sottostrutture mostrate in fig. 95 sono allora:

a) Struttura; equazioni per l'interazione:

$$\begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sb} \\ K_{bs} & K_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ P_b \end{Bmatrix} \quad (1)$$

b) Terreno; equazioni per l'interazione terreno-struttura:

$$\begin{bmatrix} K_{ff} & K_{fg} & K_{fr} \\ K_{gf} & K_{gg} & K_{gr} \\ K_{rf} & K_{rg} & K_{rr} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f \\ U_g \\ U_r^* \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_f \\ 0 \\ P_r \end{Bmatrix} \quad (2)$$

c) Terreno; equazioni per il free-field:

$$\begin{bmatrix} K_{ff} & K_{fg} & K_{fr} \\ K_{gf} & K_{gg} & K_{gr} \\ K_{rf} & K_{rg} & K_{rr} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f^* \\ U_g^* \\ U_r^* \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_f^* \\ 0 \\ P_r^* \end{Bmatrix} \quad (3)$$

Gli indici hanno il seguente significato:

- s : per i nodi della struttura, esclusi quelli di interfaccia terreno-struttura;
- b : per i nodi della struttura lungo l'interfaccia;
- f : per i nodi del terreno lungo la stessa interfaccia;
- g : per i nodi del terreno, esclusi quelli di interfaccia e quelli di frontiera;
- r : per i nodi lungo la frontiera.

L'asterisco si riferisce alla condizione di free-field.

Si osservi che sia il problema free-field che quello di interazione terreno-struttura hanno la stessa eccitazione u_r^* nella forma di specificati spostamenti di frontiera.

In generale comunque risulta $P_r \neq P_r^*$ a meno che la frontiera sia molto lontana dalla struttura (infatti in questo caso gli effetti dell'interazione nei punti della frontiera sono trascurabili).

Sottraendo la (3) dalla (2) si ha:

$$\begin{bmatrix} K_{ff} & K_{fg} & K_{fr} \\ K_{gf} & K_{gg} & K_{gr} \\ K_{rf} & K_{rg} & K_{rr} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f - U_f^* \\ U_g - U_g^* \\ 0 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_f - P_f^* \\ 0 \\ P_r - P_r^* \end{Bmatrix} \quad (4)$$

e con un'operazione di condensazione si ottiene:

$$X(U_f - U_f^*) = P_f - P_f^* \quad (5)$$

infatti dalla II equazione si ha:

$$K_{gf}(U_f - U_f^*) + K_{gg}(U_g - U_g^*) = 0$$

e sostituendo nella I equazione si ha:

$$(U_f - U_f^*) \cdot (K_{ff} - K_{fg} K_{gg}^{-1} K_{gf}) = P_f - P_f^*$$

dove $(K_{ff} - K_{fg} K_{gg}^{-1} K_{gf}) = x(\omega)$ è la matrice di impedenza del sottosistema.

(Si osservi che la matrice di impedenza comprende anche la matrice K_{ff} della fondazione).

Per l'equilibrio e la congruenza deve essere:

$$P_f = -P_b$$

$$P_f^* = -P_b^*$$

$$U_f = -U_b$$

$$U_f^* = -U_b^*$$

Quindi si ha:

$$X(U_b - U_b^*) = P_b - P_f^* = -P_b + P_b^* \quad (6)$$

La sostituzione della (6) nella (1) dà allora:

$$\begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sb} \\ K_{bs} & K_{bb} + X \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ XU_b^* + P_b^* \end{Bmatrix} \quad (7)$$

Dalla (7) si vede che la soluzione del problema di interazione terreno-struttura può essere ottenuta (per la struttura) mediante l'applicazione di forze fittizie

$$P_b = P_b^* + XU_b^*$$

all'interfaccia terreno-struttura.

P_b^* e U_b^* sono rispettivamente le forze e gli spostamenti di free-field lungo questa interfaccia e possono essere facilmente calcolati; esistono soluzioni per suoli stratificati soggetti ad onde sismiche propaganti con angoli arbitrari (Thomson, 1950; Jones e Roesset, 1970; Roesset, 1976).

La matrice di impedenza $x(\omega)$ invece non è di facile valutazione, eccetto per il caso particolare di infissione nulla (Vaish e Chopra, 1974; Chopra e altri, 1975; Gazetas e Roesset, 1976).

Dal sistema di equazioni (7) si vede che il moto della struttura può essere ottenuto specificando gli spostamenti U_b^* di free-field all'interfaccia come eccitazione alla base delle impedenze x e le forze fittizie P_b^* sopra le impedenze (fig. 96).

Figura 96

Nel caso di struttura superficiale si avrà $P_b^* = 0$ quindi l'analisi di interazione si riduce all'applicazione delle forze fittizie $P_b = U_b^* x(\omega)$.

Applicazioni del metodo.

Il teorema di sottostruttura conduce ad una serie di equazioni relative all'eccitazione sismica della struttura con forze fittizie applicate all'interfaccia terreno-struttura.

Il metodo viene applicato per diverse geometrie di fondazione (rigide, flessibili) e per diverse condizioni sismiche (onde di volume con propagazione qualunque, onde di Raileigh con propagazione orizzontale, etc.).

In relazione alle diverse forme di applicazione del metodo possiamo distinguere tre gruppi distinti:

- a) Metodo della fondazione rigida
- b) Metodo della fondazione flessibile
- c) Metodo del volume flessibile

Nei prossimi paragrafi verranno illustrati brevemente i tre metodi di sottostruttura sopra indicati.

5.5.4 — METODO DELLA FONDAZIONE RIGIDA

Kausel e Roesset (1974) hanno proposto un metodo rigoroso per il caso di strutture infisse con l'interfaccia terreno-struttura rigida.

La procedura di calcolo si articola in tre passi ed è illustrata in fig. 97.

Figura 97

Passo 1: (scattering problem, kinematic interaction)

E' sostanzialmente un problema di risposta del sito dove il sito include una fondazione rigida priva di massa con la stessa forma della fondazione reale.

La soluzione di questo problema porta alla determinazione del moto della fondazione quando sia soggetta allo stesso moto di input $\ddot{y}_G$ della soluzione totale.

Quindi è anche la soluzione dell'equazione 2 vista nel principio di sovrapposizione di Whitman

$$[M_{so}] \cdot \{\ddot{u}_1\} + [K] \cdot \{u_1\} = -[M_{so}] \cdot \{e\} \cdot \ddot{u}_b$$

che esprime il problema di interazione cinematica.

Per una fondazione infissa si avrà in generale sia rotazione φ che traslazione y .

Passo 2 : (Impedance problem)

E' sostanzialmente un problema di sorgente essendo un problema di vibrazione di fondazione.

La soluzione di questo problema produce la matrice di impedenza $x(\omega)$ del sottosistema e con essa le molle e gli smorzatori per la fondazione (vedere paragrafo successivo).

Passo 3 : (Structural analysis)

E' l'analisi di risposta della struttura reale vincolata ad una base rigida mediante le molle e gli smorzatori determinati nel passo 2.

La base rigida è soggetta ad un moto che è quello calcolato nel passo 1.

Questa analisi può essere eseguita nel dominio del tempo o nel dominio delle frequenze.

Il metodo di Kausel e Roesset viene generalmente applicato per onde di taglio con propagazione verticale ma è applicabile anche per altri campi di onde.

Sfortunatamente, soluzioni rigorose per il primo passo sono difficili da ottenere a meno che non si usino metodi agli elementi finiti e, poiché il secondo passo richiede anch'esso un'analisi agli elementi finiti, il metodo risulta essere poco competitivo con i metodi diretti agli elementi finiti per ottenere soluzioni rigorose.

Comunque, con soluzioni approssimate per il passo 1 (Kausel e altri, 1978) e per il passo 2 (Novak e Beredugo, 1972) (45); (Novak, 1974; Kausel e Roesset, 1975), il metodo conduce ad analisi molto economiche per il caso di onde con propagazione verticale.

5.5.5 — METODO DELLA FONDAZIONE FLESSIBILE

Sono stati proposti altri metodi a 3 passi per il caso in cui venga considerata la flessibilità dell'interfaccia terreno-struttura.

Metodi rigorosi agli elementi finiti per questo caso sono stati sviluppati da Chopra e Gutierrez (1973) e Aydinoglu (1977) per strutture superficiali e da Gutierrez (1976), Gutierrez e Chopra (1977, 1978) per strutture infisse.

Questi metodi hanno la capacità di considerare non solo la fondazione flessibile ma anche l'interazione struttura-terreno-struttura.

La procedura di calcolo è analoga a quella del caso precedente:

- nel primo passo si risolve il problema di risposta del sito (scattering problem) come mostrato in fig. 97.1 per determinare il moto della frontiera flessibile;
- nel secondo passo si risolve il problema di sorgente (problema di impedenza) simile a quello rappresentato in fig. 97.2 per determinare la matrice di impedenza che risulterà più grande a causa del maggior numero di gradi di libertà;
- il terzo passo implica un'analisi strutturale della sola struttura ed è leggermente più complicata del problema mostrato in fig. 97.3.

I due metodi di sottostruttura sopra analizzati sono fondati sullo stesso criterio che consiste nel separare la struttura dal terreno e ricavare mediante analisi separata la risposta di quest'ultimo ad azioni locali: in questo caso forze orizzontali e verticali, applicate in punti generici disposti a varie quote lungo la superficie di contatto tra terreno e struttura.

Il legame forza-spostamento così ottenuto è costituito da una matrice $x(\omega)$ detta matrice di impedenza, la quale viene inserita nelle equazioni di equilibrio dinamico della sola struttura:

$$\begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sb} \\ K_{bs} & K_{bb} + x(\omega) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ XU_b^* + P_b^* \end{Bmatrix} \quad (7)$$

In tali equazioni essa esprime correttamente sia le reazioni elastiche che le forze dissipative fornite dal terreno.

L'eccitazione è costituita dal moto sismico di terreno libero che si verifica in tutti i nodi situati sulla superficie di separazione tra terreno e struttura.

Dal sistema di equazioni risolvibile si vede che i gradi di libertà incogniti sono tutti e soli quelli riguardanti la struttura, compresi quelli relativi ai punti di contatto con il terreno (quindi i metodi di sottostruttura sono applicabili solo e soltanto quando l'interesse dello studio di interazione è rivolto agli effetti sulla struttura e non sul terreno).

Il risultato è una decisiva diminuzione dell'onere dell'analisi, accresciuta ancor più dal recupero della possibilità dell'analisi modale (anche se in via non rigorosa, come per esempio l'analisi modale con smorzamento pesato (vedere parag. 5.5.8)) in quanto adesso i modi propri riguardano solo la struttura e ne bastano quindi notoriamente pochi per rappresentarne in modo compiuto la risposta.

La chiave dei metodi di sottostruttura sta nella possibilità di una determinazione agevole della matrice delle impedenze $x(\omega)$ che esprime il legame in regime armonico tra le ampiezze delle forze (e momenti) applicate sull'interfaccia terreno-struttura $R(\omega)$ e le corrispondenti ampiezze degli spostamenti $U(\omega)$:

$$R(\omega) = x(\omega) U(\omega)$$

Nel caso della frontiera (interfaccia) rigida, il vettore $U(\omega)$ avrà solo 6 componenti:

$$U(\omega) = U_x(\omega), U_y(\omega), U_z(\omega), \varphi_x(\omega), \varphi_y(\omega), \varphi_z(\omega)$$

e la matrice delle impedenze è di dimensioni 6x6 generalmente piena.

Nel caso di blocco di fondazione superficiale di altezza h trascurabile, la matrice delle impedenze risulta diagonale ed i termini della matrice sono definiti come in fig. 98.

Figura 98

Nel caso di frontiera (interfaccia) deformabile il vettore $U(\omega)$ non esprime più il moto rigido di un'impronta, ma contiene invece $3N$ componenti, essendo N il numero dei nodi di contatto.

A sua volta $x(\omega)$ è una matrice (a coefficienti complessi dipendenti dalla frequenza ω di dimensioni $3N \times 3N$, generalmente piena, il cui termine

$$K_{ij}(\omega)$$

è definito come in fig. 99.

Figura 99

Le possibilità più comuni per la determinazione della matrice $x(\omega)$ sono tre:

- 1) impiego delle soluzioni in forma chiusa disponibili per la risposta di un semispazio soggetto ad una eccitazione armonica concentrata e con vincoli assegnati lungo un tratto della superficie di separazione.
- 2) uso di un modello agli elementi finiti per il solo volume di terreno.
 E' una scelta che si impone in presenza di discontinuità rilevanti delle caratteristiche del terreno in prossimità della struttura, o quando si abbia uno strato anche omogeneo di deposito su un sottofondo roccioso.
 La matrice di impedenza si ottiene calcolando la risposta a regime del sistema agli E.F. per assegnate condizioni di eccitazione e di vincolo e per tutte le frequenze di interesse.
 Rispetto all'adozione di un sistema unico agli E.F. per terreno e struttura (metodi diretti) il vantaggio della sottostrutturazione può rimanere se il numero dei gradi di libertà della struttura è elevato.
- 3) riferimento ad un modello semplificato del terreno: per es. il modello di Winkler esteso al campo dinamico.
 In questo modello il terreno reagisce solo localmente all'azione esercitata, come se fosse composto da "fette" indipendenti tra loro.
 Ad una data componente di forza (per unità di superficie) orizzontale o verticale, una striscia unitaria di terreno si pone in oscillazione nella direzione della forza stessa.
 Il modello è stato inizialmente proposto da Baranov e quindi sviluppato da Novak (45).

Una volta ottenuta, secondo una delle tre linee generali indicate, la matrice delle impedenze $x(\omega)$, essa deve venire sommata alla parte della matrice di rigidezza della struttura K_{bb} relativa ai nodi di contatto con il terreno.

Il termine generico della matrice delle impedenze $x(\omega)$ è un coefficiente complesso la cui parte reale corrisponde al legame lineare conservativo, mentre la parte immaginaria ad una forza dissipativa corrispondente all'energia sottratta per radiazione.

Ciò conduce all'idea di un equivalente meccanico del coefficiente costituito, per ogni componente di spostamento, da una molla lineare elastica detta "molla equivalente" e da un organo dissipativo accoppiati in parallelo.

5.5.6 — METODO DEL VOLUME FLESSIBILE

Sia i problemi di scattering che di impedenza per i metodi prima indicati possono essere fortemente semplificati se nel problema di interazione vengono inclusi più gradi di libertà comuni tra il semispazio e la struttura (Lysmer e Savage, 1978, (46)).

E' conveniente che il terreno e la struttura siano partizionati non all'interfaccia ma come in fig. 100.

Figura 100

Secondo questo partizionamento l'interazione interviene in tutti i nodi della parte infissa della struttura anziché nei soli nodi di interfaccia terreno-struttura.

Il teorema generale di sottostruttura (Gutierrez e Chopra, 1978) è ancora valido e l'analisi di interazione di sottostruttura può essere eseguita come indicato nell'ultima colonna di fig. 101.

Figura 101

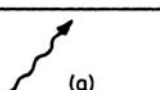
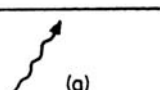
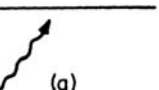
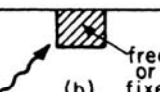
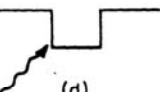
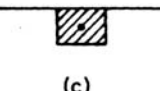
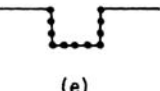
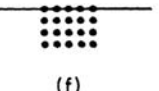
Usando questo approccio, il problema di scattering viene eliminato ed il problema di impedenza, anche se più grande per il maggior numero di nodi caricati, risulta essere più semplice per la frontiera più regolare in superficie.

La matrice di impedenza può essere convenientemente determinata come l'inversa della matrice dinamica di flessibilità nel dominio delle frequenze.

La matrice di flessibilità può essere determinata mediante i metodi per sistemi piani (Waas, 1972), per sistemi assialsimmetrici (Kausel, 1974) e, approssimativamente, per configurazioni generali tridimensionali mediante l'uso appropriato di soluzioni assialsimmetriche (Wolf e Von Arx, 1978).

L'analisi strutturale è leggermente più complicata per il maggior numero di nodi interagenti e segue la stessa procedura dei metodi della fondazione flessibile.

In figura 101 sono rappresentati schematicamente i tre metodi di sottostruttura descritti.

Method	Rigid Boundary	Flexible Boundary	Flexible Volume
Site Response Problem	 (a)	 (a)	 (a)
Scattering Problem	 (b) free or fixed	 (d)	none
Impedance Problem • loaded node	 (c)	 (e)	 (f)
Structural Analysis	Standard	Standard +	Standard +
Fig. 101-SUMMARY OF SUBSTRUCTURE METHODS			

5.5.7 — ANALISI DI INTERAZIONE INERZIALE

Abbiamo visto che un'analisi di interazione può essere eseguita sovrapponendo un'analisi di interazione cinematica ad un'analisi di interazione inerziale (parag. 5.5.1, fig. 90).

Supponiamo ora di poter trascurare gli effetti dell'interazione cinematica.

In questo caso le forze dinamiche applicate a ciascun nodo della struttura sono semplicemente il prodotto della massa del punto nodale per l'accelerazione di progetto.

Poiché il carico è applicato soltanto sulla struttura, in questo caso è possibile sostituire il terreno con delle impedenze ed assegnare il moto di progetto direttamente al supporto delle impedenze.

I due modi mostrati in fig. 102 per rappresentare il carico sopra la struttura sono matematicamente equivalenti.

Figura 102

Questo metodo di analisi è noto come "analisi di interazione inerziale" (Seed, Whitman e Lysmer, 1975, (47)).

Questo approccio è perfettamente giustificato nel caso di strutture superficiali (fig. 103) su un materiale elastico lineare, essendo nulli gli effetti di interazione cinematica (se l'input sismico è costituito da onde di volume con propagazione verticale).

Figura 103

E' corretto anche per strutture superficiali su materiali non lineari se le proprietà del terreno nel modello sono scelte in modo da essere compatibili con le deformazioni sviluppate dal moto sismico.

Così, alcuni modelli matematici che considerano soltanto gli effetti di interazione inerziale forniscono risultati in accordo con i metodi diretti per le strutture superficiali.

Per le strutture infisse, gli effetti di interazione cinematica non sono, in genere, trascurabili.

Quando l'analisi di interazione inerziale viene usata per questi casi, si trascura la variazione spaziale del moto di controllo; questa può essere una seria limitazione in alcuni casi.

La fig. 104 paragona, per la struttura descritta in fig. 89.a, gli spettri di risposta determinati con un'analisi di interazione diretta con quelli determinati con un'analisi di interazione inerziale eseguita applicando le forze d'inerzia alla struttura in un modello agli elementi finiti uguale a quello usato nell'analisi diretta.

Un tale modello, come abbiamo visto, permette l'inclusione diretta di un appropriato smorzamento interno come pure di uno smorzamento per radiazione.

La differenza nei risultati mostrata in fig. 104 è dovuta al fatto che l'analisi di interazione inerziale non considera alcun cambiamento del moto sismico con la profondità.

Quindi, la valutazione fatta con un'analisi di interazione inerziale risulta essere, in generale, più cautelativa.

Figura 104

5.5.8 — ANALISI CON IMPEDENZE INDIPENDENTI DALLA FREQUENZA

Poiché nella soluzione delle equazioni del moto (Equazioni (7), parag. 5.5.3) molte complicazioni vengono fuori a causa della dipendenza delle impedenze dalla frequenza ω si è pensato di sostituire queste ultime con impedenze indipendenti da ω .

Infatti, dal confronto con le soluzioni teoriche, risulta in molti casi che alla "molla equivalente" può venire attribuito un valore indipendente dalla frequenza, e che il termine dissipativo è ben rappresentabile da un organo viscoso lineare, con costante di viscosità anch'essa indipendente dalla frequenza.

Diverse espressioni sono state suggerite (Whitman, 1967; Richart, 1970).

Una tale approssimazione conduce ad un sistema di equazioni differenziali a coefficienti costanti che può essere risolto con i metodi classici della dinamica strutturale.

L'uso delle impedenze approssimate indipendenti dalla frequenza è l'estrema semplificazione possibile nell'analisi dinamica di interazione terreno-struttura.

La fig. 105 paragona gli spettri di risposta determinati con un'analisi di interazione inerziale per la struttura presentata in fig. 89.a con quelli calcolati con il modello meno approssimato ottenuto usando molle indipendenti dalla frequenza ed il moto di controllo alla base delle molle.

Figura 105

Le costanti delle molle sono state calcolate usando un'analisi statica agli elementi finiti ed i corrispondenti coefficienti di smorzamento sono stati stimati con le curve di smorzamento per radiazione nel semispazio per fondazioni superficiali (Veletsos e Wei, 1974).

Si vede che la soluzione ottenuta con il modello meno approssimato è molto vicina alla soluzione di interazione inerziale e risulta anch'essa cautelati va se riferita ai risultati dell'analisi diretta mostrati in fig. 104.

Nel passato i valori dello smorzamento per radiazione del terreno venivano dati con maggior prudenza: è stato comunemente usato un coefficiente di smorzamento del 10% sia per le vibrazioni orizzontali che per le vibrazioni di rollio

$$\lambda_H = \lambda_R = 10\%$$

Usando questi valori si avrebbero spettri di risposta ancora più cautelativi.

Tra le tecniche disponibili per l'analisi dinamica di un modello del tipo descritto, quella dell'analisi modale è senz'altro più vantaggiosa e diffusa.

Come noto, perchè una struttura dotata di smorzamento possenga modi ortogonali di vibrazione (cioè sia soddisfatta la proprietà di ortogonalità tra gli autovettori) è necessario che la matrice di dissipazione risulti una combinazione lineare di quella delle masse M e di quella di rigidezza K .

Questa condizione non è certo soddisfatta nel caso in esame, dato che le varie parti del sistema contribuiscono ciascuna con smorzamenti diversi per quantità e natura.

Infatti, mentre la dissipazione della sovrastruttura, fintantoché si mantiene in regime elastico, può essere convenientemente descritta da un modello viscoso, quella del terreno ha una duplice natura di tipo approssimativamente viscoso per quanto deriva dalla perdita di energia per propagazione d'onda, e di tipo isteretico per il comportamento non conservativo del terreno stesso.

Pur mancando le condizioni teoriche di applicabilità all'analisi modale, è stato dimostrato numericamente (ad es. Roeset-Whitman-Dobry, 1973) che questa fornisce risultati ugualmente soddisfacenti pur di attribuire ai diversi modi di vibrazione, dei coefficienti globali di smorzamento opportunamente derivati da quelli delle singole parti, secondo un criterio che ha preso il nome dello "smorzamento pesato".

APPENDICE 1

PROPAGAZIONE DELLE ONDE DI VOLUME IN UN TERRENO STRATIFICATO ORIZZONTALMENTE

Si considera per il singolo strato la grandezza $\sqrt{G\rho}$ detta rigidità del terreno dove G è il modulo di elasticità trasversale e ρ è la densità di massa ($\rho = \frac{\gamma}{g}$ dove γ è il peso specifico).

In generale, tale grandezza va via via diminuendo passando dagli strati più profondi a quelli più superficiali.

Ne segue che l'onda viene amplificata man mano che essa giunge in superficie (vedere modello continuo di una trave con discontinuità); inoltre le rifrazioni subite dalle onde sismiche nell'attraversare gli strati avvicinano la direzione di propagazione alla verticale.

Infatti, la velocità di propagazione delle onde di taglio è proporzionale alla rigidità per cui essa decresce passando dagli strati più profondi a quelli più superficiali.

In virtù della legge di Snell sulla rifrazione delle onde deve essere:

$$\frac{v_1}{\sin\varphi_1} = \frac{v_2}{\sin\varphi_2} = \dots\dots\dots \frac{v_n}{\sin\varphi_n} = \text{costante}$$

per cui se decresce la velocità v_i allora deve decrescere anche l'angolo di incidenza φ_i .

Possiamo allora concludere che nella situazione generale di terreno stratificato orizzontalmente con strati a rigidità crescente con la profondità e nella situazione di ipocentro profondo, si può ammettere una propagazione verticale delle onde di volume negli strati superficiali.

Disegno 1

$$\frac{v_1}{\text{sen}\varphi_1} = \frac{v_2}{\text{sen}\varphi_2} = \dots\dots\dots \frac{v_n}{\text{sen}\varphi_n} = \text{costante}$$

$$\text{sen}\varphi_1 > \text{sen}\varphi_2$$

$$\varphi_1 > \varphi_2$$

APPENDICE 2

Si consideri un generico elementino (1) in un generico stato tensionale.

Ad esso venga applicata una sollecitazione tangenziale.

Si vuole conoscere la tensione tangenziale massima in condizioni di rottura.

Disegno 2

σ'_v : tensione verticale efficace

σ'_h : tensione orizzontale efficace

K_o : coefficiente di spinta a riposo

Applichiamo il criterio di resistenza di Mohr-Coulomb.

Costruiamo i cerchi di Mohr per i due elementi:

Disegno 3

Ascissa del punto F: $\frac{\sigma'_h + \sigma'_v}{2} = \sigma'_v \frac{(1+k_o)}{2}$

$$\tau_o = \overline{VV'} = \sqrt{(\overline{FV'})^2 - (\overline{FV})^2}$$

$$\overline{FV'} = \overline{FP} = \overline{AF} \operatorname{sen} \varphi' = (\overline{AB} + \overline{BF}) \operatorname{sen} \varphi' = (c' \cot g \varphi' + \sigma'_v \frac{1+k_o}{2}) \operatorname{sen} \varphi'$$

$$\overline{FV} = \frac{\sigma'_v - \sigma'_h}{2} = \sigma'_v \frac{1-k_o}{2}$$

$$\tau_o = \sqrt{\left[c' \cos \varphi' + \sigma'_v \frac{1+k_o}{2} \operatorname{sen} \varphi' \right]^2 - \left[\sigma'_v \frac{1-k_o}{2} \right]^2}$$

I parametri c' e φ' (coesione ed angolo di attrito in termini di tensioni efficaci) sono determinabili mediante prove convenzionali mentre per K_o si ha

$$K_o = 1 - \operatorname{sen} \varphi'$$

BIBLIOGRAFIA

1) G. STRABBIOLI

"Limite di ricezione dei vari tipi di onde sismiche in funzione della magnitudo e delle profondità ipocentrali. Considerazioni statistiche dedotte da un quinquennio di registrazioni."

Tesi sperimentale in Geofisica - Istituto di Scienze Geologiche – Anno Accademico 1970/'71

2) R.V. WHITMAN

"Course on Soil Dynamics for Earthquake Design"

S. Margherita Ligure - Italy - 21/23 Gennaio 1976

3) D.E. HUDSON

"Local distribution of strong earthquake ground motions"

Bulletin of the Seismological Society of America- Vol.62, pp. 1765-1786, 1972

4) F.E. UDWZDIA e M.D. TRIFUNAC

"Comparison of earthquake and microtremor ground motions in El Centro, California"

Bulletin of the Seismological Society of America -Vol. 63, pp. 1227-1253, 1973

5) N.N. AMBRASEYS

"Dynamics and response of foundation: materials in epicentral earthquakes"

Procedings 5th Conference on Earthquake Engineering, Roma, 25-29 Giugno 1973

6) CHEN J., LYSMER J., SEED H.B. (1981)

"Analysis of Local Variations in Free-field Seismic Ground Motion" E.E.R.C.

University of California, Berkeley, Rep, 81/03

- 7) LYSMER J. (1978)
"Analitical Procedures in Soil Dynamics" E.E.R.C.
University of California, Berkeley, Rep. 78/29
- 8) GOMEZ-MASSO' A. (1982)
"Seismic pressures on Embedded Structures in different Seismic Environments"
Soil Dynamics and Earthquake Engineering Conference Southampton, 1982
- 9) J.J. JOHNSON
"Soil-structure Interaction: the status of current analysis methods and research"
Seismic Safety margins research program (1980)
- 10) B.O. HARDIN e V.P. DRNEVICH
"Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects"
Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division Proceedings A.S.C.E., Vol. 98, pp. 603-624, 1972
- 11) B.O. HARDIN e V.P. DRNEVICH
"Shear modulus and damping in soil: design equations and curves"
Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division Proceedings A.S.C.E., Vol. 98, pp. 667-692, 1972
- 12) R.V. WHITMAN
Appunti dalle lezioni di "Soil Dynamics"
- 13) B. PRANGE
"Dynamical methods in soil and rocks mechanics", 1977

- 14) R. DOBRY, R.V. WHITMAN e J.M. ROESSET

"Soil Properties and the One-Dimensional Theory of Earthquake Amplification"

Research Report R71-18, Department of Civil Engineering, M.I.T., Cambridge, Massachusetts, USA 1971

- 15) I.M. IDRISSE e H.B. SEED

"Seismic response of horizontal soil layers"

Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division Proceedings A.S.C.E., Vol. 94, pp. 1003-1031, 1968

- 16) P.B. SCHNABEL, J. LYSMER, H.B. SEED

"Shake: a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites"

Earthquake Engineering Research Center Report
N.EERC 72-12, University of California, Berkeley California, U.S.A., 1972

- 17) F.L. DI MAGGIO e I.S. SANDLER

"Material models for soils"

J.Eng. Mech. Div., Proc. ASCE, Giugno 1971

- 18) J. ISENBERG, D.K. VAUGHAN, I.S. SANDLER

"Non-linear Soil-structure Interaction"

Weidlinger Associates, Report to EPRI, No. NP-945 Dicembre 1978

- 19) J.G. GHABOUSSI e M. KARSHENAS

"On the Finite Element Analysis of Certain Material Nonlinearities in Geomechanics"

Presented at the International Conference on Finite Elements in nonlinear solids and structural mechanics
Geilo, Norway, Agosto 1977

20) G.Y. BALADI e B. ROHANI

"Elastic-plastic model for saturated sands"

J. Geot. Div., Proc. ASCE, 105 No. GT4, Aprile 1979

21) J.H. PREVOST

"Anisotropic undrained stress-strain behavior of Clays"

J. Geot. Div., Proc. ASCE, 104 No. GT8, Agosto 1978

22) W.D. IWAN

"On a class of models for the Yielding Behavior of Continuous and Composite Systems"

Journal of Applied Mechanics, Vol. 34, Settembre 1967

23) Z. MROZ

"On the description of Anisotropic Work Hardening"

Journal of Mech. and Phisic of solids, No. 15, 1967

24) H.B. SEED, R. MURARKA, J. LYSMER, I.M. IDRIS

"Relationship between Maximum Acceleration, Maximum Velocity, distance from Source and Local site conditions for moderately Strong Earthquakes"

EERC 75-17

25) J. LYSMER, R.L. KUHLEMEYER (1969)

"Finite Dynamic Model for Infinite media"

ASCE Journal of the Eng. Mech. Div. Agosto 1969

- 26) I.M. IDRIS, J. LYSNER, R. HWANG, H.B. SEED (1973)
- "QUAD-4. A Computer program for evaluating the seismic response of soil structures by Variable Damping finite element procedures"
- Earthquake Engineering Research Center
University of California, Berkeley, Rep. 73/13
- 27) H. DEZFULIAN e H.B. SEED
- "Seismic response of Soil deposits underline by Sloping Rock boundary"
- (ASCE-SM 11/70)
- 28) J.W. COOLEY e J.W. TUKEY
- "An algorithm for the machine calculation of Complex Fourier series"
- Mathematics of Computation, Vol. 19, pp.297-301, 1965
- 29) N. TSAI
- "Influence of local geology on earthquake ground motion" Ph. D. Thesis
- Earthquake Engineering Research Laboratory California Institute of Technology,
Pasadena 1969
- 30) J.M. ROESSET
- "Fundamentals of soil amplification, in seismic design for nuclear power plants"
- A cura di R.J. Hansen, M.I.T. press, Cambridge Massachusetts, U.S.A. 1970
- 31) W.T. THOMSEN (1950)
- "Trasmission of Elastic Waves through a Stratified Solid Medium"
- J. Appl. Physics, Vol. 21, Febbraio 1950

- 32) N.A. HASKELL (1953)
"The dispersion of surface waves in multilayered media"
Bull. Seis. Soc. Am., Vol. 43, No.1, pp.17-34, 1953
- 33) W.M. EWING, W.S. JARDETZKY e F. PRESS (1957)
"Elastic waves in layered media"
Mc Graw-Hill, 1957
- 34) H. BONCHEVA (1977)
"Soil amplification factor of surface waves"
Proc. 6th World Conf. Earthq. Engrg., Vol. 6, pp. 6-189, New Delhi, 1977
- 35) J. LYSMER (1970)
"Lumped mass method for Rayleigh waves"
Bull. Seis. Soc. Am., Vol. 60, No. 1, pp.89-104, 1970
- 36) G. WAAS (1972)
"Analysis method for footing vibrations through layered media" Ph. D. Dissertation
University of California, Berkeley, Dicembre 1972
- 37) J.C. CHEN e J. LYSMER (1978)
Doctoral research at the University of California, Berkeley, 1978
- 38) A.J. GOMEZ-MASSO' (1978)
"Soil-structure interaction in an arbitrary seismic environment"
University of Texas at Austin, Maggio 1978

39) J.M. ROESSET

"Seismic safety margins research program"

University of Texas at Austin, Giugno 1980

40) H.B. SEED, I.M. IDRIS (1973)

"Soil-structure interaction of massive embedded structure during earthquakes"

5th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 233, Roma 1973

41) H.B. SEED, J. LYSMER, R. HWANG (1975)

"Soil-structure interaction analysis for seismic response"

J. Geot. ENGRG. Div., ASCE, Vol. 101, No. GT5, pp. 439-457, Maggio 1975

42) EDITING BOARD AND TASK GROUP

"Structural analysis and design of nuclear power plant facilities"

Committee on nuclear structures and materials of the structural division of the American Society of Civil Engineering; 1976

43) J. LYSMER, R.L. KUHLEMEYER

"Finite dynamic model for infinite media"

ASCE-MECH 1969 n° 4

44) J. LYSMER, T. UDAKA, C. TSAI, H.B. SEED (1975)

"FLUSH. A computer program for approximate 3-D analysis of soil-structure interaction problems"

Rep. No.EERC 75-30. Earthq. Engrg. Research Center University of California, Berkeley, Novembre 1975

- 45) Y.O. BEREDUGO, M. NOVAK (1972)
"Coupled horizontal and rocking vibration of embedded footings"
Canadian Geotechnical Journal, 9, 477 (1972)
- 46) J. LYSMER, E. SAVAGE (1978)
"Flexible volume substructuring for seismic analysis"
University of California, Berkeley, 1978
- 47) H.B. SEED, R.V. WHITMAN, J. LYSMER (1975)
"Soil-structure interaction effects in the design of nuclear power plants"
Proceedings, Symposium on Structural and Geotechnical Mechanics,
University of Illinois
- 48) G. CALABRESI (1978)
"Comportamento dei terreni e metodi di analisi dell'interazione terreno-struttura"
XIII Convegno Nazionale di Geotecnica, Merano, v. 111°, 27-43
- 49) P.E. PINTO, C. NUTI (1982)
"Analisi sismica delle strutture fondate su pali"
Progettazione e Particolari costruttivi in zona sismica.
Ed. A.N.C.E. - A.I.D.I.S.
- 50) A. BURGHIGNOLI
"Il metodo dei coefficienti di influenza per la analisi di alcuni problemi di interazione tra il terreno e la struttura"
Rivista Italiana di Geotecnica n. 2, 1983

51) A. BURGHIGNOLI e P. PAOLIANI (1982)

"An iterative method for soil-structure interaction analysis"

4th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Edmonton (Canada) 893-898

52) C. GAVARINI

"Appunti dal Corso di Dinamica delle Strutture"

Anno Accademico 1975-76

53) A. PARDUCCI, F. BRAGA, F. BRANCALEONI, R. CAVALLO,
A. CIPOLLINI, M.P. PIETRANGELI

"Il terremoto del Friuli"

Industria Italiana del Cemento - Luglio 1976

54) A. CASTELLANI

"Interazione terreno-struttura in condizioni di sollecitazione di origine sismica"

8° Ciclo annuale di conferenze dedicato ai problemi di meccanica dei terreni e
ingegneria delle fondazioni Novembre 1977