

Indirizzi e criteri per la

MICROZONAZIONE SISMICA

Parte III



*Presidenza del Consiglio dei Ministri
Dipartimento della Protezione Civile*

**Conferenza delle Regioni
e delle Province autonome**
Commissione protezione civile
Sottocommissione 8
Attuazione della normativa sismica

Presidenza del Consiglio dei Ministri
Dipartimento della protezione civile

Indirizzi e criteri per la

MICROZONAZIONE SISMICA

Parte III

Gruppo di lavoro *“Indirizzi e criteri generali per la microzonazione sismica”*

INDIRIZZI E CRITERI PER LA MICROZONAZIONE SISMICA

Curatori dei volumi

Fabrizio Bramerini, Giacomo di Pasquale, Giuseppe Naso, Massimiliano Severino

Coordinamento editoriale

Giovanni Bastianini

Art Director

Maurilio Silvestri

Grafica e Impaginazione

Emiliana Colucci, Fabio Salamida

Roma, Settembre 2008



Presidenza del Consiglio dei Ministri
Dipartimento della protezione civile

© PCM - DPC 2008

Uso e citazione

È vietato lo sfruttamento commerciale. L'uso è consentito a condizione che venga citata correttamente la fonte.

Si raccomanda di utilizzare la seguente dicitura:

Gruppo di lavoro MS, 2008. *Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica*.

Conferenza delle Regioni e delle Province autonome - Dipartimento della protezione civile, Roma, 3 vol. e Dvd.

VOLUME 1 - Parti I e II

<i>Presentazione</i>	11
1	INDIRIZZI E CRITERI 12
1.1	INTRODUZIONE 15
1.2	RIFERIMENTI NORMATIVI 22
1.3	SOGGETTI COINVOLTI NELLA PREDISPOSIZIONE DELLA MICROZONAZIONE SISMICA 23
1.4	DEFINIZIONI 24
1.5	GENERALITÀ 26
1.6	PRINCIPI ED ELEMENTI PER LA MICROZONAZIONE SISMICA 29
1.6.1	Generalità 29
1.6.2	Dati di base 30
1.6.2.1	<i>Raccolta e archiviazione dati pregressi</i> 30
1.6.2.2	<i>Campagna indagini e nuovi dati</i> 30
1.6.2.3	<i>Dati cartografici</i> 30
1.6.2.4	<i>Dati di pericolosità di base</i> 30
1.6.2.5	<i>Dati per valutazioni delle amplificazioni</i> 31
1.6.2.6	<i>Dati per valutazioni di instabilità di versante</i> 31
1.6.2.7	<i>Dati per valutazioni della suscettibilità alla liquefazione</i> 32
1.6.2.8	<i>Dati per valutazioni delle faglie attive e capaci</i> 32
1.6.2.9	<i>Dati per valutazioni di cedimenti differenziali</i> 33
1.6.3	Livelli di approfondimento 33
1.6.3.1	<i>LIVELLO 1 – Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica</i> 33
1.6.3.2	<i>LIVELLO 2 – Carta di microzonazione sismica</i> 36
1.6.3.3	<i>LIVELLO 3 - Carta di microzonazione sismica con approfondimenti</i> 40
1.6.4	Modalità di presentazione dei dati, delle metodologie di elaborazione e dei risultati 41
1.6.5	Modalità di validazione degli studi di MS 42
1.6.6	Modalità di aggiornamento dei dati e dei risultati 42
1.7	PIANIFICAZIONE TERRITORIALE E URBANISTICA 43
1.7.1	Generalità 43
1.7.2	Pianificazione di area vasta (piani provinciali e altri piani territoriali) 43
1.7.2.1	<i>Obiettivi</i> 43
1.7.2.2	<i>Livello conoscitivo degli studi di microzonazione</i> 43
1.7.2.3	<i>Modalità di utilizzo degli studi</i> 44
1.7.3	Pianificazione comunale 45
1.7.3.1	<i>Generalità</i> 45

1.7.3.2	<i>Componente strutturale</i>	45
1.7.3.3	<i>Componente operativa</i>	48
1.7.3.4	<i>Componente attuativa-esecutiva</i>	51
1.8	PIANIFICAZIONE DELL'EMERGENZA	53
1.8.1	Generalità	53
1.8.2	Obiettivi	54
1.8.3	Modalità di utilizzo degli studi di microzonazione sismica	55
1.8.3.1	<i>Modalità speditiva (utilizzo del livello 1)</i>	55
1.8.3.2	<i>Modalità analitica (utilizzo del livello 2)</i>	57
1.8.3.3	<i>Modalità di utilizzo degli studi di MS di livello 3</i>	59
1.8.4	Procedure attuative	59
1.8.4.1	<i>Valutazione del grado di affidabilità dei dati</i>	59
1.8.4.2	<i>Modalità di rappresentazione</i>	59
1.8.4.3	<i>Tempi di aggiornamento</i>	59
1.9	PROGETTAZIONE DI OPERE	61
1.9.1	Generalità	61
1.9.2	Obiettivi	62
1.9.3	Modalità di utilizzo degli studi di MS	63
1.9.3.1	<i>Edilizia ordinaria di nuova edificazione</i>	63
1.9.3.2	<i>Edilizia ordinaria esistente</i>	64
1.9.3.3	<i>Opere strategiche di nuova edificazione</i>	65
1.9.3.4	<i>Opere strategiche esistenti</i>	66
1.9.4	Procedure attuative	66
1.9.4.1	<i>Valutazione del grado di affidabilità dei dati</i>	66
1.9.4.2	<i>Tempi di attuazione</i>	66
1.9.4.3	<i>Elaborazioni e risultati</i>	66
2	LINEE GUIDA	68
2.1	PROCEDURE PER LA PREDISPOSIZIONE DELLE INDAGINI	70
2.1.1	Generalità	70
2.1.2	Tipi di indagini	70
2.1.3	Indicazioni e raccomandazioni	72
2.2	PROCEDURA PER LA STESURA DELLA CARTA DELLE INDAGINI	74
2.2.1	Finalità	74
2.2.2	Scala di rappresentazione	74
2.2.3	Rappresentazione delle indagini	74
2.3	PROCEDURA PER LA STESURA DELLA CARTA DELLE MICROZONE OMOGENEE IN PROSPETTIVA SISMICA (LIVELLO 1)	76
2.3.1	Delimitazione delle aree oggetto di studio	76

2.3.2	Scelta dei dati di base	76	
2.3.3	Legenda e campo carta	76	
2.3.4	Individuazione delle sezioni geolitologiche significative	81	
2.4	PROCEDURA PER LA STESURA DELLA CARTA DI MICROZONAZIONE SISMICA	82	
2.4.1	Dati di base	82	
2.4.2	Legenda e campo carta	83	
2.5	PROCEDURA PER LA COMPOSIZIONE E L'UTILIZZAZIONE DEGLI ABACHI PER AMPLIFICAZIONI (LIVELLO 2)	85	
2.5.1	Obiettivo	85	
2.5.2	Limiti di utilizzo degli abachi	85	
2.5.2.1	<i>Limiti di utilizzo degli abachi per amplificazioni litostratigrafiche</i>	85	
2.5.2.2	<i>Limiti di utilizzo degli abachi per amplificazioni topografiche</i>	86	
2.5.3	Criteri generali per la composizione degli abachi per effetti litostratigrafici e topografici (a cura della Regione)	86	
2.5.3.1	<i>Effetti litostratigrafici</i>	86	
2.5.3.2	<i>Effetti topografici</i>	88	
2.5.3.3	<i>Determinazione dei fattori FA e FV per gli effetti litostratigrafici</i>	88	
2.5.4	Criteri generali per l'utilizzo degli abachi (a cura del soggetto realizzatore della MS)	89	
2.5.4.1	<i>Dati di ingresso e modalità di utilizzo degli abachi per gli effetti litostratigrafici</i>	89	
2.5.4.2	<i>Dati di ingresso e modalità di utilizzazione degli abachi per gli effetti topografici</i>	91	
2.5.4.3	<i>Ricostruzione dello spettro elastico in superficie per amplificazioni litostratigrafiche</i>	91	
2.5.5	Riferimenti bibliografici	94	
2.6	PROCEDURA PER LA DEFINIZIONE DELLE INSTABILITÀ DI VERSANTE (LIVELLO 2)	95	
2.6.1	Frane in pendii di terreno	95	
2.6.1.1	<i>Impiego dei risultati ottenuti con metodi dinamici semplificati</i>	100	
2.6.2	Frane in roccia	100	
2.6.2.1	<i>Classificazione di ammasso roccioso in relazione a suscettibilità di frana sismoindotta per crollo</i>	101	
2.6.2.2	<i>Parametri quali l'angolo d'ombra minimo ovvero l'angolo di attrito equivalente</i>	102	
2.6.2.3	<i>Osservazioni di carattere prevalentemente geomorfologico su forme e depositi cedenti fenomeni di crollo</i>	102	legati a pre-
2.6.3	Riferimenti bibliografici	103	
2.7	PROCEDURA PER LA VALUTAZIONE DELLA POSSIBILITÀ DI OCCORRENZA DI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE (LIVELLO 2)	104	
2.7.1	Valutazione della possibilità di occorrenza di fenomeni di liquefazione	104	
2.7.1.1	<i>Casi in cui si può escludere che si verifichino fenomeni di liquefazione</i>	104	
2.7.1.2	<i>Metodi per la stima dei fenomeni di liquefazione</i>	105	
2.7.1.3	<i>Definizione e calcolo dell'indice del potenziale di liquefazione</i>	106	
2.7.2	Stima dei cedimenti permanenti nei terreni granulari saturi liquefacibili	106	
2.7.3	Riferimenti bibliografici	107	

2.8	PROCEDURA DI STIMA DELLA MAGNITUDO ATTESA, PER LE ANALISI NELLE ZONE SUSCETTIBILI DI INSTABILITÀ	111
2.8.1	Premessa	111
2.8.2	Valutazione della magnitudo	111
2.8.3	Riferimenti bibliografici	118
	<i>INDICE DEI CONTENUTI DEL DVD</i>	119

VOLUME 2 - Parte III

3	APPENDICI	10
3.1	SCHEDE TECNICHE	13
3.1.1	Comportamento dinamico dei terreni	13
3.1.1.1	<i>Obiettivo</i>	13
3.1.1.2	<i>Definizione</i>	13
3.1.1.3	<i>Posizione del problema</i>	14
3.1.1.4	<i>Dati, metodi, risultati</i>	15
3.1.1.5	<i>Sensibilità dei depositi alle azioni sismiche</i>	17
3.1.1.6	<i>Indagini mirate alla caratterizzazione geotecnica del terreno e alla definizione dei parametri rappresentativi del comportamento dinamico dei terreni</i>	17
3.1.1.7	<i>Caso di studio</i>	19
3.1.1.8	<i>Indicazioni e raccomandazioni</i>	22
3.1.1.9	<i>Bibliografia</i>	23
3.1.1.10	<i>Riferimenti bibliografici</i>	23
3.1.1.11	<i>Glossario</i>	24
3.1.2	Frane sismoindotte	26
3.1.2.1	<i>Introduzione</i>	26
3.1.2.2	<i>Valutazione delle condizioni di predisposizione</i>	26
3.1.2.3	<i>Analisi quantitativa delle condizioni di stabilità</i>	27
3.1.2.4	<i>Mitigazione del rischio da frane-sismoindotte</i>	31
3.1.2.5	<i>Interventi di stabilizzazione</i>	32
3.1.2.6	<i>Riferimenti bibliografici</i>	32
3.1.3	Pericolo di liquefazione	34
3.1.3.1	<i>Obiettivo</i>	34
3.1.3.2	<i>Definizione</i>	34
3.1.3.3	<i>Fisica del fenomeno, effetti sul territorio, sulle costruzioni e sulle infrastrutture</i>	34
3.1.3.4	<i>Metodi di analisi e indagini</i>	36
3.1.3.5	<i>Contromisure</i>	38
3.1.3.6	<i>Bibliografia</i>	38
3.1.4	Fagliazione di superficie	39
3.1.4.1	<i>Obiettivo</i>	39

3.1.4.2	<i>Definizione</i>	39
3.1.4.3	<i>Effetti di fagliazione di superficie</i>	39
3.1.4.4	<i>Elementi sensibili</i>	39
3.1.4.5	<i>Indagini mirate all'identificazione e parametrizzazione di una faglia attiva</i>	40
3.1.4.6	<i>Caso di studio</i>	41
3.1.4.7	<i>Indicazioni e raccomandazioni</i>	42
3.1.4.8	<i>Bibliografia</i>	43
3.1.4.9	<i>Riferimenti bibliografici</i>	43
3.1.4.10	<i>Glossario</i>	43
3.1.5	Misure passive del rumore sismico ambientale	45
3.1.5.1	<i>Obiettivo</i>	45
3.1.5.2	<i>Definizione</i>	45
3.1.5.3	<i>Posizione del problema</i>	45
3.1.5.4	<i>Metodi e risultati</i>	46
3.1.5.5	<i>Questioni sensibili e limiti</i>	47
3.1.5.6	<i>Esempio di un'esperienza in Italia</i>	47
3.1.5.7	<i>Raccomandazioni</i>	48
3.1.5.8	<i>Strumentazione e tecniche di acquisizione</i>	48
3.1.5.9	<i>Riferimenti bibliografici</i>	57
3.1.5.10	<i>Glossario</i>	58
3.1.6	Studio di <i>strong/weak motion</i> per la risposta sismica locale	59
3.1.6.1	<i>Obiettivo</i>	59
3.1.6.2	<i>Premessa</i>	59
3.1.6.3	<i>Base teorica</i>	59
3.1.6.4	<i>Esecuzione delle misure e trattamento dei dati</i>	60
3.1.6.5	<i>Esempi italiani</i>	61
3.1.6.6	<i>Considerazioni riassuntive</i>	62
3.1.6.7	<i>Riferimenti bibliografici</i>	63
3.1.6.8	<i>Glossario</i>	64
3.1.7	Simulazioni numeriche e codici di calcolo	65
3.1.7.1	<i>Introduzione</i>	65
3.1.7.2	<i>Analisi monodimensionali</i>	65
3.1.7.3	<i>Analisi bidimensionali</i>	70
3.1.7.4	<i>Riferimenti bibliografici</i>	79
3.1.8	Moto di input per simulazioni numeriche	81
3.1.8.1	<i>Obiettivo</i>	81
3.1.8.2	<i>Posizione del problema</i>	81
3.1.8.3	<i>Metodologie</i>	81
3.1.8.4	<i>Esempi di riferimento</i>	85
3.1.8.5	<i>Indicazioni e raccomandazioni</i>	86
3.1.8.6	<i>Riferimenti bibliografici</i>	87
3.1.9	Valutazione della risposta sismica locale dalla tipologia e dal danno degli edifici rilevati post-sisma	88

3.1.9.1	<i>Introduzione</i>	88
3.1.9.2	<i>Determinazione dello scuotimento a partire dal danno subito</i>	88
3.1.9.3	<i>Il caso di San Giuliano di Puglia (terremoto del Molise-Puglia del 2002)</i>	90
3.1.9.4	<i>Riferimenti bibliografici</i>	92
3.1.10	Zonazione sismica e Classificazione sismica dei comuni	93
3.1.10.1	<i>Obiettivo</i>	93
3.1.10.2	<i>Definizione</i>	93
3.1.10.3	<i>Storia della Classificazione sismica</i>	93
3.1.10.4	<i>Criteri di utilizzazione dei dati di pericolosità per "classificare" i comuni</i>	98
3.1.10.5	<i>Utilizzabilità della Classificazione sismica e di altri tipi di classificazione per politiche di riduzione del rischio</i>	100
3.1.10.6	<i>Riferimenti bibliografici</i>	101
3.1.11	Pianificazione per l'emergenza	107
3.1.11.1	<i>L'evoluzione del quadro normativo nazionale di protezione civile</i>	107
3.1.11.2	<i>La pianificazione per l'emergenza</i>	110
3.1.11.3	<i>Il piano di emergenza</i>	110
3.1.12	Scenari di danno per la pianificazione per l'emergenza	112
3.1.12.1	<i>Introduzione</i>	112
3.1.12.2	<i>Metodologie generali per le elaborazioni di scenari di danno</i>	112
3.1.13	Modellazione degli effetti di amplificazione negli scenari di danno	116
3.1.13.1	<i>Obiettivo</i>	116
3.1.13.2	<i>Definizione</i>	116
3.1.13.3	<i>Posizione del problema</i>	116
3.1.13.4	<i>Casi di studio italiani</i>	118
3.1.13.5	<i>Riferimenti bibliografici</i>	121
3.2	ABACHI DI RIFERIMENTO PER GLI EFFETTI LITOSTRATIGRAFICI (LIVELLO 2)	122
3.2.1	<i>Modello del sottosuolo</i>	122
3.2.2	<i>Input sismici di riferimento</i>	124
3.2.3	<i>Simulazioni numeriche</i>	126
3.2.4	<i>Abachi</i>	127
3.2.5	<i>Riferimenti bibliografici</i>	157
3.3	ABACHI DI RIFERIMENTO PER GLI EFFETTI TOPOGRAFICI (LIVELLO 2)	158
3.3.1	<i>Creste rocciose</i>	158
3.3.2	<i>Scarpate rocciose</i>	159
3.3.3	<i>Riferimenti bibliografici</i>	160
3.4	ISTRUZIONI TECNICHE PER L'ESECUZIONE, L'ACQUISIZIONE DATI E LA PRESENTAZIONE DEI RISULTATI DELLE INDAGINI GEOLOGICHE, GEOFISICHE E GEOTECNICHE.	163
3.4.1	<i>Introduzione</i>	163
3.4.2	<i>Rilevamenti geologici, geomorfologici e litologico-tecnici</i>	164
3.4.2.1	<i>Generalità</i>	164

3.4.2.2	<i>Elaborati geologici, geomorfologici e litologico-tecnici</i>	169
3.4.3	Indagini geofisiche	178
3.4.3.1	<i>Generalità</i>	178
3.4.3.2	<i>Indagini di sismica a rifrazione e a riflessione</i>	181
3.4.3.3	<i>Indagini di sismica attiva</i>	218
3.4.3.4	<i>Indagini SASW (Spectral analysis surface wave)</i>	342
3.4.3.5	<i>Prova del cono sismico (Seismic cone penetration test)</i>	254
3.4.3.6	<i>Indagini geoelettriche</i>	256
3.4.3.7	<i>Indagini di sismica passiva</i>	261
3.4.3.8	<i>Riferimenti bibliografici</i>	268
3.4.4	Indagini geotecniche	270
3.4.4.1	<i>Generalità</i>	270
3.4.4.2	<i>Indagini in sito</i>	273
3.4.4.3	<i>Prove di laboratorio</i>	343
3.4.4.4	<i>Riferimenti bibliografici</i>	360
3.4.5	Relazione illustrativa e modalità di presentazione dei dati	361
3.4.5.1	<i>Generalità</i>	361
3.4.5.2	<i>Descrizione degli elaborati cartografici</i>	361
3.4.5.3	<i>Illustrazione dei risultati delle indagini geofisiche e geotecniche in relazione agli elaborati cartografici redatti</i>	362
3.4.5.4	<i>Informazioni standard relative alle prove in sito e in laboratorio da indicare nella relazione</i>	362
3.4.5.5	<i>Informazioni standard relative ai sondaggi da indicare nella relazione</i>	363
3.4.6	Normativa tecnica	365
3.4.7	Bibliografia	366

VOLUME 3

GLOSSARIO

IN ALLEGATO

ESEMPI DI CARTE DELLE MICROZONE OMOGENEE IN PROSPETTIVA SISMICA

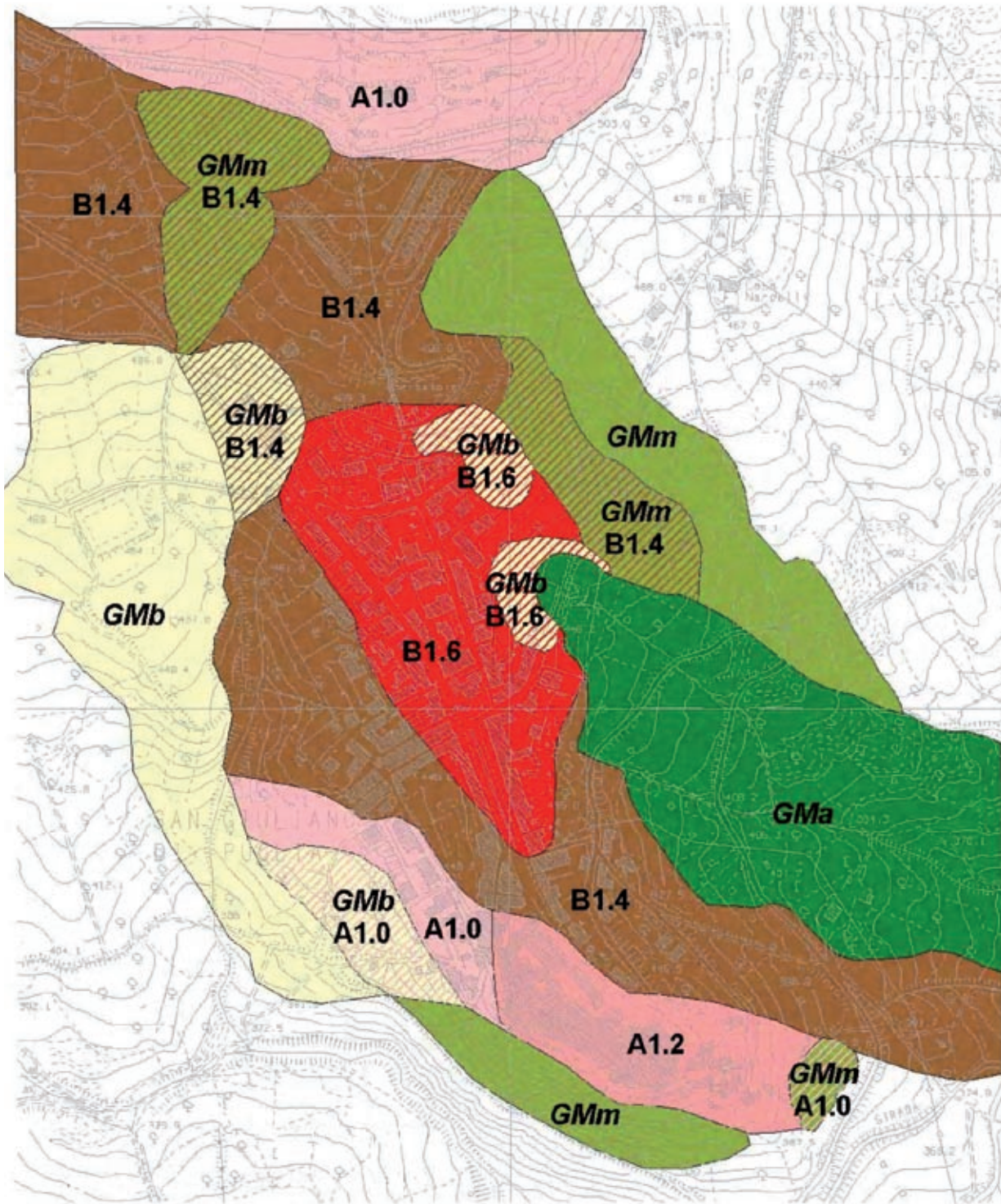
BOJANO (CB)

CASSANO MAGNANO (BA)

MONTE SAN GIOVANNI CAMPANO (FR)

SENIGALLIA (AN)

SUSA (TO)







Base topografica: stralzo dalla C.T.R. n. 394121 "San Giuliano di Puglia" della Regione Molise




Appendici

LEGENDA

Fenomeni di amplificazione locale del moto sismico

-  A1.0 Spettro per $a_g = 0,2$ g, suolo tipo A e $S = 1,0$
-  A1.2 Spettro per $a_g = 0,2$ g, suolo tipo A e $S = 1,2$
-  B1.4 Spettro per $a_g = 0,2$ g, suolo tipo B e $S = 1,4$
-  B1.6 Spettro per $a_g = 0,2$ g, suolo tipo B e $S = 1,6$

Fenomeni di instabilità dei versanti

-  GMb rischio basso (spessore strati instabili < 1 m)
-  GMm rischio medio (spessore strati instabili $1 \text{ m} < s < 3 \text{ m}$)
-  GMa rischio alto (spessore strati instabili $> 3 \text{ m}$)

3.1 Schede tecniche

3.1.1 COMPORTAMENTO DINAMICO DEI TERRENI

3.1.1.1 OBIETTIVO

Descrizione dei principali processi fisici che governano il comportamento sismico e post-sismico dei terreni alla scala di micro e macro-elemento e che influenzano la risposta sismica locale dei depositi e dei pendii e l'interazione dinamica terreno-struttura durante i terremoti.

3.1.1.2 DEFINIZIONE

Nel linguaggio della Dinamica dei terreni, con il termine "comportamento dinamico" si intende il comportamento sforzi-deformazioni in presenza di carichi "dinamici", applicati cioè molto rapidamente, e che variano col tempo con andamento monotono o ciclico. I carichi ciclici possono avere andamento regolare o irregolare. I carichi che sono insieme dinamici e ciclici inducono nei materiali particellari e multifase, come i terreni, due tipi di effetti simultanei:

- a. effetti legati alla velocità di applicazione del carico (*time loading effects*);
- b. effetti legati alla "ciclicità" (*loading repetition effects*).

Gli effetti della velocità consistono in una modificazione delle condizioni di drenaggio e in un rafforzamento dei legami interparticellari. Nei terreni saturi per effetto della velocità si può, una volta superata una certa soglia deformativa, avere l'insorgenza e l'accumulo di sovrappressioni interstiziali. Gli effetti della ciclicità consistono in una modificazione della struttura interna del terreno, che può comportare col proseguire del numero dei cicli di carico una destrutturazione progressiva dei legami interparticellari. I due effetti sono perciò di segno opposto. La prevalenza dell'uno o dell'altro effetto dipende dalla natura dei materiali e dalla durata di applicazione dei carichi.

Le azioni sismiche equivalgono a dei carichi dinamici e ciclici di ampiezza, frequenza, direzione e verso variabili irregolarmente nel tempo e nello spazio, e sono applicate per un arco di tempo in genere molto breve (dell'ordine dei secondi), ma tanto maggiore quanto più severo è il terremoto. Le azioni sismiche producono nel terreno l'insorgenza di stati di sforzo aggiuntivi rispetto a quelli pre-sisma a cui conseguono effetti deformativi distorsionali simultanei al terremoto ed effetti deformativi volumetrici talora simultanei, ma per lo più successivi al terremoto.

Nel contesto sismico il termine "comportamento dinamico" è un termine sintetico usato per indicare il complesso comportamento sforzi-deformazioni esibito da un terreno in condizioni sismiche e post-sismiche. Il comportamento dinamico dei terreni è governato da un numero molto elevato di fattori che riguardano: le condizioni di sforzo pre-sisma, le caratteristiche delle azioni sismiche, i livelli deformativi raggiunti durante il terremoto, la natura dei terreni, il loro stato fisico (comportamento contrattivo o dilatante), la storia di carico (statica e dinamica), le condizioni di drenaggio, ecc..

Per un'accurata caratterizzazione del comportamento dinamico del terreno in condizioni simulanti quelle che possono essere indotte dal terremoto di riferimento prima, durante e dopo, si richiedono prove dinamiche e cicliche in sito e in laboratorio.

Le prove dinamiche in sito inducono nel terreno livelli deformativi molto bassi ($\gamma < 10^{-6}$) e possono essere condotte in foro (prove Cross-Hole e Down-Hole), in superficie (prove SASW e prove da queste

derivate) o sono associate ad altre prove geotecniche (cono sismico e dilatometro sismico).

Le prove per lo studio del comportamento dinamico in laboratorio sono diverse per i livelli deformativi in gioco. Le prove di laboratorio che indagano il comportamento dinamico del terreno a livelli bassi e medi ($\gamma < 10^{-3}$) sono le prove di colonna risonante e di taglio torsionale ciclico. Per indagare il comportamento del terreno a livelli deformativi alti ($\gamma > 10^{-3}$) e a rottura si fa riferimento alle prove di taglio semplice ciclico e alla prova triassiale ciclica.

Le prove in laboratorio devono essere condotte da laboratori specializzati e su campioni di alta qualità.

3.1.1.3 POSIZIONE DEL PROBLEMA

Prima del terremoto, un generico elemento di volume di terreno, posto al di sotto di una costruzione o in un pendio, è in equilibrio sotto l'azione di sforzi normali e di taglio. Le onde sismiche di taglio che si propagano durante un terremoto in un generico strato di terreno con velocità V_s , inducono nell'elemento di volume delle forze di inerzia dinamiche e cicliche aventi direzione normale alla direzione di propagazione delle onde sismiche, di ampiezza e verso variabili irregolarmente nel tempo. Gli sforzi di taglio indotti nel terreno si aggiungono agli stati di sforzo pre-esistenti al sisma richiedendo una parte della resistenza al taglio. Nei terreni saturi, poiché l'azione sismica è applicata repentinamente, si realizzano condizioni non drenate e l'acqua rimane intrappolata. L'elemento di volume si deforma e l'ampiezza della deformazione di taglio, γ , cresce al proseguire dell'azione sismica. Le leggi che legano tra loro gli sforzi e le deformazioni di taglio indotte dall'azione sismica diventano sempre più complesse al crescere dei livelli deformativi e, se il terremoto ha durata tale da portare il terreno a collasso, il terreno attraversa tre domini comportamentali, marcati dal superamento di due soglie deformative: la soglia lineare, γ_l , e la soglia volumetrica, γ_v . Fintanto che l'ampiezza della deformazione di taglio è inferiore alla soglia lineare, γ_l , il terreno durante i cicli di carico, scarico e ricarico presenta una capacità dissipativa molto modesta e le deformazioni sono di fatto reversibili. La legge che lega gli sforzi e le deformazioni è di tipo elastico lineare e la rigidezza del terreno, rappresentata dal modulo di taglio iniziale, G_0 , rimane invariata al crescere del livello deformativo. La capacità dissipativa è rappresentabile con un parametro, D_0 , che rimane anch'esso invariato quando i livelli deformativi sono bassi, e che dipende dalla frequenza. Superata la soglia elastica, ha inizio un fenomeno di degradazione della rigidezza che si associa a un aumento delle capacità dissipative. Il comportamento del terreno è rappresentato da due parametri che dipendono dal livello deformativo γ : il modulo secante, G , e il rapporto di smorzamento, D . Il comportamento del terreno è isteretico ed è di tipo "stabile", e può perciò essere ricondotto a un comportamento elastico lineare "equivalente". Oltrepassata la soglia volumetrica, γ_v , essendo l'acqua intrappolata nel terreno, si ha un progressivo aumento e accumulo delle pressioni interstiziali e la rigidezza e la resistenza del terreno diminuiscono rapidamente a ogni ciclo di carico. Le proprietà del terreno dipendono quindi non solo dal livello deformativo, ma anche dal numero dei cicli di carico N . Il comportamento del terreno è altamente dissipativo e di tipo "instabile" e con il progredire della sequenza sismica può arrivare a collasso. In questo dominio la legge sforzi-deformazioni è caratterizzata da "vera non linearità" (*true non linearity*) e i parametri rappresentativi del comportamento del terreno sono più numerosi e tra loro interagenti. Al termine del terremoto, permangono ancora per un certo tempo condizioni non drenate finché non si

dissipano le sovrappressioni in eccesso. Alla dissipazione delle pressioni interstiziali si accompagnano deformazioni volumetriche permanenti.

Il comportamento sismico ad alti livelli deformativi e il comportamento post-sismico sono governati dal rapporto che si stabilisce tra la resistenza non drenata S_u e lo sforzo di taglio statico τ_{st} mobilitato prima del terremoto. Se è $S_u > \tau_{st}$ il comportamento post-sismico è "stabile"; se $S_u < \tau_{st}$ l'equilibrio non è più possibile e si ha instabilità. Il tempo di dissipazione delle pressioni interstiziali e i processi di consolidazione post-sismica sono governati dalla permeabilità del mezzo.

Per la crescente complessità delle leggi costitutive e dei modelli che devono essere impiegati quando il terreno si approssima alla condizione di rottura, nella pratica si distinguono tre principali categorie di problemi, per la cui soluzione vengono impiegati differenti modelli di riferimento e diversi metodi di analisi geotecnica:

- a. i casi in cui i livelli deformativi prevedibili sono bassi o medi (inferiori alla soglia volumetrica, γ_v);
- b. i casi in cui i livelli deformativi che possono essere raggiunti durante i terremoti sono elevati e prossimi ai valori di collasso (superiori cioè alla soglia volumetrica, γ_v);
- c. i casi in cui interessa esclusivamente il comportamento a rottura.

Nel caso a. (in cui rientrano i problemi di amplificazione della risposta sismica locale dei terreni stabili) la valutazione della risposta del deposito alle azioni sismiche può essere affrontata con analisi lineari equivalenti (o anche non lineari) in termini di pressioni totali, considerando il terreno come un materiale monofase; i modelli di calcolo richiedono la conoscenza dei seguenti parametri: G, D_0 e le leggi $G(\gamma)$ e $D(\gamma)$.

In tal caso la legge sforzi-deformazioni che si ottiene in condizioni di carico dinamico monotono (*curva dorsale*) può essere assunta come riferimento anche per le analisi dinamiche. Nel caso b. (in cui rientrano i problemi di amplificazione della risposta sismica nei depositi potenzialmente liquefacibili o nei depositi normalconsolidati soffici) l'analisi della risposta sismica locale deve essere condotta con modelli non lineari in termini di pressioni efficaci tenendo conto dell'accoppiamento tra le fasi e tra le deformazioni distorsionali e volumetriche, e distinguendo inoltre tra i comportamenti dei terreni a grana fine e quelli dei terreni a grana grossa. In tale caso, per la definizione della legge sforzi-deformazioni del terreno, occorre, oltre alla conoscenza di G, D_0 , l'identificazione delle leggi di variazione $G(\gamma, N)$ e $D(\gamma, N)$, della legge di variazione della pressione interstiziale con il numero dei cicli $u(N)$, e della legge di riduzione della resistenza ciclica $\tau(N)$. Nel caso c. (in cui rientrano i problemi della stabilità dei pendii e delle fondazioni), si fa direttamente riferimento alla condizione ultima, mettendo però in conto il decadimento della resistenza attraverso un parametro di degradazione $\delta = N^{-t}$ dove N è il numero dei cicli equivalenti del terremoto (proporzionale alla magnitudo) e t un indice di degradazione che dipende dall'indice di plasticità IP e dal grado di sovraconsolidazione OCR .

3.1.1.4 DATI, METODI, RISULTATI

Per la previsione della risposta sismica locale e per lo studio della stabilità dei depositi e dei pendii in condizioni sismiche e post-sismiche occorre disporre di una legge costitutiva sforzi-deformazioni capace di interpretare a ogni passo della sequenza sismica i comportamenti più salienti del terreno. Occorre inoltre precisare i valori dei parametri dinamici richiesti dalla legge costitutiva e dai codici

di calcolo utilizzati per la stima degli effetti sismici e post-sismici. Il legame sforzi-deformazioni può essere scelto nell'ambito di teorie esistenti (elastica, viscoelastica, elastoplastica, ecc.); i parametri del modello prescelto devono essere determinati per il caso specifico tramite prove in sito e in laboratorio adeguate ai livelli deformativi che possono essere presumibilmente raggiunti durante il terremoto di riferimento. La tipologia e il numero delle prove, nonché il grado di approfondimento delle indagini e delle analisi geotecniche deve essere rapportato ai seguenti fattori: severità dei terremoti attesi, finalità dello studio di MS (pianificazione e/o progettazione), ampiezza dell'area di indagine, metodologie di MS, complessità geologica e geomorfologia dell'area, stato delle conoscenze, modelli e codici di calcolo utilizzati (modelli 1D, 2D, 3D: modelli con o senza accoppiamento tra le fasi, ecc.) risorse disponibili, vincoli tecnici e amministrativi.

In generale, con riferimento all'estensione della scala di indagine, negli studi di MS si distinguono tre tipi di approfondimento che prevedono l'impiego di metodologie di analisi della pericolosità locale sempre più complesse. Nelle analisi che riguardano la prima fase di uno studio di MS o aree molto estese, gli elementi di conoscenza sul comportamento dinamico dei terreni necessari per la valutazione della pericolosità locale possono essere desunti da un'analisi mirata dei dati esistenti (stratigrafie di sondaggi, prove penetrometriche statiche e dinamiche, prove di laboratorio di tipo corrente) interpretati alla luce dello stato dell'arte sul comportamento dinamico dei terreni a grana grossa e fine, impiegando ad esempio correlazioni empiriche, abachi, teorie semplificate, ecc.. Nelle analisi che riguardano la seconda fase dello studio di microzonazione o aree più circoscritte, la valutazione degli effetti sismici e post-sismici con metodi semplificati richiede in genere una conoscenza più approfondita dei parametri dinamici; anche se si dispone di un elevato numero di dati esistenti è opportuno effettuare una campagna mirata di indagini geotecniche, comprensiva sia di prove in sito e in laboratorio di tipo corrente per la caratterizzazione geotecnica dei terreni (sondaggi, SPT, CPT, prove di classificazione, edometriche, prove di taglio diretto, prove triassiali) sia di prove geofisiche di superficie e/o in foro per la valutazione della velocità delle onde S nei siti dove si prevedono gli scenari sismici di maggiore pericolosità. Nelle analisi di dettaglio, da riservare in genere alle aree sismicamente stabili e/o allo studio di fattibilità di grandi manufatti (opere in terra, ponti, edifici strategici, ecc.) e/o all'analisi di singoli pendii o depositi liquefacibili, poiché le valutazioni della risposta sismica locale o le analisi di stabilità devono essere effettuate ricorrendo a metodologie quantitative più affinate, occorre che i parametri dinamici richiesti dai modelli e dai codici di calcolo vengano determinati con prove specifiche di tipo dinamico e ciclico su campioni di alta qualità esplorando il campo dei livelli deformativi che possono essere attinti durante il terremoto (o i terremoti) di riferimento. Perciò, in aggiunta all'analisi dei dati esistenti e all'esecuzione di prove geotecniche di tipo corrente, è necessario effettuare un programma comprensivo di prove per la misura della velocità delle onde S , V_s , in sito (prove CH, DH, SASW, ecc.) e di prove dinamiche e cicliche di laboratorio. Il programma deve essere commisurato agli obiettivi delle analisi geotecniche (risposta sismica locale, stabilità dei pendii, liquefazione, ecc.) e ai livelli deformativi in gioco e deve essere finalizzato allo studio del comportamento sismico e post-sismico nel campo delle deformazioni di interesse e in condizioni di prova simulanti le condizioni in sito in corrispondenza dei terremoti di riferimento.

I risultati degli studi condotti per la caratterizzazione del comportamento ciclico e post-ciclico dei

terreni dovranno essere schematizzati e sintetizzati secondo le modalità richieste dai vari codici di calcolo che eseguono le analisi di pericolosità (risposta sismica locale, liquefazione, stabilità dei pendii, cedimenti post-sismici, ecc.).

3.1.1.5 SENSIBILITÀ DEI DEPOSITI ALLE AZIONI SISMICHE

Le modalità con cui i terreni interagiscono con le onde sismiche in arrivo al sito sono decisive per la stabilità e la funzionalità delle sovrastanti strutture e infrastrutture.

Durante un terremoto di assegnate caratteristiche, i terreni compresi in un dato sito manifestano una diversa sensibilità al passaggio delle onde sismiche.

Si danno due situazioni fondamentali: quelle delle aree "sismicamente instabili", e quella delle aree "sismicamente stabili". La prima si ha quando, in una zona sufficientemente estesa e/o in prossimità del piano di fondazione, gli sforzi di taglio indotti dal terremoto nel terreno risultano praticamente sempre, o per un tempo significativamente lungo, superiori alla sua resistenza al taglio; la seconda si ha quando gli sforzi di taglio indotti dal terremoto nel terreno risultano, per un tempo significativamente lungo, inferiori alla sua resistenza al taglio. Nella prima situazione il terreno può pervenire a collasso, trascinando con sé anche strutture o infrastrutture molto resistenti. In tal caso per proteggersi da tale evenienza occorrerà o rinunciare a costruire su tale deposito, o stabilizzare il terreno prima di procedere alla costruzione.

Nella seconda situazione gli sforzi di taglio indotti dal terremoto non superano o superano solo per brevi istanti la resistenza al taglio, sono da escludere possibilità di collasso, ma occorre determinare le modificazioni indotte dal deposito sul moto sismico e le azioni sismiche sulle sovrastanti costruzioni in modo da poterle adeguatamente contrastare. Occorrerà anche valutare le eventuali deformazioni volumetriche permanenti sismiche e post-sismiche nel terreno di fondazione, conseguenti a fenomeni di addensamento o di consolidazione per effetto di eventuali incrementi delle sovrappressioni interstiziali e della loro dissipazione. Nei terreni saturi anche quando non si raggiungono le forme estreme di riduzione o addirittura di annullamento della resistenza (es. nel caso della liquefazione) si ha infatti la possibilità di deformazioni volumetriche conseguenti alla dissipazione delle sovrappressioni interstiziali.

3.1.1.6 INDAGINI MIRATE ALLA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO E ALLA DEFINIZIONE DEI PARAMETRI RAPPRESENTATIVI DEL COMPORTAMENTO DINAMICO DEI TERRENI

La finalità delle indagini geotecniche negli studi di MS è pervenire alla conoscenza dettagliata dello stato del sito e dei terreni presenti nell'area prima, durante e dopo il terremoto di riferimento attraverso lo studio delle condizioni naturali del terreno in sito mediante sondaggi, prove geotecniche di tipo corrente (CPT, SPT, DMT, ecc.) e prove dinamiche (CH, DH, SASW, ecc.) e mediante la riproduzione in laboratorio delle condizioni di sollecitazione e deformazione più prossime a quelle che possono aversi in occasione del terremoto di riferimento. Sono quindi indagini estremamente mirate, che devono contribuire a definire tutte le caratteristiche morfologiche, stratigrafiche, idrogeologiche, e che, soprattutto, devono identificare il comportamento dinamico dei vari terreni

presenti nel sito, assegnando dei valori ai parametri dinamici indispensabili per la valutazione della risposta del sito mediante modelli analitici e numerici.

Il programma delle indagini geotecniche va perciò commisurato, oltre che al problema sismico e geotecnico, anche ai codici di calcolo che verranno impiegati nelle analisi numeriche e sarà differente per i diversi problemi (analisi della risposta sismica locale, stima del potenziale di liquefazione, analisi della stabilità dei pendii, valutazione dei cedimenti) e per i livelli di approfondimento degli studi di MS.

Per quanto riguarda la caratterizzazione dinamica dei terreni e i parametri richiesti dai codici di calcolo, si ha in generale che:

- Nelle analisi della risposta sismica locale con metodi che effettuano analisi lineari "equivalenti", 1D o 2D, per definire lo stato iniziale prima del terremoto occorre determinare, oltre alla stratigrafia, ai livelli di falda, e alle proprietà geotecniche delle varie formazioni presenti, per ogni strato identificato: la densità ρ , il modulo di taglio iniziale G_0 [o alternativamente la velocità delle onde S , V_s] e il coefficiente di Poisson, ν ; per definire il comportamento durante il terremoto: la legge di variazione con l'ampiezza della deformazione di taglio, γ , del modulo di taglio, $G(\gamma)$, e del rapporto di smorzamento, $D(\gamma)$. Le indagini geotecniche devono quindi prevedere: prove in sito di tipo corrente (sondaggi, CPT, SPT, ecc.), prove geotecniche di laboratorio convenzionali (prove indici, prove edometriche, eventuali prove triassiali non drenate) e prove dinamiche (colonna risonante e/o di taglio torsionale ciclico). Nel caso di terreni saturi che possono dare luogo a significativi incrementi delle pressioni interstiziali (pur senza arrivare alla forma estrema della liquefazione), occorre definire anche il comportamento post-sismico; in tal caso va determinato il coefficiente di permeabilità k e la resistenza al taglio non drenata. A tal fine vanno effettuate prove di permeabilità e prove triassiali convenzionali in condizioni non drenate. Se si effettuano analisi della risposta sismica locale con metodi non lineari accoppiati, il quadro delle indagini è molto più complesso e deve essere commisurato al caso specifico.
- Per le analisi di stabilità dei pendii le indagini devono comprendere, oltre alle usuali indagini per la caratterizzazione geotecnica in condizioni statiche, delle indagini mirate alla determinazione dei parametri di rottura in condizioni dinamiche e cicliche che saranno tuttavia da riportare al livello di approfondimento delle verifiche e al tipo di verifica (analisi pseudostatica o analisi dinamica). In un livello di approfondimento di dettaglio, se si intende mettere in conto gli effetti amplificativi della risposta sismica locale, le indagini dovranno comprendere anche le prove geotecniche che, in genere, si richiedono per l'analisi della risposta sismica locale.
- Per l'analisi del potenziale di liquefazione, le indagini dovranno innanzitutto comprendere indagini convenzionali in sito (sondaggi, SPT, CPT) e analisi di laboratorio di tipo corrente (curve granulometriche, limiti di Atterberg, ecc.). A seconda della metodologia prescelta dovrà essere effettuato un numero di prove in sito maggiore per quelle prove su cui il metodo si basa. Ad esempio se la stima si basa sull'impiego di abachi basati sulle prove CPT, dovranno essere condotte soprattutto prove CPT, se invece si utilizzano abachi basati sulla misura di V_s saranno da effettuare soprattutto prove in sito che misurino tale parametro. Le prove di laboratorio per la caratterizzazione dinamica in prossimità della rottura (prove triassiali cicliche, e altre eventuali

prove non standard) dovranno essere previste solo (e neppure sempre) per studi di grande dettaglio e nel caso in cui si eseguano analisi non lineari della liquefazione con metodi accoppiati per opere di interesse strategico (dighe, ponti, ecc.).

3.1.1.7 CASO DI STUDIO

Sono ormai numerosi anche in Italia i casi di studi di MS in cui sono state condotte indagini geotecniche specificamente mirate all'approfondimento del comportamento dinamico dei terreni. Soprattutto dopo la sequenza sismica dell'Umbria-Marche del settembre-ottobre 1997, alcune Regioni dell'Italia centrale (Emilia-Romagna, Umbria, Marche), hanno promosso, in collaborazione con il Gndt-Cnr e altri istituti specializzati e università, importanti studi di MS corredati da prove dinamiche in sito e in laboratorio (prove DH, CH, SASW, colonna risonante, taglio torsionale ciclico, ecc.): a Fabriano (Marcellini e Tiberi, 2000), a Nocera Umbra (Marcellini, 1999), a Nocera Scalo, nell'Alta Val Tiberina (Boscherini *et al.*, 2002; Crespellani *et al.*, 2002b, Crespellani *et al.*, 2002c), in Toscana (Crespellani *et al.*, 2002a), nelle Marche (Mucciarelli e Tiberi, 2003), in Lombardia e in molti siti dell'Emilia-Romagna, che per tale ragione hanno recentemente elaborato degli indirizzi regionali per gli studi di microzonazione, con particolare attenzione al problema delle indagini geotecniche a corredo di tali studi. Più recentemente, studi di analisi della risposta sismica locale basati su approfonditi studi sul comportamento dinamico dei terreni sono stati effettuati a Senigallia (Mucciarelli e Tiberi, 2006). Si tratta in genere di studi indirizzati all'analisi della risposta sismica dei terreni "stabili", ma talora anche indirizzati alla stima dei fattori di rischio nei terreni potenzialmente "instabili". In particolare per quanto riguarda il rischio di liquefazione, sono stati effettuati studi a vari livelli di approfondimento in varie parti di Italia, per esempio in Emilia-Romagna, in Umbria, in Calabria e in Sicilia.

Usufruendo di oltre 1000 CPT contenute nella banca dati regionale, su iniziativa della Regione Emilia-Romagna, sono state condotte approfondite ricerche sul rischio di liquefazione nella costa adriatica e altre ricerche sono attualmente in corso (Crespellani *et al.*, 2003). A scala più circoscritta e per fini di ricostruzione dell'abitato dopo il terremoto del 1997, studi sulla liquefazione sono stati anche condotti, su iniziativa della Regione Umbria, nel centro abitato di Nocera Scalo, un centro abitato severamente colpito dalla sequenza sismica del 1997, e il cui danneggiamento è apparso almeno in parte attribuibile al fenomeno della liquefazione, seppure non nella sua forma estrema. L'abitato è infatti situato su un deposito recente prevalentemente sabbioso, sciolto, con falda superficiale. La stima del potenziale di liquefazione è stata esaminata anche con metodi dinamici avanzati non lineari accoppiati, che richiedono prove geotecniche non standard e prove cicliche di laboratorio con determinazione della legge di accumulo delle sovrappressioni interstiziali.

A titolo di esempio, si descrive brevemente il programma delle indagini geotecniche effettuate a Nocera Scalo. Le prove e le analisi condotte sono descritte in dettaglio nei lavori di Crespellani *et al.* (2002c) e di Crespellani e Madiati (2002) e sono state programmate con i seguenti dati sismici:

- per le analisi semplificate: $M = 6.5$; PGA (su deposito) = 0.37g e PGA (su roccia) = 0.25g;
- per le analisi avanzate: sono state utilizzate le componenti N-S e E-W della scossa sismica principale del 26 settembre 1997 registrata nella stazione di Nocera Umbra che dopo deconvoluzione sono state scalate ai valori di PGA utilizzati per le analisi semplificate.

Preliminarmente allo studio, è stata effettuata una raccolta di dati geotecnici esistenti che comprendeva:

- carte geologiche e sezioni;
- profili di 7 sondaggi spinti fino a incontrare la formazione marnoso-arenacea;
- 12 profili penetrometrici dinamici (DPSH);
- risultati di prove di laboratorio (prove indici, prove di classificazione, prove di taglio diretto).

Sulla base dell'interpretazione di questi dati, è stata programmata una nuova campagna mirata di indagini per la determinazione del comportamento dinamico del deposito che ha compreso:

- 4 sondaggi attrezzati per la conduzione di prove Cross-Hole e Down-Hole;
- 11 prove SPT;
- 9 prove CPTU inclusive di 20 prove di dissipazione;
- 1 prova Cross-Hole a tre fori con misure della velocità delle onde sismiche a ogni metro;
- 1 prova Down-Hole con doppio set di tre geofoni accoppiati posti a due metri di distanza e con misure ogni metro.

Nella Figura 3.1-1 è riportata la localizzazione delle indagini geotecniche in sito.

Il comportamento dinamico del terreno è stato studiato in laboratorio, attraverso una sperimentazione mirata su 8 campioni di alta qualità. Sono state effettuate le seguenti prove dinamiche:

- prove edometriche non standard per la misura delle costanti elastiche e del coefficiente di permeabilità k , richiesti dal programma di calcolo DESRAMOD;
- prove di colonna risonante per la misura del modulo di taglio iniziale G_0 , del rapporto di smorzamento iniziale D_0 , delle leggi di variazione del modulo di taglio e del rapporto di smorzamento con la deformazione di taglio $G(\gamma)$ e $D(\gamma)$;
- prove triassiali cicliche per la determinazione della legge di variazione della resistenza al taglio ciclica τ_{cyc} e con il numero dei cicli N , per la definizione delle leggi di variazione delle sovrappressioni interstiziali con il numero dei cicli $u(N)$ e delle leggi di variazione $G(\gamma, N)$ e $D(\gamma, N)$.

Nella Figura 3.1-2 sono riportati i risultati delle prove triassiali cicliche condotte su tre provini sottoposti a sforzi di taglio di diversa ampiezza.

Sono state quindi effettuate le seguenti analisi geotecniche per la stima del potenziale di liquefazione:

- prima fase: sono stati applicati i metodi di Robertson e Wride (1997) e di Seed e Idriss (1971, 1985) rispettivamente basati sulle prove CPT e sulle prove SPT;
- seconda fase: sono stati applicati due modelli di calcolo. Un modello non lineare accoppiato di analisi dinamica avanzata, incorporato nel codice di calcolo DESRAMOD (Matasovic e Vucetic, 1992) e un modello disaccoppiato che effettua un'analisi della risposta sismica locale con il metodo lineare equivalente (incorporato nel codice PROSHAKE) e che introduce quindi nel calcolo del potenziale di liquefazione (effettuato con il metodo di Robertson e Wride, 1997) i valori della risposta sismica così ottenuti.

Per la stima del potenziale di liquefazione sono stati utilizzati i risultati delle seguenti prove:

- prima fase: prove penetrometriche statiche e dinamiche (CPT ed SPT);

- seconda fase: prove edometriche non standard, prove dinamiche di laboratorio (colonna risonante) e prove cicliche [apparecchio triassiale ciclico].

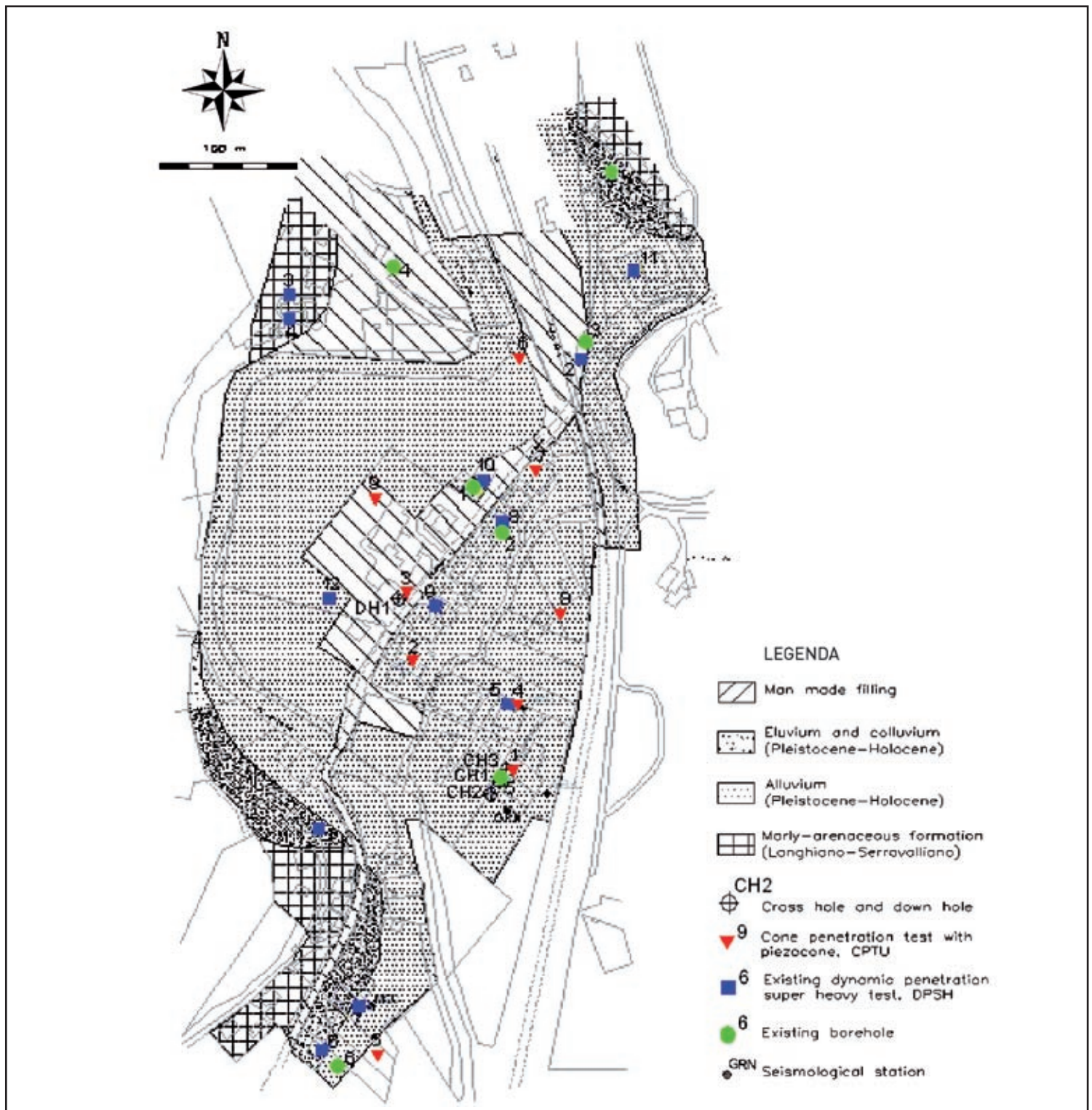


Figura 3.1-1 – Localizzazione delle indagini geotecniche a Nocera Scalo (da Crespellani *et al.*, 2002c).

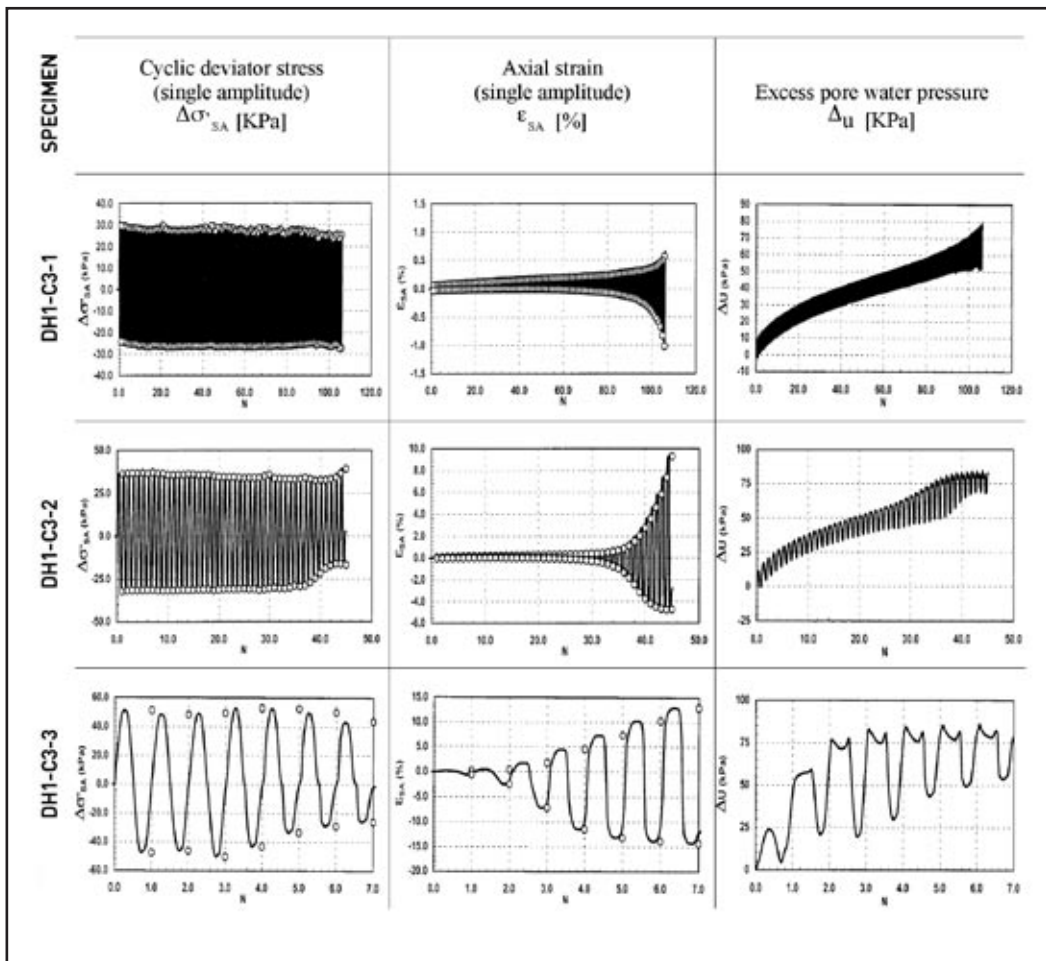


Figura 3.1-2 – Andamento dell'ampiezza dello sforzo di taglio ciclico, della deformazione assiale e delle sovrappressioni interstiziali (da Crespellani *et al.*, 2002c).

3.1.1.8 INDICAZIONI E RACCOMANDAZIONI

Le indagini geotecniche per lo studio del comportamento dinamico del terreno sono complesse e costose e devono perciò essere programmate per rispondere a quesiti ben precisi, connessi a molti fattori: livello di approfondimento e metodologia di MS prescelta, scenari sismici e livelli deformativi prevedibili, natura dei litotipi, modelli di calcolo, stato delle conoscenze, scala di indagine, risorse disponibili, obiettivi specifici per il sito.

Poiché nella programmazione delle indagini geotecniche per gli studi di MS sono coinvolti non solo specialisti di ingegneria geotecnica sismica ma anche amministrazioni con responsabilità di gestione delle risorse pubbliche, l'esperienza maturata in questi ultimi anni in Italia ha messo in evidenza la necessità che il programma delle indagini geotecniche sia studiato con la massima cura per ottimizzare conoscenza e costi, tenendo presente che la programmazione delle prove dinamiche in laboratorio:

- a. deve essere finalizzata a simulare i principali processi fisici che avvengono prima, durante e dopo il terremoto di riferimento;
- b. deve perciò essere associata a una stima preliminare dei livelli deformativi indotti dal terremoto per potere scegliere le procedure di prova più appropriate al conseguimento degli obiettivi;
- c. deve essere coerente con il livello di complessità delle analisi sismiche e geotecniche a cui sono

finalizzate e fornire i parametri indispensabili per l'applicazione dei metodi di analisi prescelti;

d. deve essere in genere flessibile, per adattare le procedure di prova alla natura dei materiali incontrati e per consentire di indagare aspetti del comportamento dinamico dei terreni che possono emergere durante le prove;

e. deve essere condotta da laboratori specializzati e su campioni di alta qualità.

3.1.1.9 BIBLIOGRAFIA

AGI (2005) - *Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica*. Patron Editore, Bologna.

Ishihara, K. (1996) - *Soil behaviour in Earthquake Geotechnics*. Clarendon Press, Oxford.

Kramer, S. L. (1996) - *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey.

3.1.1.10 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

Boscherini, A., Motti, A., Rotili, R. e Severi, A. (2002) - Microzonazione sismica in Alta Val Tiberina Umbra: dati generali, inquadramento geomorfologico e rilevamenti di campagna. *Ingegneria Sismica*, XIX, N. 1.

Crespellani, T., Facciorusso, J., Madiai, C. e Vannucchi, G. (2002a) - Programmazione e controllo delle indagini geotecniche negli studi di microzonazione sismica a scala regionale: il caso della Garfagnana. *Italian Geotechnical Journal*, N. 2, pp. 62 – 93.

Crespellani, T. e Madiai, C. (2002) - Liquefaction risk analysis during earthquakes at Nocera Scalo, Italy, Part II: Total and effective stress-strain analyses for liquefaction prediction., *Italian Geotechnical Journal*, N.4, pp. 46-65.

Crespellani, T., Madiai, C. e Simoni, G. (2002 b) - Indagini geotecniche per la valutazione degli effetti di sito in alcuni centri dell'Alta Val Tiberina. *Ingegneria Sismica*, XIX, N.1, pp. 15-33

Crespellani, T., Madiai, C. e Vannucchi, G. (2002c). Liquefaction risk analysis during earthquakes at Nocera Scalo, Italy, Part I: Assessment of liquefaction potential using simplified procedures. *Italian Geotechnical Journal*, N.4, pp. 24-45.

Crespellani, T., Madiai, C. e Vannucchi, G. (2003). CPT-based liquefaction hazard maps for an Italian coastal area. *Italian Geotechnical Journal*, N. 4, pp. 46-65.

Marcellini, A. (coord.) (1999) - *Rapporto Progetto UMSEG*. GNDT, Febbraio 1999; <http://seism.cnr.mi.it>.

Marcellini, A. e Tiberi, P. (2000) - *Microzonazione sismica di Fabriano*. Regione Marche.

Matasovic, N. e Vucetic, M. (1992) - A pore pressure model for cyclic straining of clay. *Soils and Foundations, JSS-MFE*, Vol.32, N. 3, pp.156-173.

Mucciarelli, M. e Tiberi P. (a cura di) (2006) *Microzonazione sismica di dettaglio di Senigallia*. Regione Marche.

Mucciarelli, M. e Tiberi, P. (a cura di) (2003) - *Microzonazione sismica di dettaglio di 4 comuni della Regione Marche*. Regione Marche.

Robertson, P.K. e Wride, (Fear) C.E. (1997) – Cyclic liquefaction and its evaluation based on SPT and CPT. Final Contribution to the Proc. *NCEER Workshop on Liquefaction*. Salt Lake City, USA.

Seed, H.B. e Idriss, I.M. (1971) - Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *JSMFD, ASCE*, vol. 97, SM9, pp. 1249-1273.

Seed, H.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F. e Chung, R.M. (1985) - The influence of SPT procedure in soil liquefaction resistance evaluations. *JGE, ASCE* vol. 111, N. 12, pp. 1425-1445.

3.1.1.11 GLOSSARIO

Carico dinamico

Carico applicato molto rapidamente, con velocità di applicazione di diversi ordini di grandezza superiore (anche $>10^3$ volte) alla velocità di applicazione dei carichi statici. Può essere applicato in modo monotono o in modo ciclico.

Carico ciclico

Carico che produce nel terreno un'alternanza ripetuta di fasi di carico, scarico e ricarico. Può avere andamento regolare e irregolare e può essere applicato in modo statico o in modo dinamico.

Comportamento dinamico dei terreni

Comportamento sforzi-deformazioni in presenza di carichi "dinamici", applicati cioè molto rapidamente. I carichi dinamici sono spesso anche ciclici. Nel linguaggio sismico per "comportamento dinamico dei terreni" si intende il comportamento del terreno in presenza delle azioni sismiche, che costituiscono carichi dinamici e ciclici ad andamento irregolare e che provocano effetti deformativi simultanei e successivi all'evento sismico.

Curva dorsale

Curva sforzi-deformazioni in condizioni di carico dinamico monotonicamente crescente.

Deformazione di soglia volumetrica

Soglia deformativa che separa il dominio di comportamento elastico non lineare ("isteretico stabile") dal dominio decisamente non lineare ("isteretico instabile"). Superata la soglia volumetrica nei terreni asciutti hanno inizio grandi deformazioni volumetriche e nei terreni saturi hanno inizio le sovrappressioni interstiziali.

Deformazione lineare

Soglia deformativa che separa il dominio di comportamento elastico lineare dal dominio elastico non lineare ("isteretico stabile").

Modulo di taglio

Rapporto tra lo sforzo di taglio e la corrispondente deformazione di taglio.

Numero dei cicli equivalenti

Numero di cicli di una sequenza di carichi ad andamento regolare di prefissata ampiezza che produce nel terreno gli stessi effetti deformativi di una sequenza di carico di ampiezza irregolare.

Parametri dinamici

Parametri rappresentativi del comportamento dinamico del terreno.

Prove dinamiche

Prove che consentono di indagare il comportamento sforzi-deformazioni del terreno in condizioni dinamiche e/o cicliche.

Rapporto di smorzamento

Rapporto tra l'energia dissipata per attrito durante l'applicazione di un ciclo di sforzo nel piano τ - γ e l'energia elastica necessaria per raggiungere l'estremo superiore del ciclo

Resistenza statica

Sforzo di taglio massimo che può essere applicato a un terreno in condizioni di carico statico.

Resistenza dinamica

Sforzo di taglio massimo che può essere applicato a un terreno in condizioni di carico dinamico.

Resistenza ciclica

Ampiezza dello sforzo di taglio massimo che può essere applicato a un terreno in un prefissato numero di cicli di carico.

Resistenza dinamica e ciclica

Ampiezza dello sforzo di taglio massimo che può essere applicato a un terreno in un prefissato numero di cicli di carico in condizioni di carico dinamico.

3.1.2 FRANE SISMOINDOTTE

3.1.2.1 INTRODUZIONE

Gli studi condotti sull'occorrenza di frane sismoindotte nel corso dei più recenti eventi sismici, mettono in luce che la suscettività alla instabilità è pressoché uniforme nei diversi contesti geologici e sismo-tettonici del mondo (Sitar, 2001; Keefer, 2002). In alcuni terremoti, le conseguenze catastrofiche in termini sia economici che di vite umane dovute alle frane sismoindotte, hanno di gran lunga superato quelle derivanti dallo scuotimento in sé (es. Mount Huascarán, Perù 1970; El Salvador, 2001). Benché i terremoti possano innescare qualunque tipo di frana, quelle relativamente più abbondanti sono le frane superficiali in coltri detritiche e i crolli (Keefer, 1984). Le frane profonde e di grandi dimensioni sono in genere più rare, necessitando di contenuti energetici e, soprattutto, di basse frequenze, usualmente associati a grandi terremoti profondi.

Il primo terremoto storico con frane sismoindotte storicamente ben documentato è un terremoto di area italiana, e si riferisce alla nota sequenza dei terremoti delle Serre Calabresi del 1783 (Sarconi, 1784). A partire dalla metà del XX secolo, la disponibilità crescente di informazioni provenienti dal telerilevamento, ha portato a incrementare in modo esponenziale le informazioni relative alle instabilità dei versanti dovute ai terremoti. L'avvento poi negli anni '90 dei GIS, ha incrementato la possibilità di localizzare geograficamente e di mappare correttamente le frane censite, con aumento del dettaglio delle informazioni oggi disponibili al riguardo. Tuttavia, malgrado i notevoli passi in avanti compiuti nel recente passato, persistono ancora molte incertezze sulle relazioni causa-effetto come pure sulla predisposizione dei diversi ambienti geomorfologici; queste incertezze, unitamente alla rilevanza che detti fenomeni possono avere in termini di conseguenze per le popolazioni e le attività coinvolte, rendono necessario ogni sforzo possibile per anticiparne la possibile occorrenza e le relative conseguenze.

3.1.2.2 VALUTAZIONE DELLE CONDIZIONI DI PREDISPOSIZIONE

Un aspetto importante per la valutazione del potenziale di sismoinduzione, è il riconoscimento del tipo di frana causato dal terremoto. Keefer (1984), esaminando un database di 40 terremoti avvenuti nel mondo durante lo scorso secolo, ha redatto una tabella dell'abbondanza relativa di frane sismoindotte, insieme agli ambienti geologici tipici di ognuna. Questa tabella può servire per una prima selezione delle aree dove certe fenomenologie possono o meno prodursi in occasione di eventi sismici. In aggiunta, gli elementi da prendere in considerazione per una prima selezione di aree potenzialmente instabili debbono essere:

- la presenza di frane, anche se inattive nelle condizioni morfoclimatiche correnti;
- la presenza di formazioni geologiche, nell'area studiata, notoriamente affette da franosità;
- la presenza di elementi morfologici suscettibili, quali versanti acclivi, orli e bordi di scarpate, zone in forte stato di erosione, come pure la presenza di terreni sciolti o a elevato grado di fatturazione su pendii prossimi all'angolo di natural declivio.

Unitamente alle condizioni geologiche va ovviamente valutata anche l'entità della forzante sismica, che dipende dall'energia rilasciata alla sorgente (magnitudo) e dalla distanza sito-sorgente che determina l'attenuazione delle onde sismiche. Al riguardo lo stesso Keefer (1984) ha predisposto una serie di abachi magnitudo-distanza, per diverse tipologie di frane, che possono dare un'idea della massima distanza dalla sorgente dei terremoti a cui certe fenomenologie possono verificarsi.

3.1.2.3 ANALISI QUANTITATIVA DELLE CONDIZIONI DI STABILITÀ

Una volta che le condizioni predisponenti siano state accertate, va condotta un'analisi quantitativa di stabilità in condizioni sismiche dei versanti potenzialmente affetti, opportunamente supportata da indagini in sito e da prove di laboratorio.

3.1.2.3.1 Indagini

La programmazione delle indagini in sito deve scaturire da un preliminare esame delle condizioni stratigrafico-strutturali, condotto con gli usuali metodi e strumenti del rilevamento geologico-tecnico. In particolare andranno evidenziate le forme del rilievo che mostrano segni di movimenti di massa o di denudamento dei versanti, come pure tutte le emergenze idriche utili a definire lo schema della circolazione idrica sotterranea e lo stato e la natura dei processi di degradazione e alterazione delle coltri superficiali.

Tale indagine deve essere sintetizzata nella realizzazione di una carta geomorfologica e, laddove necessario, da una carta idrogeologica o quantomeno dallo schema della circolazione idrica sotterranea, ad una scala commensurata a quella degli areali investigati. Dovranno essere tracciate anche delle sezioni geologiche utili sia alla successiva programmazione delle indagini geognostiche sia alle analisi di stabilità.

Sulla base dei predetti rilievi, potrà essere programmata la campagna di indagini geognostiche volta a definire natura e caratteristiche dei materiali che costituiscono i corpi di frana esistenti o potenziali. Le indagini geognostiche si dividono usualmente in dirette, quali sondaggi, scavi e trincee volti al riconoscimento delle condizioni stratigrafico-strutturali in profondità e al campionamento, e indirette, quali le indagini geofisiche (in particolare sismica a rifrazione e geoelettrica) e le prove penetrometriche, che consentono di misurare delle proprietà dei materiali utili alla loro identificazione e a una prima caratterizzazione.

Il problema principale in ogni indagine geognostica è la determinazione della profondità di investigazione; per quanto le sezioni geologiche possano guidare tale determinazione, esisterà sempre un margine di indeterminatezza che dovrà essere tenuto in conto in modo da rendere l'indagine flessibile al punto da estendere la profondità investigata qualora questa risultasse insufficiente. In generale, le indagini geognostiche debbono essere spinte fino alla profondità che individui chiaramente il substrato stabile al di sotto di eventuali coltri instabili.

Il campionamento è a sua volta essenziale ai fini della determinazione delle proprietà fisico-meccaniche dei terreni; è essenziale garantire il minor grado di disturbo al fine di prelevare campioni più rappresentativi possibili delle reali condizioni dei terreni in sito, come pure preservare l'orientamento dei campioni prelevati nelle zone di taglio o di maggior debolezza.

Per quanto riguarda le condizioni idrogeologiche, va tenuto conto della loro particolare rilevanza in condizioni sismiche, sia per l'effetto di riduzione delle resistenze per attrito, sia per la possibilità di generare sovrappressioni che possono condurre a instabilità da flusso (liquefazione e mobilità ciclica). In questo senso elementi sensibili volti al riconoscimento delle condizioni idrogeologiche sono:

- la misura nei fori di sondaggio dei livelli piezometrici opportunamente monitorati per un lasso di tempo significativo, volto almeno a determinare le oscillazioni stagionali;

- i movimenti di versante possono creare depressioni o aprire fratture attraverso le quali le acque di dilavamento possono infiltrarsi nel sottosuolo;
- le zone a ruscellamento concentrato, le aree di esondazione e i corsi d'acqua in erosione, possono contribuire ad aumentare i fenomeni di instabilità;
- le zone instabili possono determinare lo sbarramento di corsi d'acqua e contribuire ad aumentare (per fenomeni di ristagno) i livelli piezometrici all'interno dei versanti, innescando un cosiddetto "effetto domino";
- la bassa permeabilità dei terreni a grana fine ha una risposta differenziale nei confronti delle variazioni dei livelli idrici che richiede il monitoraggio a lungo-termine di tali oscillazioni e della loro risposta nei versanti.

Per quanto le prove penetrometriche in sito possano, per talune categorie di terreno, permettere la determinazione indiretta delle proprietà geotecniche, queste dovranno essere usate con molta cautela e sempre previo riscontro e taratura con le prove di laboratorio e dovranno essere usate solo per estendere la caratterizzazione di laboratorio ad ampi areali di investigazione, per i quali non sia possibile, o economicamente perseguibile, una estesa campagna geognostica di campionamento.

I parametri geotecnici rilevanti ai fini delle analisi di stabilità riguardano il peso di volume (e altri parametri fisico-volumetrici di caratterizzazione) e i parametri di resistenza al taglio (coesione e angolo di attrito interno). Le prove di laboratorio dovranno essere effettuate con esplicito riferimento a standard codificati (ASTM, 1997; AGI, 1994).

In assenza di una caratterizzazione che consenta di determinare la variabilità dei valori dei parametri fisico-meccanici investigati (valori statistici o caratteristici s.s.), i valori di riferimento dovranno essere scelti sempre cautelativamente tra quelli più bassi determinati in laboratorio.

Bisognerà inoltre tenere conto anche della scala di fluttuazione dei parametri geotecnici (accertata o ipotizzata) in relazione alle dimensioni del problema; qualora la scala di fluttuazione dei parametri sia piccola rispetto alle dimensioni del problema, i valori medi possono essere assunti come significativi del comportamento globale del terreno (o l'incertezza, in caso di analisi statistica completa, opportunamente ridotta); viceversa, per distanze di fluttuazione maggiori della scala del problema, le resistenze sono governate dai bassi valori locali e pertanto una caratterizzazione ai valori estremi o con una completa analisi dell'incertezza, risulta sicuramente più appropriata.

I parametri di resistenza residui sono i più appropriati nei casi di riattivazione di frane preesistenti, oppure nel caso di formazioni fittamente stratificate o con piani di clivaggio. Anche nel caso di versanti apparentemente non interessati da precedenti movimenti, i parametri di resistenza di picco dovranno essere usati con cautela, specie nel caso di terreni a comportamento rammollente, in quanto, dopo l'iniziale mobilitazione delle resistenze di picco, le resistenze al taglio disponibili subiscono sensibili decrementi. Per la definizione dei parametri di resistenza al taglio disponibili, possono essere utilizzate anche analisi a ritroso (*back-analyses*) in versanti omologhi affetti da fenomeni di instabilità in condizioni statiche.

Nel caso i terreni affetti da instabilità siano in condizioni di assenza o di parziale saturazione, una caratterizzazione in termini di analisi di sforzi efficaci può essere ritenuta idonea a valutare le condizioni di stabilità. I relativi parametri di resistenza al taglio, possono essere determinati a partire anche da

usuali prove di taglio diretto, assumendo, in prima approssimazione, che le resistenze mobilizzate in condizioni statiche e in condizioni dinamiche siano le stesse. Nel caso invece di terreni saturi possono verificarsi riduzioni delle resistenze disponibili per aumento delle pressioni interstiziali; in questi casi un'analisi in termini di sforzi totali è certamente più appropriata. Questa consiste nel determinare i parametri di resistenza al taglio in condizioni non drenate da prove triassiali (Hynes e Franklin, 1984), opportunamente ridotti del 20% al fine di assicurare, sotto una sollecitazione ciclica che non impegni le resistenze del terreno oltre tale livello di sforzo, un'adeguata risposta (Makdisi e Seed, 1978).

3.1.2.3.2 Effetti delle azioni sismiche e metodi di analisi

I fenomeni di instabilità che si producono a seguito delle azioni sismiche sono ascrivibili a due categorie: instabilità inerziali, in cui le resistenze offerte dal terreno restano pressochè invariate mentre aumentano gli sforzi di taglio; instabilità da indebolimento in cui le resistenze al taglio disponibili subiscono delle variazioni per degradazione ciclica e sviluppo di sovrappressioni interstiziali. Il primo tipo di instabilità, che si produce a qualunque livello di sollecitazione indipendentemente dalla risposta del terreno, è modellabile con qualsiasi metodo di analisi appresso descritto. Il secondo tipo, che dipende dal livello di sollecitazione raggiunto e dalla risposta del terreno alla medesima, richiede invece un livello di analisi superiore ai cosiddetti metodi semplificati.

I metodi di analisi disponibili sono sostanzialmente di 2 tipi: i metodi semplificati, ai quali sono riconducibili il metodo pseudo-statico e il metodo di analisi degli spostamenti (o analisi dinamica semplificata) e i metodi avanzati, quali le analisi dinamiche con i metodi tenso-deformativi e, in misura minore, il metodo di Makdisi e Seed (1978).

3.1.2.3.3 Metodo pseudo-statico

Nel metodo pseudo-statico l'azione sismica è rappresentata da forze statiche equivalenti (da cui il nome "pseudo-statico") applicate nel baricentro delle masse e si basa su un'analisi all'equilibrio limite (Duncan, 1996). Il metodo, particolarmente adatto per analizzare le instabilità inerziali, può essere applicato per sollecitazioni non elevate e terreni che non subiscano sensibili riduzioni di rigidità o aumenti delle pressioni interstiziali. Gli elementi sensibili del metodo sono la scelta del coefficiente di accelerazione sismica k e il fattore di sicurezza minimo FS . Il coefficiente di accelerazione sismica k è in genere parametrizzato come una frazione della PGA (usualmente $k = 1/2 PGA$), mentre il coefficiente di sicurezza minimo, stante la generale cautelatività del metodo, è in genere assunto pari a $FS = 1$. Hynes e Franklin (1984) e Seed (1979), nel caso di rilevati (ma le considerazioni possono essere estese anche ai versanti naturali), suggeriscono di parametrizzare la scelta del FS a quella di k , ossia di accettare un valore di FS progressivamente crescente al decrescere di k . In linea generale, può essere fissato un valore di $FS = 1,1$ per qualsiasi valore di k purché non superiore a 0,2. Gli effetti topografici non vengono in genere tenuti in conto per pendii sotto i 30° (sotto i 15° secondo le prescrizioni dell'Eurocodice 8, parte 5), laddove cioè gli effetti di amplificazione topografica sono meno rilevanti di quelli stratigrafici, mentre per acclività maggiori gli effetti sono in genere evidenti nelle zone di cresta e per particolari conformazioni geometriche e di incidenza delle onde sismiche (Ashford e Sitar, 1994).

3.1.2.3.4 Metodo dell'analisi degli spostamenti

Il secondo metodo, degli spostamenti o di Newmark (1965), consiste nel determinare un'accelerazione di soglia, al di sopra della quale le forze di inerzia conducono a un fattore di sicurezza inferiore al valore limite di $FS = 1$ e lo scorrimento avviene secondo un meccanismo tipo blocco rigido che scivola su un piano inclinato. L'accelerazione di soglia è funzione delle condizioni di sicurezza del pendio in condizioni statiche e vale, nel caso di un pendio indefinito con accelerazioni sismiche tangenziali al piano di scivolamento θ :

$$A_c = (FS-1)g \sin \theta \quad (\text{Jibson, 1993}).$$

La procedura consiste nell'utilizzare un accelerogramma di progetto che viene integrato nel dominio del tempo per le accelerazioni che eccedono l'accelerazione di soglia A_c , al fine di determinare lo spostamento cumulato:

$$D = \iint [a(t) - A_c] dt^2$$

Al fine di tenere conto della forte dipendenza degli spostamenti dall'accelerogramma di progetto, è opportuno selezionare più di un accelerogramma con le medesime caratteristiche (intervallo di magnitudo-distanza, condizioni di sito, PGA , ecc.); infatti, a parità di queste caratteristiche, gli accelerogrammi possono differire anche molto in frequenza e contenuto energetico, in dipendenza di altre caratteristiche di difficile valutazione (meccanismo focale, direttività, fling, ecc.).

Gli spostamenti calcolati con il metodo di Newmark non debbono essere presi come stime assolute della deformazione attesa; siccome il modello assume un comportamento di tipo rigido-plastico a resistenza costante, gli spostamenti calcolati potrebbero infatti risultare inferiori a quelli che si possono osservare in materiali soggetti a forte perdita di resistenza (materiali caratterizzati da una forte differenza tra attrito statico e attrito dinamico); viceversa, in materiali a comportamento visco-plastico (materiali duttili), il metodo potrebbe sovrastimare gli spostamenti. Si è soliti allora considerare gli spostamenti come livelli di prestazione dei pendii in condizioni sismiche (Romeo, 2007). Così, allora, per spostamenti centimetrici il pendio può considerarsi stabile; per spostamenti metrici completamente instabile; per spostamenti decimetrici bisognerà valutare le condizioni post-sismiche in condizioni di resistenze residue.

3.1.2.3.5 Metodi tenso-deformativi

Nell'analisi dinamica con i metodi tenso-deformativi (Finn, 1988; Kramer, 1996), si utilizzano codici numerici agli elementi o alle differenze finite. Oltre alla storia temporale delle accelerazioni, il metodo richiede che per ciascun tipo di materiale coinvolto siano definite le leggi di comportamento in funzione della deformazione ciclica a taglio; il metodo si caratterizza pertanto come un'analisi a deformazione incrementale che tiene conto della risposta non lineare del terreno alla storia delle sollecitazioni. Per ciascuna maglia di calcolo vengono integrate le equazioni del moto al fine di ottenere la storia degli sforzi normali e tangenziali, delle frequenze fondamentali, dello smorzamento e delle rigidità equivalenti e, infine, degli spostamenti.

3.1.2.3.6 Altri metodi

Un particolare tipo di analisi dinamica è costituita poi dall'analisi di Makdisi e Seed (1978), che accoppia in pratica un metodo tipo Newmark con un'analisi dinamica, al fine di valutare la dipendenza dell'accelerazione di soglia dal livello di deformazione ciclica a taglio raggiunta in funzione della degradazione del terreno. I risultati sono forniti in termini di abachi degli spostamenti per diverse configurazioni geometriche del pendio.

Si ricordano infine i metodi indiretti di valutazione degli spostamenti attesi in funzione delle caratteristiche del terremoto e del pendio, senza la necessità di un'analisi dinamica propriamente detta, senza cioè l'utilizzo di accelerogrammi di progetto (Jibson, 1993; Romeo, 2000).

Derivando da regressioni statistiche, tali metodi presentano un'incertezza (esplicitata dall'errore standard della correlazione), che va sempre tenuta in debito conto.

Tali metodi sono validi per studi di pianificazione o di scenari, che riguardano cioè un elevato numero di pendii da analizzare e non per analisi specifiche di sito (Romeo, 2006).

3.1.2.4 MITIGAZIONE DEL RISCHIO DA FRANE SISMOINDOTTE

Nel caso il pendio analizzato presenti caratteristiche di potenziale instabilità sotto le azioni sismiche di progetto, le opportune strategie di mitigazione del rischio conseguente consistono in:

- Strategie volte alla riduzione della pericolosità: si tratta di interventi mirati a ridurre le condizioni di instabilità del pendio, attraverso interventi di stabilizzazione che riducono le forze agenti e/o aumentano le forze resistenti, conseguendo in generale un aumento delle condizioni di sicurezza.
- Strategie volte alla riduzione della vulnerabilità degli elementi esposti: sono interventi di tipo strutturale non sul fenomeno bensì sugli elementi esposti, quali muri di contenimento, sottofondazioni, contrafforti, ecc..
- Strategie volte alla riduzione dell'esposizione: rientrano in questa categoria interventi che vanno dalla delocalizzazione, alla messa in opera di barriere o divergenze.

Più in particolare, tra gli interventi che richiedono un impegno tecnico-economico progressivamente crescente si annoverano:

- Esclusione del sito: laddove il costo di interventi di stabilizzazione non sia proporzionato al livello di opera o intervento in progetto, come nel caso di estesi o profondi movimenti di massa, l'area potenzialmente instabile e un contorno sufficientemente esteso per tenere conto della possibile evoluzione del movimento (specie al piede, nella zona di possibile *runout*), deve essere esclusa da qualsiasi opera o intervento in progetto e i medesimi rilocalizzati al di fuori dell'area ritenuta instabile.
- Protezione passiva: laddove non sia possibile escludere il sito o ridurre la pericolosità, si possono adottare strategie che proteggano il sito dall'arrivo del materiale dislocato, quali divergenze di traiettorie, barriere paramassi e paradetrimenti, rilevati di protezione, bacini di raccolta e accumulo. Questi interventi sono particolarmente efficaci per siti ubicati in prossimità del piede di pendii acclivi soggetti a movimenti come crolli, oppure colate di detrito o di terra.
- Protezione attiva: pendii potenzialmente instabili possono essere resi stabili aumentandone il coefficiente di sicurezza sopra 1.1 in condizioni dinamiche e sopra 1.5 in quelle statiche, adottando opportuni provvedimenti che riducono gli sforzi agenti e/o aumentano quelli resistenti, come riprofilature, rimozione di materiale, drenaggi, tiranti, ecc..

3.1.2.5 INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE

Tra le numerose tecniche di stabilizzazione (interventi di protezione attiva) oggi disponibili, si citano quelle che empiricamente hanno mostrato una maggiore efficacia in relazione al tipo di movimento atteso (per maggiori ragguagli si veda Turner e Schuster, 1996: capp. 17 e 18).

Crolli: meccanismi deformativi caratterizzati dalla perdita di resistenza per trazione/coesione di rocce/ terreni prossimi alla superficie su pendii acclivi.

- Riduzione delle forze agenti attraverso riprofilature (riduzione delle altezze e/o delle pendenze), disgaggi, sigillatura delle fratture di trazione.
- Aumento delle forze resistenti attraverso *jet-grouting*, *spritz-beton*, reti elettrosaldate, tiranti e ancoraggi.

Scivolamenti e scorrimenti: meccanismi deformativi risultanti in uno scivolamento di una massa lungo una superficie ben definita di forma qualunque (planare, curvilinea, mistilinea).

- Riduzione delle forze agenti attraverso l'alleggerimento della massa instabile, riduzione della pendenza, drenaggi superficiali e profondi.
- Aumento delle forze resistenti con sostituzione del materiale instabile con altro preventivamente compattato, interventi strutturali di vario tipo (contrafforti, muri di contenimento, paratie di pali, ecc.), tiranti, ancoraggi, bullonature, gabbionate, ecc..

Colate: meccanismo consistente nella fluidificazione di una massa di terreno a opera di acque di infiltrazione o per sovrappressioni interne indotte da carichi non drenati, incluso il sisma.

- Riduzione delle forze agenti per rimozione del materiale instabile, espulsione e allontanamento delle acque di dilavamento e di infiltrazione.
- Aumento delle forze resistenti per riduzione delle pressioni interstiziali e stabilizzazione chimica per scambio cationico.

3.1.2.6 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

AGI, (1994) - *Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio*. AGI, Roma.

Ashford, S.A. e Sitar, N. (1994) - Topographic Effects on the Seismic Response of Steep Slopes. *Bulletin of Seismological Society of America*, 87(3), 701-709.

ASTM (1997) - *Soil and rock*. American Society for Testing and Materials.

Duncan, J.M. (1996) - Soil slope stability analysis. In: Turner, A.K. and Schuster, R.L., editors, Landslides-investigation and mitigation. *Transportation Research Board, National Research Council*, Special Report 247. Chapter 13, 337-371.

Finn, W.D.L. (1988). Dynamic analysis in geotechnical engineering. *Earthquake Engineering and Soil Dynamics II: Recent Advances in Ground-Motion Evaluation*, ASCE, Geotechnical Special Publication 20, New York, 523-591.

Hynes, M.E. e Franklin, A.G. (1984) - *Rationalizing the seismic coefficient method*. U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, Miscellaneous Paper GL-84-13, July 1984.

Jibson, R.W. (1993) - Predicting earthquake-induced landslide displacements using Newmark's sliding block analysis. *Transportation Research Board, National Research Council*, Transportation Research Record 1411, 17 pp.

- Keefer, D.K. (1984) - Landslides caused by earthquakes. *Geological Society of America Bulletin*, 95(4), 406-421.
- Keefer, D.K. (2002) - Investigating landslides caused by earthquakes – a historical review. *Surveys in Geophysics*, 23, 473-510.
- Kramer, S.L. (1996) - *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice Hall, New Jersey, 653 pp.
- Makdisi, F.I. e Seed, H.B. (1978) - Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations. *ASCE, Journal of Geotechnical Engineering Division*, 104(GT7), 849-867.
- Newmark, N.M. (1965) - Effects of earthquakes on dams and embankments. *Geotechnique*, 15(2), 139-160.
- Romeo, R.W. (2000) Seismically induced landslide displacements: a predictive model. *Engineering Geology*, 58, 337-351.
- Romeo, R.W. (2006) - Scenari di pericolosità da frane sismoindotte. *Giornale di Geologia Applicata*, 2, 123-128.
- Romeo, R.W. (2007) - Dalla dinamica dei terreni agli effetti indotti: frane e liquefazione. In: Romeo, R.W (a cura di), *La Risposta Sismica Locale per la Progettazione Strutturale*, CISM, Udine, 270 pp. (Capitolo 7).
- Sarconi, M. (1784) - *Istoria de' fenomeni del Tremoto avvenuto nelle Calabrie e nel Valdemone nell'anno 1783*. Reale Accademia delle Scienze e delle Belle Lettere di Napoli. Napoli, 1784.
- Seed, H.B. (1979) - Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams. *Geotechnique*, 29(3), 215-263.
- Sitar, N. (2001) - Characteristics of seismically induced landslides in recent earthquakes. *Proceedings of the Intern. Conf. on Landslides*, United Engineering Foundation, Inc., 2001, 227-237.
- Turner, K.A. e Schuster, R.L., eds. (1996). Landslides: investigation and mitigation. *Transportation Research Board, National Research Council*, Special Report 247.

3.1.3 PERICOLO DI LIQUEFAZIONE

3.1.3.1 OBIETTIVO

Descrizione del fenomeno e dei suoi effetti sul territorio, sulle costruzioni e sulle infrastrutture. Metodi di analisi e indagini necessarie. Contromisure.

3.1.3.2 DEFINIZIONE

La liquefazione è un fenomeno che interessa i depositi sabbiosi sciolti e saturi per effetto di un rapido e significativo aumento della pressione interstiziale (u). In tali condizioni i terreni sabbiosi, non cementati, attingono valori nulli o estremamente modesti della resistenza al taglio trasformandosi di fatto in un liquido pesante. L'aumento della pressione interstiziale può essere indotto da un forte evento sismico.

3.1.3.3 FISICA DEL FENOMENO, EFFETTI SUL TERRITORIO, SULLE COSTRUZIONI E SULLE INFRASTRUTTURE

Gli sforzi di taglio ciclico inducono, in condizioni drenate, delle riduzioni di volume nei terreni sabbiosi sciolti (bassi valori della densità relativa D_r). L'evento sismico può essere schematizzato come una rapida successione temporale di sforzi di taglio (un evento ha durata da pochi secondi ad alcune decine di secondi). La risposta dei terreni sabbiosi a questo tipo di sollecitazione (rapida) è di tipo non drenato, nonostante essi abbiano una permeabilità elevata. In altre parole la sollecitazione si sviluppa così rapidamente che, invece di dar luogo a una variazione di volume, si manifesta un aumento della u . Richiamando il criterio di Mohr - Coulomb - Terzaghi ($\tau_{ff} = (\sigma_{ff} - u) \tan \phi' + c'$) per descrivere l'involuppo di rottura dei terreni e ricordando che nei terreni sabbiosi non cementati la coesione apparente $c' \approx 0$, ne consegue che un aumento significativo della u può condurre a valori nulli o trascurabili di $\sigma_{ff} - u$ (sforzo normale efficace sul piano di rottura) e quindi di τ_{ff} (sforzo di taglio sul piano di rottura).

Il fenomeno può verificarsi in condizioni di campo libero (*free field*) e in condizioni pianeggianti. In questo caso le tensioni geostatiche (tensioni dovute al peso proprio del terreno) sono tensioni principali, per cui gli sforzi di taglio indotti dal terremoto non si sommano a sforzi di taglio preesistenti in condizioni statiche. Il verificarsi del fenomeno della liquefazione in queste condizioni comporta un aumento della u con successive variazioni di volume nel terreno. Gli effetti della liquefazione in condizioni di *free field* sono i cedimenti della superficie del terreno, inoltre la sovrappressione dell'acqua trova sfogo verso l'alto, dando luogo a rapidi fenomeni di filtrazione che si manifestano in getti d'acqua con formazione di vulcanelli di sabbia intorno alle bocche d'uscita dell'acqua in pressione. I fenomeni prima descritti possono danneggiare la viabilità e la rete di sottoservizi (ad esempio sollevamento di tubazioni interrato).

Al di sotto di edifici, rilevati o in un pendio naturale gli sforzi di taglio indotti dal terremoto si sommano a quelli preesistenti in condizioni statiche. Il verificarsi del fenomeno della liquefazione in queste condizioni può portare a una liquefazione completa (*flow liquefaction*) o parziale (*cyclic mobility*). La liquefazione completa si verifica quando gli sforzi di taglio preesistenti sono superiori alla resistenza del materiale liquefatto e comporta la totale perdita di stabilità del terreno. I suoi effetti sono il ribaltamento o l'affondamento di edifici, il galleggiamento di strutture interrato, frane, ecc.. Nel caso di liquefazione parziale vengono indotti nel terreno elevati sforzi di taglio che causano cedimenti anche rilevanti di edifici esistenti

e grossi spostamenti di pendii. L'instaurarsi di una liquefazione completa o parziale dipende quindi dall'entità degli sforzi di taglio indotti dal sisma, dall'entità degli sforzi di taglio preesistenti e dalla resistenza al taglio della sabbia nello stato liquefatto.

Sono suscettibili alla liquefazione prevalentemente i depositi sabbiosi saturi (falda pochi metri al di sotto dal piano campagna) di origine litorale, fluviale, colluviale o eolica di età olocenica o manufatti (terrapieni o rinterri mal costipati, riempimenti idraulici). Nell'ambito di questi depositi sono maggiormente suscettibili alla liquefazione quelli che contengono una percentuale modesta di fine. Sono disponibili in letteratura diversi criteri per valutare la suscettibilità a liquefazione (vedi ad esempio Idriss e Boulanger, 2004). Uno di essi è il cosiddetto "criterio cinese" che definisce le seguenti caratteristiche: a) Frazione argillosa (CF) con $d < 0.002$ mm, < 10 %; b) Limite Liquido (LL) < 32 %; c) Contenuto d'acqua (W_n) $> 0.9LL$.

Nell'ambito dei depositi di terreno liquefacibili per condizioni geologiche e di composizione, sono suscettibili alla liquefazione quelli che, soggetti a sforzi di taglio, tendono a ridurre il proprio volume (sabbie con comportamento contrattivo). Al contrario non si avrà liquefazione nelle sabbie dilatanti (overosia sabbie che tendono ad aumentare il volume in conseguenza dell'applicazione di sforzi di taglio). La risposta contrattiva o dilatante di una sabbia dipende dalle condizioni di stato, overosia la condizione individuata da tensione e densità relativa (o indice dei vuoti). Per ogni sabbia è possibile individuare nel piano e - $\log \sigma'_3$ (indice dei vuoti - tensione principale efficace minore) una linea (detta linea dell'indice dei vuoti critico), che separa lo stato suscettibile alla liquefazione da quello non suscettibile (Figura 3.1-3).

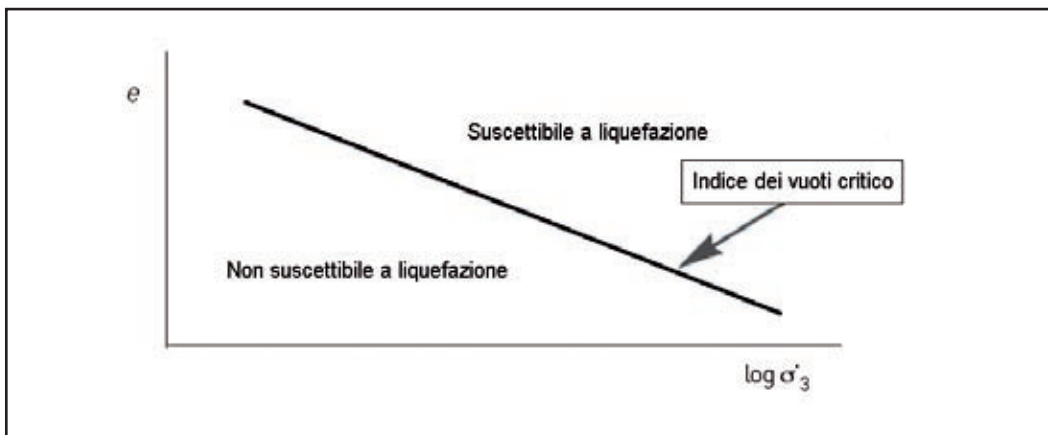


Figura 3.1-3 – Linea dell'indice dei vuoti critico.

Per condurre a liquefazione un terreno suscettibile alla liquefazione è necessaria l'occorrenza di un forte sisma. In termini di accelerazione di picco su roccia (a_g), i fenomeni di liquefazione completa si hanno solitamente per terremoti con $a_g > 0.15 - 0.2g$.

L'occorrenza della liquefazione ha effetti in superficie solamente in particolari condizioni. Nel caso di terreno pianeggiante, i danni in superficie sono trascurabili se lo spessore dello strato più superficiale che non liquefa (H1) è maggiore dello spessore dello strato sottostante che liquefa (H2) overosia se $H1 > H2$.

Un aspetto rilevante e poco studiato del fenomeno della liquefazione è la modifica del moto sismico. In generale il verificarsi della liquefazione comporta un decremento delle ampiezze di vibrazioni e un taglio delle frequenze più elevate. Registrazioni accelerometriche in siti liquefatti mostrano (in seguito

al fenomeno) ampiezze dell'ordine di 0.05g e periodo predominante di alcuni secondi. I due aspetti insieme (accelerazioni modeste, ma con periodi lunghi) comportano spostamenti comunque rilevanti e quindi un potenziale di danno non necessariamente ridotto.

3.1.3.4 METODI DI ANALISI E INDAGINI

In letteratura sono riportati un gran numero di metodi di valutazione del pericolo di liquefazione. Alcune differiscono per il tipo di indagini oltre per l'uso dei risultati e le metodologie di calcolo. Quello illustrato di seguito si basa sui risultati della prova SPT e si applica al caso di terreno pianeggiante. Il metodo prevede la valutazione degli sforzi di taglio indotti dal sisma e della resistenza a sforzo ciclico del deposito sabbioso in oggetto.

È necessario prevedere, come minimo, l'esecuzione di prove penetrometriche in sito (SPT o CPT) con classificazione in laboratorio dei terreni interessati (granulometria, limiti di Atterberg).

La sequenza di sforzi di taglio indotti dal sisma viene schematizzata come una storia regolare di sollecitazioni pari al 65% del valore massimo.

$$\tau_t = 0.65 a_g \gamma_i \sigma_{vo} r_d \quad (3.1-1)$$

dove:

r_d (fattore di riduzione dello sforzo) calcolabile mediante le seguenti espressioni $r_d = 1.0 - 0.00765z$ (se $z \leq 9.15$ m); $r_d = 1.174 - 0.0267z$ (se $9.15 \leq z \leq 23$ m);

a_g = accelerazione su roccia (da ottenere da studi di pericolosità sismica o dalla zonazione sismica);

γ_i = fattore di importanza;

σ_{vo} = tensione verticale geostatica totale.

Lo sforzo di taglio espresso dalla (3.1-1) viene normalizzato dividendolo per la tensione verticale geostatica efficace (σ'_{vo}), e assume la denominazione di *Cyclic Stress Ratio* (CSR).

La resistenza alla liquefazione è calcolata dai valori misurati di resistenza penetrometrica N_{SPT} . Si procede inizialmente a normalizzare i valori misurati, utilizzando allo scopo la seguente espressione:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_S \cdot C_R \cdot C_B \quad (3.1-2)$$

dove:

N_{SPT} è il valore misurato;

$(N_1)_{60}$ è il valore calcolato;

C_N , C_E , C_S , C_R , C_B sono fattori correttivi che tengono conto rispettivamente delle tensioni geostatiche, del rendimento energetico dell'apparecchiatura di prova, del tipo di campionatore impiegato, della lunghezza della batteria di aste di battitura e del diametro del foro di sondaggio all'interno del quale si è eseguita la misura SPT.

Possibili espressioni dei fattori correttivi sono riportate di seguito.

$$C_N = (100/\sigma'_{vo})^{0.5}$$

$C_E = ER/60$ con ER = rendimento energetico del sistema di battitura.

$C_B = 1.0 - 1.05 - 1.15$ (per diametri del foro di sondaggio pari rispettivamente a $\Phi = 65 - 115; 150; 200$ mm).

$C_R = 0.75 - 0.8 - 0.85 - 0.95 - 1.0$ (se la batteria di aste è lunga rispettivamente $L < 3$ m; $3 < L < 4$; $4 < L < 6$; $6 < L < 10$; $10 < L < 30$).

$C_S = 1.0$ (campionatore standard) o 1.3 (Campionatore Standard senza liner in PVC).

La resistenza ciclica divisa per la tensione geostatica verticale efficace è detta *Cyclic Resistance Ratio* (CRR) ed è calcolata per un terremoto di magnitudo $M_s = 7.5$ e per una sabbia pulita utilizzando la seguente espressione. Questa espressione si basa sull'analisi di casi reali in cui si sono verificati fenomeni di liquefazione e per i quali erano disponibili misure di resistenza penetrometrica.

$$CRR_{7.5} = 1/[34 - (N_{1,60}) + (N_{1,60})/135 + 50/[10(N_{1,60}) + 45]2 - 1/200 \quad (3.1-3)$$

L'equazione 3.1-3 perde significato per resistenze penetrometriche superiori a 34 colpi.

L'equazione 3.1-3 vale ancora per sabbie con fine se al posto di $(N_{1,60})$ si utilizza la seguente espressione corretta $(N_{1,60cs}) = \alpha + \beta(N_{1,60})$. I parametri α e β sono riportati in Tabella 3.1-1 in funzione del contenuto di fine FC.

La Tabella 3.1-2 fornisce invece il fattore CM che va moltiplicato per $CRR_{7.5}$ nel caso in cui la magnitudo delle onde di superficie sia diversa da 7.5. La magnitudo andrebbe definita attraverso una de-aggregazione della pericolosità sismica, overosia individuando la coppia magnitudo - distanza che maggiormente contribuisce alla pericolosità sismica. La definizione della magnitudo attesa equivale alla definizione della possibile durata del sisma e quindi del numero di cicli equivalenti di sollecitazione di taglio.

Tabella 3.1-1 - Fattore correttivo per sabbie che contengono del fine

FC (%)	α	β
≤ 5	0	1.0
5 - 35	$\alpha = \exp(1.76 - 190/FC^2)$	$\beta = (0.99 + FC^{1.5}/1000)$
> 35	5.0	1.2

Tabella 3.1-2 - Fattore correttivo per magnitudo diversa da 7.5

Magnitudo	CM
5.5	1.43
6.0	1.32
6.5	1.19

Il pericolo di liquefazione viene valutato dal rapporto CRR/CSR . Molte normative e linee guide suggeriscono valori di tale fattore di sicurezza superiori a 1.25.

La resistenza ciclica può essere valutata dalla resistenza penetrometrica di prove CPT (prove penetrometriche statiche) o dalla misura della velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s) . Tuttavia, il database di prove CPT o misure di V_s disponibile per stabilire correlazioni empiriche del tipo espresso dall'equazione (3.1-3) è decisamente meno ampio e consolidato di quello basato sui risultati di prove SPT.

3.1.3.5 CONTROMISURE

Nel caso di depositi liquefacibili è possibile procedere con differenti strategie:

- dichiarando il sito non idoneo e rilocalizzando le opere in progetto;
- mettendo in opera degli interventi mirati a ridurre la pericolosità (compattazione superficiale o profonda, cementazione, modifiche granulometriche, abbassamento di falda, pozzi drenanti, diaframmi sotterranei che impediscano il propagarsi delle sovrappressioni d'acqua);
- mettendo in opera degli interventi mirati a ridurre la vulnerabilità delle opere (fondazioni su pali opportunamente incastrati in strati non liquefacibili e opportunamente armati nelle potenziali zone di transizione, rinforzo delle fondazioni, riduzione del sollevamento, giunti flessibili, controllo deformazioni mediante barriera di pali o geogriglie).

3.1.3.6 BIBLIOGRAFIA

Idriss, I. M. e Boulanger, R.W. (2004) - Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes, *Proceedings of the 11th ICSDEE & 3rd ICEGE* pp 32 – 56 (http://cee.engr.ucdavis.edu/faculty/boulanger/PDFs/2004/Idriss_Boulanger_3rd_ICEGE.pdf)

Kramer, S.L. (1996) - *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice-Hall, New Jersey, pp.653.

Lo Presti, D., Mensi, E. e Squaglia, N. (2007) - Valutazione del rischio di liquefazione ai sensi dell'OPCM 3274 (e successive modificazioni) e EC8: un'analisi critica. In: *Seminari di Geotecnica sulla Normativa antisismica. Dipartimento di ingegneria civile*, Università di Pisa.

Pasqualini E. (1989) - La Liquefazione dei terreni non coesivi. *XIV Ciclo delle Conferenze di Geotecnica di Torino*. Politecnico di Torino. Dipartimento di ingegneria strutturale e geotecnica.

TC4-ISSMGE (1993) - *Manual for Zonation on Seismic Geotechnical Hazards (Revised Version)*. Technical Committee for Earthquake Geotechnical Engineering, TC4, ISSMGE, Published by the Japanese Geotechnical Society.

TC4-ISSMGE (2001) - *Case Histories for Post-Liquefaction Remediation*. Technical Committee for Earthquake Geotechnical Engineering, TC4, ISSMGE, Published by the Japanese Geotechnical Society.

Youd, T.L. e Idriss, I.M. (2001) - Liquefaction Resistance of Soils. Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction resistance of Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 127(4): 297-313.

3.1.4 FAGLIAZIONE DI SUPERFICIE

3.1.4.1 OBIETTIVO

Descrizione degli effetti del fenomeno e delle indagini atte alla sua corretta identificazione e parametrizzazione.

3.1.4.2 DEFINIZIONE

Per fagliazione di superficie si intende la dislocazione istantanea (*cosismica*) verticale e/o orizzontale dei terreni di fondazione lungo uno o più piani di taglio. Tale dislocazione deve essere riconducibile a un intervallo temporale relativo agli ultimi 40.000 anni, periodo per il quale una faglia può essere considerata verosimilmente attiva in Italia.

3.1.4.3 EFFETTI DI FAGLIAZIONE DI SUPERFICIE

Generalmente, la velocità di propagazione della rottura lungo il piano di faglia in profondità è molto elevata, approssimandosi a quella delle onde di taglio (V_s) dei terreni attraversati. Ne consegue che finanche la dislocazione in superficie è dotata di un'elevatissima energia cinetica ed è, pertanto, capace di interessare non solo rocce e depositi, ma la maggior parte di manufatti e costruzioni fondati su essi. Questo è particolarmente vero per faglie normali o trascorrenti (con piani da subverticali a molto inclinati), mentre nel caso di faglie inverse (con piani a basso angolo) possono prevalere deformazioni duttili. L'entità della fagliazione di superficie è proporzionale alle dimensioni della faglia e all'entità della sua rottura. Piccole faglie generano piccoli terremoti e la loro rottura non raggiunge la superficie. In Italia si è osservato che il limite al di sopra del quale la rottura può raggiungere la superficie corrisponde a una $M_w \sim 5.6$, caso relativo a un ipocentro superficiale (~5 km; in zona vulcanica il limite si abbassa sino a $M_w = 3.0$). Al limite inferiore di occorrenza la dislocazione in superficie è sempre discontinua, con rigetti variabili da 0 a 20 cm, lungo distanze variabili da poche centinaia di metri a 4-5 km. Al crescere delle dimensioni della faglia (e della magnitudo associata) si possono raggiungere rigetti superficiali superiori a 1 m, su lunghezze di 30-40 km (es. per $M_w = 7$). Anche per grandi faglie l'andamento in superficie della rottura non è quasi mai lineare, bensì discontinuo, con tratti *en-échelon* in parte sovrapposti, rigetto variabile e zone di deformazione continua (es. pieghe) prevalentemente nelle zone di *step-over*. È possibile aspettarsi movimenti composti (obliqui) anche lungo faglie puramente *dip-slip* o *strike-slip* e variazioni locali anche significative nello *strike* della faglia. La rottura in superficie può essere, infine, molto complessa con più piani di taglio distanziati e caratterizzati da cinematica e geometria diversa. Si ricordano a proposito piani secondari inversi associati a zone di faglia normale e viceversa, piani antitetici e zone di deformazione continua.

3.1.4.4 ELEMENTI SENSIBILI

Come detto, a causa dell'elevata velocità con la quale la rottura si propaga in superficie, qualunque manufatto ubicato attraverso il piano di faglia è soggetto a taglio e/o a deformazione permanente. Si è osservato che strade, ferrovie, canali (rivestiti e non), tubature (acquedotti, gasdotti, fogne), edifici in muratura, sono sempre dislocati anche da "piccole" faglie, mentre edifici intelaiati in cemento armato sono soggetti in genere a taglio solo per rigetti ultradecimetrici. In casi di fagliazione inversa

alcuni edifici intelaiati in cemento armato sono stati basculati e/o rovesciati dall'azione di innalzamento dell'*hangingwall* senza aver subito fenomeni di taglio nelle fondazioni.

3.1.4.5 INDAGINI MIRATE ALL'IDENTIFICAZIONE E PARAMETRIZZAZIONE DI UNA FAGLIA ATTIVA

Nel caso la zona soggetta agli studi di microzonazione ricada in area epicentrale di terremoti con $M_w > 5.5$ e/o la letteratura disponibile riporti la presenza di faglie all'interno di formazioni tardo-pleistoceniche, è necessario condurre uno studio geologico di dettaglio (es. interpretazione aerofotogeologica, rilievo di terreno, analisi geofisiche) finalizzato all'individuazione dell'eventuale traccia superficiale di faglie capaci.

Gli elementi generalmente indicativi dell'attività recente di una faglia sono di ordine sia morfologico (anomalie nelle forme del paesaggio, diversione di corsi d'acqua o di altri elementi lineari, scarpate di faglia) sia, ovviamente, tettonico (faglie visibili in terreni tardo pleistocenici). Una volta individuato l'eventuale andamento della faglia in superficie, al fine di accertarne l'attività recente e di delineare la traccia planoaltimetrica certa, è necessario utilizzare un approccio paleosismologico (McCalpin, 1996).

Questo consiste nello scavo di trincee seriali attraverso la faglia che permettono lo studio analitico dei depositi fagliati, la scansione degli eventi di fagliazione e l'entità dei rigetti. La datazione dei terreni deve essere condotta tramite analisi assolute (radiometriche e/o luminescenza) e/o, nel caso, archeologiche. La datazione dei livelli fagliati e di quelli che eventualmente sigillano la deformazione è discriminante per accertare o meno l'attività della faglia. Se essa è sigillata da depositi più antichi dell'intervallo di tempo coperto dalle analisi al radiocarbonio (~40.000 anni), può verosimilmente considerarsi non attiva, o comunque di pericolosità irrilevante (a meno che non interferisca con elementi ad alto rischio intrinseco, come centrali nucleari o industrie chimiche).

Le pareti delle trincee (possibilmente verticali o gradinate, in rispetto alle norme di sicurezza), una volta pulite e attrezzate con apposito reticolato (maglie 0.5-1 m) devono essere fotografate, rilevate e ridisegnate in scala (1:10 - 1:20), avendo l'accortezza di riportare tutti gli elementi stratigrafici e tettonici utili all'interpretazione (livelli, *markers*, faglie, fratture, campioni). Le trincee devono essere sufficientemente lunghe, al fine di investigare tutta la zona di faglia e la fascia di deformazione continua associata (> 10 m) e sufficientemente profonde, al fine di indagare un intervallo di tempo significativo (2-6 m).

Le analisi paleosismologiche possono essere precedute e seguite da stendimenti geofisici e in particolar modo da tomografie elettriche (ERT), una tecnica non invasiva che si è rivelata spesso utile in accoppiamento allo scavo di trincee (es. nell'ubicazione di dettaglio dei siti di scavo e per la successiva ubicazione di precisione in pianta della faglia).

Il rapporto finale delle attività svolte dovrà illustrare il quadro geologico e sismotettonico dell'area, le risultanze degli studi di dettaglio (geomorfologici, paleosismologici e geofisici), corredati dai *logs* e dalle descrizioni delle trincee, immagini, tabelle relative alle datazioni (metodi, sigma, laboratori) e da una cartografia alla scala minima di 1:5.000 con indicata la traccia della faglia (accertata e inferita) e le relative zone di rispetto (*setbacks*).

3.1.4.6 CASO DI STUDIO

Un caso italiano nel quale sia stata applicata la metodologia qui descritta è relativo al Comune di Norcia. A seguito della segnalazione del DPC alla Regione Umbria relativamente alla presenza di una faglia attiva all'interno deGdll'abitato di Norcia (Galli *et al.*, 2005) e in particolare al di sotto di un edificio sensibile, la Regione Umbria ha attivato un Gruppo di lavoro per la microzonazione di Norcia (Gruppo di lavoro, 2006).

Il Gruppo di lavoro (2006) ha prodotto un primo stralcio contenente la sintesi degli studi e delle analisi condotte nell'abitato, comprensivi di rilevamenti, trincee, sondaggi, analisi geofisiche e una prima cartografia nella quale si indicava la traccia della faglia e il *setback* raccomandato. In seguito, il Comune di Norcia ha dato incarico a un professionista di redigere uno studio di dettaglio per un'area di espansione edilizia popolare, nella quale il Gdl aveva segnalato la presenza di una faglia "incerta" (con *setback* di 75 + 75 m).

Lo studio, condotto con la metodologia qui esposta, ha consentito di riconoscere con certezza l'andamento della faglia in superficie e di delineare una zona di *setback* di 15 + 15 m intorno a essa.

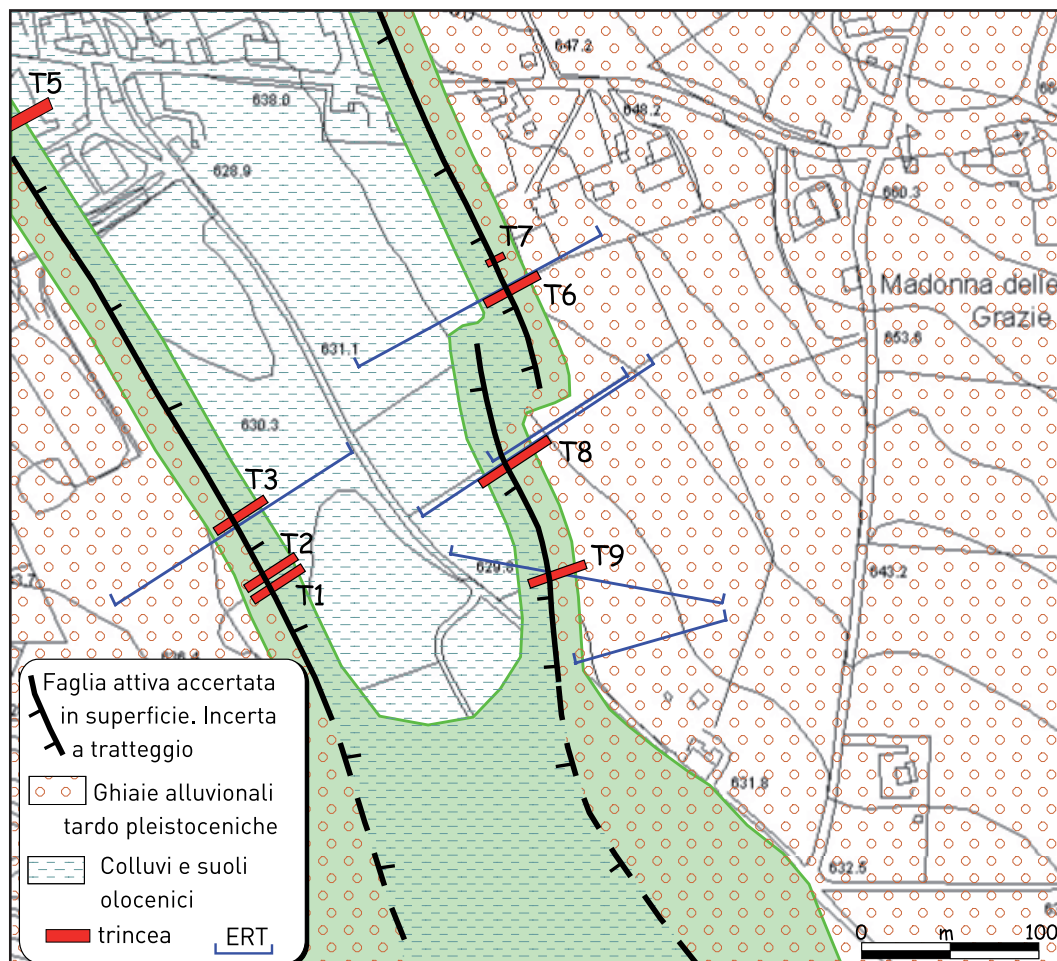


Figura 3.1-4 - Esempio di cartografia. Sono indicati la traccia della faglia, le analisi condotte e la fascia raccomandata di *setback* (in verde: 15+15 m, per il tratto certo e 75+75 m per il tratto incerto).



Figura 3.1-5 - Esempio di trincea paleosismologica (T9 della Figura 3.1-4). È evidente la dislocazione dei depositi olocenici.

3.1.4.7 INDICAZIONI E RACCOMANDAZIONI

Le faglie attive capaci di rompere in superficie in Italia sono strettamente confinate lungo la catena appenninica, coincidendo in gran parte con le aree epicentrali dei terremoti più forti (Galadini e Galli, 2000). Non sono state segnalate a oggi, a parte poche eccezioni, faglie capaci nel dominio alpino, caratterizzato prevalentemente da faglie inverse cieche. Le faglie in ambito appenninico sono quasi esclusivamente normali o, tutt'al più, oblique. Molte dell'Appennino umbro-marchigiano-abruzzese sono note e studiate e, in minor misura, quelle dell'Appennino calabro. Poche o nulle sono quelle relative all'Appennino ligure-tosco-emiliano, a quello matese-campano-lucano e alla Sicilia, a eccezione delle strutture vulcano-tettoniche della regione etnea.

Si raccomanda, pertanto, di intensificare gli studi nelle aree suscettibili di fagliazione di superficie (es. aree epicentrali di forti terremoti o aree limitrofe di *gap* sismico), anche laddove la letteratura non riporti elementi tettonici pleistocenici significativi. A questo proposito si rammenta che gli inventari nazionali di sorgenti sismogenetiche non corrispondono, se non in minima parte, a inventari di faglie capaci di rompere in superficie e devono essere consultati con le limitazioni del caso.

Al fine di delimitare con precisione e limitare l'ampiezza del *setback*, l'andamento della faglia deve essere tracciato con il massimo dettaglio evitando interpolazioni di punti di osservazione diretta (trincee, affioramenti) e/o indiretta (indizi morfologici, scarpate, dati geofisici) eccessivamente distanti tra loro (max 50 m). A questo proposito dovrà essere utilizzata una diversa simbologia per i tratti di faglia accertati (errore ± 2 m) e quelli inferiti.

Si raccomanda sempre e comunque lo scavo di trincee paleosismologiche.

3.1.4.8 BIBLIOGRAFIA

California Geological Survey (2002) - *Guidelines for Evaluating the Hazard of Surface Fault Rupture*. California Department of Conservation, CGS note 49.

Christenson, G.E., Batatian, L.D. e Nelson, C.V. (2003) - *Guidelines for Evaluating Surface Fault-Rupture. Hazard in Utha*. Miscellaneous Publication 03-6 Utha Geological Survey.

3.1.4.9 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

Galadini, F. e Galli, P. (2000) - Active tectonics in the central Apennines (Italy) – Input data for seismic hazard assessment, *Natural Hazards*, 22, 202-223.

Galli, P., Galadini, F. e Calzoni, F. (2005) - Surface faulting in Norcia (central Italy): a “paleoseismological perspective”. *Tectonophysics*, 403, 117-130.

Gruppo di lavoro (2006) - *Microzonazione sismica di Norcia. 1° stralcio. Relazione del Gruppo di lavoro*. Regione Umbria, GR-DRATI, 222 pp.

Hart, E.W. e Bryant, W.A. (1997) - *Fault-Rupture Hazard Zones in California. Alquist-Priolo Fault Zoning Act with Index to Earthquake Fault Zones Maps*. California Dep. Of Conservation, Div. of Mines and Geology, Special Publication, 42, 38 pp.

McCalpin, J.P. (Ed.) (1996) - *Paleoseismology*. Academic Press, San Diego.

3.1.4.10 GLOSSARIO

Cosismico

Contemporaneo e/o generato dal terremoto.

Faglia:

- **attiva**, struttura per la quale si sia accertato un movimento almeno negli ultimi 40.000 anni;
- **capace**, disloca la superficie;
- **cieca**, che non raggiunge la superficie;
- **normale** (*normal slip fault*), l'*hangingwall* scende rispetto al *footwall* (distensione);
- **inversa** (*reverse slip fault*), l'*hangingwall* sale rispetto al *footwall* (compressione);
- **trascorrente** (*strike-slip*), i cui lati scorrono parallelamente alla direzione del piano;
- **obliqua**, con movimento normale o inverso, ma con una componente orizzontale;
- **antitetica**, secondaria con immersione opposta alla principale;
- **en-échelon**, strutture segmentate che si sovrappongono le une alle altre.

Footwall

Lato al di sotto (al letto) di una faglia non verticale.

Gap sismico

Zona all'interno di un'area sismica, non interessata da sismicità in tempi storici.

Hangingwall

Lato al di sopra (al tetto) di una faglia non verticale.

Log di trincea

Schema in scala (1:10 – 1:20) delle pareti di una trincea, rilevato su reticolo metrico (spaziatura 0.5 – 1 m) o con metodi geodetici. Contiene tutte le informazioni utili alla datazione e scansione degli eventi paleosismici.

Setback

Zona di rispetto (arretramento) sui due lati della faglia. La sua ampiezza dipende dal grado di confidenza col quale si è cartografata la faglia. È minimo (es., 15 m per lato) per i tratti accertati *de visu* e massimo (es. 150 m) nei tratti solo inferiti.

Sorgente sismogenetica

Struttura responsabile di generare terremoti, inferibile su base geologica, sismologia e geofisica, non necessariamente assimilabile a una faglia in superficie (ad esempio strutture cieche o con scarsa visibilità in superficie).

Step-over

Zona dove una faglia finisce e dove un'altra *en-echelon* comincia.

Trincea paleosismologica

Scavo lineare a sezione rettangolare (~20 x 3 x 4 m) condotto attraverso una faglia al fine di ottenere informazioni stratigrafico strutturali sull'attività della stessa.

3.1.5 MISURE PASSIVE DEL RUMORE SISMICO AMBIENTALE

3.1.5.1 OBIETTIVO

Individuazione di possibili fenomeni di risonanza sismica e misura delle corrispondenti frequenze di vibrazione mediante misure passive del rumore sismico ambientale (microtremore). Queste misure forniscono indicazioni sul rapporto fra la velocità media delle onde S nella copertura e la profondità del basamento sismico al di sotto del punto di osservazione.

3.1.5.2 DEFINIZIONE

La tecnica HVSR (*Horizontal to Vertical Spectral Ratios*) è basata sulla misura dei rapporti medi fra le ampiezze spettrali delle componenti orizzontali e verticale del rumore sismico ambientale. Le frequenze di risonanza corrispondono ai massimi della funzione che rappresenta rapporti spettrali medi in funzione della frequenza (funzione H/V). L'ampiezza di questi massimi è proporzionale (anche se non linearmente) all'entità del contrasto di impedenza sismica esistente alla base della copertura.

3.1.5.3 POSIZIONE DEL PROBLEMA

La struttura del campo d'onde presente nel terreno (rumore sismico ambientale, microtremore, rumore sismico o *seismic noise*) è condizionata dalle caratteristiche delle sorgenti che lo determinano (siano esse naturali, come le onde marine o antropiche come il traffico veicolare) e dalle proprietà meccaniche dei terreni. Infatti, ciascuna sorgente genera un treno d'onde che raggiunge il punto di misura con caratteristiche che dipendono dall'entità delle sollecitazioni nelle componenti orizzontali e verticali del moto e dalle modalità di propagazione fra la sorgente e il sito in funzione dei fenomeni di riflessione, rifrazione e diffrazione che hanno luogo in corrispondenza di variazioni delle proprietà meccaniche dei terreni nel sottosuolo. In genere, nel campo di rumore ambientale, saranno presenti sia onde di volume (P e S in quantità variabili) che onde superficiali (Love e Rayleigh). La frazione di energia associata alla componente di onde di volume rispetto a quelle di onde superficiali varia da caso a caso e dipende fortemente dall'intervallo di frequenze considerato.

Se si considera un intervallo di tempo opportunamente lungo (dell'ordine delle decine di minuti), le proprietà medie di un campo d'onde sismiche generato da una molteplicità di sorgenti differenti, distribuite casualmente attorno a un punto di misura, tendono ad avere un andamento che non dipende dalle singole sorgenti che hanno generato il campo, ma solo dalle proprietà del mezzo in cui le onde si propagano e dal livello energetico medio dell'attività antropica o naturale. In particolare, si può immaginare che, in media, le componenti orizzontali e verticali del moto del suolo tendano a essere sollecitate in modo equivalente, con un'ampiezza media pari al livello medio del rumore in quell'intervallo temporale. In questa ipotesi, i rapporti fra le ampiezze verticali e orizzontali del moto (H/V) saranno statisticamente indipendenti dalle caratteristiche delle sorgenti (dato che le ampiezze delle sollecitazioni sul piano orizzontale e verticale sono mediamente le stesse) e saranno condizionate dai soli effetti di propagazione ovvero dalle caratteristiche del mezzo interessato dal moto sismico. Queste ultime influenzeranno l'ampiezza relativa delle diverse fasi sismiche (onde P, S, Rayleigh e Love) e le direzioni di emergenza delle onde al punto di misura.

Per esempio, se il rumore misurato fosse costituito da onde di volume stazionarie emergenti secondo una direzione perpendicolare alla superficie, il rapporto H/V avrebbe dei massimi in corrispondenza delle frequenze di risonanza delle onde S nella copertura, ovvero quando l'ampiezza delle onde S è relativamente maggiore. Se invece il campo d'onda è dominato dalle onde superficiali, sarà l'ellitticità delle onde di Rayleigh (ovvero il rapporto fra le componenti orizzontali del moto ellittico associato a questo tipo di onda) e l'ampiezza delle onde di Love (che invece agiscono solo sul piano orizzontale) a condizionare l'andamento della funzione H/V . In questo caso argomentazioni teoriche permettono di stabilire che, in presenza di coperture soffici su un basamento rigido, la componente verticale delle onde di Rayleigh si annulla per frequenze corrispondenti alla frequenza di risonanza delle onde S per la struttura. Questo implica che, anche in questo caso, la funzione H/V sarà caratterizzata da valori massimi in corrispondenza della frequenza di risonanza delle onde S. Al contrario, ci si può aspettare che, in assenza di contrasti di impedenza alla base della copertura, il rapporto H/V sia unitario nel caso di rumore ambientale dominato dalle onde di volume oppure dominato da quelle di superficie.

Si può dimostrare che la frequenza di risonanza ν_0 di una copertura sedimentaria di spessore H sovrapposta a un basamento rigido e in condizioni di stratificazione piana è data dal rapporto fra la velocità media delle onde S nel sedimento (V_s) e 4 volte lo spessore H ($\nu_0 = V_s/4H$). Utilizzando questa relazione è possibile risalire dalla frequenza di risonanza misurata allo spessore della copertura una volta nota la velocità delle onde di taglio o, viceversa a quest'ultima se lo spessore H è noto.

Studi teorici mostrano che se il rumore è effettivamente dominato da onde di volume emergenti da direzioni sub-verticali, l'andamento e l'ampiezza della funzione H/V riflettono quelle della funzione di risposta del deposito sedimentario analizzato. In caso contrario si vede che l'ampiezza dei massimi della funzione H/V è correlata (ma non linearmente) all'entità del contrasto di impedenza sismica presente alla base della copertura. L'assenza di massimi della funzione H/V suggerisce l'assenza di fenomeni di amplificazione sismica dovuti a fenomeni di risonanza.

3.1.5.4 METODI E RISULTATI

La misura della funzione H/V richiede l'acquisizione del rumore sismico ambientale in un punto per tempi dell'ordine di diverse decine di minuti. Questa durata ha lo scopo di garantire la misura del campo di rumore generato da una molteplicità di sorgenti dalle diverse direzioni dello spazio. La misura va effettuata utilizzando un sistema di acquisizione tri-direzionale caratterizzato da sufficiente sensibilità. In questo senso, strumenti di tipo accelerometrici risultano poco utili in presenza di bassi livelli di sollecitazione.

I dati raccolti vanno analizzati per determinare i rapporti medi fra le componenti spettrali del rumore misurate sul piano orizzontale e verticale. A questo scopo, la serie di rumore ambientale viene suddivisa in segmenti di durata simile (tipicamente qualche decina di secondi) per ciascuna delle quali viene determinato lo spettro del moto. Dopo un opportuno liscio, le ordinate spettrali del moto sul piano orizzontale, ottenuto mediando opportunamente i valori ottenuti nelle due direzioni principali, vengono divise per quelle ottenute nella direzione verticale. L'andamento dei rapporti spettrali viene ottenuto mediando i valori ottenuti per le diverse finestre temporali considerate. Per definire la qualità delle misure vengono anche valutate le variazioni temporali e azimutali dei rapporti spettrali nel corso della sessione di misura.

3.1.5.5 QUESTIONI SENSIBILI E LIMITI

La possibilità di interpretare i massimi della funzione H/V in termini di risonanza dello strato sedimentario dipende dalla validità delle assunzioni di base ovvero:

1. che il rumore sia generato da una molteplicità di sorgenti distribuite casualmente attorno al punto di misura;
2. che la serie dei valori del rapporto spettrale abbia carattere stazionario;
3. che gli eventuali massimi H/V siano quelli dedotti dal rumore sismico e non da interferenze spurie (rumore elettromagnetico di origine antropica, movimenti dello strumento di misura).

Le variazioni temporali e azimutali della funzione H/V possono essere utili per valutare la validità delle ipotesi 1 e 2. Sono anche stati sviluppati specifici test statistici per valutare l'adeguatezza delle condizioni sperimentali alle richieste del metodo (SESAME, 2002). Riguardo al punto 3, la presenza di fenomeni spuri può essere individuata analizzando gli spettri medi del rumore misurato nelle diverse componenti. La presenza di ordinate spettrali elevate per tutte le componenti alla stessa frequenza è un indizio di fenomeni spuri. Per evitare comunque errate interpretazioni, è utile disporre di misure H/V in punti vicini allo scopo di valutare l'effettiva ripetibilità delle misure.

L'interpretazione delle curve H/V risulta agevole in condizioni di stratificazione piano parallela e in presenza di contrasti di impedenza significativi alla base dello strato sedimentario. Il progressivo allontanamento da queste condizioni rende sempre più problematico l'utilizzo dei dati H/V per caratterizzare il sottosuolo a partire da modelli interpretativi semplici.

La forma della funzione H/V in bassa frequenza (< 0.5 Hz) è fortemente condizionata dalla struttura del rumore ambientale. In condizioni meteorologiche stabili e con mari calmi nel bacino mediterraneo, l'assenza di massimi nella funzione H/V potrebbe essere imputabile alle caratteristiche del rumore piuttosto che all'assenza di contrasti di impedenza alla base dello strato sedimentario. Per questo motivo, nell'esplorazione di bacini sedimentari profondi (con spessori dell'ordine delle centinaia di metri) risulta necessario valutare lo stato del tempo (a scala regionale) e dei bacini del mare Mediterraneo prima di intraprendere la campagna di misure.

3.1.5.6 ESEMPIO DI UN'ESPERIENZA IN ITALIA

L'uso più rappresentativo della tecnica HVSR in Italia riguarda la possibilità di sfruttare i bassi costi della tecnica per effettuare molte misure che permettano di estendere dati altrimenti puntuali. I costi di indagini geotecniche o geofisiche in foro così come quelli del monitoraggio sismico sono di solito un freno a un utilizzo diffuso sul territorio. La tecnica HVSR può essere usata per estendere i domini spaziali di validità di dati puntuali.

In questo modo la tecnica HVSR costituisce un prezioso aiuto nella preparazione di una carta di microzonazione: in particolare, si utilizza la carta geologica per guidare il tracciamento dei limiti tra le aree con diversa classificazione dei suoli, a partire dai dati puntuali da terremoti o da profili di V_s e aiutandosi con la mappa dei valori di iso-frequenze ottenute dai dati HVSR si confermano o meno i domini spaziali da assegnare alle varie classi di suolo.

Mappe di questo genere sono state ottenute per le regioni Marche, Molise e Basilicata. I risultati per il primo caso sono descritti in due volumi editi dalla Regione Marche, mentre per le altre due regioni i lavori sono in corso.

Per le tre regioni si possono recuperare informazioni anche su internet rispettivamente agli indirizzi:

http://www.unibas.it/utenti/mucciarelli/reports/Pubblicazione_Cagli.pdf

<http://www.regione.molise.it/web/grm/sis.nsf>

<http://www.crisbasilicata.it/microzonazione/index.html>

3.1.5.7 RACCOMANDAZIONI

Le misure H/V vanno analizzate attentamente per valutare la congruità delle assunzioni di base e l'eventuale presenza di fenomeni spuri: in condizioni di incertezza è opportuno ripetere le misure. L'analisi dei risultati va effettuata dopo aver valutato la ripetibilità delle misure analizzando quanto ottenuto da altre misure condotte nella stessa area.

3.1.5.8 STRUMENTAZIONE E TECNICHE DI ACQUISIZIONE

Il rumore sismico ambientale è caratterizzato da ampiezze modeste (comprese generalmente fra 10^{-4} e 10^{-2} mm) e non è percepibile dall'uomo. La molteplicità delle sorgenti potenzialmente attive nelle diverse bande di frequenza (sostanzialmente le onde marine e forti perturbazioni atmosferiche per le frequenze di vibrazione < 0.5 Hz, il vento, il traffico veicolare e le attività industriali per le frequenze > 0.5 Hz), la loro indipendenza dinamica e la molteplicità dei percorsi delle onde generate da queste sorgenti spiega la sostanziale mancanza di regolarità nell'andamento temporale del rumore. Il carattere essenzialmente stocastico del fenomeno, se da un lato porta difficoltà di tipo teorico, dall'altro consente, mediante operazioni di tipo statistico, di ridurre la complessità dell'analisi. Per esempio, in presenza di un campo d'onde diffuso, cioè caratterizzato dalla presenza di numerose sorgenti distribuite in modo statisticamente omogeneo attorno al sito di misura (ovvero di numerose eterogeneità nel sottosuolo responsabili di fenomeni di diffusione) e che si attivano in modo non coordinato (es. il traffico cittadino), la struttura media del segnale risulterà statisticamente indipendente dalla natura e dalla posizione delle sorgenti e sarà condizionata soprattutto dalla struttura del sottosuolo.

Dato che il rumore sismico è presente in ogni parte della superficie della Terra ed è costituito da fasi sismiche che spesso hanno attraversato porzioni significative del sottosuolo, le misure sismiche passive sono caratterizzate da un'applicabilità virtualmente illimitata e risultano più efficaci proprio laddove le tecniche attive (sia di superficie sia in foro) sono fortemente penalizzate proprio dalla presenza di un forte rumore ambientale (es. in aree urbane caratterizzate da un intenso traffico veicolare). Inoltre, dato che non richiedono forme di energizzazione artificiali, le tecniche passive sono caratterizzate da un ingombro relativamente ridotto e da bassi costi di esplorazione per unità di volume di sottosuolo indagato.

Infine, dato che il rumore è caratterizzato da lunghezze d'onda anche molto grandi (decine o centinaia di metri), confrontabili con quelle tipiche dei fenomeni sismici, le tecniche di sismica passiva risultano di particolare utilità nello studio della risposta sismica locale. In particolare, le tecniche in uso permettono la determinazione dei periodi di risonanza delle fasi S nelle coperture sedimentarie e la determinazione del profilo di velocità delle onde S fino a profondità dell'ordine di diverse decine di metri.

Esistono sostanzialmente due configurazioni sperimentali per lo studio del rumore sismico a fini geognostici: la configurazione a stazione singola e quella ad antenna sismica (*array*). La prima configurazione è finalizzata allo studio dell'ampiezza delle componenti spettrali del rumore nelle tre direzioni dello spazio, mentre nella seconda vengono analizzati i rapporti di fase dei diversi treni d'onda che attraversano una distribuzione di geofoni distribuiti su una superficie estesa di terreno (antenna sismica o *array*). In entrambi i casi, data la natura essenzialmente stocastica del segnale analizzato, negli studi di rumore gioca un ruolo essenziale la durata della misura che deve essere tale da garantire un campionamento statisticamente adeguato del processo indagato.

3.1.5.8.1 Il metodo a stazione singola o dei rapporti spettrali H/V

Il metodo dei rapporti spettrali ("metodo di Nakamura" o metodo HVSR da *Horizontal to Vertical Spectral Ratios* o semplicemente *H/V*) è basato sullo studio dei valori medi del rapporto di ampiezza fra le componenti spettrali del rumore sismico misurate sul piano orizzontale e verticale. In particolare, oggetto di analisi è la cosiddetta "funzione *H/V*" che rappresenta i rapporti spettrali medi in funzione della frequenza di vibrazione.

L'idea di base è quella secondo cui il rapporto *H/V* consente in media di eliminare il ruolo delle variazioni di intensità delle sorgenti nel corso della registrazione mettendo in evidenza il ruolo della struttura. Sperimentalmente si vede in presenza di un campo d'onde diffuso, la forma della funzione (e in particolare la posizione dei suoi valori massimi) risulta con buona approssimazione stabile nel tempo e fortemente correlata con le caratteristiche del sottosuolo al di sotto del sito di misura. In particolare, in presenza di forti variazioni nel profilo di velocità delle onde S nel sottosuolo (legate per esempio alla transizione fra sedimenti soffici e basamento rigido), la funzione *H/V* mostra dei massimi marcati in corrispondenza della frequenza di risonanza f_r relativa a quella configurazione strutturale (con f_r circa uguale al rapporto fra la velocità media delle onde S fino alla profondità del salto di velocità e il quadruplo di questa profondità).

Si osserva anche una certa correlazione (fortemente non lineare) fra l'entità della variazione di velocità responsabile del fenomeno di risonanza e l'ampiezza del massimo della funzione *H/V* (maggiore è il contrasto di impedenza sismica, maggiore è l'entità del massimo).

Perché la misura di rumore sia utilizzabile per l'applicazione della tecnica *H/V* a fini geognostici è necessario che:

- la sensibilità dell'apparato di misura nel campo delle frequenze di interesse (solitamente 0.5-10 Hz) sia adeguata alla bassa entità del segnale;
- venga garantito un campionamento statisticamente rappresentativo del campo medio di rumore;
- la misura sia effettuata in presenza di un campo di rumore diffuso.

Mentre la prima condizione richiede solo l'uso di strumentazione adeguata, le altre due dipendono dalla specifica situazione sperimentale e come tali possono essere valutate solo a posteriori. Le indicazioni che seguono hanno lo scopo di creare le condizioni perché tutte queste condizioni siano soddisfatte al meglio.

3.1.5.8.1.1 La strumentazione

Dal punto di vista sperimentale, la metodologia *H/V* richiede l'esecuzione di misure di rumore mediante un sistema di acquisizione tri-direzionale. Sensori di tipo velocimetrico sono da preferirsi a sensori di tipo accelerometrico data la scarsa sensibilità di questi ultimi.

Dato che la metodologia è basata sui soli rapporti di ampiezza spettrale, l'impiego di sensori con uguali caratteristiche e con una ragionevole linearità nella funzione di risposta per le tre componenti rende non necessaria la correzione strumentale del segnale in fase di post-processing. Per questo stesso motivo, non risulta necessario ricorrere a sensori velocimetrici caratterizzati da una frequenza propria molto bassa (1 Hz o meno). Peraltro, l'uso di quest'ultimo genere di sensori richiede spesso tempi di installazione relativamente lunghi (la stabilizzazione dell'apparato di misura richiede in alcuni casi tempi dell'ordine delle ore) che risultano incompatibili con un uso estensivo della metodologia. Di maggiore importanza risulta invece la disponibilità di un apparato di registrazione dotato di grande dinamica (dell'ordine dei 24 bit equivalenti) con basso rumore elettronico.

Per la registrazione del segnale non è richiesta una grande capacità di memoria: infatti frequenze di campionamento comprese fra i 128 e i 512 Hz per durate dell'ordine delle decine di minuti sono sufficienti per garantire un campionamento adeguato del campo di rumore delle misure adeguate per frequenze inferiori ai 10 Hz.

La sincronizzazione delle misure (per esempio mediante segnale GPS) non è necessaria.

3.1.5.8.1.2 Il posizionamento sul terreno

Dati i bassi livelli di ampiezza del segnale registrato, ogni possibile elemento di disturbo va eliminato. In questo senso, tutte le eventuali arti mobili della strumentazione (es. cavi di collegamento, sistemi di registrazione su disco rigido, ecc.) vanno eliminate o messe in condizione di non perturbare le misure. Inoltre, per evitare l'effetto del vento sulla strumentazione, la sua sezione d'urto va minimizzata (se necessario anche interrando i sensori in presenza di un forte vento al suolo). Per lo stesso motivo va evitato il più possibile il contatto dei sensori con elementi mobili presenti sul terreno (fili d'erba, ecc.) o comunque di fattori che agiscono direttamente sul sistema di sensori (pioggia).

Un elemento essenziale per le misure *H/V* è la realizzazione di un buon accoppiamento dello strumento con il suolo. Laddove possibile, i sensori andrebbero saldamente ancorati (per infissione) al terreno libero dopo l'eliminazione di possibili elementi di disturbo (erba, ciottoli, ecc.). In presenza di suolo rigido, la distanza dei sensori dal suolo deve essere minimizzata per evitare movimenti relativi fra l'apparato e il terreno. Infine situazioni di scarsa stabilità del suolo (sabbia o ghiaia) vanno accuratamente evitate. Allo scopo di fornire una corretta interpretazione delle misure, la posizione dello strumento andrebbe documentata (es. fotograficamente), annotando anche le condizioni ambientali della misura (pioggia sottile, vento forte, ecc.).

Dato che obiettivo è la caratterizzazione del campo d'onde diffuso, la presenza di sorgenti di rumore dominanti va, laddove possibile, eliminata. In particolare, va evitato l'effetto di potenziali sorgenti "colorate" (ovvero capaci di generare segnali in una specifica banda di frequenze) poste vicini al sito di misura. Oltre a eventuali automobili con il motore acceso, possibili sorgenti di questo tipo possono essere alberi o edifici sollecitati dal vento. In questi ultimi casi, una regola empirica generale è quel-

la di posizionare i sensori a una distanza pari all'altezza dell'albero o dell'edificio più vicino. La loro presenza va comunque annotata.

Annotare l'orientamento dei sensori orizzontali secondo le direzioni dello spazio può essere utile in fase di *post-processing* per la identificazione di eventuali fenomeni di direzionali (es. dovuti alla presenza di sorgenti dominanti) capaci di condizionare la qualità della misura.

La durata della misura dell'ordine dei 20 minuti è solitamente adeguata a garantire un sufficiente campionamento statistico del segnale nell'ambito delle frequenze di maggiore interesse (all'incirca nell'intervallo 0.5-10 Hz). Durate proporzionalmente maggiori (dell'ordine di 60 minuti) sono necessarie in presenza di campi di rumore assai deboli o se si intende studiare il segnale nel campo delle basse frequenze (< 0.5 Hz).

Le condizioni meteorologiche, a parte le interazioni dirette sullo strumento (pioggia, ecc.) possono giocare un ruolo importante nella struttura del campo d'onda del rumore. In generale, la presenza di perturbazioni atmosferiche su scala regionale, soprattutto nei bacini marini, può favorire la maggiore energizzazione del campo di rumore soprattutto in bassa frequenza (< 0.5 Hz) e quindi risultare in misure *H/V* più affidabili.

3.1.5.8.1.3 Determinazione della funzione *H/V* a partire dalle misure sperimentali

Esistono vari protocolli di analisi numerica per la determinazione della funzione *H/V* a partire dalle misure sperimentali. Elemento importante del protocollo prescelto è la possibilità di fornire, oltre al valore del rapporto spettrale medio, anche una stima del relativo intervallo di confidenza. Inoltre deve essere in grado di fornire alcuni diagnostici utili per la verifica delle condizioni di validità della misura. In particolare, deve fornire indicazioni relative alla eventuale presenza di sorgenti "dominanti" remote o fenomeni di deriva strumentale dovute a variazioni di assetto (es. piccoli cedimenti del terreno).

Senza entrare nei dettagli delle singole procedure, è utile definire alcuni elementi chiave.

Solitamente, il segnale misurato viene preliminarmente segmentato in una serie di finestre temporali di uguale durata (con o senza sovrapposizione). Su ciascuna di queste finestre viene stimato lo spettro di ampiezza del segnale nelle tre componenti. In questa fase risulta importante la scelta del sistema di lisciamento (*smoothing*) adottato per la determinazione dello spettro (forma e dimensioni della finestra di lisciamento).

Questa parte della procedura va chiaramente esplicitata in fase di documentazione finale in quanto condiziona fortemente la forma finale della funzione *H/V* soprattutto nella parte in bassa frequenza. Lo spettro relativo alla componente orizzontale viene ottenuto effettuando la media (solitamente geometrica) delle due componenti spettrali del rumore sul piano orizzontale.

La combinazione delle stime ottenute nelle diverse finestre temporali viene poi utilizzata per costruire la funzione *H/V* finale e stimare il relativo intervallo di confidenza. In particolare, la funzione *H/V* può essere ottenuta in due modi diversi. Nel primo, questa corrisponde alla media dei valori delle funzioni *H/V* calcolate in ogni finestra temporale, nel secondo, la funzione *H/V* è calcolata a partire dal rapporto fra gli spettri ottenuti come media di quelli relativi alle singole sorgenti. Anche questa scelta può in alcuni casi modificare significativamente la forma della funzione *H/V* risultante e va quindi dichiarata esplicitamente nella documentazione.

3.1.5.8.1.4 La qualità della misura H/V

Nel corso della misura non è possibile sapere se le condizioni necessarie al funzionamento della procedura a fini geognostici (campo d'onde diffuso) si sono realizzate o meno.

Oltre alla stima della curva H/V , risulta quindi utile valutare l'eventuale presenza di fenomeni direzionali (eterogeneità del campo di rumore) e la stabilità nel tempo della funzione H/V durante la misura (stazionarietà). In presenza di un campo di rumore diffuso il valore della funzione H/V non deve cambiare nel tempo o al variare della direzione. Al contrario, la presenza di sorgenti dominanti o il cattivo posizionamento dello strumento (basculamento) si manifesta come una variazione direzionale e/o temporale dei rapporti H/V .

Sperimentalmente, l'analisi di qualità della misura può essere effettuata confrontando le ampiezze spettrali medie del rumore misurato lungo le due componenti orizzontali, oppure calcolare diversi valori della funzione H/V di volta in volta proiettando lungo direzioni differenti le ampiezze spettrali ottenute sul piano orizzontale (Figura 3.1-6). La stazionarietà nel tempo, invece, può essere valutata rappresentando in funzione del tempo le funzioni H/V ottenute nelle diverse finestre temporali considerate (Figura 3.1-6). La presenza di marcate eterogeneità azimutali e/o di variazioni temporali nelle caratteristiche del campo misurato (Figura 3.1-7) possono indicare la presenza di fenomeni capaci di invalidare le ipotesi di base della procedura. In questi casi la misura andrebbe ripetuta fino a ottenere condizioni sperimentali ritenute soddisfacenti.

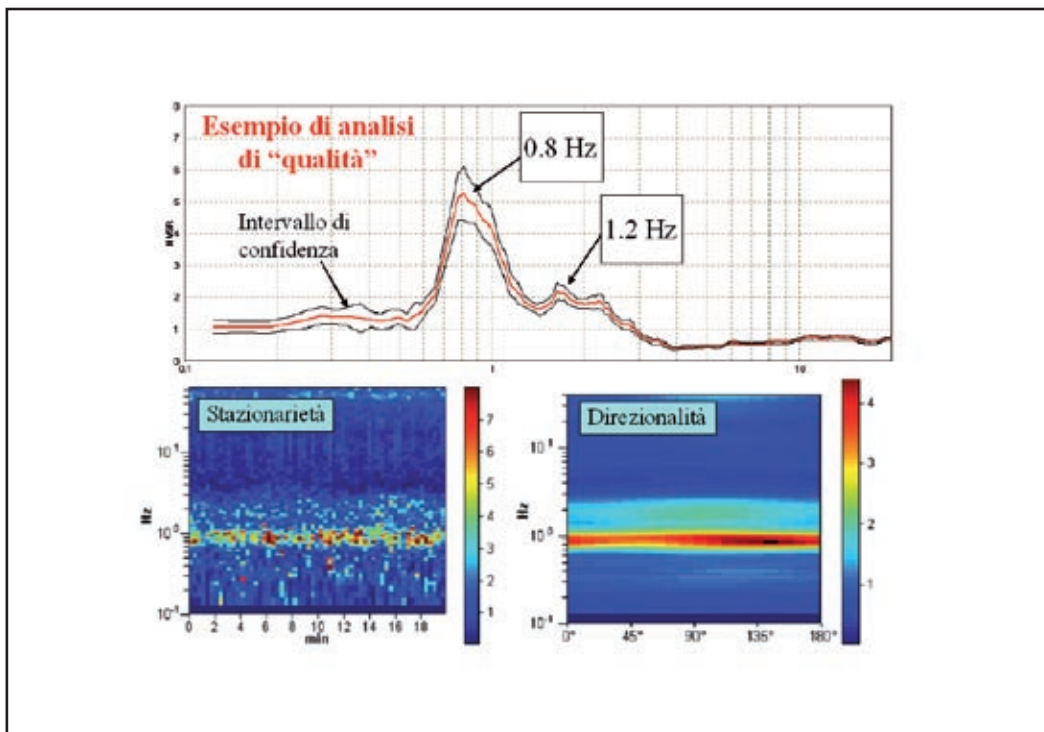


Figura 3.1-6 – Risultati delle analisi di rumore sismico relative a una corretta misura H/V . In alto sono riportati i valori del rapporto spettrale H/V in funzione della frequenza con il relativo intervallo di confidenza al 95%. Sono anche indicati i valori delle frequenze corrispondenti ai massimi della funzione H/V . In basso a sinistra è riportato l'andamento nel tempo (ascissa) dei valori H/V (colori) in funzione della frequenza (ordinata): il grafico ha lo scopo di valutare la stabilità nel tempo della curva H/V . In basso a destra sono invece riportati i valori della funzione H/V (colore) in funzione della frequenza (in ordinata) al variare della direzione del segnale (ascissa): il grafico serve a valutare la direzionalità del segnale registrato.

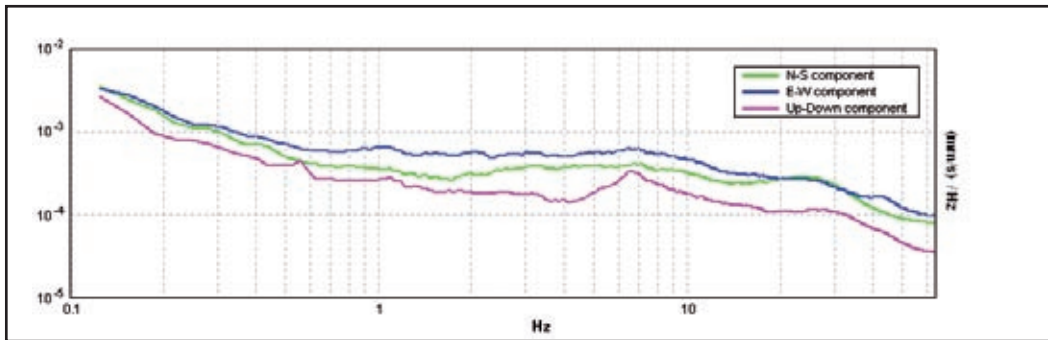


Figura 3.1-7 – Risultati di una non corretta misura H/V . Si vede come esistano differenze marcate fra gli andamenti dei due spettri relativi al rumore misurato lungo le due componenti orizzontali.

Un altro importante effetto di disturbo è quello associato alla presenza di intense sorgenti di rumore elettromagnetico (apparati radar, motori elettrici, impianti industriali, ecc.). La presenza di queste sorgenti viene messa in evidenza da massimi spettrali molto ben definiti su tutte e tre le componenti del segnale. Un esempio di questo genere di problema è mostrato in Figura 3.1-8. In situazioni di questo tipo, la banda di frequenza interessata dal rumore elettromagnetico non va considerata nella fase di interpretazione del segnale.

Un altro aspetto importante riguarda l'affidabilità e la chiarezza del massimo della funzione H/V . Questo tipo di analisi serve a eliminare massimi apparenti della funzione H/V , la cui presenza è frutto della cattiva qualità statistica della misura piuttosto che di un genuino fenomeno fisico. Alcuni criteri in proposito sono stati determinati nell'ambito del progetto europeo SESAME. Per esempio, nella pratica corrente, un massimo viene giudicato rappresentativo di possibili effetti di risonanza se la sua ampiezza risulta almeno pari a 2, anche tenendo conto del relativo intervallo di confidenza. In realtà, questi criteri hanno un carattere convenzionale e non possono essere né considerati esaustivi né determinanti. Nei casi più ambigui, piuttosto che fidarsi ciecamente di questi criteri è più utile una valutazione diretta della ripetibilità della misura, ripetendola in momenti differenti o in posizioni vicine (entro una decina di metri).

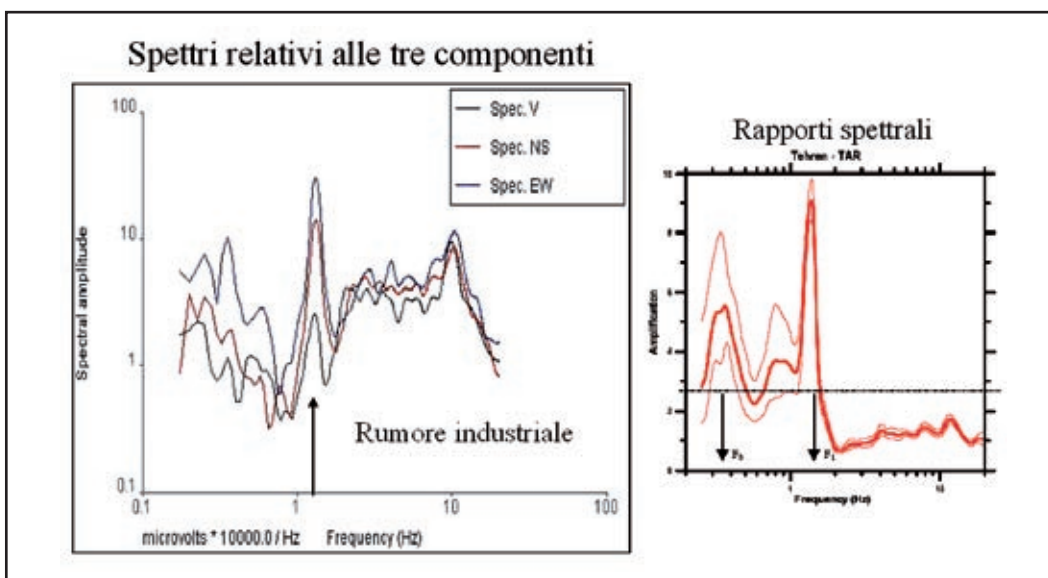


Figura 3.1-8 – Effetto della presenza di rumore elettromagnetico nelle misure di rumore sismico ambientale.

Infine, un buon indicatore della qualità del picco H/V può essere ottenuto dall'esame degli spettri singoli. Infatti, massimi fisicamente significativi sono generalmente associati a valori di ampiezza spettrale minima sulla componente verticale. Un esempio di picco H/V chiaro e fisicamente significativo è mostrato in Figura 3.1-9.

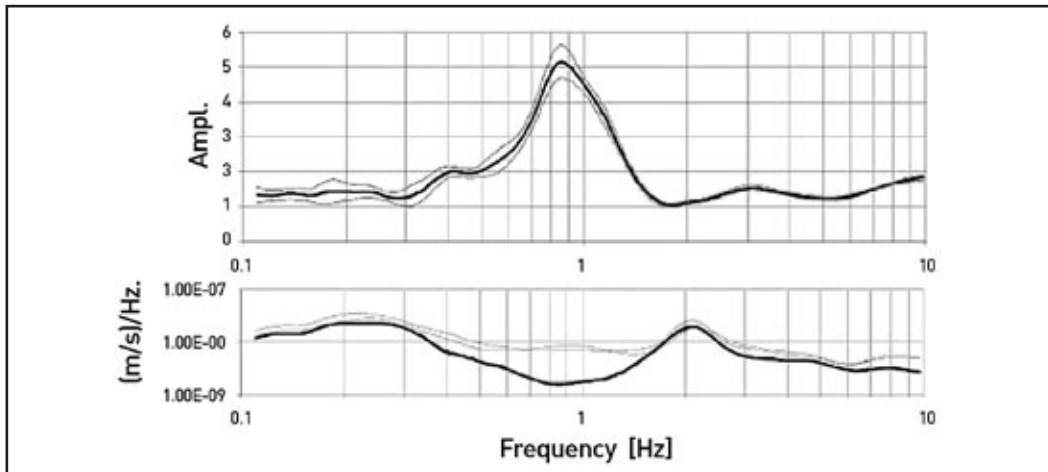


Figura 3.1-9 – Andamento degli spettri relativi a una corretta misura H/V nella quale viene identificato un picco fisicamente significativo. Nella figura superiore è riportato l'andamento della curva H/V (curva spessa) e il relativo intervallo di confidenza (curve sottili). Nella figura in basso sono riportati gli andamenti degli spettri di ampiezza del rumore sulla componente verticale (curva spessa) e sulle componenti orizzontali (curve sottili).

3.1.5.8.2 Il metodo dell'antenna sismica

L'antenna sismica (*seismic array*) è una configurazione di sensori sismici distribuiti secondo geometrie variabili sull'area di indagine. In generale, la configurazione ad antenna sismica consente di valutare la coerenza di fase fra i segnali registrati alle diverse frequenze dai sensori (geofoni) che costituiscono l'antenna. Assunzione di base per molte delle tecniche di analisi proposte è che il fronte d'onda che di volta in volta attraversa l'antenna sia piano. Questo implica che le metodologie di analisi tendono a evidenziare le componenti del moto associate a onde superficiali prodotte da sorgenti lontane (rispetto alle dimensioni dell'antenna).

Obiettivo finale della misura è quindi la determinazione della curva di dispersione delle onde superficiali (essenzialmente Rayleigh) ovvero della distribuzione in funzione della frequenza delle relative velocità di propagazione associate alle onde di Rayleigh (Figura 3.1-10).

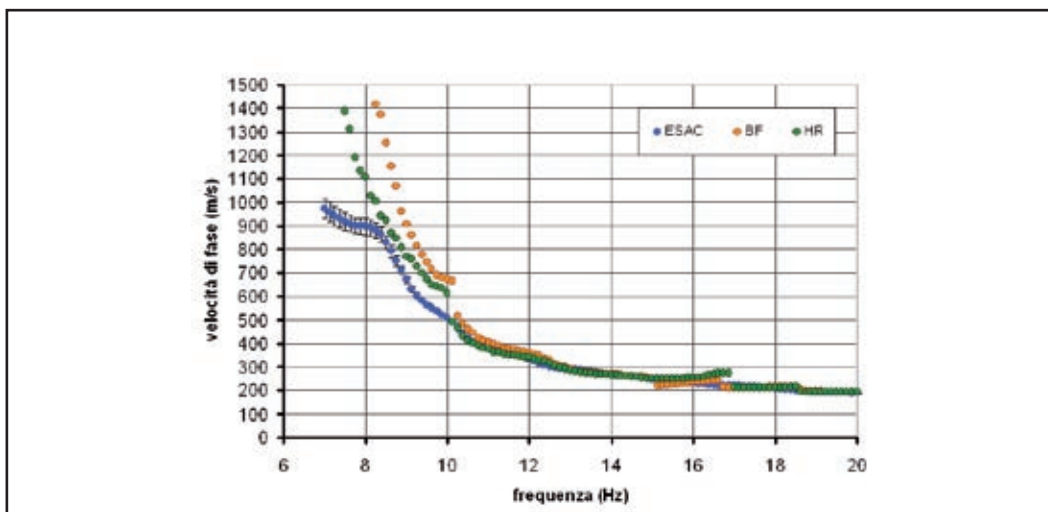


Figura 3.1-10–Risultati dell'analisi delle misure di rumore sismico ambientale utilizzando la tecnica dell'antenna sismica. Nel grafico sono riportate diverse stime delle curve di dispersione delle onde di Rayleigh ottenute utilizzando la tecnica ESAC e due diverse tecniche FK.

Queste velocità di propagazione dipendono essenzialmente dall'andamento in profondità del profilo di velocità delle onde S. In particolare, si vede che al diminuire della frequenza di vibrazione dell'onda (aumento del periodo) cresce l'influenza dei valori di velocità delle onde S relative a strati via via più profondi. Quindi, mediante opportune procedure di inversione, è possibile risalire dalla curva di dispersione al profilo di velocità delle onde S fino a una profondità proporzionale alla minima frequenza di vibrazione considerata nella curva di dispersione.

3.1.5.8.2.1 La strumentazione

L'attrezzatura necessaria è solitamente assai simile a quella per la sismica a rifrazione. Questa può essere costituita da un sismografo multi-canale (almeno 12 canali) e da un sistema di geofoni (essenzialmente verticali) distribuiti sul terreno, oppure a un insieme di stazioni sismiche indipendenti dotate ciascuna di un apparato di registrazione. Le principali differenze riguardano la frequenza propria dei geofoni (4.5 Hz o meno) e la durata del tempo di registrazione del segnale. Quest'ultimo deve essere tale da garantire un adeguato campionamento statistico del campo d'onde diffuso. Tempi di registrazione dell'ordine di qualche decina di minuti sono generalmente sufficienti.

Una caratteristica essenziale della strumentazione è la possibilità di sincronizzare accuratamente le registrazioni relative ai diversi sensori. Infatti, dato che l'informazione di base è quella riguardante i rapporti di fase fra le registrazioni, un'accurata temporizzazione dei diversi segnali è essenziale. Il modo più semplice per ottenere questa sincronizzazione è l'impiego di un sistema di acquisizione multi-canale connesso ai singoli sensori. In alternativa è necessario disporre di un sistema di sincronizzazione esterno (tipo GPS) per i singoli geofoni o sismografi.

Se i sensori sono di tipo verticale, le uniche componenti del campo di onde superficiali saranno quelle relative alle onde di Rayleigh. In linea di principio, utilizzando sensori tri-direzionali sarebbe possibile, monitorando anche la componente orizzontale del campo di rumore, tentare la ricostruzione della curva di dispersione delle onde di Love. In realtà, dato che il rapporto di energia tra le componenti di Love e Rayleigh sul piano orizzontale è generalmente ignoto, le eventuali curve di dispersione risultanti sono di difficile interpretazione.

3.1.5.8.2.2 Il posizionamento sul terreno

Un aspetto importante nell'applicazione delle tecniche di *array* riguarda la distribuzione dei geofoni sul terreno. In generale, si suppone che il campo di rumore sia caratterizzato da una marcata isotropia ovvero con onde che provengono mediamente con la stessa energia da tutte le direzioni dello spazio (campo diffuso). Se questo è vero, qualunque distribuzione di sensori è equivalente all'altra purché le diverse distanze inter-geofoniche coprano in maniera omogenea l'intervallo di valori delle lunghezze d'onda di interesse. In realtà, la condizione di isotropia del campo non è sempre soddisfatta in modo completo. In questi casi diventa necessario valutare la velocità di fase lungo diverse direzioni di propagazione: solo in questo modo infatti sarà sempre possibile valutare la direzionalità del campo e apportare le opportune correzioni. A questo scopo è quindi necessario posizionare opportunamente i geofoni, per esempio distribuendo i sensori lungo due assi incrociati. In questo senso, il posizionamento di geofoni lungo una sola direzione (metodo REMI da *REfraction Microtremor*) è da considerarsi

rischioso, se non quando l'ipotesi di completa isotropia del campo d'onde può essere assunta come vera. Inoltre, per evitare fenomeni di *aliasing* spaziale (ovvero di cattivo campionamento della curva di dispersione), è necessario adottare distanze inter-geofoniche variabili in modo da coprire con buona omogeneità l'intervallo di lunghezze d'onda di potenziale interesse (1-100 m). Un esempio di configurazione è mostrato in Figura 3.1-11.

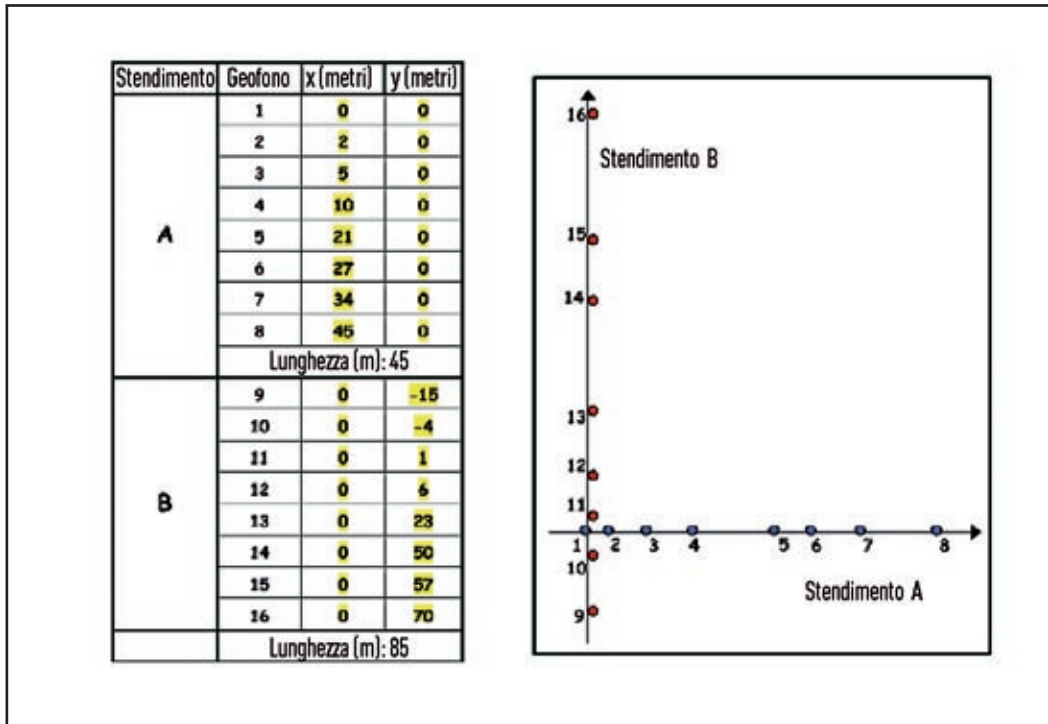


Figura 3.1-11 – Distribuzione dei sensori di una antenna sismica utilizzata per la stima della curva di dispersione mostrata in Figura 3.1-10.

3.1.5.8.2.3 Risultati attesi

Studiando la coerenza di fase del rumore ambientale con opportune tecniche numeriche (ESAC o FK), risulta possibile individuare le diverse fasi presenti nel segnale, risalendo alle relative velocità di fase (Figura 3.1-10). In particolare, risulta possibile definire la curva “di dispersione” che rappresenta le velocità di fase delle onde superficiali presenti alle varie frequenze. Questa curva è detta “apparente” o “effettiva” ed è frutto della combinazione dei diversi modi di propagazione delle onde superficiali. Alcune di queste tecniche numeriche (quelle del tipo FK) consentono anche di stimare le direzioni di provenienza del segnale nei diversi istanti e per le diverse frequenze e valutare quindi la possibile presenza di sorgenti dominanti che rendono anisotropo il campo d'onde.

In linea di principio, non esistono limiti alla profondità di esplorazione di questo metodo di analisi. In realtà, le condizioni sperimentali e/o le caratteristiche strumentali impongono inevitabili limitazioni:

- la sensibilità delle velocità di fase delle onde superficiali alla struttura di velocità delle onde S nel sottosuolo dipende dalla lunghezza d'onda della fase di volta in volta considerata; in generale, la profondità campionata z da un'onda superficiale è dell'ordine di $1/2$ della sua lunghezza d'onda λ (pari al rapporto fra la velocità di fase e la frequenza relativa); si ha anche che la massima lunghezza d'onda campionabile con uno stendimento di dimensioni massime L può variare da circa

2L fino anche a 4-5 volte L, in funzione dell'intensità del rumore e della struttura di velocità del sottosuolo; da queste considerazioni si desume che la massima profondità di esplorazione è compresa fra L e 2.5L;

- un altro limite è dato dalla risposta dei geofoni impiegati per il campionamento del rumore; per esempio, l'uso di sensori con una frequenza propria di 4.5 Hz implica che la minima frequenza campionabile risulti dell'ordine di qualche Hz (2-3 Hz), cui corrispondono, per le velocità delle onde S dell'ordine di qualche centinaio di metri al secondo come quelle generalmente osservate a bassa profondità, lunghezze d'onda massime comprese tra 100 e 300 m; quindi, in definitiva, la massima profondità di esplorazione attesa da questo tipo d'indagine risulta compresa tra circa 50 e 150 metri;
- infine valgono per questa procedura gli stessi limiti delle prospezioni di tipo attivo basate sulla tecnica delle onde superficiali (SASW, MASW): anche in questo caso, infatti, la presenza di forti contrasti di impedenza sismica in profondità tende a confinare la propagazione delle onde superficiali all'interno dello strato superiore meno rigido; questo implica che la curva di dispersione non potrà fornire indicazioni attendibili sulle velocità di propagazione all'interno del substrato rigido.

In generale, si può ritenere una data velocità di fase, come indicativa delle velocità media delle onde S fino a una profondità che cresce con il diminuire della frequenza. Per esempio, la velocità di fase delle onde di Rayleigh V_r relativa alla frequenza ν può fornire una stima assai grossolana ($V_r \approx 0.9V_s$) della velocità media delle onde S fino a una profondità pari all'incirca a $0.5V_r/\nu$ (ovvero 0.5λ).

Per la sua natura, quindi, la curva di dispersione ha un aspetto "liscio" e monotonicamente decrescente con la frequenza. In realtà, in presenza di profili di velocità caratterizzati da marcate inversioni, è possibile che la curva di dispersione presenti variazioni marcate a seguito del diverso ruolo giocato dai modi di vibrazione superiori a quello fondamentale. Pertanto, la presenza di un numero ridotto di irregolarità nella curva di dispersione non è necessariamente sintomo di una cattiva determinazione dei valori delle velocità di fase. Quindi, è solo in fase di inversione che sarà possibile valutare l'effettiva significatività della misura.

3.1.5.9 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Di Giacomo, D., Gallipoli, M. R., Mucciarelli, M., Parolai, S. e Richwalski, S. M. (2005) - Analysis and modelling of HVSr in the presence of a velocity inversion: the case of Venosa, Italy. *Bull. Seism. Soc. Am.* 95, 2364-2372.
- Gallipoli, M. R., Mucciarelli, M., Tropeano, M., Gallicchio, S. e Lizza, C. (2004) - HVSr measurements in the area damaged by the 2002 Molise, Italy earthquake. *Earthq. Spectra*, 20, S81-S94.
- Mucciarelli, M. (1998) - Reliability and applicability range of the Nakamura's technique. *Journ. Earthq. Eng.*, 2, 4, 625-63.
- Mucciarelli, M. e Gallipoli, M. R. (2001) - A critical review of 10 years of Nakamura technique. *Boll. Geof. Teor. Appl.*, 42, 255-256.
- Mucciarelli, M. e Gallipoli M. R. (2004) - The HVSr technique from microtremor to strong motion: empirical and statistical considerations. *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, 2004 - Cd-rom, Paper No. 45.
- Mucciarelli, M., Gallipoli, M. R., Di Giacomo, D., Di Nota, F. e Nino, E. (2005) - Wind influence on seismic noise

measurements. *Geoph. Journ. Int.*, 161, 303-308.

Mucciarelli, M., Gallipoli, M.R. e Arcieri, M., (2003) - The stability of Horizontal-to-Vertical Spectral Ratio by triggered noise and earthquake recordings. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 93, 1407-1412.

Oliveto, A., Mucciarelli M. e Caputo, R. (2004) - HVSR prospecting in multi-layered environments: an example from the Tyrnavos Basin (Greece). *Journ. Seism.*, 8, 395-406.

SESAME Site Effects Assessment Using Ambient Excitations (2005) - *European Commission, Research General Directorate Project N. EVG1-CT-2000-00026 SESAME*, <http://sesame-fp5.obs.ujf-grenoble.fr>. (Bard P. coord.).

3.1.5.10 GLOSSARIO

Impedenza sismica

Prodotto della velocità delle onde S e densità del mezzo in cui si propaga la perturbazione sismica.

Ordinate spettrali

Ampiezza delle componenti armoniche utilizzate per rappresentare l'andamento temporale del rumore ambientale.

Rumore sismico ambientale (microtremore)

Campo di onde sismiche presente nel terreno in ogni punto della superficie della Terra a causa di fenomeni di origine naturale (onde marine, vento, variazioni barometriche, ecc.) e antropica (traffico veicolare, rumore industriale, ecc.).

3.1.6 STUDIO DI *STRONG/WEAK MOTION* PER LA RISPOSTA SISMICA LOCALE

3.1.6.1 OBIETTIVO

Differenziare e caratterizzare la risposta sismica locale tramite registrazioni di *strong/weak motion*.

3.1.6.2 PREMESSA

Per dato *strong motion* si intende la registrazione sismica dell'accelerazione del terreno ottenuta in occasione di eventi che provocano un elevato livello di scuotimento. Le registrazioni *strong motion* si differenziano da quelle relative a eventi di piccola energia (dati *weak motion*) in cui la quantità misurata è la velocità del terreno. La distinzione tra le due tipologie di registrazioni si basa su due considerazioni legate rispettivamente all'evoluzione tecnologica della strumentazione di registrazione e alle possibili variazioni nel comportamento dei terreni in funzione dell'intensità dello scuotimento.

Dal punto di vista tecnologico fino a pochi anni fa gli strumenti (velocimetri) a elevata sensibilità, in grado quindi di registrare movimenti molto piccoli del terreno, avevano una limitata ampiezza di registrazione raggiungendo il massimo valore (saturazione) per bassi valori del moto. Al contrario strumenti (accelerometri) in grado di registrare senza saturazione movimenti molto forti non disponevano di grande sensibilità e rimanevano sordi a scuotimenti di valore medio o basso. Con il recente sviluppo tecnologico tali differenze si sono molto ridotte e, attualmente, gli accelerometri sono in grado di registrare con sufficiente sensibilità anche movimenti molto piccoli associati a terremoti di piccola magnitudo o localizzati a grande distanza dallo strumento rendendo molto meno precisa la definizione di dato *strong motion*. Più complessa è la distinzione tra *strong motion* e *weak motion* dal punto di vista della risposta dei terreni, in quanto quest'ultima può dipendere dall'ampiezza della sollecitazione stessa. Si è infatti osservato che le deformazioni indotte in un terreno non crescono in modo lineare in funzione dell'ampiezza degli sforzi applicati e che anche la frequenza a cui oscilla una colonna di terreno può spostarsi verso valori più bassi al crescere delle sollecitazioni applicate; tali effetti, indicati come comportamento non lineare e degrado, dipendono fortemente dalle caratteristiche dei terreni.

3.1.6.3 BASE TEORICA

Lo spettro di un segnale sismico registrato a un sito è formato dal contributo di un termine di sorgente, uno di propagazione e uno di sito:

$$A(f) = G(f) P(f) S(f).$$

Valutare gli effetti di sito a partire da una registrazione significa calcolare il termine di sito $S(f)$ separandolo dagli altri termini. Visto che la radiazione della sorgente sismica dipende dall'angolo sorgente-ricevitore e da come si evolve la rottura lungo un piano di faglia esteso, per avere lo stesso contributo di sorgente $G(f)$ a due siti diversi di registrazione sarà necessario che entrambi i siti vedano la sorgente sotto lo stesso angolo. Analogamente per gli effetti di propagazione $P(f)$, vista la loro dipendenza dal percorso sorgente-stazione, è necessario che due siti diversi di registrazione siano posti a distanze molto simili dalla sorgente, è cioè necessario che la distanza tra i due siti di registrazione sia molto minore della distanza sorgente-stazione.

Fatte salve le ipotesi sopra descritte, i termini relativi alla sorgente e al percorso possono essere considerati uguali per due siti di registrazione e il rapporto spettrale $A(f)$ dipende solo dai termini relativi alla risposta di sito. Individuato quindi un "riferimento" non accelerometrico, il rapporto spettrale tra le registrazioni ottenute nel sito in esame e le corrispondenti registrazioni dello stesso evento sismico ottenute nel sito di riferimento fornirà direttamente una stima della funzione di amplificazione cercata. In un caso ideale di terreni soffici a stratificazione orizzontale, che appoggiano su un terreno rigido (bedrock), la funzione di amplificazione si potrebbe ottenere facendo il rapporto spettrale tra i segnali registrati in superficie e quelli registrati da uno strumento posto sull'interfaccia bedrock-terreni di copertura sulla verticale dello strumento in superficie. In tale ipotesi la funzione di amplificazione ottenuta rappresenta la vera funzione di trasferimento della colonna di terreno corrispondente ai livelli di deformazione osservati al bedrock. Naturalmente tale condizione non è quasi mai verificata e quindi i rapporti spettrali vengono effettuati usando come bedrock siti rocciosi poco distanti.

3.1.6.4 ESECUZIONE DELLE MISURE E TRATTAMENTO DEI DATI

Gli strumenti (accelerometri) di misura vanno installati in un numero di siti in grado di rappresentare tutte le condizioni potenzialmente amplificative dell'area in indagine (terreni soffici su bedrock, situazioni di cresta o di bordo, vicinanza di strutture tettoniche in corrispondenza delle quali si trovano ammassi rocciosi intensamente fratturati). È necessario quindi effettuare o raccogliere, in maniera propedeutica, studi geologici specifici, dati geofisici e geotecnici che consentano un inquadramento geomorfologico dell'area. Tra le indagini preliminari si può considerare anche una campagna di misure di rumore ambientale (microtremore) da elaborare col metodo HVSR, i cui risultati possono fornire una prima indicazione sui siti amplificativi e soprattutto sul possibile sito di riferimento. La scelta del sito di riferimento è forse il punto più critico di tutto il processo, vista la difficoltà del suo reperimento in alcune aree del territorio nazionale. Il "riferimento ideale" sarebbe un sito su roccia non fratturata, in posizione pianeggiante per evitare eventuali effetti topografici, ma di fatto è il sito roccioso che meglio rappresenta il bedrock locale. Si consiglia comunque di effettuare analisi del rumore ambientale almeno nel sito di riferimento scelto, prima di installare la stazione di misura.

Le stazioni accelerometriche, generalmente equipaggiate con una terna di sensori orientati secondo direzioni prefissate, andranno installate prestando particolare cura all'alimentazione degli strumenti e alla temporizzazione dei segnali, tipicamente basata su sincronizzazione GPS.

Riguardo alla fase di acquisizione, con gli strumenti di nuova generazione è possibile registrare in modalità continua, dividendo il segnale in spezzoni della durata ad esempio di un'ora senza perdere nessuna informazione. I vantaggi di tale approccio sono la sicurezza dell'acquisizione e la possibilità di registrare eventi anche molto piccoli o eventi lontani; come ulteriore vantaggio, in questa modalità di registrazione si ottengono lunghe finestre di microtremore da trattare con tecniche spettrali tipo HVSR, i cui risultati possono utilmente essere confrontati con quelli ricavati dagli eventi sismici. In alternativa si può ricorrere alla modalità di registrazione a soglia, nel qual caso gli strumenti registrano solo se il segnale supera dei valori di ampiezza fissati. Si minimizza così la quantità di dati raccolti, ma si può d'altro canto incorrere nella perdita di informazioni se non si ripone una particolare cura nella scelta del settaggio dei parametri che regolano l'attivazione della registrazione.

Le registrazioni ottenute vanno successivamente processate per applicare il metodo dei rapporti spettrali rispetto a un sito di riferimento (Borcherdt, 1994). Tale metodo prevede l'identificazione della finestra di segnale da processare, tipicamente la finestra a maggior contenuto energetico (pacchetto delle onde S). Sulla finestra scelta si calcola la trasformata di Fourier, avendo cura di filtrare preventivamente il segnale per eliminare eventuali basse frequenze indotte da rumore elettronico strumentale. Alternativamente è necessario limitare l'analisi dei risultati alle frequenze compatibili con i casi analizzati. Infine si calcolano i rapporti spettrali tra componenti omologhe di segnali, ottenendo una stima della funzione di trasferimento in ciascun sito di misura. Per poter ottenere risultati significativi sarà necessario registrare un numero "sufficiente" di eventi sismici (indicativamente almeno una decina) con buon rapporto segnale-rumore. In questo modo sarà possibile valutare una funzione di trasferimento media, con una relativa dispersione per tenere conto della forte variabilità che può essere tipica di questo tipo di analisi.

In una prima fase di analisi conviene esaminare separatamente le 2 componenti orizzontali del moto, che potrebbero evidenziare effetti direzionali legati alle caratteristiche del sito o alla provenienza degli eventi. La eventuale dipendenza della risposta di sito dall'azimut del terremoto, legata a geometrie bi/tridimensionali, può essere individuata solo quando si riesce a ottenere un numero elevato di registrazioni prodotte da sorgenti diverse; in tal caso sarà necessario definire una funzione di trasferimento media, oppure funzioni di trasferimento dipendenti dalle differenti sorgenti sismogenetiche.

A meno di casi particolarmente rari o di esperimenti di lunga durata, le indagini descritte non consentono di registrare eventi di magnitudo così elevata da innescare comportamenti non lineari dei terreni. Naturalmente in caso si registrassero eventi in un intervallo molto ampio di magnitudo, sarà possibile calcolare le funzioni di trasferimento per diversi valori di magnitudo confrontando i risultati ottenuti, sia in termini di ampiezza che di frequenza, per stimare possibili effetti non lineari nel comportamento dei terreni.

3.1.6.5 ESEMPI ITALIANI

Nella città de L'Aquila, in epoca recente era in funzione una rete accelerometrica locale formata da 3 stazioni digitali. Le stazioni erano installate su terreni di diverse caratteristiche a distanze relative di alcune decine di metri. In particolare, la prima stazione era installata su terreni argillosi, la seconda sugli stessi terreni argillosi, ma in galleria, a circa 50 metri dalla prima stazione. La terza stazione era installata sulla verticale della seconda, su uno strato di ghiaie cementate dello spessore di circa 30-40 metri, che ricopre i terreni argillosi e sul quale è edificato gran parte del centro storico della città. Contestualmente una stazione sismica era installata su roccia a circa tre chilometri dal centro della città e fungeva da sito di riferimento. Durante il funzionamento della rete sono state acquisite molte registrazioni ed è stato possibile applicare le tecniche sopra descritte. I risultati delle analisi eseguite (De Luca *et al.*, 2005) hanno evidenziato la presenza di una forte amplificazione alle basse frequenze (0.5-0.6 Hz), che è stato possibile modellare con tecniche bidimensionali agli elementi finiti, sulla base di un modello geometrico di bacino alluvionale ricavato da dati gravimetrici con velocità dei terreni di copertura ottenute da misure superficiali.

Il bacino di Gubbio è stato identificato come *test-site* nell'ambito del progetto sismologico S3 commissionato all'Istituto nazionale di geofisica e vulcanologia dal DPC. In tale ambito sono state installate, in tempi successivi, tre reti temporanee di stazioni sismiche lungo transetti ortogonali e longitudinali rispetto al bacino, e in geometrie bidimensionali. Una stazione installata su roccia a circa 1 km dal bordo orientale del bacino ha funzionato come sito di riferimento per tutta la durata dell'esperimento. Durante i mesi di acquisizione sono stati registrati molti eventi di piccola magnitudo, sia locali sia regionali, che hanno consentito la valutazione della funzione di amplificazione e delle sue variazioni lungo il bacino. È stato possibile anche individuare le frequenze di risonanza e quindi risalire alla determinazione della profondità del bacino sotto le stazioni dell'array. I risultati ottenuti (Cara *et al.*, 2006) potranno essere utilizzati per costruire un modello tridimensionale del bacino da usare per modellazioni numeriche del suo comportamento tramite tecniche alle differenze finite.

Nel territorio comunale di Cerreto di Spoleto (PG) è attiva dalla fine degli anni '80 una rete accelerometrica locale gestita dall'Enea, finalizzata ad analizzare le variazioni del moto del terreno a seguito di particolari condizioni geo-morfologiche e le conseguenti implicazioni sul comportamento delle strutture durante un terremoto. Il sito, con il centro storico arroccato su una dorsale carbonatica e l'area di espansione nell'adiacente fondovalle, può essere considerato rappresentativo di situazioni analoghe ricorrenti nell'area appenninica ed è di particolare interesse in quanto presenta numerose condizioni potenzialmente predisposte a effetti di amplificazione locale.

La rete accelerometrica ha ottenuto varie registrazioni durante la crisi sismica dell'Umbria-Marche del 1997-98 (Clemente *et al.*, 2000). Nella stessa area sono state condotte, nel periodo 1999-2001, una serie di indagini geofisiche e, in particolare, sono state installate 2 reti velocimetriche temporanee, finalizzate all'analisi della risposta sismica locale, che hanno complessivamente registrato una quarantina di eventi *weak motion*. L'analisi dei risultati ha portato a evidenziare: 1) nel fondovalle, oltre all'attesa amplificazione 1D del materasso alluvionale sul bedrock, effetti amplificativi (Martino *et al.*, 2003) collegabili a contatti tra litologie con differenti caratteristiche fisico-meccaniche (travertini sepolti nelle alluvioni); 2) in dorsale, un effetto di amplificazione accelerometrica legata alla variazione dello stato di fratturazione dell'ammasso roccioso in zona di faglia (Martino *et al.*, 2006).

3.1.6.6 CONSIDERAZIONI RIASSUNTIVE

L'utilizzo di dati *strong motion* ai fini di una MS rappresenta uno strumento estremamente utile in quanto consente di stimare in maniera diretta il comportamento differenziale dei siti su cui sono installati gli strumenti di registrazione e, quindi, valutare le amplificazioni locali nel caso i siti scelti siano effettivamente rappresentativi delle variazioni delle caratteristiche dei terreni nell'area in studio. La più grossa limitazione che tale metodo implica è che raramente, durante installazioni strumentali temporanee, è possibile registrare eventi di magnitudo elevata, visto il lungo periodo di ritorno che li contraddistingue. Generalmente, quindi, si è obbligati all'utilizzo di eventi di piccola magnitudo. Le funzioni di amplificazione calcolate da eventi *weak motion* tendono però in molti casi a sovrastimare le ampiezze di amplificazione e a spostarle verso frequenze più elevate, fornendo stime a volte troppo conservative e a volte poco realistiche, soprattutto su terreni a forte compor-

tamento non lineare (terreni più soffici).

Una ulteriore complicazione viene dalla difficoltà di disporre, in molti casi, di un sito di riferimento affidabile. In questi casi si può ricorrere a spettri di sorgente teorici calcolati una volta nota la distanza e la direzione di provenienza dell'evento e attenuati al sito tramite leggi di attenuazione note. Tali spettri sintetici sono quindi in grado di simulare la registrazione che si sarebbe ottenuta su un ipotetico sito ideale su roccia.

I rapporti tra gli spettri calcolati a partire dai dati sperimentali e gli spettri teorici possono essere considerati come una stima della funzione di trasferimento.

Riassumendo si può affermare che l'utilizzo dei dati accelerometrici riesce a fornire indicazioni esaustive soltanto raramente mentre, nella maggior parte delle applicazioni, fornisce una valutazione conservativa dei possibili effetti di amplificazione locale. In questi ultimi casi sarà quindi necessario ricorrere a tecniche di simulazione numerica per riprodurre gli effetti attesi.

Sarà necessario utilizzare accelerogrammi naturali o sintetici di caratteristiche analoghe a quelli che si registrerebbero nell'area una volta note le caratteristiche delle sorgenti sismogenetiche. Tali dati dovranno essere inseriti in una modellazione in grado di riprodurre sia gli effetti legati alle caratteristiche geotecniche dei terreni, sia i possibili effetti topografici o in generale bi/tridimensionali. Nel caso di modellazioni monodimensionali sarà anche possibile tenere conto degli effetti non lineari utilizzando misure in sito o dati di letteratura sulle caratteristiche dinamiche dei terreni. Limiti di tale approccio stanno nella scarsa conoscenza delle geometrie e delle caratteristiche dei terreni, spesso ricavate da poche indagini puntuali e lineari, e quindi nell'impossibilità di riprodurre le complessità (alte frequenze) contenute nei segnali reali.

3.1.6.7 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Borcherdt, R.D. (1994) - Estimates of site-dependent response spectra for design (methodology and justification). *Earthquake Spectra*, 10, 617-653.
- Cara, F., Parolai, S., Monachesi, G., Milkereit, R., Günther, E., Di Giulio, G., Milana, G., Bindi, D. e Rovelli, A. (2006) - Test sites in Europe for the evaluation of ground motion amplification: site response of the Gubbio basin (Central Italy) using weak motions recorded by linear seismic arrays. *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneve.
- Clemente, P., Rinaldis, D. e Bongiovanni, G. (2000) - The 1997 Umbria-Marche earthquake: analysis of the records obtained at the ENEA array stations. *Atti 12WCEE*, Auckland, New Zealand.
- De Luca, G., Marcucci, S., Milana, G. e Sanò, T. (2005) - Evidence of Low-Frequency Amplification in the City of L'Aquila, Central Italy, through a Multidisciplinary Approach Including Strong- and Weak-Motion Data, Ambient Noise, and Numerical Modeling. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.95, N. 4, 1469-1481.
- Martino, S., Paciello, A., Rovelli, A. e Verrubbi, V. (2003) - *Studio della risposta sismica locale in un tratto vallivo dell'Alta Valnerina* (PG). ENEA RT/2003/73/PROT.
- Martino, S., Minautolo, A., Paciello, A., Rovelli, A., Scarascia Mugnozza, G. e Verrubbi, V. (2006) - Evidence of amplification effects in fault zone related to rock mass jointing, *Natural Hazards*, 39, 419-449.

3.1.6.8 GLOSSARIO

HVSR - (Horizontal to Vertical Spectral Ratios)

Tecnica basata sulla misura dei rapporti medi fra le ampiezze spettrali delle componenti orizzontali e verticale del rumore sismico ambientale. Quando viene applicato a registrazioni di eventi sismici prende il nome di *receiver function* del sito in cui è localizzata la stazione di misura.

Rumore sismico ambientale (microtremore)

Campo di onde sismiche presente nel terreno in ogni punto della superficie della Terra a causa di fenomeni di origine antropica (onde marine, vento, variazioni barometriche, ecc.) e naturale (traffico veicolare, rumore industriale, ecc.).

Modello di sorgente

Termine che indica un modello teorico di rilascio dell'energia sismica di un terremoto; da esso è possibile ottenere gli spettri teorici di un terremoto su un ipotetico sito roccioso una volta assegnata la magnitudo dell'evento, l'azimut e la distanza evento-stazione.

Saturazione

Incompleta registrazione del segnale che si verifica quando il livello della sollecitazione è troppo elevato rispetto alle capacità dell'acquisitore. Un segnale saturo presenta valori massimi del segnale inferiori a quelli reali.

Spettro

Rappresentazione in frequenza di un segnale sismico che si ottiene a partire dall'ipotesi che un qualsiasi segnale possa essere ottenuto come somma di segnali oscillanti (seni e coseni) di ampiezza e fase determinabili.

Trasformata di Fourier

Tecnica matematica per convertire dati dal dominio del tempo al dominio della frequenza e viceversa.

3.1.7 SIMULAZIONI NUMERICHE E CODICI DI CALCOLO

3.1.7.1 INTRODUZIONE

Negli studi di MS l'impiego di modelli di calcolo ha lo scopo di simulare il processo di propagazione delle onde sismiche attraverso il substrato e i depositi superficiali. La formulazione di modelli fisico-matematici intesi a rappresentare l'effettiva complessità del fenomeno e la loro risoluzione presenta notevoli difficoltà. A eccezione di un numero molto limitato di situazioni semplici l'approccio fisico-matematico non conduce a soluzioni in forma chiusa, cioè per via integralmente analitica, pertanto in generale è necessario fare ricorso a procedimenti numerici più o meno complessi, spesso con approcci basati su processi di discretizzazione del continuo.

Sono disponibili molti codici di calcolo per eseguire modellazioni numeriche ai fini della valutazione della risposta sismica locale. L'analisi che simula la propagazione delle onde sismiche nei terreni dalla sottostante formazione rocciosa di base fino alla superficie, ha il vantaggio di considerare il vero fenomeno fisico e, quindi, di aumentare il grado di accuratezza nella previsione dell'amplificazione. Tali codici di calcolo differiscono per l'algoritmo di calcolo utilizzato e per le condizioni e le ipotesi semplificative considerate.

È di fondamentale importanza la scelta del codice di calcolo da utilizzare, in funzione della tipologia del sito da analizzare e delle conoscenze a disposizione (struttura e rapporti geometrici, proprietà dei materiali e input sismico). Un giusto equilibrio tra il grado di approfondimento delle analisi di pericolosità e delle indagini geologiche e geologico-tecniche e il tipo di modellazione utilizzata è fondamentale per ottenere una giusta e coerente affidabilità dei risultati della valutazione della risposta sismica locale.

I codici di calcolo possono operare in tensioni totali o tensioni efficaci, utilizzando modelli lineari equivalenti o non lineari e si distinguono in monodimensionali, bidimensionali e tridimensionali.

Il moto di input può essere un accelerogramma (nella maggior parte dei casi), oppure un velocigramma o uno spettro di risposta o di Fourier o una spettro di densità di potenza, ma in tutti i casi, nell'ipotesi di sorgente molto lontana rispetto al sito di analisi (condizioni *far field*), è corrispondente a un insieme di onde piane (scheda tecnica 3.1.8).

Un'estesa rassegna dei metodi di modellazione maggiormente utilizzati e dei principali risultati da essi ottenibili è riportata nei lavori di Aki (1988), di Bard (1995), di Kramer (1996) e nelle linee guida dell'Agi (2005).

3.1.7.2 ANALISI MONODIMENSIONALI

I programmi di calcolo 1D sono validi per modellare situazioni piano-parallele a uno o più strati, considerando una colonna verticale monodimensionale e ipotizzando lateralmente omogenea la stratigrafia presente ai lati della verticale di analisi. Per tali situazioni è lecito pertanto considerare la sola dimensione della profondità, trascurando le altre due dimensioni. Le situazioni riconducibili a uno schema monodimensionale, potrebbero essere le aree centrali di estese valli alluvionali superficiali (con rapporto $H/L < 0.25$ ove H è la profondità massima e L è la distanza dal centro a uno dei due bordi, nell'ipotesi di valle simmetrica). Le principali cause dell'amplificazione del moto sismico sono il contrasto di impedenza fra i vari strati del terreno, tra essi e il basamento roccioso e il fenomeno della risonanza, determinata dalla prossimità tra le frequenze del moto al substrato e quelle naturali di vibrazione del deposito. Le procedure di calcolo considerano, nella soluzione dell'equilibrio dinamico del sistema, il legame non lineare attraverso due tipologie di analisi: la prima è l'analisi lineare equivalente, che

consiste nell'esecuzione di una sequenza di analisi lineari complete con aggiornamento successivo dei parametri di rigidità e smorzamento fino al soddisfacimento di un prefissato criterio di convergenza; la seconda è l'analisi non lineare incrementale, che consiste nell'integrazione passo-passo delle equazioni del moto, modificando contestualmente i valori dei parametri di rigidità e smorzamento. La prima fornisce risultati soddisfacenti per deformazioni non eccessive del terreno, minori dell'1%; per deformazioni superiori è necessario utilizzare analisi non lineari incrementali.

3.1.7.2.1 SHAKE

Tra i programmi di calcolo che adottano l'analisi lineare equivalente il più noto e più frequentemente utilizzato è il codice di calcolo SHAKE (Schnabel *et al.*, 1972; Idriss e Sun, 1992) e quelli da esso derivati:

SHAKE91 (Idriss e Sun, 1992)

PROSHAKE (www.proshake.com, EduPro Civil System, 1998)

SHAKE2000 (www.shake2000.com)

EERA (Bardet *et al.*, 2000)

PSHAKE (Sanò e Pugliese, 1991)

Essi lavorano nel campo delle tensioni totali. Infatti il modello fisico utilizzato è quello a strati continui e omogenei a comportamento viscoelastico linearizzato di Kelvin-Voigt e consiste di n strati piani e paralleli di estensione orizzontale infinita su un semispazio corrispondente al bedrock. Sullo stesso semispazio affiorante si applica il moto di input; ogni strato è considerato omogeneo e isotropo ed è caratterizzato dallo spessore h , dalla densità ρ , dal modulo di elasticità a taglio G e dal rapporto di smorzamento β . Il moto di input è costituito da onde S propagatesi in direzione perpendicolare alla superficie libera.

L'equazione utilizzata nel modello è quella dell'equilibrio dinamico espressa in funzione dello spostamento:

$$\bar{G} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$$

dove:

z è la profondità del terreno a partire dalla superficie libera;

ρ è la densità;

t è il tempo;

u è lo spostamento orizzontale;

\bar{G} il modulo di elasticità a taglio complesso.

$$\bar{G} = \rho \cdot \bar{V}^2$$

dove:

$$\bar{V} = V \sqrt{1 + 2 \cdot i \cdot \beta}$$

V è la velocità di propagazione delle onde S;

β lo smorzamento espresso come frazione rispetto allo smorzamento critico;

i simbolo dell'unità immaginaria.

È da notarsi che l'equazione citata vale anche per le onde P che si propagano verticalmente. In tal caso lo spostamento u è verticale e bisogna considerare la velocità di propagazione longitudinale e il modulo di elasticità a deformazione volumetrica.

Poiché, come è noto, qualsiasi funzione del tempo può essere decomposta in una somma di onde armoniche di frequenza circolare ω mediante la trasformata di Fourier, la soluzione è trovata per la singola onda e alla fine tutte le soluzioni sono combinate mediante l'antitrasformata di Fourier. Per tale ragione si dice che il codice lavora nel campo delle frequenze.

Nella Figura 3.1-12 è mostrato lo schema di calcolo: esistono N gruppi di quattro proprietà note del terreno: densità ρ , la rigidità a taglio G (o equivalentemente la velocità V_s), lo smorzamento β e lo spessore h degli strati. Le incognite sono le ampiezze delle onde incidenti e riflesse in ogni strato e l'onda riflessa F_n nella roccia di base, mentre è nota l'onda incidente E_n nella stessa roccia di base. Pertanto le incognite sono $2N+1$.

Il metodo di calcolo consiste nello scrivere la soluzione delle equazioni del moto in ogni strato e nell'imporre la congruenza degli spostamenti e delle tensioni alle interfacce tra gli strati e la condizione che in superficie l'onda riflessa sia uguale a quella incidente. Si ottengono, in tal maniera, un numero di equazioni pari alle incognite. La risoluzione delle equazioni è effettuata rapidamente.

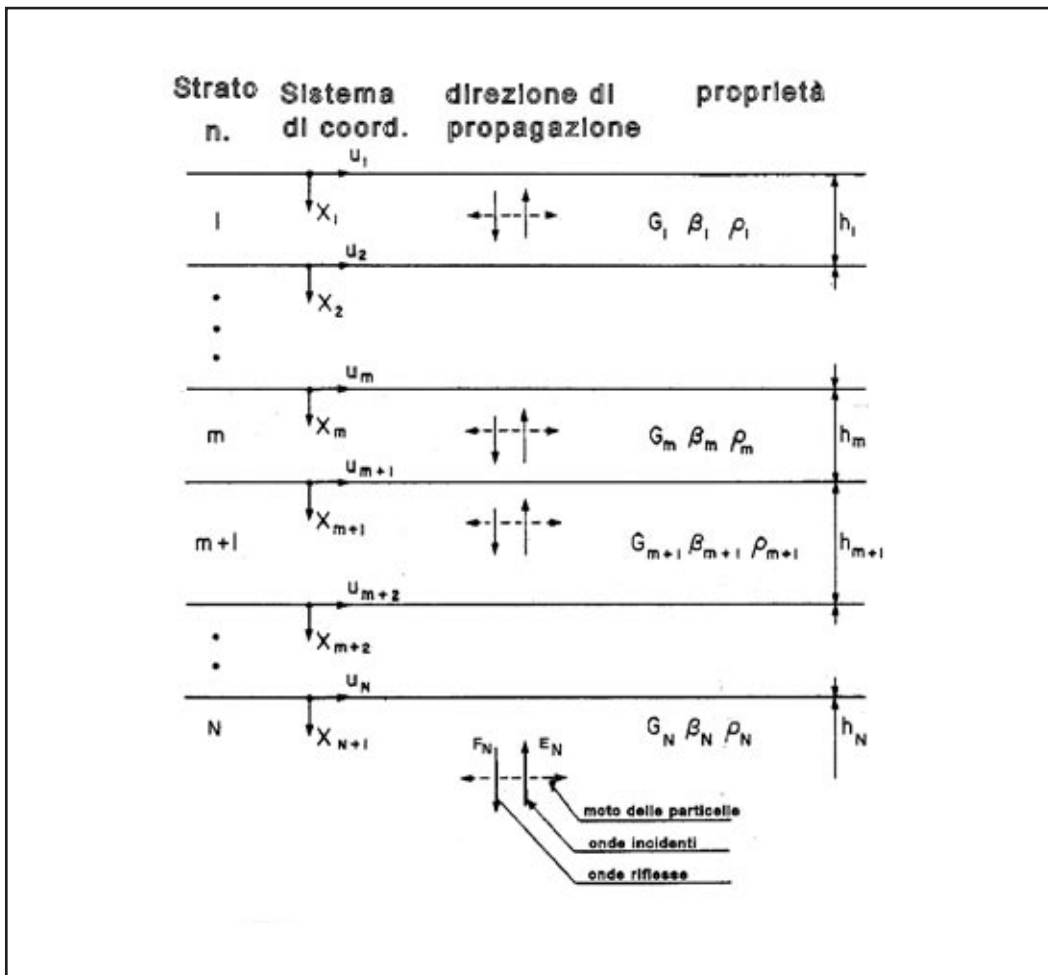


Figura 3.1-12 - Schema di calcolo in SHAKE.

Per tener conto dello smorzamento del terreno, come anche nel caso di un solo strato è sufficiente esprimere la velocità V in funzione dello smorzamento ricorrendo alla già citata relazione:

$$\bar{V} = V\sqrt{1+2\cdot i\cdot\beta}$$

Il comportamento del terreno non è lineare e varia al variare della deformazione indotta dal terremoto. Nella Figura 3.1-13 è riportato un esempio dell'andamento, in funzione della deformazione di taglio γ , sia del modulo di elasticità a taglio G , adimensionalizzato con G_0 , sia dello smorzamento β . G_0 è il modulo di elasticità per deformazioni di taglio molto basse: $\gamma = 10^{-6}$.

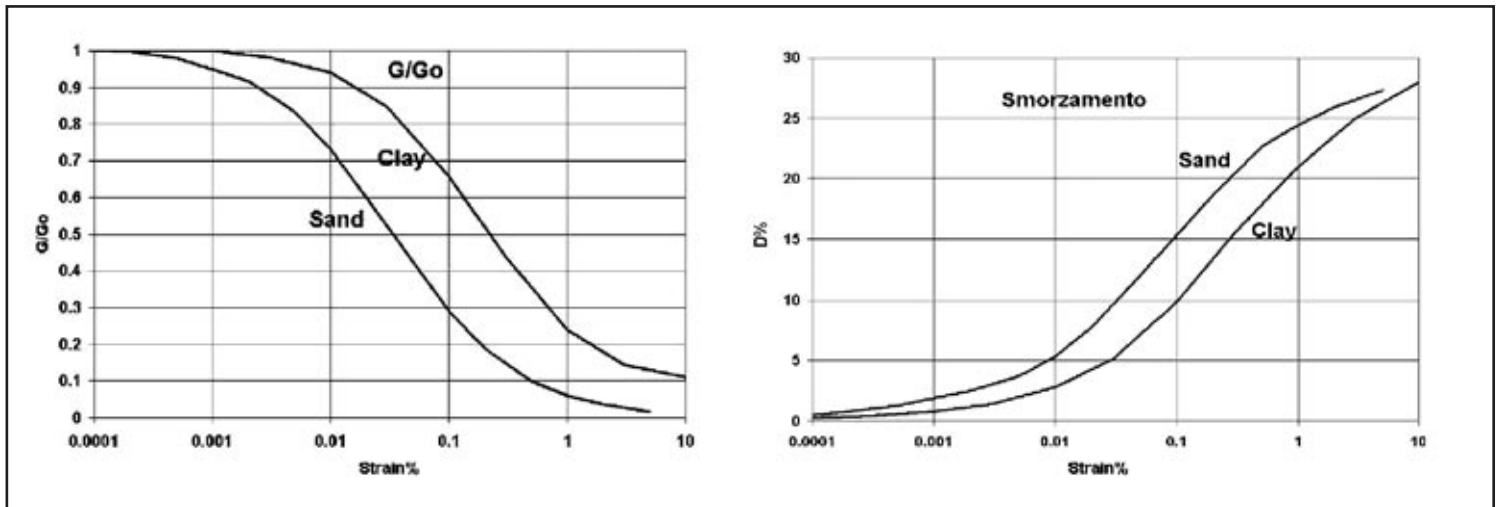


Figura 3.1-13 - Andamento del modulo di taglio e dello smorzamento con la deformazione.

Il processo di calcolo è iterativo: partendo dall'accelerogramma di input si calcola in ogni ciclo il moto in ogni strato e, quindi, lo stato di deformazione efficace (Tabella 3.1-3).

Questa può essere considerata un valore mediamente rappresentativo della storia irregolare di deformazione del sistema, ottenuto attraverso un'aliquota (dell'ordine di 0.67, ma in realtà dipendente dalla magnitudo dell'evento) del valore massimo della deformazione tangenziale. In funzione di questa deformazione efficace vengono calcolati i nuovi valore di rigidità G e smorzamento β .

La procedura di iterazione va continuata per un numero di cicli tali finché il valore di deformazione tangenziale caratteristica di un ciclo sia uguale a quella del ciclo precedente a meno di un valore di tolleranza prefissato.

Come detto, i valori finali forniti sono gli accelerogrammi e i relativi spettri di risposta e di Fourier, in qualsiasi strato e in superficie (punto B della Figura 3.1-14).

A parte la limitazione dovuta all'ipotesi di strati piani e paralleli, il pregio principale di questo codice è la rigosità del calcolo e la sua semplicità. Può essere utile per calcoli di prima approssimazione, anche in casi di strati non paralleli specie nel caso di lavori speditivi.

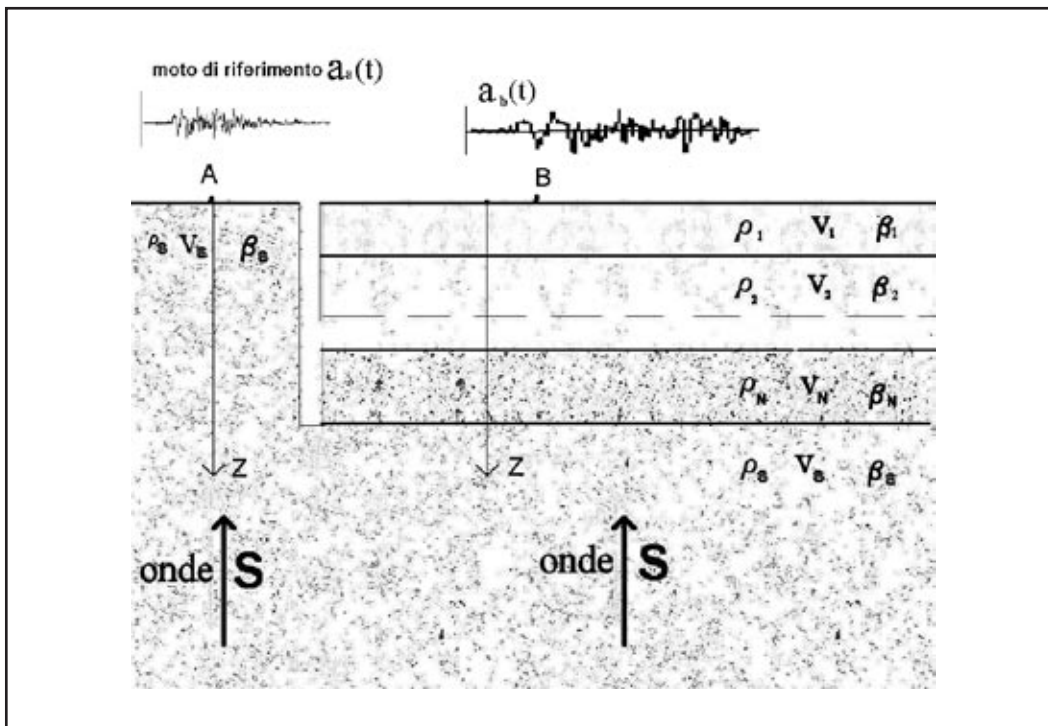


Figura 3.1-14 - Schema di calcolo per la propagazione 1D.

Tabella 3.1-3 – Procedimento di calcolo di Shake

1. Trasformata di Fourier dell'accelerogramma di input = $a_i(\omega)$
2. Calcolo della funzione di amplificazione = $f(\omega)$
3. Risposta in superficie e nei vari strati $r(\omega) = f(\omega) \cdot a_i(\omega)$
4. Calcolo dell'antitrasformata di $r(\omega) = r(t)$
5. Calcolo delle deformate e dei nuovi parametri
6. Eventuale iterazione ritornando al punto 2

3.1.7.2.2 PSHAKE

Il programma PSHAKE (Sanò e Pugliese, 1991; Sanò *et al.*, 1993), derivato da SHAKE, permette di usare direttamente come input uno spettro di risposta invece di una storia temporale. Poiché esso utilizza la teoria della dinamica aleatoria, fornisce risultati più generali, che non sono strettamente legati alla particolare storia temporale presa in considerazione come input. Infatti si fa l'ipotesi che il moto sismico sia parte di un processo stocastico stazionario definito da una densità spettrale di potenza. Quest'ultima può essere ricavata per iterazione dallo spettro di input. Note le funzioni di trasferimento, calcolate come nel codice SHAKE, è possibile ottenere la densità spettrale di potenza in qualsiasi altro strato e in superficie mediante la relazione:

$$S_i(\omega) = \Phi_{ia}(\omega)^2 \cdot S_a(\omega)$$

Dove $S_i(\omega)$ è la densità spettrale di potenza in qualsiasi strato, $S_a(\omega)$ quella nel sito di riferimento e $\Phi_{ia}(\omega)$ la funzione di trasferimento tra il sito A e il sito generico i ed equivale alla funzione di amplificazione riportata nel procedimento di calcolo di SHAKE, nel caso di strati multipli. Il passaggio inverso dalla densità di potenza

al corrispondente spettro di risposta è diretto, senza necessità di iterazioni. Il procedimento descritto è molto pratico, specie quando si ha a disposizione come moto di input solo uno spettro di risposta, come nel caso di una analisi di pericolosità e non è necessario il calcolo di una storia temporale artificiale compatibile.

3.1.7.2.3 Altri codici

Esistono molti altri codici di calcolo, comunemente usati, che adottano l'analisi non lineare incrementale. Tra di essi vanno menzionati: DESRA (Lee e Finn, 1978), ONDA (Lo Presti *et al.*, 2006) e SUMDES (Li *et al.*, 1992), che è descritto brevemente di seguito.

Il codice di calcolo SUMDES esegue l'analisi non lineare incrementale e lavora nel campo delle tensioni efficaci. Vengono considerate le due fasi del materiale, la solida e la liquida, per tener conto anche dell'aumento della pressione interstiziale durante lo scuotimento. Il codice utilizza modelli di materiale complessi, come il *bounding surface hypoplasticity model* ed elementi viscosi di contorno alla base per permettere la propagazione delle onde in profondità ed evitare il loro intrappolamento nella zona modellata.

3.1.7.3 ANALISI BIDIMENSIONALI

I programmi di calcolo 2D sono validi anche per situazioni in cui il sottosuolo presenta una geometria variabile in cui, oltre alla profondità, è importante considerare un'altra delle due restanti dimensioni spaziali. Un esempio di situazione che richiede l'utilizzo di modelli bidimensionali è il caso delle aree marginali delle valli alluvionali, in cui alle normali cause di amplificazione del moto sismico si sommano gli effetti di bordo connessi alla geometria del problema.

Tali effetti sono rappresentati dalla focalizzazione delle onde sismiche nelle strutture di chiusura a *pinch-out* di forma semilenticolare per fenomeni di interferenza costruttiva tra il campo d'onda riflesso e quello rifratto, oppure dall'incidenza delle onde sismiche in corrispondenza dell'interfaccia non orizzontale roccia-terreno. In quest'ultimo caso si generano onde di superficie con direzione di propagazione orizzontale che possono rimanere confinate all'interno della valle e quindi essere soggette a riflessioni multiple sui bordi. Le onde superficiali hanno solitamente basse velocità di propagazione, periodi alti (tra 0.5 e 5 s) e il loro effetto può durare qualche decina di secondi; pertanto trascurarle nelle analisi può portare a una significativa sottostima dell'ampiezza e della durata del moto sismico al suolo, con ripercussioni dal punto di vista ingegneristico soprattutto per quelle strutture con alti periodi naturali di vibrazione (dighe, ponti e strutture di altezza elevata). Studi particolareggiati sull'attendibilità dei modelli di calcolo, sia monodimensionali, sia bidimensionali, nell'analisi di situazioni di valle alluvionale hanno mostrato che, nel caso di valli profonde con fattore di forma alto ($H/L > 0.25$, in cui H è lo spessore massimo del deposito al centro valle e L la semilarghezza della valle), i fenomeni di interazione tra onde di volume e di superficie sono molto complessi, rendendo l'attendibilità della modellazione monodimensionale limitata anche per aree di centro valle. Risulta pertanto fondamentale l'utilizzo di modelli almeno bidimensionali. In genere essi si dividono a seconda del metodo matematico usato per discretizzare le equazioni di equilibrio dinamico; tra di essi ricordiamo il metodo alle differenze finite (FDM), il metodo degli elementi finiti (FEM), il metodo degli elementi al contorno (BEM), il metodo spettrale (SM) e i metodi ibridi, che accoppiano tra loro più metodi in modo da compensare i limiti di un approccio con i vantaggi dell'altro. Il metodo FDM discretizza il dominio del continuo in una serie di punti discreti, costituenti un reticolo; l'equazione differenziale che governa il fenomeno e le relative condizioni al contorno sono

sostituite da equazioni alle differenze finite, ottenendo un sistema algebrico lineare di tante equazioni quanti sono i punti (nodi) con altrettante incognite costituite dai valori che la funzione assume nei nodi. Il metodo FEM discretizza il dominio del continuo dividendolo in un sistema equivalente di sottodomini (elementi) più piccoli, tali che il loro assemblaggio dia luogo alla struttura reale, tenendo adeguatamente in considerazione la sua eterogeneità, le condizioni al contorno e il comportamento non lineare dei materiali. Per questo sono frequentemente utilizzati per l'analisi 2D di valutazione degli effetti di sito, tenendo in conto la geometria del bedrock e della superficie, le strutture sepolte e l'eterogeneità dei materiali (situazioni complesse tipo depositi su pendii, valli riempite da depositi, chiusure a lente, ecc.). Così come nel metodo FDM, non potendo discretizzare tutto il dominio, è necessaria l'introduzione di un contorno finito, infinitamente rigido e, nello stesso tempo, degli elementi smorzanti su di esso (*viscous boundary*) per simulare la propagazione delle onde verso l'esterno ed evitare quindi il loro intrappolamento. Il metodo BEM (Brebbia, 1984) discretizza il solo contorno della struttura reale, permettendo un notevole risparmio computazionale e non necessita di elementi artificiali smorzanti sul contorno. Esso richiede l'uso di soluzioni fondamentali delle equazioni differenziali di equilibrio dinamico, quali le funzioni di Green in ogni sottodominio omogeneo e isotropo, in cui è stato suddiviso tutto il dominio. Il metodo SM risolve il problema differenziale mediante l'approssimazione con polinomi trigonometrici o algebrici definiti globalmente sull'intero dominio. Il metodo risulta più accurato, con un'ottima efficienza di calcolo e numericamente stabile, permettendo una discretizzazione del continuo con elementi di dimensioni più grandi rispetto a quelli usati negli altri metodi. In funzione del tipo di problema che si deve modellare e delle difficoltà poste dalle caratteristiche geometriche si adatterà il metodo più appropriato alla situazione del sito.

3.1.7.3.1 QUAD4M

Tra i modelli a elementi finiti il codice di calcolo più diffuso e noto è il QUAD4 (Idriss *et al.*, 1973) e la più recente versione QUAD4M (Hudson *et al.*, 1993). Il metodo opera nel dominio del tempo con legame costitutivo dei materiali di tipo non lineare equivalente. La procedura numerica richiede la discretizzazione del dominio in una maglia di elementi triangolari e/o quadrilateri (Figura 3.1-15), le cui dimensioni devono soddisfare precise relazioni, tali da ottimizzare la discretizzazione; in particolare l'altezza dell'elemento deve essere minore o uguale al rapporto tra il valore minimo della V_s presente nel modello e 5 volte la massima frequenza che si vuole analizzare. Nella Figura 3.1-15 è mostrato lo schema di una valle semi-circolare omogenea.

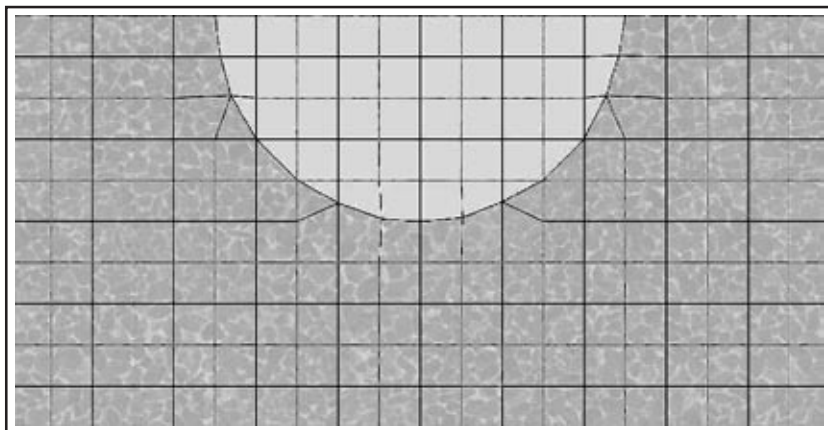


Figura 3.1-15 - Esempio di schema di calcolo col metodo degli elementi finiti.

La larghezza non deve superare 10 volte l'altezza dove il bedrock è profondo e 5 volte l'altezza dove il bedrock è superficiale. Il moto di input considera sia la componente verticale, sia quella orizzontale ed è applicato simultaneamente a tutti i nodi della frontiera (*boundary*). La discretizzazione comporta, così come nel metodo delle differenze finite, la trasformazione del dominio continuo in un insieme finito di masse (concentrate ai nodi dello schema) collegate tra di loro da elementi elastici e smorzanti. Il codice risolve il sistema discretizzato, descritto con le equazioni del moto, mediante integrazione passo-passo nel dominio del tempo con parametri costanti per l'intera durata del sisma; il calcolo viene ripetuto e al termine di ogni iterazione le matrici di rigidezza e di smorzamento vengono aggiornate con un criterio del tutto simile a quello utilizzato dal codice monodimensionale SHAKE. I parametri richiesti sono la geometria (cioè le coordinate dei nodi e la descrizione degli elementi finiti) e per ogni elemento la densità, il coefficiente di Poisson, il modulo di taglio iniziale G_0 , lo smorzamento iniziale e le curve che descrivono il comportamento non lineare dei materiali, cioè le curve G/G_0 e D in funzione della deformazione di taglio γ . La matrice degli smorzamenti è ricavata dalla combinazione lineare delle matrici delle masse e delle rigidezze mediante due coefficienti in cui lo smorzamento iniziale D è legato alla frequenza fondamentale dell'intero sistema dinamico (smorzamento proporzionale alla Rayleigh). Le due diverse versioni del programma differiscono tra loro per l'ipotesi al contorno: la prima versione impone un substrato a comportamento rigido che implica l'inevitabile sovrastima dell'amplificazione per effetto della riflessione totale (l'inconveniente può essere ridotto spostando il limite inferiore in profondità e includendo nel dominio una porzione di bedrock); la versione più recente permette di considerare il substrato deformabile (*compliant base*), introducendo smorzatori viscosi al contorno inferiore. Il vantaggio del metodo di calcolo è la possibilità di modellare situazioni anche piuttosto complesse e di inserire un limite inferiore (bedrock) a geometria variabile. Ciò lo distingue da altri codici di calcolo meno diffusi per le analisi di amplificazione locale, il FLUSH (Lysmer *et al.*, 1975) e il PLUSH (Romo-Organista *et al.*, 1980), che operano nel dominio delle frequenze e necessitano di un bedrock orizzontale.

Le equazioni del moto vengono risolte tramite integrazione diretta nel dominio del tempo con il metodo di Newmark. In particolare nella versione QUAD4M viene utilizzato il metodo CAA (*Constant Average Acceleration*) che è incondizionatamente stabile e non introduce nell'analisi alcun damping numerico.

Il moto sismico di input viene applicato simultaneamente a tutti i nodi della base sotto forma di onde trasversali SV (moto delle particelle nel piano) e/o onde di compressione P con direzione di propagazione verticale e ha il significato fisico di un moto registrato su affioramento piano del basamento.

I metodi agli elementi finiti, così come quelli alle differenze finite, si basano sulla discretizzazione, tramite una *mesh* di nodi, di una porzione finita dello spazio, per cui occorre imporre appropriate condizioni al contorno ai confini artificiali di tale regione. In ogni problema di propagazione di onde sismiche, parte dell'energia si allontana indefinitamente dalla regione di interesse verso il semispazio circostante per fenomeni di diffrazione e riflessione dando luogo a una "perdita" di energia indicata come smorzamento di radiazione. I confini della zona discretizzata (*mesh*) devono quindi modellare il più accuratamente possibile questa aliquota di energia persa per radiazione. In QUAD4M alla base del modello sono presenti smorzatori viscosi (assenti nella versione precedente QUAD4), implementati secondo la formulazione di Lysmer e Kuhlemeyer (1969). Essi consentono un pressoché completo assorbimento delle onde di volume che incidono sul contorno con angoli maggiori di 30°, mentre sono meno efficienti (assorbimento non completo) per angoli di incidenza più bassi e per le onde di superficie.

Ai lati del modello è invece possibile imporre unicamente contorni di tipo elementare (cerniere e carrelli). Poiché l'energia che giunge a questi confini viene completamente riflessa, la perdita per radiazione può essere simulata solo tramite un adeguato allontanamento dei confini dalla regione. La non linearità del terreno viene tenuta in conto attraverso l'esecuzione di analisi lineari equivalenti. Il modulo di taglio e il rapporto di smorzamento sono aggiornati in funzione del livello della deformazione tangenziale γ indotta dalle sollecitazioni sismiche.

3.1.7.3.2 SPEM2D

Lo SPEM2D (Priolo 2001, 2003) è una tecnica agli elementi finiti di alto ordine, che risolve la formulazione variazionale dell'equazione dell'elastodinamica in due dimensioni. Il dominio spaziale è decomposto in elementi quadrangolari, adiacenti ma disgiunti; in ogni sottodominio la soluzione del problema variazionale è espressa sotto forma di espansione in polinomi ortogonali di Chebyshev troncata, analogamente a quanto fatto nei metodi spettrali classici. All'interno di ogni elemento il materiale è supposto omogeneo. Alle frontiere tra gli elementi è imposta la condizione di continuità degli spostamenti. La condizione di contorno di superficie libera è ottenuta semplicemente non imponendo alcun vincolo ai nodi sul contorno. Le condizioni di radiazione sono ottenute applicando ai bordi esterni del modello, delle fasce assorbenti in cui l'onda viene progressivamente attenuata. L'attenuazione del mezzo è definita moltiplicando a ogni passo temporale l'intero campo per una funzione spaziale che ne riduce l'ampiezza. Rispetto ad altri programmi basati sul metodo degli elementi finiti, all'interno del codice SPEM2D sono implementati vari modi di generare il campo d'onda, che includono sorgenti puntuali (di pressione, torsione, doppia coppia, ecc.) e onde piane a tratti. La sorgente è introdotta nel modello attraverso un campo di forze, la cui ampiezza è funzione del tempo. Per modellare sorgenti di terremoto è utilizzato un modello di dislocazione semplice puntuale (modello di doppia coppia), che attraverso somme di sorgenti elementari può essere utilizzato per creare una sorgente estesa o in movimento. Va ricordato che l'approccio 2D è applicabile se il problema reale soddisfa almeno in una certa misura delle ipotesi di simmetria 2D. Ciò significa che sia la struttura del mezzo (modello di velocità), sia la sorgente dovrebbero prolungarsi omogeneamente nella direzione ortogonale al piano del modello.

3.1.7.3.3 FLAC-4.0

Tra i modelli alle differenze finite il codice di calcolo più diffuso è FLAC-4.0 (ITASCA, 2002; 2005). Il codice, sviluppato inizialmente per le applicazioni di ingegneria geotecnica e mineraria in campo statico, con la recente introduzione del modulo dinamico, è stato esteso alla soluzione di problemi di risposta sismica locale.

I materiali vengono rappresentati da elementi quadrilateri, o zone, che formano una *mesh* che può essere configurata dall'utente in modo da modellare contatti stratigrafici e morfologie superficiali anche complesse e irregolari. A ciascuna zona si assegnano le proprietà fisiche e meccaniche che ne caratterizzano il comportamento nell'analisi. I vertici di ogni zona costituiscono i nodi della griglia.

I metodi alle differenze finite come quelli agli elementi finiti traducono un sistema di equazioni differenziali in un sistema di equazioni algebriche. Se i metodi agli elementi finiti hanno come punto centrale la definizione delle funzioni di forma che descrivono la variazione delle grandezze che interessano il

problema (tensioni, deformazioni) attraverso ciascun elemento, nei metodi alle differenze finite si prescinde da questa definizione della funzione di forma, e le equazioni algebriche vengono scritte direttamente in termini di variabili di campo (tensioni, spostamenti) definite nei nodi della *mesh*.

L'algoritmo risolutivo dell'approccio esplicito si articola secondo un ciclo: a ogni nuovo passo di calcolo (*step*), vengono risolte le equazioni di equilibrio dinamico, per cui dalle tensioni e dalle forze si ottengono i valori corrispondenti delle velocità di deformazione e degli spostamenti; successivamente dalla velocità di deformazione, attraverso le equazioni dei legami costitutivi, si giunge a valori aggiornati delle tensioni. L'ipotesi base dell'approccio esplicito consiste nel fatto che, durante ciascuna fase del ciclo, le grandezze vengono ricavate da altre grandezze i cui valori sono assunti costanti durante l'operazione.

Ad esempio, i valori delle velocità di deformazione sono considerati fissi durante l'operazione di calcolo delle tensioni mediante le leggi costitutive; in altre parole, i nuovi valori calcolati delle tensioni non influenzano le velocità. Questo può apparire poco accettabile dal punto di vista fisico, poiché se c'è una variazione di tensione in un punto, questa necessariamente influenza i punti vicini alterandone le velocità di deformazione. Tuttavia se l'intervallo di tempo Δt corrispondente al singolo ciclo di calcolo è sufficientemente piccolo, tale alterazione non può propagarsi da un elemento all'altro in tale intervallo.

A piccoli Δt , tuttavia, sono associati un gran numero di passi di integrazione e quindi tempi di calcolo molto elevati. Il Δt utilizzato nell'integrazione è tanto più piccolo quanto più la rigidità del materiale è elevata e quanto più piccoli sono gli elementi.

Come per QUAD4M, particolare attenzione va posta nella scelta delle dimensioni degli elementi della *mesh*, in quanto queste condizionano in maniera fondamentale l'accuratezza numerica della trasmissione delle onde. In particolare, per un'accurata modellazione viene consigliato di scegliere una altezza degli elementi h almeno pari a un valore compreso tra un decimo e un ottavo della minima lunghezza d'onda di interesse:

$$h \leq \left(\frac{1}{8} + \frac{1}{10} \right) \frac{V_s}{f_{\max}}$$

Al fine di modellare correttamente lo smorzamento di radiazione, FLAC consente di imporre sui contorni della *mesh* condizioni di campo libero (*free field boundaries*) o viscosi (*quiet boundaries*). La definizione delle condizioni al contorno è strettamente correlata all'applicazione della sollecitazione dinamica, come discusso in seguito.

I contorni *free-field* consistono sostanzialmente in colonne monodimensionali di larghezza unitaria, situate ai lati del modello, che simulano il comportamento di un mezzo infinitamente esteso. In pratica, essi riproducono il moto libero del terreno che si avrebbe in assenza della configurazione bidimensionale e allo stesso tempo impediscono la riflessione ai bordi della *mesh*, delle onde diffratte verso l'esterno. In particolare, ai singoli nodi dei contorni laterali della griglia principale sono connessi smorzatori viscosi che assorbono l'energia delle onde incidenti sui contorni, applicando delle forze viscosi proporzionali alla differenza tra il campo di velocità esistente e quello in condizioni *free-field*. I contorni *free-field* sono di notevole utilità in quanto consentono di evitare l'allontanamento dei confini laterali altrimenti necessario, in assenza di confini assorbenti, per la minimizzazione delle onde riflesse dai contorni, come visto per il codice QUAD4M.

I contorni *quiet*, implementati secondo la formulazione di Lysmer e Kuhlemeyer (1969), possono essere applicati su contorni verticali, orizzontali o inclinati. Essi vanno applicati al confine inferiore della *mesh* per simulare la base elastica, mentre ai bordi del modello, come detto, è preferibile l'utilizzo dei contorni *free-field*.

Le sollecitazioni dinamiche possono essere applicate in una delle seguenti forme: storia temporale di accelerazioni, di velocità, di tensioni o di forze. Nell'applicare la sollecitazione dinamica, bisogna però tenere conto di alcune limitazioni che derivano da particolari incompatibilità tra forme di applicazione dell'input e delle condizioni al contorno. Se, ad esempio, queste sono rappresentate da *quiet boundaries* (come avviene solitamente per il bordo inferiore della *mesh*) il loro effetto viene annullato se si applica un accelerogramma o una storia di velocità. In questo caso, quindi, la base è modellata come rigida cioè perfettamente riflettente, dando luogo a irrealistiche sovrastime del moto sismico. Per simulare correttamente una base elastica occorre applicare ai *quiet boundaries* alla base della *mesh* una storia temporale di tensioni. A tal fine, un accelerogramma di input deve essere integrato per ottenere una storia temporale di velocità e questa viene infine convertita in tensioni tramite le seguenti relazioni:

$$\sigma_n = 2(\rho V_p) v_n \quad \sigma_s = 2(\rho V_s) v_s$$

dove:

ρ è la densità;

σ_n, σ_s rispettivamente tensione applicata in direzione normale e tangenziale al contorno

V_p, V_s rispettivamente velocità delle onde di compressione e di taglio del materiale che viene simulato al di sotto del contorno inferiore;

v_n, v_s rispettivamente la velocità di input normale e tangente al contorno.

In definitiva quindi, un input costituito da onde SV sarà applicato come una storia temporale di tensioni tangenziali, mentre le onde P tramite una storia temporale di tensioni normali al contorno. Entrambe le sollecitazioni possono essere applicate esclusivamente con incidenza verticale.

La non linearità e le proprietà dissipative dei terreni possono essere modellate in FLAC secondo differenti modalità: attraverso l'adozione di un legame costitutivo propriamente non lineare o, a partire dalla versione 5.0 (ITASCA, 2005), tramite semplici modelli di smorzamento isteretico.

Nel caso di analisi lineari, o per modellare comunque lo smorzamento a basse deformazioni che spesso i legami costitutivi non lineari non riescono a cogliere, si può utilizzare la formulazione di Rayleigh. Come detto, essa conduce a uno smorzamento dipendente dalla frequenza. La procedura viene applicata a livello del singolo elemento costruendo una matrice di dissipazione secondo la formulazione completa. I coefficienti di Rayleigh vengono però calcolati, al contrario di quanto implementato in QUAD4M, in funzione di una sola frequenza di controllo conducendo a una maggiore variabilità dello smorzamento del campo di frequenza di interesse (Lanzo *et al.*, 2004).

3.1.7.3.4 BESOIL

Tra i modelli a elementi al contorno ricordiamo il codice di calcolo BESOIL (Sanò, 1996) utile anche per modellare situazioni con morfologia complessa (creste, scarpate e dorsali), per cui l'amplificazio-

ne è prodotta dalla focalizzazione delle onde sismiche in corrispondenza delle creste, a causa della riflessione sulla superficie libera e dell'interazione fra il campo d'onda incidente e quello diffratto. L'amplificazione morfologica è condizionata dalle caratteristiche geometriche del rilievo, poiché la focalizzazione delle onde sismiche si genera solo quando la lunghezza dell'onda incidente λ è comparabile con la semilarghezza L della base dell'irregolarità.

L'entità dei fenomeni di amplificazione in sommità è correlata in modo direttamente proporzionale al fattore di forma del rilievo (H/L), mentre lungo i fianchi l'interazione tra onde incidenti e onde diffratte produce rapide variazioni in ampiezza e frequenza delle onde sismiche, generando un'alternanza di fenomeni di amplificazione e attenuazione. Il metodo BEM permette di eliminare le ipotesi restrittive di strati di terreno piani e paralleli e quella di onde che si propagano solo verticalmente.

È possibile considerare, in tal maniera, onde di qualsiasi tipo, di volume o di superficie con qualsiasi angolo di incidenza.

Il metodo si serve della conoscenza della soluzione della risposta di un spazio elastico indefinito al carico concentrato in un punto (soluzione di Green), per poter trasformare le equazioni differenziali del moto in equazioni integrali e quindi in un sistema di equazioni algebriche. Il metodo, a differenza di quello agli elementi finiti, non richiede la schematizzazione di tutto lo spazio in cui si ricerca la soluzione, ma solo del contorno e, nel caso particolare attuale, solo della superficie del terreno e dei contorni delle zone a proprietà meccaniche uniformi. I contorni sono discretizzati in segmenti rettilinei, per ciascuno dei quali viene assunta una funzione di forma ad andamento costante o lineare, il cui valore medio è riferito al centro. In tal maniera si riduce il numero delle equazioni da risolvere e quindi la complessità del problema.

Il codice BESOIL utilizza la formulazione del metodo indiretto della tecnica degli elementi di contorno. Sebbene questo metodo sia indicato in letteratura come metodo indiretto, esso permette di capire meglio il fenomeno fisico rispetto al metodo diretto (Sanchez-Sesma e Campillo, 1991; Sanchez-Sesma *et al.*, 1993). Il dominio piano viene diviso in zone dove le caratteristiche meccaniche sono omogenee. Onde elastiche vengono generate dalle discontinuità del terreno e dall'interfaccia con l'aria (contorni di domini omogenei) mediante sorgenti puntiformi distribuite sui contorni stessi. Quindi le onde diffratte vengono costruite proprio sulle discontinuità dove esse sono fisicamente generate. Il moto nel terreno, o la sua trasformata di Fourier, $u(r)$ viene considerato come somma del moto incidente generato dalla sorgente sismica $u_o(r)$ e quello $u_m(r)$ generato dalle sorgenti puntiformi distribuite lungo i contorni $\Phi(r')$ (Figura 3.1-16):

$$u(r,t) = u_o(r,t) + u_m(r)$$

dove:

$$u_m(r) = \int_S \phi(r') \cdot G_{mi}(r,r') \cdot dS'$$

$G_{mi}(r,r')$ è la funzione di Green che rappresenta lo spostamento nel punto r in direzione m dovuto a un carico puntiforme e impulsivo in direzione i nel punto r' e S il contorno di integrazione.

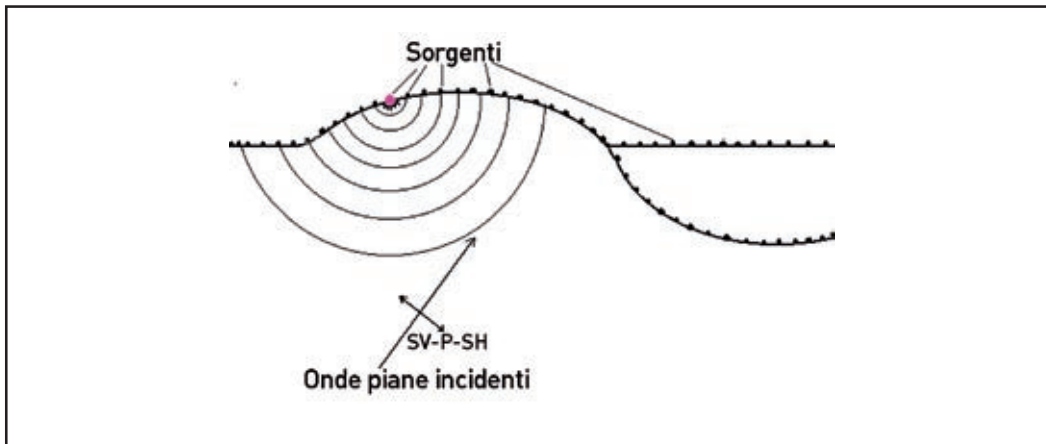


Figura 3.1-16 - Schema di soluzione nel metodo degli elementi di contorno.

Imponendo le condizioni al contorno di continuità sia sulla superficie libera, sia all'interfaccia tra le zone e usando uno schema di discretizzazione degli integrali, si ottiene un sistema di equazioni algebriche che, una volta risolte, permette di ottenere l'intensità delle sorgenti e quindi i valori di spostamento, velocità e accelerazione, nonché le trazioni in ogni punto. Il calcolo è effettuato nel dominio delle frequenze come in PSHAKE e come in esso l'applicazione della teoria della dinamica probabilistica, *random vibration theory*, permette di tenere conto della aleatorietà del moto su roccia affiorante (Sanò e Pugliese, 1991; Sanò *et al.*, 1993). In tal maniera si definisce in superficie un moto vibratorio, come spettro di risposta o spettro di densità di potenza, che sia rappresentativo di famiglie di storie temporali e quindi più adatto per una progettazione.

Si può considerare il caso che il moto di input sia costituito da onde SH (cioè che la direzione del moto delle particelle del terreno sia perpendicolare al piano) oppure onde SV (cioè moto delle particelle nel piano). Il codice è molto flessibile in quanto può considerare:

- onde di qualsiasi tipo: di volume (P, SH, SV) e di superficie (Rayleigh);
- onde provenienti da qualsiasi direzione;
- input espresso come spettro di risposta oppure densità spettrale di potenza;
- qualsiasi geometria della superficie (Sanò, 1999);
- input espresso come spettro di Fourier.

3.1.7.3.5 ELCO

Il codice di calcolo ELCO (Callerio *et al.*, 2000), che utilizza il metodo degli elementi di contorno, ha la limitazione di poter modellare solo un unico materiale omogeneo e continuo a comportamento rigido (bedrock), a cui è possibile applicare il moto di input (storia temporale) con un angolo di incidenza variabile.

Anche nel codice di calcolo ELCO, i contorni sono discretizzati in segmenti rettilinei, per ciascuno dei quali viene assunta una funzione di forma ad andamento costante o anche lineare, il cui valore medio è riferito al centro. Le equazioni integrali si trasformano in algebriche espresse in forma matriciale, in cui la matrice contiene gli elementi provenienti dall'integrazione sugli elementi eseguita con l'integrazione di Gauss a 2 nodi. I vantaggi sono semplicità e rapidità di calcolo, ma lo svantaggio è quello di considerare le sole influenze geometriche del rilievo senza tenere in conto l'influenza associata alla stratigrafia di eventuali

materiali differenti e a comportamento non lineare (è possibile infatti un disaccordo tra i risultati ottenuti dalla modellazione numerica e quelli ottenuti da osservazioni sperimentali).

Tra i metodi spettrali ricordiamo l'algoritmo di calcolo ELSE (*Elasticity by Spectral elements*. Centro di ricerca, sviluppo e studi superiori di Sardegna, Dipartimento di matematica e di ingegneria strutturale del Politecnico di Milano, 1994-1998), che esiste in versione 2D e 3D e lavora nel campo esclusivamente elastico (per questo è utilizzato per l'analisi degli effetti di amplificazione morfologica presenti su materiali rocciosi).

3.1.7.3.6 FPSM3D

Altro algoritmo di calcolo, classificabile tra i metodi spettrali, è FPSM3D (Klin *et al.*, 2004) che calcola il campo d'onda sismico in geo-modelli anelastico-lineari, eterogenei tridimensionali definiti in un parallelepipedo rettangolare.

Il metodo si basa sulla formulazione del campo d'onda in termini di velocità delle particelle del mezzo e dello stato degli sforzi nel mezzo. L'evoluzione del campo di velocità è calcolata nel dominio temporale basandosi sull'equazione della conservazione del momento lineare. L'evoluzione del campo degli sforzi è invece valutata dal campo delle velocità utilizzando un'opportuna relazione sforzo-deformazione che consente di modellare accuratamente gli effetti dell'attenuazione intrinseca del mezzo con il modello meccanico di Zener generalizzato.

L'approccio pseudospettrale di Fourier richiede una discretizzazione del volume in una griglia rettangolare strutturata in modo analogo alle differenze finite. Si evita così il problema (particolarmente oneroso in 3D) della costruzione di una griglia non strutturata associata al geo-modello che caratterizza metodi come quelli agli elementi finiti e agli elementi spettrali.

La particolarità dell'approccio pseudospettrale di Fourier consiste nel calcolo delle derivate spaziali tramite l'operatore differenziale di Fourier. Oltre a beneficiare della velocità di esecuzione degli algoritmi FFT (*Fast Fourier Transform*), tale approccio permette un campionamento del dominio spaziale con un passo pari alla metà della minima lunghezza d'onda considerata (teorema di Nyquist). Ne consegue un campionamento più ridotto rispetto a quello richiesto da qualsiasi altro metodo numerico di derivazione (per esempio le differenze finite), e consente un notevole risparmio nel numero di nodi necessario a definire il campo d'onda su un determinato dominio.

Per aumentare l'accuratezza, le derivate spaziali vengono calcolate in una griglia di punti sfalsata di mezzo passo di campionamento (*staggered grid*) nella direzione di derivazione. A tal fine l'operatore differenziale di Fourier è accoppiato a un operatore di sfasamento.

Nelle simulazioni eseguite con il metodo pseudospettrale di Fourier un'onda che investe il bordo del dominio, rientra nel dominio dalla parte opposta (effetto *wrap-around*). Per evitare il *wrap-around* è necessario circondare il dominio di appositi strati assorbenti.

L'applicazione degli strati assorbenti classici può comportare un incremento notevole del volume di calcolo in una simulazione 3D.

Nel programma FPSM3D si impiegano gli strati assorbenti di nuova concezione PML (*Perfectly matching layers*), molto più sottili, che permettono di ridurre a circa un quinto "lo spreco" del volume di calcolo necessario per attenuare le onde in uscita dal modello.

A differenza degli altri metodi presentati, questo permette di utilizzare vari tipi di sorgenti sismiche: oltre a un'onda piana che si propaga dalla base del modello verso la superficie, anche una forza unidirezionale puntuale, oppure un'esplosione o una doppia coppia puntuale (piccola sorgente sismotettonica), oppure una distribuzione spaziale di doppie coppie (sorgente sismotettonica estesa).

Una modellazione tipo (20 secondi di propagazione di un segnale di frequenza massima 5 Hz) in un volume che si estende per 128 lunghezze d'onda minime in ognuna delle 3 direzioni (ad esempio un cubo di 6.4 km di lato riempito di un mezzo con V_s minima dell'ordine di 500 m/s) richiede un tempo di calcolo dell'ordine delle 10 ore mediante un server di calcolo multiprocessore ad alte prestazioni.

Tra i metodi ibridi, ricordiamo l'algoritmo di calcolo AHNSE (*Advanced Hybrid Numerical Solver for Elasto-dynamics*), che accoppia opportunamente al metodo spettrale il metodo con gli elementi finiti. In particolare nella parte più vasta del dominio, dove il problema è rappresentabile in termini lineari, la modellizzazione avviene tramite elementi spettrali, mentre per la parte del dominio che richiede, a causa della geometria complessa, maggior precisione nella sua discretizzazione e, dove entrano in gioco effetti di non linearità, si utilizzano gli elementi finiti.

3.1.7.4 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- AGI (2005) - *Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica, linee guida*. Patron Editore, Bologna
- Aki, K. (1988) - Local site effects on strong ground motion. *Earthquake Engineering and Soil Dynamics II: Recent Advances in Ground motion evaluation*. J.L. Von Thun (Ed.), Park City, Utah, ASCE, *Geotechnical Special Publication*, No. 20.
- Bard, P.Y., (1995) - Effects of surface geology on ground motion: recent results and remaining issues. *Proc. X European Conf. on Earthquake Engineering*, 28/8-2/9, Vienna (Austria). Duma Ed., Balkema, Rotterdam, pp. 305-323.
- Bardet, J.P., Ichii, K. e Lin, C.H. (2000) - *EERA A Computer Program for Equivalent-linear Earthquake site Response Analyses of Layered Soil Deposits*. Dep. of Civil Engineering, University of Southern California.
- Brebbia, C.A., (1984) - *The Boundary Element Method for engineers*. Pentech Press, London.
- Callerio, A., Petrini, V. e Pergalani, F. (2000) - *ELCO, A program for two-dimensional analyses using boundary element method*. IRRS, Milano.
- EduPro Civil System, Inc., (1998) - *ProShake- Ground response analysis Program*. EduPro Civil System, Inc., Redmond, Wasington.
- Hudson, M.B., Idriss, I.M. e Beikae, M. (1993) - *QUAD4M, A computer program for evaluating the seismic response of soil structure by variable damping finite element procedures*. Report of Dip. of Civil & Environmental Eng., University of California, Davis
- Idriss, I. M., Lysmer, J., Hwang, R. e Seed, H. B. (1973) - *QUAD-4: a computer program for evaluating the seismic response of soil structures by variable damping finite element procedures*. Report No. EERC 73-16, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Idriss, J. e Sun, J.I., (1992) - *SHAKE91 – a computer program for conducting equivalent linear seismic response analyses of horizontally layered soils deposits*. University of California, Davis.
- ITASCA (2002) - *FLAC – Fast Lagrangian Analysis of Continua – Version 4.0*. User's Guide, Itasca Consulting Group, Minneapolis, USA.
- ITASCA (2005) - *FLAC – Fast Lagrangian Analysis of Continua – Version 5.0*. User's Guide, Itasca Consulting Group, Minneapolis, USA.

- Klin, P., Seriani, A. e Priolo, E. (2004) - Numerical modeling of seismic waves in three-dimensional media. In: *Science and Supercomputing at CINECA, 2003 Report*. CINECA, Bologna, 295-299, DOI: 10.1388/SSC(2003)-ES-295.
- Kramer, S.L. (1996) - *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice-Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics.
- Lanzo, G., Pagliaroli, A. e D'Elia, B. (2004) - Influenza della modellazione di Rayleigh dello smorzamento viscoso nelle analisi di risposta sismica locale. *Atti XI Congresso Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia"*, Genova, Italia, 25-29 Gennaio.
- Lee, M. K. W. e Finn W. D. L. (1978) - DESRA-2: Dynamic effective stress response analysis of soil deposits with energy transmitting boundary including assessment of liquefaction potential. *Soil Mechanics Series* no. 38, University of British Columbia, Vancouver.
- Li, X.S., Wang, Z.L. e Shen, C.K., (1992) - *SUMDES A Nonlinear Procedure for Response Analysis of Horizontally-layered Sites Subjected to Multidirectional Earthquake loading*. Dep. Of Civil Eng. University of California, Davis.
- Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C. F. e Seed, H. B., (1975) - *FLUSH: a computer program for approximate 3-D analysis of soil-structure interaction problems*. Report N. EERC 75-30, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Lysmer, J. e Kuhlemeyer, L. (1969) - Finite dynamic model for infinite media. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, pp. 859-877.
- Lo Presti, D., Lai, C. e Puci, I. (2006) - ONDA: Computer code for nonlinear seismic response analyses of soil deposits. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 132, N. 2: 223-236.
- Priolo, E. (2001) - Earthquake ground motion simulation through the 2-D spectral element method. *Journ. Comp. Acoustics*, 9 (4), 1561-1582.
- Priolo, E. (2003) - Ground Motion Modeling Using the 2-D Chebyshev Spectral Element. In: *Method Numerical Analysis and Modeling in Geomechanics*, J. W. Bull. (Ed.), Spon Press-Taylor and Francis Group Ltd., London, pp. 250-273.
- Romo-Organista, M.P., Chen, Jen-Hwa, Lysmer, J. e Seed, H.B. (1980) - *PLUSH A computer program for probabilistic finite element analysis of seismic soil-structure interaction*. Report N. UBC/EERC- 77/01, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Sánchez-Sesma, F. J. e Campillo, M. (1991) - Diffraction of P, SV and Rayleigh waves by topographical features : a boundary integral formulation. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 81, pp. 2234-2253.
- Sanchez-Sesma, F.J., Ramos-Martinez, J. e Campillo M. (1993) - An indirect boundary element method applied to simulate the seismic response of alluvial valleys for incident P, S and Rayleigh waves. *Earthquake Eng. And Struct Dyn*, Vol. 22, 279-295.
- Sanò, T. (1996) - *BESOIL: un programma per il calcolo della propagazione delle onde sismiche*. Rapporto tecnico SSN/ RT/96/9.
- Sanò T. e A. Pugliese, (1991) - *PSHAKE, Analisi probabilistica della propagazione delle onde sismiche*. ENEA, RT/DISP/91/03
- Sanò T., A. Pugliese, G. e Di Pasquale, G. (1993) - Aleatorietà del moto sismico nell'amplificazione locale, *Atti del 6° Convegno Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia"*, Vol. 1, pagg. 65-74.
- Sanò, T. (1999) - Local amplification effects during the 1997 Umbria-Marche earthquake", *Int. Conference on Earthquake hazard and risk in the mediterranean region*, N.E. University North Cyprus, 18-22 October.
- Schnabel, P. B., Lysmer, J. e Seed, H. B. (1972) - *SHAKE: a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites*. Report No. EERC 72-12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

3.1.8 MOTO DI INPUT PER SIMULAZIONI NUMERICHE

3.1.8.1 OBIETTIVO

Definire il moto di input per studi sull'amplificazione sismica locale secondo le metodologie di calcolo più largamente diffuse. Il moto di input costituisce uno degli elementi fondamentali per la valutazione delle amplificazione attraverso simulazioni numeriche.

3.1.8.2 POSIZIONE DEL PROBLEMA

Nella modellazione degli effetti locali il moto di riferimento è in genere riferito a condizioni di suolo rigido affiorante e in assenza di effetti topografici come è, ad esempio, nel caso dei risultati degli studi di pericolosità di base. Alcuni algoritmi sono in grado di utilizzare questo moto direttamente, mentre altri hanno bisogno che tale moto sia riportato alla base del modello, ossia all'interfaccia bedrock-terreni di copertura. Nel seguito, con il termine moto di input, si intenderà il moto in superficie (di riferimento), dando per scontato che esso sia propriamente utilizzato nel modello di analisi.

L'ampiezza e il contenuto in frequenza del moto di input dipendono da:

- caratteristiche del meccanismo della sorgente sismica (es. tipo e lunghezza della faglia);
- magnitudo;
- caratteristiche fisico-meccaniche della traiettoria sorgente-sito percorsa dalle onde sismiche.

In generale i periodi fondamentali e la durata del moto aumentano all'aumentare del contenuto energetico e della distanza epicentrale, mentre l'ampiezza massima diminuisce allontanandosi dalla sorgente per effetto dell'attenuazione geometrica (espansione del fronte d'onda) e di quella anelastica (energia dispersa per smorzamento interno del mezzo di propagazione).

Il moto di input che si utilizza nelle analisi numeriche può essere espresso sia sotto forma di accelerogramma, sia di spettro di risposta elastico (scheda tecnica 3.1.7).

3.1.8.3 METODOLOGIE

Esistono diverse metodologie per la determinazione e la scelta del moto di input; si descrivono brevemente i tre approcci più usati (Monachesi *et al.*, 2000):

- calcolo del moto con criteri sismologici (metodo stocastico);
- calcolo del moto con analisi di pericolosità di base (metodo probabilistico-statistico);
- calcolo del moto attraverso lo studio di accelerogrammi reali registrati (metodo deterministico).

3.1.8.3.1 Calcolo del moto con criteri sismologici (metodo stocastico)

Si calcola il moto atteso in un punto con un approccio fisico "esatto"; la valutazione del moto prevede:

- la soluzione analitica di un sistema di equazioni differenziali attraverso la descrizione della sorgente (con modelli cinematici o dinamici);
- l'impiego della funzione di Green per l'elastodinamica (che permette di calcolare la risposta in un punto x a un impulso fornito nel punto x' in un solido elastico);
- l'utilizzo dell'equazione delle onde in un mezzo elastico;
- l'impiego del teorema di rappresentazione (basato sulla definizione della funzione di Green, delle condizioni iniziali, delle condizioni fisiche di sorgente e delle condizioni al contorno).

I metodi deterministici sono molto complessi dal punto di vista matematico e richiedono la conoscenza di parametri non sempre disponibili o stimabili, talvolta, con un margine di errore anche di un ordine di grandezza. In Tabella 3.1-4 è riportato un esempio di parametri necessari alla modellazione con il programma di calcolo FINSIM (Beresnov e Atkinson, 1998). I risultati saranno degli spettri e accelerogrammi sintetici.

Tabella 3.1-4 – Esempio di parametri di input per il programma FINSIM per l'area di Città di Castello (Umbria, Italia; da Zonno *et al.*, 2000).

Parametri del modello	
Strike [°]	133
Dip [°]	45
Profondità [km]	2
Dimensione delle sorgenti [km]	9.57 x 9.89
Magnitudo [M_w]	5.8
Dimensione delle subfaglie [km]	1.2 x 1.2
Numero di subfaglie sommate	63
Velocità delle onde di taglio [km/s]	3.2
Velocità di rottura [km/s]	0.8
Densità crostale [g/cm ³]	2.9
Parametro di stress [bars]	50
Attenuazione anelastica [Q(f)]	100f
Attenuazione geometrica	1/R
Frequenza d'angolo delle subfaglie [Hz]	1.13
Rise Time delle subfaglie	0.5
Distribuzione dello slip	Random

3.1.8.3.2 Calcolo del moto con analisi di pericolosità di base (metodo probabilistico-statistico)

Permette di determinare il moto al bedrock affiorante, corrispondente a una definita probabilità di eccedenza. Un metodo molto utilizzato è quello proposto da Cornell (1968), che si fonda sull'ipotesi di distribuzione poissoniana (il numero degli eventi è distribuito in modo uniforme nell'arco di tempo considerato) e sull'ipotesi di uniformità spaziale (il numero degli eventi è omogeneamente distribuito all'interno della zona sismogenetica corrispondente).

Ai fini del calcolo si utilizzano i seguenti elementi:

- catalogo dei terremoti. Riporta l'elenco di tutti gli eventi sismici segnalati dall'anno 1000 a oggi, fornendo per ciascuno la data in cui è avvenuto l'evento, le coordinate dell'epicentro, l'intensità epicentrale e la rispettiva magnitudo, calcolata empiricamente dall'intensità per gli eventi non recenti;
- zone sismogenetiche. Ciascuna di esse è caratterizzata da una sismicità uniforme;
- leggi di attenuazione, rappresentanti il modello secondo cui l'indicatore di severità sismica prescelto varia con la distanza dall'epicentro.

Generalmente, per studi di MS, il risultato dell'analisi di pericolosità è espresso in termini di spettro di risposta elastici a pericolosità uniforme in pseudoaccelerazione, riferito al 5% dello smorzamento critico, corrispondente a un periodo di ritorno di circa 500 anni; Figura 3.1-17).

Nel caso di forti variazioni della pericolosità di base all'interno del territorio considerato, si pone il problema della scelta dello spettro di risposta rappresentativo (scheda tecnica 3.1.10).

Gli spettri a pericolosità uniforme così ottenuti sono considerati più appropriati di quelli ottenuti da altri approcci (stocastici e deterministici), data l'impossibilità, per il territorio italiano, di separare all'interno della zona sismogenetica il contributo di ogni singola struttura. Molti ritengono pertanto più corretto utilizzare il contributo cumulato, su base probabilistica, della scuotibilità derivante da tutte le potenziali sorgenti esistenti nell'area.

A partire dagli spettri ottenuti vengono generati accelerogrammi sintetici attraverso una generazione artificiale non stazionaria (es. Sabetta e Pugliese, 1996), fissata magnitudo e distanza (M-R) compatibile con la PGA ottenuta dall'analisi precedente (si confrontano poi gli spettri di *target* ottenuti dall'analisi con quelli ottenuti dagli accelerogrammi sintetici).

Gli spettri a pericolosità uniforme hanno il vantaggio di associare una stima probabilistica delle azioni attese in un ampio range di frequenze spettrali, cumulando il contributo di tutte le sorgenti significative ai fini della determinazione della scuotibilità globale del sito investigato. Hanno tuttavia lo svantaggio di non essere direttamente associati a terremoti specifici, ossia a coppie magnitudo-distanza che permettono di definire lo scenario atteso in termini di scuotibilità e, conseguentemente, di danneggiamento, a fronte di un determinato evento sismico.

Da questo punto di vista l'approccio deterministico sembra offrire maggiori potenzialità, salvo l'inconveniente, dal canto proprio, di non essere quasi mai associato a una probabilità di accadimento.

Si intuisce quindi come l'approccio ideale alla definizione dell'input per analisi di sito (quali quelle della MS) dovrebbe coniugare i vantaggi di entrambi gli approcci (McGuire, 1995).

La metodologia parte da un'analisi di disaggregazione della pericolosità in termini di magnitudo-distanza del moto atteso (Bazzurro e Cornell, 1999) per definire dei moti di input compatibili con l'intero spettro a pericolosità uniforme di riferimento e con la distribuzione spaziale della sismicità (Figura 3.1-18).

Dalle coppie magnitudo-distanza (vedi anche capitolo 2.8) così definite è possibile poi generare accelerogrammi sintetici che costituiscono il moto di input cercato.

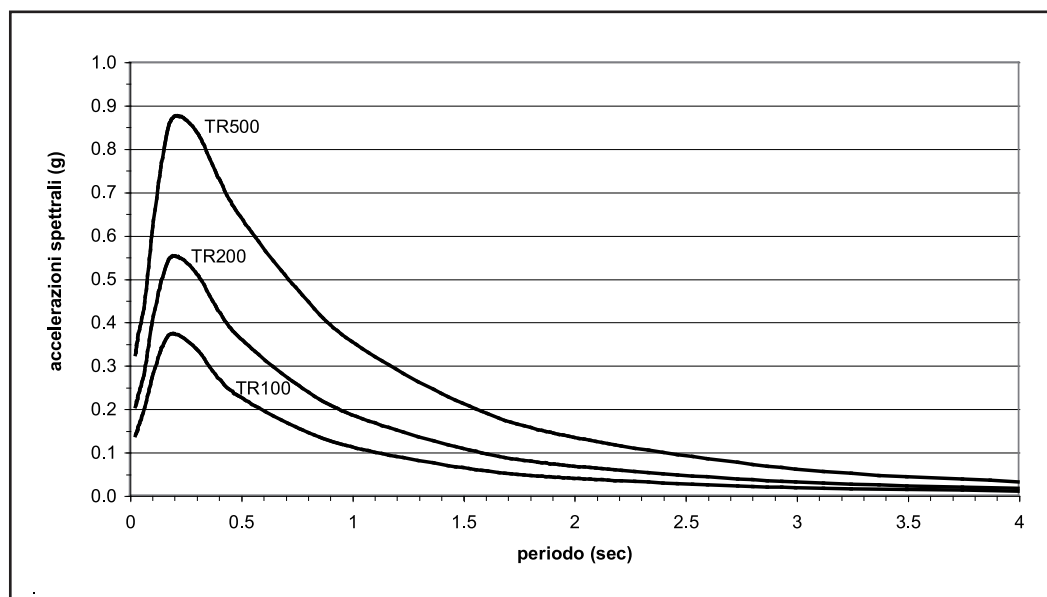


Figura 3.1-17– Spettri elastici di risposta a pericolosità uniforme per vari periodi di ritorno (TR) calcolati per Rosarno (Calabria, Italia). Da Romeo e Naso (2001).

3.1.8.3.3 Calcolo del moto attraverso lo studio di accelerogrammi reali registrati (metodo deterministico)

Questo metodo prevede di selezionare in uno dei numerosi database disponibili in letteratura (Ambraseys *et al.*, 2002), una serie di accelerogrammi reali registrati (per coprire il range di periodi di vibrazione di interesse con più accelerogrammi), operare con questi le simulazioni numeriche e mediare i risultati finali. È importante valutare, nella selezione degli accelerogrammi, le caratteristiche sismotettoniche dell'area e, in particolare, il tipo di sorgente (regimi compressivi, estensivi, trascorrenti), le magnitudo e le distanze degli eventi che maggiormente contribuiscono alla pericolosità regionale. Bisognerà scegliere sempre eventi registrati su roccia o, comunque, su terreno molto rigido. Gli accelerogrammi per le simulazioni di ogni modello devono essere almeno 4 (NEHRP, 2003). Il numero di accelerogrammi sarà comunque dipendente dalla variazione del livello di pericolosità sul territorio dell'area in studio.

A scopo conservativo, generalmente si integrano gli accelerogrammi reali così scelti, con accelerogrammi artificiali, con forma spettrale e *PGA* assegnati. A questo proposito Bommer e Acevedo (2004) propongono un approccio nel quale si valuta l'ampiezza del fattore di scala F_{sc} , tra il moto di riferimento e quello selezionato:

$$F_{sc} = a_{0,max} / a_{s,max}$$

e il parametro D_{rms} , indice della spetrocompatibilità tra i moti:

$$D_{rms} = 1/N \sqrt{\sum_{i=1}^N \left(\frac{a_0(T_i)}{a_{0,max}} - \frac{a_s(T_i)}{a_{s,max}} \right)^2}$$

dove:

$a_0(T_i)/a_{0,max}$ e $a_s(T_i)/a_{s,max}$ sono le ordinate spettrali al periodo T_i normalizzate, rispettivamente del moto di riferimento (a_0) e di quello selezionato (a_s), N è il numero di periodi considerati.

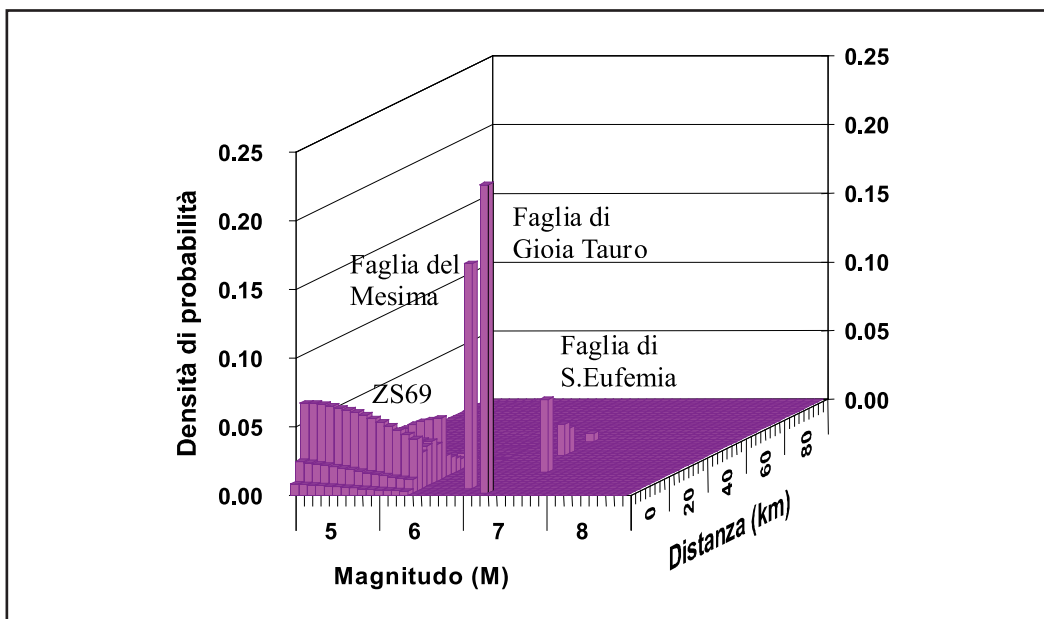


Figura 3.1-18 – Esempio di disaggregazione della pericolosità per Rosarno (Calabria, Italia). Da Romeo e Naso (2001).

3.1.8.4 ESEMPI DI RIFERIMENTO

Per la valutazione dell'input sismico con metodologie stocastiche si segnalano i lavori di Zonno *et al.* (2000) per l'area di Città di Castello e di Monachesi *et al.* (2000) per l'area di Fabriano.

Sul metodo storico probabilistico si possono consultare i lavori di Pergalani *et al.* (1999) per i comuni umbri colpiti dagli eventi sismici del 1997-98 e Lucantoni *et al.* (2004) su diverse aree del territorio italiano.

Sull'uso di accelerogrammi reali registrati si segnala, per il territorio nazionale, il lavoro di Costanzo *et al.* (2007) sul borgo di Gerace (Calabria, Italia) e il già citato lavoro di Bommer e Acevedo (2004) che costituisce un riferimento completo sui criteri di selezione e utilizzo di accelerogrammi reali archiviati in database consultabili.

Si riportano, infine, le procedure per l'identificazione degli input per le simulazioni numeriche delle normative dell'Emilia-Romagna e della Lombardia. In sintesi, l'Emilia-Romagna prevede la costruzione di uno spettro di risposta elastico a probabilità uniforme per ogni comune, questo spettro sarà confrontato con spettri elastici calcolati sulla base di accelerogrammi reali selezionati in un database *online*; si sceglieranno gli spettri (gli accelerogrammi) che meglio ricalcano lo spettro a probabilità uniforme. La Lombardia, invece, mette direttamente a disposizione degli utenti una serie di accelerogrammi sintetici, definiti sulla base di un'analisi di pericolosità per due periodi di ritorno (475 e 975 anni).

Tabella 3.1-5 – RegISTRAZIONI SELEZIONATE DA DATABASE SISMICI E CALCOLO DEI PARAMETRI F_{sc} E D_{rms} PER IL SITO DI GERACE (CALABRIA, ITALIA; DA COSTANZO *et al.*, 2004).

Terremoti	Data	Ma (M_w)	Stazione	Componente	D_{rms}	F_{sc}
Landers, (USA)	28 06 1992	7.5	Morongo Valley	135	0.090	1.505
Northridge (USA)	17 01 1994	7.1	Wonderland, California	185	0.104	1.092
Loma Prieta (USA)	18 10 1989	7.1	Sierra Pt., San Francisco	205	0.108	1.998
Imperial Valley (USA)	15 10 1979	6.9	Delta	262	0.125	0.863
El Salvador	13 02 2001	6.6	Col. Ext. S. Jose, San Salvador	0 (N-S)	0.143	1.491
Montenegro	01 04 1979	7.0	Petrovac - Hotel Olivia	N-S	0.144	0.812
Duzce (Turchia)	12 11 1999	7.1	Duzce	90 (E-W)	0.145	0.738
Irpinia (Italia)	23 11 1980	6.9	Sturno	N-S	0.148	0.883
Chi Chi, (Taiwan)	20 09 1999	7.6	TCU046	E-W	0.148	1.574

3.1.8.4.1 Emilia-Romagna

Gli indirizzi regionali dispongono che il calcolo della risposta sismica locale nelle analisi di livello di dettaglio sia eseguito sulla base di segnali di riferimento assegnati a ogni comune. Tali segnali sono rappresentativi dello scuotimento atteso su un suolo di riferimento, quest'ultimo inteso come la superficie al di sotto della quale si può assumere una velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s) superiore o uguale a 800 m/s.

Per la definizione del moto di input vengono riportati:

- la forma dello spettro di risposta normalizzato rappresentativo del moto sismico atteso per un periodo di ritorno di 475 anni (con smorzamento pari al 5%);
- i valori di *PGA* (10% di probabilità di superamento in 50 anni) di ogni comune dell'Emilia-Romagna;
- indicazioni per il reperimento e l'utilizzo dei segnali di riferimento selezionati.

Dallo spettro di risposta normalizzato è possibile ottenere, moltiplicando per il valore di *PGA* di ogni comune della regione, lo spettro di risposta a probabilità uniforme che descrive le caratteristiche del moto sismico atteso per ogni comune dell'Emilia-Romagna.

Vengono poi forniti tre input per comune (disponibili nel sito web del Servizio geologico, sismico e dei suoli regionale www.regione.emilia-romagna.it/geologia/sismica) selezionati dalla banca dati accelerometrica *European Strong Motion database* (<http://www.isesd.cv.ic.ac.uk/ESD/> nel seguito citata come ISESD).

I tre input per comune sono scelti attraverso la procedura di Bommer e Acevedo (2004) che valuta la similarità tra la forma spettrale di riferimento e la forma degli spettri di risposta dei segnali contenuti nella banca dati ISESD.

3.1.8.4.2 Lombardia

Al fine di poter effettuare analisi di risposta sismica locale la Regione Lombardia ha predisposto una banca dati contenente, per ogni comune, diversi accelerogrammi attesi caratterizzati da due periodi di ritorno (475 e 975 anni).

Di seguito è riportato il percorso di accesso ai file sul portale della regione:

Home → Regione → Direzioni Generali → Territorio e Urbanistica → Difesa del Territorio → Componente geologica nella pianificazione → scala comunale → Analisi sismica.

3.1.8.5 INDICAZIONI E RACCOMANDAZIONI

Il metodo stocastico è particolarmente indicato ai fini della costruzione di uno scenario sismico, cioè per la valutazione delle conseguenze prodotte in una particolare area da un terremoto con caratteristiche predeterminate. Il secondo e terzo metodo si prestano meglio a scopi di prevenzione e mitigazione del rischio sismico, quali la caratterizzazione dello scuotimento in uno studio di MS.

L'utilizzo nelle modellazioni numeriche di moti di *input* derivati da singoli eventi sismici registrati è fortemente sconsigliato, dato che le caratteristiche di un singolo terremoto non sono in grado di rappresentare nel suo complesso la pericolosità sismica di un'area. Generalmente si eseguono modellazioni di questo tipo solo nel caso di verifiche e studi di confronto tra l'approccio strumentale e l'approccio numerico.

Qualsiasi sia la metodologia utilizzata, è necessario trasportare il moto calcolato in superficie alla profondità alla quale verrà effettivamente applicato nelle simulazioni numeriche ovvero operare una deconvoluzione (o filtrazione inversa). Si tratta di un processo di riordinamento del segnale "convoluto" per determinare la natura del filtro o la natura del segnale in ingresso. In particolare, se si conosce la forma esatta del segnale sismico in superficie, si possono deconvolvere i dati per determinare le proprietà di filtro degli strati di roccia attraverso cui l'input sismico è passato.

Il moto di input utilizzato nella modellazione numerica è rappresentato da un accelerogramma che fornisce l'andamento dell'accelerazione impressa al suolo nel tempo; l'esperienza ha dimostrato che per studi finalizzati all'analisi della sicurezza sismica delle strutture è di fondamentale importanza la componente orizzontale anziché quella verticale del sisma, perché è proprio la prima che sottopone le strutture a forti spostamenti orizzontali, ai quali sono associati danni anche estremamente gravi, in particolare per le costruzioni non antisismiche. Per questo motivo, nelle modellazioni in genere si impone

come input la componente orizzontale del sisma. Tale componente è determinata principalmente dalle onde S, per cui si considera come proprietà fondamentale del terreno la grandezza V_s , che misura la velocità di propagazione delle onde di taglio generate dal sisma.

3.1.8.6 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Ambraseys, N.N., Smit, P., Sigbjornsson, R., Suhadolc, P. e Margaris, B. (2002) - *Internet - Site for European Strong-Motion Data. European Commission, Research-Directorate General, Environment and Climate Programme*. Ultimo accesso agosto 2007.
- Bazzurro, P. e Cornell, C.A. (1999) - Disaggregation of seismic hazard. *Bulletin of Seismological Society of America*, 89, 2, 501-520.
- Berenson, I. A. e Atkinson, G. M. (1998) - FINSIM- a Fortran program for simulating stochastic acceleration time histories from finite faults. *Seismological Research Letters*, 69, 1, 27-32.
- Bommer, J.J. e Acevedo, A.B. (2004) - The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, 8, 43 - 92.
- Cornell, C.A. (1968) - Engineering seismic risk analysis. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 86, 58, 1583-1606.
- Costanzo, A., Silvestri, F. e D'Onofrio, A. (2007) - Analisi dei danni registrati nel borgo di Gerace durante gli eventi sismici della Calabria del 1783. *Atti Convegno ANIDIS*. Cd-rom.
- Lucantoni, A., Brammerini, F. e Sabetta, F. (2004) - Valutazioni della pericolosità sismica e normativa tecnica per gli edifici. *Ingegneria sismica. Atti XI Congresso nazionale "L'ingegneria sismica in Italia"*. Genova.
- McGuire, R.K. (1995) - Probabilistic Seismic Hazard Analysis and Design Earthquakes: Closing the loop. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 85, 5, 1275-1284.
- Monachesi, G., Castelli, V., Coppari, H., Stucchi, M., Peruzza, L., Franceschina, G.L., Marcellini, A., Pagani, M. e Priolo, E. (2000) - *La microzonazione sismica di Fabriano. Sismicità di riferimento*. A cura di A. Marcellini e P. Tiberi. Macerata
- NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program) (2003) - *Recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures (FEMA 450)*. Building seismic safety council national institute of building sciences. Washington, D.C.
- Pergalani, F., Romeo, R.W., Luzi, L., Petrini, V., Pugliese, A. e Sanò, T. (1999) - Seismic microzoning of the area struck by Umbria-Marche (Central Italy) Ms 5.9 earthquake of the 26 september 1997. *Soil Dynamic and Earthquake Engineering*, 18, 279-296.
- Romeo, R.W. e Naso, G. (2001) - La valutazione della risposta sismica locale: l'analisi dei centri storici di Rosarno e Melicucco. In: *Linea guida per la riduzione urbanistica del rischio sismico. Il recupero dei centri storici di Rosarno e Melicucco*; a cura di W. Fabietti. Ed. INU. Pagg. 67-78.
- Romeo, R. W. e Prestininzi, A. (1999) - Probabilistic versus deterministic seismic hazard analysis: an integrated approach for siting problems. *International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 20, 1-4: 75-84.
- Sabetta, F. e Pugliese, A. (1996) - Estimation of response spectra and simulation of nonstationary earthquake ground motion. *Bull. Seism. Soc. Am.* 86, 337-352.
- Zonno, G., Montaldo, V., Meroni, F. e Leschiutta, I. (2000) - Valutazione della pericolosità sismica in alta Valtiberina. *Ingegneria sismica*, XIX, 1, 33-43.

3.1.9 VALUTAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE DALLA TIPOLOGIA E DAL DANNO DEGLI EDIFICI RILEVATI POST-SISMA

3.1.9.1 INTRODUZIONE

Recentemente l'ingegneria strutturale si è affermata come una delle possibili discipline da utilizzarsi per la valutazione della risposta sismica locale (RSL). Le diverse metodologie proposte per la valutazione della RSL fanno uso di dati di danno e di vulnerabilità degli edifici rilevati dopo un evento sismico. Il rilievo di agibilità e danno, infatti, finalizzato a individuare gli edifici che possono essere utilizzati con sicurezza nel corso della crisi sismica e condotto tramite la compilazione di schede di tipo standard, consente di disporre in maniera relativamente agevole della classificazione tipologica e di danno di numerosi edifici entro qualche mese dall'evento.

I primi lavori sull'argomento comparavano le proprietà dei suoli con una mappa di danneggiamento (Ambrosini *et al.*, 1986), considerando quindi il danno come una misura diretta dello scuotimento sismico. Tuttavia, per essere una misura dello scuotimento, il danno deve venire prima filtrato attraverso la tipologia strutturale, in quanto la vulnerabilità degli edifici influenza il livello di danno subito per una data intensità sismica.

Proprio per questo le metodologie più recenti considerano ogni edificio come uno strumento di misura, dove la grandezza misurata è il danno e la curva di risposta dello strumento è la vulnerabilità dell'edificio, che deve essere supposta nota. Il principale inconveniente di un tale approccio sta nel fatto che lo strumento è poco sensibile alle basse intensità, in quanto l'edificio subisce danni nulli, mentre satura, alle elevate intensità, in quanto l'edificio collassa. Quindi, anche nel caso si assuma una relazione di vulnerabilità deterministica, il danno all'edificio non può fornire una relazione biunivoca con il moto del suolo. Un altro aspetto da tenere in conto in questo tipo di analisi è la notevole incertezza della vulnerabilità dell'edificio, in quanto l'elevato numero di edifici danneggiati consente di determinarne la vulnerabilità solo tramite un approccio per classi di strutture, caratterizzate, inoltre, da pochi dati essenziali. Non sarebbe infatti praticabile effettuare uno studio di dettaglio su tutti gli edifici danneggiati. È quindi necessario introdurre un approccio probabilistico che tenga conto sia delle incertezze nella tipologia e nel danno osservati, sia della vulnerabilità dell'edificio. D'altro canto il numero di edifici presenti in ambito urbano può essere così elevato da dare significatività statistica all'analisi. In altre parole si hanno numerose osservazioni indirette del moto del suolo, affette da errore.

I dati tipologici e di danno rilevati nel post evento sono stati utilizzati con successo nella MS di alcuni siti colpiti da recenti eventi sismici italiani, come il terremoto del 1997 in Umbria-Marche (Goretti e Dolce, 2002), il terremoto del 1998 in Pollino (Dolce *et al.*, 2001) e il terremoto del 2002 in Molise-Puglia (Goretti, 2004).

Ancora più di recente (Speranza *et al.*, 2006), una ulteriore metodologia è stata proposta per valutare la RSL nel centro storico di Senigallia, colpita dal sisma del 1930. In questo caso si è fatto uso dei dati tipologici e danno ottenuti per interpretazione visiva di fotografie scattate dopo l'evento.

1.9.0.2 DETERMINAZIONE DELLO SCUOTIMENTO A PARTIRE DAL DANNO SUBITO

Per determinare l'intensità sismica a partire dal danno osservato agli edifici, cioè per stimare la causa (l'intensità sismica) che ha prodotto un determinato effetto (livello di danno) in un edificio, deve risolversi un problema inverso. In questo la vulnerabilità degli edifici, considerata come una

relazione tra danno osservato, d , quando un edificio di tipologia T risente un sisma di intensità q , deve supporre nota e nella forma:

$$d = f(T, q) + \varepsilon \quad (3.1-4)$$

Come intensità possono essere considerati l'intensità macrosismica o uno o più parametri strumentali del moto del suolo. La funzione f fornisce la parte deterministica della legge causa-effetto di vulnerabilità, come nel caso di metodi di vulnerabilità indiretta (Benedetti e Guarenti, 1989), per i quali T rappresenta l'indice di vulnerabilità. Se la funzione f nell'equazione (3.1-4) è biunivoca, può essere invertita, una volta nota T , per ottenere q . In generale, tuttavia la funzione f non è biunivoca, in quanto i modelli di vulnerabilità predicono il collasso (o l'assenza di danno) per intensità sismiche superiori (inferiori) a un determinato livello. Dal danno osservato non è quindi possibile stimare intensità superiori o inferiori ai citati limiti. In altre parole, quando l'edificio è non danneggiato, tutte le intensità al di sotto di un limite inferiore sono ammissibili, mentre quando l'edificio è collassato, tutte le intensità al di sopra di un limite superiore sono ammissibili. La ragione fisica di questo comportamento è che lo strumento di misura, l'edificio, non è abbastanza sensibile alle basse intensità, in relazione alla quantità misurabile, il danno, mentre, al tempo stesso lo strumento satura quando l'edificio collassa. Il limite inferiore e quello superiore di intensità, entro cui l'edificio è in grado di misurare, dipendono dalla tipologia strutturale, cosicché un requisito per poter stimare meglio l'intensità sismica nell'area colpita è quello di avere edifici di tipologia diversa. Fortunatamente, almeno in Italia, gli eventi sismici non sono così distruttivi, mentre il danno, per l'elevata vulnerabilità degli edifici, è spesso significativo. Così, in molti casi, l'intensità sismica può essere effettivamente stimata dal danno osservato, malgrado, da un punto di vista concettuale, i precedentemente citati inconvenienti sussistano comunque.

Superando l'approccio deterministico, l'incertezza nel comportamento sismico degli edifici è portato in conto nell'equazione (3.1-4) tramite il termine di errore, ε , termine a media nulla. La funzione f e il termine di errore forniscono la distribuzione del danno osservato condizionato alla tipologia strutturale e alla intensità sismica. Quando il danno è assunto come variabile discreta, le probabilità di danno fornite dall'equazione (3.1-4) vengono raccolte in matrici di probabilità di danno, comunemente utilizzate quando vengono considerate classi di strutture e/o dati tipologici di tipo semplificato. Un completo approccio probabilistico richiede di introdurre incertezze anche relativamente alla tipologia osservata degli edifici e al danno osservato.

Generalmente la tipologia strutturale non può essere univocamente determinata per mancanza di dati (ad esempio a seguito dell'impossibilità di accedere all'interno degli edifici danneggiati) e/o per incerta attribuzione degli edifici a una classe di vulnerabilità, anche quando le sue caratteristiche strutturali siano note. Anche la classificazione del danno può essere incerta a seguito sia della soggettività del rilevatore, sia per l'attribuzione di un unico livello di danno all'edificio a partire dai livelli di danno e dalla loro estensione osservati in diversi componenti strutturali e non strutturali. Per invertire l'equazione (3.1-4) è allora necessario utilizzare tecniche Bayesiane di aggiornamento delle informazioni [Benjamin e Cornell, 1970], oppure far riferimento a precisi valori della distribuzione di danno (ad esempio al danno medio).

Una volta invertita l'equazione (3.1-4), può essere determinata l'intensità sismica risentita da ciascun edificio, q . Per stimare l'amplificazione di sito è necessario disporre anche di una stima dell'intensità di riferimento, q_{ref} . Questa può essere determinata come una media spaziale dell'intensità risentita dai soli edifici posizionati su suolo rigido e pianeggiante, se esistono. Nel caso contrario è necessario far ricorso a considerazioni geologico-tecniche e/o geofisiche. Nel caso peggiore, q_{ref} può essere determinato da relazioni di attenuazioni, possibilmente tarate sul caso in esame. L'amplificazione dell'intensità sismica può essere assunta come $F_a = q/q_{ref}$. Poiché q e q_{ref} sono, in generale, variabili aleatorie (più esattamente q è un campo stocastico), anche F_a è una variabile aleatoria e può essere caratterizzata dal suo valore medio o modale, $m_{F_a} = E[q/q_{ref}]$ o $M_{F_a} = M[q/q_{ref}]$. È anche utile sottolineare che la varianza dell'intensità sismica nell'area colpita è una misura della variazione spaziale degli effetti di sito.

Se q è assunta come intensità macrosismica, I , l'amplificazione può essere espressa in termini di incremento di intensità macrosismica $\Delta I = I - I_{ref}$. In questo caso, se l'amplificazione è richiesta in termini di parametri strumentali del moto del suolo, quali $Y = PGA$ (*Peak Ground Acceleration*), EPA (*Effective Peak Acceleration*), H (*Housner intensity*), è necessario far ricorso a relazioni di conversione, generalmente poste nella forma $\log_{10}(Y) = a + bI$, dove a e b sono i parametri della relazione. L'amplificazione è allora pari a:

$$F_a = \frac{Y}{Y_{ref}} = 10^{b(I - I_{ref})} = 10^{b\Delta I} \quad (3.1-5)$$

dove:

$Y = PGA, EPA, H$ o I_{MCS} al sito

$Y_{ref} = PGA, EPA, H$ o I_{MCS} al bedrock

e dipende anche dal termine b . Per diversi parametri del moto del suolo, diverse relazioni di conversione sono state riportate in Tabella 3.1-6.

Tabella 3.1-6 - Valori del parametro b nell'equazione (3.1-5), per diverse relazioni di conversione.

	PGA	PGA	PGA	EPA	EPV	I_H
Autore	Margottini Locale (1987)	Margottini Globale (1987)	Petrini (1989)	Decanini (2002)	Decanini (2002)	Decanini (2002)
b	0.220	0.179	0.202	0.197	0.225	0.290

3.1.9.3 IL CASO DI SAN GIULIANO DI PUGLIA (TERREMOTO IN MOLISE-PUGLIA DEL 2002)

Nel caso della MS di San Giuliano si disponeva di un sistema informativo territoriale contenente i poligoni di tutti gli edifici del centro urbano con associate le informazioni delle schede di agibilità e danno compilate dopo l'evento del 2002.

È stato adottato un approccio deterministico, dove, per tener conto della variabilità nella tipologia strutturale e nel danno osservato e della correlazione spaziale del moto del suolo, l'intensità sismica risentita dal generico edificio è stata valutata attraverso una operazione di media spaziale della tipologia e del danno in un opportuno intorno dell'edificio.

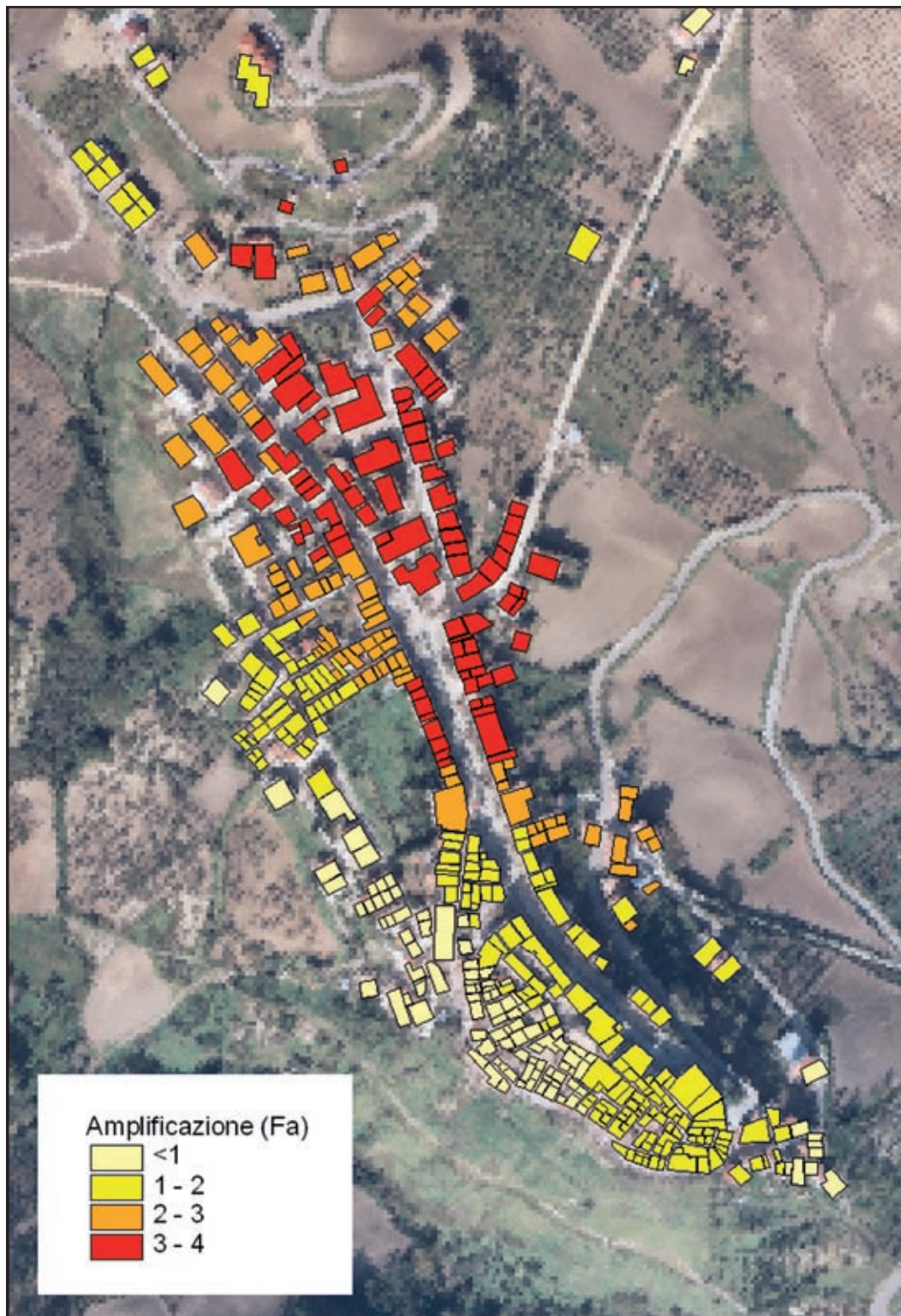


Figura 3.1-19 - Mappa di amplificazione in termini di EPA di S. Giuliano di Puglia.

Più in particolare facendo centro in ogni edificio dell'area in esame si è selezionata una circonferenza all'interno della quale è stato valutato il danno medio e la distribuzione degli edifici in classi di vulnerabilità. Nota la vulnerabilità degli edifici in termini di curve di danno medio in funzione dello

scuotimento del suolo per ogni classe di vulnerabilità, il danno medio atteso nell'intorno del generico edificio dell'area in esame è dato dalle curve di danno medio pesate con la distribuzione di edifici in classi riscontrata nell'intorno.

Uguagliando il valore atteso con il valore osservato del danno medio nell'intorno del generico edificio, può essere determinata l'intensità sismica risentita nell'intorno. Nel caso di San Giuliano l'intensità di riferimento è stata valutata come media spaziale delle intensità risentite dagli edifici posizionati su suolo rigido, in prossimità del centro storico. Questa area è stata individuata a partire da informazioni geologiche e geotecniche.

Il risultato in termini di amplificazione del moto del suolo in termini di *EPA* è riportato in Figura 3.1-19.

3.1.9.4 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Ambrosini, S., Castenetto, S., Cevolani, F., Di Loreto, E., Funicello, R., Liperi, L., and Molin, D. (1986). Risposta Sismica dell'Area Urbana di Roma a Seguito del Terremoto del Fucino del 1915. Risultati Preliminari. *Memorie Società Geologica Italiana*, 35.
- Benjamin, J.R. e Cornell, C.A. (1970) - *Probability, Statistics and Decision for Civil Engineering*, McGraw-Hill, Inc. N.Y., 683 pp.
- Decanini, L.D., Mollaioli, F. e Oliveto, G. (2002) - Structural and seismological implications of the 1997 seismic sequence in Umbria and Marche, Italy. In: Oliveto, G., ed., *Innovative Approaches to Earthquake Engineering*, WIT press.
- Dolce, M., Moroni, C., Samela, C., Marino, M., Masi, A. e Vona, M. (2001) - Una Procedura di Normalizzazione del Danno per la Valutazione degli Effetti di Amplificazione Locale, *Atti X Convegno ANIDIS, L'Ingegneria Sismica in Italia*, 9-13 Settembre, Potenza-Matera.
- Goretti, A. (2004) - Effetti di Sito a San Giuliano a Partire dai Dati Tipologici e di Danno Rilevati in Emergenza Sismica, *Atti XI Convegno ANIDIS, L'Ingegneria Sismica in Italia*, 25-29 Gennaio, Genova.
- Goretti, A. e Dolce, M. (2002) - Site Effects Evaluation from Surveyed Typological and Damage Data, *Proceedings XII European Conference on Earthquake Engineering*, 9-13 Settembre, Londra.
- Margottini, C., Molin, D., Narcisi, B. e Serva, L. (1987) - Intensity vs. Acceleration: Italian Data, *Proceeding Work. on Hist. Seismicity of Central-eastern Mediterranean Region*, Roma, 213-226.
- Petrini, V. e Guarenti, E. (1989) - Il Caso delle Vecchie Costruzioni: Verso una Nuova Legge Danni Intensità, *Atti del IV Convegno ANIDIS, L'Ingegneria Sismica in Italia*, Milano.
- Speranza, E., Goretti, A. e Dolce, M. (2006) - Historical Damage Data and Microzonation: An Application to 1930 Senigallia Earthquake, *Proceeding of the First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006

3.1.10 ZONAZIONE SISMICA E CLASSIFICAZIONE SISMICA DEI COMUNI

3.1.10.1 OBIETTIVO

Storia della Classificazione sismica dei comuni e descrizione delle diverse modalità di utilizzazione dei risultati delle analisi di pericolosità sismica (zonazione sismica) in relazione ad alcuni strumenti normativi finalizzati alla riduzione del rischio sismico.

3.1.10.2 DEFINIZIONE

Nel linguaggio della normativa tecnica in campo edilizio, con il termine "classificazione" si è inteso, fino a oggi, indicare l'attribuzione di un determinato grado di sismicità alle zone sismiche⁵⁴. Tale grado di sismicità è utilizzato per la determinazione delle azioni sismiche e di altre specifiche a livello tecnico. I comuni che ricadono in tali zone vengono inseriti in appositi elenchi e "classificati" di conseguenza.

3.1.10.3 STORIA DELLA CLASSIFICAZIONE SISMICA

3.1.10.3.1 Origine della Classificazione sismica (1909 – 1980)

L'individuazione delle zone sismiche in Italia (De Marco *et al.*, 1999) è iniziata dai primi anni del '900 attraverso lo strumento del Regio decreto, emanato a seguito di terremoti distruttivi, che imponeva l'applicazione di specifica normativa tecnica a una serie di comuni dichiarati sismici e riportati in un elenco dal decreto stesso. Dal 1927 le località colpite dai terremoti sono state distinte in due "categorie", in relazione al "loro grado di sismicità e alla loro costituzione geologica". Il metodo implicitamente adottato, fino al 1980, per definire in quali comuni si dovesse applicare la normativa tecnica era sostanzialmente la sismicità storica recente. A seguito dei vari eventi sismici succedutisi fino al 1980, il numero dei comuni nei quali doveva applicarsi la normativa tecnica aumenta progressivamente. A questo metodo, se ne aggiunge un altro, legato al danneggiamento subito. L'elenco dei comuni dichiarati sismici è utilizzato anche ai fini dei finanziamenti per la ricostruzione e per questo motivo si determinano inclusioni non necessariamente coerenti con i livelli di sismicità o di danneggiamento conseguenti al terremoto. Nel corso del tempo si assiste anche a una rimozione dagli elenchi di alcuni comuni precedentemente inclusi, con motivazioni estranee a valutazioni di pericolosità sismica o di rischio.

Con la legge 2 febbraio 1974, n. 64 si stabilisce il quadro di riferimento per le modalità di redazione delle normative tecniche, fra cui quelle che riguardano le costruzioni in zona sismica, e di Classificazione sismica del territorio nazionale. Tale legge, in particolare, prevede che "con decreti del Ministro per i lavori pubblici emanati di concerto con il Ministro per l'interno, sentiti il Consiglio superiore dei lavori pubblici e le regioni interessate, sulla base di comprovate motivazioni tecniche, si provvede: a) all'aggiornamento degli elenchi (dei comuni) delle zone dichiarate sismiche (...); b) ad attribuire alle zone sismiche valori differenziati del grado di sismicità da prendere a base per la determinazione delle azioni sismiche e di quant'altro specificato dalle norme tecniche; c) all'eventuale necessario aggiornamento successivo degli elenchi delle zone sismiche e dei valori attribuiti ai gradi di sismicità".

Nelle norme tecniche emanate a seguito della legge 64/1974 viene definito un "coefficiente di intensità sismica", espresso in funzione del grado di sismicità S. Il parametro S (S = 12, 9 e 6 in riferimento a tre diverse zone) è puramente convenzionale e non rappresenta alcuna misura fisica.

54 Legge 2 febbraio 1974, n. 64. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche (art. 3), DM 16 gennaio 1996, Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche (Allegato A.1), DPR 6 giugno 2001 n.380, art. 83.

3.1.10.3.2 Classificazione sismica post-Irpinia (1980-2003)

Nel 1979, con il Progetto finalizzato geodinamica (PFG), il Consiglio nazionale delle ricerche (CNR) realizza le carte di scuotibilità del territorio nazionale a partire da studi di pericolosità e da studi sulla massima intensità risentita. Sulla base di tali carte sono definiti i parametri quantitativi per l'individuazione delle zone sismiche. A seguito del terremoto del 1980 (Irpinia) il PFG accelera i lavori e predispone una proposta di Classificazione sismica dei comuni (CNR, 1980).

Il "criterio ispiratore della proposta di Classificazione sismica è quello di individuare quelle parti del territorio la cui esclusione dalle aree nelle quali si applicano le norme per le costruzioni in zona sismica, appare ingiustificata se si confronta la pericolosità con quella dei comuni (finora) protetti".

Il metodo per la Classificazione sismica dei comuni si basa su tre parametri:

- intensità massima (I_{max} , con periodo di osservazione di 1000 anni);
- intensità attesa (con periodo di ritorno di 500 anni);
- coefficiente di minimizzazione dei costi (C/C_{ref})⁵⁵.

In tal modo viene introdotto un metodo scientifico, che tiene conto di valutazioni di pericolosità fondate sostanzialmente sulla sismicità storica.

La carta finale (Figura 3.1-20) del progetto individua: a) i comuni già classificati, b) i nuovi comuni inseribili in 2ª categoria, c) le zone per le quali sono necessarie ulteriori indagini. Queste ultime riguardano porzioni importanti di territorio in Piemonte, Lombardia, Veneto, Toscana, Emilia, litorale abruzzese e molisano, napoletano e zone della Sicilia centrale e meridionale, nonché zone limitate di Liguria e Puglia.

Tra il 1980 e il 1984, con vari decreti viene adottata la proposta e, in particolare, con la legge 22 dicembre 1980, n. 874 il Ministero dei lavori pubblici classifica i comuni colpiti dal terremoto irpino. Il relativo decreto, emanato nel giugno del 1981, introduce la terza categoria sismica (bassa sismicità) per 99 comuni delle regioni Basilicata, Campania e Puglia, utilizzando le carte del PFG, limitatamente alle tre regioni. Negli anni successivi nessun comune viene classificato nella terza categoria sismica e i risultati del PFG vengono utilizzati solo per i comuni di 2ª categoria (Figura 3.1-21).

Questo quadro normativo si modifica in epoca recente in virtù di alcuni provvedimenti legislativi che definiscono una diversa ripartizione delle funzioni attribuite allo Stato e alle Regioni. Infatti, con il decreto legislativo 31 marzo 1998, n. 112 viene conferita alle Regioni e agli Enti locali "l'individuazione delle zone sismiche, la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone" (articolo 94, comma 2, lettera a), mentre "sono mantenute allo Stato le funzioni relative (...) ai criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e alle norme tecniche per le costruzioni delle medesime zone" (art. 93, comma 1, lettera g).

L'individuazione degli organi dello Stato preposti all'emanazione dei suddetti criteri generali è stata oggetto di due distinti provvedimenti.

Il Testo unico per l'edilizia (DPR 380/2001) sancisce che, "con decreto del Ministro per le infrastrutture e i trasporti, di concerto con il Ministro per l'interno, sentiti il Consiglio superiore dei lavori pubblici, il Consiglio nazionale delle ricerche e la Conferenza unificata, sono definiti i criteri generali per l'individuazione delle zone

⁵⁵ "Tale valore è calcolato tenendo conto dell'intera correlazione fra intensità e periodo di ritorno, cioè considerando, sia pure con peso diverso, tutti gli eventi attesi di intensità maggiore o uguale a quella del terremoto che comincia a provocare danni". C_{ref} è calcolato sul sito italiano a maggiore pericolosità sismica.

sismiche e dei relativi valori differenziati del grado di sismicità da prendere a base per la determinazione delle azioni sismiche e di quant'altro specificato dalle norme tecniche" (articolo 83, comma 2).

La successiva legge 9 novembre 2001, n. 401 stabilisce che il Dipartimento della protezione civile "svolge compiti relativi alla formulazione degli indirizzi e criteri generali di cui (...) all'art. 93 comma 1 lettera g) del decreto legislativo 31 marzo 1998, n. 112 da sottoporre al Presidente del Consiglio dei Ministri ovvero al Ministro dell'interno da lui delegato per l'approvazione al Consiglio dei Ministri" (art. 4-ter). Tali compiti sono esercitati "sentita la conferenza unificata" ai sensi dell'articolo 93, comma 4 d.l. 112/1998.

Prima della definizione del quadro normativo sopra delineata, con decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri 24 settembre 1997, n. DSTN/2/19767 viene costituito a fronte del "notevole miglioramento delle conoscenze nel settore della sismogenesi e della pericolosità sismica" intervenuto successivamente agli ultimi decreti di Classificazione sismica, un "Gruppo di lavoro per la redazione di una proposta di riclassificazione sismica del territorio nazionale". Il Gruppo produce nel settembre 1998 una "Proposta di riclassificazione sismica" (Gruppo di lavoro, 1999), definendo nuove metodologie e relativi criteri applicativi.

Il Gruppo di lavoro (1999) utilizza gli studi di pericolosità di base sviluppati dal Gruppo nazionale per la difesa dai terremoti (GNDDT), realizzati dall'Osservatorio geofisico sperimentale di Trieste (OGS) (Peruzza *et al.*, 1993; Slejko, 1996) e dal Servizio sismico nazionale (SSN) (Romeo e Pugliese, 1997; Pugliese *et al.*, 1997). Tali studi, pur assumendo lo stesso impianto metodologico, portano a risultati diversi, anche se in modo limitato.

Uno degli elementi innovativi della proposta è dato dalla scelta del parametro rappresentativo della pericolosità sismica, l'intensità di Housner (H), definita come l'integrale dello spettro di risposta di pseudovelocità calcolato in un opportuno intervallo di periodi. La scelta di H come "parametro guida" viene determinata dall'opportunità di rappresentare meglio diverse condizioni di pericolosità e dal fatto che risulta meglio correlata al danno subito dagli edifici⁵⁶.

La massima intensità macrosismica (I_{max}) viene utilizzata come ulteriore parametro correttivo (in termini conservativi). Infine vengono effettuate alcune considerazioni a carattere territoriale per garantire condizioni di continuità, talora non rispettate, anche perché i parametri vengono calcolati per ciascun comune, con riferimento al centro capoluogo (centroide comunale) indipendentemente dall'estensione dal territorio amministrativo.

Poiché, come detto, gli studi di pericolosità utilizzati sono due, vengono applicati i criteri per l'identificazione delle zone utilizzando separatamente gli studi e poi per i comuni in cui emergono discordanze di attribuzione di zona (circa il 12% dei comuni) vengono introdotti ulteriori criteri (tolleranze del 5% sulle soglie degli indicatori) per l'attribuzione definitiva.

Dall'analisi degli studi di pericolosità di base per predisporre questa proposta di zonazione nascerà l'esigenza di rivedere gli studi stessi in modo congiunto fra i gruppi che li hanno predisposti, al fine di verificare i motivi delle discordanze. Tale esigenza porta alla predisposizione di un nuovo studio di pericolosità (Albarello *et al.*, 2000), nel quale vengono valutate le scelte compiute nei singoli passi procedurali e vengono introdotti alcuni miglioramenti in termini metodologici. A partire da questo nuovo studio di pericolosità vengono ridefinite le zone sismiche,

⁵⁶ Effettuando diverse scelte del periodo di ritorno e dell'intervallo spettrale vengono costruiti due indicatori per la definizione delle diverse zone sismiche:

- H50, corrispondente a un periodo di ritorno di 475 anni e all'intervallo spettrale 0.2-2 secondi (indicatore maggiormente correlato alla possibilità che si verifichino terremoti di elevata magnitudo e di conseguenza indice significativo del livello di protezione dal collasso);
- H10, corrispondente a un periodo di ritorno di 95 anni e all'intervallo spettrale 0.1-0.5 secondi (indicatore principalmente correlato alla possibilità che si verifichino terremoti di bassa magnitudo e di conseguenza indice significativo del livello di protezione dal danneggiamento).

applicando la metodologia del Gruppo di lavoro (1999) e, per la prima volta, vengono diffusi a scala nazionale i dati per tutti i comuni anche delle ordinate spettrali per i vari periodi di ritorno (Lucantoni *et al.*, 2001).

La proposta del Gruppo di lavoro (1999) viene presentata al Ministero dei lavori pubblici (1998), senza alcun recepimento normativo e alle Regioni (1999), in un contesto normativo cambiato dal DLGS 112/1998, che vede queste ultime coinvolte per la prima volta nella materia, non in forma consultiva, ma come responsabili della formazione degli elenchi delle zone sulla base di criteri generali emanati dallo Stato.

Nell'ambito di questo nuovo contesto normativo e alla luce della ripartizione delle nuove competenze, nel 2001 viene avviato, su iniziativa del DPC, un tavolo di lavoro, nell'ambito della Conferenza Stato-regioni, per la definizione dei criteri di individuazione delle zone sismiche. Vengono predisposti i primi documenti di lavoro (poi pubblicati in Brammerini e Di Pasquale, 2002) nei quali si individua una metodologia per l'individuazione delle zone sismiche, utilizzabile da parte delle singole Regioni, mutuata da quanto elaborato dal Gruppo di lavoro (1999) e un esempio applicativo da adottare provvisoriamente fino alle eventuali determinazioni regionali.

I principi che vengono salvaguardati sono:

- l'individuazione di 4 zone, dipendenti dalla normativa tecnica in vigore;
- la possibilità di identificare diversi parametri di pericolosità, presi singolarmente, composti fra di loro ed eventualmente integrati con ulteriori parametri;
- la possibilità di utilizzare diverse elaborazioni sulla pericolosità di base;
- la necessità di mantenere una correlazione fra zonazione regionale (o sub-regionale) e zonazione nazionale;
- la definizione di uno standard nazionale al quale fare riferimento e che definisce soglie e condizioni di spostamento fra zone, per le eventuali normative regionali.

3.1.10.3.3 Classificazione sismica post-Molise (2003)

A seguito del terremoto in Molise (31 ottobre 2002) e sull'onda dell'emozione provocata dalle tragiche conseguenze, il DPC istituisce un nuovo Gruppo di lavoro (2002)⁵⁷, con l'obiettivo di giungere in tempi brevi a una zonazione del territorio. Il nuovo Gruppo di lavoro decide di adottare una nuova normativa antisismica (coerente con l'Eurocodice 8 - *Design of structures for earthquake resistance*), che richiede una o più mappe di pericolosità sismica, compilate in termini di accelerazione massima al suolo. Visti i tempi ristretti, adotta la parte della proposta del Gruppo di lavoro (1999)⁵⁸ limitatamente all'elenco dei comuni inseriti nelle rispettive zone. Alle zone individuate dal Gruppo di lavoro (1999) vengono attribuiti i valori di accelerazione massima su roccia a_g associati alla zona (zona 1 = 0.35g; zona 2 = 0.25g; zona 3 = 0.15g; zona 4 = 0.05g) secondo le soglie suggerite dall'Eurocodice, indipendentemente dai valori di a_g calcolati dal Gruppo di lavoro (1999). Inoltre il Gruppo di lavoro (2002) evita, in forma cautelativa, di spostare in zone con grado di sismicità inferiore quei comuni precedentemente collocati in una zona con grado di sismicità superiore.

La determinazione dei valori aggiornati di a_g viene rimandata alla predisposizione di un nuovo studio di pericolosità. La nuova normativa e il nuovo elenco di comuni vengono adottati con ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri (3274/2003),⁵⁹ nella quale vengono forniti anche i criteri provvisori per la predisposizione degli studi di pericolosità.

57 Decreto del Sottosegretario di Stato alla Presidenza del Consiglio dei Ministri 4 dicembre 2002, n. 4485.

58 Nel documento esplicativo del Gruppo di lavoro (<http://zonesismiche.mi.ingv.it/pcm3274.html>) non viene motivato perché non è stato utilizzato l'aggiornamento al 2001.

59 Strumento normativo previsto dalla legge 24 febbraio 1992, n. 225 che può essere emanato per "evitare situazioni di pericolo o maggiori danni a persone o a cose" (art. 5).

Tali criteri confermano i principi relativi al mantenimento delle 4 zone e la dipendenza dalla normativa tecnica, ma individuano, in dipendenza da quest'ultima, come unico parametro guida per la definizione delle zone, l'accelerazione massima su suolo rigido ($T = 475$).

Inoltre, i criteri entrano nel merito procedurale e metodologico per la predisposizione dei futuri studi di pericolosità sia di riferimento nazionale, sia a scala regionale, esplicitando i seguenti punti:

- attendibilità (fonti di dati, metodi e dettagli su alcune specifiche tecniche);
- controllo (pubblicità dati e metodi, valutazione di esperti);
- modalità applicative (tolleranze nell'attribuzione della zona al comune);
- aggiornamento.

In sede di prima applicazione dei suddetti criteri, le Regioni sono autorizzate a compilare gli elenchi delle zone utilizzando una tolleranza pari a una zona sismica in aumento o in diminuzione rispetto alla lista allegata all'ordinanza 3274/2003. Si tratta di un grado di libertà più ampio (pari anche a 0.1 g) di quello che viene stabilito nei criteri di utilizzo degli studi di pericolosità, che prevedono, ad esempio, fasce di tolleranza di 0.025g per l'attribuzione di zona in funzione dei valori di a_g .

Le Regioni e le Province autonome adottano le nuove zone con specifici provvedimenti⁶⁰, alcune con limitate modifiche (Provincia di Trento, Lazio, Basilicata, Sicilia - Figura 3.1-22).

Nell'ambito di una convenzione finanziata dal DPC, l'INGV produce l'aggiornamento dello studio di pericolosità di riferimento nazionale (Gruppo di lavoro, 2004), che viene adottato con ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 28 aprile 2006, n. 3519⁶¹. In tale ordinanza vengono riconfermati i criteri già espressi nella precedente ordinanza⁶², aggiungendo le modalità di valutazione⁶³ di eventuali ulteriori studi di pericolosità.

Con il nuovo testo sulle norme tecniche⁶⁴ viene modificato l'impianto concettuale di attribuzione del grado di sismicità per i comuni che ricadono in diverse zone. Infatti, se all'origine della Classificazione sismica vi era la necessità di ripartire i comuni per attribuire loro una zona, ossia per attribuire una determinata azione sismica (associata alla zona), con il nuovo impianto normativo l'azione sismica viene direttamente attribuita a partire dai dati di sito (con riferimento ai risultati degli studi adottati con ordinanza 3519/2006). Pertanto la necessità normativa, residuale, di attribuire ai comuni una zona sismica con grado di sismicità è ascrivibile a procedure di tipo amministrativo (modalità di espletamento dei controlli sull'applicazione delle norme tecniche) e in parte progettuale (limitazione delle altezze massime realizzabili con le diverse tecnologie).

60 I provvedimenti di adozione regionali e delle province autonome sono i seguenti. Abruzzo: DGR 29/3/03, n. 438; Basilicata: DCR 19/11/03, n. 731; Bolzano: DGP 6/11/2006, n. 4047; Calabria: DGR 10/2/04, n. 47; Campania: DGR 7/11/02, n. 5447 (la Regione Campania adotta la proposta del Gruppo di lavoro 1999, prima dell'emanazione dell'ordinanza 3274/2003); Emilia-Romagna: DGR 21/7/03, n. 1435; Friuli Venezia Giulia: DGR 1/8/03, n. 2325; Lazio: DGR 1/8/03, n. 766; Liguria: DGR 16/5/03, n. 530; Lombardia: DGR 7/11/03, n. 14964; Marche: DGR 29/7/03, n. 1046; Molise: L. 20/5/04, n. 13; Piemonte: DGR 17/11/03, n. 61/11017; Puglia: DGR 2/3/04, n. 153; Sardegna: DGR30/3/04, n. 15/31; Sicilia: DGR 19/12/03, n. 408; Toscana: DGR 16/6/03, n. 604; Trento: DGP 23/10/03, n. 2813; Umbria: DGR 18/6/03, n. 852; Veneto: DCR 3/12/03, n. 67; Valle d'Aosta: DGR 30/12/03, n. 5130.

61 Solo la Regione Molise la utilizza per aggiornare nel 2006 l'attribuzione di zona ai propri comuni (DCR 20/9/2006, n. 194). La Toscana (DGR 19/6/2006, n. 431) la utilizza per l'approvazione definitiva della propria classificazione.

62 Si tratta ancora di criteri provvisori in attesa della predisposizione di quelli definitivi da rendere coerenti con le Norme tecniche in corso di predisposizione da parte del Ministero delle infrastrutture.

63 Approvazione da parte del Consiglio superiore dei lavori pubblici, previa istruttoria del DPC.

64 Norme tecniche per le costruzioni, DM 14 gennaio 2008.

Nella prima stesura delle norme tecniche vengono riportati i criteri per l'attribuzione di zona ai comuni, semplificando quanto precedentemente previsto dall'ordinanza 3519/2006. Viene ribadito il carattere guida del parametro a_g , con la possibilità di applicare una tolleranza ($\pm 0,025$ g) di attribuzione della zona in funzione di altri parametri di scuotimento, a discrezione delle Regioni. Ma tali criteri non vengono riportati poi nel testo definitivo.

3.1.10.4 CRITERI DI UTILIZZAZIONE DEI DATI DI PERICOLOSITÀ PER "CLASSIFICARE" I COMUNI

Una delle questioni che viene affrontata nel corso della storia dell'assegnazione della zona sismica al singolo comune è la modalità di attribuzione di un determinato dato al territorio comunale.

In generale, tale attribuzione è stata effettuata prendendo in considerazione il centroide comunale⁶⁵, come punto maggiormente rappresentativo dell'intera entità poligonale comunale.

Con la nuova mappa di pericolosità di base, strutturata in una griglia di punti, ai quali vengono associati i valori di picco dell'accelerazione orizzontale del suolo (a_g) in condizioni di sito rigido è possibile applicare i criteri indicati dall'OPCM 3519/2006, a condizione di effettuare alcune specifiche elaborazioni a livello territoriale e adottare ulteriori criteri per "l'assegnazione di un territorio a una zona sismica" e al fine della "discretizzazione dell'elaborato di riferimento rispetto ai confini dei comuni".

Una procedura indicata, a titolo esemplificativo dai criteri dell'OPCM 3519/2006, è l'inserimento "in una zona o in un'altra dei comuni attraversati da curve di livello di a_g ". Questo implica un'intersezione fra elementi lineari (curve di livello) ed elementi poligonali (comune) per determinare poi la linea alla quale è associato il valore più elevato, da attribuire all'intera entità comunale o a porzioni ben identificate di essa.

In alternativa, indipendentemente dalle modalità di rappresentazione, è possibile calcolare la distribuzione dei valori che ricadono nel territorio comunale o nelle sue porzioni.

È bene evidenziare che dalla sovrapposizione della griglia della mappa di pericolosità, attualmente predisposta per l'intero territorio nazionale, con i confini amministrativi, non tutti i comuni hanno almeno un punto della griglia all'interno del proprio territorio. Tuttavia il problema si può risolvere generando punti addizionali per interpolazione. Ad esempio con un passo di circa 200 m, e calcolare massimo, minimo, media e deviazione standard dei valori a_g che ricadono all'interno del confine amministrativo del comune, fornito dall'Istat (2000).

In base al valore massimo è possibile attribuire la zona al comune o a parti di esso.

Per l'eventuale suddivisione del comune in più zone, è possibile utilizzare le poligonali Istat relative a "centri" e "nuclei" abitati, ossia le parti perimetrate del territorio in cui vi sono "aggregati di case" censiti dall'Istat (2000), sulle quali effettuare i calcoli di massimo, minimo, media e deviazione standard dei valori di a_g che vi ricadono. È quindi possibile costruire diverse classificazioni sismiche utilizzando criteri riferiti all'intero territorio comunale o a parti di esso.

Dell'insieme dei centri e nuclei del singolo comune quasi sempre il più importante in termini di concentrazione dell'edificato è il centro capoluogo. Nel 70.3% dei comuni, nel centro capoluogo ricade oltre il 50% degli edifici e, pertanto, un altro possibile criterio per l'attribuzione della zona all'intero comune è dato dall'utilizzo dei soli valori di a_g ricadenti in tale centro (Tabella 3.1-7).

⁶⁵ Originariamente era il punto in cui era collocato il municipio, poi diventa il punto baricentrico della località abitata in cui ha sede il municipio. Attualmente l'elenco dei centroidi rilasciati dall'Istat è definito sulla base di criteri differenziati.

Tabella 3.1-7- Numero di comuni per classe di edifici nel centro capoluogo rispetto al totale degli edifici nel comune.

(Fonte: elaborazione su dati censuari Istat del 2001).

Classe percentuale	Numero comuni	Percentuale dei comuni sul totale
0-25	737	9.5
25-50	1558	20.2
50-75	1886	24.4
75-100	3543	45.9
totale	7724	100.0

Nella Tabella 3.1-8 vengono riportati i risultati sintetici di attribuzione della zona utilizzando differenti criteri. Nelle elaborazioni sono stati considerati 7724 comuni, escludendo i comuni della Sardegna per i quali i dati di pericolosità non sono stati elaborati. Da tale tabella emerge una distribuzione nelle diverse zone simile fra i vari criteri utilizzati. L'elemento di diversità più rilevante si nota confrontando le distribuzioni che si hanno utilizzando il criterio del valore massimo nel comune e il criterio del valore massimo nei centri e nei nuclei abitati. In questo confronto 113 comuni, su 688, ricadono in zona 1 per valori di a_g relativi ad aree sicuramente non edificate, mentre per i valori di a_g nei centri e nei nuclei, questi stessi comuni ricadrebbero in zona 2. Analoga condizione si verifica per 145 comuni che dalla zona 2, slitterebbero in zona 3 e 73 comuni dalla zona 3 alla zona 4 (Tabella 3.1-9).

Nel caso di comuni molto estesi e con forti variazioni di pericolosità di base è ancor più evidente la possibilità di ripartire il territorio in diverse zone. Nella Figura 3.1-23 si riportano a titolo di esempio le fasce di pericolosità, in termini di a_g , riferite al Comune di Perugia, nel quale è evidente la variazione di questo parametro. Nella stessa figura sono evidenziati in tratteggio i centri e nuclei.

Per l'intero territorio nazionale i comuni che hanno variazioni di a_g oltre 0,05 sono qualche decina.

Tabella 3.1-8 - Numero di comuni per zona sismica in base ai diversi criteri di attribuzione.

	Valore sul centroide	Valore max centro capoluogo	Valore medio centro capoluogo	Valore max centri e nuclei	Valore max area comunale	OPCM 3274 ⁽¹⁾	pre OPCM 3274
zona 1	505	530	502	575	688	708	368
zona 2	2326	2361	2328	2390	2422	2345	2499
zona 3	3681	3649	3684	3601	3529	1560	99
zona 4	1212	1184	1210	1158	1085	3111	4758
Totale	7724	7724	7724	7724	7724	7724	7724

⁽¹⁾ con recepimento delle modifiche regionali

Tabella 3.1-9 - Numero di comuni per zona sismica in base a due diversi criteri di attribuzione.

	Criterio per a_g massima nel comune					Totale
	Zona	1	2	3	4	
Criterio per a_g massima nelle località abitate	1	575				575
	2	113	2277			2390
	3		145	3456		3601
	4			73	1085	1158
	Totale	688	2422	3529	1085	7724

3.1.10.5 UTILIZZABILITÀ DELLA CLASSIFICAZIONE SISMICA E DI ALTRI TIPI DI CLASSIFICAZIONE PER POLITICHE DI RIDUZIONE DEL RISCHIO

Come detto, la normativa tecnica non richiede più una Classificazione sismica dei comuni ai fini della determinazione della azione sismica. A livello normativo, ne viene previsto l'uso solo ai fini dei controlli sulla progettazione edilizia e per limitazioni sull'uso di determinate tecnologie.

La necessità di dover classificare il territorio secondo ordini differenziati rimane invece come istanza legata alle modalità e priorità di intervento sul territorio, spesso legate al miglior utilizzo di risorse economiche limitate.

La predisposizione di studi di MS può richiedere una classificazione del territorio, nel momento in cui venga intesa come parte integrante degli strumenti finalizzati alla riduzione del rischio sismico. Tali strumenti potranno avere fra le finalità:

- la definizione di priorità di intervento fra vari comuni, specialmente nel momento in cui il contesto territoriale è riferito a un piano di area vasta o alla pianificazione di emergenza provinciale;
- la definizione di politiche finalizzate alla migliore applicazione della normativa tecnica, negli interventi sull'esistente e negli interventi attuativi diretti (nuove costruzioni);
- l'individuazione di graduatorie per la distribuzione di risorse.

A tal fine è bene evidenziare che una classificazione del territorio dovrà essere condotta sulla base di parametri scelti in funzione di tali finalità. Per cui non necessariamente un unico parametro di pericolosità potrà essere esaustivo del grado di sismicità e non necessariamente la sola pericolosità potrà essere sufficiente per stabilire priorità e graduatorie⁶⁶.

A titolo esemplificativo, si riportano due esempi applicati nel recente passato in Italia.

Il primo riguarda una delle prime azioni finalizzate alla predisposizione di un programma nazionale di previsione e prevenzione del rischio sismico, che si è concretizzata nel 1996, quando venne predisposta una carta del rischio sismico del territorio nazionale in cui si stimarono le perdite attese in termini di popolazione e patrimonio abitativo. Tale carta servì di base per la predisposizione di una prima graduatoria di rischio dei comuni italiani necessaria al varo di una prima iniziativa a sostegno dell'intervento di miglioramento delle caratteristiche di resistenza degli edifici privati nei confronti del terremoto, prevista dalla legge finanziaria del 1997⁶⁷.

Per la definizione della graduatoria è stato utilizzato il seguente indice di rischio (ordinanza del Ministro dell'interno 12 giugno 1988, n. 2788):

$$I_{rischio} = \frac{pc}{pc_{max}} \times \frac{2}{3} + \frac{pd}{pd_{max}} \times \frac{1}{3}$$

dove:

pc percentuale di popolazione residente in abitazioni crollate

⁶⁶ "Il criterio di classificazione dovrebbe rispondere ai seguenti requisiti:

- essere basato su indicatori di pericolosità meglio correlati al danneggiamento di quanto non sia il picco di accelerazione;
- consentire di mettere in evidenza le differenze tra sito e sito nel rapporto tra probabilità di eccedenza, dell'indicatore di scuotimento scelto, corrispondente alla soglia di inizio del danno e la soglia del collasso, per un edificio standard con vulnerabilità corrispondente al livello di protezione che si deciderà di assumere;
- deve essere richiesto di esplicitare le motivazioni delle scelte di classificazione operate;
- deve consentire di rendere esplicito il livello di rischio accettato sia rispetto al danneggiamento, sia rispetto alla sicurezza delle persone". (Politecnico di Milano, 2006).

⁶⁷ I dati sono stati diffusi nel Cd-rom Rischio sismico 2001 allegato anche in Lucantoni *et al.*, (2002). Un aggiornamento con i dati Istat al 2001 è pubblicato su DPC (2006) e su Bramerini, F. e Di Pasquale, G. (2008) - Aggiornamento delle mappe di rischio sismico in Italia. *Ingegneria Sismica*, XXV, 2, 5-23. Statistiche di sintesi sul rischio sismico vengono pubblicate a cura del DPC sulle Statistiche ambientali dell'Istat.

pc_{max} valore massimo fra tutti comuni di pc

pd percentuale delle abitazioni danneggiate

pd_{max} valore massimo fra tutti i comuni di pd

In questo caso sono stati utilizzati due indici di rischio, ciascuno in rapporto al suo massimo, attribuendo un peso maggiore (doppio) a quello per la vita umana (pc), rispetto a quello economico (pd).

La sinteticità dei parametri utilizzati lo rende preferenzialmente applicabile a grande scala.

Un altro esempio di utilizzazione di una classificazione per definire priorità di intervento è quello riferibile all'attuazione di interventi di prevenzione sismica su edifici privati (legge 433/91 e legge 130/97) nella Sicilia orientale. In questo caso è stato utilizzato, per singolo edificio, il seguente indice di rischio per la vita (DSTN-DPC, 2000; Di Pasquale *et al.*, 2001):

$$I_{rischio} = n * P(V)$$

dove:

$$P(V) = a + b * V + c * V^m$$

essendo:

n numero di vittime potenziali (stimate attraverso una serie di parametri sulle conseguenze del crollo sugli occupanti)

$P(V)$ probabilità annua di crollo dell'edificio

V indice di vulnerabilità dell'edificio

a, b, c, m parametri specifici di pericolosità per ciascun comune

In questo caso sono stati utilizzati:

- i dati di pericolosità delle mappe a scala nazionale (Gruppo di lavoro, 1999)
- i dati di vulnerabilità degli edifici appositamente rilevati
- i dati sul numero degli occupanti degli edifici

Le caratteristiche della metodologia adottata sono:

- la rigorosità del metodo
- l'esplicitazione degli obiettivi (riduzione del rischio per la vita umana)
- l'esplicitazione dei singoli fattori (pericolosità, vulnerabilità, esposizione)
- l'applicabilità a piccola e grande scala
- i costi ridotti per l'utente

3.1.10.6 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

Albarelo, D., Bosi, V., Brammerini, F., Lucantoni, A., Naso, G., Peruzza, L., Rebez, A., Sabetta, F. e Slejko, D. (2000) - Carte di pericolosità sismica del territorio nazionale, *Quaderni di geofisica*, 12.

Brammerini, F. e Di Pasquale, G. (2002) - Contributo per la proposta di definizione dei criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche, *Ingegneria sismica*, XIX, 3, 7-22

- Cnr - Progetto Finalizzato Geodinamica (1980) - *Proposta di riclassificazione sismica del territorio nazionale*. Roma.
- De Marco, R., Martini, M.G., Di Pasquale, G., Fralleone, A. e Pizzi A.G. (1999) - *La classificazione e la normativa sismica dal 1909 al 1984*. Roma.
- Di Pasquale, G., Orsini, G. e Severino, M. (2001) - Modello di valutazione di un indice di rischio sismico per edifici, *X Congresso nazionale l'Ingegneria sismica in Italia*. Potenza-Matera 9-13 settembre 2001.
- DPC (2006) - *Classificazione sismica*. [www.protezionecivile.it/cms/view.php?dir_pk=52&cms_pk=2729]
- DSTN-DPC (2000) - *Attuazione di interventi di prevenzione sismica su edifici privati (legge 433/91 e legge 130/97, obiettivo i-bis)*. *Relazione e documenti istruttori*. Roma. (documento interno).
- Gruppo di lavoro (1999) - Proposta di riclassificazione sismica del territorio nazionale. *Ingegneria sismica*, XVI, 1: 5-14.
- Gruppo di lavoro (2004) - *Redazione della mappa di pericolosità prevista dal OPCM 3274 del 20 marzo 2003. Rapporto conclusivo per il Dipartimento della protezione civile*. Ingv, Milano-Roma, aprile 2004, 65 pp. + 5 allegati. (<http://esse1.mi.ingv.it/>)
- INGV-DPC (2006) - *Convenzione INGV-DPC 2004 – 2006 / Progetto S1 Proseguimento della assistenza al DPC per il completamento e la gestione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 e progettazione di ulteriori sviluppi. Task 1 – Completamento delle elaborazioni relative a MPS04. Deliverable D3 - Valutazione del valore della ordinata spettrale a 1 sec e ad altri periodi di interesse ingegneristico*. [http://esse1.mi.ingv.it/data/Spiegazione_AS.pdf]
- Istat (2000) - *Census 2000. Aggiornamento delle basi territoriali*. Roma.
- Lucantoni, A., Bosi, V., Brammerini, F., De Marco, R., Lo Presti, T., Naso, G. e Sabetta, F. (2002) - Il rischio sismico in Italia. *Ingegneria sismica*, XVIII, 1 5-36
- Lucantoni, A., Brammerini, F. e Sabetta, F. (2004) - Valutazione della pericolosità sismica e normativa tecnica per gli edifici. *XI Congresso Nazionale L'ingegneria sismica in Italia*. Genova 25-29 gennaio 2004.
- Peruzza, L., Petrini, V., Rebez, A. e Slejko, D. (1993) - Stime probabilistiche preliminari della pericolosità sismica della regione italiana. *Atti del 12° Convegno annuale GNGTS*, p. 343-362.
- Politecnico di Milano (2006) – *Considerazioni sull'utilizzo dei dati di pericolosità disponibili. Relazione conclusiva*. Milano. Ricerca finanziata dalla Regione Emilia-Romagna, Direzione generale ambiente e difesa del suolo e della costa. Servizio geologico, sismico e dei suoli, al Politecnico di Milano, Dipartimento di ingegneria strutturale.
- Pugliese, A., Romeo, R. e Sanò, T. (1997) - *La pericolosità sismica in Italia. Parte 2: ipotesi di riclassificazione sismica*. Rapporto tecnico del Servizio Sismico Nazionale, SSN/RT/97/2, Roma.
- Romeo, R. e Pugliese, A. (1997) - *La pericolosità sismica in Italia. Parte I: analisi della scuotibilità*. Rapporto tecnico del Servizio Sismico Nazionale. SSN/RT/97/1, Roma.
- Slejko, D. (1996) - Preliminary seismic hazard assessment for the Italian seismic code. *Earthquake hazard and risk*, Kluwer Ac. Pub, Shenk, V. (editor), Dordrecht, p. 87-124.

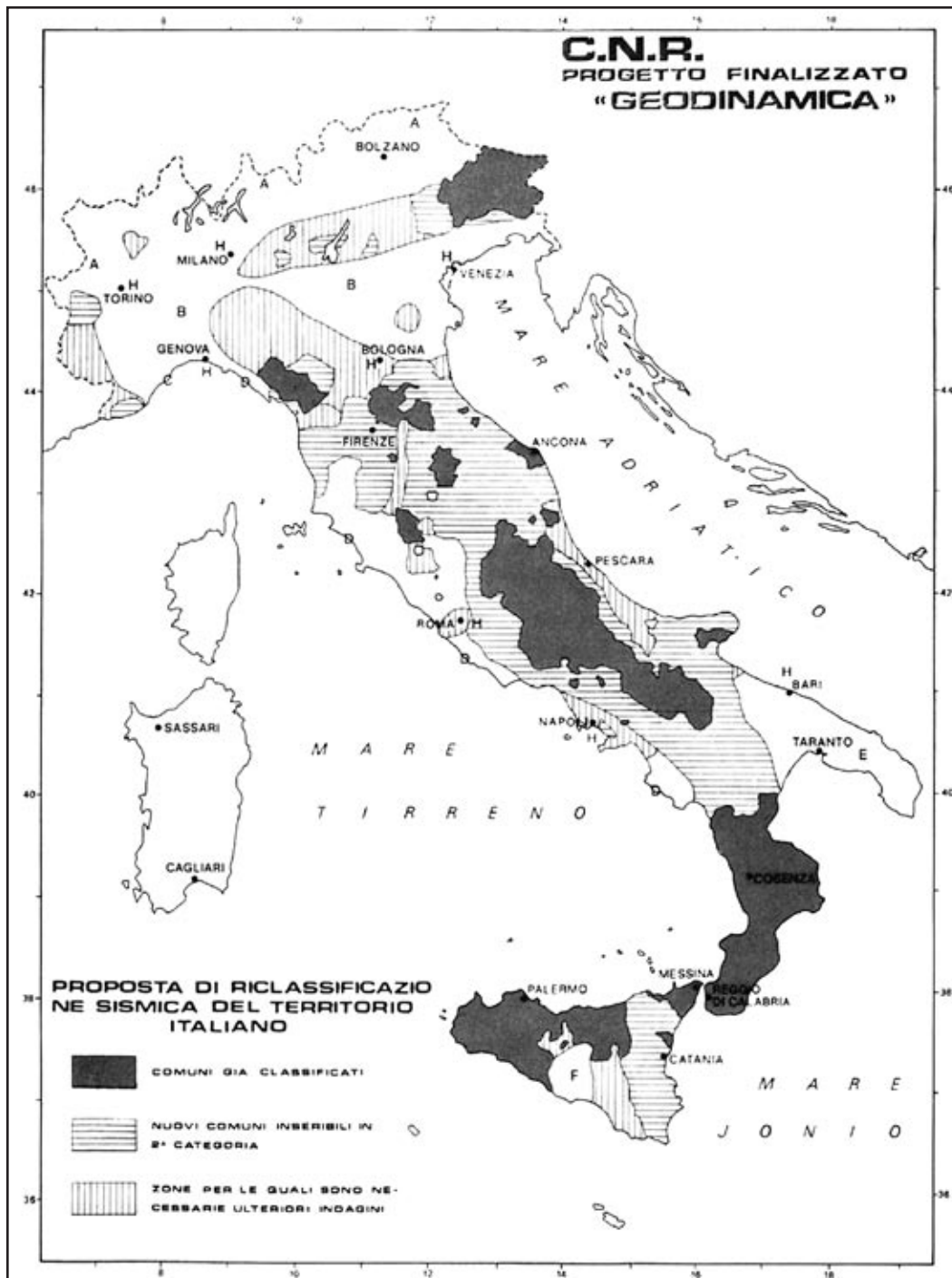


Figura 3.1-20 - Proposta di riclassificazione sismica del territorio italiano (Cnr, 1980).

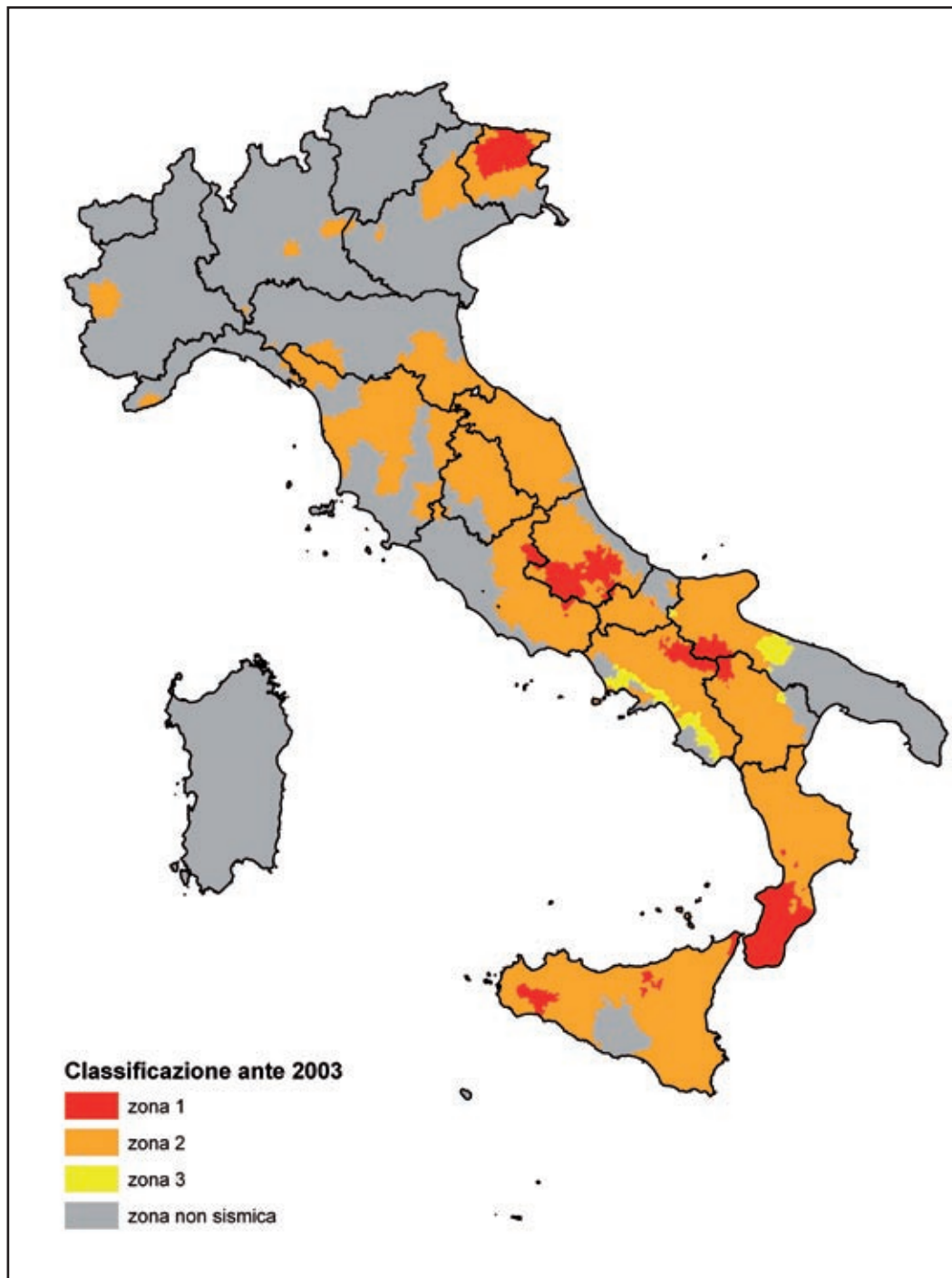


Figura 3.1-21 – Classificazione sismica dopo il terremoto dell'Irpinia (1980) e prima del 2003.

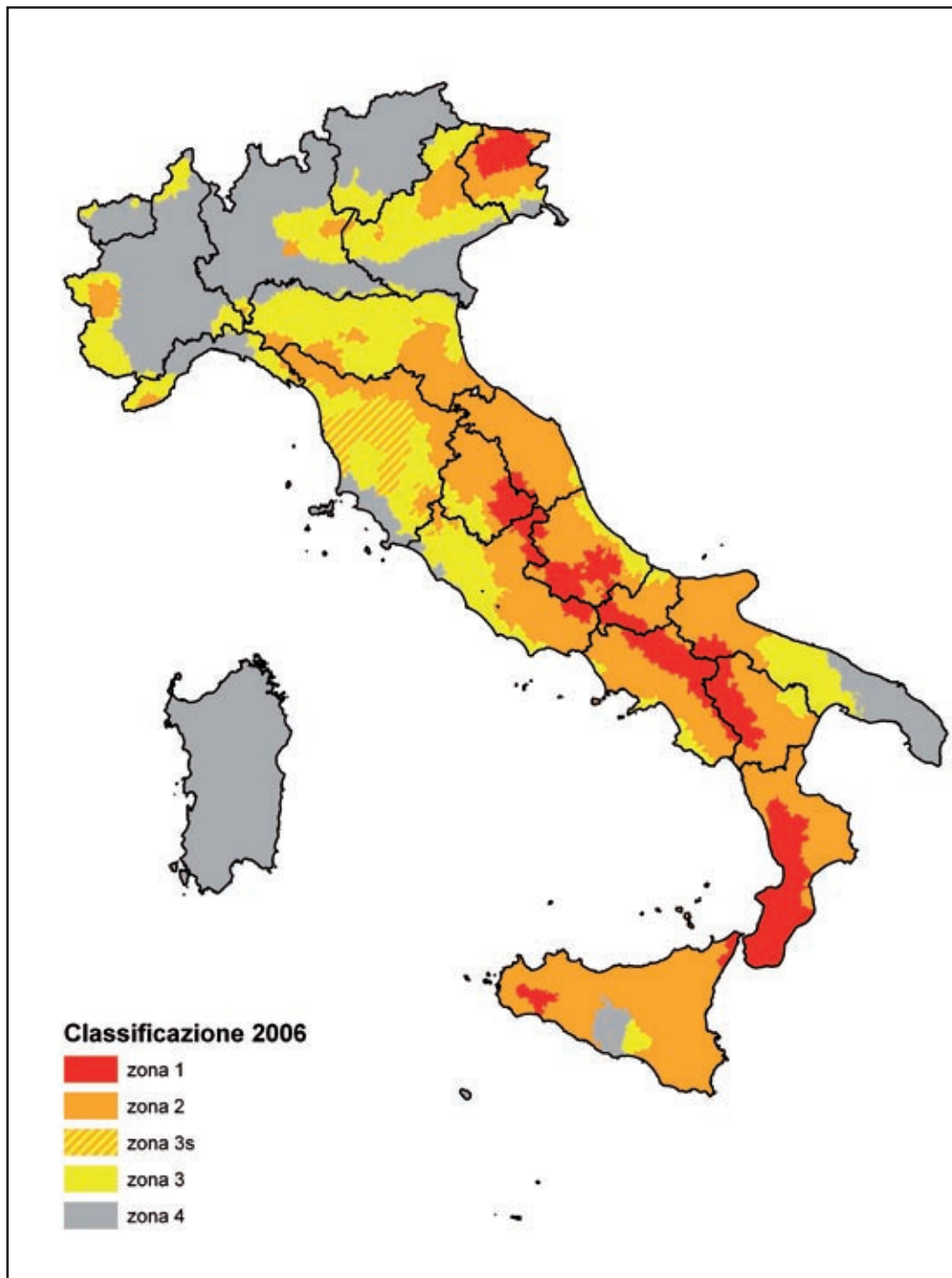


Figura 3.1-22 – Classificazione sismica al 2006.

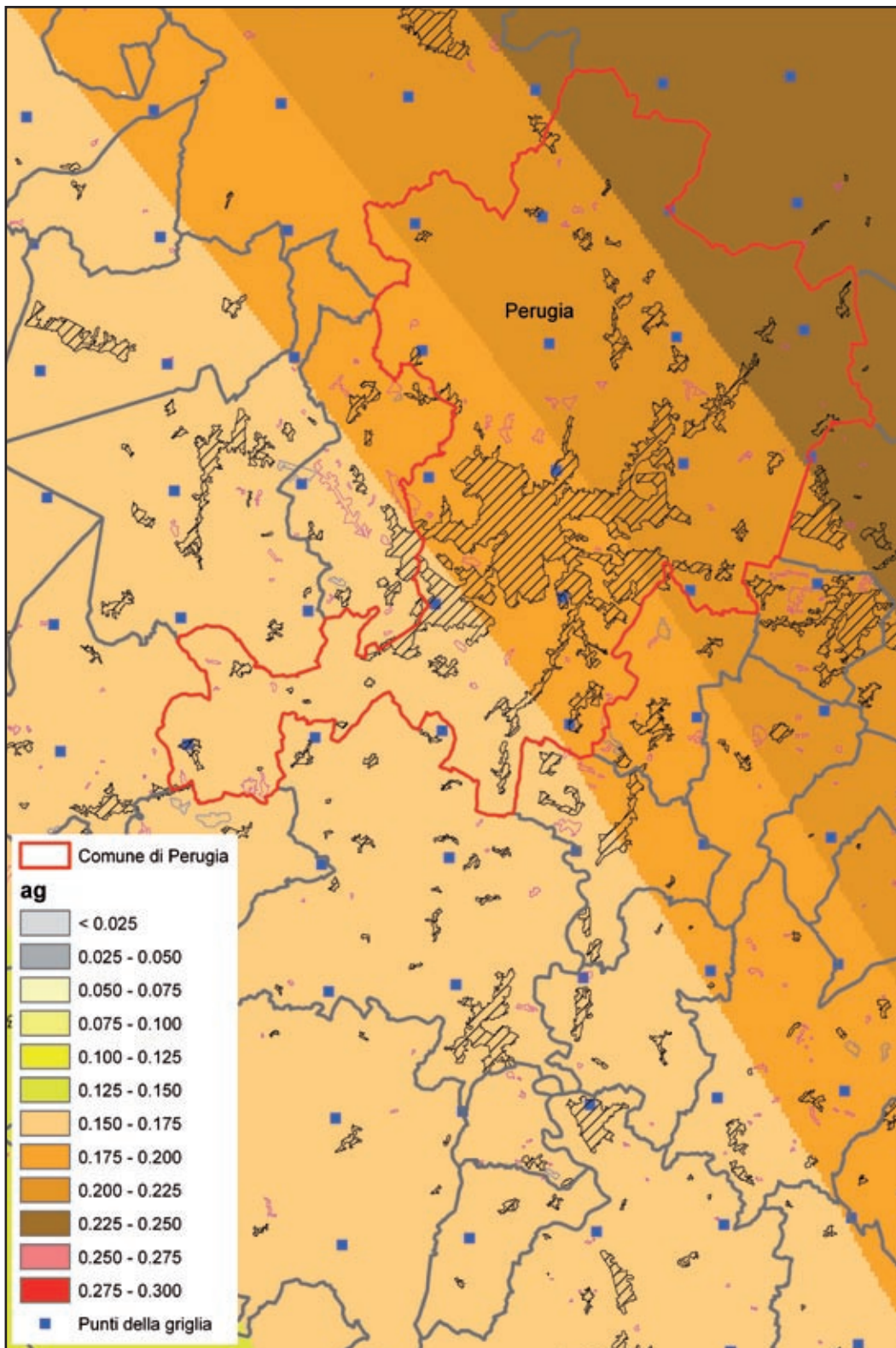


Figura 3.1-23 – Fasce dei valori di a_g per il Comune di Perugia. In tratteggio obliquo sono rappresentati i centri e i nuclei abitati.

3.1.11 PIANIFICAZIONE PER L'EMERGENZA

3.1.11.1 L'EVOLUZIONE DEL QUADRO NORMATIVO NAZIONALE DI PROTEZIONE CIVILE

La normativa nazionale inerente alla protezione civile è temporalmente recente nel quadro normativo italiano, ma ha già subito un complesso susseguirsi di disposizioni legislative tale per cui avere il quadro delle responsabilità dei diversi soggetti istituzionali con riferimento a specifiche funzioni richiede una ricostruzione articolata.

Nel seguito si cercherà di riassumere, con particolare riferimento alla pianificazione per l'emergenza, i passaggi e le innovazioni apportate dall'avvicendamento giuridico.

La prima legge di protezione civile è la legge 24 febbraio 1992, n. 225 che istituisce il Servizio nazionale della protezione civile al fine di tutelare l'integrità della vita, i beni, gli insediamenti e l'ambiente dai danni o dal pericolo derivanti da calamità naturali, da catastrofi e da altri eventi calamitosi. Tale legge definisce le attività di protezione civile, quali quelle volte alla previsione e prevenzione delle varie ipotesi di rischio, al soccorso delle popolazioni sinistrate e ogni altra attività necessaria e indifferibile diretta a superare l'emergenza connessa agli eventi naturali o antropici. Relativamente alle attività di prevenzione delle varie ipotesi di rischio, la legge le individua come quell'insieme di attività dirette allo studio e alla determinazione delle cause predisponenti i fenomeni calamitosi, all'identificazione dei rischi e alla individuazione delle zone di territorio soggette ai rischi stessi e alla previsione l'insieme di attività volte alla riduzione del rischio.

La legge 225/1992 definisce inoltre il Sistema di protezione civile come sistema coordinato di competenze al quale concorrono amministrazioni dello Stato, Regioni, Province, Comuni e Comunità montane in relazione alla valenza territoriale.

Con particolare riguardo alla tematica della pianificazione di emergenza la legge 225/1992 attribuisce al Dipartimento della protezione civile della Presidenza del Consiglio dei Ministri la responsabilità della predisposizione dei piani di emergenza di rilievo nazionale (art.4) e ai Prefetti la responsabilità della predisposizione dei piani di emergenza di livello locale (art.14, comma 1).

L'evoluzione normativa in merito al conferimento di funzioni e compiti amministrativi alle Regioni e agli Enti locali, si esplica in materia di protezione civile attraverso il decreto legislativo 112/1998 che modifica, tra l'altro, agli articoli da 107 a 109 gli ambiti di responsabilità di Stato, Regioni, Province e Comuni ridefinendone compiti e funzioni. Nel caso della pianificazione per l'emergenza, la normativa inquadra i piani e le competenze in relazione alle entità degli eventi attribuendo:

- allo Stato
 - a. la definizione degli indirizzi per la predisposizione e l'attuazione dei programmi di previsione e prevenzione dei rischi;
 - b. la predisposizione dei programmi nazionali di soccorso e i piani per l'attuazione delle conseguenti misure di emergenza;
 - c. la predisposizione, d'intesa e con il concorso delle Regioni e degli Enti locali interessati, dei piani di emergenza per quanto riguarda gli eventi di cui alla lettera c), comma 1, art. 2 della legge 225/1992.

- alle Regioni
 - d.** la predisposizione dei programmi di previsione e prevenzione dei rischi, sulla base degli indirizzi nazionali;
 - e.** la definizione di indirizzi per la predisposizione dei piani provinciali di emergenza in caso di eventi calamitosi, di cui alla lettera b), comma 1, art. 2 della legge 225/1992;
 - f.** l'attuazione degli interventi urgenti in caso di crisi determinata dal verificarsi o dall'imminenza di eventi di cui alla lettera b), comma 1, art. 2 della legge 225/1992, avvalendosi anche del Corpo nazionale dei vigili del fuoco.
- alle Province
 - g.** l'attuazione, nel proprio ambito territoriale, delle attività di previsione e gli interventi di prevenzione dei rischi, stabilite dai programmi e piani regionali, con l'adozione dei connessi provvedimenti amministrativi;
 - h.** la predisposizione dei piani provinciali di emergenza sulla base degli indirizzi regionali.
- ai Comuni
 - i.** l'attuazione, nel proprio ambito territoriale, delle attività di previsione e degli interventi di prevenzione dei rischi stabilite dai programmi e dai piani regionali;
 - j.** la predisposizione dei piani comunali e intercomunali di emergenza anche in forme associative e di cooperazione previste dalla legge 142/1990 e, in ambito montano, tramite le comunità montane, e alla cura della loro attuazione, sulla base degli indirizzi regionali.

Inoltre per quanto riguarda i Comuni, la legge 265/1999 assegna al Sindaco, anziché al Prefetto, la competenza in materia di informazione della popolazione su situazioni di pericolo per calamità naturali (art. 12).

Il processo evolutivo della giurisdizione in riferimento alla protezione civile vede il transito di un riassetto complessivo del settore attraverso l'istituzione dell'Agenzia di protezione civile, cui viene riconosciuta una personalità giuridica e un'autonomia regolamentare, amministrativa patrimoniale e contabile dal decreto legislativo 300/1999.

Il successivo decreto-legge 343/2001, convertito con la legge 401/2001, abroga l'Agenzia di protezione civile e riporta nuovamente alla luce la legge 225/1992 con alcune modifiche. In relazione alle responsabilità dei soggetti istituzionali l'art. 5, commi 1 e 6 rimanda a quanto stabilito dagli articoli 107 e 108 del decreto legislativo 112/1998.

Relativamente alla competenza sul potere di ordinanza, essa è riservata al Presidente del Consiglio dei Ministri che può eventualmente delegarla a un Ministro del Governo (la norma della legge 401/2001 che prevedeva la possibilità di delega esclusivamente al Ministro dell'Interno è stata abrogata dall'art. 4 della legge 152/2005).

L'avvicinarsi di leggi e decreti legislativi portano alla definizione dello stato attuale del quadro di riferimento normativo nazionale, combinazione delle seguenti disposizioni: la legge 225/1992, in parte modificata dalla legge 401/2002, il decreto legislativo 112/1998 e la legge 152/2005.

Inoltre a seguito della legge costituzionale 18 ottobre 2001, n. 3, di riforma del titolo V della Costituzione, che ha incluso la protezione civile tra le materie di legislazione concorrente, le Regioni hanno iniziato a emanare specifiche norme.

Alla normativa sinora elencata, è da aggiungersi una norma di chiara ispirazione emergenziale contenuta nella legge 267/1998 relativa alla prevenzione del rischio idrogeologico, emanata dopo la tragedia di Sarno dello stesso anno. In particolare l'articolo 1, comma 4, recita:

Gli organi di protezione civile, come definiti dalla legge 24 febbraio 1992, n. 225, e dal decreto legislativo 31 marzo 1998, n. 112, provvedono a predisporre, per le aree a rischio idrogeologico, con priorità assegnata a quelle in cui la maggiore vulnerabilità del territorio si lega a maggiori pericoli per le persone, le cose e il patrimonio ambientale, piani urgenti di emergenza contenenti le misure per la salvaguardia dell'incolumità delle popolazioni interessate, compreso il preallertamento, l'allarme e la messa in salvo preventiva, anche utilizzando i sistemi di monitoraggio.

In definitiva allo stato attuale le competenze previste in materia di protezione civile possono essere riassunte e suddivise come segue.

L'attività di indirizzo normativo compete:

- allo Stato per il livelli nazionale e regionale;
- alle Regioni per i livelli regionale e locale.

L'attività di pianificazione (redazione dei piani di emergenza) compete:

- al Dipartimento della protezione civile per i piani nazionali (conseguenti ai programmi nazionali di soccorso);
- alle Province per i piani provinciali;
- ai Comuni, anche in forma associata per i comuni;
- alle Comunità montane per i piani intercomunali in aree montane.

L'attività di gestione degli interventi di soccorso e di emergenza compete:

- al Sindaco per gli eventi di protezione civile di cui alle lettere a) e b), comma 1, art. 2 della legge 225/1992;
- al Prefetto, al Presidente della Provincia e a quello della Regione secondo le competenze per gli eventi di protezione civile di cui alla lettera b), comma 1 art. 2 della legge 225/1992;
- al Dipartimento della protezione civile per gli interventi di cui alla lettera c), comma 1, art. 2 della legge 225/1992;
- al Capo del Dipartimento della protezione civile che può essere nominato coordinatore di tutte le attività di emergenza e disporre direttamente sugli interventi di competenza delle strutture operative nazionali del Servizio nazionale della protezione civile, anche prima della dichiarazione di stato di emergenza, previo specifico decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri, sentito il Presidente della Regione coinvolta, ai sensi dell'art. 3 della legge 286/2002.

3.1.11.2 LA PIANIFICAZIONE PER L'EMERGENZA

Secondo il metodo Augustus⁶⁸ l'attività di pianificazione per l'emergenza consiste nell'insieme delle procedure operative di intervento da attuarsi nel caso in cui si verifichi l'evento atteso contemplato in un apposito scenario.

Una più recente definizione del 2002 della Regione Veneto, elaborata nell'ambito delle proprie linee guida per la predisposizione dei Piani provinciali di emergenza, indica la pianificazione per l'emergenza come un'attività di progettazione del sistema di azione da attivarsi in emergenza e mira alla definizione di un'architettura d'insieme che consenta alle diverse componenti (art. 6 legge 225/1992) e strutture operative (art. 11 legge 225/1992) di non procedere ad azioni isolate, estemporanee e frammentarie, ma di agire in modo coordinato e integrato⁶⁹.

In generale come emerge dalla lettura delle linee guida redatte dalle Regioni sul tema della pianificazione per l'emergenza, la pianificazione per l'emergenza è definita in un senso più ampio rispetto alla mera operatività in emergenza, in quanto riveste particolare rilevanza il concetto di ciclicità del processo di pianificazione, che include anche l'attività di preparazione.

La pianificazione dell'emergenza si può quindi così definire:

Sviluppo e mantenimento di procedure condivise finalizzate a prevenire, ridurre, controllare, mitigare una condizione di emergenza. La pianificazione di emergenza si esplicita in maniera ciclica come processo di previsione dei rischi e di preparazione alle emergenze supportato da procedure finalizzate a garantire la preparazione dei soggetti coinvolti nella gestione delle emergenze e la disponibilità di piani di emergenza aggiornati (sia per quanto attiene le procedure che gli scenari di riferimento).

La pianificazione di emergenza si connette con la pianificazione urbanistica e territoriale fornendole indicazioni in relazione alla sicurezza territoriale, in tal modo garantendo da un lato la integrazione dei criteri di sicurezza nelle scelte di pianificazione e, dall'altro, la disponibilità di risorse strutturali per la gestione delle emergenze.

3.1.11.3 IL PIANO DI EMERGENZA

3.1.11.3.1 Definizione

Il Piano di emergenza è lo strumento attraverso il quale si organizza la risposta all'evento calamitoso e si configura come un sistema complesso ed eterogeneo per l'elevato numero di enti e amministrazioni che vi concorrono⁷⁰.

L'insieme coordinato di tutte le attività e procedure di protezione civile per fronteggiare un qualsiasi evento calamitoso atteso in un determinato territorio⁷¹.

Un Piano di emergenza non è altro che il progetto di tutte le attività coordinate e di tutte le procedure che dovranno essere adottate per fronteggiare un evento calamitoso atteso in un determinato territorio, in modo da garantire l'effettivo e immediato impiego delle risorse necessarie al superamento dell'emergenza e il ritorno alle normali condizioni di vita.

Il Piano di emergenza è il supporto operativo per gestire l'emergenza col massimo livello di efficacia⁷².

68 Dipartimento della protezione civile, Il metodo Augustus, *DPCinforma*, Maggio-giugno 1997, II, 4.

69 Giunta regionale del Veneto, Direzione difesa del suolo e protezione civile, *Linee guida regionali per la predisposizione dei Piani Provinciali di Emergenza*, 2002.

70 Regione Emilia-Romagna, *Linee guida per la pianificazione d'emergenza*, 2003 (<http://www.protezionecivile.emilia-romagna.it/emergenza/preppian/piano-emergenza.htm>).

71 Dipartimento della protezione civile, *cit.*

72 Regione Liguria, *Linee guida per la pianificazione comunale di emergenza*, 2004.

3.1.11.3.2 **Contenuti**

Il Piano di emergenza è costituito da tre parti:

- A.** Parte generale
 - A.1 Dati di base
 - A.2 Scenario degli eventi massimi attesi
 - A.3 Indicatori di evento e risposte del Sistema di PC
- B.** Lineamenti della pianificazione
- A.** Modello di intervento

Il Piano di emergenza prevede l'individuazione e l'organizzazione delle risorse umane e materiali di cui possono disporre Regioni, Enti locali e altri organismi per gli interventi di primo soccorso e assistenza, la realizzazione di una rete di collegamenti e il raccordo tra le strutture per la comunicazione e la trasmissione di informazioni; le modalità di raccordo con le strutture sanitarie regionali; le modalità per gli interventi immediati di ripristino delle infrastrutture pubbliche⁷³.

In termini più analitici un Piano di emergenza comunale deve contenere:

- la descrizione degli obiettivi che la pianificazione d'emergenza intende perseguire;
- la descrizione del contesto territoriale a cui il Piano si applica in termini di grandezze amministrative, fisiche, demografiche, sociali, economiche, infrastrutturali e culturali presenti;
- la descrizione, in termini di pericolosità, dell'ipotetico evento che il Piano intende fronteggiare (scenario di pericolosità);
- la identificazione degli elementi territoriali potenzialmente coinvolti e la loro descrizione in termini di vulnerabilità all'evento (scenario di vulnerabilità);
- la descrizione del rischio connesso al verificarsi dell'evento (scenario di rischio);
- la descrizione delle risorse strategiche (aree, strutture, infrastrutture, risorse umane, mezzi) utilizzabili per la gestione dell'evento;
- i soggetti e le procedure operative che si intende adottare per fronteggiare l'evento sino al ripristino delle normali condizioni di vita (modello di intervento);
- gli elementi e gli strumenti per l'informazione alla popolazione.

A livello nazionale e regionale sono state messe a punto diverse linee guida per la predisposizione dei Piani di emergenza provinciali e comunali.

Il DPC ha elaborato i propri criteri guida nel 2002, cui hanno fatto seguito le linee guida elaborate dalle seguenti Regioni⁷⁴: Emilia-Romagna, Liguria, Lombardia, Piemonte, Toscana, Veneto e Valle d'Aosta.

⁷³ Giunta regionale del Veneto, *cit.*

⁷⁴ Dati a giugno 2007.

3.1.12 SCENARI DI DANNO PER LA PIANIFICAZIONE PER L'EMERGENZA

3.1.12.1 INTRODUZIONE

Uno scenario di danno per un terremoto consiste nella simulazione degli effetti prodotti da questo sul territorio. Le informazioni che lo studio di uno scenario di danno può fornire sono molteplici, e possono comprendere i valori di perdite attese in termini di vite umane, feriti e senzatetto, l'individuazione dell'area maggiormente colpita, oltre che una valutazione del danno economico diretto e indotto, un esame della funzionalità delle reti dei trasporti, delle vie di comunicazione e delle linee di distribuzione, ecc..

In via generale gli obiettivi di protezione civile che ci si propone di raggiungere con la predisposizione di uno scenario sono essenzialmente due:

- predisposizione in via preventiva dei Piani di emergenza, con l'identificazione dei soggetti chiamati a operare, i relativi compiti e la quantificazione delle risorse necessarie all'attuazione del Piano (scenari di danno a priori);
- conoscenza, in via approssimata, ma entro brevissimo tempo, delle dimensioni del problema per un evento che si è appena verificato al fine di indirizzare le prime operazioni di gestione dell'emergenza (scenari di danno a posteriori).

La disponibilità di strumenti in grado di generare scenari di danno su un certo territorio a fronte di eventi sismici di assegnate caratteristiche costituisce quindi un essenziale punto di partenza sia per le attività di pianificazione sia per quelle di gestione dell'emergenza.

Gli scenari di danno a priori forniscono una valutazione predittiva delle perdite attese a seguito di eventi sismici ritenuti "critici" rispetto alla gestione dell'emergenza, e generalmente individuati in modo da definire diversi livelli di attivazione del Piano, in termini di severità e impatto sul territorio. Essi, pertanto, permettono di impostare la pianificazione d'emergenza attraverso il dimensionamento a priori delle risorse da mettere in campo, in relazione a differenti soglie di gravità prevedibili.

Gli scenari di danno a posteriori consentono, invece, di simulare l'impatto sul territorio di un evento reale, appena note coordinate epicentrali e magnitudo; in questo senso rappresentano un utile strumento per la gestione dell'evento nelle ore immediatamente successive all'evento.

Pertanto, le metodologie per il raggiungimento del primo e del secondo obiettivo si differenziano essenzialmente nella stima delle caratteristiche degli eventi sismici di riferimento. Se lo scenario si riferisce a un evento appena verificatosi, la simulazione è effettuata a fronte di una specifica posizione dell'epicentro e un dato valore di magnitudo, che vengono determinati in tempi rapidi dopo il verificarsi del terremoto utilizzando le informazioni della rete sismometrica. Se lo scenario è viceversa indirizzato alla pianificazione dell'emergenza, la scelta degli eventi di riferimento è più complessa e deve essere effettuata su base probabilistica, tenendo comunque conto delle finalità della pianificazione.

3.1.12.2 METODOLOGIE GENERALI PER LE ELABORAZIONI DI SCENARI DI DANNO

L'elaborazione di uno scenario di danno presuppone la disponibilità di dati territoriali, la definizione di una metodologia di approccio al problema e l'implementazione di un idoneo codice di valutazione.

In termini di dati, certamente un primo gruppo di dati è costituito da tutto quanto sia utile a delineare

un quadro territoriale di base (cartografie di base, censimento di oggetti presenti sul territorio, quali distribuzione della popolazione, attività produttive, infrastrutture, servizi essenziali, risorse sanitarie, strutture di volontariato, ecc.). Un secondo gruppo di dati è costituito più propriamente da quanto può essere utilizzato per la messa a punto degli scenari di danno, su cui dimensionare le risorse e le operazioni da predisporre in emergenza.

Questo insieme di dati può pensarsi organizzato logicamente realizzando delle analisi di:

- pericolosità (incluso indagini di microzonazione);
- vulnerabilità;
- esposizione.

Sotto il profilo metodologico, in entrambi i casi descritti al paragrafo precedente, il percorso logico che si segue nella valutazione dello scenario è schematizzabile nei seguenti passi:

- stima delle caratteristiche degli eventi sismici da considerare;
- stima della consistenza degli elementi a rischio e della loro propensione al danno (vulnerabilità);
- stima delle conseguenze dell'evento sismico in termini di danno apparente;
- stima delle perdite conseguenti al danno in termini economici e di vite umane.

Un aspetto metodologico importante relativo alla valutazione di uno scenario è poi rappresentato dalla quantificazione delle incertezze insite nelle stime effettuate. Ciò significa almeno essere in grado di quantificare l'errore massimo associato alla stima, ovvero definire dei *lower bound* e *upper bound*.

Nella simulazione di un evento sismico, infatti, si possono individuare molte fonti di incertezza nei parametri considerati alla base dell'analisi, che vanno dalla definizione dei parametri d'evento, alla individuazione dei parametri di attenuazione del moto, alla valutazione di effetti locali, alla valutazione dell'edificato in termini di consistenza e vulnerabilità, alle correlazioni con il danno atteso, alle persone presenti nelle abitazioni, ecc..

Ciò implica che la perdita dovuta a un evento sismico non è valutabile in maniera deterministica, ma va considerata come una variabile aleatoria. Pertanto in approcci più sofisticati tale variabile va caratterizzata da una distribuzione di probabilità, che consenta di definire l'intervallo di oscillazione della perdita. In questo approccio metodologico va tenuto in conto che l'incertezza nella valutazione della perdita è legata sia a fattori che sono intrinsecamente aleatori, sia a fattori di "ignoranza" (mancanza di dati, carenze di modellazione,...) per i quali l'acquisizione di maggiori conoscenze conduce a una riduzione della loro dispersione e quindi a una riduzione dell'incertezza nella valutazione della perdita. La valutazione del livello di incertezza associato a una stima implica quindi l'individuazione delle possibili fonti di incertezza, distinguendo quelle eliminabili o riducibili attraverso un miglior approccio al problema da quelle non eliminabili, insite nel fenomeno in quanto tale. È chiaro che una valutazione di questo tipo conduce a un risultato di maggior qualità rispetto alla stima espressa soltanto con un valore medio. Di contro, sicuramente si pone un problema di "comunicabilità" nei confronti di eventuali utenti esterni, per i quali un "intervallo di confidenza" può creare dei problemi di interpretazione.

Naturalmente, fermo restando il percorso logico delineato, il livello di risoluzione di un'analisi di scenario può significativamente differire in relazione alla scala di riferimento cui si sceglie lavorare. A tale proposito va altresì sottolineato che gli scenari così come le conseguenti pianificazioni di emergenza vanno predisposti ai diversi livelli di responsabilità e dettaglio territoriale.

Il livello nazionale può fornire gli indirizzi a scala nazionale e un primo quadro di insieme degli scenari assumendo il comune come unità minima di rappresentazione; inoltre dovrebbe concordare di concerto con le Regioni i criteri e le soglie di riferimento. La Regione fornisce i propri indirizzi e assume un ruolo di coordinamento dei diversi livelli provinciali. La scala provinciale dovrebbe recepire il livello sovraordinato di pianificazione facendo propri gli indirizzi regionali e predisponendo i propri scenari, nei quali va individuata una più raffinata unità minima di riferimento, per poi gestire il livello comunale di approfondimento dei dati in merito al dettaglio sugli elementi esposti e sulle risorse, ottimizzandone la distribuzione ed evitando in tal modo ridondanza in merito alla localizzazione delle aree di ammassamento, delle risorse di primo soccorso ecc..

Il Dipartimento della protezione civile, per propri compiti istituzionali, definisce tipologie di scenario a scala nazionale e regionale. In tale ambito, la valutazione delle perdite – al momento limitate alle abitazioni e ai residenti – è effettuata con un livello di definizione a scala nazionale/regionale, senza tener conto dell'assetto geologico locale, delle puntuali condizioni del costruito o della dinamica delle presenze.

In tali scenari, il risultato viene restituito riportando dati sintetici aggregati per l'intero territorio comunale in riferimento a una serie di parametri, quali crolli, danneggiamento di edifici e popolazione coinvolta. Ulteriori sviluppi hanno poi consentito una risoluzione di analisi a livello di località e di sezione censuaria.

Alcune regioni (es. la Regione Campania) hanno scelto di discretizzare il territorio attraverso una griglia con celle di circa 25.0000 mq. (500 x 500 m), e a essa sono riferiti tutti i dati sugli elementi esposti nonché le risorse necessarie in emergenza. Questo consente di trattare il problema a una scala sub-comunale.

Un altro aspetto di grande interesse nella predisposizione degli scenari di danno ai fini di una pianificazione d'emergenza è la scelta degli eventi di riferimento (scheda tecnica 3.1.13).

Individuare gli eventi di riferimento significa individuare degli eventi che siano "critici" rispetto alla gestione dell'emergenza. Questo va fatto considerando non soltanto eventi storici, definiti in termini di coordinate epicentrali o come campi macrosismici. È necessario considerare la possibilità di una migrazione degli epicentri e individuare quello che risulta critico in termini di perdite o, più in generale, critico ai fini della gestione dell'emergenza.

Gli approcci che si possono seguire sono molteplici:

- individuazione dell'evento più gravoso accertato nella zona;
- evento più significativo dal punto di vista della pericolosità sismica del sito;
- evento più significativo dal punto di vista del danneggiamento atteso.

Tutti gli approcci indicati presentano dei lati positivi e negativi.

L'evento più gravoso è ben definito dal punto di vista della entità del sisma e ha un chiaro significato anche per i "non addetti" ai lavori. Esso si determina sia sulla base delle fonti storiche sia attraverso studi di paleosismologia.

Di contro può essere caratterizzato da una bassa probabilità di accadimento e condurre a una quantificazione insostenibile delle risorse. Inoltre, tale probabilità di accadimento non è uniforme tra le diverse zone e dimensionare le risorse in base all'evento storico può condurre a un diverso grado di protezione della popolazione.

L'evento più significativo dal punto di vista della pericolosità è caratterizzato dal fatto di contribuire in maniera predominante alla pericolosità di un determinato sito. Esso è generalmente individuato sulla base di una analisi di disaggregazione (capitolo 2.8) riferita al periodo di ritorno (o alla probabilità di superamento) del parametro di pericolosità. Regolando quest'ultimo si incide in modo importante sui risultati dello scenario e, quindi, sul dimensionamento delle risorse.

Le analisi di pericolosità vengono effettuate con riferimento a un "sito", che nell'ambito in cui si sta operando dovrebbe essere rappresentativo dell'intero territorio sotto esame. Inoltre, un'alta pericolosità non sempre corrisponde a un elevato livello di danno.

L'ultimo approccio prevede che gli scenari vengano valutati facendo riferimento agli eventi più significativi in termini di danno, scelti passando in rassegna tutti gli eventi di diversa gravità che possono aver origine in una delle strutture o zone sismogenetiche che interessano il territorio in esame. Questo approccio ha il vantaggio di poter trattare sia dati di sismicità storica sia di pericolosità. Di contro, poiché va alla ricerca degli eventi che massimizzano il danno, può condurre a una stima cautelativa degli effetti e, nel caso non si operi con la massima intensità storica, è necessario prefissare la probabilità dell'evento da cui ci si vuol difendere.

Qualunque sia l'approccio prescelto, gli scenari simulati e quindi la quantificazione dell'impatto atteso consentono di definire l'articolazione degli eventi con cui un Piano d'emergenza deve confrontarsi e, quindi, permettono di dimensionare a priori le risorse necessarie da mettere in campo e le relative azioni da realizzare, in relazione a differenti soglie di gravità prevedibili.

3.1.13 MODELLAZIONE DEGLI EFFETTI DI AMPLIFICAZIONE NEGLI SCENARI DI DANNO

3.1.13.1 OBIETTIVO

Descrizione delle principali modalità di utilizzazione dei risultati degli studi di MS in alcuni modelli di scenari di danno attualmente in uso.

3.1.13.2 DEFINIZIONE

Nell'ambito della modellistica per la valutazione degli scenari di danno il livello di approfondimento per considerare anche gli effetti di amplificazione può essere condizionato da due fattori:

- la scala di valutazione dello scenario (per cui gli effetti di amplificazione non possono essere trascurati, per esempio in scenari a scala 1:5.000 – 1:10.000);
- il dettaglio dei dati di base (elementi esposti e relativi parametri di vulnerabilità) e l'analiticità del modello di valutazione dei danni.

La definizione del livello di approfondimento dello scenario dipende dagli obiettivi di uso dello scenario stesso (pianificazione dell'emergenza, definizione di strategie nella pianificazione urbanistica, priorità di intervento e gestione delle risorse, ecc.).

3.1.13.3 POSIZIONE DEL PROBLEMA⁷⁵

Dal punto di vista della valutazione della pericolosità, è possibile suddividere i modelli sugli scenari di danno in due principali categorie (FEMA, 1994): modelli di scenario probabilistici e modelli di scenario deterministici. Nei modelli deterministici si tiene conto di un solo terremoto (magnitudo e localizzazione determinate univocamente), mentre nei modelli probabilistici lo scuotimento è calcolato con una convoluzione di un certo numero di terremoti (con varie magnitudo e localizzazioni distribuite sul territorio, attraverso valutazioni di pericolosità probabilistiche) e i risultati sono espressi in termini di probabilità di perdite annuali. In tutti casi di modellazione probabilistica, la distribuzione nel tempo segue un processo poissoniano.

Dall'analisi di una serie di software esistenti a livello internazionale, indipendentemente dall'adozione di un modello deterministico o di uno probabilistico, è possibile schematizzare il processo di modellazione dello scuotimento in due passi:

1. Modellazione della distribuzione dello scuotimento (calcolo su roccia rigida e piatta, bedrock).

Questa modellazione può avvenire secondo due modalità alternative:

- 1.1. Attraverso modelli basati sull'*intensità macrosismica*. Tale intensità può essere osservata, predetta in base a relazioni di attenuazione di intensità o predetta dopo conversione da *PGA*. Il grado di intensità macrosismica contiene implicitamente informazioni di vulnerabilità e quindi la modellazione calcola direttamente la probabilità del danno.
- 1.2. Attraverso modelli basati su *spettri di risposta*. In questo caso bisognerà confrontare il contenuto energetico e spettrale del terremoto con la capacità strutturale del sistema esposto. Nella maggior parte dei casi si discretizza lo spettro su tre valori: *PGA*, a 1 s, a 2-3 s. Generalmente, si parte da un

⁷⁵ I concetti generali sono ripresi dal rapporto Neries (2007).

terremoto deterministico, e attraverso relazioni empiriche di attenuazione, si predice la distribuzione dello scuotimento. In molti casi si preferisce applicare le equazioni di attenuazione in termini di *PGA* e poi trasformare i risultati in intensità (se la modellazione delle perdite lo richiede).

2. Modellazione degli effetti di amplificazione.

La variazione dello scuotimento per gli effetti locali si determina in termini di spettro di risposta e poi i risultati si trasformano in intensità (se la modellazione delle perdite lo richiede).

Le condizioni del sito possono essere caratterizzate in tre modi diversi:

1. *classi geologiche*, basate sulla litologia di superficie;
2. *classi geotecniche*, V_{s30} , N_{SP1} , ecc. (es. categorie delle norme tecniche italiane);
3. *profili geotecnici* del sottosuolo (es. studi di MS).

La modellazione può seguire tre approcci diversi:

- CF calcolo della funzione di trasferimento (richiede la conoscenza del profilo geotecnico e perciò necessità dei risultati di MS);
- DF modificazione dello scuotimento al bedrock con fattori dipendenti dalla frequenza (es. norme tecniche U.S.A., NEHRP, 1997: due fattori di amplificazione per bassi e medio-alti periodi);
- IF modificazione dello scuotimento al bedrock con fattori indipendenti dalla frequenza (es. in caso di utilizzo dell'intensità macrosismica) o solo in parte indipendenti dalla frequenza (es. norme tecniche italiane: fattore *S* moltiplicativo di tutto lo spettro e periodo T_c , che amplia il ramo ad accelerazione costante).

La Tabella 3.1-10 riporta il quadro sintetico delle modellazioni degli effetti di sito nei software analizzati.

Tabella 3.1-10 - Modellazione degli effetti di sito (amplificazioni locali) in alcuni software per scenari di danno.

Software	Classificazione sito	Fattore correzione	Note
HAZUS-MH (USA)	2	DF	Segue le raccomandazioni NEHRP (1997)
EPEDAT (USA)	1	IF	Incrementa l'Intensità con descrizioni geologiche
REDARS (USA)	2	DF	Segue le raccomandazioni NEHRP (1997)
INLET (USA)	2	DF	Segue le raccomandazioni NEHRP (1997)
SES2002 (SPAGNA)	-	-	Non considerati
SIGE/ESPAS (ITALIA)	1	IF	Vedi paragrafo seguente
KOERILOSS (TURCHIA)	1, 2	IF, DF	Incrementa l'Intensità con descrizioni geologiche. Fattori di amplificazione per l'approccio con spettri
LNELOSS (PORTOGALLO)	3	DF	Modifiche di funzioni di trasferimento con 37 profili geotecnici nella città di Lisbona
SELENA (NORVEGIA)	2	DF	Segue le raccomandazioni NEHRP (1997)
DBELA (Ente di ricerca)	-	-	Inclusi nella distribuzione dello scuotimento (relazioni di attenuazione)
EQSIM (GERMANIA)	-	-	Inclusi nella distribuzione dello scuotimento (relazioni di attenuazione)
RADIUS (ONU)	2	IF	Modifica di <i>PGA</i> con fattori da classificazioni del sito e poi conversione in IMM
QUAKELOSS (RUSSIA)	?	?	Inclusi nella stima dell'Intensità se sono disponibili informazioni
NHMATIS (CANADA)	2	IF	Modifica di <i>PGA</i> con fattori da classificazioni del sito e poi conversione in IMM
EQRM (AUSTRALIA)	Definito dall'utilizzatore	DF	L'amplificazione è calcolata indipendentemente dall'utilizzatore

Classificazione del sito: 1 = classe geologica; 2 = classe geotecnica; 3 = profilo geotecnico del sito.
DF = correzione dipendente dalla frequenza; IF = correzione indipendente dalla frequenza.

Nella gran parte dei software in uso non vengono presi in considerazione i fenomeni di instabilità (Tabella 3.1-11).

Tabella 3.1-11 - Fenomeni di instabilità valutati in alcuni software per scenari di danno.

Software	Liquefazioni	Faglie	Frane	Tsunami/Seiche
HAZUS-MH	Sì	Sì	Sì	Sì
EPEDAT	Sì	?	?	NO
REDARS	Sì	Sì	NO	NO
INLET	?	?	NO	NO
SES 2002	NO	NO	NO	NO
SIGE/ ESPAS	NO	NO	NO	NO
KOERILOSS	NO	NO	NO	NO
LNECLOSS	NO	NO	NO	NO
SELENA	NO	NO	NO	NO
DBELA	Sì	NO	NO	NO
EQSIM	NO	NO	NO	NO
RADIUS	NO	NO	NO	NO
QUAKELOSS	NO	NO	NO	NO
NHEMATIS	Sì	NO	NO	NO
EQRM	NO	NO	NO	NO

3.1.13.4 CASI DI STUDIO ITALIANI

Presso il DPC, come estensione del software già operativo per la valutazione degli scenari di danno in caso di evento sismico, è in corso di predisposizione un software per la modellazione di scenari di danno nel quale è prevista anche una valutazione delle amplificazioni locali attraverso una parametrizzazione per classi geologiche (Espas, 2003).

Tale valutazione viene effettuata sulla base di un incremento dell'intensità di Housner.

L'intensità di Housner (IH) è una variabile ottenuta dall'integrale della pseudo-velocità spettrale tra i periodi 0.1 e 2.5 s.

L'incremento FH dell'intensità di Housner è una variabile addizionale che dipende dalla classe litologica (LITi) e dal valore di PGA . Il valore di LITi è definito per ogni singola località abitata e possono essere specificate fino a 5 classi litologiche. Nella Tabella 3.1-12 è riportato un esempio di valori di FH per 5 classi litologiche e per 3 valori di PGA .

Tabella 3.1-12 – Esempio di valori di FH per le 5 classi litologiche e per valori di PGA .

LITi	$PGA \leq 0.15$	$0.15 \leq PGA \leq 0.25$	$PGA > 0.25$
1	1.00	1.00	1.00
2	1.20	1.15	1.00
3	1.60	1.44	1.33
4	2.14	1.71	1.51
5	3.12	2.35	1.88

L'Intensità Locale (IL) è definita da IH e dal suo incremento FH , attraverso la seguente relazione di trasformazione

$$IL = bIL \times \left(\log_{10} (IH \times FH) + aIL \right)$$

dove aIL e bIL sono parametri da calcolare.

L'intero modello si basa su dati attualmente aggregati a livello di località abitata (Istat, 2000) e pertanto a ciascuna di queste è possibile attribuire un'unica classe litologica.

La maggiore limitazione di tale modello è costituita dal fatto che la classe litologica sulla quale viene basata la valutazione degli effetti di amplificazione non è effettivamente rappresentativa della geologia del substrato, in quanto non tiene conto degli spessori della litologia affiorante. In limitati casi riguardanti il substrato affiorante, questa limitazione viene meno.

Teoricamente è possibile arrivare a una disaggregazione dei dati di vulnerabilità, riferiti essenzialmente al patrimonio abitativo, per singola sezione censuaria⁷⁶ e quindi attribuire la classe litologica a ciascuna sezione censuaria. In molti casi questo livello di disaggregazione porterebbe ad assunzioni di vulnerabilità e di conseguenze dovute ad amplificazioni locali di estremo dettaglio, non necessariamente corrispondenti alla realtà.

Per migliorare le informazioni sulle amplificazioni locali e integrarle con i dati di pericolosità di base, una specifica metodologia è in corso di realizzazione fra DPC e Regione Emilia-Romagna (Provincia di Modena).

La metodologia si fonda sostanzialmente su:

- una classificazione litologica di 6 raggruppamenti in funzione delle onde S;
- una classificazione in sezioni geologiche e morfologiche costituita da 10 schemi (Figura 3.1-24);
- l'applicazione di modelli numerici, con codici 1D e 2D alle sezioni, per avere forme spettrali e fattori di amplificazione per ciascuno degli schemi e per tutte le combinazioni possibili delle classi litologiche.

Tale metodologia rappresenta un tentativo finalizzato all'uso di informazioni semplificate sulla geologia locale delle località abitate, per migliorare i livelli informativi di base a scala regionale o provinciale.

In merito al problema della disaggregazione dei dati di vulnerabilità, un tentativo di rendere coerente il sistema delle unità di rilevamento (sezioni censuarie) con le classi litologiche, è stato affrontato dalla Regione Liguria (Università degli studi di Genova, 2006), nell'ambito di un progetto finalizzato alle valutazioni di scenario per l'intera regione.

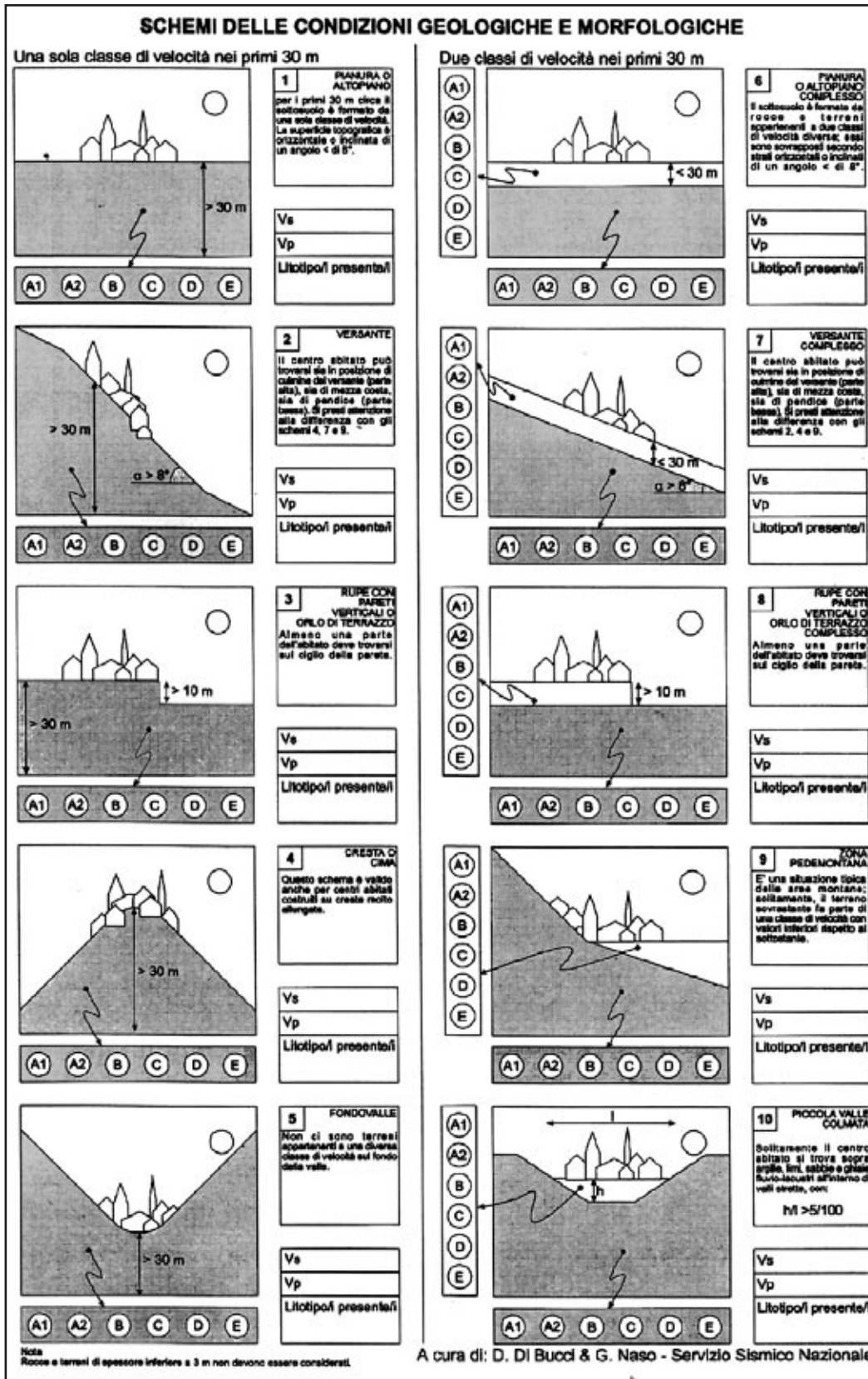
Il modello prevede che gli effetti di amplificazione legati al tipo di suolo siano considerati in termini di incremento della vulnerabilità dell'edilizia abitativa.

Per effettuare tale valutazione di vulnerabilità sono stati utilizzati i dati Istat sul patrimonio abitativo (Istat, 1991), forniti con una disaggregazione per sezione di censimento.

L'unità minima di analisi rispetto alla quale sono basate tutte le valutazioni è rappresentata dalle sezioni censuarie subripartite in funzione delle categorie di suolo. Per questo motivo, si suddividono le sezioni censuarie rispetto alle diverse categorie di suolo presenti, al fine di individuare correttamente la griglia di punti (baricentri delle unità minime) rispetto alla quale valutare le amplificazioni locali.

Il tipo di suolo interviene nella valutazione come un fattore modificatore della vulnerabilità.

76 Unità minima di rilevamento censuario Istat, di dimensioni variabili.



3.1.13.5 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Di Bucci, D., Naso, G., Marcucci, S., Milana, G. e Sanò, T. (2005) - A methodology to account for local geology at large scale in the SHA approach through numerical modelling of theoretical geological sections. *Bollettino di Geofisica Teorica ed Applicata*, Vol. 46, n. 1, pp. 1-22.
- Espas (2003) – *Earthquake Scenario Probabilistic assessment*. Convenzione DPC - Probabilitas NV. Heverlee, Belgio (Rapporto interno DPC).
- FEMA (1994) - *FEMA-249 Assessment of the State-of-the-Art Earthquake Loss Estimation Methodologies*. Earthquake Hazards Reduction Series, Federal Emergency Management Agency: 300.
- Istat (1991) – *13° censimento della popolazione e delle abitazioni*. Roma.
- Istat (2000) – *Census 2000. Aggiornamento delle basi territoriali*. Roma.
- Lucantoni, A., Bosi, V., Brammerini, F., De Marco, R., Lo Presti, T., Naso, G. e Sabetta, F. (2002) - Il rischio sismico in Italia. *Ingegneria sismica*, XVIII, 1 5-36
- NEHRP, National Earthquake Hazards Reduction Program (1997) – *Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Fema Publication 274. Building Seismic Safety Council, Washington, D.C.
- Neries (2007) - *Network of Research Infrastructures for European Seismology. JRA3; Preliminary Report on the Evaluation of Existing Loss estimation Methodologies*. Istanbul Meeting, 22-23 January 2007.
- Università degli studi di Genova (2006) - *Scenario sismico. Uno strumento informatico per la simulazione in tempo reale di uno scenario di danno sismico sul territorio della Regione Liguria*. Regione Liguria.

3.2 Abachi di riferimento per gli effetti litostratigrafici (livello 2)

Il livello 2 prevede l'impiego di parametri che quantificano la variazione del moto sismico in superficie e che sono determinabili con metodi semplificati. Tali parametri sono organizzati in abachi riferiti alle singole condizioni stratigrafiche per le quali sono applicabili. Le amplificazioni sono espresse attraverso due fattori di amplificazione (FA e FV) da applicare alle ordinate spettrali a basso periodo (FA) e alto periodo (FV).

Nel seguito viene descritta una applicazione della metodologia riportata nel capitolo 2.5.

Gli abachi allegati sono realizzati sintetizzando i risultati di analisi numeriche mono-dimensionali di propagazione delle onde sismiche di taglio effettuate con il programma SHAKE91 (Idriss e Sun, 1992). Tali analisi sono di tipo non lineare equivalente e sono condotte su un modello di sottosuolo costituito da terreni stratificati orizzontalmente, poggianti su un semispazio (Figura 3.2-1).

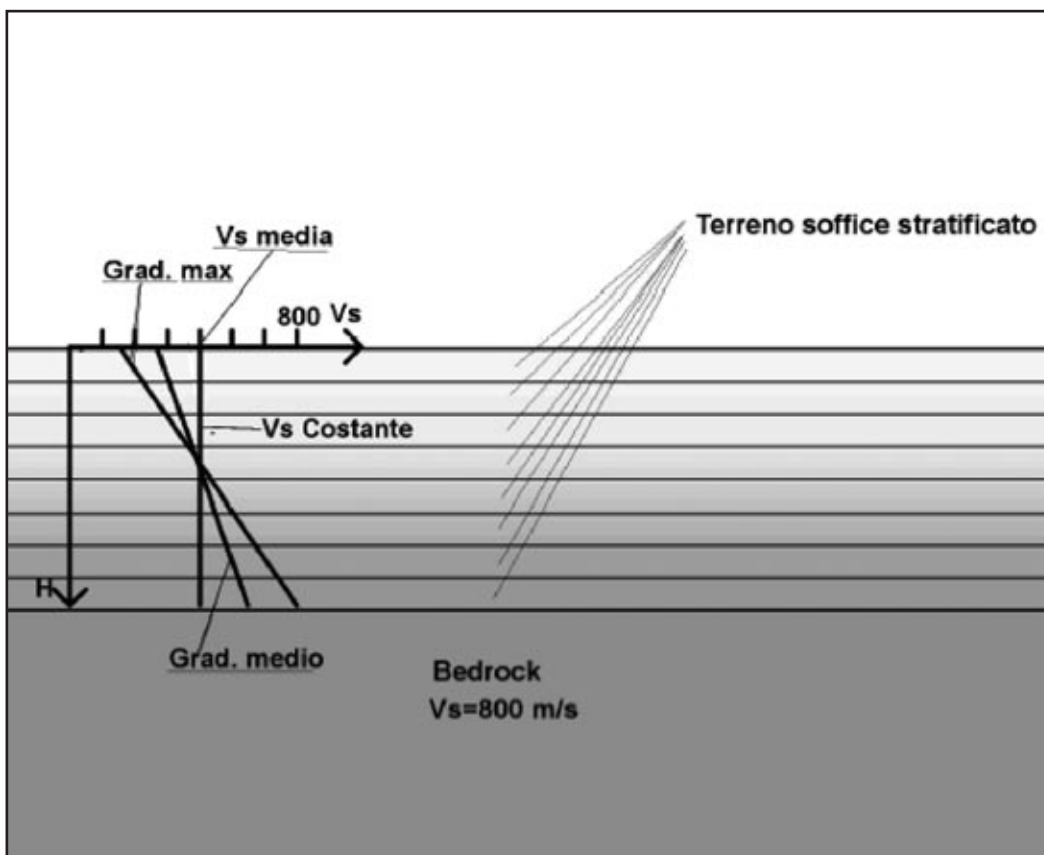


Figura 3.2-1 - Modello del sottosuolo e profili di velocità considerati.

3.2.1 MODELLO DEL SOTTOSUOLO

Il modello di sottosuolo si riferisce a un deposito stratificato di terreni omogenei deformabili, sovrastante un terreno più rigido avente $V_s = 800 \text{ m/s}$ (bedrock sismico).

Il deposito, qualunque sia lo spessore complessivo, è stato diviso in 50 *sublayer* di spessore costante (es. se lo spessore totale del deposito è 25 m, lo spessore di ciascun *sublayer* è di 0.50 m; se lo spessore del deposito è di 100 m, lo spessore dei *sublayer* è di 2 m).

Questa suddivisione consente di descrivere con sufficiente dettaglio la variazione del profilo di rigidità dei terreni soffici lungo la verticale nel campo di profondità indagato per la redazione degli abachi.

SPESSORE DEL DEPOSITO

Lo spessore totale del deposito di terreni soffici (H) varia nei calcoli da 5 a 150 m, per un totale di 19 valori:

$H = 5, 10, 15, 20, 25, 30, 35, 40, 50, 60, 70, 80, 90, 100, 110, 120, 130, 140, 150$ m.

VELOCITÀ MEDIA DEL DEPOSITO E PROFILI DI VELOCITÀ

La velocità equivalente del deposito di terreni soffici (V_{sH}) copre l'intervallo tra 100 e 700 m/s per un totale di 10 valori:

$V_{sH} = 150, 200, 250, 300, 350, 400, 450, 500, 600, 700$ m/s.

Per ognuno dei suddetti valori di velocità equivalente V_{sH} , sono stati considerati 3 diversi profili di velocità per lo spessore del deposito (Figura 3.2-1):

- Profilo 1 - velocità costante (V_{sH}) lungo tutto lo spessore del deposito
- Profilo 2 - velocità crescente con la profondità con il gradiente massimo compatibile con i seguenti limiti:
 - la V_s alla base del deposito non deve superare gli 800 m/s
 - la V_s in superficie non deve essere inferiore a 50 m/s

Al fine di verificare che il gradiente determinato porti effettivamente alla velocità equivalente scelta, è stata utilizzata la seguente espressione che mette in relazione la V_i (velocità dell' i -esimo strato) con la V_{sH} (velocità equivalente del deposito):

$$V_{sH} = \frac{H}{\sum_{i=1,50} \frac{h_i}{V_i}}$$

dove:

H è lo spessore totale del deposito

h_i indica lo spessore (in metri) dello strato i -esimo, variabile come già scritto

Un procedimento iterativo permette di risolvere l'equazione e di determinare quindi i valori di V_i .

- Profilo 3 - profilo di velocità crescente con la profondità con gradiente intermedio tra i 2 precedenti. Per costruire il profilo 3 si determina la velocità del primo strato ($V_{s1,3}$) come media fra la velocità equivalente V_{sH} e la velocità nel primo strato corrispondente al gradiente massimo, come desunta dal profilo 2 ($V_{s1,2}$)

$$V_{s1,3} = \frac{V_{sH} + V_{s1,2}}{2}$$

Si procede analogamente per l'ultimo punto del deposito determinando la velocità alla base $V_{s50,3}$. Si verifica quindi quale sia il valore della velocità equivalente V_{sH} corrispondente al profilo ottenuto congiungendo il punto $V_{s1,3}$ con il punto $V_{s50,3}$.

Si ottiene in genere uno scarto che consente di stabilire se il valore di $V_{s50,3}$ debba essere aumentato o diminuito.

Si innesca quindi un ciclo iterativo che viene arrestato quando lo scarto fra due valori successivi di velocità equivalente è inferiore alla tolleranza assunta (0.25 m/s).

VELOCITÀ DEL BEDROCK SISMICO

La velocità del bedrock sismico è fissata sempre uguale a 800 m/s.

PESO PER UNITÀ DI VOLUME

Il peso per unità di volume è stato considerato costante per il deposito e per tutto lo spessore è pari a 18.00 kN/m³, mentre è pari a 20 kN/m³ per il bedrock sismico.

LITOTIPI E CURVE DI DECADIMENTO

Per il deposito sono stati considerati, 3 litotipi diversi (argille, sabbie e ghiaie), a ciascuno dei quali sono state associate curve di decremento del modulo di rigidezza a taglio (G/G_0) con la deformazione (γ) e curve di incremento dello smorzamento (D) con la deformazione (γ) tratte dalla letteratura. In particolare, per le argille sono utilizzate le curve di Vucetic e Dobry (1991), relative ad argille con indice di plasticità del 50%; per le sabbie si utilizzano le curve "medie" di Seed *et al.* (1986); per le ghiaie le curve di Rollins *et al.* (1998).

Le curve sono riportate nel Dvd allegato.

VALORE EFFICACE DELLA DEFORMAZIONE DI TAGLIO γ

Ai fini dell'utilizzo delle curve di decadimento (Figura 3.2-2 e Figura 3.2-3), è stata assunta una deformazione efficace pari al 60% del valore di picco.

3.2.2 INPUT SISMICI DI RIFERIMENTO

Come input per le simulazioni si sono utilizzati 7 accelerogrammi artificiali spettro-compatibili con spettri medi derivati da studi di pericolosità e riferiti a 3 livelli di sismicità con accelerazioni di picco al suolo di 0.06g (bassa sismicità), 0.18g (media sismicità) e 0.26g (alta sismicità)-(Figura 3.2-4).

Gli accelerogrammi utilizzati sono riportati nel Dvd allegato.

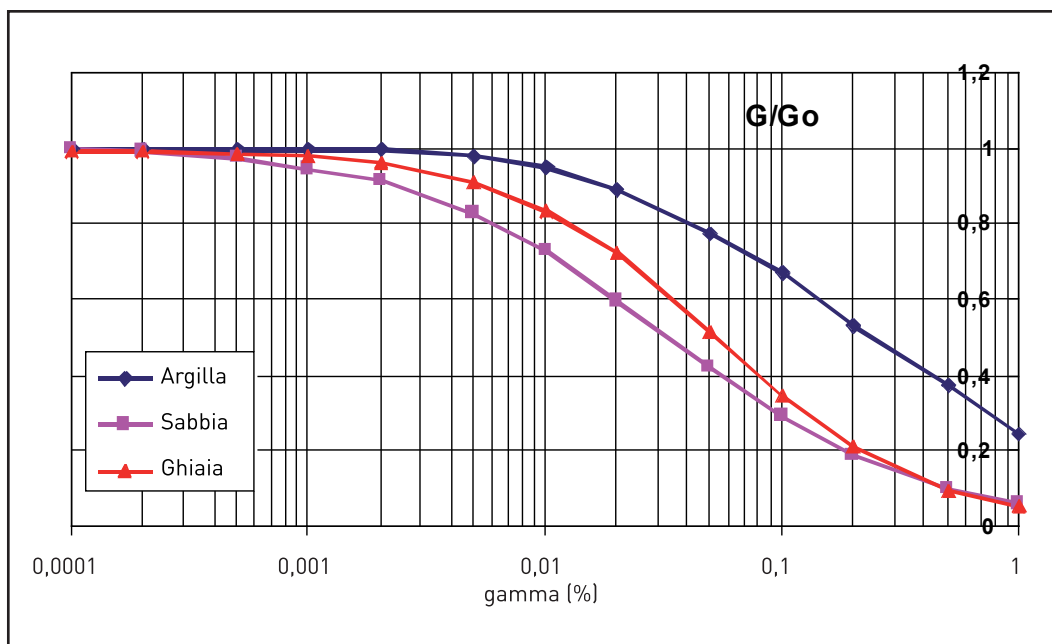


Figura 3.2-2 - Curve normalizzate di decadimento del modulo di taglio con la deformazione.

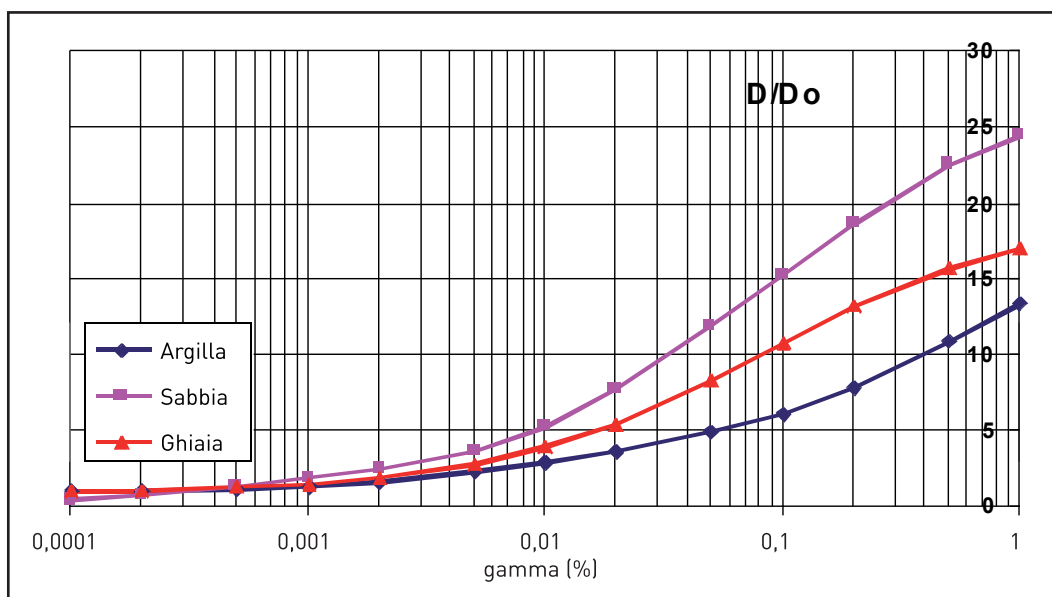


Figura 3.2-3 - Curve di variazione dello smorzamento relativo al critico.

3.2.3 SIMULAZIONI NUMERICHE

Le analisi eseguite sono state 35.910 (19 spessori di deposito * 10 V_{sH} medie del deposito * 3 profili di V_{sH} * 3 litotipi * 7 accelerogrammi * 3 livelli di sismicità). Considerato l'alto numero di analisi è stata realizzata un'applicazione capace di automatizzare la procedura sopra descritta. Tale applicazione permette di ricavare, a partire dagli spettri di input, lo spettro di risposta elastico in superficie in termini di accelerazione e velocità, e quindi i corrispondenti valori medi nell'intorno dei punti di massimo dell'accelerazione ($SA_{m,o}$) e della pseudo velocità ($SV_{m,o}$) espressi secondo le seguenti relazioni (vedi 2.5.3):

$$SA_{m,o} = \frac{1}{T_A} \int_{0.5T_A}^{1.5T_A} SA_o(T) dT$$

$$SV_{m,o} = \frac{1}{T_V} \int_{0.8T_V}^{1.2T_V} SV_o(T) dT$$

Noti i valori per gli spettri di input ($SA_{m,i}$, $SV_{m,i}$) l'applicazione permette di calcolare i fattori di amplificazione, FA e FV , attraverso i seguenti rapporti:

$$FA = \frac{SA_{m,o}}{SA_{m,i}}$$

$$FV = \frac{SV_{m,o}}{SV_{m,i}}$$

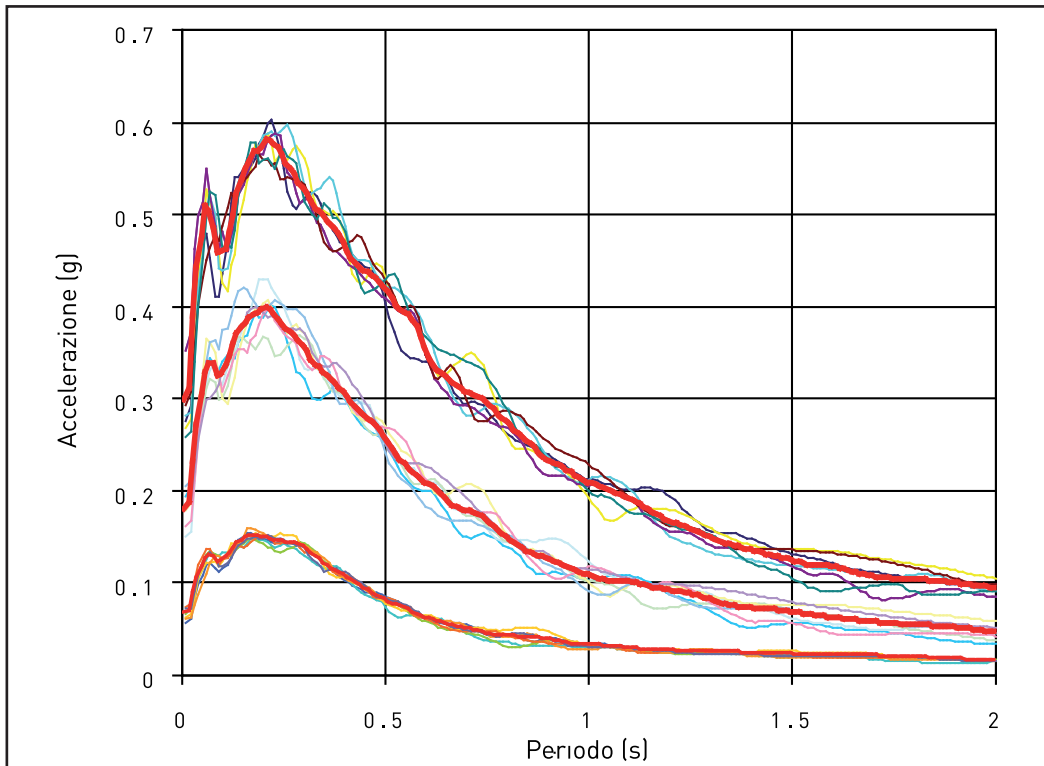


Figura 3.2-4 – Spettri di risposta del moto di input, utilizzati per le simulazioni.

3.2.4 ABACHI

Di seguito vengono riportati gli abachi con i fattori FA e FV calcolati applicando la metodologia riportata nel paragrafo 2.5.

I valori riportati sono la media dei risultati ottenuti da 7 simulazioni condotte con 7 accelerogrammi diversi per ciascun livello energetico (0.06g, 0.18g o 0.26g), su ciascun litotipo, spessore H e per ciascuno dei tre profili di V_s .

Non sono stati riportati (nessun valore nelle tabelle) i valori ottenuti dalle analisi che abbiano mostrato un livello di deformazione massima a taglio del terreno maggiore di 0.1%. Infatti, per tali casi, non è ritenuto affidabile il risultato ottenuto con l'analisi non lineare equivalente ed è necessario ricorrere a metodi di analisi non lineari al passo.

Si ricorda che tutte le elaborazioni effettuate prevedono la presenza di un bedrock sismico avente $V_s = 800$ m/s al di sotto della profondità H .

Le tabelle sono ordinate per litotipo (argille, sabbie e ghiaie) e all'interno di ciascun litotipo, per tipo di profilo di velocità assunto (costante, variabile linearmente con la massima pendenza compatibile con il valore di V_{sH} , e variabile linearmente con pendenza intermedia fra costante e massima).

La scelta del tipo di profilo va fatta sulla base delle conoscenze specifiche ottenute con il livello 2: in generale quando lo spessore di sottosuolo diventa considerevole (diverse decine di metri), è poco probabile che il profilo di velocità si mantenga costante, ed è quindi preferibile orientarsi verso le tabelle riferite al profilo variabile linearmente con pendenza intermedia. Il profilo con pendenza massima fornisce in genere risultati più cautelativi e andrebbe utilizzato quando si può effettivamente ipotizzare che ci siano gradienti molto accentuati con la profondità.

I dati relativi a spessori H molto elevati (da 50 a 150 metri) sono stati inseriti per consentire di riferirsi a situazioni in cui è prevedibile che le proprietà dei terreni siano gradualmente crescenti con la profondità, senza contrasti di impedenza evidenti. Tali situazioni sono quelle per le quali sono definite le categorie di suolo B, C e D delle Norme tecniche per le costruzioni⁷⁷.

Si ricorda, inoltre, che il parametro guida in dette norme è V_{s30} e non V_{sH} . Per consentire un confronto con le Norme tecniche per le costruzioni, dopo gli abachi dei fattori FA e FV , sono riportate due tabelle (Tabella 3.2-1 e Tabella 3.2-2), per i soli profili con V_s crescente con la profondità, con i valori di $V_{s,30}$ (velocità equivalente nei primi 30 m) alle diverse profondità (H) corrispondenti alle diverse V_{sH} (velocità equivalenti su tutto lo spessore del deposito).

È evidente che per modelli con $H > 30$ m risulta sempre $V_{s30} < V_{sH}$ e il divario tra le due grandezze aumenta con l'aumentare della profondità del bedrock.

Infine vengono riportate due ulteriori tabelle (Tabella 3.2-3 e Tabella 3.2-4) dove vengono individuate le categorie di suolo previste dalla normativa tecnica, in funzione dei valori di V_{s30} definiti nelle precedenti tabelle (Tabella 3.2-1 e Tabella 3.2-2).

⁷⁷ Le categorie B, C e D sono tutte costituite da formazioni con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi entro limiti definiti: maggiore di 800 m/s per categoria A, compresi tra 360 e 800 m/s per categoria B, compresi tra 180 e 360 m/s per categoria C, compresi tra 100 e 180 m/s per categoria D.

Fattore di amplificazione **Tipo di terreno** **a_g (g)** **Profilo di velocità**
FA Argilla 0.06 Costante

	V_{SH} (m/s)										
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700	
H	5	2.37	1.84	1.56	1.47	1.34	1.22	1.12	1.07	1.02	1.00
	10	2.39	2.25	1.99	1.75	1.54	1.38	1.27	1.17	1.08	1.03
	15	1.76	2.05	1.99	1.85	1.69	1.53	1.40	1.29	1.13	1.05
	20	1.53	1.61	1.80	1.76	1.68	1.57	1.46	1.36	1.19	1.07
	25	1.49	1.47	1.49	1.61	1.58	1.52	1.45	1.36	1.21	1.08
	30	1.45	1.44	1.40	1.39	1.47	1.44	1.39	1.33	1.21	1.08
	35	1.39	1.42	1.40	1.34	1.33	1.36	1.33	1.29	1.18	1.08
	40	1.30	1.39	1.36	1.33	1.27	1.25	1.27	1.24	1.16	1.07
	50	1.24	1.32	1.32	1.30	1.27	1.22	1.17	1.14	1.10	1.04
	60	1.16	1.24	1.26	1.27	1.24	1.22	1.18	1.13	1.06	1.01
	70	1.14	1.23	1.23	1.23	1.21	1.19	1.17	1.13	1.06	0.99
	80	1.00	1.15	1.19	1.18	1.19	1.16	1.14	1.13	1.06	1.00
	90	1.02	1.15	1.17	1.18	1.15	1.14	1.12	1.10	1.06	1.00
	100	0.95	1.12	1.12	1.17	1.15	1.11	1.09	1.08	1.05	1.00
	110	0.89	1.03	1.11	1.13	1.13	1.14	1.09	1.05	1.03	0.99
	120	0.85	1.02	1.11	1.09	1.12	1.12	1.09	1.05	1.01	0.98
130	0.80	0.98	1.06	1.09	1.08	1.09	1.09	1.05	1.00	0.96	
140	0.78	0.93	0.99	1.08	1.06	1.08	1.06	1.06	1.00	0.95	
150	0.73	0.91	1.00	1.06	1.07	1.04	1.05	1.03	1.00	0.95	

Fattore di amplificazione **Tipo di terreno** **a_g (g)** **Profilo di velocità**
FV Argilla 0.06 Costante

	V_{SH} (m/s)										
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700	
H	5	1.46	1.17	1.11	1.08	1.03	1.02	1.01	1.01	1.00	1.00
	10	3.03	2.05	1.51	1.27	1.18	1.12	1.09	1.04	1.02	1.01
	15	3.19	2.79	2.16	1.67	1.42	1.28	1.19	1.12	1.07	1.01
	20	2.82	2.75	2.44	2.04	1.71	1.47	1.32	1.23	1.10	1.02
	25	2.50	2.50	2.39	2.15	1.90	1.65	1.45	1.32	1.16	1.06
	30	2.44	2.34	2.29	2.12	1.95	1.74	1.55	1.40	1.20	1.08
	35	2.40	2.16	2.15	2.08	1.91	1.77	1.61	1.45	1.24	1.09
	40	2.32	2.11	2.00	1.95	1.88	1.74	1.61	1.49	1.26	1.10
	50	2.37	2.05	1.85	1.76	1.73	1.66	1.58	1.48	1.29	1.12
	60	2.36	2.02	1.81	1.66	1.58	1.55	1.49	1.43	1.27	1.11
	70	2.31	2.08	1.78	1.66	1.51	1.42	1.41	1.37	1.25	1.10
	80	2.02	2.06	1.77	1.59	1.50	1.38	1.30	1.27	1.23	1.10
	90	1.86	2.04	1.85	1.60	1.45	1.39	1.28	1.21	1.16	1.09
	100	1.72	1.92	1.83	1.62	1.47	1.37	1.29	1.20	1.11	1.05
	110	1.55	1.72	1.80	1.66	1.47	1.35	1.27	1.18	1.08	1.03
	120	1.54	1.66	1.71	1.64	1.49	1.36	1.26	1.19	1.08	1.02
130	1.50	1.56	1.63	1.62	1.50	1.38	1.25	1.18	1.06	1.01	
140	1.48	1.47	1.53	1.57	1.48	1.38	1.29	1.18	1.06	1.00	
150	1.51	1.41	1.44	1.52	1.47	1.38	1.30	1.20	1.07	1.00	

Fattore di amplificazione
FA

Tipo di terreno
Argilla

a_g (g)
0.06g

Profilo di velocità
Lineare pendenza massima

	V_{SH} (m/s)										
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700	
H	5	2.54	2.36	1.78	1.34	1.16	1.08	1.04	1.02	1.01	1.00
	10	3.30	2.88	2.52	2.08	1.77	1.50	1.33	1.20	1.05	1.02
	15	3.24	3.24	2.92	2.41	1.94	1.63	1.41	1.28	1.10	1.04
	20	3.07	3.30	3.15	2.64	2.15	1.80	1.56	1.38	1.16	1.06
	25	3.04	3.21	3.31	2.80	2.27	1.91	1.66	1.48	1.21	1.08
	30	2.94	3.29	3.22	2.87	2.35	1.99	1.72	1.52	1.26	1.09
	35	2.84	3.24	3.23	2.81	2.37	2.03	1.77	1.56	1.28	1.10
	40	2.69	3.17	3.31	2.79	2.30	2.00	1.78	1.58	1.29	1.11
	50	2.65	3.01	3.27	2.84	2.27	1.94	1.72	1.55	1.30	1.11
	60	2.41	2.98	3.13	2.81	2.29	1.94	1.68	1.52	1.28	1.10
	70	2.31	2.82	3.05	2.73	2.26	1.93	1.69	1.50	1.25	1.09
	80	2.15	2.66	3.03	2.64	2.20	1.91	1.67	1.50	1.24	1.08
	90	2.05	2.61	2.91	2.64	2.14	1.86	1.65	1.48	1.24	1.07
	100	1.91	2.50	2.80	2.59	2.13	1.83	1.63	1.47	1.23	1.06
	110	1.84	2.36	2.73	2.51	2.11	1.80	1.60	1.45	1.22	1.06
	120	1.73	2.29	2.65	2.43	2.06	1.79	1.58	1.43	1.21	1.05
	130	1.65	2.18	2.57	2.38	2.02	1.77	1.57	1.42	1.20	1.04
	140	1.57	2.11	2.48	2.33	1.98	1.74	1.55	1.40	1.19	1.03
	150	1.49	2.04	2.42	2.29	1.94	1.71	1.54	1.39	1.17	1.03

Fattore di amplificazione
FV

Tipo di terreno
Argilla

a_g (g)
0.06g

Profilo di velocità
Lineare pendenza massima

	V_{SH} (m/s)										
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700	
H	5	1.22	1.13	1.04	1.02	1.01	1.01	1.01	1.00	1.00	0.99
	10	2.60	1.46	1.22	1.13	1.10	1.08	1.03	1.02	1.01	1.00
	15	3.89	2.50	1.63	1.30	1.21	1.14	1.11	1.09	1.02	1.01
	20	4.19	3.37	2.34	1.69	1.37	1.27	1.19	1.13	1.07	1.01
	25	4.09	3.94	2.95	2.15	1.66	1.41	1.29	1.21	1.10	1.02
	30	3.82	4.01	3.51	2.56	1.95	1.60	1.41	1.29	1.15	1.03
	35	3.65	4.01	3.86	2.96	2.24	1.81	1.54	1.38	1.18	1.07
	40	3.52	3.89	3.91	3.22	2.45	1.98	1.68	1.46	1.22	1.08
	50	3.44	3.66	3.86	3.35	2.68	2.20	1.86	1.60	1.29	1.10
	60	3.32	3.52	3.75	3.28	2.69	2.24	1.92	1.68	1.34	1.14
	70	3.21	3.45	3.60	3.21	2.65	2.22	1.94	1.71	1.37	1.15
	80	3.16	3.38	3.53	3.09	2.56	2.19	1.91	1.69	1.38	1.16
	90	3.23	3.25	3.55	3.04	2.49	2.15	1.89	1.68	1.37	1.15
	100	3.20	3.17	3.46	3.00	2.39	2.09	1.85	1.66	1.36	1.15
	110	3.06	3.11	3.39	2.98	2.41	2.02	1.81	1.63	1.35	1.14
	120	2.82	3.13	3.35	2.90	2.35	2.03	1.76	1.58	1.34	1.14
	130	2.64	3.12	3.26	2.89	2.34	1.99	1.72	1.53	1.32	1.12
	140	2.61	3.21	3.12	2.84	2.33	1.97	1.71	1.51	1.30	1.11
	150	2.60	3.12	3.14	2.80	2.30	1.94	1.73	1.52	1.26	1.08

Fattore di amplificazione **Tipo di terreno** **a_g (g)** **Profilo di velocità**
FA Argilla 0.06g Lineare pendenza intermedia

	V_{SH} (m/s)									
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
H 5	2.35	1.84	1.70	1.49	1.29	1.16	1.08	1.04	1.02	1.00
10	2.69	2.41	2.05	1.73	1.51	1.35	1.23	1.17	1.06	1.02
15	2.35	2.41	2.23	1.96	1.72	1.54	1.39	1.28	1.12	1.04
20	2.00	2.19	2.15	2.03	1.82	1.63	1.48	1.36	1.17	1.06
25	1.98	1.97	2.04	1.94	1.81	1.67	1.53	1.40	1.21	1.08
30	1.94	1.98	1.91	1.87	1.75	1.64	1.52	1.42	1.23	1.09
35	1.86	1.92	1.91	1.77	1.69	1.58	1.48	1.38	1.23	1.09
40	1.77	1.89	1.90	1.78	1.62	1.54	1.45	1.36	1.21	1.08
50	1.70	1.79	1.82	1.75	1.62	1.50	1.39	1.31	1.19	1.07
60	1.58	1.71	1.74	1.69	1.59	1.49	1.39	1.30	1.15	1.05
70	1.55	1.69	1.73	1.64	1.56	1.46	1.38	1.30	1.15	1.04
80	1.40	1.57	1.70	1.58	1.50	1.43	1.35	1.29	1.15	1.04
90	1.37	1.58	1.63	1.63	1.49	1.39	1.33	1.26	1.15	1.03
100	1.29	1.52	1.55	1.57	1.50	1.38	1.29	1.24	1.14	1.03
110	1.23	1.44	1.56	1.52	1.47	1.38	1.29	1.21	1.11	1.02
120	1.17	1.40	1.52	1.48	1.44	1.36	1.29	1.22	1.10	1.02
130	1.09	1.35	1.47	1.48	1.39	1.34	1.28	1.21	1.09	1.00
140	1.06	1.30	1.41	1.45	1.37	1.32	1.25	1.20	1.09	0.99
150	1.00	1.26	1.40	1.42	1.38	1.28	1.24	1.18	1.09	0.99

Fattore di amplificazione **Tipo di terreno** **a_g (g)** **Profilo di velocità**
FV Argilla 0.06g Lineare pendenza intermedia

	V_{SH} (m/s)									
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
H 5	1.29	1.13	1.09	1.03	1.02	1.01	1.01	1.01	1.00	1.00
10	2.79	1.79	1.31	1.20	1.13	1.10	1.08	1.03	1.01	1.00
15	3.45	2.65	1.88	1.48	1.30	1.21	1.13	1.10	1.03	1.01
20	3.31	2.99	2.40	1.86	1.54	1.36	1.25	1.18	1.09	1.02
25	3.02	2.97	2.64	2.18	1.81	1.54	1.37	1.26	1.11	1.02
30	2.74	2.79	2.63	2.33	1.99	1.70	1.49	1.35	1.17	1.07
35	2.69	2.64	2.58	2.33	2.05	1.80	1.58	1.42	1.21	1.08
40	2.68	2.46	2.47	2.28	2.05	1.84	1.64	1.47	1.24	1.09
50	2.52	2.40	2.23	2.15	2.00	1.84	1.68	1.53	1.29	1.11
60	2.58	2.27	2.15	2.01	1.90	1.78	1.63	1.53	1.31	1.12
70	2.64	2.25	2.14	1.93	1.78	1.70	1.60	1.49	1.30	1.12
80	2.56	2.27	2.11	1.92	1.72	1.61	1.54	1.46	1.28	1.11
90	2.34	2.29	2.07	1.89	1.73	1.56	1.44	1.40	1.27	1.10
100	2.11	2.28	2.05	1.94	1.72	1.57	1.42	1.34	1.24	1.10
110	2.04	2.26	2.03	1.86	1.73	1.57	1.43	1.31	1.18	1.06
120	1.90	2.15	2.07	1.84	1.72	1.55	1.43	1.31	1.15	1.06
130	1.82	1.98	2.04	1.82	1.69	1.56	1.43	1.32	1.14	1.04
140	1.85	1.90	1.99	1.82	1.67	1.56	1.44	1.32	1.14	1.03
150	1.82	1.84	1.93	1.85	1.65	1.54	1.44	1.32	1.14	1.03

Fattore di amplificazione
FA

Tipo di terreno
Argilla

a_g (g)
0.18g

Profilo di velocità
Costante

		V_{SH} (m/s)									
		150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
H	5	2.41	1.89	1.59	1.47	1.33	1.20	1.11	1.07	1.02	1.01
	10	2.27	2.18	2.00	1.77	1.56	1.39	1.26	1.18	1.08	1.03
	15	1.79	1.93	1.94	1.81	1.68	1.53	1.41	1.30	1.15	1.05
	20	1.40	1.65	1.73	1.74	1.65	1.54	1.45	1.35	1.19	1.07
	25	1.37	1.40	1.53	1.58	1.57	1.50	1.43	1.35	1.21	1.09
	30	-	1.34	1.32	1.43	1.45	1.44	1.38	1.32	1.19	1.08
	35	-	1.33	1.31	1.29	1.33	1.34	1.33	1.28	1.18	1.08
	40	-	1.28	1.31	1.26	1.24	1.25	1.25	1.24	1.15	1.07
	50	-	1.14	1.25	1.26	1.21	1.17	1.15	1.13	1.11	1.04
	60	-	1.07	1.14	1.20	1.20	1.17	1.13	1.09	1.06	1.01
	70	-	0.98	1.08	1.16	1.16	1.15	1.12	1.09	1.03	0.99
	80	-	0.99	1.03	1.10	1.13	1.12	1.11	1.08	1.03	0.98
	90	-	0.94	0.96	1.04	1.08	1.12	1.09	1.07	1.02	0.97
	100	-	0.86	0.99	1.00	1.03	1.06	1.08	1.05	1.01	0.96
	110	-	0.82	0.96	0.99	1.03	1.03	1.05	1.05	1.00	0.95
120	-	0.83	0.88	0.98	0.98	1.01	1.01	1.02	0.99	0.95	
130	-	-	0.85	0.95	0.97	0.99	0.99	1.00	0.98	0.95	
140	-	-	0.83	0.92	0.96	0.98	1.00	0.97	0.97	0.93	
150	-	-	0.84	0.85	0.93	0.95	0.97	0.97	0.95	0.93	

Fattore di amplificazione
FV

Tipo di terreno
Argilla

a_g (g)
0.18g

Profilo di velocità
Costante

		V_{SH} (m/s)									
		150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
H	5	1.30	1.10	1.07	1.04	1.02	1.02	1.01	1.01	1.00	1.00
	10	2.47	1.74	1.32	1.14	1.09	1.06	1.04	1.03	1.01	1.00
	15	2.88	2.27	1.74	1.41	1.22	1.14	1.09	1.06	1.03	1.01
	20	2.77	2.53	2.07	1.70	1.42	1.26	1.16	1.11	1.05	1.02
	25	2.67	2.49	2.23	1.87	1.59	1.40	1.25	1.16	1.07	1.02
	30	-	2.40	2.25	1.96	1.68	1.49	1.34	1.21	1.09	1.03
	35	-	2.33	2.18	2.03	1.78	1.55	1.39	1.26	1.12	1.04
	40	-	2.22	2.12	1.97	1.81	1.63	1.44	1.30	1.14	1.05
	50	-	2.10	2.01	1.90	1.78	1.64	1.52	1.39	1.18	1.06
	60	-	1.93	1.92	1.80	1.71	1.62	1.51	1.41	1.21	1.08
	70	-	1.81	1.77	1.75	1.64	1.55	1.49	1.39	1.21	1.08
	80	-	1.78	1.70	1.66	1.59	1.50	1.43	1.37	1.21	1.09
	90	-	1.72	1.64	1.60	1.53	1.46	1.39	1.33	1.21	1.09
	100	-	1.72	1.59	1.50	1.48	1.42	1.36	1.30	1.19	1.08
	110	-	1.64	1.58	1.50	1.43	1.38	1.32	1.27	1.17	1.06
120	-	1.51	1.55	1.48	1.38	1.36	1.30	1.24	1.15	1.05	
130	-	-	1.53	1.44	1.39	1.31	1.28	1.22	1.12	1.04	
140	-	-	1.46	1.42	1.37	1.29	1.25	1.19	1.11	1.03	
150	-	-	1.38	1.41	1.34	1.29	1.22	1.18	1.09	1.02	

Fattore di amplificazione
FA

Tipo di terreno
Argilla

a_g (g)
0.18g

Profilo di velocità
Lineare pendenza massima

	V_{sp} (m/s)									
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
H 5	2.61	2.36	1.75	1.34	1.17	1.09	1.05	1.03	1.02	1.01
10	3.29	2.93	2.57	2.10	1.77	1.49	1.32	1.19	1.07	1.02
15	3.31	3.28	3.00	2.44	1.95	1.65	1.43	1.29	1.12	1.04
20	2.89	3.29	3.23	2.72	2.16	1.81	1.56	1.40	1.16	1.06
25	2.87	3.23	3.36	2.82	2.25	1.92	1.66	1.47	1.22	1.08
30	-	3.17	3.32	2.89	2.34	1.96	1.70	1.51	1.25	1.09
35	-	3.09	3.27	2.84	2.35	1.98	1.73	1.54	1.27	1.09
40	-	3.01	3.22	2.87	2.31	2.00	1.74	1.54	1.28	1.10
50	-	2.81	3.13	2.76	2.30	1.96	1.71	1.55	1.28	1.09
60	-	2.66	2.99	2.68	2.22	1.89	1.69	1.51	1.26	1.09
70	-	2.42	2.86	2.61	2.16	1.86	1.64	1.47	1.25	1.07
80	-	2.35	2.73	2.51	2.11	1.82	1.61	1.44	1.22	1.06
90	-	2.17	2.59	2.43	2.06	1.79	1.58	1.43	1.20	1.05
100	-	2.04	2.47	2.36	2.00	1.75	1.56	1.41	1.19	1.04
110	-	1.92	2.36	2.27	1.96	1.71	1.53	1.39	1.18	1.02
120	-	1.85	2.23	2.19	1.91	1.67	1.50	1.37	1.16	1.02
130	-	1.75	2.13	2.12	1.85	1.64	1.48	1.35	1.15	1.01
140	-	1.66	2.05	2.05	1.80	1.61	1.45	1.33	1.14	1.00
150	-	1.58	1.97	1.98	1.76	1.58	1.43	1.31	1.12	0.99

Fattore di amplificazione
FV

Tipo di terreno
Argilla

a_g (g)
0.18g

Profilo di velocità
Lineare pendenza massima

	V_{sp} (m/s)									
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
H 5	1.15	1.07	1.03	1.02	1.01	1.01	1.00	1.00	1.00	1.00
10	2.30	1.30	1.14	1.09	1.06	1.04	1.03	1.02	1.01	1.00
15	3.19	2.22	1.42	1.19	1.12	1.08	1.06	1.04	1.02	1.01
20	3.71	2.83	2.09	1.46	1.22	1.14	1.10	1.07	1.03	1.01
25	3.92	3.33	2.56	1.88	1.43	1.23	1.14	1.10	1.05	1.02
30	-	3.60	2.90	2.18	1.67	1.37	1.21	1.15	1.07	1.02
35	-	3.80	3.27	2.42	1.85	1.50	1.31	1.19	1.08	1.03
40	-	3.82	3.45	2.69	2.00	1.62	1.40	1.26	1.11	1.04
50	-	3.80	3.75	2.96	2.29	1.86	1.55	1.37	1.15	1.05
60	-	3.67	3.76	3.17	2.45	1.96	1.66	1.45	1.19	1.06
70	-	3.59	3.77	3.21	2.56	2.07	1.75	1.52	1.23	1.07
80	-	3.42	3.71	3.16	2.53	2.13	1.82	1.57	1.25	1.09
90	-	3.31	3.60	3.14	2.53	2.10	1.83	1.61	1.27	1.09
100	-	3.14	3.52	3.09	2.50	2.10	1.81	1.59	1.28	1.10
110	-	3.11	3.45	3.03	2.47	2.08	1.81	1.59	1.28	1.10
120	-	3.02	3.39	2.98	2.43	2.06	1.80	1.59	1.29	1.10
130	-	3.03	3.26	2.93	2.37	2.04	1.78	1.59	1.29	1.10
140	-	2.98	3.19	2.87	2.34	2.00	1.76	1.56	1.29	1.10
150	-	2.93	3.11	2.83	2.30	1.98	1.73	1.55	1.28	1.09

Fattore di amplificazione **FA** Tipo di terreno **Argilla** a_g (g) **0.18g** Profilo di velocità **Lineare pendenza intermedia**

	V_{SH} (m/s)										
		150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
H	5	2.37	1.86	1.72	1.48	1.28	1.15	1.09	1.05	1.02	1.01
	10	2.62	2.40	2.07	1.75	1.52	1.36	1.25	1.17	1.07	1.02
	15	2.25	2.35	2.21	1.96	1.75	1.55	1.40	1.28	1.13	1.04
	20	1.86	2.12	2.15	1.98	1.80	1.62	1.48	1.36	1.18	1.06
	25	1.86	1.88	1.98	1.94	1.80	1.63	1.51	1.39	1.21	1.08
	30	-	1.86	1.87	1.80	1.75	1.62	1.50	1.39	1.22	1.08
	35	-	1.83	1.83	1.71	1.63	1.58	1.48	1.39	1.21	1.08
	40	-	1.79	1.80	1.71	1.56	1.52	1.45	1.36	1.21	1.08
	50	-	1.61	1.74	1.67	1.56	1.45	1.36	1.30	1.18	1.06
	60	-	1.53	1.66	1.62	1.54	1.43	1.34	1.27	1.15	1.05
	70	-	1.43	1.56	1.59	1.49	1.41	1.32	1.25	1.13	1.03
	80	-	1.41	1.53	1.49	1.47	1.37	1.31	1.23	1.12	1.02
	90	-	1.33	1.46	1.47	1.42	1.36	1.28	1.22	1.10	1.01
	100	-	1.22	1.40	1.42	1.39	1.33	1.27	1.20	1.09	1.00
	110	-	1.16	1.36	1.38	1.34	1.29	1.24	1.19	1.08	0.99
	120	-	1.17	1.27	1.34	1.32	1.27	1.21	1.17	1.07	0.98
130	-	1.11	1.21	1.31	1.28	1.26	1.19	1.15	1.06	0.98	
140	-	1.04	1.19	1.27	1.25	1.22	1.18	1.13	1.05	0.96	
150	-	1.00	1.17	1.21	1.22	1.19	1.16	1.11	1.03	0.96	

Fattore di amplificazione **FV** Tipo di terreno **Argilla** a_g (g) **0.18g** Profilo di velocità **Lineare pendenza intermedia**

	V_{SH} (m/s)										
		150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
H	5	1.18	1.09	1.04	1.03	1.02	1.01	1.01	1.01	1.00	1.00
	10	2.32	1.54	1.18	1.11	1.08	1.05	1.03	1.02	1.01	1.00
	15	2.99	2.13	1.61	1.29	1.16	1.11	1.07	1.05	1.02	1.01
	20	3.15	2.56	1.93	1.56	1.32	1.18	1.13	1.09	1.04	1.01
	25	3.05	2.76	2.23	1.78	1.49	1.30	1.19	1.13	1.06	1.02
	30	-	2.75	2.38	1.97	1.64	1.42	1.28	1.18	1.08	1.03
	35	-	2.70	2.49	2.06	1.74	1.52	1.35	1.23	1.10	1.03
	40	-	2.65	2.45	2.15	1.82	1.59	1.41	1.27	1.12	1.04
	50	-	2.45	2.39	2.17	1.94	1.71	1.52	1.37	1.17	1.05
	60	-	2.41	2.29	2.12	1.91	1.74	1.58	1.43	1.20	1.06
	70	-	2.20	2.16	2.06	1.89	1.72	1.56	1.43	1.21	1.08
	80	-	2.07	2.14	1.97	1.85	1.69	1.56	1.44	1.22	1.09
	90	-	2.06	2.01	1.92	1.77	1.66	1.54	1.43	1.23	1.09
	100	-	2.03	1.93	1.89	1.73	1.61	1.51	1.41	1.23	1.09
	110	-	1.98	1.92	1.82	1.70	1.58	1.48	1.38	1.22	1.09
	120	-	1.97	1.91	1.75	1.67	1.55	1.45	1.37	1.21	1.08
130	-	1.94	1.87	1.73	1.63	1.53	1.43	1.34	1.19	1.06	
140	-	1.88	1.83	1.74	1.59	1.50	1.40	1.32	1.18	1.05	
150	-	1.83	1.80	1.72	1.54	1.46	1.39	1.30	1.17	1.04	

Fattore di amplificazione **Tipo di terreno** **a_g (g)** **Profilo di velocità**
FA Argilla 0.26g Costante

	V_{sp} (m/s)									
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
H 5	2.26	1.75	1.53	1.47	1.39	1.25	1.14	1.07	1.01	1.01
10	-	2.17	1.91	1.67	1.47	1.32	1.22	1.14	1.06	1.02
15	-	1.94	1.95	1.80	1.64	1.49	1.35	1.26	1.12	1.04
20	-	1.67	1.75	1.75	1.66	1.53	1.43	1.33	1.17	1.06
25	-	1.43	1.56	1.60	1.58	1.52	1.43	1.34	1.19	1.07
30	-	1.28	1.41	1.48	1.47	1.45	1.40	1.33	1.19	1.07
35	-	-	1.22	1.34	1.38	1.37	1.33	1.30	1.18	1.07
40	-	-	1.28	1.21	1.26	1.30	1.28	1.24	1.16	1.07
50	-	-	1.19	1.24	1.13	1.14	1.16	1.16	1.12	1.04
60	-	-	1.11	1.16	1.19	1.12	1.08	1.07	1.06	1.02
70	-	-	1.06	1.10	1.13	1.14	1.09	1.05	1.01	0.99
80	-	-	0.97	1.07	1.08	1.10	1.10	1.06	1.00	0.96
90	-	-	0.94	1.01	1.04	1.05	1.07	1.06	1.00	0.95
100	-	-	0.89	0.95	1.03	1.02	1.03	1.04	1.00	0.95
110	-	-	0.89	0.94	0.98	1.00	1.00	1.00	0.99	0.94
120	-	-	0.82	0.88	0.95	1.00	0.99	0.98	0.98	0.94
130	-	-	0.83	0.89	0.92	0.96	0.98	0.96	0.96	0.93
140	-	-	-	0.86	0.88	0.92	0.96	0.96	0.93	0.92
150	-	-	-	-	0.89	0.91	0.93	0.95	0.92	0.91

Fattore di amplificazione **Tipo di terreno** **a_g (g)** **Profilo di velocità**
FV Argilla 0.26g Costante

	V_{sp} (m/s)									
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
H 5	1.17	1.08	1.04	1.03	1.02	1.01	1.01	1.01	1.00	1.00
10	-	1.57	1.19	1.10	1.05	1.03	1.03	1.02	1.01	1.00
15	-	2.03	1.59	1.27	1.17	1.10	1.05	1.04	1.02	1.01
20	-	2.47	1.90	1.52	1.30	1.20	1.12	1.09	1.03	1.01
25	-	2.47	2.20	1.74	1.48	1.30	1.20	1.13	1.05	1.02
30	-	2.31	2.25	1.94	1.64	1.42	1.28	1.20	1.09	1.02
35	-	-	2.12	2.02	1.76	1.53	1.37	1.25	1.11	1.03
40	-	-	2.03	1.98	1.82	1.61	1.44	1.31	1.13	1.04
50	-	-	2.05	1.83	1.76	1.67	1.53	1.39	1.19	1.07
60	-	-	2.11	1.85	1.67	1.59	1.53	1.43	1.23	1.09
70	-	-	1.97	1.92	1.68	1.55	1.44	1.40	1.24	1.09
80	-	-	1.92	1.84	1.73	1.56	1.43	1.34	1.23	1.10
90	-	-	1.89	1.76	1.69	1.55	1.44	1.34	1.21	1.07
100	-	-	1.88	1.74	1.65	1.56	1.43	1.34	1.19	1.07
110	-	-	1.82	1.72	1.61	1.52	1.42	1.34	1.18	1.06
120	-	-	1.71	1.71	1.59	1.50	1.43	1.33	1.19	1.05
130	-	-	1.63	1.66	1.57	1.47	1.41	1.33	1.17	1.05
140	-	-	-	1.60	1.54	1.46	1.38	1.32	1.16	1.06
150	-	-	-	-	1.53	1.45	1.36	1.30	1.18	1.07

Fattore di amplificazione
FA

Tipo di terreno
Argilla

a_g (g)
0.26g

Profilo di velocità
Lineare pendenza massima

	V_{SH} (m/s)										
		150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
H	5	2.51	2.47	1.87	1.42	1.22	1.10	1.05	1.02	1.01	1.00
	10	-	2.73	2.58	2.18	1.82	1.56	1.35	1.22	1.06	1.01
	15	-	3.15	2.83	2.28	1.86	1.58	1.41	1.27	1.10	1.03
	20	-	3.32	3.06	2.55	2.04	1.70	1.48	1.32	1.14	1.04
	25	-	3.18	3.28	2.70	2.15	1.81	1.58	1.40	1.18	1.06
	30	-	3.17	3.33	2.81	2.27	1.90	1.65	1.47	1.22	1.07
	35	-	-	3.21	2.87	2.32	1.96	1.70	1.51	1.24	1.08
	40	-	-	3.22	2.83	2.34	1.97	1.71	1.52	1.26	1.08
	50	-	-	3.01	2.74	2.28	1.97	1.72	1.52	1.27	1.09
	60	-	-	2.92	2.67	2.19	1.87	1.69	1.51	1.25	1.08
	70	-	-	2.74	2.57	2.14	1.83	1.61	1.47	1.24	1.07
	80	-	-	2.64	2.46	2.08	1.80	1.58	1.42	1.21	1.06
	90	-	-	2.48	2.36	2.02	1.76	1.57	1.41	1.19	1.04
	100	-	-	2.28	2.28	1.96	1.72	1.54	1.39	1.18	1.03
	110	-	-	2.20	2.19	1.91	1.68	1.51	1.37	1.16	1.02
	120	-	-	2.19	2.10	1.85	1.65	1.48	1.35	1.15	1.01
130	-	-	2.09	2.01	1.80	1.61	1.45	1.33	1.13	1.00	
140	-	-	1.99	2.00	1.75	1.57	1.42	1.30	1.12	0.99	
150	-	-	1.90	1.93	1.69	1.54	1.39	1.28	1.11	0.98	

Fattore di amplificazione
FV

Tipo di terreno
Argilla

a_g (g)
0.26g

Profilo di velocità
Lineare pendenza massima

	V_{SH} (m/s)										
		150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
H	5	1.09	1.05	1.03	1.01	1.01	1.01	1.00	1.00	1.00	1.00
	10	-	1.21	1.08	1.05	1.04	1.03	1.02	1.01	1.01	1.00
	15	-	1.91	1.27	1.14	1.07	1.05	1.03	1.02	1.01	1.00
	20	-	2.60	1.77	1.26	1.16	1.08	1.05	1.04	1.02	1.01
	25	-	2.97	2.33	1.59	1.26	1.17	1.11	1.08	1.03	1.01
	30	-	3.46	2.63	1.97	1.43	1.25	1.17	1.11	1.04	1.02
	35	-	-	2.94	2.18	1.65	1.33	1.23	1.16	1.08	1.02
	40	-	-	3.26	2.40	1.80	1.46	1.29	1.20	1.09	1.03
	50	-	-	3.83	2.82	2.11	1.68	1.45	1.30	1.13	1.04
	60	-	-	3.91	3.20	2.40	1.89	1.59	1.40	1.19	1.07
	70	-	-	3.72	3.29	2.57	2.06	1.72	1.50	1.23	1.08
	80	-	-	3.54	3.22	2.60	2.14	1.80	1.56	1.26	1.09
	90	-	-	3.68	3.07	2.55	2.16	1.84	1.61	1.29	1.10
	100	-	-	3.68	2.99	2.45	2.13	1.85	1.62	1.30	1.11
	110	-	-	3.68	3.08	2.39	2.07	1.82	1.62	1.31	1.11
	120	-	-	3.63	3.10	2.42	2.01	1.79	1.60	1.30	1.11
130	-	-	3.56	3.08	2.45	2.02	1.75	1.57	1.30	1.08	
140	-	-	3.45	3.09	2.45	2.04	1.73	1.55	1.29	1.08	
150	-	-	3.39	3.05	2.47	2.05	1.76	1.54	1.28	1.07	

Fattore di amplificazione
FA

Tipo di terreno
Argilla

a_g (g)
0.26g

Profilo di velocità
Lineare pendenza intermedia

	V_{sp} (m/s)									
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
H 5	2.21	1.79	1.75	1.57	1.35	1.19	1.09	1.04	1.01	1.00
10	-	2.27	1.96	1.63	1.43	1.32	1.25	1.16	1.05	1.01
15	-	2.35	2.14	1.88	1.66	1.47	1.33	1.22	1.10	1.03
20	-	2.14	2.16	1.96	1.75	1.58	1.43	1.31	1.15	1.05
25	-	1.89	2.00	1.97	1.79	1.62	1.48	1.37	1.19	1.07
30	-	1.77	1.89	1.85	1.77	1.62	1.49	1.38	1.20	1.07
35	-	-	1.71	1.76	1.67	1.60	1.48	1.38	1.21	1.08
40	-	-	1.73	1.64	1.62	1.52	1.46	1.37	1.21	1.07
50	-	-	1.70	1.65	1.51	1.42	1.36	1.31	1.18	1.06
60	-	-	1.60	1.60	1.51	1.39	1.30	1.24	1.15	1.05
70	-	-	1.52	1.52	1.47	1.40	1.29	1.21	1.11	1.03
80	-	-	1.45	1.47	1.41	1.36	1.29	1.21	1.09	1.01
90	-	-	1.38	1.43	1.37	1.33	1.27	1.21	1.08	0.99
100	-	-	1.27	1.36	1.32	1.27	1.24	1.19	1.08	0.98
110	-	-	1.29	1.31	1.30	1.25	1.20	1.17	1.07	0.98
120	-	-	1.21	1.27	1.26	1.24	1.18	1.13	1.06	0.97
130	-	-	1.18	1.23	1.22	1.20	1.17	1.12	1.04	0.96
140	-	-	1.13	1.20	1.20	1.18	1.14	1.10	1.03	0.95
150	-	-	1.10	1.18	1.16	1.14	1.12	1.09	1.02	0.94

Fattore di amplificazione
FV

Tipo di terreno
Argilla

a_g (g)
0.26g

Profilo di velocità
Lineare pendenza intermedia

	V_{sp} (m/s)									
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
H 5	1.12	1.05	1.03	1.02	1.01	1.01	1.01	1.00	1.00	1.00
10	-	1.32	1.13	1.06	1.04	1.03	1.02	1.02	1.01	1.00
15	-	1.95	1.39	1.19	1.12	1.06	1.04	1.03	1.01	1.01
20	-	2.33	1.74	1.38	1.22	1.14	1.10	1.05	1.03	1.01
25	-	2.71	2.04	1.57	1.34	1.23	1.15	1.10	1.04	1.01
30	-	2.79	2.32	1.80	1.50	1.32	1.22	1.14	1.08	1.02
35	-	-	2.50	2.01	1.63	1.43	1.29	1.20	1.09	1.02
40	-	-	2.50	2.17	1.79	1.52	1.36	1.25	1.11	1.03
50	-	-	2.33	2.21	1.94	1.69	1.50	1.36	1.17	1.04
60	-	-	2.29	2.06	1.95	1.76	1.57	1.42	1.21	1.08
70	-	-	2.38	2.04	1.84	1.74	1.60	1.46	1.24	1.09
80	-	-	2.35	2.05	1.82	1.66	1.57	1.46	1.25	1.10
90	-	-	2.25	2.12	1.83	1.64	1.51	1.42	1.24	1.07
100	-	-	2.16	2.07	1.86	1.65	1.50	1.40	1.24	1.07
110	-	-	2.11	2.02	1.84	1.64	1.50	1.39	1.22	1.07
120	-	-	2.15	1.94	1.82	1.65	1.50	1.38	1.21	1.07
130	-	-	2.15	1.91	1.79	1.64	1.50	1.38	1.19	1.06
140	-	-	2.13	1.92	1.74	1.63	1.51	1.39	1.20	1.05
150	-	-	2.04	1.93	1.73	1.61	1.50	1.38	1.20	1.05

Fattore di amplificazione
FA

Tipo di terreno
Sabbia

a_g (g)
0.06g

Profilo di velocità
Costante

		V_{SH} (m/s)									
		150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
H	5	2.32	1.90	1.58	1.45	1.35	1.22	1.13	1.07	1.02	1.00
	10	1.92	2.13	2.00	1.77	1.57	1.40	1.28	1.19	1.08	1.03
	15	1.24	1.72	1.87	1.83	1.70	1.56	1.42	1.30	1.15	1.06
	20	1.17	1.32	1.58	1.68	1.65	1.58	1.47	1.37	1.20	1.08
	25	1.13	1.23	1.27	1.46	1.53	1.49	1.44	1.37	1.22	1.09
	30	1.06	1.20	1.23	1.23	1.37	1.40	1.36	1.33	1.21	1.09
	35	0.93	1.16	1.21	1.22	1.20	1.28	1.30	1.27	1.19	1.09
	40	0.87	1.13	1.19	1.21	1.19	1.16	1.21	1.21	1.15	1.07
	50	0.79	0.96	1.15	1.17	1.17	1.15	1.12	1.09	1.08	1.03
	60	-	0.94	1.05	1.13	1.14	1.13	1.11	1.08	1.03	0.99
	70	-	0.85	0.97	1.07	1.11	1.10	1.09	1.08	1.03	0.97
	80	-	0.80	0.95	1.00	1.06	1.07	1.07	1.06	1.02	0.97
	90	-	-	0.89	1.00	1.01	1.04	1.04	1.04	1.02	0.97
	100	-	-	0.87	0.95	1.01	1.00	1.02	1.01	0.99	0.97
	110	-	-	0.83	0.90	0.98	1.02	0.99	0.99	0.98	0.96
120	-	-	-	0.89	0.94	0.98	0.99	0.98	0.96	0.94	
130	-	-	-	0.86	0.90	0.96	0.98	0.98	0.94	0.92	
140	-	-	-	0.84	0.89	0.92	0.95	0.97	0.93	0.91	
150	-	-	-	0.79	0.88	0.90	0.93	0.94	0.94	0.89	

Fattore di amplificazione
FV

Tipo di terreno
Sabbia

a_g (g)
0.06g

Profilo di velocità
Costante

		V_{SH} (m/s)									
		150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
H	5	1.72	1.19	1.12	1.09	1.03	1.02	1.01	1.01	1.00	1.00
	10	2.87	2.29	1.64	1.33	1.21	1.13	1.10	1.08	1.02	1.01
	15	2.55	2.63	2.29	1.84	1.50	1.32	1.21	1.15	1.08	1.01
	20	2.31	2.43	2.38	2.15	1.81	1.56	1.37	1.26	1.11	1.02
	25	2.22	2.24	2.28	2.15	1.96	1.73	1.52	1.37	1.18	1.07
	30	2.13	2.04	2.12	2.09	1.94	1.79	1.60	1.45	1.23	1.09
	35	2.10	2.01	1.96	1.95	1.91	1.78	1.64	1.50	1.27	1.11
	40	2.10	1.98	1.82	1.86	1.82	1.75	1.63	1.51	1.29	1.14
	50	2.17	1.92	1.82	1.66	1.65	1.63	1.57	1.48	1.31	1.15
	60	-	1.98	1.74	1.66	1.52	1.49	1.48	1.42	1.28	1.15
	70	-	1.97	1.74	1.56	1.50	1.40	1.35	1.35	1.26	1.13
	80	-	1.87	1.81	1.59	1.47	1.39	1.30	1.22	1.19	1.10
	90	-	-	1.78	1.62	1.46	1.37	1.28	1.22	1.13	1.06
	100	-	-	1.71	1.65	1.46	1.32	1.26	1.19	1.09	1.04
	110	-	-	1.64	1.63	1.48	1.35	1.24	1.17	1.08	1.03
120	-	-	-	1.59	1.51	1.36	1.25	1.16	1.06	1.01	
130	-	-	-	1.52	1.49	1.38	1.27	1.16	1.05	0.99	
140	-	-	-	1.44	1.48	1.39	1.28	1.17	1.04	0.98	
150	-	-	-	1.37	1.41	1.38	1.28	1.20	1.05	0.97	

Fattore di amplificazione
FA

Tipo di terreno
Sabbia

a_g (g)
0.06g

Profilo di velocità
Lineare pendenza massima

	V_{sp} (m/s)										
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700	
H 5	2.59	2.35	1.85	1.38	1.18	1.09	1.04	1.02	1.01	1.00	
10	3.24	3.01	2.62	2.13	1.76	1.51	1.33	1.20	1.05	1.02	
15	2.99	3.33	3.07	2.49	1.97	1.65	1.43	1.29	1.11	1.04	
20	2.52	3.25	3.34	2.77	2.20	1.84	1.59	1.41	1.17	1.07	
25	2.51	3.07	3.33	2.91	2.33	1.95	1.68	1.49	1.23	1.08	
30	2.32	2.96	3.25	2.92	2.39	2.01	1.75	1.54	1.27	1.10	
35	2.06	2.79	3.19	2.84	2.35	2.03	1.78	1.57	1.29	1.11	
40	1.95	2.65	3.09	2.79	2.31	2.00	1.75	1.58	1.30	1.10	
50	1.69	2.35	2.82	2.70	2.24	1.94	1.69	1.52	1.27	1.09	
60	1.42	2.13	2.60	2.53	2.18	1.90	1.66	1.49	1.25	1.08	
70	1.22	1.92	2.38	2.40	2.11	1.84	1.64	1.47	1.23	1.06	
80	1.08	1.74	2.20	2.29	2.02	1.80	1.61	1.44	1.21	1.05	
90	0.98	1.55	2.06	2.16	1.95	1.74	1.56	1.42	1.20	1.04	
100	0.90	1.41	1.92	2.05	1.89	1.70	1.53	1.39	1.18	1.03	
110	0.84	1.29	1.80	1.95	1.84	1.67	1.50	1.36	1.17	1.02	
120	-	1.18	1.68	1.85	1.77	1.63	1.48	1.33	1.15	1.01	
130	-	1.10	1.55	1.76	1.71	1.59	1.46	1.32	1.13	1.00	
140	-	1.03	1.45	1.68	1.65	1.54	1.43	1.31	1.11	0.99	
150	-	0.99	1.35	1.60	1.58	1.51	1.39	1.29	1.10	0.98	

Fattore di amplificazione
FV

Tipo di terreno
Sabbia

a_g (g)
0.06g

Profilo di velocità
Lineare pendenza massima

	V_{sp} (m/s)										
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700	
H 5	1.22	1.13	1.07	1.02	1.01	1.01	1.01	1.00	1.00	0.99	
10	3.02	1.71	1.24	1.17	1.11	1.09	1.03	1.02	1.01	1.00	
15	4.03	2.96	1.92	1.35	1.23	1.15	1.11	1.09	1.03	1.01	
20	3.98	3.89	2.80	1.92	1.47	1.30	1.21	1.16	1.08	1.02	
25	3.72	4.10	3.54	2.47	1.81	1.48	1.33	1.24	1.11	1.03	
30	3.42	4.09	4.01	2.98	2.16	1.71	1.48	1.33	1.17	1.07	
35	3.21	3.89	4.09	3.34	2.46	1.95	1.64	1.43	1.21	1.09	
40	3.23	3.77	4.09	3.47	2.68	2.11	1.77	1.52	1.25	1.10	
50	3.00	3.38	3.90	3.49	2.78	2.29	1.92	1.66	1.32	1.15	
60	3.03	3.29	3.69	3.35	2.73	2.29	1.96	1.71	1.37	1.16	
70	3.05	3.12	3.42	3.21	2.66	2.27	1.94	1.73	1.39	1.17	
80	3.09	3.06	3.31	3.04	2.56	2.20	1.92	1.70	1.38	1.16	
90	2.90	3.05	3.23	2.91	2.41	2.13	1.88	1.68	1.36	1.14	
100	2.66	3.07	3.07	2.86	2.36	2.03	1.82	1.64	1.35	1.14	
110	2.47	3.10	3.05	2.81	2.34	1.97	1.76	1.58	1.34	1.12	
120	-	3.12	3.03	2.72	2.30	1.96	1.71	1.52	1.32	1.08	
130	-	3.04	3.06	2.60	2.27	1.93	1.69	1.51	1.26	1.08	
140	-	2.93	3.08	2.61	2.21	1.91	1.67	1.49	1.25	1.06	
150	-	2.80	3.10	2.60	2.16	1.90	1.66	1.48	1.24	1.06	

Fattore di amplificazione F_A Tipo di terreno Sabbia a_g (g) 0.06g Profilo di velocità Lineare pendenza intermedia

	V_{SH} (m/s)										
		150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
H	5	2.42	1.86	1.67	1.52	1.31	1.17	1.09	1.04	1.02	1.00
	10	2.44	2.41	2.08	1.77	1.53	1.36	1.24	1.18	1.06	1.02
	15	1.82	2.27	2.23	1.99	1.75	1.57	1.41	1.29	1.13	1.05
	20	1.65	1.95	2.10	2.01	1.83	1.66	1.50	1.37	1.19	1.07
	25	1.61	1.77	1.94	1.91	1.79	1.68	1.53	1.42	1.22	1.09
	30	1.50	1.72	1.79	1.82	1.72	1.61	1.51	1.42	1.24	1.10
	35	1.34	1.68	1.76	1.69	1.64	1.56	1.46	1.39	1.23	1.09
	40	1.28	1.60	1.72	1.67	1.55	1.50	1.43	1.35	1.21	1.09
	50	1.14	1.43	1.63	1.62	1.54	1.44	1.34	1.29	1.16	1.07
	60	0.99	1.38	1.52	1.55	1.50	1.43	1.33	1.25	1.13	1.03
	70	0.90	1.25	1.49	1.48	1.44	1.38	1.31	1.25	1.12	1.01
	80	0.84	1.15	1.39	1.45	1.38	1.33	1.28	1.23	1.11	1.01
	90	-	1.07	1.30	1.40	1.38	1.30	1.24	1.19	1.10	1.01
	100	-	1.02	1.23	1.33	1.34	1.27	1.22	1.17	1.08	1.00
	110	-	0.96	1.17	1.26	1.30	1.28	1.20	1.15	1.06	0.99
120	-	0.90	1.11	1.23	1.24	1.23	1.20	1.13	1.04	0.97	
130	-	0.86	1.07	1.18	1.20	1.20	1.18	1.13	1.02	0.96	
140	-	0.80	1.03	1.15	1.17	1.16	1.14	1.12	1.03	0.94	
150	-	0.76	0.99	1.10	1.15	1.14	1.12	1.09	1.02	0.93	

Fattore di amplificazione F_V Tipo di terreno Sabbia a_g (g) 0.06g Profilo di velocità Lineare pendenza intermedia

	V_{SH} (m/s)										
		150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
H	5	1.40	1.15	1.10	1.04	1.02	1.02	1.01	1.01	1.00	1.00
	10	3.04	1.99	1.39	1.22	1.13	1.10	1.08	1.03	1.01	1.01
	15	3.19	2.85	2.07	1.58	1.35	1.24	1.17	1.11	1.03	1.01
	20	2.89	2.95	2.59	2.04	1.65	1.41	1.29	1.20	1.10	1.02
	25	2.59	2.79	2.67	2.32	1.92	1.63	1.43	1.30	1.15	1.06
	30	2.51	2.62	2.61	2.37	2.07	1.79	1.55	1.39	1.20	1.08
	35	2.45	2.41	2.50	2.34	2.10	1.86	1.64	1.47	1.24	1.10
	40	2.33	2.31	2.38	2.28	2.08	1.87	1.69	1.52	1.27	1.13
	50	2.36	2.26	2.16	2.11	2.00	1.83	1.70	1.55	1.32	1.15
	60	2.46	2.17	2.10	1.93	1.85	1.76	1.65	1.52	1.33	1.15
	70	2.33	2.19	2.00	1.92	1.73	1.66	1.58	1.50	1.30	1.15
	80	2.05	2.26	1.99	1.87	1.72	1.56	1.50	1.44	1.29	1.12
	90	-	2.22	2.00	1.82	1.68	1.56	1.42	1.35	1.26	1.11
	100	-	2.16	2.03	1.80	1.65	1.52	1.42	1.29	1.19	1.07
	110	-	2.01	2.06	1.81	1.62	1.51	1.40	1.31	1.15	1.05
120	-	1.86	2.02	1.80	1.63	1.48	1.39	1.30	1.13	1.04	
130	-	1.78	1.99	1.85	1.61	1.50	1.35	1.27	1.12	1.03	
140	-	1.68	1.91	1.84	1.63	1.49	1.37	1.27	1.11	1.02	
150	-	1.60	1.79	1.82	1.65	1.48	1.38	1.28	1.12	1.02	

Fattore di amplificazione **Tipo di terreno** **a_g (g)** **Profilo di velocità**
FA Sabbia 0.18g Costante

	V_{sp} (m/s)										
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700	
H 5	-	1.97	1.65	1.43	1.36	1.23	1.13	1.08	1.03	1.02	
10	-	1.79	1.86	1.79	1.63	1.46	1.32	1.21	1.10	1.04	
15	-	1.36	1.60	1.69	1.65	1.57	1.44	1.35	1.18	1.07	
20	-	1.02	1.32	1.47	1.54	1.52	1.45	1.38	1.22	1.10	
25	-	0.88	1.10	1.27	1.37	1.41	1.40	1.35	1.22	1.11	
30	-	-	0.96	1.09	1.23	1.28	1.31	1.30	1.21	1.10	
35	-	-	0.93	1.00	1.08	1.18	1.20	1.23	1.18	1.09	
40	-	-	0.90	0.97	1.01	1.05	1.13	1.14	1.14	1.07	
50	-	-	0.78	0.92	0.97	1.00	1.00	1.01	1.05	1.02	
60	-	-	-	0.82	0.94	0.97	0.98	0.99	0.98	0.98	
70	-	-	-	-	0.86	0.94	0.95	0.96	0.96	0.94	
80	-	-	-	-	0.79	0.88	0.93	0.94	0.94	0.93	
90	-	-	-	-	0.74	0.83	0.89	0.92	0.93	0.91	
100	-	-	-	-	0.70	0.77	0.84	0.90	0.91	0.90	
110	-	-	-	-	0.67	0.74	0.79	0.86	0.90	0.89	
120	-	-	-	-	0.65	0.70	0.76	0.81	0.88	0.88	
130	-	-	-	-	0.63	0.68	0.74	0.79	0.85	0.86	
140	-	-	-	-	0.59	0.67	0.70	0.77	0.83	0.85	
150	-	-	-	-	0.56	0.65	0.69	0.74	0.81	0.83	

Fattore di amplificazione **Tipo di terreno** **a_g (g)** **Profilo di velocità**
FV Sabbia 0.18g Costante

	V_{sp} (m/s)										
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700	
H 5	-	1.16	1.09	1.06	1.03	1.02	1.01	1.01	1.00	1.00	
10	-	1.93	1.51	1.24	1.13	1.08	1.05	1.04	1.01	1.01	
15	-	2.20	1.92	1.61	1.35	1.19	1.13	1.08	1.04	1.01	
20	-	2.09	2.08	1.81	1.59	1.38	1.24	1.15	1.07	1.03	
25	-	1.98	2.00	1.95	1.70	1.52	1.36	1.23	1.10	1.04	
30	-	-	1.94	1.89	1.79	1.60	1.43	1.31	1.14	1.05	
35	-	-	1.86	1.86	1.79	1.67	1.52	1.37	1.17	1.06	
40	-	-	1.79	1.78	1.76	1.67	1.56	1.43	1.20	1.08	
50	-	-	1.63	1.67	1.66	1.63	1.54	1.46	1.25	1.11	
60	-	-	-	1.58	1.57	1.55	1.50	1.44	1.26	1.12	
70	-	-	-	-	1.51	1.47	1.44	1.39	1.27	1.13	
80	-	-	-	-	1.45	1.43	1.38	1.34	1.25	1.13	
90	-	-	-	-	1.38	1.35	1.35	1.29	1.22	1.12	
100	-	-	-	-	1.32	1.33	1.31	1.26	1.18	1.10	
110	-	-	-	-	1.28	1.26	1.27	1.24	1.15	1.07	
120	-	-	-	-	1.27	1.24	1.23	1.22	1.13	1.06	
130	-	-	-	-	1.25	1.22	1.20	1.19	1.11	1.04	
140	-	-	-	-	1.23	1.20	1.17	1.16	1.10	1.03	
150	-	-	-	-	1.21	1.19	1.15	1.14	1.08	1.01	

Fattore di amplificazione **Tipo di terreno** **a_g (g)** **Profilo di velocità**
FA Sabbia 0.18g Lineare pendenza massima

	V_{SH} (m/s)										
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700	
H 5	-	2.40	1.94	1.44	1.21	1.10	1.06	1.03	1.02	1.01	
10	-	3.09	2.74	2.20	1.79	1.52	1.34	1.21	1.08	1.03	
15	-	3.08	3.13	2.60	2.06	1.71	1.48	1.31	1.14	1.05	
20	-	2.73	3.20	2.80	2.26	1.90	1.64	1.44	1.21	1.08	
25	-	2.45	3.01	2.84	2.33	1.97	1.70	1.51	1.25	1.11	
30	-	-	2.76	2.77	2.33	2.00	1.73	1.55	1.28	1.12	
35	-	-	2.50	2.53	2.29	1.96	1.75	1.55	1.28	1.11	
40	-	-	2.28	2.47	2.13	1.95	1.72	1.55	1.28	1.11	
50	-	-	2.03	2.12	2.02	1.78	1.65	1.50	1.25	1.09	
60	-	-	1.80	1.95	1.87	1.69	1.54	1.44	1.22	1.06	
70	-	-	1.60	1.79	1.72	1.62	1.47	1.36	1.18	1.03	
80	-	-	1.38	1.64	1.61	1.54	1.43	1.32	1.15	1.01	
90	-	-	1.21	1.51	1.50	1.45	1.38	1.29	1.12	0.99	
100	-	-	1.08	1.39	1.40	1.38	1.32	1.25	1.10	0.98	
110	-	-	0.99	1.26	1.33	1.31	1.27	1.21	1.08	0.96	
120	-	-	0.90	1.15	1.26	1.25	1.22	1.17	1.06	0.95	
130	-	-	0.82	1.07	1.18	1.19	1.17	1.13	1.03	0.93	
140	-	-	0.75	0.99	1.12	1.13	1.12	1.10	1.00	0.91	
150	-	-	0.70	0.92	1.06	1.09	1.08	1.07	0.98	0.90	

Fattore di amplificazione **Tipo di terreno** **a_g (g)** **Profilo di velocità**
FV Sabbia 0.18g Lineare pendenza massima

	V_{SH} (m/s)										
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700	
H 5	-	1.09	1.04	1.02	1.01	1.01	1.01	1.00	1.00	1.00	
10	-	1.75	1.21	1.10	1.07	1.04	1.03	1.02	1.01	1.00	
15	-	2.71	1.96	1.30	1.16	1.10	1.07	1.05	1.02	1.01	
20	-	3.23	2.64	1.89	1.38	1.20	1.12	1.09	1.04	1.02	
25	-	3.48	3.11	2.30	1.71	1.37	1.21	1.14	1.07	1.03	
30	-	-	3.40	2.65	1.94	1.56	1.33	1.20	1.10	1.04	
35	-	-	3.54	2.89	2.19	1.73	1.45	1.29	1.13	1.05	
40	-	-	3.52	3.08	2.34	1.89	1.57	1.37	1.16	1.06	
50	-	-	3.45	3.17	2.56	2.03	1.71	1.49	1.21	1.09	
60	-	-	3.35	3.10	2.59	2.16	1.83	1.58	1.27	1.11	
70	-	-	3.21	3.07	2.55	2.16	1.88	1.64	1.30	1.12	
80	-	-	3.04	2.98	2.52	2.16	1.86	1.63	1.31	1.13	
90	-	-	2.82	2.87	2.46	2.12	1.86	1.64	1.33	1.14	
100	-	-	2.72	2.75	2.37	2.07	1.83	1.63	1.33	1.14	
110	-	-	2.55	2.63	2.32	2.01	1.79	1.60	1.32	1.13	
120	-	-	2.53	2.49	2.24	1.97	1.74	1.58	1.31	1.12	
130	-	-	2.48	2.44	2.17	1.92	1.70	1.54	1.29	1.10	
140	-	-	2.41	2.33	2.08	1.88	1.68	1.52	1.26	1.08	
150	-	-	2.37	2.30	2.05	1.83	1.65	1.49	1.25	1.07	

Fattore di amplificazione
FA

Tipo di terreno
Sabbia

a_g (g)
0.18g

Profilo di velocità
Lineare pendenza intermedia

	V_{sp} (m/s)									
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
H 5	-	1.97	1.67	1.53	1.32	1.18	1.10	1.06	1.02	1.01
10	-	2.24	2.13	1.85	1.59	1.40	1.28	1.19	1.08	1.03
15	-	1.93	2.09	1.97	1.78	1.61	1.45	1.32	1.16	1.06
20	-	1.64	1.88	1.92	1.80	1.65	1.52	1.40	1.21	1.08
25	-	1.42	1.69	1.75	1.73	1.63	1.52	1.41	1.24	1.11
30	-	-	1.48	1.64	1.60	1.58	1.49	1.40	1.24	1.11
35	-	-	1.43	1.46	1.51	1.47	1.45	1.36	1.23	1.10
40	-	-	1.37	1.41	1.38	1.38	1.35	1.32	1.20	1.09
50	-	-	1.23	1.34	1.33	1.29	1.25	1.20	1.14	1.06
60	-	-	1.10	1.23	1.27	1.25	1.20	1.16	1.09	1.02
70	-	-	0.97	1.13	1.18	1.20	1.17	1.13	1.05	0.98
80	-	-	0.89	1.04	1.11	1.14	1.14	1.11	1.03	0.97
90	-	-	0.82	0.95	1.04	1.08	1.10	1.08	1.02	0.95
100	-	-	0.76	0.91	0.98	1.02	1.04	1.06	1.00	0.94
110	-	-	0.71	0.84	0.91	0.97	1.00	1.01	0.98	0.92
120	-	-	0.67	0.80	0.89	0.92	0.96	0.98	0.96	0.91
130	-	-	0.62	0.76	0.85	0.90	0.92	0.95	0.94	0.90
140	-	-	0.58	0.72	0.81	0.87	0.90	0.91	0.91	0.88
150	-	-	0.54	0.69	0.76	0.84	0.87	0.89	0.89	0.86

Fattore di amplificazione
FV

Tipo di terreno
Sabbia

a_g (g)
0.18g

Profilo di velocità
Lineare pendenza intermedia

	V_{sp} (m/s)									
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
H 5	-	1.11	1.06	1.03	1.02	1.01	1.01	1.01	1.00	1.00
10	-	1.80	1.31	1.14	1.09	1.06	1.04	1.03	1.01	1.00
15	-	2.34	1.83	1.45	1.22	1.14	1.09	1.06	1.03	1.01
20	-	2.55	2.18	1.76	1.46	1.27	1.17	1.12	1.05	1.02
25	-	2.46	2.37	2.00	1.68	1.44	1.28	1.18	1.08	1.03
30	-	-	2.39	2.11	1.79	1.57	1.39	1.26	1.11	1.05
35	-	-	2.32	2.20	1.91	1.64	1.47	1.33	1.15	1.06
40	-	-	2.29	2.17	1.97	1.74	1.53	1.37	1.18	1.08
50	-	-	2.10	2.10	1.95	1.78	1.63	1.48	1.23	1.10
60	-	-	2.05	1.99	1.89	1.77	1.62	1.49	1.27	1.11
70	-	-	1.89	1.90	1.81	1.71	1.61	1.49	1.28	1.13
80	-	-	1.75	1.82	1.73	1.63	1.55	1.47	1.28	1.13
90	-	-	1.71	1.74	1.69	1.58	1.50	1.43	1.27	1.13
100	-	-	1.69	1.62	1.64	1.55	1.46	1.39	1.25	1.12
110	-	-	1.67	1.59	1.58	1.52	1.43	1.35	1.22	1.11
120	-	-	1.63	1.58	1.49	1.48	1.41	1.32	1.20	1.07
130	-	-	1.60	1.57	1.46	1.42	1.38	1.31	1.17	1.06
140	-	-	1.55	1.53	1.44	1.37	1.35	1.28	1.15	1.05
150	-	-	1.45	1.50	1.45	1.35	1.31	1.26	1.13	1.04

Fattore di amplificazione
FA

Tipo di terreno
Sabbia

a_g (g)
0.26g

Profilo di velocità
Costante

	V_{SH} (m/s)										
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700	
H 5	-	1.83	1.53	1.40	1.39	1.30	1.17	1.09	1.02	1.01	
10	-	-	-	1.71	1.56	1.40	1.28	1.18	1.07	1.03	
15	-	-	-	1.63	1.63	1.54	1.44	1.32	1.17	1.06	
20	-	-	-	1.40	1.49	1.50	1.46	1.37	1.22	1.09	
25	-	-	-	1.22	1.33	1.38	1.39	1.35	1.23	1.11	
30	-	-	-	1.02	1.19	1.26	1.29	1.28	1.22	1.11	
35	-	-	-	0.89	1.05	1.15	1.19	1.21	1.18	1.10	
40	-	-	-	0.84	0.92	1.05	1.10	1.14	1.13	1.08	
50	-	-	-	0.77	0.84	0.89	0.96	1.01	1.04	1.03	
60	-	-	-	-	0.80	0.86	0.90	0.89	0.96	0.97	
70	-	-	-	-	0.76	0.81	0.86	0.90	0.89	0.90	
80	-	-	-	-	0.69	0.78	0.83	0.86	0.88	0.87	
90	-	-	-	-	0.64	0.74	0.79	0.83	0.87	0.86	
100	-	-	-	-	0.59	0.68	0.77	0.80	0.85	0.86	
110	-	-	-	-	0.55	0.65	0.71	0.77	0.83	0.85	
120	-	-	-	-	0.52	0.61	0.68	0.74	0.80	0.83	
130	-	-	-	-	0.49	0.56	0.65	0.70	0.78	0.81	
140	-	-	-	-	0.48	0.54	0.61	0.67	0.75	0.79	
150	-	-	-	-	0.46	0.52	0.57	0.64	0.73	0.78	

Fattore di amplificazione
FV

Tipo di terreno
Sabbia

a_g (g)
0.26g

Profilo di velocità
Costante

	V_{SH} (m/s)										
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700	
H 5	-	1.13	1.05	1.03	1.02	1.02	1.01	1.01	1.00	1.00	
10	-	-	-	1.19	1.10	1.05	1.03	1.02	1.01	1.00	
15	-	-	-	1.49	1.28	1.17	1.11	1.07	1.03	1.01	
20	-	-	-	1.78	1.52	1.33	1.21	1.13	1.07	1.02	
25	-	-	-	1.87	1.71	1.49	1.33	1.22	1.10	1.03	
30	-	-	-	1.76	1.76	1.62	1.45	1.32	1.14	1.07	
35	-	-	-	1.70	1.72	1.66	1.53	1.39	1.19	1.08	
40	-	-	-	1.72	1.63	1.65	1.56	1.44	1.24	1.10	
50	-	-	-	1.76	1.63	1.54	1.51	1.48	1.29	1.13	
60	-	-	-	-	1.67	1.54	1.44	1.38	1.31	1.16	
70	-	-	-	-	1.61	1.57	1.43	1.37	1.27	1.16	
80	-	-	-	-	1.54	1.53	1.44	1.35	1.22	1.15	
90	-	-	-	-	1.49	1.47	1.43	1.36	1.22	1.10	
100	-	-	-	-	1.47	1.43	1.41	1.37	1.22	1.12	
110	-	-	-	-	1.43	1.41	1.37	1.35	1.22	1.12	
120	-	-	-	-	1.37	1.38	1.35	1.31	1.22	1.10	
130	-	-	-	-	1.30	1.35	1.33	1.29	1.21	1.10	
140	-	-	-	-	1.25	1.31	1.30	1.27	1.19	1.10	
150	-	-	-	-	1.18	1.25	1.28	1.25	1.18	1.10	

Fattore di amplificazione
FA

Tipo di terreno
Sabbia

a_g (g)
0.26g

Profilo di velocità
Lineare pendenza massima

	V_{sp} (m/s)									
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
H 5	-	2.48	2.27	1.60	1.30	1.15	1.07	1.03	1.01	1.01
10	-	-	-	2.21	1.82	1.59	1.40	1.24	1.07	1.02
15	-	-	-	2.49	1.96	1.63	1.42	1.28	1.11	1.05
20	-	-	-	2.66	2.15	1.82	1.58	1.40	1.19	1.08
25	-	-	-	2.75	2.27	1.92	1.68	1.49	1.24	1.10
30	-	-	-	2.58	2.31	1.97	1.72	1.53	1.27	1.11
35	-	-	-	2.44	2.19	1.97	1.72	1.54	1.28	1.11
40	-	-	-	2.24	2.09	1.87	1.72	1.53	1.28	1.11
50	-	-	-	1.91	1.84	1.76	1.59	1.46	1.25	1.09
60	-	-	-	-	1.65	1.59	1.48	1.38	1.19	1.05
70	-	-	-	-	1.58	1.48	1.38	1.30	1.15	1.01
80	-	-	-	-	1.45	1.41	1.32	1.25	1.10	0.97
90	-	-	-	-	1.37	1.33	1.26	1.20	1.08	0.95
100	-	-	-	-	1.26	1.27	1.22	1.16	1.05	0.94
110	-	-	-	-	1.16	1.20	1.15	1.11	1.02	0.92
120	-	-	-	-	1.09	1.13	1.11	1.07	0.98	0.91
130	-	-	-	-	1.01	1.06	1.06	1.03	0.96	0.89
140	-	-	-	-	0.94	1.01	1.02	0.99	0.92	0.86
150	-	-	-	-	0.87	0.95	0.97	0.96	0.90	0.85

Fattore di amplificazione
FV

Tipo di terreno
Sabbia

a_g (g)
0.26g

Profilo di velocità
Lineare pendenza massima

	V_{sp} (m/s)									
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
H 5	-	1.06	1.04	1.02	1.01	1.01	1.00	1.00	1.00	1.00
10	-	-	-	1.07	1.04	1.03	1.02	1.02	1.01	1.00
15	-	-	-	1.22	1.13	1.06	1.04	1.03	1.02	1.01
20	-	-	-	1.72	1.26	1.16	1.10	1.05	1.03	1.01
25	-	-	-	2.17	1.58	1.27	1.18	1.12	1.07	1.02
30	-	-	-	2.45	1.82	1.45	1.27	1.18	1.09	1.03
35	-	-	-	2.79	2.03	1.59	1.39	1.25	1.12	1.07
40	-	-	-	3.05	2.26	1.78	1.49	1.34	1.15	1.08
50	-	-	-	3.07	2.58	2.06	1.72	1.49	1.24	1.11
60	-	-	-	-	2.58	2.18	1.86	1.61	1.31	1.13
70	-	-	-	-	2.40	2.17	1.90	1.67	1.35	1.16
80	-	-	-	-	2.39	2.04	1.85	1.67	1.37	1.16
90	-	-	-	-	2.43	2.01	1.76	1.62	1.36	1.16
100	-	-	-	-	2.42	2.05	1.76	1.56	1.33	1.15
110	-	-	-	-	2.38	2.05	1.78	1.56	1.30	1.13
120	-	-	-	-	2.35	2.04	1.77	1.56	1.29	1.13
130	-	-	-	-	2.30	2.00	1.76	1.55	1.29	1.12
140	-	-	-	-	2.21	2.00	1.75	1.56	1.28	1.12
150	-	-	-	-	2.19	1.94	1.74	1.56	1.29	1.11

Fattore di amplificazione F_A Tipo di terreno Sabbia a_g (g) 0.26g Profilo di velocità Lineare pendenza intermedia

	V_{SH} (m/s)										
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700	
H 5	-	1.81	1.71	1.61	1.43	1.24	1.12	1.06	1.01	1.01	
10	-	-	-	1.77	1.51	1.34	1.24	1.18	1.07	1.02	
15	-	-	-	1.93	1.74	1.55	1.41	1.29	1.14	1.05	
20	-	-	-	1.89	1.77	1.63	1.51	1.39	1.21	1.09	
25	-	-	-	1.71	1.68	1.62	1.51	1.41	1.23	1.10	
30	-	-	-	1.53	1.58	1.53	1.49	1.40	1.24	1.11	
35	-	-	-	1.41	1.47	1.46	1.41	1.37	1.23	1.11	
40	-	-	-	1.28	1.34	1.37	1.35	1.30	1.21	1.09	
50	-	-	-	1.17	1.22	1.19	1.22	1.19	1.13	1.06	
60	-	-	-	-	1.14	1.15	1.13	1.09	1.06	1.01	
70	-	-	-	-	1.07	1.09	1.09	1.07	0.99	0.96	
80	-	-	-	-	1.00	1.03	1.04	1.04	0.98	0.92	
90	-	-	-	-	0.94	0.99	1.00	1.00	0.97	0.91	
100	-	-	-	-	0.87	0.92	0.96	0.96	0.94	0.90	
110	-	-	-	-	0.80	0.87	0.91	0.92	0.92	0.88	
120	-	-	-	-	0.75	0.82	0.86	0.89	0.89	0.87	
130	-	-	-	-	0.71	0.76	0.83	0.84	0.86	0.85	
140	-	-	-	-	0.67	0.73	0.78	0.81	0.83	0.83	
150	-	-	-	-	0.65	0.71	0.75	0.78	0.81	0.81	

Fattore di amplificazione F_V Tipo di terreno Sabbia a_g (g) 0.26g Profilo di velocità Lineare pendenza intermedia

	V_{SH} (m/s)										
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700	
H 5	-	1.09	1.04	1.03	1.02	1.01	1.01	1.00	1.00	1.00	
10	-	-	-	1.11	1.05	1.04	1.03	1.02	1.01	1.00	
15	-	-	-	1.33	1.18	1.11	1.08	1.04	1.02	1.01	
20	-	-	-	1.62	1.37	1.23	1.15	1.10	1.04	1.02	
25	-	-	-	1.91	1.57	1.38	1.24	1.16	1.08	1.03	
30	-	-	-	2.13	1.78	1.52	1.36	1.24	1.11	1.04	
35	-	-	-	2.17	1.92	1.66	1.46	1.33	1.15	1.08	
40	-	-	-	2.07	1.97	1.75	1.55	1.40	1.20	1.09	
50	-	-	-	1.97	1.84	1.80	1.65	1.49	1.27	1.12	
60	-	-	-	-	1.81	1.66	1.62	1.53	1.31	1.15	
70	-	-	-	-	1.81	1.67	1.52	1.47	1.32	1.16	
80	-	-	-	-	1.83	1.66	1.54	1.41	1.29	1.16	
90	-	-	-	-	1.80	1.66	1.52	1.44	1.25	1.14	
100	-	-	-	-	1.73	1.66	1.53	1.41	1.24	1.12	
110	-	-	-	-	1.68	1.63	1.53	1.42	1.24	1.12	
120	-	-	-	-	1.66	1.57	1.51	1.42	1.23	1.11	
130	-	-	-	-	1.66	1.54	1.47	1.40	1.25	1.11	
140	-	-	-	-	1.64	1.53	1.44	1.39	1.24	1.11	
150	-	-	-	-	1.60	1.52	1.42	1.35	1.23	1.11	

Fattore di amplificazione **Tipo di terreno** **a_g (g)** **Profilo di velocità**
FA Ghiaia 0.06g Costante

	V_{SH} (m/s)										
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700	
H	5	2.37	1.87	1.57	1.46	1.35	1.22	1.12	1.07	1.02	1.00
	10	2.19	2.21	2.00	1.76	1.55	1.39	1.28	1.18	1.08	1.03
	15	1.51	1.92	1.94	1.85	1.70	1.54	1.41	1.29	1.14	1.05
	20	1.36	1.45	1.73	1.73	1.68	1.58	1.46	1.36	1.19	1.07
	25	1.32	1.35	1.38	1.57	1.57	1.52	1.45	1.37	1.21	1.09
	30	1.28	1.33	1.34	1.32	1.45	1.43	1.38	1.34	1.21	1.09
	35	1.18	1.30	1.33	1.29	1.26	1.34	1.32	1.28	1.18	1.08
	40	1.06	1.28	1.30	1.28	1.25	1.22	1.25	1.23	1.16	1.07
	50	1.01	1.16	1.25	1.25	1.24	1.20	1.15	1.13	1.09	1.04
	60	0.93	1.11	1.19	1.21	1.21	1.19	1.15	1.12	1.05	1.00
	70	0.88	1.04	1.13	1.16	1.17	1.16	1.14	1.11	1.04	0.99
	80	0.82	1.00	1.11	1.14	1.14	1.13	1.12	1.11	1.05	0.99
	90	0.77	0.98	1.05	1.12	1.10	1.10	1.09	1.08	1.05	0.99
	100	-	0.87	1.03	1.08	1.12	1.07	1.07	1.05	1.03	0.99
	110	-	0.87	1.01	1.03	1.08	1.08	1.06	1.03	1.00	0.98
	120	-	0.84	0.98	1.01	1.05	1.07	1.07	1.03	0.99	0.96
130	-	0.79	0.91	1.01	1.01	1.04	1.05	1.04	0.98	0.95	
140	-	-	0.89	0.99	0.99	1.02	1.02	1.03	0.99	0.94	
150	-	-	0.87	0.96	1.01	0.99	1.01	1.00	0.98	0.93	

Fattore di amplificazione **Tipo di terreno** **a_g (g)** **Profilo di velocità**
FV Ghiaia 0.06g Costante

	V_{SH} (m/s)										
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700	
H	5	1.58	1.18	1.11	1.08	1.03	1.02	1.01	1.01	1.00	1.00
	10	3.11	2.17	1.56	1.29	1.20	1.12	1.09	1.07	1.02	1.01
	15	2.87	2.74	2.23	1.73	1.45	1.30	1.20	1.12	1.07	1.01
	20	2.59	2.63	2.44	2.12	1.76	1.50	1.35	1.24	1.10	1.02
	25	2.31	2.40	2.39	2.17	1.94	1.69	1.48	1.34	1.17	1.07
	30	2.34	2.20	2.21	2.13	1.96	1.78	1.58	1.42	1.21	1.08
	35	2.21	2.07	2.09	2.02	1.92	1.78	1.63	1.48	1.25	1.10
	40	2.26	2.09	1.94	1.93	1.87	1.75	1.63	1.50	1.28	1.13
	50	2.29	1.96	1.85	1.72	1.71	1.64	1.58	1.47	1.30	1.14
	60	2.27	2.00	1.78	1.67	1.54	1.53	1.50	1.44	1.27	1.12
	70	2.01	2.05	1.77	1.62	1.52	1.40	1.37	1.37	1.26	1.11
	80	1.82	2.03	1.76	1.61	1.51	1.39	1.30	1.27	1.22	1.10
	90	1.62	1.93	1.83	1.61	1.47	1.38	1.28	1.22	1.15	1.09
	100	-	1.75	1.82	1.63	1.46	1.35	1.28	1.19	1.11	1.04
	110	-	1.64	1.71	1.65	1.48	1.36	1.26	1.18	1.09	1.03
	120	-	1.51	1.66	1.64	1.50	1.37	1.24	1.19	1.07	1.02
130	-	1.43	1.54	1.58	1.51	1.38	1.27	1.17	1.06	1.01	
140	-	-	1.49	1.53	1.49	1.38	1.29	1.18	1.06	1.00	
150	-	-	1.40	1.46	1.46	1.39	1.29	1.21	1.07	0.99	

Fattore di amplificazione
FA

Tipo di terreno
Ghiaia

a_g (g)
0.06g

Profilo di velocità
Lineare pendenza massima

	V_{SH} (m/s)										
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700	
H 5	1.20	1.13	1.04	1.02	1.01	1.01	1.01	1.00	1.00	0.99	
10	-	1.56	1.24	1.16	1.11	1.08	1.03	1.02	1.01	1.00	
15	-	2.74	1.75	1.32	1.22	1.14	1.11	1.09	1.02	1.01	
20	-	3.74	2.56	1.79	1.41	1.28	1.20	1.13	1.08	1.01	
25	-	-	3.27	2.30	1.73	1.44	1.31	1.22	1.10	1.02	
30	-	-	3.88	2.75	2.05	1.66	1.44	1.31	1.16	1.06	
35	-	-	4.12	3.16	2.35	1.87	1.59	1.40	1.20	1.08	
40	-	-	4.21	3.42	2.56	2.04	1.72	1.49	1.24	1.09	
50	-	-	4.14	3.47	2.74	2.24	1.90	1.63	1.31	1.13	
60	-	-	3.98	3.43	2.74	2.27	1.94	1.71	1.35	1.15	
70	-	-	3.74	3.32	2.70	2.25	1.96	1.72	1.38	1.16	
80	-	-	3.61	3.16	2.60	2.21	1.92	1.70	1.39	1.16	
90	-	-	3.58	3.05	2.50	2.16	1.90	1.68	1.37	1.15	
100	-	-	3.48	3.04	2.41	2.07	1.85	1.66	1.36	1.14	
110	-	-	3.25	2.99	2.38	2.03	1.79	1.62	1.35	1.14	
120	-	-	3.18	2.95	2.35	1.99	1.76	1.58	1.33	1.12	
130	-	-	3.17	2.84	2.34	1.97	1.72	1.52	1.30	1.11	
140	-	-	3.19	2.77	2.32	1.96	1.70	1.52	1.26	1.08	
150	-	-	3.22	2.72	2.28	1.96	1.70	1.51	1.25	1.07	

Fattore di amplificazione
FV

Tipo di terreno
Ghiaia

a_g (g)
0.06g

Profilo di velocità
Lineare pendenza massima

	V_{SH} (m/s)										
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700	
H 5	1.15	1.12	1.11	1.10	1.10	1.10	1.10	1.09	1.09	1.09	
10	-	1.29	1.15	1.13	1.12	1.11	1.11	1.10	1.10	1.09	
15	-	1.73	1.32	1.20	1.16	1.14	1.12	1.12	1.10	1.10	
20	-	2.40	1.67	1.36	1.24	1.17	1.15	1.13	1.11	1.10	
25	-	-	2.10	1.59	1.37	1.25	1.18	1.16	1.12	1.10	
30	-	-	2.54	1.84	1.51	1.34	1.25	1.19	1.14	1.11	
35	-	-	2.75	2.03	1.64	1.43	1.30	1.23	1.15	1.11	
40	-	-	2.89	2.15	1.74	1.51	1.36	1.26	1.17	1.12	
50	-	-	3.15	2.29	1.89	1.63	1.45	1.32	1.20	1.13	
60	-	-	3.45	2.42	1.97	1.70	1.52	1.38	1.23	1.14	
70	-	-	3.68	2.66	2.10	1.78	1.58	1.43	1.26	1.15	
80	-	-	3.67	2.79	2.23	1.88	1.64	1.48	1.27	1.16	
90	-	-	3.74	2.82	2.31	1.94	1.70	1.52	1.29	1.16	
100	-	-	3.84	2.84	2.33	1.99	1.74	1.55	1.31	1.17	
110	-	-	4.10	2.89	2.34	2.01	1.76	1.57	1.32	1.17	
120	-	-	4.19	2.95	2.36	2.01	1.77	1.59	1.33	1.17	
130	-	-	4.11	3.05	2.37	2.01	1.77	1.59	1.33	1.17	
140	-	-	3.94	3.10	2.40	2.02	1.77	1.59	1.33	1.17	
150	-	-	3.83	3.09	2.45	2.03	1.77	1.59	1.34	1.17	

Fattore di amplificazione
FA

Tipo di terreno
Ghiaia

a_g (g)
0.06g

Profilo di velocità
Lineare pendenza intermedia

	V_{SH} (m/s)										
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700	
H	5	2.39	1.86	1.69	1.50	1.30	1.16	1.08	1.04	1.02	1.00
	10	2.62	2.42	2.08	1.75	1.51	1.35	1.23	1.17	1.06	1.02
	15	2.09	2.35	2.24	1.98	1.74	1.56	1.40	1.29	1.12	1.05
	20	1.89	2.11	2.14	2.03	1.83	1.65	1.49	1.36	1.18	1.07
	25	1.83	1.91	2.03	1.94	1.81	1.68	1.53	1.41	1.21	1.08
	30	1.76	1.88	1.87	1.84	1.73	1.62	1.52	1.42	1.23	1.09
	35	1.64	1.84	1.85	1.75	1.69	1.57	1.48	1.39	1.23	1.09
	40	1.55	1.77	1.83	1.74	1.60	1.53	1.44	1.36	1.21	1.09
	50	1.43	1.65	1.75	1.70	1.60	1.48	1.36	1.30	1.18	1.07
	60	1.31	1.61	1.67	1.65	1.55	1.47	1.37	1.28	1.14	1.05
	70	1.19	1.49	1.63	1.58	1.51	1.43	1.37	1.28	1.14	1.04
	80	1.13	1.41	1.58	1.56	1.47	1.40	1.33	1.27	1.14	1.03
	90	1.05	1.33	1.49	1.54	1.44	1.36	1.30	1.24	1.13	1.03
	100	0.98	1.26	1.44	1.48	1.46	1.34	1.27	1.21	1.12	1.02
	110	0.92	1.22	1.41	1.42	1.41	1.35	1.26	1.19	1.09	1.01
120	0.85	1.17	1.35	1.39	1.36	1.33	1.25	1.19	1.08	1.00	
130	0.80	1.11	1.28	1.38	1.32	1.29	1.24	1.18	1.06	0.99	
140	0.74	1.07	1.25	1.33	1.32	1.26	1.22	1.17	1.07	0.98	
150	0.68	1.02	1.22	1.29	1.30	1.23	1.20	1.15	1.06	0.97	

Fattore di amplificazione
FV

Tipo di terreno
Ghiaia

a_g (g)
0.06g

Profilo di velocità
Lineare pendenza intermedia

	V_{SH} (m/s)										
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700	
H	5	1.33	1.14	1.10	1.04	1.02	1.01	1.01	1.01	1.00	1.00
	10	3.00	1.88	1.34	1.21	1.13	1.10	1.08	1.03	1.01	1.00
	15	3.38	2.77	1.96	1.52	1.32	1.22	1.14	1.10	1.03	1.01
	20	3.09	2.98	2.49	1.94	1.58	1.38	1.27	1.19	1.09	1.02
	25	2.81	2.92	2.67	2.24	1.86	1.57	1.40	1.28	1.14	1.03
	30	2.62	2.73	2.65	2.36	2.04	1.74	1.52	1.37	1.19	1.08
	35	2.67	2.55	2.55	2.35	2.08	1.83	1.61	1.44	1.22	1.09
	40	2.52	2.41	2.43	2.29	2.07	1.86	1.67	1.49	1.26	1.10
	50	2.51	2.35	2.21	2.15	2.01	1.84	1.69	1.54	1.30	1.14
	60	2.56	2.24	2.16	1.98	1.89	1.78	1.65	1.52	1.32	1.15
	70	2.56	2.26	2.09	1.94	1.74	1.69	1.60	1.50	1.30	1.14
	80	2.37	2.25	2.06	1.92	1.74	1.57	1.52	1.45	1.29	1.11
	90	2.12	2.31	2.05	1.87	1.72	1.57	1.44	1.39	1.27	1.11
	100	1.97	2.27	2.03	1.88	1.69	1.56	1.43	1.33	1.20	1.10
	110	1.83	2.19	2.06	1.83	1.71	1.55	1.43	1.32	1.16	1.06
120	1.75	1.97	2.07	1.82	1.69	1.53	1.43	1.31	1.15	1.05	
130	1.73	1.92	2.05	1.82	1.65	1.55	1.41	1.32	1.14	1.04	
140	1.71	1.80	2.00	1.86	1.65	1.53	1.40	1.31	1.14	1.03	
150	1.66	1.75	1.87	1.84	1.65	1.53	1.42	1.31	1.14	1.03	

Fattore di amplificazione
FA

Tipo di terreno
Ghiaia

a_g (g)
0.18g

Profilo di velocità
Costante

		V_{SH} (m/s)									
		150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
H	5	2.30	1.93	1.62	1.45	1.35	1.21	1.12	1.07	1.02	1.01
	10	-	2.01	1.98	1.79	1.60	1.41	1.28	1.20	1.09	1.03
	15	-	1.61	1.80	1.78	1.69	1.56	1.43	1.32	1.16	1.06
	20	-	1.27	1.52	1.63	1.62	1.55	1.46	1.37	1.20	1.08
	25	-	1.08	1.27	1.45	1.47	1.48	1.42	1.36	1.22	1.10
	30	-	1.05	1.14	1.25	1.36	1.37	1.37	1.32	1.21	1.09
	35	-	-	1.11	1.15	1.21	1.27	1.27	1.27	1.18	1.09
	40	-	-	1.08	1.11	1.14	1.18	1.20	1.21	1.16	1.07
	50	-	-	0.99	1.09	1.10	1.10	1.08	1.09	1.09	1.04
	60	-	-	0.89	1.03	1.08	1.08	1.07	1.05	1.03	1.00
	70	-	-	0.81	0.93	1.05	1.06	1.06	1.04	1.01	0.98
	80	-	-	0.74	0.87	0.96	1.04	1.03	1.03	1.00	0.96
	90	-	-	0.74	0.83	0.90	0.97	1.02	1.01	0.99	0.95
	100	-	-	0.70	0.79	0.87	0.93	0.97	1.00	0.98	0.94
	110	-	-	0.64	0.78	0.83	0.89	0.93	0.97	0.96	0.93
	120	-	-	0.62	0.76	0.80	0.86	0.90	0.94	0.95	0.93
130	-	-	0.60	0.70	0.80	0.84	0.89	0.89	0.93	0.91	
140	-	-	0.58	0.67	0.78	0.82	0.86	0.89	0.91	0.90	
150	-	-	0.55	0.65	0.75	0.80	0.85	0.88	0.90	0.89	

Fattore di amplificazione
FV

Tipo di terreno
Ghiaia

a_g (g)
0.18g

Profilo di velocità
Costante

		V_{SH} (m/s)									
		150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
H	5	1.57	1.13	1.08	1.04	1.03	1.02	1.01	1.01	1.00	1.00
	10	-	1.91	1.44	1.18	1.11	1.07	1.05	1.03	1.01	1.00
	15	-	2.34	1.92	1.52	1.28	1.16	1.10	1.07	1.03	1.01
	20	-	2.31	2.15	1.81	1.51	1.31	1.19	1.13	1.06	1.02
	25	-	2.25	2.19	1.93	1.67	1.46	1.30	1.19	1.08	1.03
	30	-	2.11	2.12	2.02	1.77	1.54	1.39	1.27	1.11	1.04
	35	-	-	2.03	1.95	1.83	1.64	1.45	1.32	1.14	1.05
	40	-	-	1.96	1.92	1.81	1.67	1.52	1.37	1.16	1.06
	50	-	-	1.87	1.81	1.75	1.66	1.55	1.43	1.21	1.08
	60	-	-	1.72	1.73	1.67	1.60	1.53	1.42	1.24	1.10
	70	-	-	1.61	1.63	1.60	1.54	1.47	1.41	1.24	1.11
	80	-	-	1.54	1.56	1.54	1.47	1.42	1.36	1.24	1.11
	90	-	-	1.52	1.46	1.49	1.44	1.37	1.32	1.22	1.10
	100	-	-	1.50	1.43	1.41	1.39	1.34	1.29	1.20	1.10
	110	-	-	1.46	1.42	1.36	1.35	1.31	1.26	1.17	1.07
	120	-	-	1.39	1.40	1.34	1.29	1.29	1.24	1.14	1.05
130	-	-	1.30	1.37	1.32	1.28	1.25	1.21	1.12	1.04	
140	-	-	1.21	1.34	1.32	1.27	1.22	1.19	1.10	1.03	
150	-	-	1.14	1.26	1.28	1.24	1.20	1.17	1.09	1.02	

Fattore di amplificazione **Tipo di terreno** **a_g (g)** **Profilo di velocità**
 FA Ghiaia 0.18g Lineare pendenza massima

		V_{SH} (m/s)									
		150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
H	5	2.74	2.37	1.83	1.38	1.19	1.09	1.05	1.03	1.02	1.01
	10	-	3.15	2.67	2.14	1.79	1.50	1.33	1.20	1.07	1.02
	15	-	3.56	3.27	2.52	2.00	1.68	1.45	1.29	1.13	1.04
	20	-	3.32	3.53	2.84	2.24	1.85	1.60	1.42	1.19	1.07
	25	-	3.05	3.52	2.97	2.34	1.95	1.70	1.50	1.23	1.09
	30	-	2.67	3.26	2.96	2.39	1.99	1.73	1.53	1.26	1.10
	35	-	-	3.12	2.96	2.36	2.02	1.74	1.54	1.28	1.11
	40	-	-	2.81	2.77	2.37	1.98	1.75	1.55	1.28	1.10
	50	-	-	2.49	2.54	2.16	1.93	1.71	1.52	1.28	1.10
	60	-	-	2.21	2.37	2.10	1.84	1.64	1.49	1.25	1.08
	70	-	-	1.69	2.21	2.00	1.77	1.59	1.45	1.22	1.07
	80	-	-	1.50	2.05	1.91	1.72	1.54	1.40	1.19	1.04
	90	-	-	1.53	1.93	1.81	1.66	1.51	1.37	1.18	1.03
	100	-	-	1.40	1.80	1.72	1.60	1.47	1.35	1.16	1.02
	110	-	-	1.30	1.68	1.63	1.54	1.42	1.32	1.14	1.01
120	-	-	1.25	1.53	1.55	1.49	1.38	1.29	1.12	1.00	
130	-	-	1.18	1.43	1.49	1.44	1.35	1.26	1.11	0.98	
140	-	-	1.08	1.33	1.43	1.38	1.32	1.23	1.09	0.97	
150	-	-	0.99	1.25	1.37	1.33	1.29	1.21	1.07	0.96	

Fattore di amplificazione **Tipo di terreno** **a_g (g)** **Profilo di velocità**
 FV Ghiaia 0.18g Lineare pendenza massima

		V_{SH} (m/s)									
		150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
H	5	1.18	1.08	1.03	1.02	1.01	1.01	1.01	1.00	1.00	1.00
	10	-	1.55	1.17	1.09	1.07	1.04	1.03	1.02	1.01	1.00
	15	-	2.82	1.74	1.22	1.14	1.09	1.06	1.04	1.02	1.01
	20	-	3.63	2.68	1.70	1.27	1.16	1.11	1.08	1.04	1.01
	25	-	4.09	3.31	2.22	1.58	1.30	1.17	1.12	1.06	1.02
	30	-	4.14	3.82	2.58	1.83	1.46	1.27	1.17	1.08	1.03
	35	-	-	4.16	2.97	2.02	1.60	1.36	1.22	1.10	1.04
	40	-	-	4.23	3.20	2.27	1.76	1.47	1.30	1.13	1.05
	50	-	-	4.23	3.53	2.50	1.97	1.64	1.43	1.18	1.06
	60	-	-	4.22	3.56	2.69	2.10	1.74	1.51	1.22	1.09
	70	-	-	3.49	3.59	2.70	2.19	1.84	1.59	1.26	1.10
	80	-	-	3.39	3.55	2.68	2.19	1.88	1.63	1.28	1.11
	90	-	-	3.65	3.45	2.66	2.18	1.84	1.62	1.29	1.12
	100	-	-	3.43	3.36	2.61	2.16	1.85	1.63	1.31	1.12
	110	-	-	3.31	3.22	2.55	2.13	1.84	1.62	1.32	1.12
120	-	-	3.17	3.12	2.49	2.07	1.81	1.60	1.30	1.11	
130	-	-	3.15	2.96	2.43	2.03	1.77	1.58	1.30	1.11	
140	-	-	3.06	2.86	2.38	2.01	1.75	1.56	1.29	1.10	
150	-	-	2.96	2.79	2.32	1.97	1.73	1.54	1.27	1.09	

Fattore di amplificazione **FA** Tipo di terreno **Ghiaia** a_g (g) **0.18g** Profilo di velocità **Lineare pendenza intermedia**

	V_{SH} (m/s)										
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700	
H 5	2.47	1.91	1.70	1.51	1.30	1.16	1.09	1.05	1.02	1.01	
10	-	2.39	2.14	1.79	1.56	1.38	1.26	1.18	1.08	1.03	
15	-	2.22	2.19	1.99	1.78	1.58	1.43	1.30	1.14	1.05	
20	-	1.90	2.08	1.99	1.80	1.65	1.50	1.38	1.19	1.07	
25	-	1.63	1.87	1.90	1.77	1.65	1.51	1.41	1.23	1.09	
30	-	1.57	1.68	1.73	1.71	1.61	1.51	1.40	1.22	1.10	
35	-	-	1.62	1.65	1.59	1.57	1.47	1.38	1.22	1.09	
40	-	-	1.60	1.59	1.53	1.47	1.43	1.35	1.21	1.09	
50	-	-	1.47	1.52	1.46	1.38	1.33	1.27	1.17	1.07	
60	-	-	1.37	1.47	1.42	1.35	1.29	1.23	1.13	1.04	
70	-	-	1.25	1.34	1.38	1.32	1.27	1.21	1.10	1.01	
80	-	-	1.13	1.26	1.29	1.29	1.23	1.19	1.08	1.00	
90	-	-	1.11	1.20	1.24	1.25	1.22	1.17	1.07	0.99	
100	-	-	1.02	1.13	1.19	1.19	1.19	1.15	1.06	0.98	
110	-	-	0.98	1.11	1.15	1.17	1.14	1.13	1.04	0.97	
120	-	-	0.92	1.06	1.11	1.11	1.12	1.09	1.03	0.96	
130	-	-	0.87	1.00	1.08	1.09	1.09	1.06	1.02	0.95	
140	-	-	0.85	0.96	1.04	1.06	1.07	1.05	0.99	0.94	
150	-	-	0.80	0.92	1.00	1.02	1.04	1.02	0.97	0.93	

Fattore di amplificazione **FV** Tipo di terreno **Ghiaia** a_g (g) **0.18g** Profilo di velocità **Lineare pendenza intermedia**

	V_{SH} (m/s)										
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700	
H 5	1.25	1.10	1.06	1.03	1.02	1.01	1.01	1.01	1.00	1.00	
10	-	1.73	1.22	1.12	1.08	1.05	1.04	1.03	1.01	1.00	
15	-	2.36	1.73	1.36	1.18	1.12	1.08	1.06	1.03	1.01	
20	-	2.70	2.15	1.66	1.38	1.21	1.14	1.10	1.05	1.02	
25	-	2.72	2.36	1.94	1.58	1.37	1.22	1.15	1.07	1.03	
30	-	2.67	2.51	2.07	1.74	1.50	1.33	1.21	1.10	1.04	
35	-	-	2.50	2.21	1.83	1.59	1.41	1.28	1.12	1.04	
40	-	-	2.44	2.25	1.93	1.66	1.47	1.33	1.15	1.05	
50	-	-	2.34	2.19	1.98	1.78	1.59	1.42	1.20	1.08	
60	-	-	2.19	2.11	1.95	1.76	1.61	1.47	1.23	1.09	
70	-	-	2.14	2.00	1.89	1.75	1.60	1.46	1.24	1.10	
80	-	-	1.99	1.96	1.81	1.69	1.58	1.46	1.26	1.11	
90	-	-	1.87	1.89	1.75	1.63	1.54	1.45	1.25	1.11	
100	-	-	1.85	1.81	1.72	1.59	1.50	1.41	1.25	1.11	
110	-	-	1.83	1.72	1.66	1.56	1.47	1.38	1.24	1.10	
120	-	-	1.81	1.69	1.63	1.53	1.43	1.36	1.21	1.08	
130	-	-	1.76	1.67	1.55	1.50	1.41	1.33	1.20	1.06	
140	-	-	1.73	1.67	1.55	1.45	1.40	1.30	1.18	1.06	
150	-	-	1.71	1.65	1.53	1.41	1.36	1.28	1.16	1.05	

Fattore di amplificazione **Tipo di terreno** **a_g (g)** **Profilo di velocità**
FA Ghiaia 0.26g Costante

	V_{SH} (m/s)									
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
H 5	-	1.84	1.52	1.44	1.41	1.27	1.15	1.08	1.01	1.01
10	-	-	1.90	1.71	1.52	1.36	1.24	1.16	1.07	1.02
15	-	-	-	1.76	1.65	1.53	1.39	1.28	1.14	1.05
20	-	-	-	1.57	1.62	1.55	1.44	1.36	1.19	1.07
25	-	-	-	1.39	1.46	1.47	1.43	1.36	1.21	1.09
30	-	-	-	1.24	1.35	1.37	1.36	1.33	1.21	1.09
35	-	-	-	1.04	1.21	1.27	1.28	1.27	1.19	1.09
40	-	-	-	1.00	1.09	1.17	1.20	1.21	1.16	1.08
50	-	-	-	0.94	1.02	1.00	1.07	1.09	1.09	1.04
60	-	-	-	0.88	0.96	1.02	0.99	1.00	1.02	1.00
70	-	-	-	-	0.91	0.97	1.00	0.98	0.96	0.96
80	-	-	-	-	0.88	0.92	0.96	0.99	0.95	0.93
90	-	-	-	-	0.81	0.89	0.93	0.96	0.95	0.91
100	-	-	-	-	0.76	0.86	0.89	0.92	0.94	0.91
110	-	-	-	-	0.73	0.80	0.87	0.90	0.92	0.91
120	-	-	-	-	0.67	0.76	0.84	0.87	0.90	0.90
130	-	-	-	-	0.66	0.74	0.79	0.84	0.87	0.89
140	-	-	-	-	0.64	0.70	0.76	0.82	0.85	0.87
150	-	-	-	-	0.60	0.68	0.75	0.79	0.84	0.86

Fattore di amplificazione **Tipo di terreno** **a_g (g)** **Profilo di velocità**
FV Ghiaia 0.26g Costante

	V_{SH} (m/s)									
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
H 5	-	1.10	1.04	1.03	1.02	1.01	1.01	1.01	1.00	1.00
10	-	-	1.33	1.14	1.08	1.04	1.03	1.02	1.01	1.00
15	-	-	-	1.42	1.22	1.12	1.09	1.04	1.02	1.01
20	-	-	-	1.72	1.43	1.26	1.16	1.11	1.04	1.01
25	-	-	-	1.98	1.63	1.41	1.26	1.18	1.08	1.02
30	-	-	-	2.00	1.79	1.54	1.37	1.25	1.11	1.03
35	-	-	-	1.87	1.83	1.65	1.46	1.33	1.14	1.06
40	-	-	-	1.83	1.79	1.69	1.54	1.39	1.18	1.08
50	-	-	-	1.85	1.70	1.61	1.57	1.46	1.24	1.10
60	-	-	-	1.83	1.69	1.58	1.47	1.45	1.28	1.12
70	-	-	-	-	1.73	1.57	1.46	1.36	1.28	1.13
80	-	-	-	-	1.67	1.60	1.46	1.37	1.24	1.13
90	-	-	-	-	1.61	1.55	1.47	1.37	1.21	1.12
100	-	-	-	-	1.57	1.52	1.45	1.35	1.22	1.08
110	-	-	-	-	1.54	1.48	1.44	1.35	1.20	1.06
120	-	-	-	-	1.52	1.46	1.40	1.35	1.20	1.09
130	-	-	-	-	1.48	1.44	1.38	1.33	1.21	1.09
140	-	-	-	-	1.42	1.42	1.36	1.30	1.20	1.08
150	-	-	-	-	1.34	1.39	1.34	1.29	1.19	1.09

Fattore di amplificazione **FA** Tipo di terreno **Ghiaia** a_g (g) **0.26g** Profilo di velocità **Lineare pendenza massima**

	V_{SH} (m/s)										
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700	
H 5	-	2.49	2.07	1.49	1.25	1.12	1.05	1.03	1.01	1.00	
10	-	-	2.65	2.27	1.83	1.59	1.37	1.23	1.06	1.01	
15	-	-	-	2.43	1.89	1.59	1.42	1.28	1.10	1.03	
20	-	-	-	2.73	2.14	1.78	1.53	1.35	1.16	1.06	
25	-	-	-	3.00	2.29	1.88	1.62	1.44	1.21	1.08	
30	-	-	-	3.04	2.39	1.96	1.70	1.51	1.25	1.09	
35	-	-	-	2.87	2.43	2.00	1.73	1.54	1.26	1.10	
40	-	-	-	2.79	2.32	2.02	1.73	1.54	1.27	1.10	
50	-	-	-	2.41	2.22	1.91	1.72	1.53	1.26	1.09	
60	-	-	-	2.15	2.00	1.79	1.62	1.47	1.24	1.07	
70	-	-	-	-	1.90	1.68	1.54	1.41	1.21	1.05	
80	-	-	-	-	1.81	1.62	1.48	1.37	1.17	1.03	
90	-	-	-	-	1.71	1.57	1.44	1.34	1.15	1.00	
100	-	-	-	-	1.62	1.51	1.39	1.30	1.13	0.99	
110	-	-	-	-	1.50	1.45	1.35	1.26	1.11	0.99	
120	-	-	-	-	1.42	1.39	1.30	1.23	1.09	0.97	
130	-	-	-	-	1.33	1.33	1.26	1.19	1.07	0.96	
140	-	-	-	-	1.26	1.29	1.21	1.16	1.04	0.94	
150	-	-	-	-	1.21	1.22	1.17	1.12	1.02	0.93	

Fattore di amplificazione **FV** Tipo di terreno **Ghiaia** a_g (g) **0.26g** Profilo di velocità **Lineare pendenza massima**

	V_{SH} (m/s)										
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700	
H 5	-	1.06	1.03	1.02	1.01	1.01	1.00	1.00	1.00	1.00	
10	-	-	1.13	1.06	1.04	1.03	1.02	1.01	1.01	1.00	
15	-	-	-	1.18	1.10	1.05	1.04	1.03	1.01	1.01	
20	-	-	-	1.54	1.20	1.13	1.06	1.04	1.02	1.01	
25	-	-	-	2.15	1.40	1.21	1.14	1.10	1.04	1.02	
30	-	-	-	2.58	1.72	1.31	1.21	1.14	1.07	1.02	
35	-	-	-	2.95	1.93	1.48	1.29	1.20	1.09	1.03	
40	-	-	-	3.39	2.14	1.61	1.39	1.26	1.12	1.04	
50	-	-	-	3.72	2.62	1.94	1.58	1.39	1.19	1.08	
60	-	-	-	3.60	2.83	2.17	1.77	1.51	1.24	1.10	
70	-	-	-	-	2.84	2.27	1.88	1.60	1.29	1.11	
80	-	-	-	-	2.69	2.27	1.92	1.66	1.32	1.13	
90	-	-	-	-	2.65	2.18	1.91	1.67	1.34	1.13	
100	-	-	-	-	2.73	2.10	1.85	1.65	1.34	1.14	
110	-	-	-	-	2.74	2.14	1.78	1.60	1.32	1.13	
120	-	-	-	-	2.71	2.17	1.81	1.57	1.31	1.12	
130	-	-	-	-	2.65	2.16	1.82	1.58	1.29	1.11	
140	-	-	-	-	2.62	2.16	1.83	1.57	1.28	1.10	
150	-	-	-	-	2.57	2.13	1.81	1.57	1.28	1.10	

Fattore di amplificazione
FA

Tipo di terreno
Ghiaia

a_g (g)
0.26g

Profilo di velocità
Lineare pendenza intermedia

	V_{SH} (m/s)									
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
H 5	-	1.80	1.74	1.60	1.38	1.21	1.10	1.05	1.01	1.01
10	-	-	2.02	1.70	1.47	1.33	1.25	1.17	1.06	1.02
15	-	-	-	1.93	1.69	1.51	1.37	1.25	1.12	1.04
20	-	-	-	1.97	1.79	1.62	1.47	1.35	1.18	1.06
25	-	-	-	1.87	1.79	1.64	1.51	1.39	1.21	1.08
30	-	-	-	1.74	1.69	1.62	1.50	1.40	1.22	1.09
35	-	-	-	1.59	1.60	1.54	1.48	1.39	1.22	1.09
40	-	-	-	1.50	1.52	1.48	1.41	1.36	1.21	1.09
50	-	-	-	1.42	1.39	1.32	1.31	1.27	1.17	1.07
60	-	-	-	1.33	1.33	1.30	1.22	1.18	1.12	1.04
70	-	-	-	-	1.27	1.26	1.22	1.15	1.06	1.00
80	-	-	-	-	1.21	1.20	1.19	1.15	1.04	0.98
90	-	-	-	-	1.14	1.15	1.15	1.12	1.04	0.96
100	-	-	-	-	1.08	1.10	1.11	1.09	1.03	0.95
110	-	-	-	-	1.02	1.06	1.06	1.05	1.01	0.95
120	-	-	-	-	0.97	1.01	1.03	1.03	0.99	0.93
130	-	-	-	-	0.91	0.97	0.99	0.99	0.97	0.92
140	-	-	-	-	0.91	0.94	0.96	0.97	0.94	0.91
150	-	-	-	-	0.87	0.91	0.93	0.94	0.93	0.89

Fattore di amplificazione
FV

Tipo di terreno
Ghiaia

a_g (g)
0.26g

Profilo di velocità
Lineare pendenza intermedia

	V_{SH} (m/s)									
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
H 5	-	1.05	1.04	1.02	1.02	1.01	1.01	1.00	1.00	1.00
10	-	-	1.17	1.07	1.04	1.03	1.02	1.02	1.01	1.00
15	-	-	-	1.24	1.14	1.09	1.05	1.03	1.02	1.01
20	-	-	-	1.53	1.28	1.18	1.11	1.08	1.03	1.01
25	-	-	-	1.81	1.47	1.29	1.19	1.12	1.07	1.02
30	-	-	-	2.06	1.65	1.42	1.28	1.19	1.09	1.03
35	-	-	-	2.25	1.84	1.54	1.37	1.25	1.11	1.04
40	-	-	-	2.29	1.96	1.66	1.46	1.32	1.14	1.07
50	-	-	-	2.12	2.02	1.80	1.59	1.43	1.21	1.09
60	-	-	-	2.10	1.86	1.79	1.65	1.49	1.26	1.11
70	-	-	-	-	1.88	1.68	1.61	1.51	1.29	1.12
80	-	-	-	-	1.88	1.69	1.53	1.46	1.29	1.13
90	-	-	-	-	1.91	1.69	1.54	1.41	1.27	1.13
100	-	-	-	-	1.88	1.69	1.53	1.43	1.24	1.09
110	-	-	-	-	1.84	1.68	1.53	1.41	1.22	1.09
120	-	-	-	-	1.77	1.68	1.53	1.40	1.23	1.10
130	-	-	-	-	1.74	1.64	1.53	1.42	1.23	1.10
140	-	-	-	-	1.73	1.60	1.51	1.42	1.22	1.10
150	-	-	-	-	1.74	1.57	1.48	1.40	1.23	1.09

Tabella 3.2-1 - Valori di V_{s30} (velocità equivalente nei primi 30 m) alle diverse profondità (H) corrispondenti alle diverse V_{sH} (velocità equivalenti su tutto lo spessore del deposito) per il profilo con pendenza massima.

	V_{sH} (m/s)										
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700	
H	35	138.5	183.2	227.8	274.0	322.3	371.9	422.2	473.5	579.1	687.7
	40	129.8	170.3	210.8	254.4	301.7	351.0	401.7	454.0	563.7	678.8
	50	115.4	149.0	182.6	221.9	267.6	316.4	367.8	422.0	538.5	664.4
	60	106.0	135.1	164.2	200.6	245.3	293.9	345.9	401.3	522.4	655.3
	70	98.3	123.6	148.9	183.0	226.9	275.3	327.8	384.3	509.3	648.0
	80	94.3	117.7	141.0	174.0	217.4	265.8	318.5	375.7	502.6	644.3
	90	90.2	111.6	133.0	164.7	207.8	256.1	309.1	366.9	496.0	640.6
	100	86.0	105.4	124.8	155.2	197.9	246.2	299.6	358.0	489.2	636.9
	110	83.9	102.2	120.6	150.4	192.8	241.2	294.7	353.5	485.9	635.1
	120	81.8	99.0	116.3	145.5	187.8	236.1	289.9	349.0	482.5	633.2
	130	79.6	95.8	112.0	140.5	182.6	230.9	284.9	344.5	479.0	631.4
	140	77.4	92.5	107.6	135.5	177.4	225.7	280.0	339.8	475.6	629.5
	150	75.2	89.1	103.1	130.3	172.0	220.5	274.9	335.2	472.2	627.6

Tabella 3.2.2 - Valori di V_{s30} (velocità equivalente nei primi 30 m) alle diverse profondità (H) corrispondenti alle diverse V_{sH} (velocità equivalenti su tutto lo spessore del deposito) per il profilo con pendenza intermedia.

	V_{sH} (m/s)										
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700	
H	35	143.8	191.0	238.0	285.9	335.2	385.1	435.6	486.3	589.3	693.9
	40	139.2	184.1	228.8	275.3	324.1	374.0	424.8	476.1	581.4	689.4
	50	131.6	172.7	213.7	257.9	306.0	355.7	407.1	459.5	568.5	682.1
	60	126.7	165.4	204.0	246.7	294.3	344.1	395.7	448.9	560.3	677.5
	70	122.7	159.4	196.0	237.5	284.8	334.6	386.5	440.3	553.8	673.8
	80	120.6	156.4	191.9	232.8	280.0	329.7	381.8	436.0	550.5	671.9
	90	118.6	153.3	187.9	228.1	275.1	324.9	377.2	431.6	547.1	670.1
	100	116.5	150.2	183.7	223.4	270.2	320.0	372.5	427.3	543.8	668.3
	110	115.5	148.7	181.6	220.9	267.7	317.5	370.2	425.0	542.1	667.3
	120	114.4	147.1	179.5	218.5	265.2	315.0	367.8	422.8	540.5	666.4
	130	113.4	145.5	177.3	216.1	262.6	312.6	365.4	420.6	538.8	665.4
	140	112.3	143.9	175.2	213.6	260.1	310.1	363.0	418.4	537.1	664.5
	150	111.2	142.3	173.1	211.2	257.5	307.5	360.6	416.2	535.4	663.6

Tabella 3.2 3 – Categorie di sottosuolo in funzione dei valori di V_{s30} definiti nella Tabella 3.2 1 (profilo con pendenza massima).

		V_{s30} (m/s)									
		150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
H	35	D	C	C	C	C	B	B	B	B	B
	40	D	D	C	C	C	C	B	B	B	B
	50	D	D	C	C	C	C	B	B	B	B
	60	D	D	D	C	C	C	C	B	B	B
	70	S1	D	D	C	C	C	C	B	B	B
	80	S1	D	D	D	C	C	C	B	B	B
	90	S1	D	D	D	C	C	C	B	B	B
	100	S1	D	D	D	C	C	C	C	B	B
	110	S1	D	D	D	C	C	C	C	B	B
	120	S1	S1	D	D	C	C	C	C	B	B
	130	S1	S1	D	D	C	C	C	C	B	B
	140	S1	S1	D	D	D	C	C	C	B	B
150	S1	S1	D	D	D	C	C	C	B	B	

Tabella 3.2 4 - Categorie di sottosuolo in funzione dei valori di V_{s30} definiti nella Tabella 3.2 2 (profilo con pendenza intermedia).

		V_{s30} (m/s)									
H		150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
H	35	D	C	C	C	C	B	B	B	B	B
	40	D	C	C	C	C	B	B	B	B	B
	50	D	D	C	C	C	C	B	B	B	B
	60	D	D	C	C	C	C	B	B	B	B
	70	D	D	C	C	C	C	B	B	B	B
	80	D	D	C	C	C	C	B	B	B	B
	90	D	D	C	C	C	C	B	B	B	B
	100	D	D	C	C	C	C	B	B	B	B
	110	D	D	C	C	C	C	B	B	B	B
	120	D	D	D	C	C	C	B	B	B	B
	130	D	D	D	C	C	C	B	B	B	B
	140	D	D	D	C	C	C	B	B	B	B
150	D	D	D	C	C	C	B	B	B	B	

3.2.5 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Idriss, J. e Sun, J.I., (1992) - *SHAKE91 – a computer program for conducting equivalent linear seismic response analyses of horizontally layered soils deposits*. University of California, Davis.
- Sun, J.I., Golesorkhi, R. e Seed H. B. (1988) - *Dynamic moduli and damping ratios for cohesive soils*. Report N. UCB/EERC-88/15, Earthquake Engineering Research Center. University of California, Berkeley, pp. 42.
- Rollins, K. M., Evans, M. D., Diehl, N. B. e Daily, W. D. III (1998) - Shear Modulus and Damping Relationships for Gravels, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 124, N. 5, May, pp. 396-405.
- Seed, H. B., Wong, R. T., Idriss, I. M. e Tokimatsu, K. (1986) - Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 112 (GT11), 1016-1032.
- Vucetic, M. e Dobry, R (1991) - Effects of the soil plasticity on cyclic response. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 117, N.1.

3.3 Abachi di riferimento per gli effetti topografici (livello 2)

Questi abachi sono utilizzabili per il calcolo di fattori di amplificazione $[F_a]$ per le creste rocciose (bedrock sismico affiorante) caratterizzate da pendii con inclinazione maggiore o uguale ai 10° (Figura 3.3-1) e per scarpate rocciose caratterizzate da fronti di altezza (H) uguale o superiore a 10 m e inclinazione (α) del fronte principale uguale o superiore ai 10° (Figura 3.3-2).

Il codice di calcolo utilizzato è ELCO (paragrafo 3.1.7.3.5; Callerio *et al.* 2000), che lavora utilizzando gli elementi al contorno per discretizzare la struttura reale e utilizza la funzione di Green per la soluzione del problema differenziale, considera un dominio puramente elastico isotropo.

L'input sismico è costituito da 6 accelerogrammi sintetici costruiti sulla base di dati di pericolosità di base.

Non si sono utilizzate curve di decadimento, perchè il codice di calcolo lavora con i soli parametri iniziali (modulo di taglio o V_s e peso di volume) e smorzamento infinitamente piccolo.

Il peso di unità di volume è variabile tra 22 e 24 kN/m³, mentre la V_s è variabile tra 800 e 1500 m/s.

3.3.1 CRESTE ROCCIOSE

Il rilievo è identificato sulla base di cartografie a scala almeno 1:10.000 e la larghezza alla base è scelta in corrispondenza di evidenti rotture morfologiche: sono da considerare creste solo quelle situazioni che presentano il dislivello altimetrico minimo (h) maggiore o uguale a un terzo del dislivello altimetrico massimo (H) (Figura 3.3-1).

Il materiale costituente il rilievo topografico deve avere una V_s maggiore o uguale a 800 m/s.

Nell'ambito delle creste si distinguono due situazioni:

- rilievo caratterizzato da una larghezza in cresta (l) molto inferiore alla larghezza alla base (L) (cresta appuntita);
- rilievo caratterizzato da una larghezza in cresta paragonabile alla larghezza alla base, ovvero pari ad almeno $1/3$ della larghezza alla base; la zona di cresta è pianeggiante o subpianeggiante con inclinazioni inferiori a 10° (cresta arrotondata).

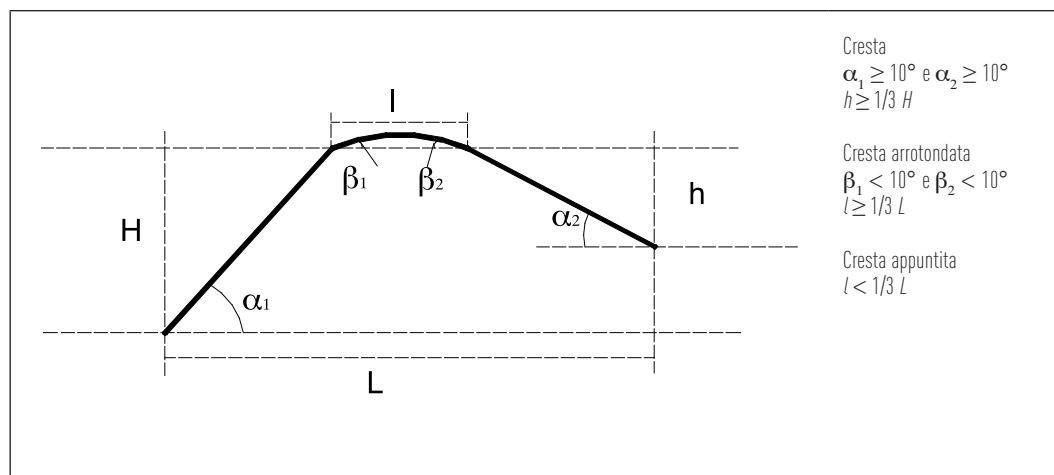


Figura 3.3-1 – Schema di riferimento per la cresta e criteri di riconoscimento.

Per l'utilizzo dell'abaco (Tabella 3.3-1) si richiede la conoscenza dei seguenti parametri:

- larghezza alla base del rilievo L ;
- larghezza in cresta del rilievo l ;
- dislivello altimetrico massimo H e dislivello altimetrico minimo h dei versanti;
- coefficiente di forma H/L .

In funzione della tipologia di cresta (appuntita o arrotondata) e della larghezza alla base del rilievo, solo per le creste appuntite, si sceglie la curva più appropriata per la valutazione del valore di FA nell'intervallo 0.1-0.5 s, in base al valore del coefficiente di forma H/L .

Il valore di FA determinato dovrà essere approssimato alla prima cifra decimale e assegnato all'area corrispondente alla larghezza in cresta l , mentre lungo i versanti tale valore sarà scalato in modo lineare fino al valore unitario alla base di ciascun versante.

3.3.2 SCARPATE ROCCIOSE

Le scarpate rocciose sono caratterizzate da irregolarità con fronti di altezza (H) uguale o superiore a 10 m e inclinazione (α) del fronte principale uguale o superiore ai 10° (Figura 3.3-2).

In funzione della tipologia del fronte superiore si distinguono:

- scarpate ideali con fronte superiore orizzontale;
- scarpate in pendenza con fronte superiore inclinato nello stesso senso del fronte principale;
- scarpate in contropendenza con fronte superiore inclinato nel senso opposto a quello del fronte principale.

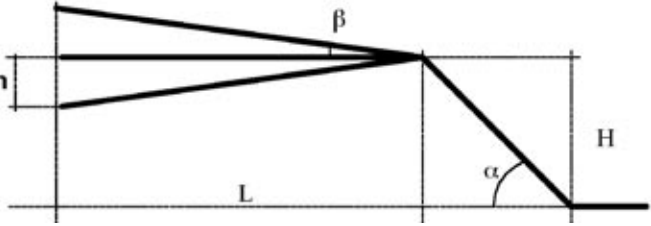
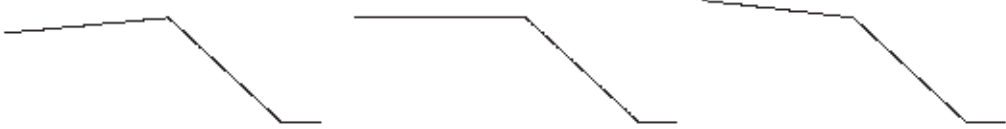
$H \geq 10 \text{ m}$ $\alpha \geq 10^\circ$ $L \approx H$ oppure $L > 15-20 \text{ m}$		
		
Scarpata in contropendenza $h < 1/3 H$	Scarpata ideale $h = 0$ $\beta = 0$	Scarpata in pendenza $\beta \leq 1/5 \alpha$

Figura 3.3-2 – Schemi di riferimento per la scarpata e criteri di riconoscimento.

La misura dell'altezza H è da intendersi come distanza verticale dal piede al ciglio del fronte principale, mentre il fronte superiore è da definire come distanza tra il ciglio del fronte principale e la prima evidente irregolarità morfologica.

Sono da considerare scarpate solo quelle situazioni che presentano:

- un fronte superiore di estensione paragonabile al dislivello altimetrico massimo (H) o comunque non inferiore ai 15-20 m;
- l'inclinazione (β) del fronte superiore, inferiore o uguale a un quinto dell'inclinazione (α) del fronte principale, nel caso delle scarpate in pendenza (per $\beta > 1/5 \alpha$ la situazione è da considerarsi pendio);
- il dislivello altimetrico minimo (h) minore a un terzo del dislivello altimetrico massimo (H), nel caso di scarpate in contropendenza (per $h \geq 1/3H$ la situazione è da considerarsi una cresta appuntita).

Nella Tabella 3.3-2 si riporta per ciascuna classe altimetrica (H) e classe di inclinazione (α) il valore di F_a , che risulta da una regressione statistica dei casi analizzati e quindi affetta da dispersione. F_a è calcolato tra 0.1 e 0.5 s (Pergalani e Compagnoni, 2006b).

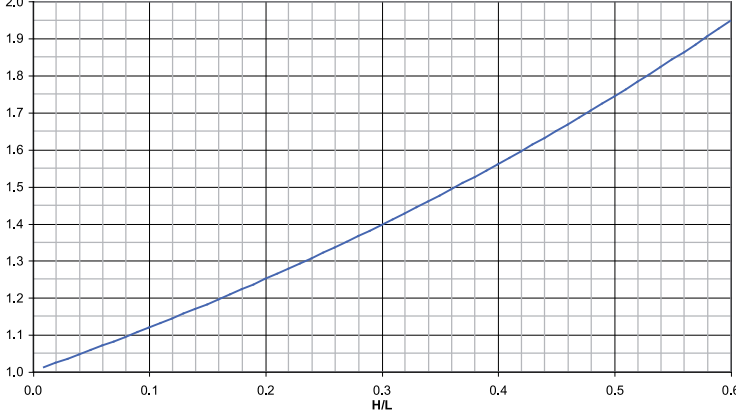
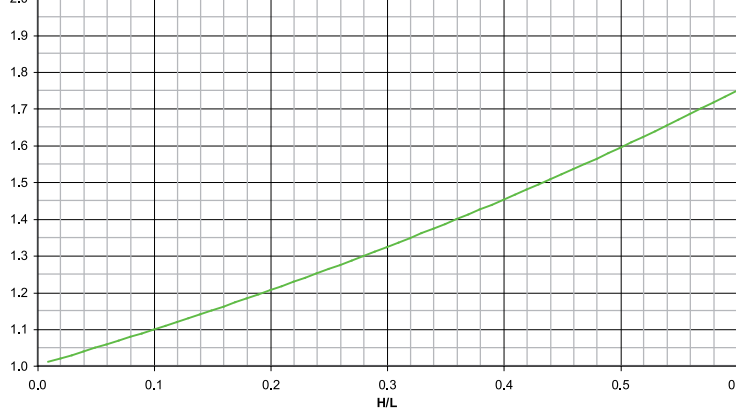
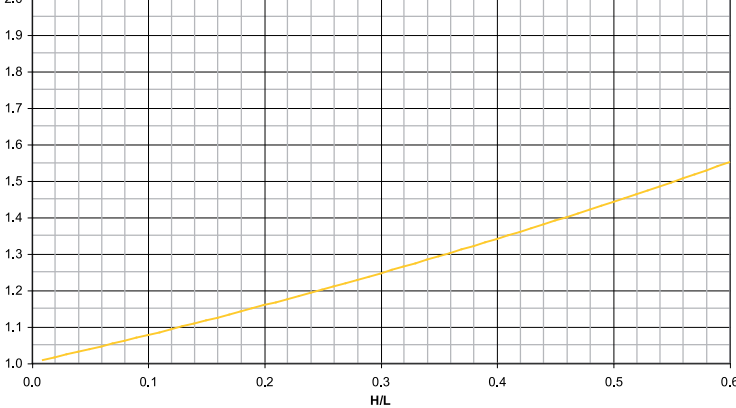
Un valore di F_a caratteristico è assegnato a ogni tipologia di scarpata individuata con l'estensione della relativa area di influenza (A_i).

Il valore di F_a è assegnato al ciglio del fronte principale, mentre all'interno della relativa area di influenza (A_i), il valore è scalato in modo lineare fino al raggiungimento del valore unitario. Confrontando il valore di F_a con il coefficiente topografico (S_p) previsto dalla normativa, si deciderà sull'opportunità di adottare il più gravoso fra i due o effettuare studi di livello 3.

3.3.3 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Callerio, A., Petrini, V. e Pergalani, F. (2000) - *ELCO, A program for two-dimensional analyses using boundary element method*. Rapporto interno IRRS, Milano.
- Compagnoni, M., Curti, E., Di Capua, G., Lemme, A., Peppoloni, S., Pergalani, F. e Podestà S. (2007) - Danno al patrimonio monumentale ed effetti di amplificazione sismica per cause topografiche. *ANIDIS 2007, XII Convegno Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia"*, Pisa 10-14 Giugno 2007, Cd-rom, pp 12.
- Pergalani, F. e Compagnoni, M. (2006a) - Esempio di una procedura per la valutazione degli effetti di sito finalizzata alla pianificazione territoriale in Lombardia. *Ingegneria Sismica*, XXIII, 1, pp 26-46.
- Pergalani, F. e Compagnoni, M. (2006b) - Evaluation of seismic site effects in Lombardia (Italy) by numerical analyses for urban planning. *10th Congress Of International Association For Engineering Geology And The Environment "Engineering Geology Of Tomorrow's Cities"*, 6-10 September, Nottingham, United Kingdom, Cd-rom, pp 13.

Tabella 3.3-1 – Abaco per creste rocciose.

<p>Creste appuntite $L > 350$</p>	$F_{a_{0,1-0,5}} = e^{\frac{1.1H}{L}}$	<p style="text-align: center;">CORRELAZIONE H/L - Fa 0,1-0,5 s</p> <p style="text-align: right;">CRESTE APPUNTITE $L > 350$ m</p>  <table border="1" style="display: none;"> <caption>Data for H/L vs Fa (L > 350 m)</caption> <thead> <tr> <th>H/L</th> <th>Fa</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0.0</td><td>1.0</td></tr> <tr><td>0.1</td><td>1.1</td></tr> <tr><td>0.2</td><td>1.2</td></tr> <tr><td>0.3</td><td>1.4</td></tr> <tr><td>0.4</td><td>1.55</td></tr> <tr><td>0.5</td><td>1.7</td></tr> <tr><td>0.6</td><td>1.95</td></tr> </tbody> </table>	H/L	Fa	0.0	1.0	0.1	1.1	0.2	1.2	0.3	1.4	0.4	1.55	0.5	1.7	0.6	1.95
H/L	Fa																	
0.0	1.0																	
0.1	1.1																	
0.2	1.2																	
0.3	1.4																	
0.4	1.55																	
0.5	1.7																	
0.6	1.95																	
<p>Creste appuntite $250 < L < 350$</p>	$F_{a_{0,1-0,5}} = e^{\frac{0.93H}{L}}$	<p style="text-align: center;">CORRELAZIONE H/L - Fa 0,1-0,5 s</p> <p style="text-align: right;">CRESTE APPUNTITE $250 \text{ m} < L < 350 \text{ m}$</p>  <table border="1" style="display: none;"> <caption>Data for H/L vs Fa (250 m < L < 350 m)</caption> <thead> <tr> <th>H/L</th> <th>Fa</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0.0</td><td>1.0</td></tr> <tr><td>0.1</td><td>1.1</td></tr> <tr><td>0.2</td><td>1.2</td></tr> <tr><td>0.3</td><td>1.3</td></tr> <tr><td>0.4</td><td>1.45</td></tr> <tr><td>0.5</td><td>1.6</td></tr> <tr><td>0.6</td><td>1.75</td></tr> </tbody> </table>	H/L	Fa	0.0	1.0	0.1	1.1	0.2	1.2	0.3	1.3	0.4	1.45	0.5	1.6	0.6	1.75
H/L	Fa																	
0.0	1.0																	
0.1	1.1																	
0.2	1.2																	
0.3	1.3																	
0.4	1.45																	
0.5	1.6																	
0.6	1.75																	
<p>Creste appuntite $150 < L < 250$</p>	$F_{a_{0,1-0,5}} = e^{\frac{0.73H}{L}}$	<p style="text-align: center;">CORRELAZIONE H/L - Fa 0,1-0,5 s</p> <p style="text-align: right;">CRESTE APPUNTITE $150 \text{ m} < L < 250 \text{ m}$</p>  <table border="1" style="display: none;"> <caption>Data for H/L vs Fa (150 m < L < 250 m)</caption> <thead> <tr> <th>H/L</th> <th>Fa</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0.0</td><td>1.0</td></tr> <tr><td>0.1</td><td>1.1</td></tr> <tr><td>0.2</td><td>1.15</td></tr> <tr><td>0.3</td><td>1.25</td></tr> <tr><td>0.4</td><td>1.35</td></tr> <tr><td>0.5</td><td>1.45</td></tr> <tr><td>0.6</td><td>1.55</td></tr> </tbody> </table>	H/L	Fa	0.0	1.0	0.1	1.1	0.2	1.15	0.3	1.25	0.4	1.35	0.5	1.45	0.6	1.55
H/L	Fa																	
0.0	1.0																	
0.1	1.1																	
0.2	1.15																	
0.3	1.25																	
0.4	1.35																	
0.5	1.45																	
0.6	1.55																	

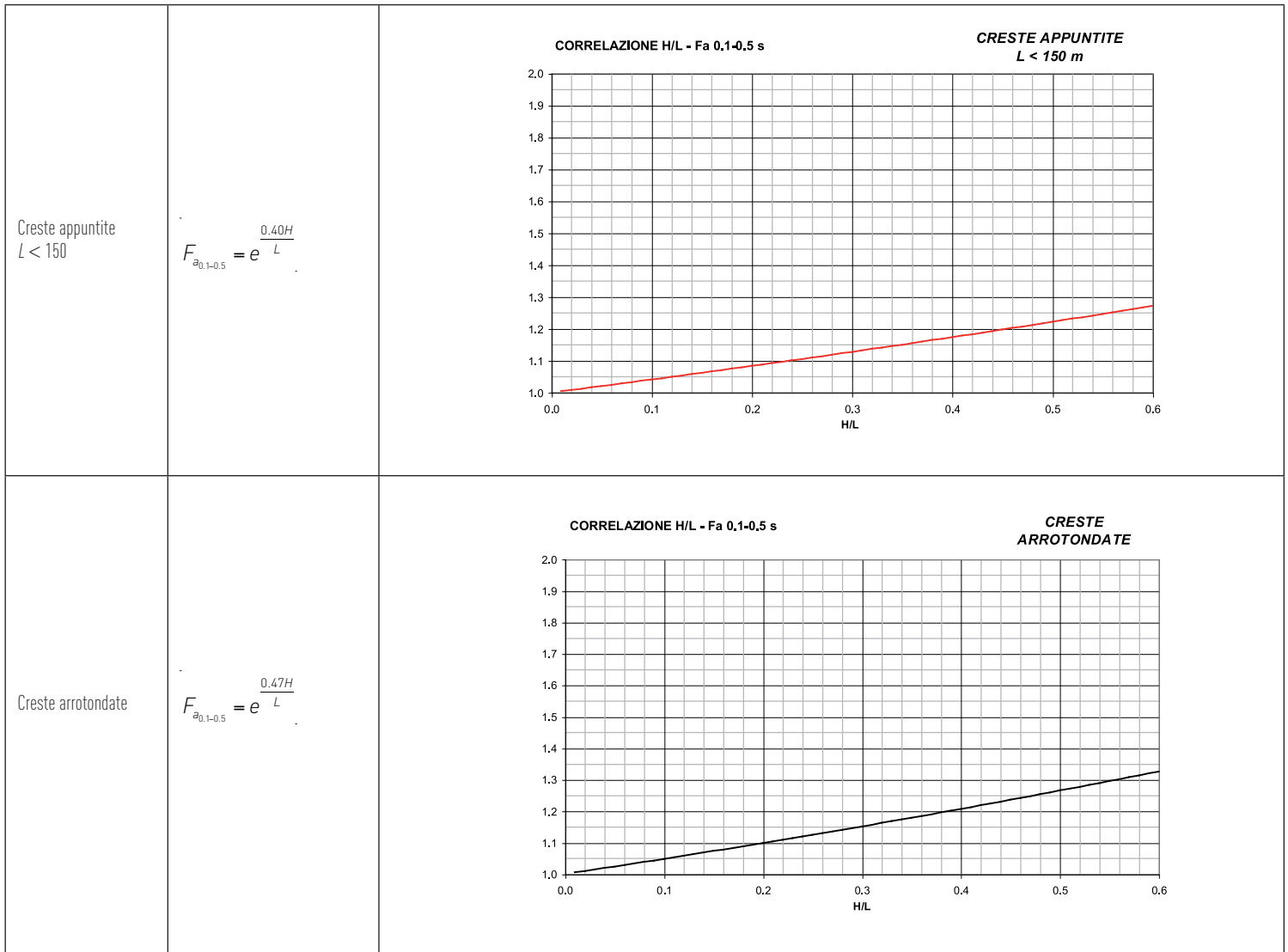


Tabella 3.3-2 – Abaco per scarpate rocciose.

Classe altimetrica	Classe di inclinazione	Valore di F_s	Area di influenza
$10 \text{ m} \leq H \leq 20 \text{ m}$	$10^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	1.1	$A_i = H$
$20 \text{ m} < H \leq 40 \text{ m}$	$10^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	1.2	$A_i = \frac{3}{4} H$
$H > 40 \text{ m}$	$10^\circ \leq \alpha \leq 20^\circ$	1.1	$A_i = \frac{3}{4} H$
	$20^\circ < \alpha \leq 40^\circ$	1.2	
	$40^\circ < \alpha \leq 60^\circ$	1.3	
	$60^\circ < \alpha \leq 70^\circ$	1.2	
	$\alpha > 70^\circ$	1.1	

3.4 Istruzioni tecniche per l'esecuzione, l'acquisizione dati e la presentazione dei risultati delle indagini geologiche, geofisiche e geotecniche

3.4.1 INTRODUZIONE

Le presenti Istruzioni tecniche (IT) sono una rielaborazione del "Manuale delle istruzioni tecniche della Regione Toscana" (Settore servizio sismico), predisposto nell'ambito del Programma regionale valutazione effetti locali (VEL)⁷⁸. Sono state effettuate alcune modifiche nei contenuti e nella struttura per adattarli al contesto nazionale.

Le indicazioni strettamente tecniche non sono state modificate, per garantire la coerenza interna sperimentata con il progetto VEL. Per questo motivo possono esistere eventuali disomogeneità con gli Indirizzi e criteri. Nelle IT sono illustrate in dettaglio alcune indagini geologiche, geotecniche e geofisiche, utilizzate per la caratterizzazione dei terreni e finalizzate a studi di MS.

In particolare sono illustrati:

- i criteri generali per la programmazione delle indagini;
- il campo di applicazione e le metodologie operative;
- le modalità di presentazione dei dati e degli elaborati.

Il capitolo è articolato in 4 paragrafi relativi alle seguenti tematiche:

- rilevamenti geologici, geomorfologici e litologico-tecnici;
- indagini geofisiche;
- indagini geotecniche;
- relazione illustrativa e modalità di presentazione dei dati.

Il primo paragrafo illustra gli obiettivi e le finalità del rilievo geologico, geomorfologico e litologico tecnico a una scala di dettaglio e i criteri per l'individuazione delle sezioni geologiche significative.

I paragrafi sulle indagini sono articolati al loro interno in una parte di inquadramento generale (Generalità) e in schede tecniche descrittive dei vari tipi di indagini.

Nell'ultimo paragrafo vengono descritte le modalità di predisposizione della Relazione illustrativa, di presentazione dei dati e delle interpretazioni. Una bibliografia di riferimento completa il capitolo.

⁷⁸ La documentazione originale è disponibile su internet:

<http://www.rete.toscana.it/sett/pta/sismica/lr56/VEL/index.htm>

Nell'ambito del programma VEL, la Regione Toscana ha costituito un Gruppo di coordinamento finalizzato ad assicurare il necessario riferimento scientifico, attraverso le attività di indirizzo, programmazione e controllo di qualità delle indagini geologiche, geofisiche e geotecniche.

Il Gruppo di coordinamento è così costituito:

(Regione Toscana - Direzione generale delle Politiche territoriali ambientali settore servizio sismico regionale)

M. Ferrini, M. Baglione, P. Fabbroni, V. D'Intinosante

(rappresentanti della comunità scientifica italiana)

A. Puccinelli e G. D'Amato Avanzi - Dip.to di Scienze della Terra dell'Università di Pisa

P. Signanini e M. Rainone - DIGAT dell'Università di Chieti

A. Cancelli - Dip.to di Scienze geologiche e geotecnologiche del Politecnico di Milano

D. Lo Presti - Dip.to di Ingegneria civile dell'Università di Pisa

C. Cherubini e G. Vessia - Dip.to di Ingegneria ambientale del Politecnico di Bari

G. Principi, M. Benvenuti e S. Moretti - Dip.to di Scienze della terra dell'Università di Firenze

A. Lazzarotto e A. Costantini - Dip.to di Scienze della terra dell'Università di Siena

C. Lai e C. e Strobbia - Eucentre di Pavia

C. Eva - Dip. Te. Ris. dell'Università di Genova

3.4.2 RILEVAMENTI GEOLOGICI, GEOMORFOLOGICI E LITOLOGICO-TECNICI

3.4.2.1 GENERALITÀ

Le carte geologiche e geomorfologiche in scala 1:5.000 - 1:2.000 costituiscono la base di riferimento per la programmazione delle indagini geofisiche, geognostiche e geotecniche.

La scelta della scala è connessa con il grado di dettaglio richiesto e con l'utilizzo finale di tali informazioni per la pianificazione urbanistica. Tuttavia, se l'amministrazione appaltante lo ritiene, potranno essere utilizzate scale differenti anche in relazione alla disponibilità della cartografia topografica di base.

Nella cartografia saranno evidenziate le situazioni che presentano maggiore criticità nella variazione della risposta sismica locale e negli effetti di instabilità, e che pertanto dovranno essere caratterizzate (geometria e parametri fisico-meccanici delle unità litostratigrafiche) al fine delle analisi.

In particolare sulla carta geologica dovranno essere individuate le sezioni geologiche significative che meglio permettono di rappresentare l'assetto geologico-strutturale del sottosuolo.

In questo paragrafo sono forniti:

- i criteri per la delimitazione delle aree per la realizzazione della cartografia geologica, geomorfologica, litologico-tecnica;
- i criteri generali per la stesura degli elaborati geologici, geomorfologici e litologico-tecnici;
- i criteri per l'individuazione delle sezioni geologiche significative;
- i contenuti della relazione geologica e dei dati di base acquisiti.

Le carte geologiche, geomorfologiche e litologico-tecniche devono interessare un'area con un'estensione dipendente dalle diverse situazioni morfologiche e geologiche di seguito illustrate.

Per rilievi (Figura 3.4-1) determinare la geologia del rilievo estendendo il rilevamento ai piedi dei versanti delimitanti il rilievo.

Per versanti (Figura 3.4-2) possono essere individuate due situazioni geologiche tipo:

- il versante è su roccia in posto:
 - estendere il rilevamento in un'area che ha per limite verso monte lo spartiacque e verso valle la pianura.
- il versante è su copertura:
 - il rilevamento deve essere finalizzato alla individuazione dello spessore delle coperture e dei processi che lo hanno prodotto. Dove possibile occorre caratterizzare l'assetto geologico e strutturale del substrato.

Per pianure alluvionali (Figura 3.4-3a):

- individuare la stratigrafia e lo spessore dei depositi;
- identificare la profondità del substrato e l'assetto geologico-strutturale;
- definire la geologia dei versanti (distanza minima bordo valle 100 m) in modo tale da poter ipotizzare la loro continuazione nella pianura.

Per scarpate (Figura 3.4-3b) possono essere individuate due situazioni geologiche tipo:

- la scarpata è su roccia in posto:
 - estendere il rilevamento fino a una distanza pari a venti volte l'altezza della scarpata.

- il versante è su copertura:
 - il rilevamento deve essere finalizzato alla individuazione dello spessore delle coperture e dei processi che lo hanno prodotto. Dove possibile occorre caratterizzare l'assetto geologico - strutturale del substrato.

Per le aree caratterizzate dall'affioramento di un'unica unità litostratigrafica (ad esempio i depositi alluvionali terrazzati) e da depositi e forme derivati da un unico processo geomorfologico è possibile realizzare la sola carta litologico-tecnica a scala 1: 5.000, in quanto il dettaglio raggiunto a tale scala è ritenuto sufficiente, in queste situazioni, alla valutazione di effetti sismici locali.

Con la cartografia litologico-tecnica a scala 1:5.000 devono essere individuate all'interno dei depositi alluvionali le unità litotecniche con diverse caratteristiche meccaniche (le diverse unità litologico-tecniche saranno individuate sulla base del grado di cementazione o di consistenza e della composizione granulometrica). Tale cartografia deve fornire il quadro conoscitivo necessario per impostare la campagna geognostica, geofisica e geotecnica.

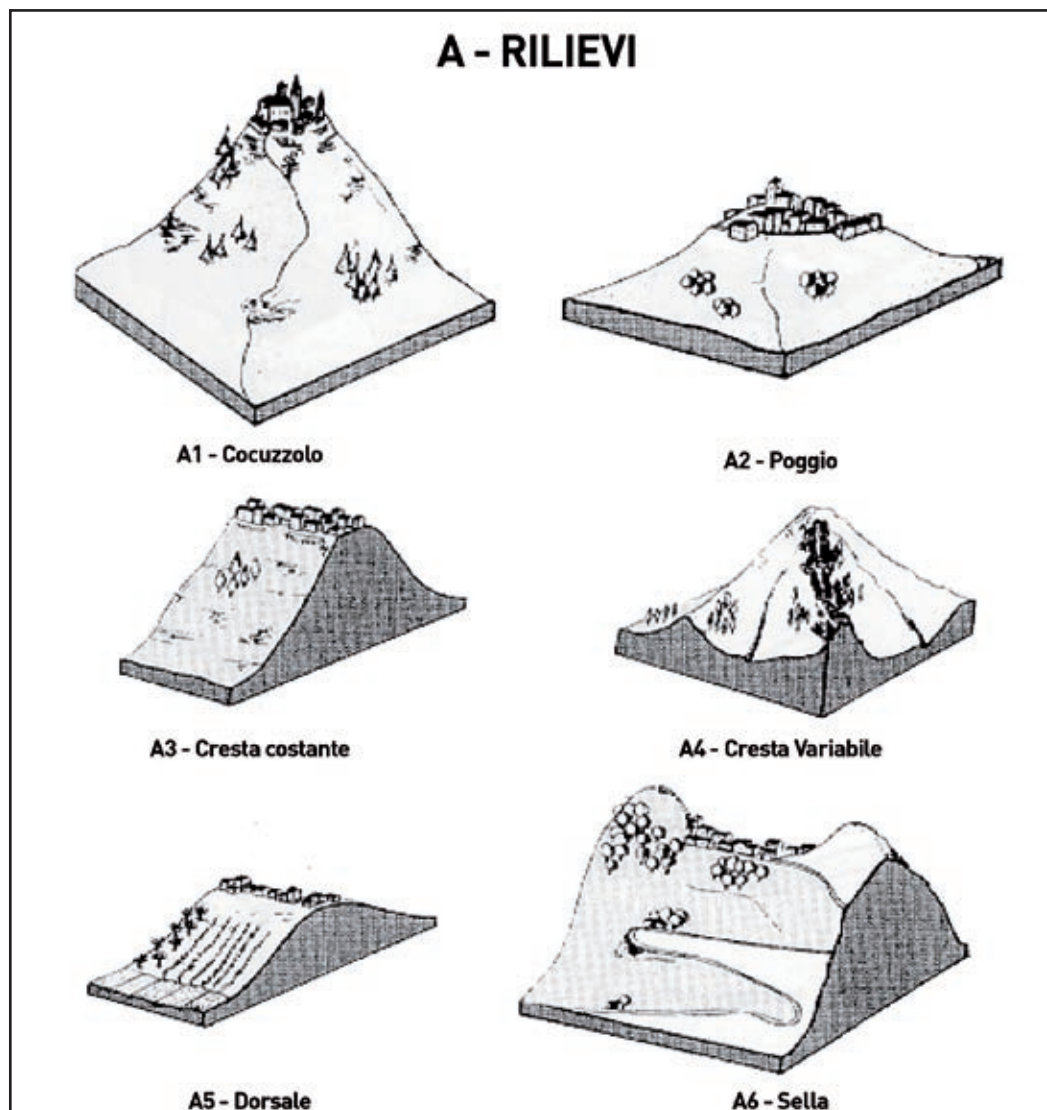


Figura 3.4-1 – Rilievi. Centri urbani o parte di essi che si trovano su una superficie di terreno posta a quota maggiore rispetto a un intorno relativo (una sezione trasversale del centro risulta approssimabile a una curva convessa).

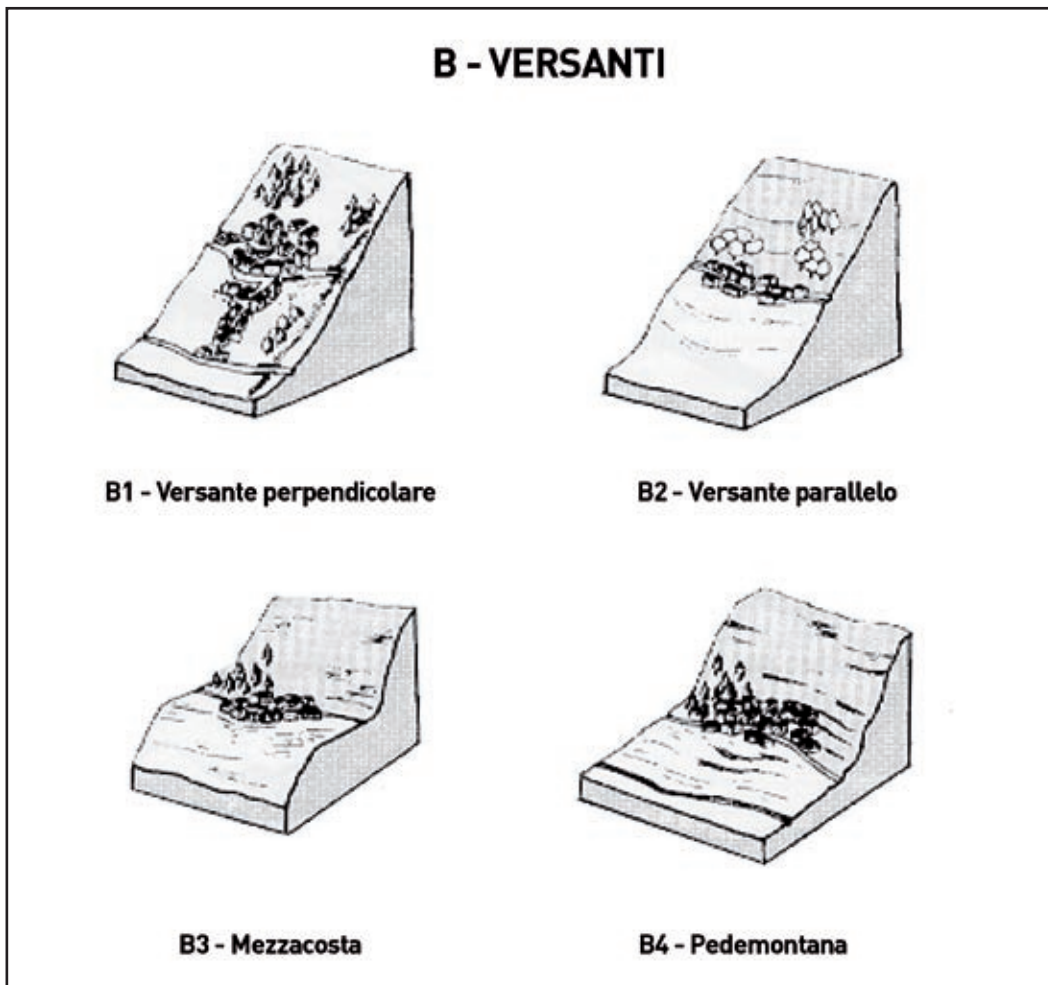


Figura 3.4-2 – Versanti. Centri urbani o parte di essi che si trovano su una superficie di terreno inclinata posta a quota minore rispetto a un rilievo (una sezione trasversale del centro risulta approssimabile a una linea inclinata).

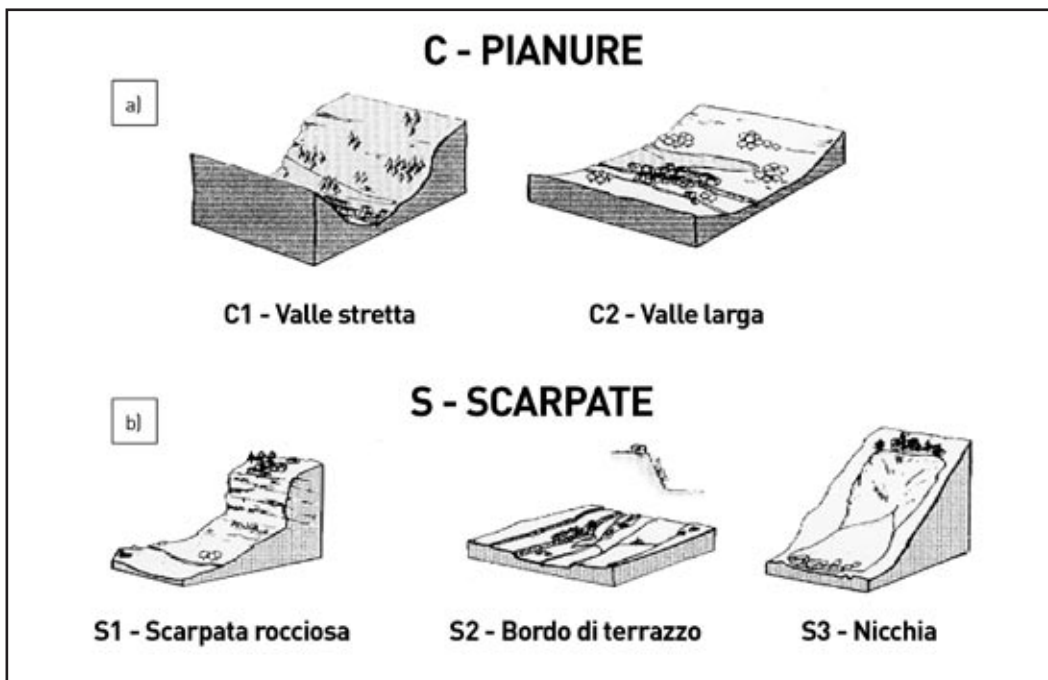


Figura 3.4-3 – Pianure e Scarpate.
 a) Pianure. Centri urbani o parte di essi che si trovano su una superficie di terreno posta a quota minore rispetto a un intorno relativo (una sezione trasversale del centro risulta approssimabile a una curva concava); b) Scarpate. Parte di centri urbani in prossimità di brusche e nette variazioni di quota del terreno, ad esempio: scarpate rocciose, bordi di terrazzo, nicchie di distacco, ecc. (una sezione trasversale del centro risulta caratterizzata da una linea a inclinazione variabile con brusca variazione di quota).

Progetto VEL - FASE Ø

Scheda selezione centro urbano campione

Individuazione di località per la realizzazione della cartografia geologica, geomorfologica di indagini geologiche, geomorfologiche litologico-tecnica in scala 1:2000 e 1:5000 e di indagini geognostiche e geotecniche

Comune:			
Frazione di:			
Popolazione residente n°Abit.	% del totale		
Morfologia (per la classificazione vedi pagg. seguenti)	A /	B /	C / S /
Centro Urbano			
Con presenza rilevante di attività economica e produttiva e/o edifici pubblici strategici	<input type="checkbox"/>	in espansione	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Prevalente residenziale	<input type="checkbox"/>	in espansione	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Edifici strategici			
Scuole	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>
Centri ASL, Case di Riposo, Pubbliche assistenze, etc.	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>
Uffici Pubblici	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>
Caserme (V.V.FF.- Carabinieri - V.V.UU.)	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>
Edifici di culto	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>
Centri di distrib. serv. tecnol. a rete (acqua, en.elettrica, gas, telefoni)	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>
Centri di ritrovo (ristoranti, discoteche, campi sportivi, etc.)	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>
Viabilità			
Strade statali	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>
Strade provinciali	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>
Strade che collegano al capoluogo	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>
Strade che collegano ad ospedali, V.V.FF., Carabinieri	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>
Cartografia Aereofotogrammetrica disponibile			
1. C.T.R. scala 1:5.000	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>
2. Cartografia scala 1:2.000	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>
3. Cartografia Numerica scala 1:2.000	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>
4. Catastale + Curve di livello scala 1:2.000	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>
5. In fase di allestimento (indicare numero di riferimento)		n.	<input type="text"/>

Figura 3.4-4a - Scheda per la descrizione dei centri urbani, utilizzata dalla Regione Toscana (prima parte).

Caratteristiche geologiche			
Descrizione:			
Caratteristiche Geomorfologiche			
Descrizione:			
<table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">Costi presunti per la cartografia geologica, geomorfologica, litotecnica scala 1:2.000 e 1:5000</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: 150px; text-align: center;">Euro</td> </tr> </table>		Costi presunti per la cartografia geologica, geomorfologica, litotecnica scala 1:2.000 e 1:5000	Euro
Costi presunti per la cartografia geologica, geomorfologica, litotecnica scala 1:2.000 e 1:5000	Euro		
Descrizione:			
<table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">Costi presunti per le indagini geognostiche e geotecniche di base</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: 150px;"></td> </tr> </table>		Costi presunti per le indagini geognostiche e geotecniche di base	
Costi presunti per le indagini geognostiche e geotecniche di base			
Note:			

Figura 3.4-4b – Scheda per la descrizione dei centri urbani, utilizzata dalla Regione Toscana (seconda parte).

3.4.2.2 ELABORATI GEOLOGICI, GEOMORFOLOGICI E LITOLOGICO-TECNICI

3.4.2.2.1 Carta geologica

La carta geologica è realizzata per il raggiungimento dei seguenti obiettivi:

- mappatura dei depositi di copertura con particolare riferimento a quelli con spessore > 3-5 m;
- ricostruzione dettagliata di tutte le forme geomorfologiche e dei fenomeni gravitativi di versante;
- rilievo del substrato con indicazione delle unità affioranti.

La base di riferimento è la Carta tecnica regionale (CTR).

Il rilevamento geologico potrà essere effettuato in scala 1:5.000 o 1:2.000, a seconda della disponibilità cartografica.

Il rilevamento geologico si baserà su criteri di distinzione litostratigrafica per delimitare spazialmente tutte le formazioni geologiche sia riguardo ai depositi di copertura sia relativamente alle unità del substrato con l'individuazione anche dei membri all'interno delle varie formazioni geologiche.

L'unità di base è la formazione che sarà individuata su base litostratigrafica, secondo quanto indicato nella legenda geologica. Nel caso siano riconoscibili all'interno della formazione unità di ordine inferiore, diverse per caratteristiche litologiche, passibili di potenziale differente risposta sismica, dovranno essere cartografate (membro). Dovranno, inoltre, essere indicate le informazioni di tipo strutturale (faglie, sovrascorrimenti, ecc.).

La carta geologica si baserà su un rilievo di campagna dettagliato, che nel centro urbano dovrà spingersi all'acquisizione di ogni informazione utile per la corretta mappatura dei depositi di copertura anche in riferimento agli spessori. In particolare dovrà essere effettuata, ove possibile, una valutazione, anche se da stima qualitativa, degli spessori dei riporti al fine di individuare la profondità del piano di posa delle fondazioni.

Con il rilievo geologico dovranno essere forniti anche tutte le informazioni utili a definire in maniera dettagliata le caratteristiche tettonico-strutturali del substrato, lo spessore delle coperture e la loro tessitura, consistenza e granulometria prevalente.

Il deposito di copertura significativo ai fini della MS è quello che presenta spessore superiore a 3-5 m.

È necessario distinguere le aree dove affiora il substrato, rappresentando l'area ove la formazione risulta affiorante con colore più marcato, rispetto alla restante area dove la formazione viene interpretata come sub-affiorante, senza tracciare linee di delimitazione.

Nel caso di unità geologiche con simbologia di rappresentazione discontinua, sarà necessario indicare l'affioramento marcando il figurato di rappresentazione.

Inoltre, riguardo agli affioramenti più significativi, questi dovranno essere numerati progressivamente e per ognuno di essi dovranno essere compilate nella relazione tecnica allegata, delle descrizioni litologico-tecniche corredate da materiale fotografico dettagliato, commentato anche graficamente e con interpretazione formazionale e attribuzione della classe litotecnica.

Dovranno essere individuati e delimitati i fenomeni franosi indicando il loro stato di attività come di seguito specificato:

- attivi legati a processi in atto o ricorrenti a ciclo breve;
- quiescenti, con possibilità di riattivazione nell'attuale sistema morfoclimatico;
- inattivi, cioè riferibili a condizioni climatiche diverse dalle attuali, oppure a condizioni morfologiche non più attivabili; ove possibile, si dovrà indicare (mediante opportuna sigla), se le attuali condizioni di stabilità siano state raggiunte a seguito di interventi di bonifica o risultino naturalmente stabilizzate.

Lo stato di attività dovrà essere determinato, oltre che mediante le evidenze morfologiche, sulla base di studi storico-archivistici e sulla testimonianza delle popolazioni locali.

La carta geologica farà inoltre riferimento a eventuale cartografia esistente (Carta geologica del progetto Carg, Carte Pai, carte relative alle indagini geologiche di supporto agli strumenti urbanistici comunali) e dovrà contenere le informazioni acquisite dalle indagini geofisiche, geognostiche e geotecniche esistenti, se considerate di buona qualità dai referenti scientifici regionali (prospezioni geofisiche, sondaggi, scavi, prove in sito recuperabili presso i database della Regione, delle Province, delle Comunità montane, dei Comuni e dei Consorzi di bonifica).

La cartografia sarà continuamente aggiornata e controllata in relazione ai risultati delle indagini geotecniche e geofisiche effettuate nell'ambito dei progetti di MS o di adeguamento sismico e messa in sicurezza di edifici pubblici e/o strategici.

Le legende adottate per la carta geologica si realizzeranno con l'obiettivo di ottenere una omogeneità di rappresentazione sia riguardo alla metodologia di suddivisione delle unità litostratigrafiche, sia in termini di sigle, colori e codifiche delle stesse.

Il riferimento base per la legenda, soprattutto in termini di sigle e colori, è quella del progetto Carg, adattata e modificata in relazione alla diversa scala di rilievo e alle esigenze di uniformità.

Per i depositi di copertura è stata effettuata una distinzione sulla base delle caratteristiche litologiche (probabilmente corrispondenti a caratteristiche fisico-meccaniche differenti), mantenendo comunque una codifica di riferimento che permetta una chiave di lettura comune (dal punto di vista litologico).

Queste legende potranno, nel corso della MS, subire modifiche in relazione a eventuali formazioni o litologie individuate durante il rilevamento e non previste che dovranno preventivamente essere concordate con i servizi regionali.

Nelle carte geologiche dovranno essere ubicati gli eventuali sondaggi effettuati, le prove DH, le prove penetrometriche, le linee sismiche e le altre prove eventualmente previste nell'ambito dello studio di MS.

È opportuno inoltre che nelle carte geologiche siano riportate anche le indagini e le prospezioni geofisiche effettuate al di fuori dello studio di MS e fornite dagli uffici tecnici comunali nonché dai liberi professionisti locali. Queste indagini saranno nominate con sigle e numerazioni differenti rispetto a quelle realizzate nell'ambito dello studio di MS e in maniera da essere identificate inequivocabilmente.

Il nome identificativo dell'indagine potrebbe essere costituito da un campo alfanumerico di cui:

- la prima parte è la sigla dell'indagine con un codice progressivo tra tutte le indagini, univoco per ogni comune;
- la seconda parte definirà la provenienza del dato.

Nella Figura 3.4-5 si illustra un esempio di carta geologica, desunto da un rilievo per conto della Regione Toscana, completa delle informazioni richieste. La carta geologica è stata redatta in scala 1:2.000, tuttavia la scala della figura qui riportata può non essere rispondente alla scala nominale per esigenze legate all'inserimento dell'immagine nel testo.

La carta geologica sarà inoltre corredata da un numero opportuno di sezioni geologiche, anche diversamente orientate, rappresentative di quelle situazioni che possono essere sede di potenziali effetti locali: nella carta geologica le tracce di tali sezioni geologiche saranno indicate con un tratto di colore nero e contraddistinte da una numerazione (es. 1-1').

<p style="text-align: center;">PROGETTO TERREMOTO IN GARFAGNANA E LUNIGIANA PER LA RIDUZIONE DEL RISCHIO SISMICO</p> <p style="text-align: center;">Legge Regionale 30.7.97 n. 56</p> <p style="text-align: center;">PROGRAMMA VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI LOCALI (VEL) Subprogetto Garfageo (Fase 2)</p> <p style="text-align: center;">COMUNE DI _____</p> <p style="text-align: center;">FOGLI N.: _____</p>
<p>Professionista _____ ; Studio in via _____ n. _____ CAP _____ Comune _____ Tel. _____ Fax _____ e-mail: _____</p>
<p style="text-align: center;">CARTA GEOLOGICA Scala 1:2.000 Data _____</p>

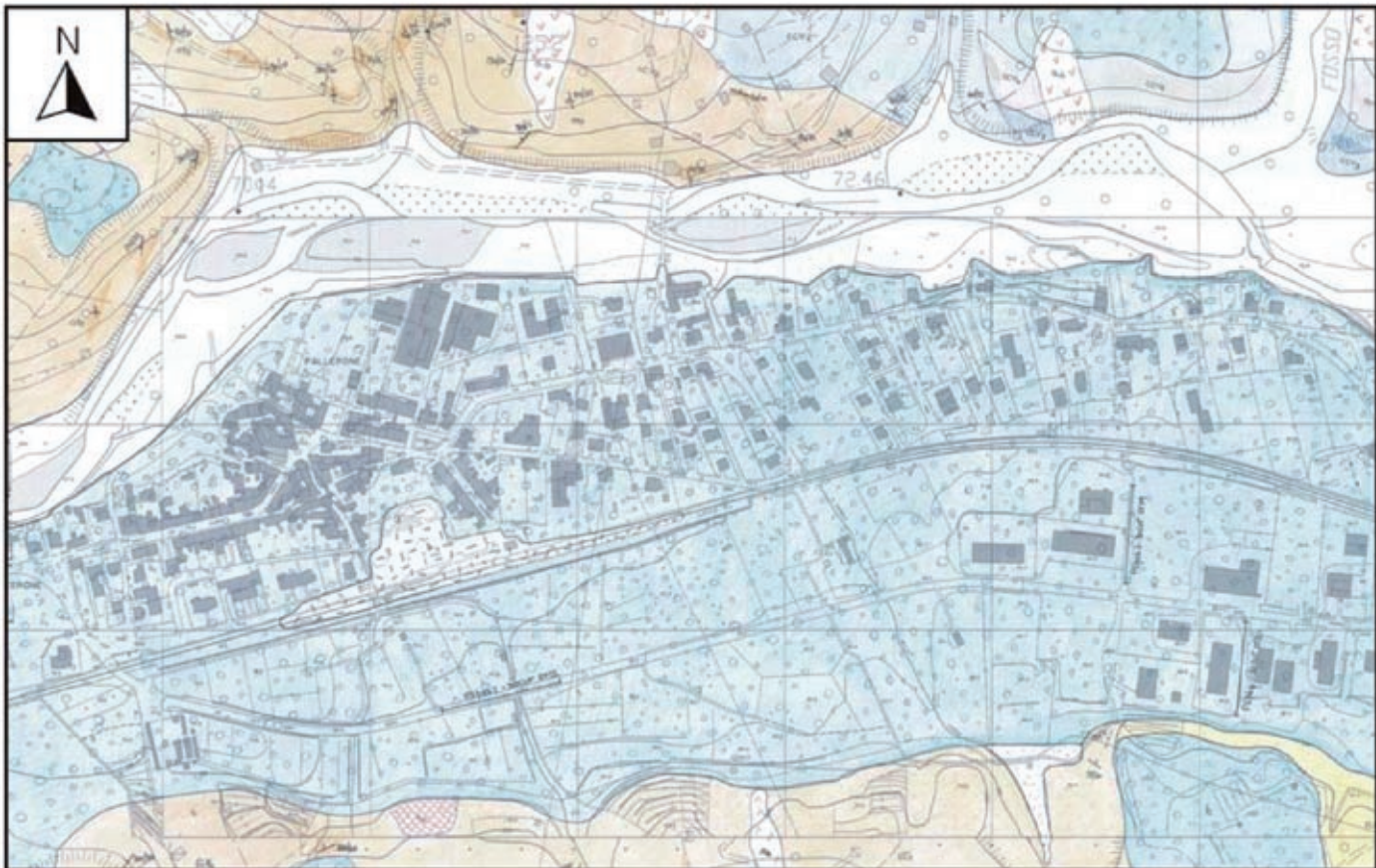


Figura 3.4-5 – Esempio di carta geologica realizzata nell’ambito del progetto VEL (Regione Toscana) da rilievo in scala 1:2.000 (ai fini della rappresentazione nel presente documento la scala è stata ridotta).

3.4.2.2.2 Carta geomorfologica

La carta geomorfologica verrà realizzata utilizzando come base di riferimento la Carta tecnica regionale (CTR).

La cartografia geomorfologica sarà realizzata attraverso diverse fasi di lavoro; una prima fase prevede l'esame stereoscopico di foto aeree, riferite a campagne di riprese aeree che, in date diverse, hanno interessato la zona di esame (analisi multitemporale), dalla quale si possa evincere non solo la presenza di particolari fenomenologie, ma anche eventuali indicazioni riguardo allo stato di attività delle stesse.

La fase successiva prevede l'esecuzione del rilievo di campagna finalizzato alla verifica delle informazioni ottenute mediante osservazione di foto aeree, in particolare si dovranno verificare:

- le geometrie e le tipologie dei depositi, nonché la congruenza delle forme individuate;
- lo stato di attività delle forme dei depositi e dei processi riscontrati;
- la corrispondenza con quanto emerso nel corso del rilievo geologico.

Il rilievo geomorfologico dovrà comunque essere condotto in stretta correlazione con quello geologico, ed entrambi, dovranno essere supportati dalla raccolta e dall'interpretazione critica dei dati esistenti (Carta geologica del progetto Carg, carte relative alle indagini geologiche di supporto agli strumenti urbanistici comunali, sondaggi, scavi, prove in sito reperibili presso la Regione, la Provincia, la Comunità montana, il Comune, i Consorzi di bonifica).

Nel corso del rilievo di campagna, oltre alla verifica di quanto desunto dalla fotointerpretazione, si dovranno cartografare e perimetrare, con un grado di dettaglio consono alla scala della base cartografica adottata, i seguenti elementi geomorfologici:

- dati strutturali;
- forme tettoniche;
- forme strutturali;
- depositi di alterazione superficiale;
- forme, processi e depositi gravitativi di versante;
- forme, processi e depositi per acque correnti superficiali;
- forme e depositi carsici;
- forme e depositi glaciali;
- forme, processi e depositi antropici e manufatti.

Nella carta geomorfologica dovranno essere riportati i dati strutturali indicati nella carta geologica (faglie, sovrascorrimenti, giaciture), le unità geologiche individuate ed eventuali lineazioni rilevate dall'analisi delle foto aeree.

Dovranno essere delimitate le forme e, in particolare, le varie tipologie di depositi di copertura distinguendole in funzione dei processi di messa in posto e stabilendone lo stato di attività. In relazione alla scala di rilievo dovranno essere indicate le forme e i depositi che, anche se non cartografabili in quanto di modesta estensione, possono influenzare la stabilità dell'edificio in condizioni statiche o per effetti indotti dal sisma.

Relativamente allo stato di attività, le forme sono distinte in:

- Forme attive, legate a processi in atto o ricorrenti a ciclo breve.

- Forme quiescenti, laddove esistano evidenze geomorfologiche o testimonianze (dirette, storiche, ecc.) che indichino una possibilità di attivazione del processo nell'attuale sistema morfoclimatico.
- Forme inattive, riferibili a condizioni climatiche diverse da quelle attuali oppure a condizioni morfologiche non più attivabili. Nel caso dei corpi di frana si dovrà indicare, ove possibile, se le attuali condizioni di stabilità siano state raggiunte artificialmente o naturalmente.

Lo stato di attività dei fenomeni sarà dedotto da osservazioni di campagna, prestando particolare attenzione alla presenza o meno di indizi di evoluzione.

Per quanto riguarda le frane, oltre allo stato di attività, deve essere considerata anche la tipologia di movimento. Le frane complesse saranno cartografate distinguendo, dove possibile, le aree a diverso meccanismo di movimento, altrimenti l'intero fenomeno sarà rappresentato dalla tipologia di movimento prevalente.

Per le scarpate si propone una legenda riferita sia alla genesi, sia allo stato di attività e che tenga conto anche delle dimensioni delle scarpate stesse.

Lo stato di attività dei fenomeni sarà dedotto da osservazioni di campagna, prestando particolare attenzione alla presenza o meno di indizi di evoluzione.

La cartografia dovrà essere continuamente aggiornata e controllata in relazione ai risultati delle indagini geotecniche e geofisiche effettuate nell'ambito del programma di MS e nei progetti di adeguamento sismico e messa in sicurezza di edifici pubblici e/o strategici.

Nella figura 3.4-6 si illustra di seguito un esempio di carta geomorfologica, desunto da un rilievo eseguito per conto della Regione Toscana. Quest'ultima è stata redatta in scala 1:2.000, tuttavia la scala della figura qui riportata può non essere rispondente alla scala nominale per esigenze legate all'inserimento dell'immagine nel testo.

<p style="text-align: center;">PROGETTO TERREMOTO IN GARFAGNANA E LUNIGIANA PER LA RIDUZIONE DEL RISCHIO SISMICO</p> <p style="text-align: center;">Legge Regionale 30.7.97 n. 56</p> <p style="text-align: center;">PROGRAMMA VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI LOCALI (VEL) Subprogetto Garfageo (Fase 2)</p> <p style="text-align: center;">COMUNE DI _____</p> <p style="text-align: center;">FOGLIO N. _____</p>
<p>Professionista: _____ ; Studio in via _____ n. _____ C.A.P. _____ Comune _____ Tel. _____ ; Fax _____ e-mail: _____</p>
<p style="text-align: center;">CARTA GEOMORFOLOGICA</p> <p style="text-align: center;">Scala 1:2.000</p> <p style="text-align: center;">Data _____</p>



Figura 3.4-6 – Esempio di carta geomorfologica realizzata nell'ambito del progetto VEL (Regione Toscana) da rilievo in scala 1:2.000 (ai fini della rappresentazione nel presente documento la scala è stata ridotta).

3.4.2.2.3 Carta litologico-tecnica

La carta litologico-tecnica sarà realizzata sulla base del rilievo litologico-tecnico.

La classificazione delle unità litologiche sarà effettuata mediante:

- osservazioni e determinazioni effettuate sugli affioramenti;
- informazioni contenute nella carta geologica e in quella geomorfologica;
- i risultati delle prove geotecniche e geofisiche.

Lo scopo di tale cartografia è quello di raggruppare i litotipi individuati in Unità litologico-tecniche (ULT) sulla base delle loro caratteristiche fisico-meccaniche e di determinare la corrispondenza con i parametri che caratterizzano la litologia dal punto di vista della risposta sismica (velocità delle onde di taglio, coefficiente di Poisson, ecc.).

Tale cartografia sarà pertanto realizzata in due fasi:

- una fase preliminare durante il rilevamento geologico, in cui saranno effettuate le determinazioni sugli affioramenti ai fini della classificazione delle ULT e saranno raccolti tutti i dati esistenti presso gli enti locali (sondaggi geotecnici, prove in sito, prospezioni geofisiche);
- una fase conclusiva, a seguito dell'acquisizione di una quantità di dati, rappresentativa per la definizione delle geometrie e per caratterizzare, in relazione al grado di omogeneità, le unità litologiche, derivanti dall'esecuzione di prospezioni sismiche a rifrazione in onde SH e sondaggi geotecnici con prove Down-Hole.

Va tenuto conto, alla luce dalla casistica, come sia talora ipotizzabile un'estrema variabilità in termini di V_{SH} , V_P/V_{SH} , coefficiente di Poisson (ν), all'interno di una stessa unità litologica, con variabilità talora elevata tra dati di superficie e dati acquisiti in foro. Ciò comporta maggiori difficoltà nella sintesi dei dati ai fini della redazione dell'elaborato litologico-tecnico.

A riguardo, dovrà essere verificata la corrispondenza tra il rilevamento litologico-tecnico, i risultati delle indagini geofisiche e geotecniche e la successiva taratura delle unità litologiche in termini di V_{SH} , V_P/V_{SH} , coefficiente di Poisson (ν), su alcuni siti campione.

La definizione accurata delle unità litologico tecniche permetterà, in relazione ai valori di V_{SH} e agli spessori valutati, di estrapolare i parametri di amplificazione ottenuti dalla modellazione numerica delle sezioni geologiche indagate.

Le unità che costituiscono la struttura geologica dell'area sono raggruppate in relazione a caratteristiche tecniche omogenee. Per la definizione delle ULT dovrà essere fatto riferimento oltre che al rilievo e alla caratterizzazione degli affioramenti, alle caratteristiche fisico-strutturali e a parametri geotecnici e geofisici, indipendentemente dalla loro posizione stratigrafica e dai relativi rapporti geometrici.

Per le determinazioni e i rilievi da effettuare sugli affioramenti, si distinguono:

- litotipi lapidei, dovranno essere acquisite le informazioni relative alla litologia, alla stratificazione, al grado di fratturazione e di alterazione, nonché tutti gli elementi, eventualmente anche strutturali, che possono determinarne il comportamento geomeccanico, principalmente mediante l'uso di prove manuali e, laddove esistenti, integrando tali dati con i risultati di prove specifiche in sito e/o di laboratorio. Alla scala di dettaglio sono richiesti parametri di caratterizzazione geotecnica-geomeccanica quantitativi ricavati da prove specifiche in sito e/o in laboratorio;
- litotipi granulari e coesivi, dovranno essere acquisite informazioni circa lo spessore, le dimensioni

e la forma dei frammenti, la presenza di frazione fine (caratteristiche tessiturali) e il grado di cementazione e/o di consistenza/addensamento.

Nella carta litologico-tecnica dovrà essere individuato il tipo di substrato presente e la copertura, evidenziandone la geometria tramite la ricostruzione delle isopache della coltre, secondo le modalità riportate.

Nelle carte litologico-tecniche, dovranno essere ubicati gli eventuali sondaggi effettuati, le prove DH, le prove penetrometriche e le linee sismiche e altre prove previste.

È opportuno inoltre che nelle carte litologico-tecniche siano riportate anche le indagini e le prospezioni geofisiche effettuate al di fuori dello studio di MS e fornite dagli Uffici tecnici comunali, nonché dai liberi professionisti locali.

Queste indagini saranno nominate con sigle e numerazioni differenti rispetto a quelle realizzate nell'ambito dello studio di MS e in maniera da essere identificate inequivocabilmente. Per il nome identificativo dell'indagine si rimanda al paragrafo che descrive la Carta geologica.

Nella figura 3.4-7 si illustra di seguito un esempio di carta litologico-tecnica, completa delle informazioni richieste. La carta litologico-tecnica è stata redatta in scala 1:2.000, tuttavia la scala della figura qui riportata può non essere rispondente alla scala nominale per esigenze legate all'inserimento dell'immagine nel testo.

3.4.2.2.4 Informazioni di natura idrogeologica

Nei siti in cui si ritenga che la risposta sismica locale possa essere influenzata dalle condizioni idrogeologiche (ad esempio in aree nelle quali possono verificarsi fenomeni di liquefazione o zone soggette a movimenti gravitativi di versante) dovranno essere rilevate le informazioni necessarie, da riportare nell'elaborato geomorfologico.

In tale cartografia sarà illustrato lo schema di circolazione delle acque sotterranee e superficiale con indicato:

- pozzi e piezometri di misura;
- linee di flusso;
- la superficie piezometrica;
- indicazioni sul grado di permeabilità delle unità litologiche.

Nella relazione allegata dovranno essere indicate, inoltre, le caratteristiche dell'acquifero, la quota e l'ampiezza delle escursione della falda freatica e l'eventuale presenza di terreni saturi.

PROGETTO TERREMOTO IN GARFAGNANA E LUNIGIANA PER LA RIDUZIONE DEL RISCHIO SISMICO	
Legge Regionale 30.7.97 n. 56	
PROGRAMMA VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI LOCALI (VEL) Subprogetto Garfageo (Fase 2)	
COMUNE DI	
FOGLI N.:	
Professionista _____; Studio in via _____ n. _____; CAP _____ Comune _____ Tel. _____; Fax _____; e-mail: _____	
CARTA LITOLOGICO-TECNICA Scala 1:2.000 Data _____	



Figura 3.4-7 – Esempio di carta litologico-tecnica realizzata nell'ambito del progetto VEL da rilievo in scala 1:2.000 (ai fini della rappresentazione nel presente documento la scala è stata ridotta).

3.4.3 INDAGINI GEOFISICHE

3.4.3.1 GENERALITÀ

Le indagini geofisiche oggetto delle presenti IT hanno due scopi principali:

- la ricostruzione della geometria delle unità oggetto d'indagine (la definizione degli spessori delle coperture e delle principali unità litotecniche, la ricostruzione delle geometrie degli eventuali corpi interessati da fenomeni gravitativi);
- la caratterizzazione dinamica per bassi livelli di deformazione delle unità litostratigrafiche presenti nelle aree di indagine; il computo della V_s e dei moduli elasto-dinamici e del coefficiente di Poisson.

In particolare, le indagini sismiche in sito permettono di determinare direttamente la velocità di propagazione, all'interno del mezzo in esame, delle onde di compressione (onde P), di taglio (onde S) e/o delle onde di superficie (onde di Rayleigh, Love) e indirettamente, utilizzando i valori delle velocità acquisiti, alcune proprietà meccaniche delle litologie investigate.

Altre tipologie di indagini geofisiche, quali ad esempio prospezioni geoelettriche e georadar, pur non fornendo indicazioni sul parametro velocità delle onde sismiche, possono all'occasione integrare le metodologie sismiche per una migliore definizione delle morfologie sepolte, dei rapporti tra coperture e substrato, di eventuali discontinuità (faglie, fratture).

Una caratteristica generale di tutte le metodologie di prospezione indiretta del sottosuolo e di quelle geofisiche in particolare, è di essere comunque condizionate sia dai limiti propri di ciascuna tecnica, sia dalle caratteristiche del contesto geologico in cui si opera. Non è pertanto raro e infrequente ottenere, successivamente all'elaborazione di dati geofisici, molteplici soluzioni, ovvero differenti modelli litostratigrafici, corretti sotto il profilo del processo matematico-fisico utilizzato, ma talvolta scarsamente coerenti con le situazioni reali.

Da qui la necessità che i risultati delle indagini geofisiche vengano tarati e verificati, attraverso il confronto con altre metodologie dirette e indirette, nell'ambito di campagne multidisciplinari di esplorazione del sottosuolo, secondo le modalità esposte nelle pagine seguenti per ogni singola tipologia d'indagine.

Una delle principali finalità di queste IT è pertanto quella di fornire precise indicazioni sulle modalità di esecuzione, elaborazione e presentazione delle prospezioni geofisiche, al fine di minimizzare le suddette ambiguità.

Queste IT per le indagini geofisiche hanno lo scopo di perseguire i seguenti obiettivi:

- indicare i criteri per la programmazione delle indagini geofisiche;
- definire le procedure standard per l'esecuzione di tali indagini;
- stabilire le modalità di presentazione dei risultati.

Le prove geofisiche devono essere in generale spinte fino a incontrare il bedrock sismico, attraversandolo per uno spessore significativo. A tal fine per le indagini di superficie (sismica a rifrazione), numero e posizioni delle energizzazioni, nonché la lunghezza dei profili devono essere regolati di conseguenza. Infatti, potranno prevedersi schemi geometrici comprendenti tiri esterni lontani e stese di lunghezza maggiore allo standard. Per le indagini in foro di sondaggio, nel caso in cui il bedrock sismico sia a profondità maggiore del fondo foro, la profondità del bedrock potrà essere determinata con tecniche

complementari, ad esempio attraverso l'elaborazione dei dataset sismici relativi a prove Down-Hole secondo la metodologia VSP (*Vertical Seismic Profiling*). A tal fine è determinata la scelta, esplicitata negli specifici paragrafi, di utilizzare particolari e specifiche modalità di acquisizione, nonché differenti metodi di interpretazione.

Sempre in quest'ottica, sia le indagini sismiche a rifrazione, sia le prospezioni in foro con tecnica Down-Hole, dovranno consentire una ottimale taratura e un confronto con i risultati ottenuti dalle indagini geognostiche e geotecniche. Ciò per consentire, altresì, la ricostruzione di un modello geologico di sottosuolo significativo e rappresentativo dell'area in esame.

3.4.3.1.1 Caratterizzazione dei terreni a bassi livelli di deformazione

La parametrizzazione dinamica dei terreni costituisce, com'è noto, un aspetto fondamentale nell'ambito degli studi per la risposta sismica locale. Più in particolare, la misura della velocità delle onde di taglio (V_s), consente la determinazione di un'importante caratteristica meccanica del terreno: la rigidezza iniziale (G_0 o G_{max}), in altre parole la rigidezza a livelli di deformazione molto bassi. Tale parametrizzazione può essere ottenuta attraverso differenti tecniche: misure delle onde di corpo dalla superficie, delle onde superficiali, attraverso prove in foro tipo Down-Hole e Cross-Hole, mediante metodi passivi basati sul rumore ambientale, mediante misure di laboratorio su campioni prelevati durante l'esecuzione di sondaggi meccanici, tramite prove geotecniche in sito. Essendo V_s un parametro molto complesso e funzione di numerosi fattori, molta cura deve essere impiegata nella sua misura, scegliendo, in base al contesto geologico, la metodologia più adatta e considerandone applicabilità e limiti.

Per quanto riguarda le principali proprietà dinamiche dei terreni, è opportuno premettere che la complessa natura e geometria dei meccanismi di generazione e propagazione di onde sismiche nel sottosuolo e l'altrettanto complessa risposta del terreno alle sollecitazioni dinamiche derivanti, sembrerebbero pregiudicare la trattabilità del problema della risposta sismica locale. Il problema va affrontato, quindi, operando una serie di necessarie riduzioni e semplificazioni, in termini sia di azioni sia di risposta del materiale. Tenuto conto che per sottosuoli naturali, a causa della rapidità delle azioni e del fatto che essi possano essere per gran parte sotto falda, ci si trova in condizioni di drenaggio impedito, il fenomeno sismico produce deformazioni volumetriche trascurabili, rispetto a quelle distorsionali. Per questo appare giustificato ricondurre la modellazione meccanica di un fenomeno sismico all'analisi degli effetti prodotti da un insieme di onde S, che si propagano dal substrato alla superficie, con un campo di spostamenti del terreno praticamente orizzontale. L'assunzione è oltretutto validata dal fatto che, da un punto di vista ingegneristico, il moto più significativo ai fini della verifica sismica dei manufatti è quello orizzontale.

In tal senso, a livelli di deformazione bassi, è assunta l'ipotesi che il terreno in esame presenti un comportamento tensione-deformazione di tipo elastico lineare (deformazioni inferiori a 10^{-3} %).

In base ai valori di velocità di propagazione delle onde P (V_p) delle onde S (V_s) e delle onde di Rayleigh (V_R) si determinano, con riferimento alla teoria dell'elasticità, alcune delle proprietà meccaniche del mezzo attraversato quali:

- il modulo di deformazione a taglio G_0 ;
- il modulo di Young E ;

- il coefficiente di Poisson ν ;
- il modulo di compressibilità volumetrica E_v .

Le relazioni da utilizzare sono di seguito elencate:

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2 \quad (3.4-1)$$

$$E_v = \rho \cdot \left(V_p^2 - \frac{4}{3} V_s^2 \right) \quad (3.4-2)$$

$$\nu = \frac{0.5 \cdot \left(\frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 1}{\left(\frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 1} \quad (3.4-3)$$

$$E = 2\rho \cdot V_s^2 \cdot (1 + \nu) \quad (3.4-4)$$

dove:

$\rho = \gamma/g$ e rappresenta la densità del mezzo

γ è il peso di volume e g l'accelerazione di gravità.

È importante ricordare che le velocità delle onde P misurate per terreni perfettamente saturi ($S_r = 100\%$) dipendono talora in maniera decisiva dalle vibrazioni trasmesse dal fluido interstiziale e non dallo scheletro solido del materiale e perciò tale valore può non essere rappresentativo delle proprietà meccaniche del materiale in questione secondo le relazioni precedenti (3.4-1; 3.4-2; 3.4-3; 3.4-4); invece le velocità delle onde S e delle onde di superficie, sono caratteristiche delle vibrazioni trasmesse prevalentemente dal solo scheletro solido e perciò rappresentative delle proprietà meccaniche del terreno. Ne consegue che per alcuni terreni al di sotto della falda le uniche onde in grado di fornire informazioni precise sulla rigidezza del terreno sono quelle di taglio e, subordinatamente, le onde di superficie.

Nella Tabella 3.4-1 sono riportati alcuni termini operativi di confronto tra le tecniche maggiormente utilizzate per la definizione del parametro V_s , ovvero sismica a rifrazione con onde SH, Down-Hole, Cross-Hole e SASW.

La tabella sopraindicata fornisce un quadro di riferimento molto semplificato e talora insufficiente delle problematiche relative alla determinazione della velocità V_s .

È opportuno ricordare che, in linea di massima, in un terreno stratificato valgono le seguenti regole:

- Le onde SH (onde di taglio polarizzate orizzontalmente) in un mezzo stratificato orizzontalmente non trasmutano a differenza delle onde SV (onde di taglio polarizzate verticalmente) e P. Ciò significa che se si generano inizialmente onde SH, si avranno unicamente onde rifratte e riflesse SH.

- Se, invece, si generano onde SV, al ricevitore si possono ottenere sia onde SV che onde P di compressione; così come generando onde P si possono ottenere al ricevitore onde SV.
- La trasmutazione avviene in tutte le situazioni in cui esiste una differenza di impedenza-rigidità sismica; essa dipende in particolare, oltre che dal contrasto di impedenza-rigidità, anche dall'angolo di incidenza.
- L'ampiezza delle onde trasmutate può essere calcolata, in prima approssimazione, con le equazioni di Zoepritz (Fowler, 1990; Bourbie *et al.*, 1986).
- Si deve anche tenere presente che in un mezzo poroso omogeneo e isotropo si propagano due tipi di onde compressionali P1 e P2 analogamente a quanto previsto dal modello di Biot e dimostrato sperimentalmente da Ploona (Bourbie *et al.*, 1986).
- Inoltre, all'interno di un foro tubato, così come accade nelle prospezioni "di superficie", possono essere rilevate oltre alle onde di corpo (dirette, riflesse, rifratte, difratte, trasmutate, ecc.) anche onde analoghe a quelle superficiali denominate onde di Stoneley e che talora possono essere fortemente energetiche.

Va rilevato, infine, che in talune condizioni, la capacità di risoluzione indicata in tabella dalle differenti tecniche, può non essere verificata.

Tabella 3.4-1 – Confronto tra le procedure sperimentali di sismica a rifrazione, CH, DH e SASW (da Mancuso, 1996, mod.).

	Indagini in superficie		Indagini in foro	
	Sismica a rifrazione in onde P e SH	SASW	Cross-Hole	Down-Hole
Numero di fori necessari	Nessuno	Nessuno	2/3	1
Misure inclinometriche	NO	NO	SI	NO
Disturbo terreno per installazione fori	-	-	Modesto	Molto modesto
Massima profondità investigabile	Limitata	Limitata	Illimitata	Limitata
Sensibilità a disturbi ambientali	Medio-alta	Medio-alta	Medio-bassa	Medio-bassa
Onde indagate	P, SH	R	P, SV	P, SH
Necessità di orientazione dei ricevitori	SI	NO	NO	SI
Attenuazione vibrazioni con profondità	SI	SI	NO	SI
Rifrazione delle onde	-	Inevitabile	Inevitabile	Possibile
Capacità di risoluzione	Medio-bassa	Medio-bassa	Alta	Media
Costo di esecuzione	Molto bassa	Medio	Alto	Medio
1) Registrazione primi arrivi	Medio-alta	Alta	Media	Media
2) Difficoltà d'interpretazione				

3.4.3.2 INDAGINI DI SISMICA A RIFRAZIONE E A RIFLESSIONE

3.4.3.2.1 Indagini sismiche a rifrazione in onde P e SH

Lo scopo della prova, come è noto, consiste nel determinare il profilo di rigidezza del sito tramite la misura diretta della velocità di propagazione delle onde di compressione (V_p) e/o di taglio polarizzate orizzontalmente (V_{SH}), secondo fasi di acquisizione differenti e determinare le geometrie sepolte (spessori e superfici di contatto) dei sismostrati individuati.

La caratterizzazione in termini di velocità di propagazione sia delle onde di compressione sia di taglio consente il computo, per ogni livello sismico individuato, dei principali moduli elasto-dinamici e del coefficiente di Poisson (equazioni 3.4-1; 3.4-2; 3.4-3; 3.4-4).

La prova trova un'ottima applicabilità con profondità delle coperture da esplorare inferiore ai 30-40 m. Qualora siano necessarie maggiori profondità d'indagine si può provvedere all'organizzazione di stese sismiche a rifrazione caratterizzate da maggiore lunghezza (poiché la profondità d'investigazione è funzione della distanza tra gli scoppi estremi); per basi sismiche di elevata estensione lineare (ad esempio di 480 m) è preferibile l'utilizzo di sistemi sorgente mediante l'uso di esplosivo (utilizzato per prospezioni in onde P), ovvero caratterizzati da energia sufficiente a coprire le enormi distanze.

Indagini sismiche a rifrazione si rendono necessarie soprattutto quando i risultati da ottenere devono essere di qualità e precisione discrete e quando interessano dati medi relativi ad ampi volumi di terreno. Come è noto, si suppone che, nell'ambito della porzione di sottosuolo indagata, la distribuzione delle velocità sismiche sia crescente con la profondità; questa infatti è la condizione necessaria affinché si verifichi il fenomeno della doppia rifrazione, attraverso il quale, il treno d'onde sismico generato è in grado di essere registrato dai geofoni posti in superficie. Altrimenti, si potrà incorrere nel fenomeno cosiddetto dell'"orizzonte muto", ovvero nell'impossibilità di poter distinguere e individuare strati con velocità di propagazione delle onde sismiche inferiori rispetto ai livelli sovrastanti.

Malgrado le limitazioni intrinseche nella metodologia e il grado di dettaglio sicuramente inferiore rispetto alle altre tipologie di prospezione sismica, l'indagine a rifrazione consente di acquisire informazioni distribuite in un contesto bidimensionale con costi complessivi d'esecuzione contenuti.

3.4.3.2.1.1 Schema esecutivo della prova

La prova consiste nel produrre sulla superficie del terreno, in prossimità del sito da investigare, sollecitazioni dinamiche verticali per la generazione delle onde P e orizzontali per la generazione delle onde SH e nel registrare le vibrazioni prodotte, sempre in corrispondenza della superficie, a distanze note e prefissate mediante sensori rispettivamente a componente verticale e orizzontale.

Va rilevato che le onde SH dirette e rifratte costituiscono sempre un primo arrivo rispetto alle onde di superficie (nella fattispecie le onde di Love) e che per brevi stendimenti risultano sufficientemente energetiche da poter essere registrate nonostante la loro attenuazione sia maggiore perché proporzionale a $1/r$ in luogo di $1/\sqrt{r}$, come accade per le onde di superficie (r è la distanza dal punto di energizzazione). Non esistono d'altra parte le limitazioni connesse con l'orizzontalità degli strati proprie delle tecniche che utilizzano le onde superficiali.

L'apparecchiatura utilizzata per questo tipo di prove si deve comporre delle seguenti parti:

- sistema energizzante;
- sistema di ricezione;
- *trigger*;
- sistema di acquisizione dati.

I sistemi energizzanti (sia per la generazione delle onde P sia delle onde SH) devono essere in grado di generare onde elastiche ad alta frequenza ricche di energia, con forme d'onda ripetibili e direzionali.

Per la generazione in onde P, la sorgente è generalmente costituita da un grave in caduta libera o accelerata, oppure da un cannoncino industriale (tipo *minibang* o similari), o una mazza sismica. Dovranno comunque essere evitati sistemi che producano vibrazioni e/o rimbalzi durante la generazione del segnale, in grado di inficiare la lettura di quest'ultimo per l'intero sismogramma richiesto. Per l'energizzazione relativa a basi sismiche in onde P a elevata estensione lineare (ad esempio per stese sismiche di 480m), si potrà ricorrere all'utilizzo di esplosivo in quantità sufficiente da generare onde elastiche ad alta frequenza ricche di energia, con forme d'onda ripetibili.

Il sistema sorgente per le onde SH è generalmente costituito da un parallelepipedo di forma tale da poter essere colpito lateralmente a entrambe le estremità con una massa pesante. È importante che il parallelepipedo venga gravato di un carico statico addizionale in modo che possa rimanere aderente al terreno sia al momento in cui viene colpito sia successivamente, affinché l'energia prodotta non venga in parte dispersa. Con questo dispositivo è possibile generare essenzialmente delle onde elastiche di taglio polarizzate orizzontalmente, con uniformità sia nella direzione di propagazione sia nella polarizzazione e con una generazione di onde P trascurabile.

L'accoppiamento parallelepipedo-terreno deve essere per "contatto" e non per "infissione". Un buon accoppiamento tra parallelepipedo e terreno si ottiene facilmente in terreni a granulometria fine (normalmente con dimensioni inferiori al limite superiore delle sabbie); nel caso, invece, di presenza di terreni a granulometria più grossolana sarà necessario approntare delle piazzole costituendo uno strato di materiale fine al contatto con il parallelepipedo energizzante.

Sono da evitare come punti di energizzazione, qualora possibile, zone in cui affiorino rocce compatte o asfalti.

Generalmente per ogni base sismica si può considerare come requisito minimo l'uso di almeno 24 geofoni ed energizzazioni ogni 6 geofoni, possibilmente ogni 3. Ad essi va aggiunta almeno una coppia di tiri esterni, posizionati tipicamente a una distanza pari alla semilunghezza della base, comunque in funzione delle condizioni particolari di ogni prospezione. In particolare, per elaborazioni di tipo tomografico è preferibile estendere le basi sismiche in modo da posizionare tutti i tiri all'interno (o all'estremo) delle basi, in modo da vincolare meglio l'inversione tomografica.

Per esempio per lunghezze pari a 120 m si consigliano minimo 7 registrazioni ("scoppi" o "tiri"), secondo il seguente schema:

Esterno sinistro	Estremo sinistro	Intermedio sinistro	Centrale	Intermedio destro	Estremo destro	Esterno destro
------------------	------------------	---------------------	----------	-------------------	----------------	----------------

Per le linee di lunghezza pari a 240 m si consiglia di eseguire ulteriori due scoppi per un totale complessivo di 9 scoppi. Tali tiri dovranno essere effettuati nelle posizioni intermedie secondo il seguente schema:

Est. sx	Estr. sx	Interm. a 1/6	Interm. a 2/6	Centr.	Interm. a 4/6	Interm. a 5/6	Estr. dx	Est. dx
---------	----------	---------------	---------------	--------	---------------	---------------	----------	---------

I "tiri" estremi (A e B) dovranno essere ubicati a una distanza massima dal primo e dall'ultimo geofono pari alla metà della distanza intergeofonica utilizzata.

I punti di energizzazione per le onde P e SH devono essere coincidenti. Le acquisizioni in onde P e SH dovranno essere effettuate nel corso della medesima giornata, a meno di condizioni particolari. Di norma,

la pratica comune prevede che l'acquisizione in onde P (generalmente meno problematica in contesti urbanizzati e logisticamente difficoltosi) debba precedere l'omologa acquisizione in onde SH.

Il sistema di ricezione è costituito da 24 geofoni verticali per le onde P con frequenza propria variabile tra 4 e 14 Hz e 24 geofoni orizzontali per le onde SH con frequenza variabile tra 4,5 Hz e 15 Hz.

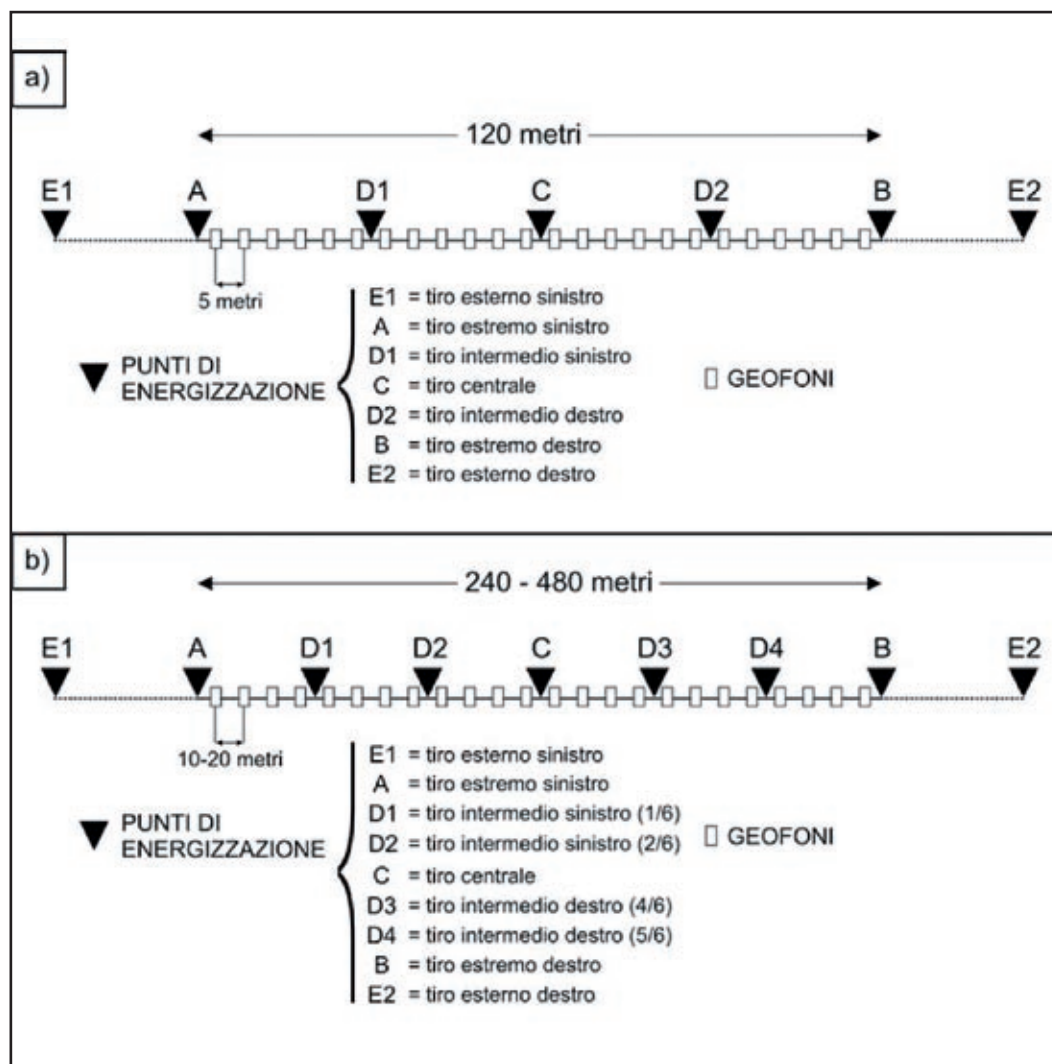


Figura 3.4-8 – Esempio di *array* sismico per una base di 120 m (a) e 240 m (b) con sistema ricevente composto da 24 geofoni.

Per l'acquisizione in onde P, i geofoni devono essere ben accoppiati sul terreno e posizionati verticalmente; l'acquisizione in SH prevede, invece, che i geofoni debbano essere ben accoppiati sul terreno, posizionati verticalmente e con l'asse di oscillazione parallelo al parallelepipedo energizzante. Il parallelepipedo energizzante sarà posto con l'asse maggiore perpendicolare alla direzione di stendimento.

Eventuali basi sismiche consecutive dovranno essere sovrapposte, verificata la fattibilità logistica per distanza pari a almeno 3 spaziature intergeofoniche.

Il *trigger* consiste preferibilmente in un circuito elettrico che viene chiuso nell'istante in cui il grave colpisce la base di battuta, consentendo a un condensatore di scaricare la carica precedentemente

immagazzinata e la produzione di un impulso che viene inviato a un sensore collegato al sistema di acquisizione dati; in questo modo è possibile individuare e visualizzare l'esatto istante in cui la sorgente viene attivata e parte la sollecitazione dinamica.

Nel caso di sistemi di energizzazione che prevedano l'utilizzo dell'esplosivo, il *trigger* può consistere in un circuito elettrico che viene chiuso nell'istante in cui si attiva la microcarica di esplosivo, posizionata in tubi di ABS o PVC collocati in fori opportunamente predisposti.

Il sistema di acquisizione dati deve essere di tipo multicanale (almeno 24 canali) in grado di registrare su ciascuno di essi in forma digitale le forme d'onda e di conservarle su memoria di massa dinamica minimo a 16 bit.

Esso è collegato a ciascuno dei trasduttori di velocità e al *trigger*; consente quindi di registrare in forma numerica e visualizzare come tracce su un apposito monitor le vibrazioni a partire dall'impulso inviato dal *trigger*.

Il sistema deve avere anche le seguenti caratteristiche:

- lunghezza di registrazione almeno 0.5 s. Preferibilmente sarebbe opportuno arrivare ad almeno 1 sec per esigenze particolari legate all'utilizzo delle registrazioni per elaborazioni in tecnica VSP oppure tramite l'utilizzo delle riflesse o le onde superficiali. Passo di campionamento non inferiore a 0.500 ms;
- dinamica del convertitore analogico digitale non inferiore a 16 bit;
- rumore elettronico complessivo del sistema di acquisizione non superiore a 5mV per ogni canale, *crosstalk* > 50 dB;
- filtri per l'eliminazione delle interferenze derivanti da linee di tensione;
- filtri in acquisizione e in uscita;
- essere dotato di un display in grado di visualizzare simultaneamente le 24 tracce o tracce selezionate;
- possibilità di registrazione su Cd o su Hd;
- sistema per l'effettuazione dell'inversione di polarità nell'acquisizione in onde SH;
- essere predisposto per la stampa istantanea delle registrazioni.

Le registrazioni dovranno essere stampate in campagna subito dopo l'acquisizione. Qualora il sismografo non sia dotato di stampante incorporata sarà possibile avvalersi di una stampante esterna. In qualunque caso la stampa dei sismogrammi dovrà essere effettuata direttamente in campagna al momento dell'acquisizione.

Sarà necessario, inoltre, accertare che la strumentazione sia impostata correttamente per quanto riguarda l'ora e la data della registrazione.

Per i sismografi che non indicano nel film di stampa delle registrazioni il numero di stacks effettuati, dovrà essere fornita nella relazione una tabella che indichi per ogni acquisizione tale informazione.

L'esecuzione della prova deve essere preceduta da una fase preparatoria durante la quale vengano realizzate le piazzole per il posizionamento dei sistemi energizzanti e vengano preparati gli strumenti di registrazione.

La prova si sviluppa con le seguenti accortezze:

- Nel caso di energizzazioni con esplosivo, l'esecuzione della prova deve essere preceduta da una fase preparatoria durante la quale vengono realizzati i fori per il posizionamento e brillamento delle cariche. Tali fori devono avere una profondità non inferiore a 1.5 metri e in essi vengono collocati tubi in ABS o PVC di diametro non inferiore ai 5 cm. Le cariche e i relativi inneschi (detonatori elettrici) sono posizionati nella parte inferiore del tubo e opportunamente borrati con argilla, sabbia o altro materiale inerte in maniera da ridurre al minimo, in superficie, gli effetti dello scoppio. Dopo aver predisposto i fori per l'esplosivo vengono collocati i geofoni verticali secondo le modalità sopra descritte e successivamente vengono fatte brillare le cariche ed eseguite, per ciascun punto di scoppio, le relative registrazioni.
- Per i profili in fase SH, la sorgente viene attivata producendo, su un lato del parallelepipedo, una sollecitazione che attiva il *trigger* e si propaga dalla sorgente verso i ricevitori con vibrazioni di tipo SH, dirette perpendicolarmente alla direzione di percussione e polarizzate sul piano orizzontale. Poiché si devono ricavare onde SH, per consentire la registrazione di dati caratterizzati da buona qualità, è necessario produrre alla sorgente due onde di polarità opposta per avere la possibilità di sottrarre battuta sinistra e battuta destra, in modo da individuare meglio l'istante di primo arrivo (metodo *cross-over*). È preferibile che questa operazione venga eseguita direttamente in campagna, ovvero in fase di acquisizione, ed è per tale motivo che la strumentazione utilizzata deve essere in grado di eseguire l'inversione di polarità.

Le registrazioni devono risultare chiare e tali da consentire univoche individuazioni dei primi arrivi, pertanto in generale dovrebbero essere privilegiate registrazioni a un solo stack, evitando la sommatoria (*signal enhancement*) che "sporca" il segnale.

Tuttavia l'impresa al fine di consentire la chiara individuazione dei primi arrivi, dovrà eseguire più battute. Nel caso, nonostante le attenzioni per la limitazione del rumore di fondo e l'effettuazione di un numero adeguato di *stack* (di norma non inferiore a 50 battute), questo fosse comunque elevato e tale da non consentire una registrazione di qualità, l'impresa deve sospendere i lavori e comunicare le eventuali difficoltà per concordare le possibili soluzioni.

In Figura 3.4-9 sono rappresentate registrazioni in P di buona qualità (a) e registrazioni in P di pessima qualità (b).

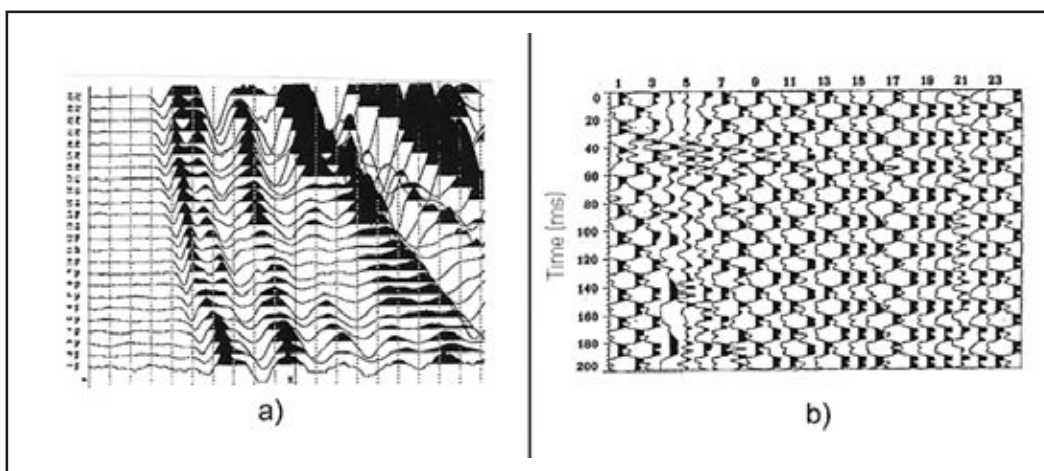


Figura 3.4-9 – Esempio di registrazioni di buona (a) e pessima (b) qualità, relative a indagini sismiche a rifrazione.

3.4.3.2.1.2 Elaborazione dati

L'elaborazione dei dati dovrà essere realizzata mediante software a elevata valenza diagnostica in grado di fornire i valori dei parametri di velocità, relativi ai rifrattori individuati, per ogni stazione geofonica con particolare riferimento al caso di morfologie ondulate sia della superficie topografica sia dei rifrattori, come ad esempio il "metodo reciproco", il *delay time* e il "metodo reciproco generalizzato", od algoritmi di inversione tomografica.

Nel caso sulle dromocrone venga rilevata la presenza di fasi con netta variazione di velocità, come nel caso di sedimenti a bassa compattezza a diretto contatto con formazioni francamente litoidi, vanno privilegiati i metodi classici di interpretazione come il *delay time* e il GRM. Nel caso venga invece rilevata la presenza di gradienti di velocità, con dromocrone ad andamento curvilineo, è preferibile una inversione di tipo tomografico, onde evitare ambiguità nell'attribuzione dei rami di dromocrone agli ipotetici rifrattori. Si puntualizza che per l'inversione tomografica dei dati, questi ultimi devono garantire una buona copertura del sottosuolo da parte delle onde sismiche, pertanto va usata, per quanto possibile, un'alta densità di geofoni ed energizzazioni: non meno di 24 geofoni, distanze intergeofoniche < 10m, densità tiri almeno ogni 4 geofoni.

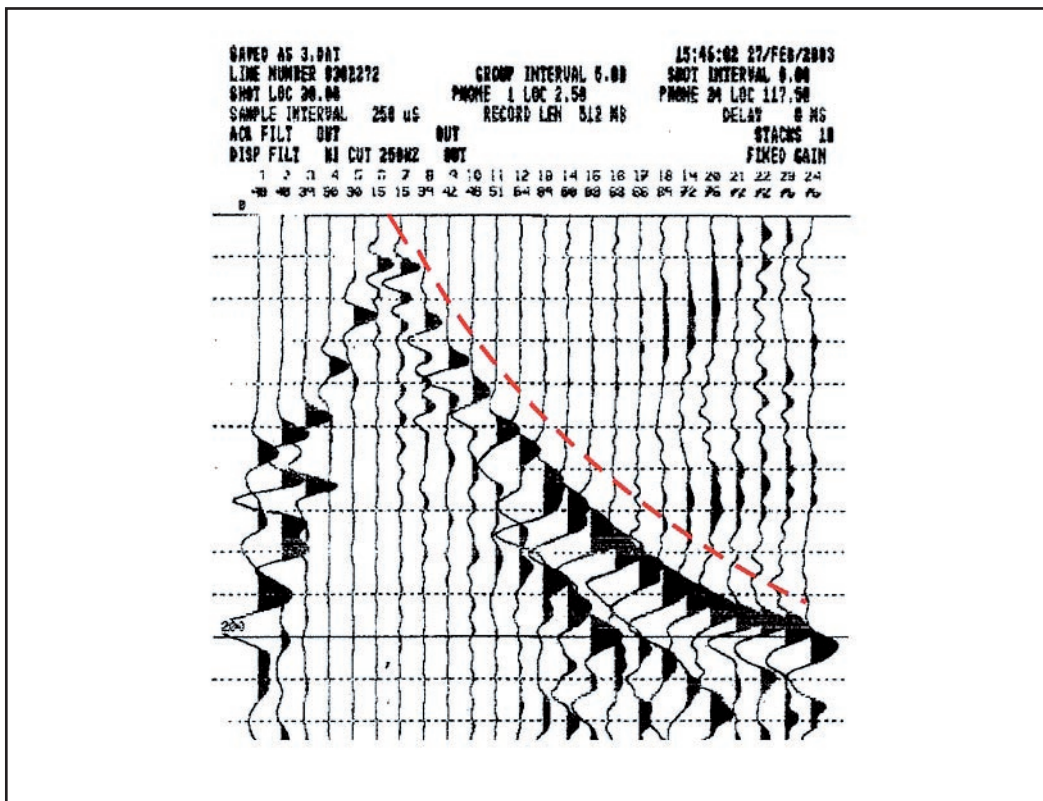


Figura 3.4-10 – Andamento curvilineo dei primi arrivi in onde SH (linea tratteggiata rossa) ascrivibile all'aumento progressivo delle velocità.

L'interpretazione dei segnali rilevati e la conseguente stima del profilo di velocità delle onde P e SH può scomporsi in cinque fasi fondamentali:

- individuazione del primo arrivo in P;

- individuazione del primo arrivo in SH;
- ricostruzione delle dromocrona e relativa interpretazione in P;
- ricostruzione delle dromocrona e relativa interpretazione in SH;
- definizione dei moduli dinamici.

Attraverso questo approccio sarà possibile ottenere sezioni sismostratigrafiche in cui vengono definite distribuzioni discrete delle velocità e dei relativi rifrattori.

I risultati delle suddette indagini devono essere per quanto possibile tarati con i dati di ulteriori e successive indagini geofisiche di dettaglio e confrontate con i risultati ottenuti dall'esecuzione di indagini geognostiche e geotecniche, al fine di verificarne l'attendibilità e il grado d'errore intrinseco, e, conseguentemente, di giungere a un coerente modello geologico-tecnico del sottosuolo.

3.4.3.2.1.3 Presentazione dei risultati

Per le indagini svolte dovrà essere fornita:

1. Una relazione generale (Figura 3.4-11) in cui sono specificati:
 - 1.1 obiettivi delle indagini e contesto geologico delle aree investigate;
 - 1.2 Piano di sicurezza dell'impresa e Piano di controllo di qualità qualora l'impresa sia certificata;
 - 1.3 risultati delle indagini ed eventuali osservazioni.

2. Una relazione tecnica per ciascuna linea sismica che, oltre ai risultati e alle conclusioni raggiunte, comprenda tutta la documentazione, le tabelle e i grafici da cui risulti:
 - 2.1 la descrizione delle procedure eseguite e della strumentazione utilizzata;
 - 2.2 la planimetria CTR in scala 1:5.000, ove esistente, per un inquadramento di massima e per una visione più generale del sito di indagine e dello stendimento. In alternativa sarà utilizzata una planimetria CTR in scala 1: 10.000 (Figura 3.4-12);
 - 2.3 la planimetria su base CTR 1:2.000 ingrandita in scala 1:1.000 con l'ubicazione della linea sismica, il posizionamento dei geofoni e delle energizzazioni, univocamente individuate, interne ed esterne alla linea per visualizzare su carta la geometria di acquisizione. Per quanto riguarda le energizzazioni occorrerà identificarle in modo univoco nella maniera indicata negli esempi in Figura 3.4-13;
 - 2.4 uno schema dettagliato della linea sismica al fine di caratterizzare la geometria di acquisizione (Figura 3.4-14): dovranno essere indicate le posizioni relative dei geofoni, dei punti di scoppio e le relative distanze e quote; inoltre andranno esplicitati chiaramente i nomi dei files di campagna relativi a ogni energizzazione. Per ogni linea, al fine di agevolare la georeferenziazione, andranno fornite le coordinate geografiche del primo e dell'ultimo geofono. Qualora lo stendimento sia una spezzata dovranno essere fornite le coordinate degli estremi della spezzata;
 - 2.5 la stampa istantanea delle registrazioni di campagna corredata del numero di stack; per le onde SH la stampa relativa alla differenza battuta destra - battuta sinistra (Figura 3.4-15). Per i sismografi che non indicano nel film di stampa delle registrazioni il numero di *stack* effettuati, dovrà essere fornita nella relazione una tabella che indichi per ogni acquisizione

tale informazione. Sebbene sia richiesta una lunghezza di registrazione pari a 1 secondo, il sismografo dovrà essere settato in visualizzazione con una lunghezza tale da permettere il chiaro riconoscimento del trend dei primi arrivi;

- 2.6 i tempi di propagazione delle onde P e SH osservati ai geofoni relativi ai vari scoppi (Tabella 3.4-2);
- 2.7 il diagramma tempi di arrivo-distanze ("dromocrone sismiche") relativamente alle onde P e SH distinguendo con simboli diversi ciascun set di registrazioni (Figura 3.4-16);
- 2.8 le profondità dei vari rifrattori individuati (Tabella 3.4-3) e le relative velocità sismiche (Tabella 3.4-4) sia per le onde P sia per le SH.

Al fine di valutare le modalità di realizzazione delle sezioni sismostratigrafiche i valori di velocità e di profondità dovranno essere definiti e/o rappresentati in riferimento ai valori di ascissa in corrispondenza dei quali sono stati calcolati dal programma e comunque almeno relativamente alle posizioni dei punti di scoppio;

- 2.9 la sezione sismostratigrafica relativa sia alle dromocrone in P che in SH. In essa dovranno essere indicati i valori di velocità, la topografia e lo spessore dei sismostrati individuati (Figura 3.4-17);
- 2.10 la sezione litostratigrafica interpretativa finale con una legenda in cui sono indicati i diversi litotipi individuati sulla base di cartografia geologica e geomorfologica o delle osservazioni geologiche di superficie, e/o di dati di sondaggio se presenti. Il passaggio dal dato sismostratigrafico (punto 2.9) alla sezione litostratigrafica dovrà essere realizzato a cura di un geologo, in grado di seguire, alla luce delle sue conoscenze specifiche, l'interpretazione del dato geofisico in funzione della natura geologico-tecnica dei terreni indagati, presunta dalla realizzazione dei rilievi di superficie. La sezione litostratigrafica fornita dovrà essere campita per tutta l'area corrispondente alla massima profondità indagata e dovrà contenere dei riferimenti topografici (corsi d'acqua, toponimi, edifici, strutture) che siano finalizzati alla corretta localizzazione della sezione nella zona in oggetto; tale allegato andrà redatto a una scala adeguata a rappresentare i risultati ottenuti con sufficiente dettaglio. Nell'eventualità che non risultassero coincidenti le geometrie e le profondità dei rifrattori le sezioni litostratigrafiche dovranno essere fornite separatamente per le prospezioni in P e in SH;
- 2.11 una relazione relativa ai risultati e alle conclusioni raggiunte;
- 2.12 la documentazione fotografica relativa alle fasi di esecuzione di ciascuna linea sismica. Dovrà essere fornita una foto per ogni base sismica in cui è indicata la progressione dei geofoni e le energizzazioni, laddove le condizioni logistico-morfologiche lo consentano, altrimenti saranno effettuate più foto. Sarà opportuno che risulti visibile l'intera linea, gli strumenti di energizzazione, il contesto ambientale e la congruenza tra l'ubicazione della linea nelle planimetrie e la stesa in campagna.

La relazione tecnica verrà predisposta in forma cartacea e su supporto magnetico.

3. Le registrazioni di campagna. I dati originali di registrazione e le sezioni film delle energizzazioni eseguite, su supporto cartaceo e digitale.

3.4.3.2.1.4 Standard di valutazione dei risultati

Nel caso in cui l'amministrazione appaltante si avvalga di una procedura di controllo e collaudo dei dati forniti, si riportano di seguito le specifiche che possono essere adottate.

Sono state predisposte una serie di definizioni per valutare la qualità dei dati acquisiti ai fini di una loro possibile utilizzazione per un'attendibile interpretazione ai fini geologici. La valutazione dei risultati sarà effettuata dai referenti scientifici incaricati, i quali dovranno rispettare, nelle loro valutazioni, i seguenti parametri:

- Valutazione delle registrazioni. La chiara lettura del segnale costituisce l'elemento essenziale per procedere alle successive operazioni di interpretazione ed elaborazione, pertanto il segnale di tutte le registrazioni si deve leggere per tutte le tracce e per tutti i punti di misura.
- Valutazione della congruenza tra dromocrone e dati di registrazione. Il presupposto della congruenza è la buona individuazione del primo arrivo, pertanto le dromocrone devono essere perfettamente congruenti con i dati di registrazione.
- Valutazione della congruenza tra l'interpretazione sismostratigrafica e le dromocrone. Nella fase di interpretazione devono essere rispettati il numero degli strati evidenziati nelle dromocrone e analizzate le eventuali variazioni di velocità e profondità dei singoli sismostrati, pertanto l'interpretazione sismostratigrafica deve essere perfettamente congruente con le dromocrone.
- Valutazione della congruenza tra l'interpretazione litostratigrafica e le conoscenze geologiche della zona indagata. Le sezioni geologiche interpretative eseguite dall'impresa dovranno essere ispirate a conoscenze geologico-strutturali di dettaglio delle aree indagate; sarà quindi necessario utilizzare, per una corretta interpretazione delle sezioni sismostratigrafiche, non solo una cartografia a grande scala, ma anche una cartografia a scala minore che possa consentire di inquadrare le problematiche geologiche locali in un contesto regionale. In particolare devono essere valutati gli spessori, le attribuzioni formazionali ed eventuali discontinuità rilevate.

Valutazione delle registrazioni

La chiara lettura del segnale costituisce l'elemento essenziale per procedere alle successive operazioni d'interpretazione ed elaborazione.

A tal fine si individuano quattro classi di valutazione:

- A.** Il segnale di tutte le registrazioni si legge fino in fondo, ivi compreso quello degli ultimi geofoni. Si può procedere alla ricostruzione delle dromocrone e l'interpretazione geologica è possibile.
- B.** Il segnale di quasi tutte le registrazioni si legge fino in fondo e solo talora appaiono disturbati i segnali degli ultimi geofoni per mancanza di energia. Si può procedere alla ricostruzione delle dromocrone e l'interpretazione geologica è possibile con qualche approssimazione.
- C.** Il segnale di gran parte delle registrazioni si riesce a leggere facilmente solo per circa 2/3 delle tracce. Risulta difficoltosa la ricostruzione delle dromocrone e l'interpretazione geologica non è possibile, se non con molte approssimazioni; è necessario ripetere l'acquisizione.
- D.** Il segnale nella maggior parte delle registrazioni si riesce a leggere per meno della metà delle tracce. Risulta impossibile la ricostruzione delle dromocrone e l'interpretazione geologica non è accettabile, perché le approssimazioni sarebbero elevate; è necessario ripetere l'acquisizione.

Valutazione della congruenza tra dromocrone e i dati di registrazione

Il presupposto della congruenza è la buona individuazione del primo arrivo, a tal fine s'individuano due possibili classi di valutazione:

- A.** Le dromocrone sono perfettamente congruenti con i dati di registrazione.
- B.** Le dromocrone non sono perfettamente congruenti, tale incongruenza porta a richiedere il rifacimento delle operazioni d'elaborazione e d'interpretazione.

Valutazione della congruenza tra l'interpretazione sismostratigrafica e le dromocrone

Nella fase d'interpretazione, devono essere rispettati il numero degli strati evidenziati nelle dromocrone e analizzate le eventuali variazioni di velocità e profondità dei singoli sismostrati.

Vengono in tal senso individuate tre classi di valutazione:

- A.** L'interpretazione sismostratigrafica è perfettamente congruente con le dromocrone.
- B.** L'interpretazione sismostratigrafica è parzialmente congruente con le dromocrone. È necessario affinare l'interpretazione.
- C.** L'interpretazione sismostratigrafica è incongruente con le dromocrone. È necessario rieseguire l'interpretazione.

Valutazione della congruenza tra l'interpretazione litostratigrafica e le conoscenze geologiche della zona indagata

Le sezioni geologiche interpretative eseguite dall'impresa dovranno essere ispirate a conoscenze geologico-strutturali di dettaglio delle aree indagate; sarà quindi necessario utilizzare per una corretta interpretazione delle sezioni sismostratigrafiche non solo una cartografia a grande scala, ma anche una cartografia a scala minore che possa consentire di inquadrare le problematiche geologiche locali in un contesto regionale. In particolare devono essere valutati gli spessori, le attribuzioni formazionali ed eventuali discontinuità rilevate.

In presenza di sondaggi di taratura, precedenti alle indagini geofisiche, dovranno essere effettuate le relative correlazioni.

Vengono in tal senso individuati i seguenti criteri di valutazione:

- A.** Piena congruenza tra il dato geofisico e l'interpretazione geologica.
- B.** Parziale congruenza tra il dato geofisico e l'interpretazione geologica.
- C.** Incongruenza tra il dato geofisico e l'interpretazione geologica.

Nel caso in cui vengano eseguiti sondaggi a carotaggio continuo nelle vicinanze delle linee sismiche, le interpretazioni geologiche delle sezioni sismostratigrafiche dovranno essere riviste e opportunamente tarate, alla luce della taratura fornita a seguito delle indagini puntuali.

L'amministrazione appaltante autorizzerà il pagamento delle indagini solo se per ciascuna stesa i requisiti di qualità sopra specificati saranno soddisfatti contestualmente per i risultati della sismica a rifrazione in P e in SH.

Nel caso in cui non si verificano le suddette condizioni verranno richieste ulteriori elaborazioni e, se il dato non è in nessun modo utilizzabile, la nuova acquisizione.

Nel caso alternativo in cui l'amministrazione appaltante ritenga di non avvalersi di una procedura di controllo e collaudo dei dati forniti, le imprese esecutrici dovranno comunque rispettare fedelmente i requisiti minimi richiesti nelle presenti IT e riassunti meglio di seguito.

Standard qualitativo minimo

Si riassumono le condizioni qualitative minime che andrebbero assunte nelle operazioni di acquisizione ed elaborazione dati.

Strumentazione	<ul style="list-style-type: none"> • sismografo digitale ≥ 24 canali, dinamica ≥ 16 bit, frequenza campionamento minima 2000 Hz, lungh. registrazione minima 500 ms, risposta in frequenza lineare entro 3 dB tra 1 e 500 Hz, noise < 5 mV, crosstalk > 50dB; • <i>trigger</i> con precisione entro 1 ms; • energizzatori in grado di generare segnali impulsivi e ripetibili, con frequenza costante centrata su valori non inferiori a 40 Hz; • geofoni verticali e orizzontali con risposta in frequenza lineare entro 1 dB tra la metà e il doppio della frequenza dei segnali di sorgente usati, noise < 1mv, frequenze spurie superiori al doppio della frequenza dei segnali sorgente, fattori di trasduzione dei singoli geofoni non variabili oltre il 20-30% del valore medio complessivo.
Acquisizione dati	<ul style="list-style-type: none"> • distanze intergeofoniche $\leq 10m$; • numero minimo geofoni per profilo 24; • energizzazioni minimo ogni 6 geofoni, preferibilmente ogni 3; • almeno una coppia di energizzazioni offset; • distanza tiri estremi-geofoni max $\frac{1}{2}$ dist. intergeofonica; • frequenza del segnale alla sorgente ≥ 40 Hz; • rapporto segnale-rumore ≥ 3 almeno sui $\frac{2}{3}$ dei geofoni usati per identificare ciascun ramo di dromocrona.

COMUNE DI

PROVINCIA DI

PROGRAMMA REGIONE

PROSPEZIONI SISMICHE A RIFRAZIONE CON ONDE P ED SH

RELAZIONE GENERALE

RELAZIONE TECNICA E DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

DATA

Figura 3.4-11 - Schema di copertina della relazione a corredo dell'indagine sismica a rifrazione.

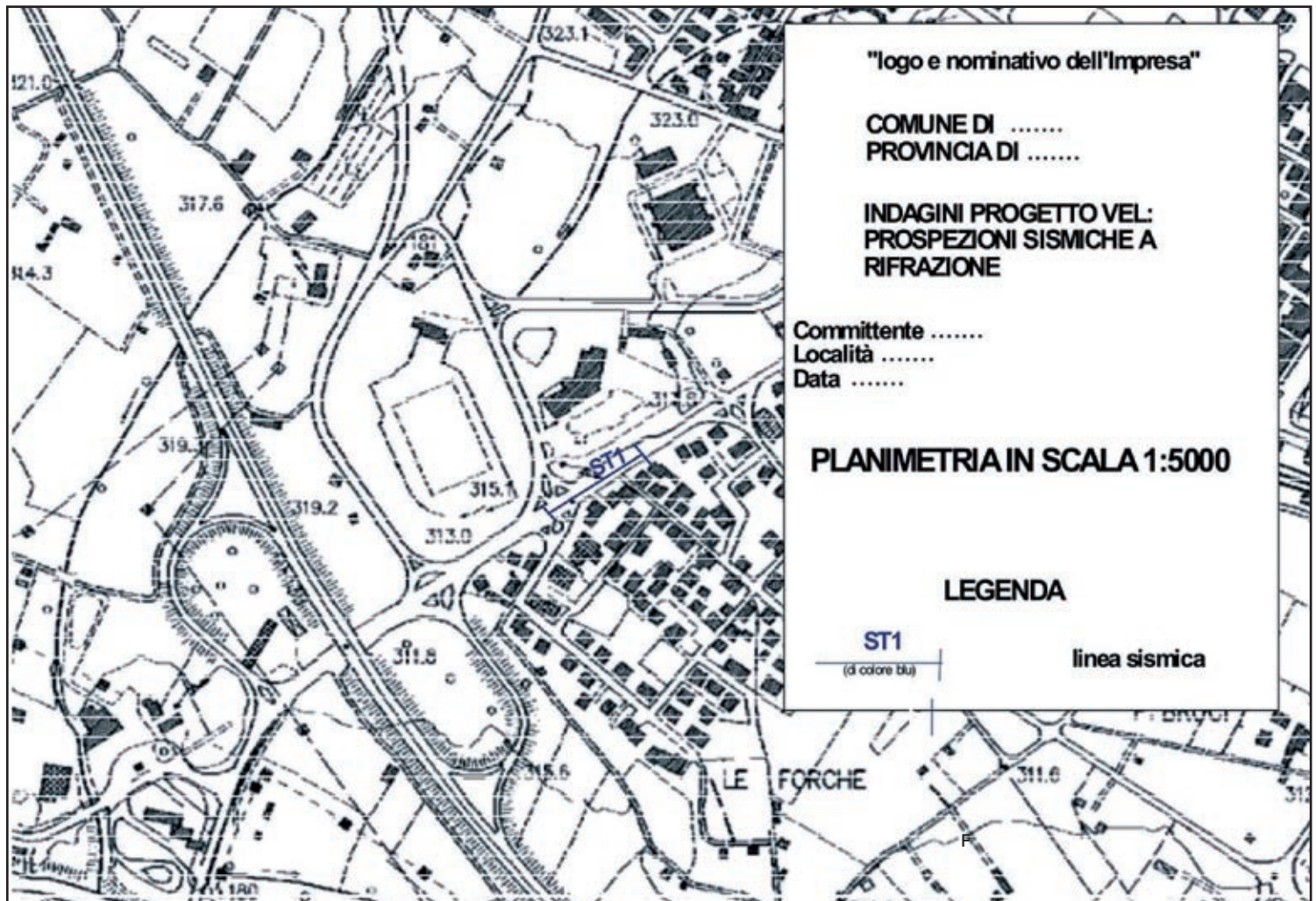


Figura 3.4-12 - Planimetria con ubicazione della base sismica (scala 1:5.000).

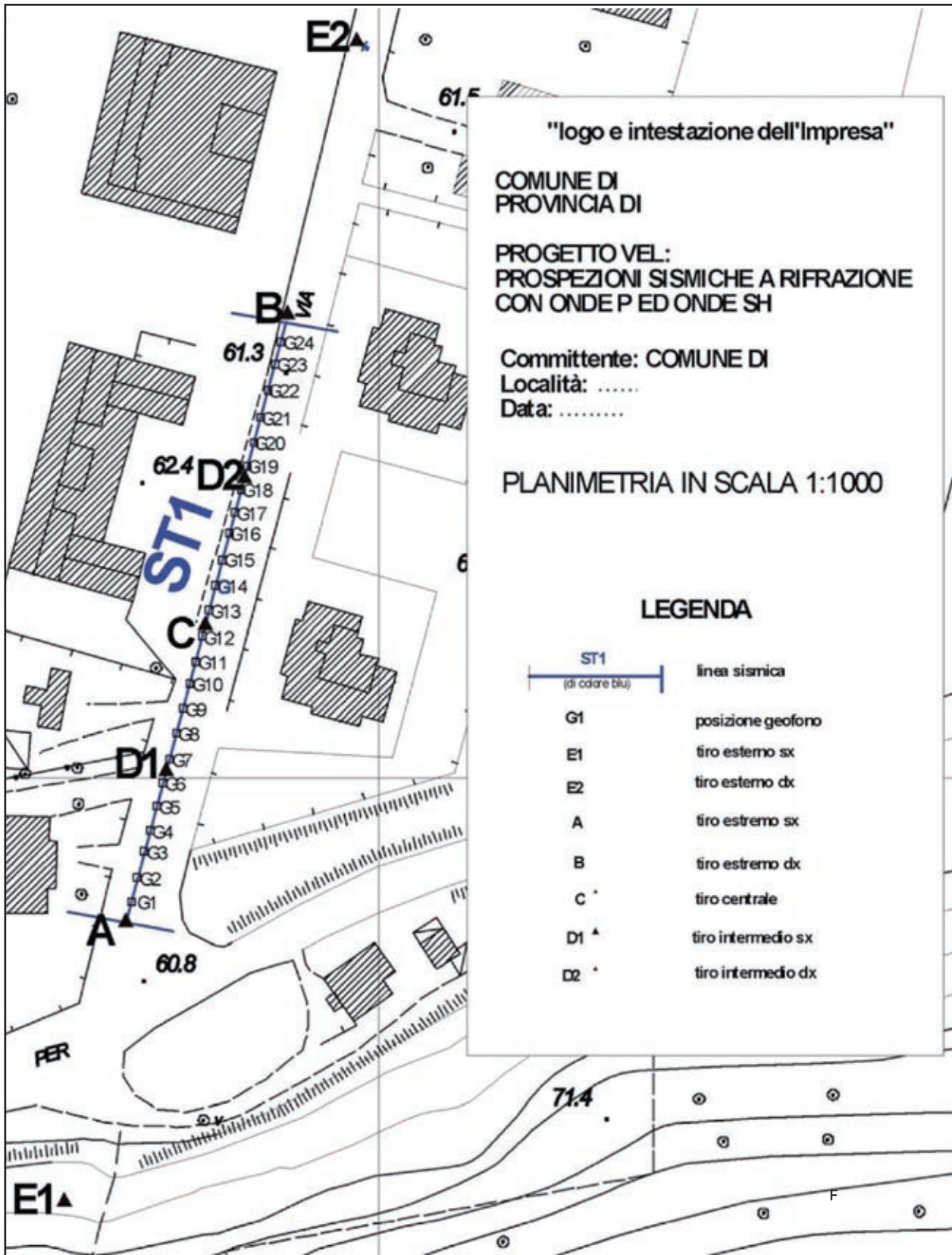


Figura 3.4-13 - Planimetria di dettaglio con ubicazione della base sismica in scala 1:1.000 (ai fini della rappresentazione nel presente documento la scala è stata ridotta).

LINEA SISMICA ST1**SCHEMA DETTAGLIATO DELLA LINEA DI ACQUISIZIONE**

Geofoni n.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
Distanza progressiva (m)	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115
Distanza parziale (m)	0	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
Quota (m)	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50

COORDINATE GAUSS BOAGA DI G1 E G24

	GEOFONO N.1 (G1)	GEOFONO N. 2 (G24)
X (m)	1.577.551,76	1.577.580,86
Y (m)	4.896.575,76	4.896.683,93

PUNTI DI ENERGIZZAZIONE

	E1 ESTERNO SX	A ESTREMO SX	D1 INTERMEDIO SX	C CENTRALE	D2 INTERMEDIO DX	B ESTREMO DX	E2 ESTERNO DX
ONDE P	Dir.1 File1.dat	Dir.1 File2.dat	Dir.1 File3.dat	Dir.1 File4.dat	Dir.1 File5.dat	Dir.1 File6.dat	Dir.1 File7.dat
ONDE SH	Dir.2 File1.dat	Dir.2 File2.dat	Dir.2 File3.dat	Dir.2 File4.dat	Dir.2 File5.dat	Dir.2 File6.dat	Dir.2 File7.dat
POSIZ. DAL GEOF. N.1 (m)	-60	-2.5	27.5	57.5	87.5	117.5	175
QUOTA (m)	50	50	50	50	50	50	50

Intestazione dell'Impresa

Figura 3.4-14 - Schema dettagliato della linea sismica.

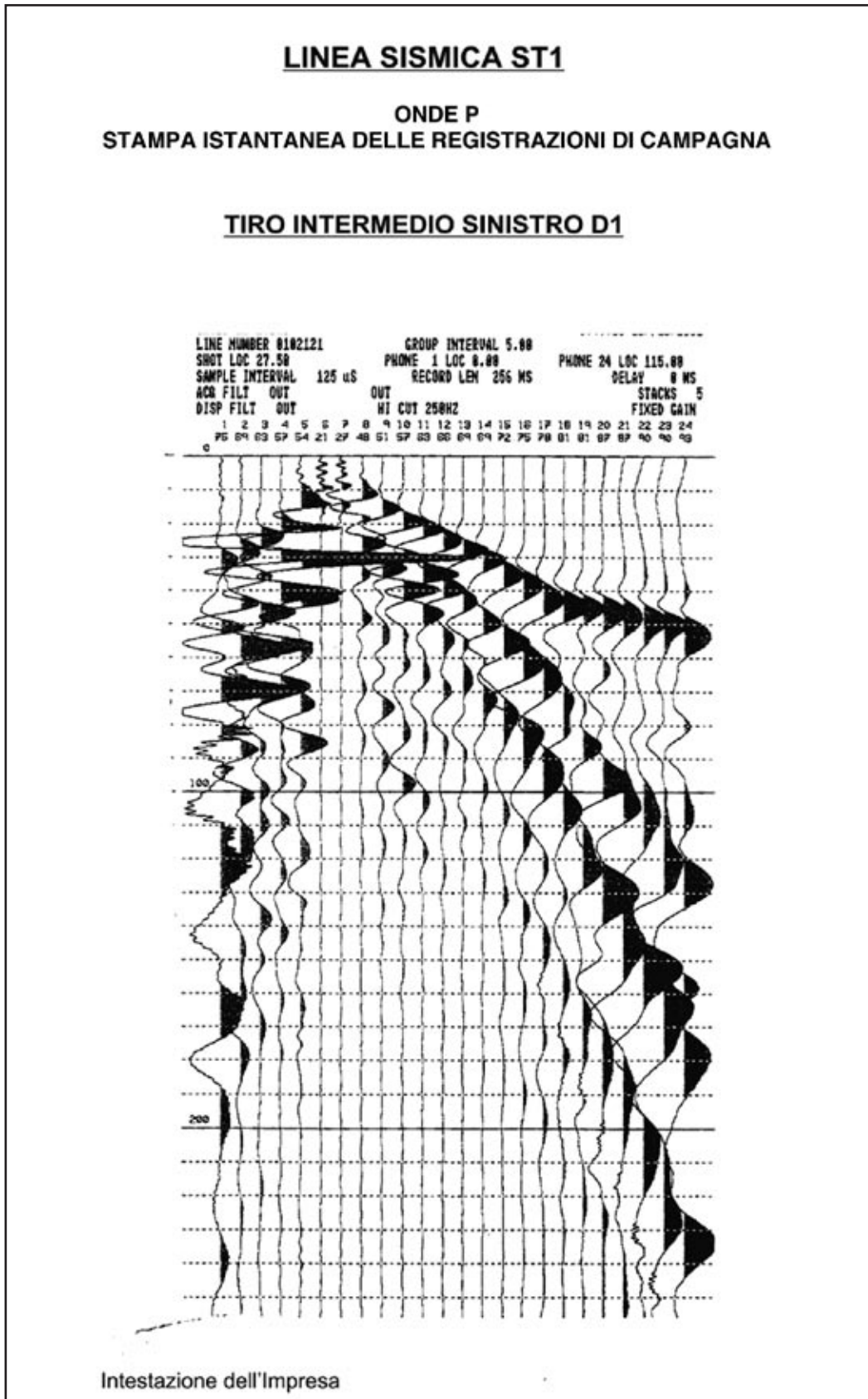
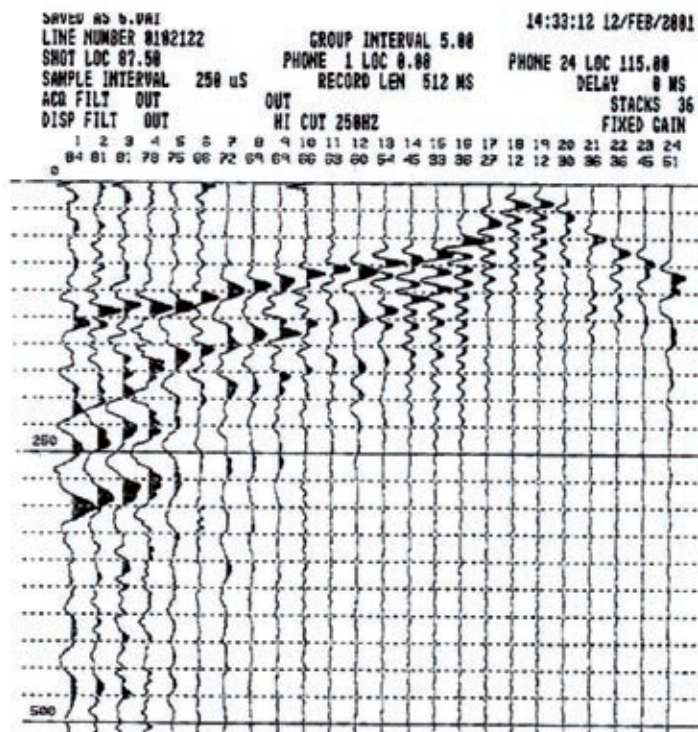


Figura 3.4-15 - Stampa istantanea delle registrazioni di campagna.

LINEA SISMICA ST1

ONDE SH
STAMPA ISTANTANEA DELLE REGISTRAZIONI DI CAMPAGNA

TIRO INTERMEDIO DESTRO D2



segue Figura 3.4-15.

Tabella 3.4-2 - Tempi di propagazione delle onde P e SH osservati ai geofoni relativi ai vari scoppi.

LINEA SISMICA ST1 - TEMPI DI PROPAGAZIONE: ONDE "P"

SCOPPIO (E2) - X (m) 142.00 QUOTA 100.00 PROF: .00

POSIZIONE	TEMPO DI ARRIVO	QUOTA
0.000000	41.300000	100.000000
5.000000	48.500000	100.000000
10.000000	56.000000	100.000000
15.000000	62.750000	100.000000
20.000000	68.750000	100.000000
25.000000	76.750000	100.000000
30.000000	81.250000	100.000000
35.000000	87.250000	100.000000
40.000000	92.500000	100.000000
45.000000	100.700000	100.000000
50.000000	102.700000	100.000000
55.000000	104.000000	100.000000
60.000000	107.200000	100.000000
65.000000	108.200000	100.000000
70.000000	107.000000	100.000000
75.000000	108.000000	100.000000
80.000000	109.000000	100.000000
85.000000	114.000000	100.000000
90.000000	117.000000	100.000000
95.000000	120.000000	100.000000
100.000000	123.000000	100.000000
105.000000	126.700000	100.000000
110.000000	128.200000	100.000000
115.000000	130.200000	100.000000

SCOPPIO (B)-X (m) 117.5 QUOTA 100.00 PROF: .00

POSIZIONE	TEMPO DI ARRIVO	QUOTA
0.000000	3.500000	100.000000
5.000000	7.000000	100.000000
10.000000	14.000000	100.000000
15.000000	20.250000	100.000000
20.000000	27.250000	100.000000
25.000000	33.250000	100.000000
30.000000	43.000000	100.000000
35.000000	50.250000	100.000000
40.000000	56.000000	100.000000
45.000000	61.000000	100.000000
50.000000	69.750000	100.000000
55.000000	73.500000	100.000000
60.000000	77.250000	100.000000
65.000000	81.500000	100.000000
70.000000	88.000000	100.000000
75.000000	95.750000	100.000000

80.000000	98.500000	100.000000
85.000000	101.000000	100.000000
90.000000	104.000000	100.000000
95.000000	107.200000	100.000000
100.000000	110.000000	100.000000
105.000000	113.200000	100.000000
110.000000	115.000000	100.000000
115.000000	117.250000	100.000000

SCOPPIO (D2) - X (m) 87.50 QUOTA 100.00 PROF: .00

POSIZIONE	TEMPO DI ARRIVO	QUOTA
0.000000	39.000000	100.000000
5.000000	32.000000	100.000000
10.000000	22.500000	100.000000
15.000000	17.750000	100.000000
20.000000	12.000000	100.000000
25.000000	4.000000	100.000000
30.000000	4.000000	100.000000
35.000000	10.250000	100.000000
40.000000	16.250000	100.000000
45.000000	23.500000	100.000000
50.000000	30.500000	100.000000
55.000000	34.250000	100.000000
60.000000	42.000000	100.000000
65.000000	44.250000	100.000000
70.000000	53.750000	100.000000
75.000000	60.750000	100.000000
80.000000	66.250000	100.000000
85.000000	72.000000	100.000000
90.000000	79.000000	100.000000
95.000000	81.500000	100.000000
100.000000	91.000000	100.000000
105.000000	96.500000	100.000000
110.000000	103.000000	100.000000
115.000000	105.250000	100.000000

SCOPPIO (C) - X (m) 57.50 QUOTA 100.00 PROF: .00

POSIZIONE	TEMPO DI ARRIVO	QUOTA
0.000000	74.250000	100.000000
5.000000	66.500000	100.000000
10.000000	59.000000	100.000000
15.000000	53.750000	100.000000
20.000000	49.000000	100.000000
25.000000	42.000000	100.000000
30.000000	35.000000	100.000000
35.000000	27.000000	100.000000
40.000000	20.000000	100.000000
45.000000	12.000000	100.000000
50.000000	6.800000	100.000000

55.000000	3.300000	100.000000
60.000000	3.300000	100.000000
65.000000	6.500000	100.000000
70.000000	12.800000	100.000000
75.000000	20.000000	100.000000
80.000000	26.250000	100.000000
85.000000	33.750000	100.000000
90.000000	41.000000	100.000000
95.000000	48.000000	100.000000
100.000000	55.000000	100.000000
105.000000	61.750000	100.000000
110.000000	68.750000	100.000000
115.000000	75.500000	100.000000

SCOPPIO (D1) - X (m) -27.5 QUOTA 100.00 PROF: .00

POSIZIONE	TEMPO DI ARRIVO	QUOTA
0.000000	100.800000	100.000000
5.000000	98.000000	100.000000
10.000000	96.750000	100.000000
15.000000	91.000000	100.000000
20.000000	84.000000	100.000000
25.000000	78.500000	100.000000
30.000000	73.800000	100.000000
35.000000	66.500000	100.000000
40.000000	59.500000	100.000000
45.000000	53.300000	100.000000
50.000000	45.500000	100.000000
55.000000	39.800000	100.000000
60.000000	34.300000	100.000000
65.000000	29.500000	100.000000
70.000000	23.800000	100.000000
75.000000	17.800000	100.000000
80.000000	12.500000	100.000000
85.000000	4.000000	100.000000
90.000000	4.500000	100.000000
95.000000	14.000000	100.000000
100.000000	20.800000	100.000000
105.000000	25.500000	100.000000
110.000000	30.000000	100.000000
115.000000	35.300000	100.000000

SCOPPIO (A) - X (m) -2.25 QUOTA 100.00 PROF: .00

POSIZIONE	TEMPO DI ARRIVO	QUOTA
0.000000	124.250000	100.000000
5.000000	122.500000	100.000000
10.000000	120.000000	100.000000
15.000000	117.750000	100.000000
20.000000	118.250000	100.000000
25.000000	117.750000	100.000000

30.000000	113.200000	100.000000
35.000000	106.700000	100.000000
40.000000	99.000000	100.000000
45.000000	90.750000	100.000000
50.000000	81.500000	100.000000
55.000000	74.250000	100.000000
60.000000	65.750000	100.000000
65.000000	62.750000	100.000000
70.000000	57.750000	100.000000
75.000000	52.250000	100.000000
80.000000	47.750000	100.000000
85.000000	40.000000	100.000000
90.000000	33.250000	100.000000
95.000000	24.000000	100.000000
100.000000	19.000000	100.000000
105.000000	15.500000	100.000000
110.000000	7.250000	100.000000
115.000000	3.750000	100.000000

SCOPPIO (E2) - X (m) -30 QUOTA 100.00 PROF: .00

POSIZIONE	TEMPO DI ARRIVO	QUOTA
0.000000	129.250000	100.000000
5.000000	127.500000	100.000000
10.000000	125.500000	100.000000
15.000000	123.000000	100.000000
20.000000	124.000000	100.000000
25.000000	123.500000	100.000000
30.000000	121.700000	100.000000
35.000000	120.200000	100.000000
40.000000	118.500000	100.000000
45.000000	116.200000	100.000000
50.000000	113.200000	100.000000
55.000000	112.000000	100.000000
60.000000	110.500000	100.000000
65.000000	107.500000	100.000000
70.000000	100.000000	100.000000
75.000000	95.500000	100.000000
80.000000	91.750000	100.000000
85.000000	84.750000	100.000000
90.000000	79.500000	100.000000
95.000000	75.250000	100.000000
100.000000	69.750000	100.000000
105.000000	61.000000	100.000000
110.000000	53.750000	100.000000
115.000000	45.500000	100.000000

LINEA SISMICA ST1 - TEMPI DI PROPAGAZIONE: ONDE "SH"**SCOPPIO (E2) - X (m) 142.00 QUOTA 100.00 PROF: .00**

POSIZIONE	TEMPO DI ARRIVO	QUOTA
0.000000	58.500000	100.000000
5.000000	69.500000	100.000000
10.000000	78.000000	100.000000
15.000000	87.750000	100.000000
20.000000	94.750000	100.000000
25.000000	103.500000	100.000000
30.000000	110.500000	100.000000
35.000000	117.000000	100.000000
40.000000	127.000000	100.000000
45.000000	140.500000	100.000000
50.000000	157.000000	100.000000
55.000000	159.200000	100.000000
60.000000	170.200000	100.000000
65.000000	176.000000	100.000000
70.000000	187.500000	100.000000
75.000000	196.700000	100.000000
80.000000	204.200000	100.000000
85.000000	214.200000	100.000000
90.000000	235.500000	100.000000
95.000000	243.200000	100.000000
100.000000	252.000000	100.000000
105.000000	255.200000	100.000000
110.000000	260.000000	100.000000
115.000000	262.200000	100.000000

SCOPPIO (B) - X (m) 117.5 QUOTA 100.00 PROF: .00

POSIZIONE	TEMPO DI ARRIVO	QUOTA
0.000000	5.250000	100.000000
5.000000	10.250000	100.000000
10.000000	20.750000	100.000000
15.000000	34.000000	100.000000
20.000000	45.000000	100.000000
25.000000	54.500000	100.000000
30.000000	63.250000	100.000000
35.000000	71.000000	100.000000
40.000000	80.500000	100.000000
45.000000	89.750000	100.000000
50.000000	101.500000	100.000000
55.000000	113.000000	100.000000
60.000000	128.200000	100.000000
65.000000	137.700000	100.000000
70.000000	145.700000	100.000000
75.000000	155.000000	100.000000
80.000000	164.700000	100.000000

85.000000	173.000000	100.000000
90.000000	183.700000	100.000000
95.000000	187.200000	100.000000
100.000000	213.200000	100.000000
105.000000	217.200000	100.000000
110.000000	220.500000	100.000000
115.000000	224.200000	100.000000

SCOPPIO (D2) - X (m) 87.50 QUOTA 100.00 PROF: .00

POSIZIONE	TEMPO DI ARRIVO	QUOTA
0.000000	59.000000	100.000000
5.000000	47.500000	100.000000
10.000000	37.500000	100.000000
15.000000	26.800000	100.000000
20.000000	16.800000	100.000000
25.000000	6.800000	100.000000
30.000000	6.750000	100.000000
35.000000	17.000000	100.000000
40.000000	27.500000	100.000000
45.000000	41.300000	100.000000
50.000000	53.500000	100.000000
55.000000	57.800000	100.000000
60.000000	71.000000	100.000000
65.000000	77.500000	100.000000
70.000000	86.500000	100.000000
75.000000	96.500000	100.000000
80.000000	111.200000	100.000000
85.000000	122.200000	100.000000
90.000000	132.000000	100.000000
95.000000	137.500000	100.000000
100.000000	146.000000	100.000000
105.000000	160.500000	100.000000
110.000000	168.500000	100.000000
115.000000	176.700000	100.000000

SCOPPIO (C) - X (m) 57.50 QUOTA 100.00 PROF: .00

POSIZIONE	TEMPO DI ARRIVO	QUOTA
0.000000	121.200000	100.000000
5.000000	116.500000	100.000000
10.000000	109.000000	100.000000
15.000000	96.000000	100.000000
20.000000	84.000000	100.000000
25.000000	71.250000	100.000000
30.000000	61.000000	100.000000
35.000000	47.500000	100.000000
40.000000	34.750000	100.000000
45.000000	22.500000	100.000000
50.000000	11.500000	100.000000
55.000000	5.750000	100.000000

60.000000	5.250000	100.000000
65.000000	10.500000	100.000000
70.000000	22.750000	100.000000
75.000000	38.000000	100.000000
80.000000	50.000000	100.000000
85.000000	62.250000	100.000000
90.000000	72.750000	100.000000
95.000000	80.250000	100.000000
100.000000	91.250000	100.000000
105.000000	101.200000	100.000000
110.000000	111.500000	100.000000
115.000000	122.200000	100.000000

SCOPPIO (D1) - X (m) 27.5 QUOTA 100.00 PROF: .00

POSIZIONE	TEMPO DI ARRIVO	QUOTA
0.000000	176.000000	100.000000
5.000000	169.200000	100.000000
10.000000	161.200000	100.000000
15.000000	153.500000	100.000000
20.000000	141.500000	100.000000
25.000000	131.200000	100.000000
30.000000	121.500000	100.000000
35.000000	107.700000	100.000000
40.000000	95.000000	100.000000
45.000000	88.750000	100.000000
50.000000	78.250000	100.000000
55.000000	72.000000	100.000000
60.000000	60.250000	100.000000
65.000000	56.750000	100.000000
70.000000	44.000000	100.000000
75.000000	31.500000	100.000000
80.000000	16.500000	100.000000
85.000000	5.750000	100.000000
90.000000	5.750000	100.000000
95.000000	16.500000	100.000000
100.000000	29.500000	100.000000
105.000000	46.500000	100.000000
110.000000	58.000000	100.000000
115.000000	71.500000	100.000000

SCOPPIO (A) - X (m) -2.25 QUOTA 100.00 PROF: .00

POSIZIONE	TEMPO DI ARRIVO	QUOTA
0.000000	226.000000	100.000000
5.000000	218.200000	100.000000
10.000000	210.700000	100.000000
15.000000	201.500000	100.000000
20.000000	190.000000	100.000000
25.000000	181.200000	100.000000
30.000000	170.500000	100.000000

35.000000	158.500000	100.000000
40.000000	145.500000	100.000000
45.000000	137.000000	100.000000
50.000000	130.700000	100.000000
55.000000	124.000000	100.000000
60.000000	115.200000	100.000000
65.000000	109.500000	100.000000
70.000000	99.500000	100.000000
75.000000	95.250000	100.000000
80.000000	83.250000	100.000000
85.000000	76.250000	100.000000
90.000000	66.500000	100.000000
95.000000	54.250000	100.000000
100.000000	42.750000	100.000000
105.000000	32.500000	100.000000
110.000000	13.250000	100.000000
115.000000	6.500000	100.000000

SCOPPIO E2 - X (m) -30 QUOTA 100.00 PROF: .00

POSIZIONE	TEMPO DI ARRIVO	QUOTA
0.000000	253.700000	100.000000
5.000000	249.700000	100.000000
10.000000	247.000000	100.000000
15.000000	243.200000	100.000000
20.000000	240.000000	100.000000
25.000000	224.200000	100.000000
30.000000	209.500000	100.000000
35.000000	207.000000	100.000000
40.000000	203.200000	100.000000
45.000000	197.000000	100.000000
50.000000	186.000000	100.000000
55.000000	181.200000	100.000000
60.000000	174.200000	100.000000
65.000000	166.200000	100.000000
70.000000	158.000000	100.000000
75.000000	152.200000	100.000000
80.000000	138.500000	100.000000
85.000000	122.000000	100.000000
90.000000	114.200000	100.000000
95.000000	109.200000	100.000000
100.000000	102.500000	100.000000
105.000000	97.300000	100.000000
110.000000	83.000000	100.000000
115.000000	77.750000	100.000000

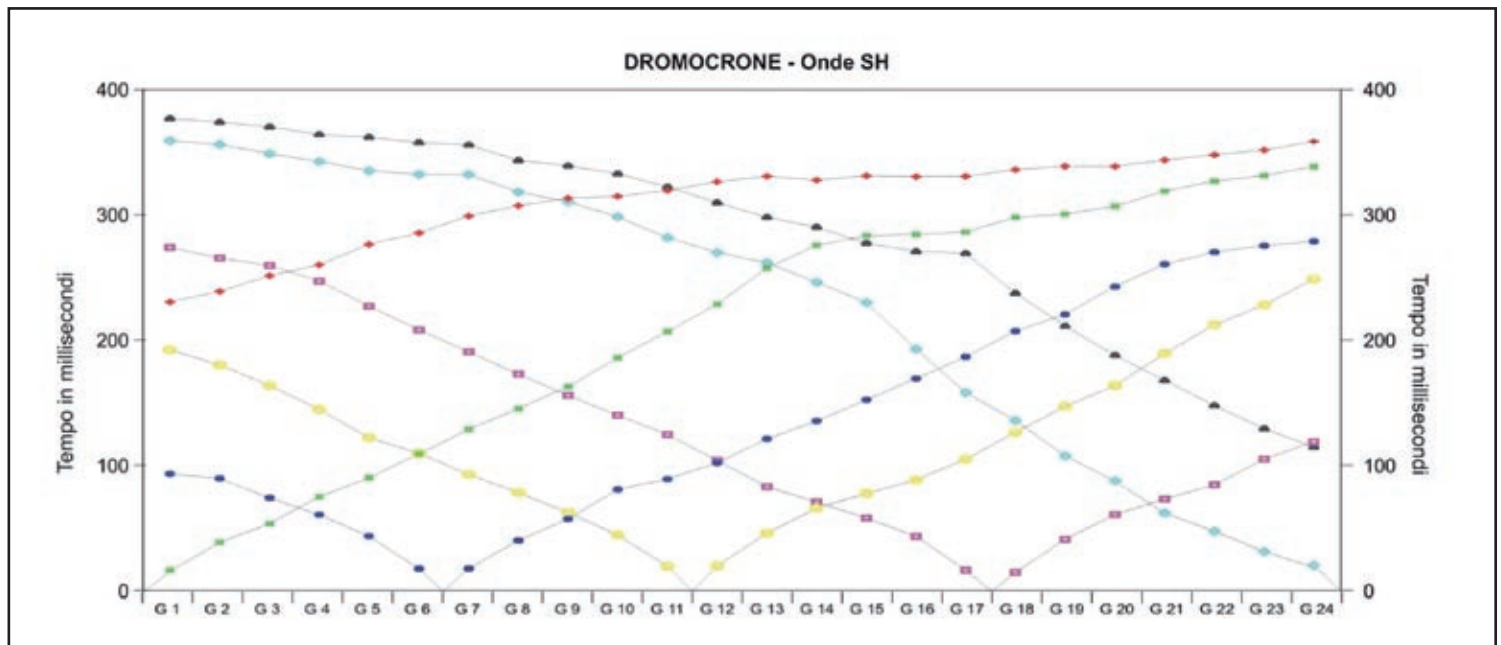


Figura 3.4 16 - Diagramma tempi di arrivo-distanze ("dromocrone sismiche").

Tabella 3.4 3 - Tabella delle profondità dei rifrattori individuati.**LINEA SISMICA ST1 - PROFONDITA' CALCOLATE PER I RIFRATTORI INDIVIDUATI: ONDE "P"**

STRATO # 2

ASCISSA	PROFONDITÀ
0.000000	23.798430
2.600000	23.890900
5.100000	24.463140
7.600000	24.745140
10.100000	25.276920
12.600000	25.508470
15.100000	25.475930
17.600000	25.757030
20.100000	26.781770
22.600000	27.246280
25.100000	27.612870
27.600000	27.728830
30.100000	28.050590
32.600000	27.864830
35.100000	27.786030
37.600000	28.028760
40.100000	28.479990
42.600000	28.526790
45.100000	28.697950
47.600000	28.493210
50.100000	28.390480
52.600000	28.384760
55.100000	28.852800
57.600000	29.015930
60.100000	28.761810
62.600000	28.310560
65.100000	27.962040
67.600000	27.616120
70.100000	27.372660
72.600000	26.931550
75.100000	26.792690
77.600000	26.769810
80.100000	26.948980
82.600000	27.192500
85.100000	27.535990
87.600000	28.193360
90.100000	28.950790
92.600000	29.194470
95.100000	29.952120
97.600000	30.709930
100.100000	31.154070
102.600000	31.398420
105.100000	31.743030
107.600000	31.987800

(segue Tabella 3.4 3).

LINEA SISMICA ST1 - PROFONDITA' CALCOLATE PER I RIFRATTORI INDIVIDUATI: ONDE "SH"

STRATO # 2

ASCISSA	PROFONDITÀ
0.000000	34.951670
2.600000	35.020430
5.100000	35.089230
7.600000	35.158070
10.100000	35.226960
12.600000	35.295890
15.100000	35.364870
17.600000	35.433890
20.100000	35.502950
22.600000	35.572060
25.100000	35.641200
27.600000	35.488260
30.100000	35.335110
32.600000	35.181730
35.100000	35.028150
37.600000	34.874350
40.100000	34.720330
42.600000	34.566100
45.100000	34.411640
47.600000	34.256970
50.100000	34.102060
52.600000	33.946930
55.100000	33.872980
57.600000	33.798790
60.100000	33.724370
62.600000	33.649710
65.100000	33.574810
67.600000	33.499670
70.100000	33.424300
72.600000	33.348690
75.100000	33.272850
77.600000	33.196760
80.100000	33.120440
82.600000	33.663350
85.100000	34.209980
87.600000	34.760410
90.100000	35.314670
92.600000	35.872850
95.100000	36.434990
97.600000	37.001140
100.100000	37.571390
102.600000	38.145810
105.100000	38.724430
107.600000	39.307350

Tabella 3.4 4 - Tabella delle velocità sismiche individuate per i diversi rifrattori.

LINEA SISMICA ST1 - velocità sismiche CALCOLATE PER I RIFRATTORI INDIVIDUATI: ONDE "P"

STRATO # 1		STRATO # 2	
ASCISSA	VELOCITÀ	ASCISSA	VELOCITÀ
2.600000	728.045800	2.600000	2228.191000
5.100000	727.782700	5.100000	2224.206000
7.600000	727.519500	7.600000	2220.220000
10.100000	727.256400	10.100000	2245.800000
12.600000	726.993300	12.600000	2241.814000
15.100000	726.730200	15.100000	2237.829000
17.600000	726.467100	17.600000	2233.844000
20.100000	726.204000	20.100000	2229.858000
22.600000	725.940900	22.600000	2225.873000
25.100000	725.677700	25.100000	2221.887000
27.600000	726.535300	27.600000	2230.663000
30.100000	727.392800	30.100000	2239.438000
32.600000	728.250300	32.600000	2238.649000
35.100000	729.107800	35.100000	2237.424000
37.600000	729.965300	37.600000	2232.861000
40.100000	730.822900	40.100000	2238.297000
42.600000	731.680400	42.600000	2240.847000
45.100000	732.537900	45.100000	2249.622000
47.600000	733.395400	47.600000	2249.622000
50.100000	734.252900	50.100000	2249.622000
52.600000	735.110500	52.600000	2249.622000
55.100000	734.958300	55.100000	2249.622000
57.600000	734.806000	57.600000	2249.622000
60.100000	734.653900	60.100000	2246.057000
62.600000	734.501600	62.600000	2246.493000
65.100000	734.349400	65.100000	2249.928000
67.600000	734.197200	67.600000	2246.702000
70.100000	734.045000	70.100000	2243.477000
72.600000	733.892800	72.600000	2243.138000
75.100000	733.740600	75.100000	2249.912000
77.600000	733.588400	77.600000	2249.573000
80.100000	733.436200	80.100000	2243.009000
82.600000	733.779900	82.600000	2248.130000
85.100000	734.123700	85.100000	2243.252000
87.600000	734.467500	87.600000	2247.938000
90.100000	734.811200	90.100000	2243.060000
92.600000	735.155000	92.600000	2248.182000
95.100000	735.498800	95.100000	2253.304000
97.600000	735.842500	97.600000	2258.426000
100.100000	736.186300	100.100000	2253.548000
102.600000	736.530000	102.600000	2258.669000
105.100000	736.873800	105.100000	2253.791000
107.600000	737.217600	107.600000	2258.913000

segue Tabella 3.4.4

LINEA SISMICA ST1 - velocità sismiche CALCOLATE PER I RIFRATTORI INDIVIDUATI: ONDE "SH"

STRATO # 1		ASCISSA	VELOCITÀ
ASCISSA	VELOCITÀ		
2.600000	459.069700	2.600000	1322.099000
5.100000	459.222000	5.100000	1322.099000
7.600000	459.374300	7.600000	1322.099000
10.100000	459.526600	10.100000	1322.099000
12.600000	459.678800	12.600000	1322.099000
15.100000	459.831100	15.100000	1322.099000
17.600000	459.983400	17.600000	1322.099000
20.100000	460.135700	20.100000	1322.099000
22.600000	460.288000	22.600000	1322.099000
25.100000	460.440200	25.100000	1322.099000
27.600000	458.072200	27.600000	1322.099000
30.100000	455.704200	30.100000	1322.099000
32.600000	453.336200	32.600000	1322.099000
35.100000	450.968200	35.100000	1322.099000
37.600000	448.600200	37.600000	1322.099000
40.100000	446.232200	40.100000	1322.099000
42.600000	443.864200	42.600000	1322.099000
45.100000	441.496200	45.100000	1322.099000
47.600000	439.128200	47.600000	1322.099000
50.100000	436.760200	50.100000	1322.099000
52.600000	434.392200	52.600000	1322.099000
55.100000	432.953400	55.100000	1322.099000
57.600000	431.514600	57.600000	1322.099000
60.100000	430.075900	60.100000	1322.099000
62.600000	428.637100	62.600000	1322.099000
65.100000	427.198400	65.100000	1322.099000
67.600000	425.759600	67.600000	1322.099000
70.100000	424.320900	70.100000	1322.099000
72.600000	422.882100	72.600000	1322.099000
75.100000	421.443400	75.100000	1322.099000
77.600000	420.004600	77.600000	1322.099000
80.100000	418.565900	80.100000	1322.099000
82.600000	424.148700	82.600000	1322.099000
85.100000	429.731500	85.100000	1322.099000
87.600000	435.314300	87.600000	1322.099000
90.100000	440.897200	90.100000	1322.099000
92.600000	446.480000	92.600000	1322.099000
95.100000	452.062800	95.100000	1322.099000
97.600000	457.645600	97.600000	1322.099000
100.100000	463.228400	100.100000	1322.099000
102.600000	468.811200	102.600000	1322.099000
105.100000	474.394100	105.100000	1322.099000
		107.600000	1322.099000

Intestazione dell'Impresa

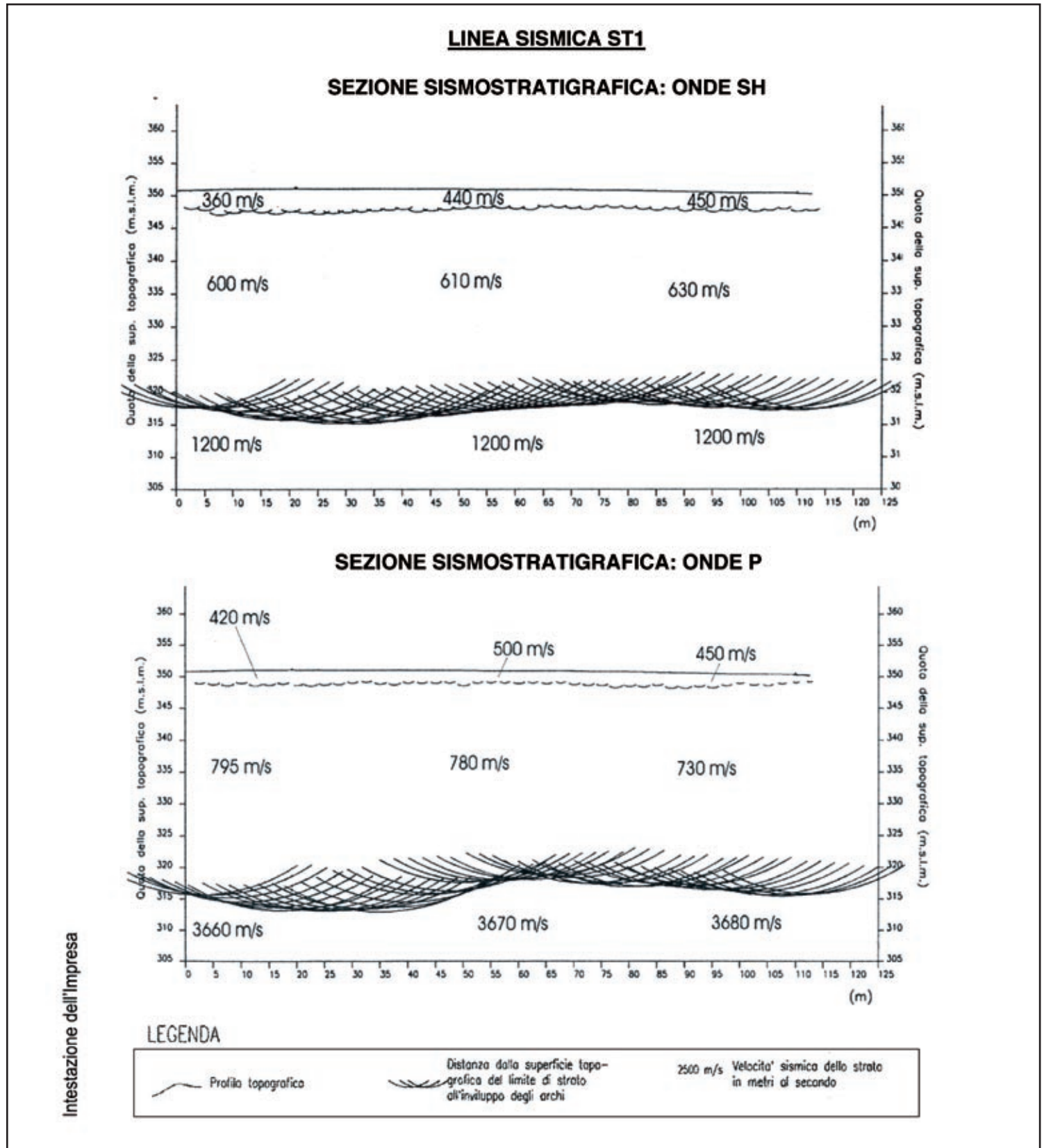





Figura 3.4-17 - Sezioni sismostratigrafiche.

COMUNE DI
PROVINCIA DI
VALUTAZIONE VULNERABILITA'
EDIFICI SCOLASTICI
PROGETTO V.E.L.
SUBPROGETTO GARFAGEO
PROSPEZIONI SISMICHE A RIFRAZIONE
CON ONDE P ED ONDE SH

SEZIONE LITOSTRATIGRAFICA INTERPRETATIVA

Basi sismiche: **ST...**
 Località:
 Data:

LEGENDA

<p>1150 m/s 285 m/s</p>	<p>Velocità sismica onde P in metri al secondo Velocità sismica onde SH in metri al secondo</p>
	<p>Massicciata stradale; riporto; copertura detritica mediamente addensata/addensata, sopra falda (dt)</p>
	<p>Copertura detritica molto addensata (dt); arenarie con intercalazioni siltiche molto alterate e fratturate ("Arenaria macigno" - mg)</p>
	<p>Arenarie con intercalazioni siltiche mediamente fratturate ("Arenaria macigno" - mg)</p>

ST...
Scala 1:.....

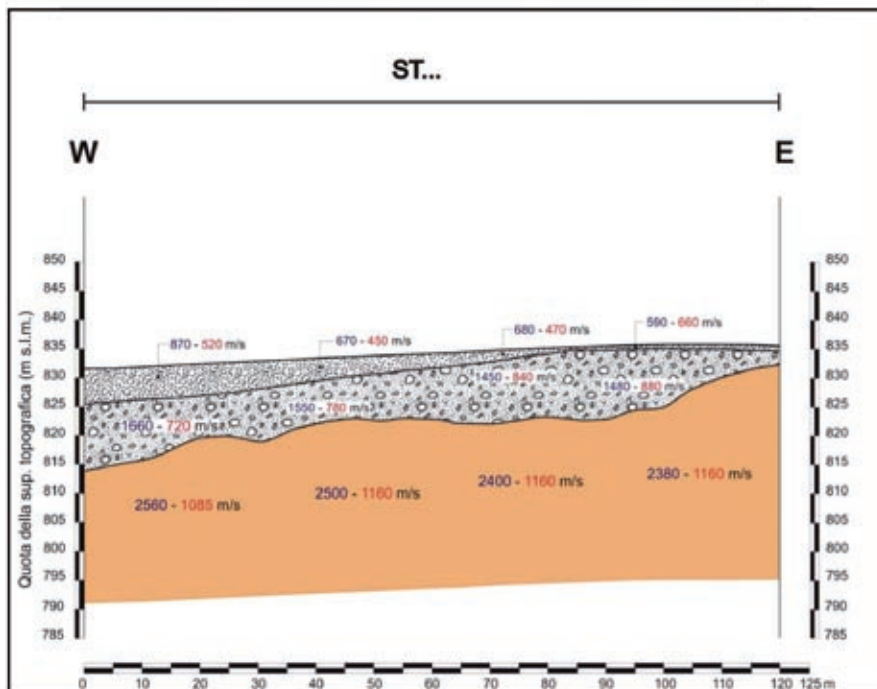


Figura 3.4-18 - Sezioni litostratigrafiche.

3.4.3.2 Indagini sismiche a riflessione in onde P e SH

La sismica a riflessione è una metodologia che, seppur largamente utilizzata per l'esplorazione geologica del sottosuolo (ad esempio nella ricerca petrolifera), trova, nella prospezione "a piccola profondità", un impiego ancora molto limitato soprattutto considerandone le grandi potenzialità. È pur vero che in taluni contesti geologici, questa metodologia, almeno nella casistica nota, ha fornito risultati non sempre soddisfacenti, ma il poter superare quei limiti propri della tecnica a rifrazione, soprattutto per quanto riguarda la ricostruzione delle geometrie del sottosuolo, la rende di estremo interesse soprattutto se eseguita con modalità che consentono una risoluzione molto alta.

Lo scopo delle indagini sismiche a riflessione consiste nel determinare con un grande dettaglio le geometrie del sottosuolo.

Come è noto, a differenza della metodologia sismica a rifrazione, nella prospezione sismica a riflessione si utilizza tutta la registrazione e per quanto attiene la metodologia "multicanale", l'elemento caratterizzante è rappresentato, in sintesi, dalla correzione e somma di tutte le tracce che convergono in un unico punto (CDP).

Mediante un opportuno *processing* vengono raccolte varie tracce dei sismogrammi che convergono sul medesimo CDP (famiglia). Successivamente viene individuata la velocità di propagazione dei singoli livelli riflettori e si apporta così una correzione temporale alle tracce di ogni singola famiglia (correzione di *move out*) in modo da poterle poi sommare aumentando il rapporto segnale-rumore (*stacking*) e creando una sezione *stack* in cui visualmente è possibile riconoscere i singoli riflettori.

In fase di *processing* vengono effettuate una serie di operazioni quali filtri in frequenza, filtri F-K, deconvoluzione, correzioni statiche, ecc., che rendono tale metodologia piuttosto complessa. Un'ulteriore difficoltà è che più è superficiale la prospezione, più difficoltoso è il *processing*, sia per problemi legati alla risolutività del metodo, sia per la presenza di onde superficiali che mascherano le onde di corpo riflesse, sia soprattutto per l'eterogeneità delle coltri e il differente grado di saturazione di questi materiali. La ricostruzione di una sezione *stack* leggibile dipende dalla qualità dell'analisi di velocità effettuata, che varia in funzione del rapporto profondità/lunghezza dello stendimento.

Va rilevato che le onde superficiali (Rayleigh) vengono evidenziate e in qualche modo filtrate, nel caso di prospezione con onde di compressione (*arrays*, filtri di frequenza e F-K). Per le onde SH, per la particolare disposizione dei geofoni e per il sistema di energizzazione adottato, questo tipo di onde superficiali non è presente; sono talora presenti, viceversa, le onde di Love che possono essere eliminate o ridotte sia in fase di acquisizione sia in fase di *processing*. Va inoltre rilevato che le onde SH riflesse possono costituire un secondo arrivo rispetto alle onde di superficie (nella fattispecie onde di Love) e che, per stendimenti lunghi, la loro attenuazione è maggiore, perché proporzionale a $1/r$ in luogo di $1/\sqrt{r}$, come accade per le onde di superficie. Non esistono, d'altra parte, le limitazioni connesse con l'orizzontalità degli strati proprie delle tecniche utilizzando le onde superficiali.

Per i motivi sopra citati la metodologia a riflessione ad alta risoluzione finalizzata alla prospezione a "piccola profondità", richiede modalità di esecuzione particolari, sia nella fase di acquisizione dati, (stendimenti corti e distanze intergeofoniche ridotte - 1-2, max 5 m), sia in quella di *processing*.

Come per la sismica a rifrazione, anche la sismica a riflessione può essere eseguita utilizzando sia

le onde di compressione (P), sia quelle di taglio S. In quest'ultimo caso è opportuno sottolineare che quando si parla di onde S ci si vuol riferire alle onde SH perché, in condizioni normali, a differenza delle SV, non trasmutano e questo è importante soprattutto perché in mezzi eterogenei come in genere quelli superficiali risulta il più delle volte impossibile riconoscere le SV dalle P. In generale, ma soprattutto per formazioni non lapidee, il metodo in SH è da preferire alla riflessione in P, specificatamente per ciò che riguarda le indagini di pericolosità sismica per i seguenti motivi:

- evidenzia livelli a contrasto di rigidità sismica;
- permette di evidenziare livelli di inversione di velocità delle onde di taglio e conseguentemente contraddistinti da differente rigidità sismica e modulo di taglio dinamico;
- non è disturbata dalla presenza di livelli a differente grado di saturazione;
- consente di acquisire un quadro conoscitivo, relativamente alle geometrie del sottosuolo migliore rispetto a quello ottenibile dalle perforazioni;
- fornisce, in particolare per i primi metri dal piano di campagna, i valori di velocità delle onde di taglio SH per quanto riguarda la propagazione in senso verticale;
- ha una risoluzione (a parità di frequenza) migliore dalle onde di compressione;
- ha una attenuazione (nei mezzi insaturi) minore delle onde di compressione.

Gli svantaggi sono inerenti soprattutto al costo relativamente alto rispetto alle altre prospezioni di superficie; ciò è dovuto alla necessità di effettuare un *processing* piuttosto complesso e non standardizzabile in ogni sua fase. L'alto costo è dovuto altresì al fatto che spesso, in fase di *processing*, si devono analizzare e isolare le onde superficiali (registrazione per registrazione o famiglia per famiglia). Non è necessario, al contrario di quanto avviene nella prospezione sismica a rifrazione, che le velocità di propagazione aumentino con la profondità.

3.4.3.2.1 Schema esecutivo della prova

La prova consiste nel produrre sulla superficie del terreno, in prossimità del sito da investigare, sollecitazioni dinamiche di compressione (onde P) e sollecitazioni dinamiche orizzontali di direzioni opposte (onde SH) e nel registrare le vibrazioni prodotte, sempre in corrispondenza della superficie, a distanze note e prefissate mediante sensori a componente verticale nel primo caso e orizzontali nel secondo. L'interpretazione dei segnali rilevati necessita, come è noto, di una complessa fase di *processing* per ottenere una sezione stack finale.

L'apparecchiatura utilizzata per questo tipo di prove si deve comporre delle seguenti parti:

- sistema sorgente;
- sistema di ricezione;
- sistema di acquisizione dati;
- *trigger*.

La sorgente deve essere in grado di generare onde elastiche ad alta frequenza ricche di energia, con forme d'onda ripetibili e direzionali. Per generare onde di compressione (P), si utilizzeranno i metodi classici quali caduta di un grave, mazza, cannoncino, esplosivo, ecc.. Dovranno comunque essere evitati sistemi in grado di generare vibrazioni e/o rimbalzi durante la generazione del segnale, in grado di inficiare la lettura del segnale per l'intero sismogramma richiesto.

La sorgente per la generazione di onde SH è generalmente costituita da un parallelepipedo tale da poter essere colpito lateralmente a entrambe le estremità con una massa pesante. È importante che il parallelepipedo venga gravato di un carico statico addizionale in modo che possa rimanere aderente al terreno sia al momento in cui viene colpito sia successivamente, affinché l'energia prodotta non venga in parte dispersa. Con questo dispositivo è possibile generare essenzialmente delle onde elastiche di taglio polarizzate orizzontalmente, con uniformità sia nella direzione di propagazione sia nella polarizzazione e con una generazione di onde P trascurabile.

L'accoppiamento parallelepipedo-terreno deve essere per "contatto" e non per "infissione". Un buon accoppiamento tra parallelepipedo e terreno si ottiene facilmente in terreni a granulometria fine; nel caso viceversa di presenza di terreni a granulometria più grossolana sarà necessario approntare delle piazzole costituendo uno strato di materiale fine al contatto con il parallelepipedo. Sono da evitare come punti di energizzazione zone in cui affiorano rocce compatte o asfalti.

Il sistema di ricezione deve essere costituito da almeno 12 gruppi di 3 geofoni verticali (in onde P) e da almeno 12 gruppi di 5 geofoni orizzontali (in onde SH) con frequenza non inferiore a 15 Hz, collegati tra loro.

Detti geofoni devono essere ben accoppiati sul terreno, posizionati verticalmente e con l'asse di oscillazione parallelo alla direzione di percussione del parallelepipedo del sistema energizzante che, nel caso di indagini in onde SH sarà posto con l'asse maggiore perpendicolare alla direzione di stendimento.

Il *trigger* consiste preferibilmente in un circuito elettrico che viene chiuso nell'istante in cui il martello colpisce la trave, consentendo a un condensatore di scaricare la carica precedentemente immagazzinata e la produzione di un impulso a un sensore collegato al sistema di acquisizione dati; in questo modo è possibile individuare e visualizzare l'esatto istante in cui la sorgente viene attivata e parte la sollecitazione dinamica. L'attivazione del circuito per individuare l'istante di energizzazione deve avvenire attraverso un sistema (interruttore, geofoni starter, ecc.) che all'atto delle sollecitazioni ripetute consenta differenza di chiusura non superiore a 0.5 ms.

Il sismografo deve essere costituito da un sistema multicanale in grado di registrare su ciascun canale digitale le forme d'onda e di conservarle in memoria. La dinamica strumentale deve essere minimo di 24 bit lineari.

Inoltre la strumentazione deve possedere in acquisizione filtri *notch*, filtri di frequenza *antialiasing* e la funzione di inversione di polarità (necessaria per indagini a riflessione in onde SH).

La tecnica di acquisizione da utilizzare è la *multichannel standard* per sismica a riflessione *high resolution*.

In generale, sono previste in fase di acquisizione:

- interspaziatura geofonica compresa tra 1 e 5 metri;
- interspaziatura tra i punti di energizzazione pari alla distanza intergeofonica;
- offset compresi tra i 3 e i 15 metri;
- avanzamento *push-increase* (Figura 3.4-19) o *drag-decrease*;
- copertura minima del 600%;
- stampa delle registrazioni;
- stampa delle *shot-gather*;
- lunghezze di registrazione non inferiori ai 1024 ms e passi di campionamento tali da avere 2048 punti per traccia (es. 1024 ms di lunghezza con passo di 0.5 ms).

La scelta delle geometrie d'acquisizione e di ulteriori dettagli tecnici vengono, in genere, definiti in relazione alle problematiche logistiche e geologiche del sito e sono contenute in maniera dettagliata nel programma preliminare delle attività.

L'esecuzione della prova deve essere preceduta da una fase preparatoria durante la quale vengono realizzate le piazzole sulle quali posizionare il sistema energizzante e preparati gli strumenti di registrazione.

3.4.3.2.2 Modalità di esecuzione della prova

La prova si sviluppa secondo le seguenti fasi:

- dopo aver predisposto un opportuno piano di appoggio viene installato il sistema energizzante e vengono collocati i geofoni secondo quanto esposto precedentemente;
- viene attivata la sorgente e vengono registrate le sollecitazioni prodotte; nel caso di prospezioni in onde SH devono essere prodotte vibrazioni di polarità opposta, percuotendo il parallelepipedo energizzante da entrambi i lati e procedendo (direttamente in campagna, sfruttando la condizione necessaria di un sismografo dotato di inversione di polarità) alla sottrazione tra battuta sinistra e battuta destra, in modo da evidenziare le componenti in SH a svantaggio di eventuali contenuti spuri in onde P.

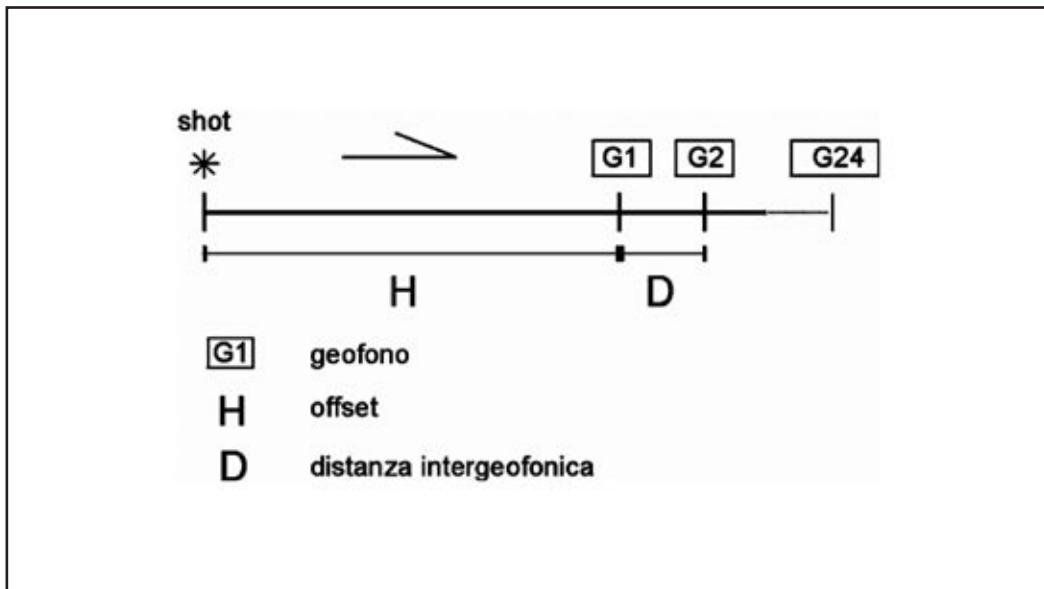


Figura 3.4-19 – Schema semplificato di esecuzione di una prospezione sismica a riflessione, secondo una geometria di tipo *off-end push increase*.

3.4.3.2.3 Presentazione dei risultati

Per le indagini svolte dovranno essere forniti:

- una relazione tecnica con documentazione, tabelle e grafici da cui risulti per ciascuna linea sismica;
- la descrizione delle procedure seguite;
- la planimetria in scala 1:1.000 con l'ubicazione delle linee sismiche e il posizionamento dei geofoni;
- uno schema dettagliato della linea di acquisizione con le posizioni relative dei geofoni e dei punti di scoppio (distanze e quote);

- le impostazioni strumentali impiegate in fase di acquisizione;
- la stampa istantanea delle registrazioni di campagna, ossia la stampa “battuta destra-battuta sinistra” per le acquisizioni in onde di taglio;
- la documentazione fotografica in originale relativa alle fasi di esecuzione di ciascuna linea sismica; le foto dovranno essere realizzate per ogni sezione sismica in modo che risulti visibile l'intera linea, la posizione dei singoli geofoni, i punti e gli strumenti di energizzazione e il contesto ambientale;
- registrazioni di campagna su supporto Cd e, più esattamente battuta destra e battuta destra-battuta sinistra per le indagini in onde SH, in formato SEG2 e SEG-Y standard. (È inoltre necessaria la verifica della compatibilità di lettura di tale formato, da parte della amministrazione appaltante, prima di procedere con la fase di acquisizione);
- sezione finale *stack* e/o migrata;
- sezione interpretata;
- sequenza di *processing*.

3.4.3.2.3 Riferimenti bibliografici

Bourbie, T., Coussy, O. e Zinszner, B. (1986). *Acoustique des Milieux Poreux*. Editions Technip.

Fowler, M. (1990) - *The Solid Earth*. Ed. Cambridge University Press.

Mancuso, C. (1996) – *Misure dinamiche in foro. Applicazioni geotecniche*. Hevelius edizioni. Benevento

3.4.3.3 INDAGINI DI SISMICA ATTIVA

3.4.3.3.1 Prova Down-Hole (DH)

Il metodo Down-Hole rappresenta una delle più accurate misure sismiche per la determinazione delle proprietà fisico-meccaniche dinamiche dei terreni (Gasperini e Signanini, 1983).

Lo scopo della prova consiste nel determinare la velocità di propagazione delle onde di volume, di compressione (onde P) e di taglio (onde S), misurando il tempo che esse impiegano nel tragitto tra la sorgente, posta in superficie, e i ricevitori, posti all'interno di fori di sondaggi, considerando nota la distanza sorgente-ricevitori.

La prova Down-Hole per gli obiettivi di cui alle presenti IT dovrebbe essere effettuata quando le profondità delle coperture da esplorare sono superiori a qualche metro e si rende necessaria quando si richiedano dei risultati di qualità e precisione da media a buona.

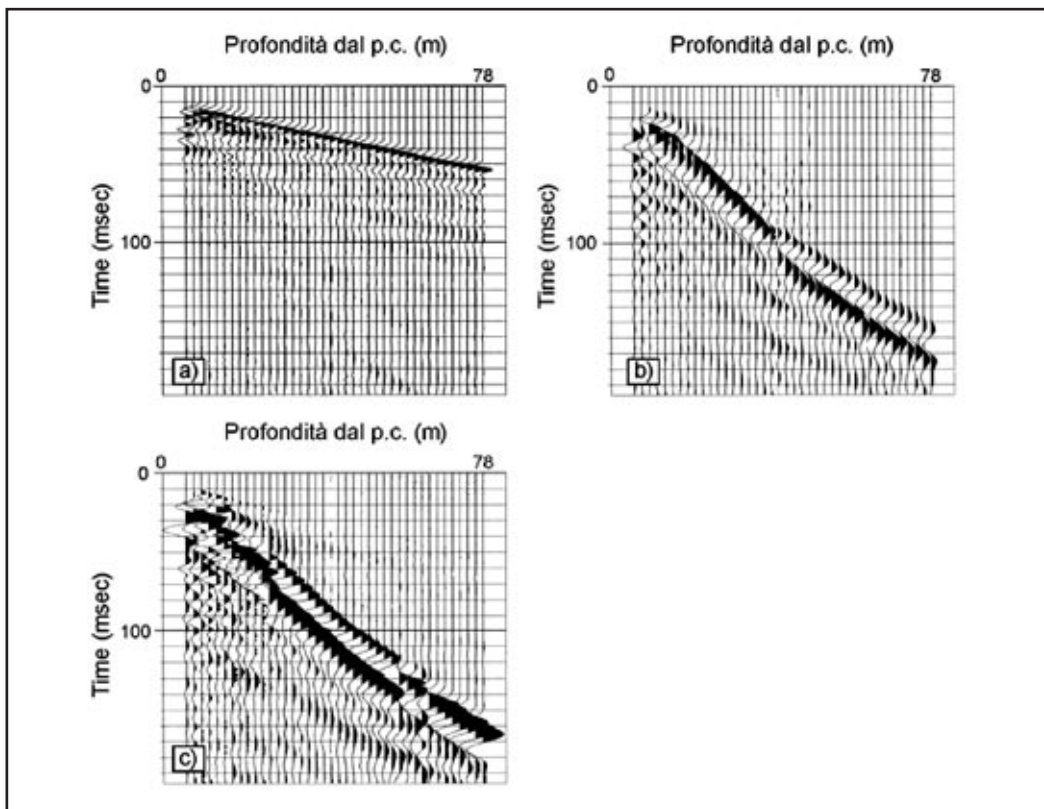


Figura 3.4-20 – Sismogrammi relativi a prova Down-Hole profonda 78 metri: a) componente Z dell'indagine in onde P; b) componente X e c) componente Y della prova in onde SH. Da Rainone *et al.* (2003).

È opportuno spingere la prova fino a incontrare il bedrock sismico attraversandolo per uno spessore significativo, es. almeno 5 metri, tenendo comunque presente che in taluni contesti geologici l'affidabilità della prova con tecniche di interpretazione convenzionali oltre i 40 m di profondità è generalmente scarsa, l'energia generata dalla sorgente potrebbe non essere sufficiente all'univoca individuazione dei primi arrivi. In altri contesti, invece, si è verificata la fattibilità di indagini Down-Hole fino e oltre la profondità di 80 m dal piano campagna [Figura 3.4-20].

Si suppone che il volume di terreno interessato dalle indagini sia stratificato orizzontalmente e che all'interno di ogni strato il comportamento del terreno si possa considerare elastico, omogeneo e isotropo. Qualora queste caratteristiche non siano verificate è necessario operare con più punti di energizzazione.

3.4.3.3.1.1 Schema esecutivo della prova

La prova (Figura 3.4-21) consiste nel produrre, sulla superficie del terreno, sollecitazioni verticali (per la generazione di onde di compressione P) e orizzontali (per onde di taglio polarizzate orizzontalmente SH) mediante una sorgente meccanica, e nel registrare l'istante di primo arrivo del treno d'onde a un sistema composto almeno da una coppia di geofoni tridimensionali, alloggiati a profondità note nel foro di sondaggio appositamente strumentato. Conosciuta la distanza tra sorgente e ricevitori e determinato il tempo di propagazione, è possibile stimare in maniera accurata la distribuzione delle velocità sismiche (P e SH) in corrispondenza della verticale di misura.

L'esecuzione della prova Down-Hole deve essere preceduta da una fase preparatoria durante la quale viene realizzato il foro in cui alloggiare i ricevitori e vengono preparati gli strumenti di energizzazione e di registrazione.

Per quanto riguarda la realizzazione del foro di sondaggio, durante la fase di perforazione, ogni cura deve essere posta per ridurre al minimo il disturbo sulle pareti e nelle zone di terreno circostanti il foro. La perforazione deve essere eseguita a rotazione ed è opportuno sostenere le pareti con fango bentonitico. Successivamente il foro deve essere rivestito con una tubazione in materiale ad alta impedenza alle vibrazioni. Si devono utilizzare tubi a sezione circolare preferibilmente in ABS o PVC, possibilmente muniti di guide inclinometriche per facilitare l'orientazione dei geofoni in foro, di spessore maggiore o uguale a 3.0 mm, lunghezza minima degli spezzoni di 3 metri, assemblati mediante filettatura a vite ed eventuali manicotti di giunzione e muniti di tappi di testa e fondo foro. Infine il foro deve essere cementato in corrispondenza dello spazio anulare compreso tra le pareti e il tubo di rivestimento.

La cementazione deve essere eseguita dal basso, e in modo da garantire la continuità del contatto terreno-tubazione. È possibile, prima ancora di collocare il rivestimento, chiudere il fondo del foro con un cappello (*packer*) dotato di valvola di controllo sferica *one-way*, in grado di accogliere un tubo del diametro di 38 mm; dopodiché, una volta posizionata la tubazione di rivestimento e centrata rispetto alle pareti del foro con l'ausilio di appositi distanziatori montati sul fondo, viene calato all'interno del foro, fino a raggiungere la valvola, un tubo in ABS o PVC del diametro di 38 mm, collegato in superficie a una pompa convenzionale per mezzo della quale viene iniettata la miscela cementizia, che, una volta raggiunto il fondo del foro, inizia a riempire dal basso verso l'alto in maniera uniforme l'intercapedine tra foro e rivestimento, spazzando via il fango e i detriti eventualmente presenti (normativa ASTM).

È possibile, altresì, calare direttamente il tubo per l'iniezione nell'intercapedine fino al fondo del foro e quindi procedere alla cementazione dal basso verso l'alto, con tutti quegli accorgimenti necessari, in modo da potere garantire la continuità del contatto terreno-tubazione.

La miscela da utilizzare per la cementazione, in linea di massima, è costituita da una malta a ritiro controllato (acqua + cemento + bentonite), in particolare per la parte del foro che penetra nella roccia si consiglia il cemento di Portland convenzionale di densità pari a 2.2. mg/m³, mentre per la parte a contatto con terreni, sabbie e ghiaie si sceglie una miscela con una densità prossima a quella del terreno circostante (da 1.8 mg/m³ a 1.9 mg/m³), ottenuta mescolando 450 g di cemento di Portland, 450 g di bentonite a 2.8 kg di acqua. La pressione di iniezione non deve essere superiore a 2 atm (normativa ASTM).

L'apparecchiatura utilizzata per questo tipo di prove si deve comporre delle seguenti parti:

- sistema energizzante;

- sistema di ricezione;
- *trigger*;
- sistema di acquisizione dati.

I sistemi energizzanti (sia per la generazione delle onde P sia delle onde SH) devono essere in grado di generare onde elastiche ad alta frequenza ricche di energia, con forme d'onda ripetibili e direzionali, ovvero con la possibilità di ottenere prevalentemente onde di compressione e/o di taglio polarizzate su piani orizzontali (ed eventualmente anche verticali).

Il punto di energizzazione verrà posto a una distanza dal foro tale da poter considerare rettilinei i raggi sismici dal punto stesso alle varie posizioni del geofono e contemporaneamente minimizzare la generazione delle onde di tubo o di Stonely nel tubo. Tale distanza, in genere compresa tra i 3 m e i 5 m, andrà misurata accuratamente. Il punto di energizzazione deve essere mantenuto fisso durante tutta la prova in un foro.

Per generare le onde di compressione P, si utilizzeranno i metodi classici quali caduta di un grave, cannoncino, mazza, ecc.. Dovranno comunque essere evitati sistemi in grado di generare vibrazioni e/o rimbalzi durante la generazione del segnale, in grado di inficiare la lettura del segnale per l'intero sismogramma richiesto.

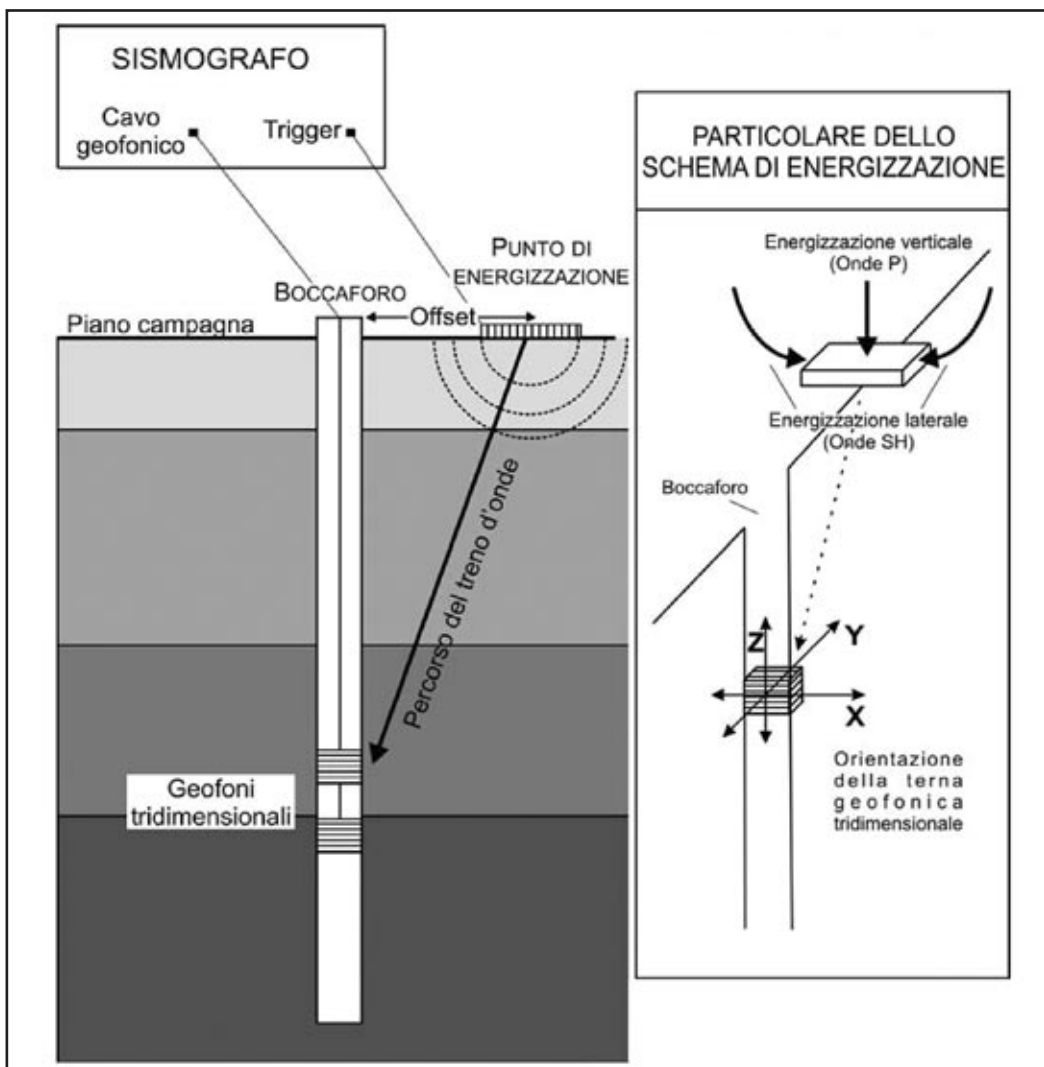


Figura 3.4-21 – Schema semplificato di un'indagine Down-Hole.

Per generare le onde SH la sorgente è generalmente costituita da un parallelepipedo di legno, molto pesante, in modo che sia garantita la migliore aderenza al suolo, e di forma tale da potere essere colpito lateralmente a entrambe le estremità con una massa. In genere viene vincolato al terreno dalle ruote di un automezzo e posto ortogonalmente alla congiungente foro - centro dell'asse e si colpiranno le sue estremità per generare le onde SH nei due versi.

La zona tra il foro e la posizione delle sorgenti per onde P e S deve essere priva di coperture o collegamenti rigidi (es. pavimentazioni, cordoli, muri, ecc.).

È importante che il parallelepipedo venga gravato di un carico statico addizionale in modo che possa rimanere aderente al terreno sia al momento in cui viene colpito sia successivamente, affinché l'energia prodotta non venga in parte dispersa. Devono essere generate delle onde elastiche di taglio polarizzate orizzontalmente, con uniformità nella polarizzazione e con una generazione di onde P anch'essa trascurabile.

È necessario un buon accoppiamento fra parallelepipedo e terreno che deve risultare privo dell'eventuale copertura vegetale. Tale aderenza si ottiene facilmente in terreni a granulometria fine, nel caso viceversa di presenza di terreni a granulometria più grossolana, sarà necessario approntare delle piazzole realizzando uno strato di materiale fine a contatto con il parallelepipedo energizzante. Sono da evitare, per quanto possibile, come punti di energizzazione zone in cui affiorano rocce compatte e superfici bitumate.

Va tenuto conto che minore è la superficie di accoppiamento parallelepipedo-terreno, più pulito e ricco in alte frequenze sarà il segnale, d'altra parte soprattutto con superfici di contatto ridotte è necessario verificare che il parallelepipedo non si infossi nel terreno poiché in tal caso si produrrebbero onde di compressione.

Il sistema di ricezione si deve comporre di due (o più) ricevitori, ciascuno dei quali è costituito da un trasduttore di velocità orientato secondo le componenti di una terna cartesiana ortonormale e collocati all'interno di un unico contenitore (preferibilmente di forma cilindrica) di lunghezza non superiore ai 450 mm, in modo che uno dei tre trasduttori sia orientato secondo la lunghezza del contenitore (trasduttore verticale) e gli altri a esso perpendicolari (trasduttori orizzontali). È essenziale che uno dei due sensori orizzontali di ogni ricevitore venga orientato parallelamente alla direzione di generazione delle onde SH. I trasduttori devono possedere appropriate caratteristiche di frequenza e sensibilità tali da potere ricevere in maniera adeguata il treno d'onde prodotto dalla sorgente. La risposta in frequenza dei trasduttori non deve variare più del 5% su un campo di frequenze compreso tra metà e due volte la frequenza predominante del treno d'onde che si propaga all'interno del mezzo.

I ricevitori devono essere collegati, secondo la loro lunghezza, in modo da mantenere costante la distanza verticale (compresa tra 1 e 3 m) e l'orientazione relativa (in modo che i trasduttori orizzontali siano paralleli e concordi a due a due) e in modo tale da potere anche controllare dalla superficie l'orientazione assoluta.

Bisogna porre particolare attenzione al fatto che i sistemi previsti per mantenere costanti le distanze e per garantire l'isorientazione dei geofoni non trasportino vibrazioni e non producano interazione sismica tra i due sensori.

È necessario adottare un adeguato sistema di ancoraggio per garantire un buon accoppiamento in foro tra i ricevitori e le pareti di rivestimento.

Il *trigger* consiste preferibilmente in un circuito elettrico che viene chiuso nell'istante in cui la sorgente viene attivata, consentendo a un condensatore di scaricare la carica precedentemente immagazzinata e di produrre un impulso che viene inviato a un sensore collegato al sistema di acquisizione dati; in que-

sto modo è possibile individuare e visualizzare l'esatto istante in cui la sorgente viene attivata e parte la sollecitazione dinamica.

L'attivazione del circuito per individuare l'istante di energizzazione deve, all'atto delle sollecitazioni ripetute, consentire una differenza di chiusura non superiore a 0.5 ms.

Il sistema di acquisizione dati deve essere di tipo multicanale in grado di registrare su ciascun canale in forma digitale le forme d'onda e di conservarle su memoria di massa dinamica minima a 16 bit. Esso è collegato a ciascuno dei geofoni tridimensionali in foro e al sensore del *trigger* e consente quindi di registrare in forma numerica e visualizzare come tracce su un apposito monitor le vibrazioni a partire dall'impulso inviato dal *trigger*. Poiché è necessario eseguire la differenza tra la traccia relativa alla battuta destra e quella relativa alla battuta sinistra, è necessaria una strumentazione che preveda la funzione "inversione di polarità".

Ai canali in registrazione, oltre ai sensori nel sondaggio va aggiunto un canale costituito da un geofono (o più, es. uno verticale e uno orizzontale) collocato a testa pozzo. La registrazione di questo canale, per ogni battuta effettuata, ha la funzione essenziale di controllare la costanza dell'istante di *trigger* per tutte le energizzazioni, parametro molto importante per via delle differenze molto piccole dei tempi di arrivo per le varie profondità.

Questo tipo di prova è poco sensibile alla deviazione dell'asse del foro dalla verticale, per cui non si rendono necessari controlli di verticalità. Una volta terminate le operazioni di rivestimento e cementazione l'interno dei tubi deve essere lavato con acqua pulita e lasciato pieno d'acqua.

La prova si sviluppa secondo le seguenti fasi:

1. Dopo avere predisposto un opportuno piano d'appoggio la sorgente viene collocata sulla superficie in prossimità del foro a una distanza dal centro in genere compresa tra 3 m e 7 m, da concordare con la direzione lavori (*offset* in Figura 3.4-21) e orientata perpendicolarmente al raggio uscente dal foro. Per la produzione di onde P si energizza con massa battente e impatto verticale; per la produzione di onde SH la sorgente (parallelepipedo, trave) viene fissata al terreno applicando sulla sua superficie un carico statico.
2. Il sistema, costituito da un sensore a testa pozzo più almeno due ricevitori (geofoni tridimensionali) a distanza costante e con costante orientamento relativo, viene calato alla profondità desiderata (1 m) collegandolo alla superficie mediante un sistema che ne consente l'orientamento assoluto dalla superficie.
3. Il sistema dei ricevitori viene orientato dalla superficie in modo tale che uno dei trasduttori orizzontali di ciascun ricevitore sia orientato parallelamente all'asse della sorgente e quindi alla direzione di polarizzazione delle onde S in modo da massimizzarne l'ampiezza di ricezione ai ricevitori. Quindi i ricevitori vengono fissati alle pareti del tubo.
4. Viene attivata la sorgente, producendo una sollecitazione che, attivando il *trigger*, si propaga dalla sorgente verso i ricevitori con vibrazioni di tipo P; in seguito (con energizzazione separata e distinta) si generano vibrazioni di tipo SH, dirette perpendicolarmente alla direzione di percussione e polarizzate sul piano orizzontale. Poiché si debbono ricavare onde SH, per ottenere una buona qualità dei dati, si debbono produrre alla sorgente due onde di polarità opposta energizzando in opposte direzioni e sommare le registrazioni di ogni singolo ricevitore, in modo da individuare meglio l'istante di primo arrivo (metodo *cross-over*). Detta operazione deve essere eseguita in campagna, in fase

di acquisizione, se lo strumento prevede l'inversione di polarità. Può essere eseguita registrando separatamente i file battuta destra - battuta sinistra, ma in questo caso sarà necessario un bilanciamento spettrale prima di procedere alla differenza delle tracce.

5. Il tempo di registrazione deve essere almeno pari a 0.5 s. Si consiglia tuttavia di estenderlo a 1 s. Tale esigenza deriva dalla possibilità di utilizzare i dataset sismici acquisiti in assetto Down-Hole per estensioni delle indagini attraverso differenti modalità interpretative, come la tecnica sperimentale VSP (*Vertical Seismic Profiling*).
6. Viene riprodotta la sollecitazione e quindi ripetuta la prova a una profondità inferiore (o superiore se si procede dal basso verso l'alto) di non più di 1 m e comunque non meno di 40-50 cm, abbassando (o sollevando) i ricevitori; la scelta del numero e la posizione delle misure deve tenere comunque conto della stratigrafia rilevata durante l'esecuzione del sondaggio, per ottimizzare la caratterizzazione in velocità delle formazioni presenti.
7. Raggiunto il fondo (o la sommità) del foro, la prova viene ripetuta, questa volta procedendo nel verso opposto a intervalli di 5-10 m.

3.4.3.3.1.2 Elaborazione dati

Per determinare il tempo di arrivo delle onde P e SH ai ricevitori, va in ogni caso utilizzata un'analisi visuale delle registrazioni delle vibrazioni rilevate dai trasduttori del ricevitore confrontate con il segnale di *trigger* (t_0) o inizio registrazione. Per facilitare il riconoscimento delle fasi, oltre a un'analisi per singola profondità va costruita una sezione film complessiva, con il montaggio delle registrazioni P e SH alle varie profondità.

In linea di massima, il criterio di elaborazione dati si articola nelle seguenti fasi:

- *picking* dei primi arrivi;
- misura dei tempi di ricezione dei primi impulsi rilevati (t);
- calcolo dei tempi verticali (t^*).

Il percorso delle onde sismiche dovrebbe essere verticale dalla sorgente al ricevitore, per cui l'energizzazione dovrebbe essere fatta il più vicino possibile al pozzo; questa necessità si scontra, comunque, con l'esigenza di allontanare la sorgente dal boccaforo per far in modo che i primi arrivi registrati nel sismogramma non siano dovuti al percorso fatto lungo la cementazione del foro alla velocità del cemento (rifrazione sul *casing*).

La distanza sorgente-boccaforo va valutata caso per caso anche in relazione alla quantità di cemento utilizzata. Se, infatti, la quantità di boiaccia è più del doppio dell'interspazio foro-tubo, essa va aumentata. In genere tale distanza non è maggiore di tre metri, considerando anche il fatto che all'aumentare di questa aumenta la possibilità di avere primi arrivi rifratti e non diretti.

I dati possono essere attendibili quando la profondità del geofono z è maggiore della distanza boccaforo-punto energizzante R .

Poiché le onde sismiche prodotte dalla sorgente non si propagano esattamente in direzione verticale rispetto ai ricevitori, data la posizione della sorgente, è necessario correggere i tempi di arrivo stimati per tenere conto dell'inclinazione del percorso effettivo.

Indicata con z la profondità del ricevitore, con d la distanza effettiva tra sorgente e ricevitore e con R la distanza superficiale tra sorgente e centro del foro (Figura 3.4-22), con t il tempo determinato dalle tracce di registrazione, il tempo corretto risulta:

$$t^* = \frac{z}{d} t = \frac{z}{\sqrt{z^2 + R^2}} t$$

Dividendo la profondità a cui viene collocato il ricevitore per il tempo corretto si ricavano i valori di velocità per ciascuno dei ricevitori, in corrispondenza di ciascuna delle profondità considerate.

È anche possibile ricavare le velocità (limitando quest'operazione alla definizione di intervalli caratterizzati da basse velocità di propagazione delle onde sismiche e spessori limitati a qualche metro e quindi difficilmente identificabili nel diagramma spazio-tempo) dividendo la differenza tra due profondità corrispondenti a due ricevitori collegati rigidamente e i tempi di arrivo rilevati per una singola battuta (non c'è possibilità di errore di *trigger*: in questo caso le velocità si definiscono velocità d'intervallo).

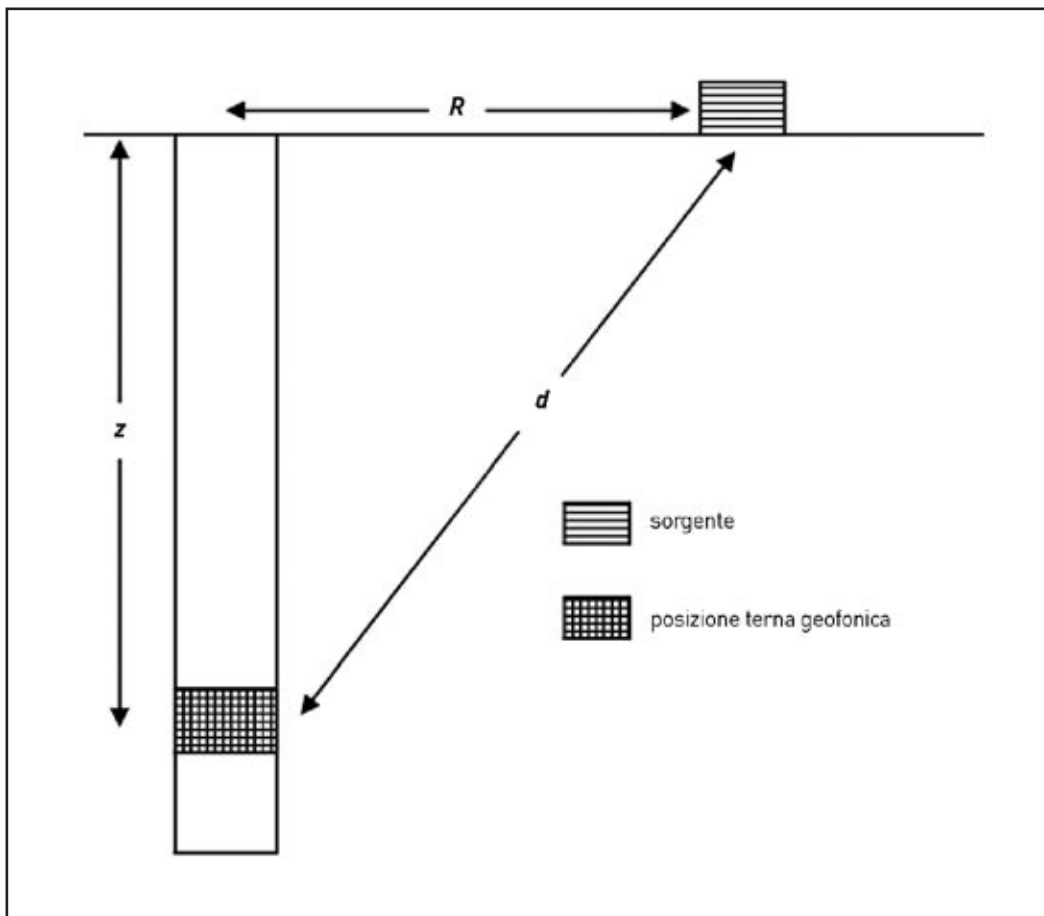


Figura 3.4-22 – Primi arrivi in un sismogramma relativo a una prova Down-Hole.

Va rilevato che non sempre i tracciati registrati dai ricevitori sono chiari e univocamente interpretabili sia per l'eventuale presenza di rifratte di ampiezze non trascurabili, sia per il fatto che precedendo quelle dirette ingannano sui reali tempi d'arrivo indicando velocità intervallari anomale.

Talora, in profondità, l'istante di primo arrivo delle onde non è facilmente individuabile; sfruttando il

fatto di disporre di più ricevitori, si può far riferimento ai tracciati registrati da ciascuno di essi ricercando dei punti caratteristici (picchi o valli) successivi al primo arrivo ritrovabili in entrambi i segnali e stimandone il ritardo e quindi ricavando la velocità d'intervallo (in tal caso affinché a ogni picco dell'una registrazione corrispondano rispettivamente i picchi o le valli dell'altra è necessario che sia stato precedentemente stimato l'effetto dell'orientazione dei trasduttori rispetto alla direzione di propagazione delle onde e che sia noto se i trasduttori siano orientati in maniera concorde o discorde).

3.4.3.3.1.3 Presentazione dei risultati

In questo tipo di prova è fondamentale fornire non solo il risultato finale, cioè la velocità di propagazione delle onde SH e P al variare della profondità, ma anche il dato grezzo che è stato misurato dai trasduttori dei ricevitori e il criterio di elaborazione e interpretazione adottato.

Quindi questo tipo di prova deve essere accompagnato da una relazione comprendente:

1. Una relazione generale in cui sono specificati:
 - a. obiettivi delle indagini e contesto geologico delle aree investigate;
 - b. Piano di sicurezza dell'impresa (se richiesto dalla vigente normativa) e Piano di controllo di qualità qualora l'impresa sia certificata;
 - c. risultati delle indagini ed eventuali osservazioni. Devono essere riportate in particolare:
 - note in merito alla modalità di esecuzione della cementazione del foro e alla qualità della stessa in relazione alla prova DH;
 - rispondenza delle caratteristiche tecniche della prova DH a quelle previste dalle IT;

La relazione generale (Figura 3.4-23) deve essere realizzata su supporto cartaceo e digitale, comprensivo dei dati di campagna e delle sezioni film.

2. Una relazione tecnica con documentazione, tabelle e grafici da cui risulti per ciascuna prova:
 - a. la descrizione delle procedure eseguite e della strumentazione utilizzata;
 - b. le modalità di esecuzione, di rivestimento e di cementazione adottate, e in particolare le dimensioni geometriche del rivestimento, la composizione della miscela iniettata, la massima pressione di iniezione, la portata e l'attrezzatura utilizzata e soprattutto la quantità di miscela adoperata.
 - c. la strumentazione adottata;
 - d. le profondità a cui sono state effettuate le prove e la distanza superficiale tra sorgente e centro del foro;
 - e. la planimetria CTR in scala 1:5.000, ove esistente, per un inquadramento di massima e per una visione più generale del sito di indagine e della prova Down-Hole. In alternativa sarà utilizzata una planimetria CTR in scala 1: 10.000 (Figura 3.4-24);
 - f. la planimetria su base CTR 1:2.000 ingrandita in scala 1:1.000 con l'ubicazione della prova Down-Hole fornendo anche le coordinate geografiche del foro, al fine di agevolarne la georeferenziazione. Inoltre si richiede sulla planimetria anche il posizionamento del punto di energizzazione in superficie (Figura 3.4-25);

- g.** i segnali registrati dai trasduttori dei ricevitori, specificando per ciascuno di essi la profondità di prova, la direzione relativa e assoluta dei trasduttori dei ricevitori e il ricevitore d'appartenenza; i segnali dovranno essere disponibili sia in forma cartacea, come grafici in cui sull'asse delle ascisse sia riportato il tempo (in ms) e sull'asse delle ordinate il segnale (in mV), sia in forma numerica su supporto Cd; in alternativa alla stampa di tutti i sismogrammi relativi alle diverse profondità di misura sarà possibile allegare la stampa delle tracce assemblate attraverso apposito software di elaborazione geofisica (Figura 3.4-26), di cui andrà fornita una accurata descrizione delle caratteristiche in relazione. L'opzione di fornire il dato in forma aggregata è vivamente consigliata poiché permette la visualizzazione globale dell'andamento dei segnali in funzione della profondità, agevolando l'interpretazione e l'elaborazione dati e il relativo controllo di qualità;
- h.** una tabella che riporti i tempi d'arrivo originali e quelli corretti in funzione della profondità di misura (Tabella 3.4-5);
- i.** un diagramma (Figura 3.4-27) che riporti le dromocrone ricavate, dove sull'asse delle ascisse è riportato il tempo di arrivo corretto (in s) e sull'asse delle ordinate la profondità di misura in funzione della profondità (in m), con indicazione dei segmenti interpolanti i punti di misura, dalla cui pendenza si ricava la velocità di propagazione (da riportare chiaramente);
- j.** un diagramma a istogrammi (Figura 3.4-28) in cui vanno riportate le velocità calcolate (in m/s) in funzione della profondità (in m); in questo diagramma andrà indicato, in base ai valori di velocità intervallari ricavati, il valore delle V_s ;
- k.** la documentazione fotografica relativa alle fasi di esecuzione della prova Down-Hole. Sarà opportuno che risultino visibili gli strumenti di energizzazione e il contesto ambientale.

La relazione tecnica di cui al punto 2 va consegnata su supporto cartaceo e digitale.

3.4.3.3.1.4 Standard di valutazione dei risultati

Nel caso in cui l'amministrazione appaltante si avvalga di una procedura di controllo e collaudo dei dati forniti, si riportano di seguito le specifiche che possono essere adottate.

Sono state predisposte una serie di definizioni per valutare la qualità dei dati acquisiti ai fini di una loro possibile utilizzazione per un'attendibile interpretazione ai fini geologici. La valutazione dei risultati sarà effettuata dai componenti della Commissione di collaudo incaricata dall'amministrazione appaltante, la quale dovrà rispettare, nella sua valutazione, i seguenti parametri:

- a.** Valutazione delle registrazioni: la chiara lettura del segnale costituisce l'elemento essenziale per procedere alle successive operazioni di interpretazione ed elaborazione, pertanto il segnale di tutte le registrazioni si deve leggere per tutte le tracce e per tutti i punti di misura.
- b.** Valutazione della congruenza tra dromocrone e dati di registrazione: il presupposto della congruenza è la buona individuazione del primo arrivo, pertanto le dromocrone devono essere perfettamente congruenti con i dati di registrazione, a seguito della correzione da tempi obliqui a tempi verticali.
- c.** Valutazione della congruenza tra l'interpretazione sismostratigrafica e le dromocrone: nella fase

di interpretazione devono essere rispettati il numero degli strati evidenziati nelle dromocrone, pertanto l'interpretazione sismostratigrafica deve essere perfettamente congruente con le dromocrone.

Valutazione delle registrazioni

La chiara lettura del segnale costituisce l'elemento essenziale per procedere alle successive operazioni d'interpretazione ed elaborazione. A tal fine si individuano quattro classi di valutazione:

- A.** il segnale di tutte le registrazioni si legge fino in fondo, compreso quello relativo ai punti di misura più profondi. Si può procedere alla ricostruzione delle dromocrone e l'interpretazione geologica è possibile;
- B.** il segnale di quasi tutte le registrazioni si legge fino in fondo e solo talora appaiono disturbati i segnali dei punti di misura più profondi. Si può procedere alla ricostruzione delle dromocrone e l'interpretazione geologica è possibile con qualche approssimazione;
- C.** il segnale di gran parte delle registrazioni si riesce a leggere facilmente solo per circa 2/3 delle misure. Risulta difficoltosa la ricostruzione delle dromocrone e l'interpretazione geologica non è possibile, se non con molte approssimazioni;
- D.** il segnale nella maggior parte delle registrazioni si riesce a leggere per meno della metà delle misure. Risulta impossibile la ricostruzione delle dromocrone e l'interpretazione geologica non è accettabile, perché le approssimazioni sarebbero elevate.

Valutazione della congruenza tra dromocrone e dati di registrazione

Il presupposto della congruenza è la buona individuazione del primo arrivo, a tal fine s'individuano due possibili classi di valutazione:

- A.** le dromocrone sono perfettamente congruenti con i dati di registrazione corretti secondo la seguente formula:

$$t^* = \frac{z}{d} t = \frac{z}{\sqrt{z^2 + R^2}} t$$

- B.** le dromocrone non sono perfettamente congruenti, tale incongruenza può variare fino a risultare tale da richiedere nuove operazioni d'elaborazione e d'interpretazione.

Valutazione della congruenza tra l'interpretazione sismostratigrafica e le dromocrone

Nella fase d'interpretazione, devono essere rispettati il numero degli strati evidenziati nelle dromocrone e analizzate le eventuali variazioni di velocità e profondità dei singoli sismostrati.

Vengono in tal senso individuate tre classi di valutazione:

- A.** l'interpretazione sismostratigrafica è perfettamente congruente con le dromocrone;
- B.** l'interpretazione sismostratigrafica è parzialmente congruente con le dromocrone. È necessario affinare l'interpretazione;
- C.** l'interpretazione sismostratigrafica è incongruente con le dromocrone. È necessario rifare l'interpretazione.

L'amministrazione autorizzerà il pagamento delle indagini solo se i requisiti di qualità sopra specificati saranno soddisfatti contestualmente per i risultati in P e in SH.

Nello specifico si procederà al pagamento solo con le seguenti valutazioni:

- a. valutazione delle registrazioni: A oppure B. Negli altri casi verrà richiesta la riacquisizione dell'indagine in questione;
- b. valutazione della congruenza tra dromocrone e i dati di registrazione: A. Nel caso in cui tale condizione non venga verificata, verrà richiesto un nuovo *picking* dei primi arrivi;
- c. valutazione della congruenza tra l'interpretazione sismostratigrafica e le dromocrone: A. Nel caso in cui tale condizione non venga verificata, verrà richiesta una nuova rielaborazione totale o parziale dell'indagine.

Nel caso in cui non si verificano le suddette condizioni verranno richieste ulteriori elaborazioni e, se il dato non è in nessun modo utilizzabile, la nuova acquisizione.

Nel caso alternativo in cui l'amministrazione appaltante ritenga di non avvalersi di una procedura di controllo e collaudo dei dati forniti, le imprese esecutrici dovranno comunque rispettare fedelmente i requisiti minimi richiesti nelle presenti IT e riassunti meglio di seguito.

Standard qualitativo minimo

Si riassumono le condizioni qualitative minime che andrebbero assunte nelle operazioni di acquisizione ed elaborazione dati.

STRUMENTAZIONE

- sismografo digitale ≥ 7 canali, dinamica ≥ 16 bit, frequenza campionamento minima 20000 Hz, lunghezza registrazione minima 500 ms, risposta in frequenza lineare entro 3 dB tra 1 e 500 Hz, *noise* < 5 mV, *crosstalk* > 50 dB;
- *trigger* con precisione entro 0.5 ms;
- energizzatori in grado di generare segnali impulsivi e ripetibili, con frequenza costante centrata su valori non inferiori a 50 Hz;
- geofoni verticali e orizzontali con risposta in frequenza lineare entro 1 dB tra la metà e il doppio della frequenza dei segnali di sorgente usati, *noise* < 1 mV, frequenze spurie superiori al doppio della frequenza dei segnali sorgente, fattori di trasduzione dei singoli geofoni non variabili oltre il 20-30% del valore medio complessivo.

ACQUISIZIONE DATI

Utilizzo di almeno una coppia di ricevitori triassiali, con sistema di orientazione assoluta e sistema di bloccaggio alle pareti del sondaggio, più 1 o più sensori a boccaforo; sistema di orientazione e bloccaggio tale da non trasmettere vibrazioni dalla superficie o provocare rumore sulle misure; controllo della costanza dell'istante di *trigger* per l'eventuale ripetizione della misura; frequenza del segnale alla sorgente ≥ 50 Hz; rapporto segnale-rumore ≥ 3 su tutti i primi arrivi delle fasi P e SH

COMUNE DI
 PROVINCIA DI

 PROGRAMMA REGIONE

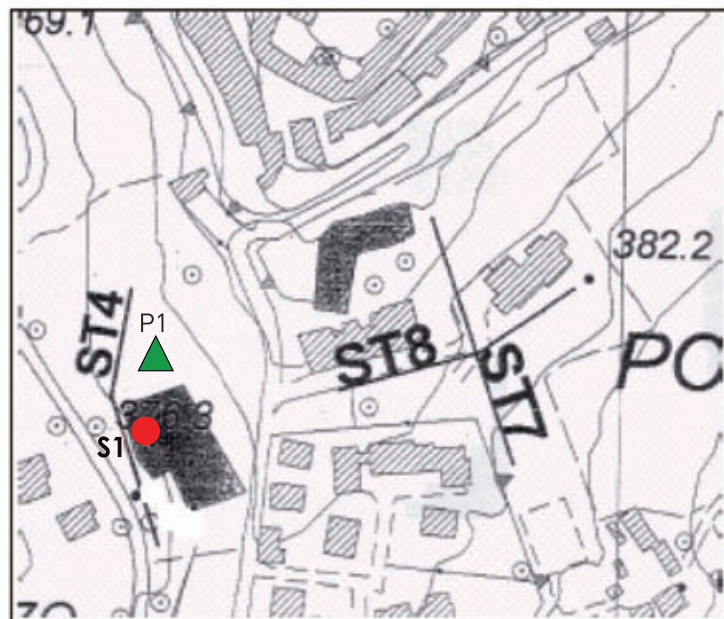
 INDAGINI GEOFISICHE IN FORO (DOWN-HOLE) CON ONDE P ED SH

 RELAZIONE GENERALE
 RELAZIONE TECNICA E DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

 DATA

Figura 3.4-23 - Esempio di copertina della Relazione a corredo dell'indagine Down-Hole.

PLANIMETRIA CON UBICAZIONE INDAGINI



LEGENDA:

- S1**
- Sondaggio geognostico strumentato con tubo in PVC per prova sismica in foro
- Punto di energizzazione onde sismiche
- Congiungente Shot-boccaforo
- P1**
- ▲ Prova penetrometrica dinamica di PSH

Figura 3.4-24 - Indagini Down-Hole. Planimetria con ubicazione dell'indagine.

PLANIMETRIA CON UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOFISICHE



Figura 3.4-25 – Indagini Down-Hole. Planimetria di dettaglio con ubicazione dell'indagine.

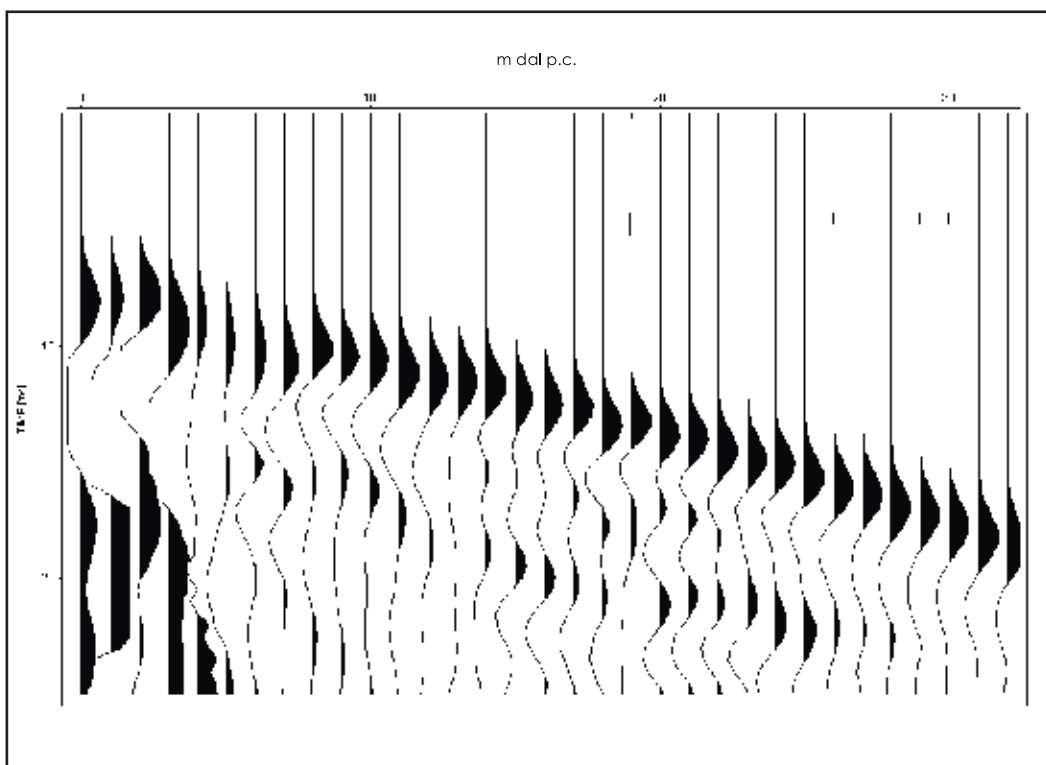


Figura 3.4-26 - Tracce assemblate in funzione della profondità relative a un'indagine Down-

Hole.

Tabella 3.4-5 – Indagini Down-Hole. Tempi d'arrivo originali e tempi corretti in funzione della profondità di misura.**Tempi di arrivo**Località: **Vergemoli (LU)**Down-Hole **DH2**distanza *shot* - bocca foro: 3,2 m

m dal p.c.	ONDE P		ONDE SH	
	tempi obliqui	tempi verticali	tempi obliqui	tempi verticali
	(m/s)	(m/s)	(m/s)	(m/s)
0	3.9	0.0	4.2	0.0
1	2.1	0.6	5.2	1.6
2	1.5	0.8	6.4	3.4
3	1.9	1.3	6.8	4.7
4	4.2	3.3	14.1	11.0
5	4.9	4.1	15.0	12.6
6	5.7	5.0	21.6	19.1
7	6.2	5.6	19.3	17.6
8	6.4	5.9	12.7	11.8
9	6.5	6.1	14.1	13.3
10	5.9	5.6	15.6	14.9
11	6.0	5.8	16.7	16.0
12	6.1	5.9	17.1	16.5
13	5.0	4.9	17.9	17.4
14	6.6	6.4	18.5	18.0
15	7.0	6.8	19.7	19.3
16	7.4	7.2	20.7	20.3
17	7.6	7.5	21.0	20.6
18	8.1	8.0	21.7	21.4
19	8.8	8.7	23.1	22.8
20	8.3	8.2	23.2	22.9
21	8.9	8.8	23.5	23.2
22	7.6	7.5	25.5	25.2
23	9.6	9.5	25.3	25.1

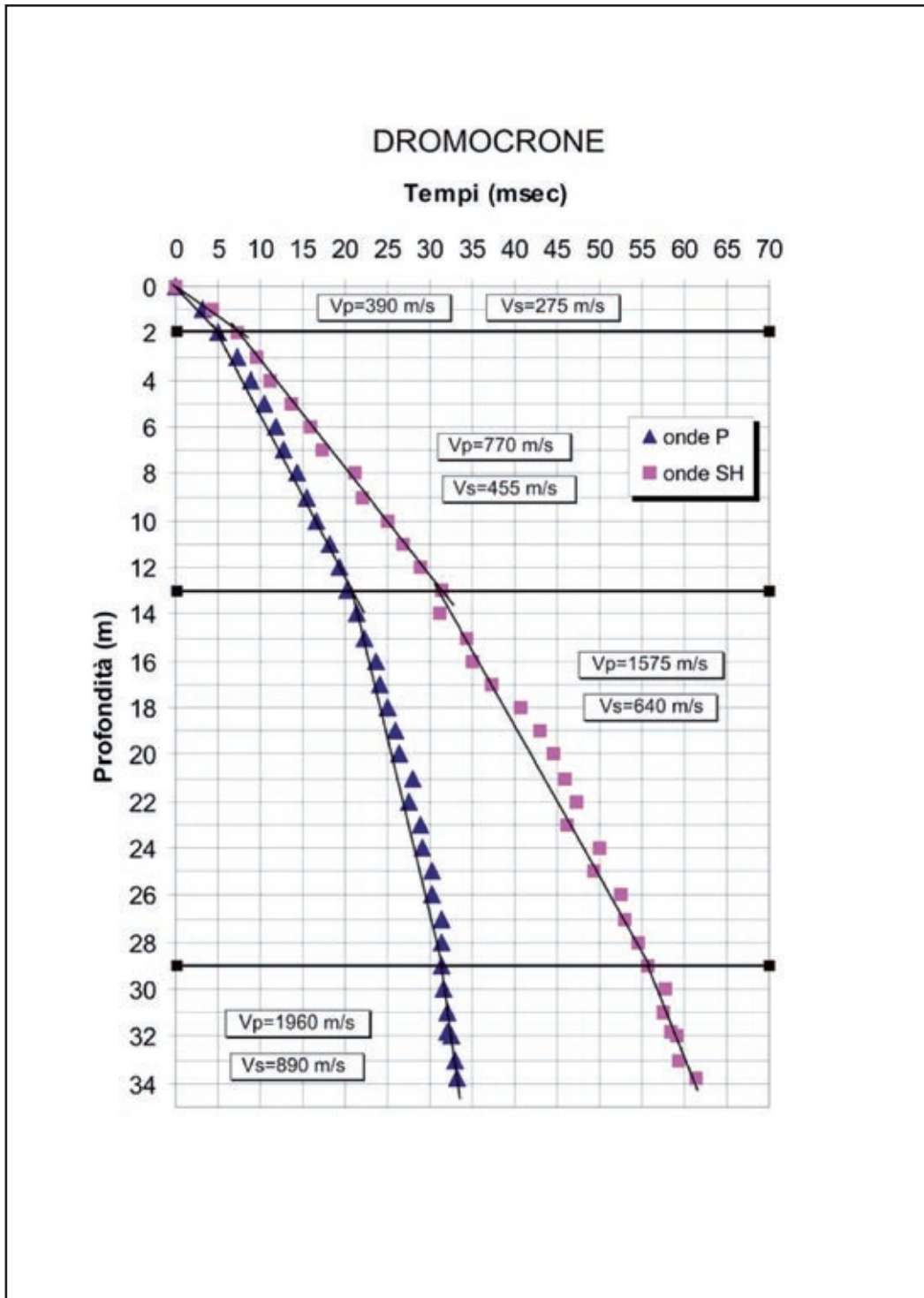


Figura 3.4-27 – Indagini Down-Hole. Dromocrone sismiche in onde P e SH.

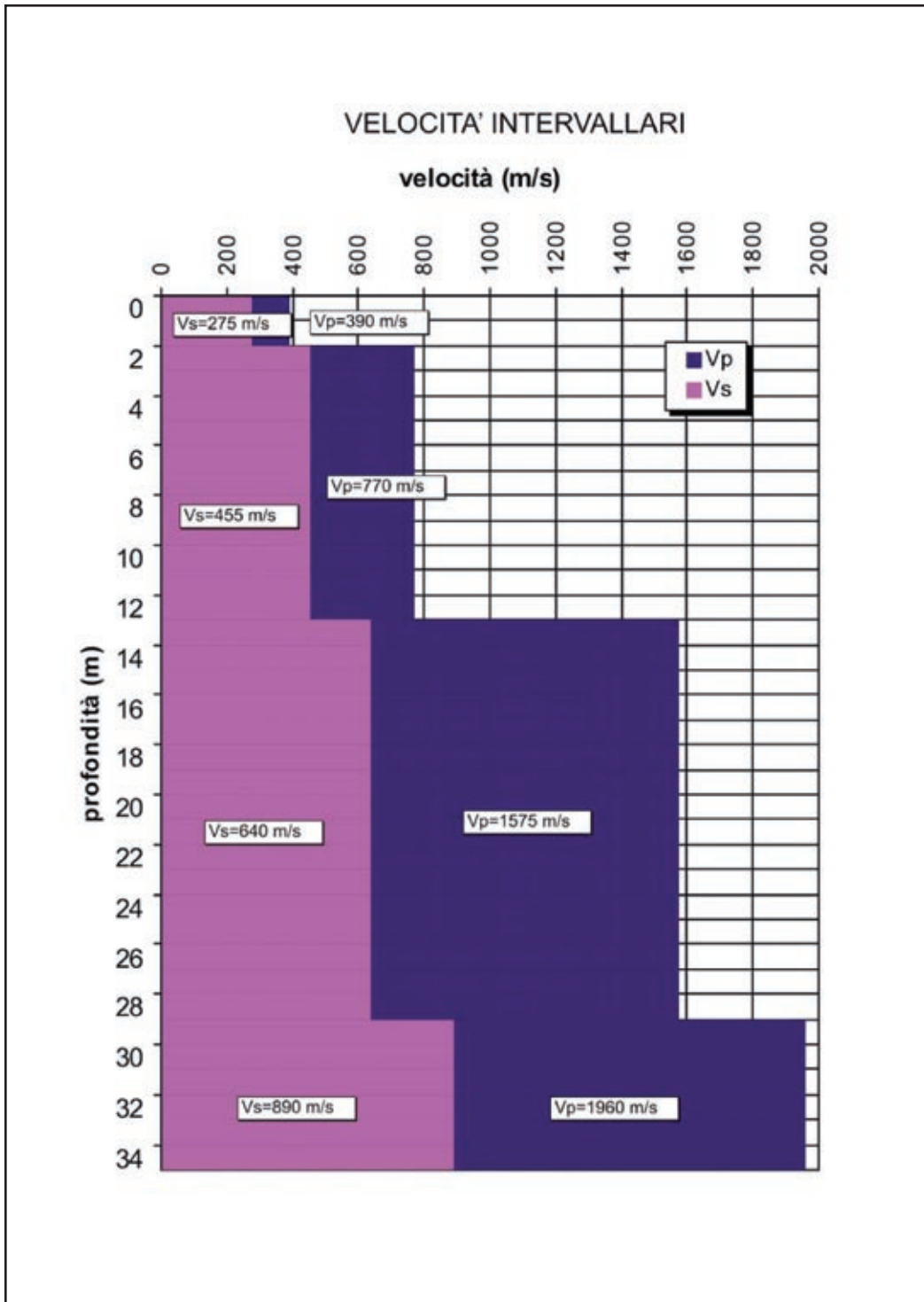


Figura 3.4-28 - Indagini Down-Hole. Istogrammi di distribuzione delle velocità sismiche.

3.4.3.3.2 Prova Cross-Hole

La finalità dell'indagine è quella di determinare la velocità di propagazione delle onde di compressione (onde P) e di taglio (onde S), calcolando il tempo a esse necessario per spostarsi tra due o più punti (sorgente e ricevitori), nella porzione di terreno compresa tra due o più sondaggi (uno in cui è alloggiato il sistema energizzante e l'altro, o gli altri, in cui sono ospitati i sistemi riceventi) di cui è nota la distanza.

Tale prova in foro viene descritta nei suoi dettagli esecutivi dalla normativa ASTM D4428M-91, a cui viene fatto riferimento, fermo restando l'assoluta validità delle seguenti specifiche.

La prova Cross-Hole, per le finalità delle presenti IT, dovrebbe essere effettuata soprattutto quando i risultati da ottenere devono essere di qualità e precisione elevate soprattutto in profondità, anche in considerazione degli elevati costi esecutivi (necessità di realizzazione di fori di sondaggio e di energizzazione in foro), in confronto con altre tipologie di indagine sismica, sia di superficie sia in foro.

È opportuno, nella pianificazione e successiva esecuzione dell'indagine, spingere la prova fino a incontrare il bedrock sismico attraversandolo per uno spessore significativo, ad esempio almeno 5 metri (o più in presenza di elevati spessori di alterazione).

Nell'ipotesi alla base della prova, si suppone che il volume di terreno, compreso tra la sorgente e i ricevitori, si comporti come un semispazio di materiale elastico, omogeneo e isotropo.

3.4.3.3.2.1 Schema esecutivo della prova

La prova (Figura 3.4-29) consiste nel produrre all'interno del terreno, a una profondità nota, una sollecitazione verticale mediante una sorgente meccanica, e nello studiare il treno d'onde di compressione (onde P) e di taglio (onde S), che si propagano all'interno del terreno con direzione di propagazione orizzontale, con vibrazioni polarizzate nella direzione di propagazione (onde P), e dirette perpendicolarmente alla direzione di propagazione, polarizzate su un piano verticale (onde SV).

In particolare viene calcolato, mediante uno o più ricevitori (geofoni tridimensionali) disposti sempre nel terreno alla medesima profondità, l'istante di arrivo del treno di onde P e S, rispetto all'istante in cui vengono indotte le sollecitazioni alla sorgente, in modo che dividendo tali valori per la distanza (supposta nota) tra sorgente e ricevitori, si possa ricavare il parametro velocità.

L'apparecchiatura utilizzata per questo tipo di prove si deve comporre delle seguenti parti:

- sistema energizzante;
- sistema di ricezione;
- *trigger*;
- sistema di acquisizione dati.

La sorgente può essere di varia natura (sorgenti meccaniche con pistone ad aria a doppia azione, sorgenti elettromagnetiche, ecc.) e deve essere in grado di generare onde elastiche ad alta frequenza ricche di energia, con forme d'onda direzionali, ovvero con la possibilità di ottenere prevalentemente onde di compressione e/o di taglio polarizzate su piani verticali (ed eventualmente anche orizzontali tenendo però conto che generare onde di taglio SH pure in foro è estremamente complesso, mentre molte tecniche utilizzate prevedono una generazione di onde torsionali con componente compressionale); la quantità di energia prodotta deve essere possibilmente regolabile, quantificabile e soprattutto ripetibile.

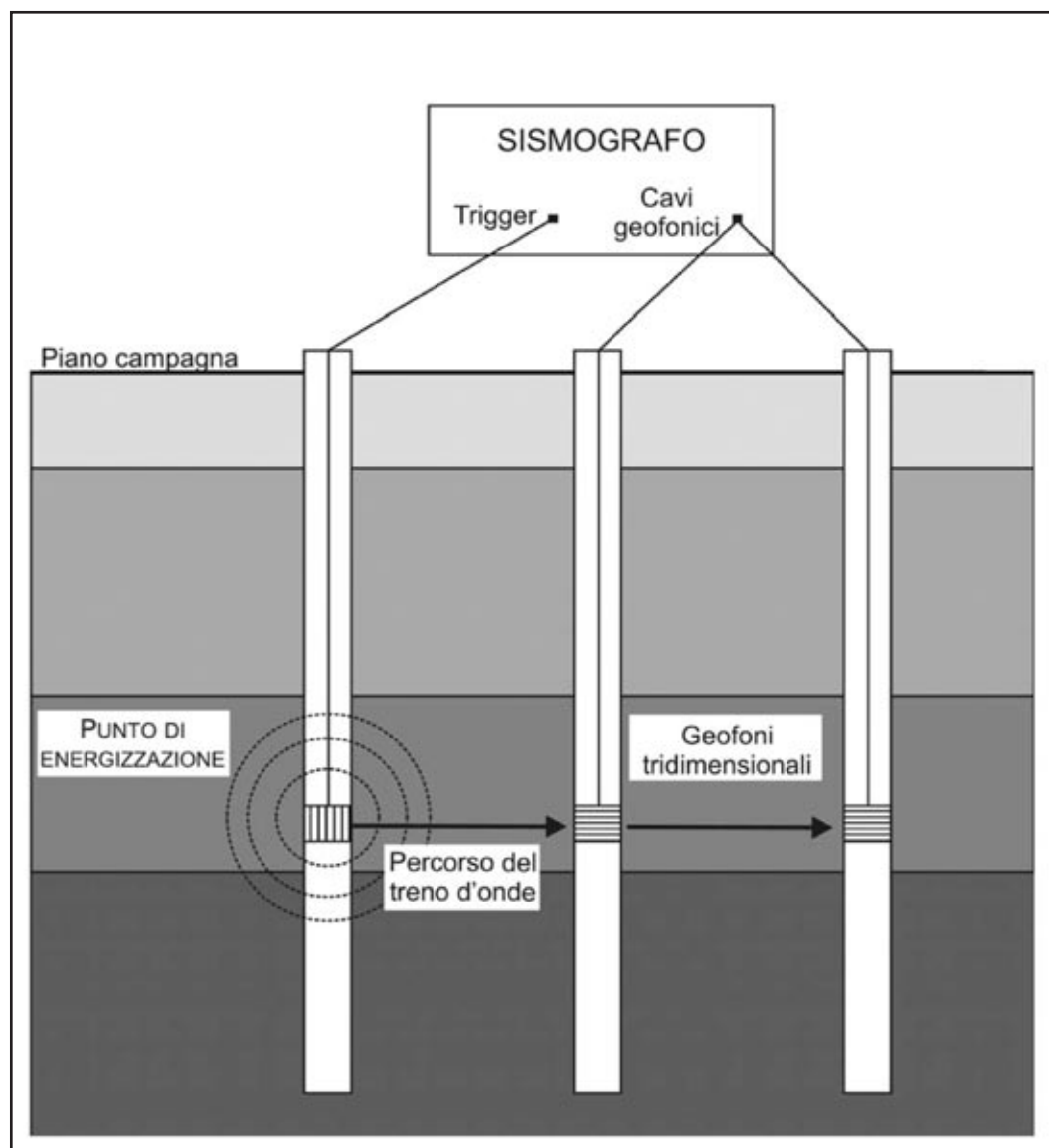


Figura 3.4-29 - Schema semplificato di un'indagine Cross-Hole.

Il sistema di ricezione si deve comporre di uno (o più) ricevitori, ciascuno dei quali è costituito da una terna di trasduttori di velocità orientati secondo le componenti di una terna cartesiana ortonormale e collocati all'interno di un unico contenitore (preferibilmente di forma cilindrica) di lunghezza non superiore ai 450 mm, in modo che uno dei tre trasduttori sia orientato secondo la lunghezza del contenitore (trasduttore verticale) e gli altri a esso perpendicolari (trasduttori orizzontali).

I trasduttori devono possedere appropriate caratteristiche di frequenza e sensibilità tali da potere ricevere in maniera adeguata il treno d'onde prodotto dalla sorgente.

La risposta in frequenza dei trasduttori non deve variare più del 5% su un campo di frequenze compreso tra metà e due volte la frequenza predominante del treno d'onde di corpo che si propaga all'interno del mezzo. È necessario inoltre adottare un adeguato sistema di ancoraggio dei trasduttori.

Il *trigger* consiste preferibilmente in un circuito elettrico che viene chiuso nell'istante in cui la sorgente viene attivata, consentendo a un condensatore di scaricare la carica precedentemente immagazzinata

e di produrre un impulso che viene inviato a un sensore collegato al sistema di acquisizione dati; in questo modo è possibile individuare e visualizzare l'esatto istante in cui la sorgente viene attivata e in cui parte la sollecitazione dinamica.

L'attivazione del circuito per individuare l'istante di energizzazione deve, all'atto delle sollecitazioni ripetute, consentire una differenza di chiusura non superiore a 0.5 m/s.

Il sistema di acquisizione dati deve essere di tipo multicanale in grado di registrare su ciascun canale in forma digitale le forme d'onda e di conservarle su memoria di massa con formato in uscita minimo a 16 bit. Esso è collegato a ciascuno dei tre trasduttori di velocità di ciascuno dei ricevitori e al sensore del *trigger* e consente quindi di registrare in forma numerica e visualizzare come forme d'onda su un apposito monitor le vibrazioni così come rilevate dai trasduttori dei ricevitori e l'impulso inviato dal *trigger*.

L'esecuzione della prova Cross-Hole deve essere preceduta da una fase preparatoria durante la quale vengono realizzati i fori in cui alloggiare la sorgente e i ricevitori e vengono preparati gli strumenti di energizzazione e di registrazione.

La prova Cross-Hole, nella sua versione ottimale, prevede in corrispondenza del sito da investigare tre (o più) fori, uno per la sorgente e gli altri due (o più) per i ricevitori; tali fori devono essere allineati e a uguale distanza (proiettando in superficie la distanza tra i centri dei fori di sondaggio) intorno ai 5 m e comunque possibilmente non superiore, per evitare di rilevare onde rifratte piuttosto che impulsi diretti, soprattutto nel caso in cui gli spessori degli strati siano piccoli e il contrasto di velocità tra loro sia alto. In generale, se le velocità delle alluvioni sciolte risultano superiori a 450 m/s è molto probabile che le misure Cross-Hole, per le motivazioni suddette, siano errate.

Durante la fase di perforazione dei fori, per ridurre al minimo possibili scavernamenti sulle pareti, è opportuno sostenere le pareti con fango bentonitico.

Successivamente i fori devono essere rivestiti con tubazioni in materiale ad alta impedenza alle vibrazioni (ad esempio ABS o PVC; in quest'ultimo caso occorrono tubi rigidi provvisti esternamente di rigature longitudinali); il diametro interno di tali tubi deve essere compreso tra 80 e 125 mm, comunque compatibile con il sistema di misura utilizzato e sufficiente per l'inserimento dell'energizzatore da foro, e lo spessore tra 5 e 10 mm.

Infine i fori devono essere cementati in corrispondenza dello spazio anulare compreso tra le pareti del foro e il tubo di rivestimento.

La cementazione deve essere eseguita dal basso, in modo da garantire la continuità del contatto terreno-tubazione. È possibile, prima ancora di collocare il rivestimento, chiudere il fondo del foro con un cappello (*packer*) dotato di valvola di controllo sferica *one-way*, in grado di accogliere un tubo del diametro di 38 mm; dopodiché, una volta posizionata la tubazione di rivestimento e centrata rispetto alle pareti del foro con l'ausilio di appositi distanziatori montati sul fondo, viene calato all'interno del foro, fino a raggiungere la valvola, un tubo in ABS o PVC del diametro di 38 mm, collegato in superficie a una pompa convenzionale per mezzo della quale viene iniettata la miscela cementizia che, una volta raggiunto il fondo del foro, inizia a riempire dal basso verso l'alto in maniera uniforme l'intercapedine tra foro e rivestimento, spazzando via il fango e i detriti eventualmente presenti (normativa ASTM).

È possibile altresì calare direttamente il tubo per l'iniezione nell'intercapedine fino al fondo del foro e quindi procedere alla cementazione dal basso verso l'alto in modo da garantire al massimo la continuità terreno-tubazione, con tutti quegli accorgimenti necessari.

La miscela da utilizzare, in linea di massima, per la cementazione è costituita da una malta a ritiro controllato (acqua + cemento + bentonite), in particolare per la parte del foro che penetra nella roccia si consiglia il cemento di Portland convenzionale di densità pari a 2.2 mg/m^3 , mentre per la parte a contatto con terreni, sabbie e ghiaie si sceglie una miscela con una densità prossima a quella del terreno circostante (da 1.8 mg/m^3 a 1.9 mg/m^3), ottenuta mescolando 450 g di cemento di Portland e 450 g di bentonite a 2.8 kg di acqua.

La pressione di iniezione non deve essere superiore a 2 atm (Normativa ASTM). In caso di forti venute di acqua, fratturazione, scavarnamenti, si possono apportare modifiche a quanto sopra con l'obiettivo di assicurare un contatto solidale tra terreno e tubo di rivestimento.

Per poter conoscere con esattezza al variare della profondità la distanza orizzontale tra sorgente e ricevitore è necessario controllare la deviazione dei fori dalla verticale.

Lo strumento generalmente utilizzato è l'inclinometro e deve essere in grado di rilevare, al variare della profondità procedendo lungo l'asse del foro, la deviazione, x , di ciascun punto dalla verticale ideale misurata lungo la direttrice $N-S$, positivamente verso N , e la deviazione, y , lungo la direttrice $E-W$, misurata positivamente verso E . In questo modo si può ricavare l'inclinazione dell'asse in un range compreso tra 0° e 30° , con una sensibilità di 0.1° , determinando quindi la distanza effettiva entro il $\pm 2\%$ a una profondità di circa 30 m.

Nota la quota assoluta, E_s , del centro del foro-sorgente in superficie e del centro del foro-ricevitore, E_r , la distanza relativa, L , e l'angolo di azimut, misurato positivamente rispetto a N , ϕ , la profondità del ricevitore, D_r , e della sorgente, D_s , le deviazioni della sorgente, x_s, y_s , e del ricevitore, x_r, y_r , si può ricavare la distanza effettiva tra sorgente e ricevitore alla profondità desiderata:

$$l = \sqrt{\left[(E_s - D_s) - (E_r - D_r) \right]^2 + \left(L \cos \phi + x_r - x_s \right)^2 + \left(L \sin \phi + y_r - y_s \right)^2}$$

Tale controllo deve essere effettuato per ciascun foro a intervalli non superiori ai 3 m procedendo dall'alto verso il basso e poi dal basso verso l'alto a intervalli non superiori ai 6 m.

Nel caso di fori di profondità non superiori ai 15 m si può utilizzare un filo a piombo da calare nell'intercapedine tra rivestimento e pareti (prima della cementazione) e controllare ogni 3 m, correggendone l'inclinazione ogni qual volta il filo tocchi le pareti del foro. Una volta terminate le operazioni di rivestimento e cementazione l'interno dei tubi deve essere lavato con acqua pulita e lasciato pieno d'acqua.

La prova si sviluppa secondo le seguenti fasi:

- Viene preparato il sistema di acquisizione dei dati, collegando separatamente ai canali del sistema i trasduttori di ogni singolo ricevitore e il sensore del *trigger*, alloggiato nella sorgente.
- La sorgente viene calata all'interno di uno dei fori più esterni dell'allineamento a una profondità iniziale non superiore a 1.5 m, in corrispondenza della quale viene bloccata alle pareti del rivestimento.
- I ricevitori vengono posizionati nei rimanenti fori alla medesima profondità della sorgente, in modo tale che uno dei tre trasduttori sia orientato in direzione verticale (quello che capta nella loro massima ampiezza le onde SV) e gli altri in direzione orizzontale; anche in questo caso è necessario assicurare lo strumento alle pareti del rivestimento. I ricevitori devono essere dotati di un sistema

di collegamento al terreno affidabile e ripetibile, mediante il quale sia possibile individuare e modificare l'orientazione dei trasduttori dalla superficie.

- Viene attivata la registrazione delle vibrazioni con un opportuno anticipo rispetto all'attivazione della sorgente. Questa fase di *pretriggering* può essere evitata se la strumentazione garantisce la partenza della registrazione nell'istante di *time-break* all'attivazione del *trigger*.
- Viene innescata la sorgente producendo una sollecitazione verticale che, attivando il *trigger*, si propaga dalla sorgente verso i ricevitori orizzontalmente con vibrazioni di tipo *P*, quindi polarizzate nella direzione di propagazione, e vibrazioni, di tipo *S*, dirette perpendicolarmente alla direzione di propagazione e polarizzate sul piano verticale. Il tempo di registrazione deve essere tale da consentire la rappresentazione dei treni d'onda nella loro interezza.
- Viene riprodotta la sollecitazione e quindi ripetuta la prova a una profondità inferiore di non più di 1 m, abbassando la sorgente e i ricevitori.
- Raggiunto il fondo dei fori la prova viene iterata questa volta procedendo dal basso verso l'alto a intervalli di 5 m.

3.4.3.3.2 Elaborazione dati

Per quanto riguarda l'interpretazione dei tracciati registrati durante la prova per la determinazione della velocità di propagazione delle onde sismiche, esistono varie tecniche nel dominio del tempo e nel dominio della frequenza; di seguito verrà illustrata quella più semplice e immediata, non escludendo però la possibilità di ricorrere ad altre tecniche purché già collaudate e sperimentate.

In tal caso è necessario che insieme ai risultati della prova venga esplicitamente dichiarato il metodo adottato per la determinazione delle velocità, nonché i passi successivi secondo cui è stato applicato e le registrazioni delle vibrazioni, accoppiate con quella del segnale di *trigger*, a partire dalle quali sono stati ricavati i valori di velocità.

Per determinare il tempo di arrivo delle onde *P* e *S* ai ricevitori, si procede a un'analisi visuale delle registrazioni delle vibrazioni rilevate dai trasduttori del ricevitore (o dei ricevitori, disponendo di più verticali di ricezione), confrontate con il segnale rilevato dal sensore collegato al *trigger*.

In particolare (Figura 3.4-30) il sensore collegato al *pre-trigger* inizia a registrare nell'istante $t = 0$, prima dell'applicazione della sollecitazione che avviene nell'istante $t = T$, detto zero dei tempi, che è facilmente individuabile sul tracciato per effetto dell'impulso inviato dal *trigger*; il segnale così registrato si suddivide in due parti che si possono facilmente distinguere: la parte compresa tra gli istanti $t = 0$ e $t = T$, rappresentativa di quanto avviene nel terreno in corrispondenza della sorgente prima dell'applicazione della sollecitazione, utile per rilevare e eliminare eventuali disturbi ambientali preesistenti, e la parte successiva all'istante $t = T$. Si consideri comunque la possibilità di operare anche senza *pre-trigger*.

Una volta riportato l'istante $t = T$ anche sulle tracce rilevate dai ricevitori, che iniziano a registrare simultaneamente col sensore collegato al *trigger* nell'istante $t = 0$, si può individuare (Mancuso, 1996):

- un intervallo $[t = T; t = P]$ in cui il tracciato è completamente piatto o itera l'andamento rilevato nell'intervallo precedente dovuto a eventuali disturbi, rappresentativo del tempo impiegato delle prime onde (*P*) per arrivare dalla sorgente al ricevitore considerato;

- un intervallo $[t = P; t = S]$, in cui si rilevano oscillazioni generalmente di modesta ampiezza inizialmente crescente e poi decrescente, rappresentativo dell'arrivo e del successivo smorzamento delle onde P;
- un intervallo $[t = S; t = F]$, dove F è l'istante di fine registrazione, caratterizzato da vibrazione di ampiezza e periodo almeno due volte quella dell'intervallo precedente, rappresentativo dell'arrivo e del successivo smorzamento delle onde S.

È possibile operare senza *pretriggering*, calcolando i tempi di partenza della registrazione che avviene al *time-break*.

È possibile operare con energizzazioni separate P e S; in questo caso risulta più facile la determinazione del primo arrivo in S.

È possibile che in presenza di brusche variazioni di rigidità con la profondità le onde P e S vengano rifratte in corrispondenza delle superfici di discontinuità giungendo ai ricevitori ancor prima di quelle dirette della stessa natura. Le onde riflesse P possono, viceversa, arrivare ai ricevitori sia prima, sia allo stesso tempo, sia successivamente le dirette in S ma mai prima delle dirette in P.

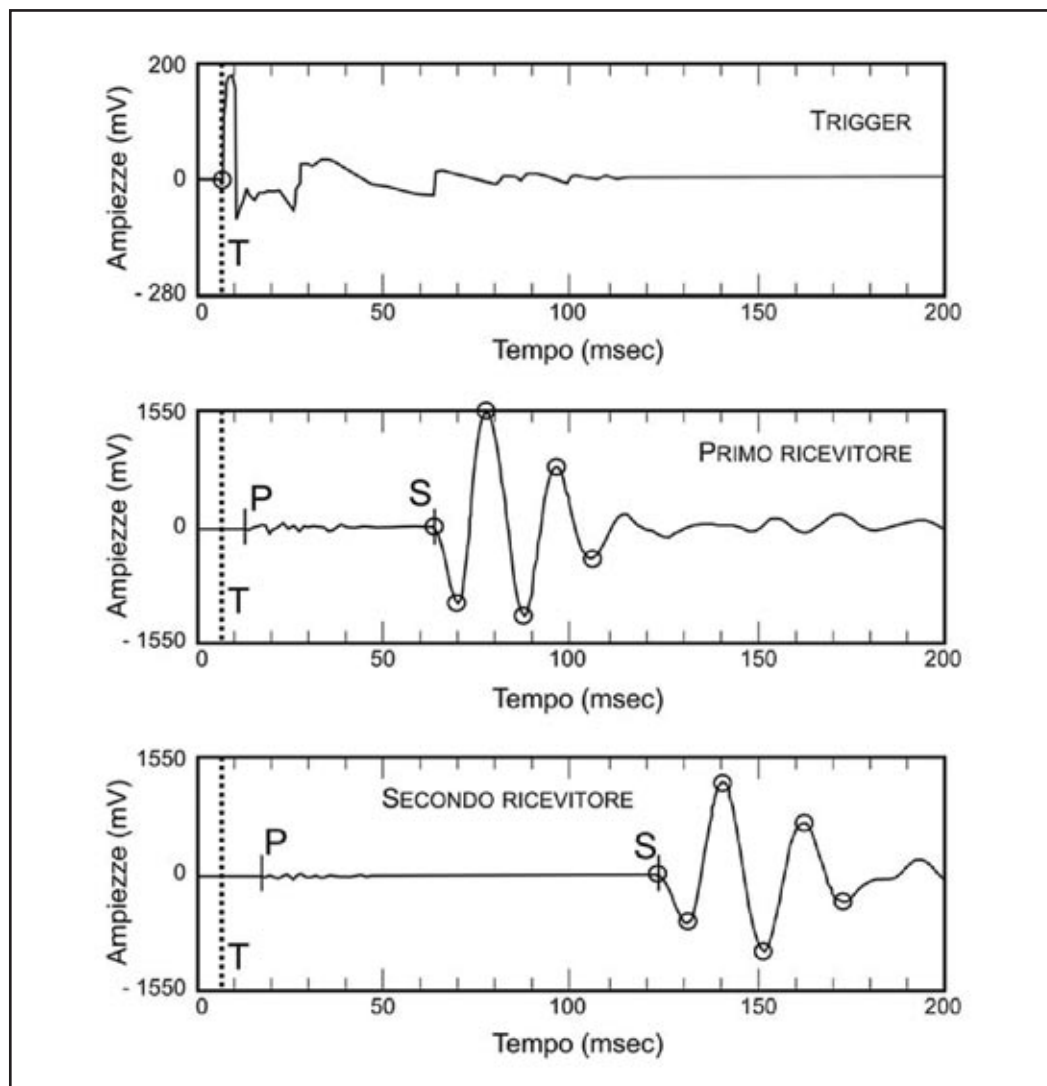


Figura 3.4-30 - RegISTRAZIONI relative a prova Cross-Hole [Mancuso, 1996, mod.].

La differenza tra i tempi T e P, T e S ai due ricevitori, rappresentano quindi i tempi di viaggio delle onde dirette P e S dalla sorgente ai due (o più) ricevitori.

Si suppone che le onde si propagano orizzontalmente senza subire deviazioni, trascurando quindi l'effetto di curvatura legato al loro percorso, che è comunque modesto essendo limitate le distanze in gioco in questo tipo di prova.

Dividendo perciò per i tempi d'arrivo la distanza orizzontale tra sorgente e ricevitore (o più ricevitori), eventualmente depurata dalle deviazioni di verticalità dei fori) si ricavano uno (o più) valori di velocità diretta delle onde S e P. Dividendo la distanza orizzontale (eventualmente corretta) tra i ricevitori per la differenza tra i tempi d'arrivo delle onde S e P per ogni singola terna geofonica, si ricavano ulteriori valori di velocità delle onde P e S, utili per la determinazione delle velocità intervallari.

Non sempre i tracciati registrati dai ricevitori sono chiari e univocamente interpretabili sia per l'eventuale presenza di onde rifratte P e S di ampiezze non trascurabili sia perché precedendo queste ultime quelle dirette ingannano sui reali tempi d'arrivo. La presenza di eventuali disturbi di origine meccanica o elettrica deve essere evitata perché disturba il *picking* dei primi arrivi. Solo qualora tali disturbi risultino di ampiezza contenuta e rappresentino rumore casuale, è possibile operare ripetendo più volte le registrazioni e mediando i tracciati (*stacking*).

Quando l'istante di primo arrivo delle onde non è facilmente individuabile, sfruttando il fatto di disporre di più ricevitori, si può far riferimento ai tracciati registrati da ciascuno di essi ricercando dei punti caratteristici (picchi o valli) successivi al primo arrivo ritrovabili in entrambi i segnali e stimandone il ritardo e quindi ricavando la velocità d'intervallo; in tal caso affinché a ogni picco dell'una registrazione corrispondano rispettivamente i picchi o le valli dell'altra è necessario che sia stato precedentemente stimato l'effetto dell'orientazione dei trasduttori rispetto alla direzione di propagazione delle onde e che sia noto se i trasduttori siano orientati in maniera concorde o discorde. Lo stesso ritardo può anche essere stimato ricorrendo al metodo della cross-correlazione, nel dominio del tempo o della frequenza. Va comunque rivolta molta attenzione al fatto che non sempre, nei casi reali, tali operazioni automatiche forniscono risultati certi.

Il problema del significato delle velocità intervallari ricavabili dalle variazioni di velocità dirette tra un punto e quello immediatamente seguente, presenta diverse soluzioni e può essere risolto al meglio solamente utilizzando quelle metodologie che prevedono l'analisi completa del sismogramma e non, come nel Cross-Hole e nel Down-Hole, dove ci si limita a tecniche di analisi del primo arrivo. In generale l'interpretazione dello *scattering* nel diagramma tempo-profondità può dipendere principalmente dai seguenti fattori:

- ritardo o anticipo del *trigger*;
- differenze di spessore della cementazione nei vari punti a causa di scavernamenti di differente entità;
- perdita della prima fase;
- presenza di orizzonti rifrangenti di spessore ridotto e intercalati che determinano arrivi diretti successivi ai *first-break* P e S.

Nel caso in cui le velocità di propagazione sorgente-geofoni siano fortemente differenti da quelle geofoni-geofoni, possono essere stati commessi degli errori d'interpretazione.

Ad esempio, se è stato fatto riferimento anziché all'istante di arrivo a punti caratteristici del segnale, si può avere nel passare dal ricevitore a un altro, un distendimento del segnale che allontana tali punti caratteristici fornendo dei valori di velocità più bassi, falsati in misura tanto maggiore quanto più elevate sono le distanze tra i ricevitori.

3.4.3.3.2.3 Presentazione dei risultati

In questo tipo di prova è fondamentale fornire non solo il risultato finale, cioè la velocità di propagazione delle onde *S* e *P* al variare della profondità, ma anche il dato grezzo che è stato misurato dai trasduttori dei ricevitori e il criterio di elaborazione e interpretazione adottato.

Quindi questo tipo di prova deve essere accompagnato da una relazione comprendente:

- il numero, l'interasse, il diametro, la profondità dei fori in cui viene effettuata la prova, la loro ubicazione (espressa in termini di coordinate planimetriche e altimetriche e riportata su un'apposita carta in scala 1:2.000);
- le modalità di esecuzione, di rivestimento e di cementazione adottate;
- le misure inclinometriche per le deviazioni dalla verticale dell'asse dei fori;
- la strumentazione adottata;
- le profondità a cui sono state effettuate le prove;
- i segnali registrati dai trasduttori dei ricevitori e il corrispondente segnale di *trigger*, specificando per ciascuno di essi la profondità di prova, la direzione del trasduttore (verticale o orizzontale) e il ricevitore d'appartenenza; i segnali dovranno essere disponibili sia in forma cartacea, come grafici in cui sull'asse delle ascisse sia riportato il tempo (in ms) e sull'asse delle ordinate il segnale (in mV), sia in forma numerica su supporto Cd-rom;
- il criterio di elaborazione adottato per il calcolo delle velocità;
- il diagramma che riporti la distribuzione delle velocità calcolate (in m/s) sull'asse delle ascisse in funzione della profondità (in m) sull'asse delle ordinate.

3.4.3.3.2.4 Standard di valutazione dei risultati

Nel caso alternativo in cui l'amministrazione appaltante ritenga di non avvalersi di una procedura di controllo e collaudo dei dati forniti, le imprese esecutrici dovranno comunque rispettare fedelmente i requisiti minimi richiesti nelle presenti IT e riassunti meglio di seguito.

Standard qualitativo minimo

Si riassumono le condizioni qualitative minime che andrebbero assunte nelle operazioni di acquisizione ed elaborazione dati:

STRUMENTAZIONE

- sismografo digitale ≥ 3 canali, dinamica ≥ 16 bit, frequenza campionamento minima 20000 Hz, lunghezza registrazione minima 500 ms, risposta in frequenza lineare entro 3 dB tra 1 e 500 Hz, *noise* < 5 mV, *crosstalk* > 50dB;
- *trigger* con precisione entro 0.5 ms;
- energizzatore da sondaggio, in grado di generare segnali impulsivi e ripetibili, con frequenza costante centrata su valori non inferiori a 50 Hz; è altamente consigliato che sia in grado di produrre onde SV invertite in segno;
- geofoni verticali e orizzontali con risposta in frequenza lineare entro 1 dB tra la metà e il doppio della frequenza dei segnali di sorgente usati, *noise* < 1mV, frequenze spurie superiori al doppio

della frequenza dei segnali sorgente, fattori di trasduzione dei singoli geofoni non variabili oltre il 20-30% del valore medio complessivo.

ACQUISIZIONE DATI

Utilizzo di almeno un ricevitore triassiale, con sistema di bloccaggio alle pareti del sondaggio in grado di non provocare rumore sulle misure; controllo della costanza dell'istante di *trigger* per l'eventuale ripetizione della misura; frequenza del segnale alla sorgente ≥ 50 Hz; rapporto segnale-rumore ≥ 3 su tutti i primi arrivi delle fasi P e SV.

3.4.3.4 INDAGINI SASW (*SPECTRAL ANALYSIS SURFACE WAVE*)

Lo scopo della prova SASW consiste nel determinare il profilo di rigidezza del sito tramite la misura della velocità di propagazione delle onde di superficie di Rayleigh (V_R) e un successivo processo di inversione, attraverso il quale viene fornita una stima indiretta della distribuzione delle V_s (velocità di propagazione delle onde di taglio).

La prova si applica quando la profondità delle coperture da esplorare è compresa tra i 10 e i 50 m, presentando una maggiore attendibilità per profondità indagate inferiori ai 20 m. Si rende necessaria soprattutto quando interessano dati medi relativi ad ampi volumi di terreno e quando i risultati da ottenere devono essere di qualità e precisione buone.

Per l'esecuzione della prova è necessaria una superficie pianeggiante più o meno ampia in relazione alla profondità di indagine.

Si suppone che il volume di terreno interessato dalle indagini sia stratificato orizzontalmente e che all'interno di ogni strato il comportamento del terreno si possa considerare elastico, omogeneo e isotropo.

3.4.3.4.1 Schema esecutivo della prova

La prova consiste nel produrre sulla superficie del terreno, in corrispondenza del sito da investigare, una sollecitazione dinamica verticale in un determinato campo di frequenze, opportunamente regolabile, e nel registrare le vibrazioni prodotte, sempre in corrispondenza della superficie, a distanze note e prefissate.

L'interpretazione dei segnali rilevati e la conseguente stima del profilo di rigidezza può scomporsi in due fasi fondamentali:

- deduzione della curva di dispersione (velocità di fase delle onde di Rayleigh in funzione della frequenza) caratteristica del sito in esame;
- processo di inversione, finalizzato a ottenere partendo dalla curva suddetta una stima del profilo di rigidezza a essa associato.

Ai fini di questa prova, di tutte le componenti di moto prodotte nel terreno dalla sorgente, interessano quelle che si trasmettono lungo la superficie (onde superficiali) e di queste quelle di Rayleigh, polarizzate sul piano verticale e caratterizzate da componenti sia longitudinali sia trasversali.

Tali onde si propagano lungo fronti d'onda cilindrici, coassiali rispetto alla sorgente, con attenuazione proporzionale all'inverso della radice di r (dove r è la distanza dalla sorgente) inferiore all'attenuazione delle onde di volume (proporzionale invece a $1/r$) e perciò già a distanze non molto grandi le

onde di superficie tendono a prevalere nettamente su quelle di volume.

La componente verticale del moto indotta dalle onde di Rayleigh è predominante su quella orizzontale e si attenua con la profondità rapidamente fino a diventare insignificante a una quota di poco superiore alla lunghezza d'onda λ della sollecitazione indotta. Perciò per indagare profondità sempre maggiori e ricavare la velocità caratteristica delle onde di Rayleigh è opportuno aumentare progressivamente la lunghezza d'onda della sollecitazione prodotta dalla sorgente, costruendo così una curva in cui sia riportata al variare della lunghezza d'onda λ , e quindi della profondità investigata, la velocità delle onde di Rayleigh calcolata (curva di dispersione).

La velocità V_R risulta sperimentalmente assai prossima a quella delle onde di taglio V_s (variando in funzione del coefficiente di Poisson tra 0.86 e 0.95), tramite la quale si possono ricavare le caratteristiche meccaniche del terreno per mezzo delle relazioni precedentemente citate.

L'apparecchiatura utilizzata per questo tipo di prove si deve comporre delle seguenti parti (Figura 3.4-31):

- sistema sorgente
- sistema di ricezione
- sistema di acquisizione dati

La sorgente sismica deve essere di tipo meccanico, a impulsi transitori, e varia a seconda del campo di lunghezze d'onda da generare e quindi delle profondità da investigare: si passa da martelli di massa modesta (compresa tra 50 e 500 g), in grado di produrre onde di lunghezza ridotta e quindi con elevato contenuto in frequenza, a elementi di massa notevole (compresa tra 2 e 3 t) fatti cadere da un camion o da una benna da altezze comprese tra 2 e 3 m.

In ogni caso è opportuno verificare ogni volta sperimentalmente il tipo di sorgente da adottare in funzione della quantità di energia da produrre, del campo di frequenze da eccitare e delle condizioni della superficie del deposito.

Il sistema di ricezione si compone di almeno due ricevitori verticali (trasduttori di velocità). I trasduttori devono possedere appropriate caratteristiche di frequenza e sensibilità tali da potere ricevere in maniera adeguata il treno d'onde prodotto dalla sorgente e vanno quindi selezionati in funzione della banda di frequenza che si intende acquisire (generalmente compresa tra 1 Hz e 10 Hz). La risposta in frequenza dei trasduttori non deve variare più del 5% su un campo di frequenze compreso tra metà e due volte la frequenza predominante del treno d'onde che si propaga all'interno del mezzo.

Il sistema di acquisizione dati dev'essere di tipo multicanale in grado di registrare su ciascun canale in forma digitale le forme d'onda e di conservarle su memoria di massa.

Esso è collegato a ciascuno dei trasduttori di velocità e consente quindi di registrare in forma numerica e visualizzare come forme d'onda su un apposito monitor le vibrazioni, così come rilevate ai trasduttori dei ricevitori.

Per una migliore e più corretta acquisizione dei dati la configurazione geometrica più vantaggiosa consiste nel disporre la sorgente e i ricevitori in modo che risultino allineati ed equidistanti tra loro, con i due ricevitori dalla stessa parte rispetto alla sorgente (*common receivers midpoint geometry*).

Una volta fissata la posizione della verticale da investigare, la prova si sviluppa secondo le seguenti fasi:

1. Viene preparato il sistema di acquisizione dei dati, collegando separatamente ai canali del sistema i trasduttori di ogni singolo ricevitore.

2. I due ricevitori vengono collocati ad asse verticale simmetricamente rispetto alla verticale d'indagine e a breve distanza ($X = 1$ m).
3. Viene attivata la registrazione delle vibrazioni rilevate dai trasduttori che costituiscono i ricevitori con un opportuno anticipo rispetto all'attivazione della sorgente.
4. Viene attivata la sorgente, allineata e da una parte rispetto ai ricevitori.
5. Le vibrazioni prodotte vengono registrate dai trasduttori e la prova viene ripetuta più volte in modo da disporre di più registrazioni, che mediate consentono di ridurre i rumori di fondo eventualmente presenti.
6. La sorgente viene spostata in posizione diametralmente opposta rispetto ai ricevitori, che invece rimangono fissi (inversione della sorgente) e la prova viene ripetuta (punti 2, 3 e 4).
7. L'intera procedura sperimentale viene ripetuta cambiando la sorgente in modo da produrre onde di lunghezza maggiore e adeguando alla ricezione i ricevitori, i quali devono essere allontanati (aumentando l'interasse X) per migliorare la ricezione e ridurre l'eventuale interferenza tra le diverse onde trasmesse.

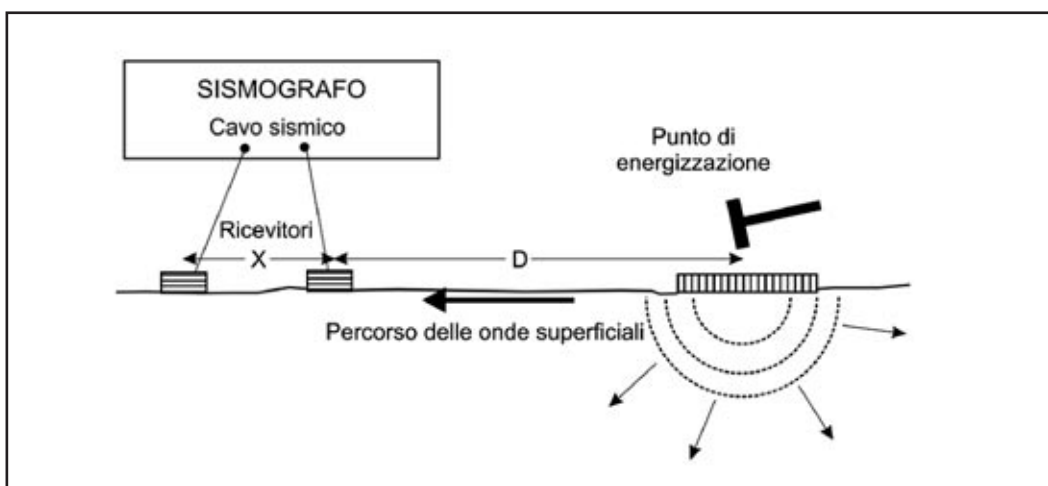


Figura 3.4-31 - Schema semplificato di una prova SASW.

3.4.3.4.2 Elaborazione dati

Per determinare la velocità di propagazione delle onde sismiche con la tecnica SASW si ricorre al metodo della cross-correlazione nel dominio della frequenza, sfruttando quindi la presenza di due ricevitori.

La funzione di cross-correlazione, associata a due segnali $h(t)$ e $g(t)$ registrati dai due ricevitori relativamente allo stesso impulso-sorgente, è una funzione del ritardo τ , ottenuta integrando, nel dominio del tempo, il prodotto tra il segnale registrato dal ricevitore più lontano, $h(t)$, e il segnale registrato dal ricevitore più vicino, ritardato però di un tempo τ :

$$CC(\tau) = \int_{-\infty}^{+\infty} h(t) \cdot g(t - \tau) \cdot dt$$

Il valore di τ per cui tale integrale assume valore massimo rappresenta anche il valore per cui le funzioni $h(t)$ e $g(t - \tau)$ sono più simili e perciò si assume come tempo di ritardo esistente tra i due

ricevitori nella registrazione dello stesso impulso sorgente, nonché tempo di propagazione delle onde sismiche tra i due ricevitori.

Anziché ricavare direttamente tale funzione, si preferisce calcolare la sua trasformata di Fourier nel dominio della frequenza f , $CS(f)$, detta anche spettro di cross-correlazione e dato dal prodotto della trasformata del segnale registrato dal ricevitore più vicino, $G(f)$, e dal complesso coniugato della trasformata del segnale registrato dal ricevitore più lontano, $H(f)$:

$$CS(f) = G(f) \cdot \overline{H(f)}$$

Quindi si considera l'angolo di fase $\Phi(f)$, espresso in gradi, dello spettro di cross-correlazione e si ricava, come funzione della frequenza f , il tempo di viaggio delle onde sismiche tra i due ricevitori, $t(f)$, e, nota la distanza d , anche la velocità:

$$t(f) = \frac{\Phi(f)}{360 \cdot f}$$

$$v(f) = \frac{d}{t(f)}$$

Quindi si considera l'intervallo di frequenza all'interno del quale la coerenza dello spettro di correlazione è assai prossima a 1, e si assumono come valori accettabili della velocità $v(f)$ quelli corrispondenti a tale campo di frequenza, considerandone una media.

La velocità delle onde di Rayleigh V_R può anche essere rappresentata in termini di lunghezza d'onda L_R :

$$L_R = \frac{V_R(f)}{f}$$

ottenendo la cosiddetta curva di dispersione.

Una stima approssimata del profilo delle velocità delle onde S, V_s può essere ottenuta assumendo che $V_R/V_s \cong 0.92$ e che la profondità corrispondente a ciascun valore di velocità $V_R(L_R)$ sia pari a $1/2 + 1/3$ la corrispondente lunghezza d'onda.

Tale stima può considerarsi valida nel caso di mezzi stratificati aventi rigidità crescente con la profondità, ma in generale è richiesto un processo di inversione più accurato, basato su metodi di simulazione della propagazione delle onde superficiali.

3.4.3.4.2.1 Prova multicanale FK (MASW)

Il procedimento di rilevazione e interpretazione dei segnali generati dall'azione di una sorgente di tipo stazionario agente in superficie per ottenere la curva di dispersione caratteristica del sito sopra delineato, può essere indicato come metodo a due stazioni perché basato sull'uso di due soli ricevitori.

Fermo restando il criterio di base della caratterizzazione basata sulla propagazione di onde superficiali, tecniche alternative possono essere utilizzate per rilevare la propagazione delle onde in sito ed elaborare i relativi segnali per giungere alla curva di dispersione caratteristica del sito.

Un esempio in tal senso può essere costituito dall'elaborazione simultanea di più tracce provenienti da un'acquisizione multicanale (Figura 3.4-32).

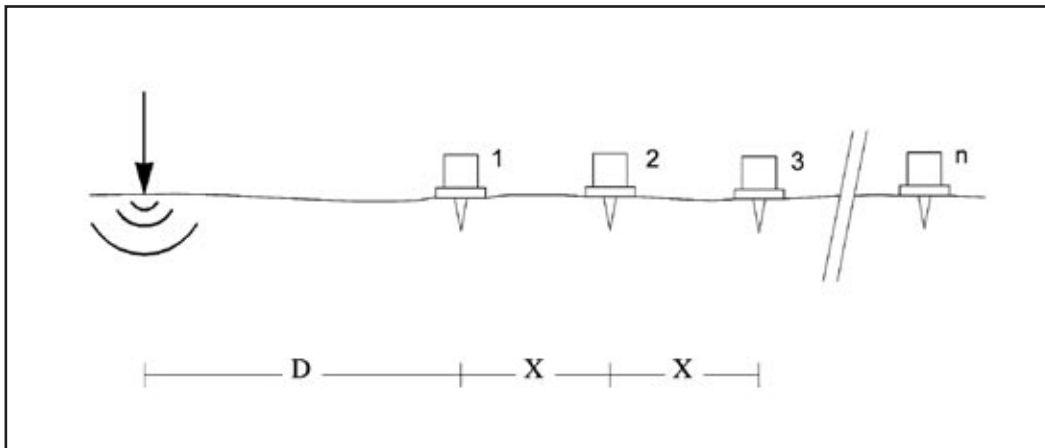


Figura 3.4-32 - Schema di acquisizione multicanale.

Trasformando le tracce nel dominio frequenza f - numero d'onda k , le coppie $f-k$ cui corrispondono i massimi spettrali di energia permettono di risalire alla curva di dispersione mediante la relazione:

$$V_R(f) = \frac{f}{k}$$

La prova viene eventualmente ripetuta considerando diverse spaziature tra i ricevitori.

Il procedimento da seguire per l'inversione finalizzata a ottenere dalla curva di dispersione la stima del profilo di rigidità caratteristico del sito è esattamente identico a quello indicato per la prova SASW. L'utilizzo di tecniche di analisi multicanale presenta diversi vantaggi rispetto alla elaborazione dei segnali a coppie, come usualmente avviene nel metodo SASW, derivanti essenzialmente dall'utilizzo contestuale di dati rilevati in diversi punti sulla superficie conferisce alla tecnica una notevole robustezza e fornisce garanzie nei confronti di possibili effetti locali.

Proprio tali proprietà consentono l'abbandono della configurazione di prova basata sulla geometria *common receivers midpoint*.

3.4.3.4.3 Presentazione dei risultati

In questo tipo di prova è fondamentale fornire non solo il risultato finale, la velocità delle onde S, ma anche il dato grezzo che è stato misurato dai trasduttori dei ricevitori e il criterio di elaborazione e interpretazione adottato.

Quindi questo tipo di prova deve essere accompagnato da una relazione comprendente:

- l'ubicazione della verticale d'esplorazione (espressa in termini di coordinate planimetriche e altimetriche e riportata su un'apposita carta in scala 1:2.000);
- la posizione, rispetto alla verticale, dei ricevitori e della sorgente, specificando i successivi interassi adottati tra i ricevitori durante la prova;
- la descrizione della strumentazione adottata;
- i segnali registrati dai ricevitori, specificando l'interasse corrispondente tra i ricevitori e la posizio-

ne della sorgente; i segnali dovranno essere disponibili sia in forma cartacea, come grafici in cui sull'asse delle ascisse sia riportato il tempo (in ms) e sull'asse delle ordinate il segnale (in mV), sia in forma numerica su Cd-rom;

- il criterio di elaborazione adottato per il calcolo delle velocità;
- la curva di dispersione;
- il diagramma che riporta le velocità delle onde di taglio calcolate (in m/s) sull'asse delle ascisse in funzione della profondità (in m) sull'asse delle ordinate.

3.4.3.4.4 Tomografia sismica

Lo scopo della prova consiste nella dettagliata esplorazione della velocità di propagazione delle onde di volume (onde P) e di taglio (onde S), calcolando il tempo a esse necessario per spostarsi da un set di sorgenti a uno o più set di ricevitori di cui è nota la geometria.

La prova tomografica, per gli obiettivi di cui alle presenti IT, dovrebbe essere effettuata quando è necessaria un'ottima conoscenza della velocità delle onde sismiche anche a profondità superiori ai 25-30 m.

3.4.3.4.4.1 Schema esecutivo della prova

La prova, di difficile standardizzazione, può essere eseguita in foro o in superficie. La geometria d'acquisizione va programmata in funzione del contesto in cui si opera.

Per quanto riguarda lo schema relativo a prove tomografiche in foro (Figura 3.4-33), esse consistono nel produrre all'interno di un foro di sondaggio, mediante un set di sorgenti, una sollecitazione verticale e registrare mediante uno o più set di + ricevitori posti in un altro foro, i primi arrivi del treno d'onde P o S che si propagano all'interno del terreno.

I raggi sismici devono formare una fitta rete in modo tale che idealmente ogni punto del mezzo sia attraversato dai raggi sismici in ogni direzione.

La fase di elaborazione, consistente in un'inversione che può partire dalla specificazione di un iniziale modello di velocità, è costituita da due fasi principali:

- risoluzione del problema diretto, che consiste nella discretizzazione della regione studiata in una maglia (il numero totale delle celle dovrebbe essere dello stesso ordine di grandezza del numero dei dati) e nel calcolare il primo arrivo dei raggi sismici e le corrispondenti traiettorie di questi;
- risoluzione del problema inverso, che consiste nel cercare per ogni cella le perturbazioni del modello iniziale rispetto ai tempi misurati: sommando queste perturbazioni al modello iniziale si ottiene il depurato come risultato finale dell'inversione tomografica.

Un'indagine tomografica può essere eseguita anche in assenza di fori sfruttando una morfologia rilevata posizionando i ricevitori sul pendio ed energizzando sulla sommità o sul pendio opposto (Figura 3.4-34). I ricevitori possono essere posizionati anche all'interno di un foro.

La prova può comunque anche essere effettuata in assenza di una morfologia rilevata utilizzando la propagazione di onde rifratte (Figura 3.4-35), in contesti caratterizzati da un progressivo aumento di velocità con la profondità e tenendo conto che la tomografia a rifrazione non aggira i limiti intrinseci del metodo a rifrazione.

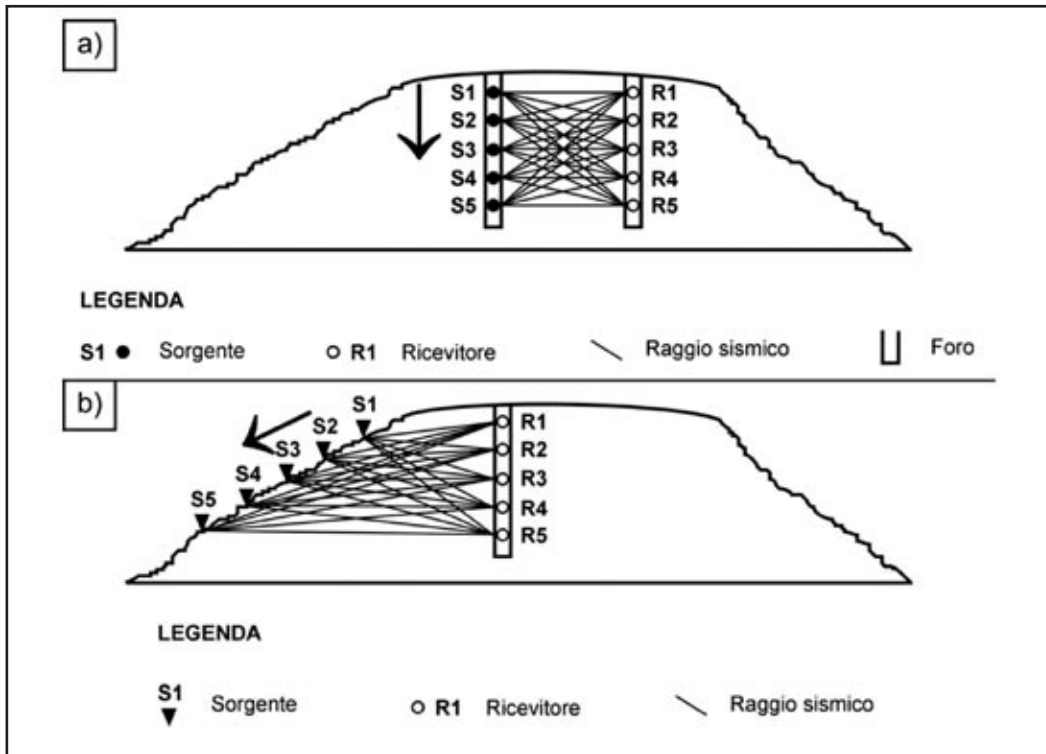


Figura 3.4-33 - Schema della prova di tomografia in pozzo: a) con due pozzi; b) con singolo pozzo.

Nel caso in cui non vi sia un aumento progressivo di velocità con la profondità, i normali sistemi di trattamento dei dati sismici a rifrazione sono da preferirsi.

Energizzando in superficie, è possibile produrre sia sollecitazioni verticali sia orizzontali e registrare mediante uno o più set di ricevitori posti in superficie o in foro, i primi arrivi del treno d'onde P o S che si propagano all'interno del terreno. Valgono le stesse considerazioni fatte per la prova in foro.

L'apparecchiatura utilizzata per questo tipo di prove si deve comporre delle seguenti parti:

- sorgente;
- sistema di ricezione;
- sistema di acquisizione dati;
- *trigger*.

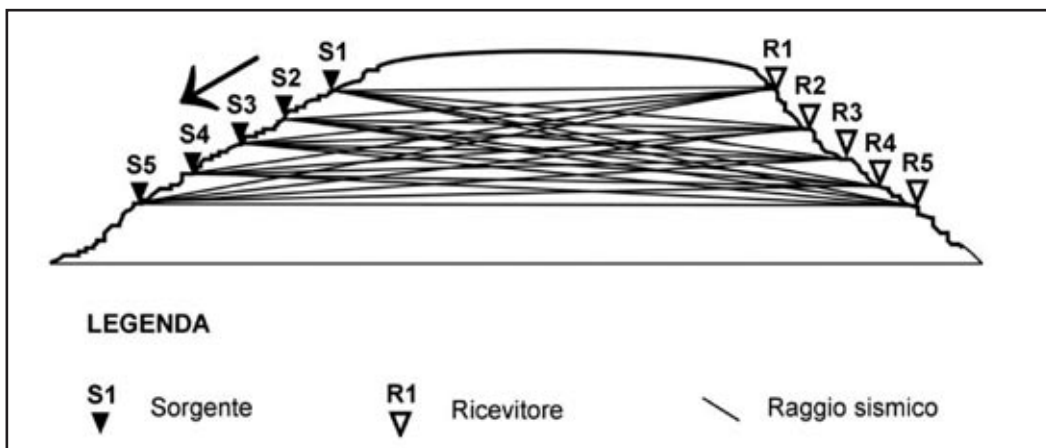


Figura 3.4-34 - Schema della prova di tomografia in superficie.

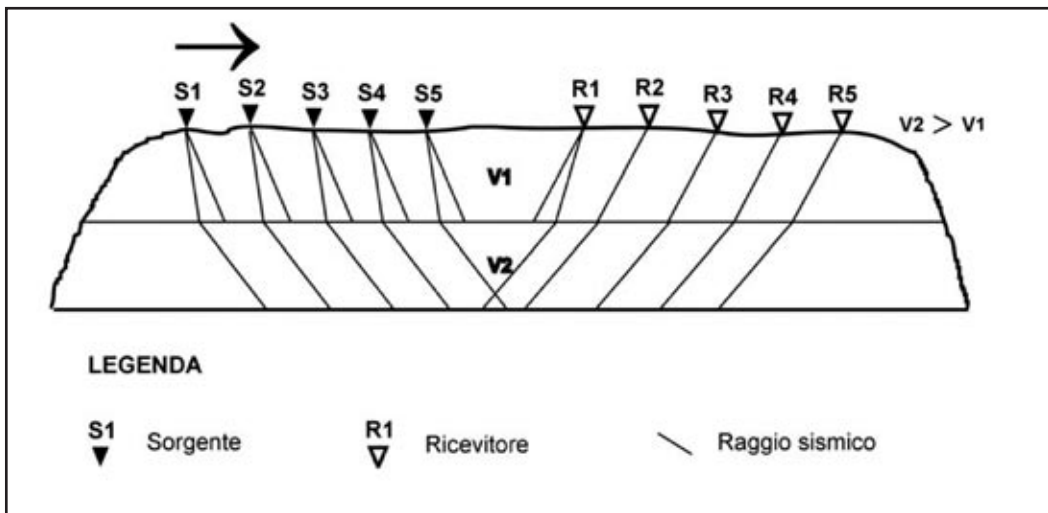


Figura 3.4-35 - Schema della prova di tomografia a rifrazione di superficie.

La sorgente può essere di varia natura (sorgenti meccaniche con pistone ad aria a doppia azione, sorgenti elettromagnetiche, ecc.) e deve essere in grado di generare onde elastiche ad alta frequenza ricche di energia, con forme d'onda direzionali, cioè con la possibilità di ottenere prevalentemente onde di compressione e/o di taglio polarizzate su piani verticali (ed eventualmente anche orizzontali tenendo altresì conto che generare onde di taglio SH pure, in foro è estremamente complesso, mentre molte tecniche utilizzate generano onde torsionali che contengono una componente P); la quantità di energia prodotta deve essere possibilmente regolabile, quantificabile e soprattutto ripetibile.

Il sistema di ricezione deve essere costituito da una terna di trasduttori di velocità orientati secondo le componenti di una terna cartesiana ortonormale e collocati all'interno di un unico contenitore (preferibilmente di forma cilindrica) di lunghezza non superiore ai 450 mm, in modo che uno dei tre trasduttori sia orientato secondo la lunghezza del contenitore (trasduttore verticale) e gli altri a esso perpendicolari (trasduttori orizzontali). I trasduttori devono possedere appropriate caratteristiche di frequenza e sensibilità tali da potere ricevere in maniera adeguata il treno d'onde prodotto dalla sorgente. La risposta in frequenza dei trasduttori non deve variare più del 5% su un campo di frequenze compreso tra metà e due volte la frequenza predominante del treno d'onde di corpo che si propaga all'interno del mezzo. È necessario inoltre adottare un adeguato sistema di ancoraggio dei trasduttori.

Il *trigger*, in genere, consiste in un circuito elettrico che viene chiuso nell'istante in cui la sorgente viene attivata, consentendo a un condensatore di scaricare la carica precedentemente immagazzinata e di produrre un impulso che viene inviato a un sensore collegato al sistema di acquisizione dati; in questo modo è possibile individuare e visualizzare l'esatto istante in cui la sorgente viene attivata e parte la sollecitazione dinamica. L'attivazione del circuito per individuare l'istante di energizzazione deve, all'atto delle sollecitazioni ripetute, consentire una differenza di chiusura non superiore a 0.5 ms.

Il sistema di acquisizione dati deve essere di tipo multicanale in grado di registrare su ciascuno di essi in forma digitale le forme d'onda e di conservarle su memoria di massa dinamica minimo a 16 bit. Esso è collegato a ciascuno dei tre trasduttori di velocità di ciascuno dei ricevitori e al sensore del *trigger* e consente quindi di registrare in forma numerica e visualizzare come forme d'onda su un apposito monitor le vibrazioni così come rilevate dai trasduttori dei ricevitori e l'impulso inviato dal *trigger*.

Nel caso in cui la tomografia venga effettuata utilizzando almeno un foro di sondaggio, la fase di esecuzione della prova deve essere preceduta da una fase preparatoria durante la quale vengono realizzati i fori in cui alloggiare la sorgente e i ricevitori.

La tecnica tomografica, nella sua versione ottimale prevede, in corrispondenza del sito da investigare due (o più) fori, uno per la sorgente e l'altro (o più) per i ricevitori.

Durante la fase di perforazione dei fori, per ridurre al minimo la possibilità di avere scavamenti sulle pareti, è opportuno sostenerle con fango bentonitico.

Operando esclusivamente con onde di compressione è possibile lavorare con catene di idrofoni immessi nel fango o nell'acqua. Dovendo operare, viceversa, con onde di taglio, è necessario provvedere al rivestimento e alla cementazione dei fori.

Successivamente i fori devono essere rivestiti con tubazioni in materiale ad alta impedenza alle vibrazioni (ad esempio ABS o PVC, in quest'ultimo caso occorrono tubi rigidi provvisti esternamente di rigature longitudinali); il diametro interno di tali tubi deve essere compreso tra 95 e 125 mm e lo spessore tra 5 e 10 mm.

Infine i fori devono essere cementati in corrispondenza dello spazio anulare compreso tra le pareti del foro e il tubo di rivestimento.

La cementazione deve essere eseguita in modo da garantire la continuità del contatto terreno-tubazione. È possibile, prima ancora di collocare il rivestimento, chiudere il fondo del foro con un cappello (*packer*) dotato di valvola di controllo sferica *one-way*, in grado di accogliere un tubo del diametro di 38 mm; dopodiché, una volta posizionata la tubazione di rivestimento e centrata rispetto alle pareti del foro con l'ausilio di appositi distanziatori montati sul fondo, viene calato all'interno del foro, fino a raggiungere la valvola, un tubo in ABS o PVC del diametro di 38 mm, collegato in superficie a una pompa convenzionale per mezzo della quale viene iniettata la miscela cementizia, che, una volta raggiunto il fondo del foro, inizia a riempire dal basso verso l'alto in maniera uniforme l'intercapedine tra foro e rivestimento, spazzando via il fango e i detriti eventualmente presenti (normativa ASTM).

È possibile altresì calare direttamente il tubo per l'iniezione nell'intercapedine fino al fondo del foro e quindi procedere alla cementazione dal basso verso l'alto in modo da poter garantire al massimo la continuità terreno - tubazione, con tutti quegli accorgimenti necessari.

La miscela da utilizzare, in linea di massima, per la cementazione è costituita da una malta a ritiro controllato (acqua + cemento + bentonite), in particolare per la parte del foro che penetra nella roccia si consiglia il cemento di Portland convenzionale di densità pari a 2.2 mg/m^3 , mentre per la parte a contatto con terreni, sabbie e ghiaie si sceglie una miscela con una densità prossima a quella del terreno circostante (da 1.8 mg/m^3 a 1.9 mg/m^3), ottenuta mescolando 450 g di cemento di Portland e 450 g di bentonite a 2.8 kg di acqua. La pressione di iniezione non deve essere superiore a 2 atm (Norma ASTM). Questo in condizioni normali; qualora la situazione incontrata presentasse forti venute di acqua, fatturazione, scavamenti, ecc., la composizione della miscela e pressione d'iniezione potranno essere opportunamente variate tenuto conto che l'obiettivo è un contatto solidale tra terreno e tubo di rivestimento.

Nel caso in cui la tomografia venga eseguita in foro, per potere conoscere con esattezza al variare della profondità la distanza orizzontale tra sorgente e ricevitore è necessario controllare la deviazione dei fori dalla verticale. Lo strumento generalmente utilizzato è un sistema inclinometrico e deve essere in grado di rilevare, al variare della profondità procedendo lungo l'asse del foro, la deviazione

(x) di ciascun punto dalla verticale ideale misurata lungo la direttrice N-S, positivamente verso N, e la deviazione (y) lungo la direttrice E-W, misurata positivamente verso E. In questo modo si può ricavare l'inclinazione dell'asse in un range compreso tra 0 e 30°, con una sensibilità di 0.1°, determinando quindi la distanza effettiva entro il $\pm 2\%$ a una profondità di circa 30 m.

Nota la quota assoluta, ES del centro del foro-sorgente in superficie e del centro del foro-ricevitore, ER , la distanza relativa, L , e l'angolo di azimuth, misurato positivamente rispetto a N , φ , la profondità del ricevitore, D_R , e della sorgente, D_S , le deviazioni della sorgente, x_S, y_S , e del ricevitore, x_R e y_R , si può ricavare la distanza effettiva tra sorgente e ricevitore alla profondità desiderata. Tale controllo deve essere effettuato per ciascun foro a intervalli non superiori ai 3 m procedendo dall'alto verso il basso e poi dal basso verso l'alto a intervalli non superiori ai 6 m.

Nel caso di fori di profondità non superiori ai 15 m si può utilizzare un filo a piombo da calare nell'intercapedine tra rivestimento e pareti (prima della cementazione) e controllare ogni 3 m, correggendone l'inclinazione ogni qual volta il filo tocchi le pareti del foro.

Una volta terminate le operazioni di rivestimento e cementazione l'interno dei tubi deve essere lavato con acqua pulita e lasciato pieno d'acqua.

La prova, la cui geometria di acquisizione può variare da caso a caso e che può essere eseguita posizionando i ricevitori o anche le sorgenti in foro, oppure entrambe in superficie sfruttando la presenza di un pendio, si sviluppa secondo le fasi di seguito descritte.

PROVA IN FORO

- Viene preparato il sistema di acquisizione dei dati, collegando separatamente ai canali del sistema i trasduttori di ogni singolo ricevitore e il sensore del *trigger*, alloggiato nella sorgente.
- La sorgente viene calata all'interno di uno dei fori a una profondità iniziale non superiore a 1.5 m, in corrispondenza della quale viene bloccata alle pareti del rivestimento.
- I ricevitori vengono posizionati nei rimanenti fori e progressivamente calati così che a ogni energizzazione corrisponda una serie di sensori e in modo tale che uno dei tre trasduttori sia orientato in direzione verticale (quello che capta nella loro massima ampiezza le onde SV) e gli altri in direzione orizzontale; anche in questo caso è necessario assicurare lo strumento alle pareti del rivestimento. I ricevitori devono essere dotati di un sistema di collegamento al terreno affidabile, mediante il quale sia possibile individuare e modificare l'orientazione dei trasduttori dalla superficie.
- Viene attivata la registrazione delle vibrazioni con un opportuno anticipo rispetto all'attivazione della sorgente. Questa fase di *pre-triggering* può essere evitata se la strumentazione garantisce la partenza della registrazione nell'istante di *time-break* all'attivazione del *trigger*.
- Viene innescata la sorgente producendo una sollecitazione verticale che, attivando il *trigger*, si propaga dalla sorgente verso i ricevitori orizzontalmente con vibrazioni di tipo P, quindi polarizzate nella direzione di propagazione, e vibrazioni, di tipo S, dirette perpendicolarmente alla direzione di propagazione e polarizzate sul piano verticale. Se l'energizzazione è fatta in onde SV è importante registrare il segnale mediante un trasduttore orientato in direzione verticale e un altro orientato orizzontalmente lungo la congiungente i due pozzi in modo tale da registrare entrambi le componenti dell'onda. Il tempo di registrazione deve essere tale da consentire la rappresentazione dei treni d'onda nella loro interezza.

- Viene quindi ripetuta la prova riproducendo la sollecitazione a una profondità superiore di non più di 1 m.
- Utilizzando una catena di idrofoni si procede spostando la sorgente in foro, altrimenti anche i ricevitori vanno spostati in modo che i raggi sismici formino un'intensa rete nell'area compresa tra sorgenti e ricevitori.

PROVA IN SUPERFICIE

- Viene preparato il sistema di acquisizione dei dati, collegando separatamente ai canali del sistema i trasduttori di ogni singolo ricevitore e il sensore del *trigger*, alloggiato nella sorgente.
- I ricevitori vengono posizionati lungo il pendio così che a ogni energizzazione corrisponda una serie di sensori e in modo tale che uno dei tre trasduttori sia orientato in direzione verticale (quello che capta nella loro massima ampiezza le onde SV) e gli altri in direzione orizzontale.
- Viene attivata la registrazione delle vibrazioni con un opportuno anticipo rispetto all'attivazione della sorgente. Questa fase di *pre-triggering* può essere evitata se la strumentazione garantisce la partenza della registrazione nell'istante di *time-break* all'attivazione del *trigger*.
- Viene innescata la sorgente producendo una sollecitazione verticale o orizzontale che, attivando il *trigger*, si propaga dalla sorgente verso i ricevitori orizzontalmente con vibrazioni di tipo P, quindi polarizzate nella direzione di propagazione, e vibrazioni, di tipo S, dirette perpendicolarmente alla direzione di propagazione e polarizzate sul piano orizzontale. Il tempo di registrazione deve essere tale da consentire la rappresentazione dei treni d'onda nella loro interezza.
- Viene quindi ripetuta la prova riproducendo la sollecitazione a una profondità maggiore.
- Si può procedere altresì posizionando i ricevitori in pozzo ed effettuando l'energizzazione in superficie. In questo caso, operando con onde di compressione (P) e potendo utilizzare una catena di idrofoni che copra l'intero pozzo, si procede spostando la sorgente superficie. Altrimenti, lavorando con onde di taglio, anche i ricevitori vanno spostati in modo che i raggi sismici formino una densa rete nell'area compresa tra sorgenti e ricevitori. Va rilevato che così operando, è possibile, analogamente a quanto visto per il Down-Hole, utilizzare onde SH.

3.4.3.4.2 Elaborazione dati

Le informazioni in input sono:

- geometria delle sorgenti e dei ricevitori;
- tempi di primo arrivo per differenti paia di sorgenti e ricevitori;
- modello iniziale di velocità:
 - a. mezzo omogeneo;
 - b. 1D: le velocità sono costanti o variabili linearmente in ogni strato;
 - c. 2D: le velocità non sono costanti.

Le informazioni di output sono:

- traiettorie dei raggi;
- istogrammi dei residui;
- modello definito di velocità.

La risoluzione del problema diretto per un raggio dato nello specificato modello, si esplica attraverso la seguente sequenza:

- calcolo dei primi tempi di arrivo da una sorgente a tutti i nodi della griglia (tempo di campo);
- calcolo dei raggi;
- inversione dei raggi: l'algoritmo richiede il tempo di campo per tutti i nodi; a questo scopo viene utilizzata un' interpolazione (lineare, parabolica).

Una volta risolto il problema diretto si può costruire l'istogramma dei relativi residui per valutare la bontà dei risultati:

$$(T_{obs} - T_{calc}) / T_{calc}$$

dove:

T_{obs} è il tempo osservato e T_{calc} è il tempo calcolato.

Può essere specificata una soglia dei residui: i dati con i rispettivi residui che eccedono in valore assoluto la soglia non sono considerati nella fase successiva.

Per la risoluzione del problema inverso vari metodi possono essere usati:

- Ricerca del minimo della funzione media: l'essenza di questo metodo è la contemporanea minimizzazione dei tempi di viaggio calcolati da un lato, e dall'altro delle velocità per le celle; il minimo è trovato attraverso il metodo del gradiente coniugato. Il principale inconveniente del metodo è connesso al fatto che le soluzioni nelle celle adiacenti sono indipendenti.
- Ricerca della più piccola funzione: la caratteristica di questo metodo è la mutua minimizzazione dei tempi di viaggio calcolati da un lato, e dall'altro delle differenze tra velocità per tutte le coppie di celle adiacenti; il minimo è trovato attraverso il metodo del gradiente coniugato; questa tecnica, che offre migliori risultati rispetto alla precedente, prende in considerazione il fatto che, i valori di velocità per celle adiacenti sono più facilmente simili.

La precisione di calcolo può essere aumentata mediante un processo iterativo. Infatti il risultato del problema inverso (modello di velocità calcolato) può essere preso come un nuovo modello iniziale; quindi l'elaborazione può continuare risolvendo un nuovo problema diretto.

3.4.3.4.3 Presentazione dei risultati

In questo tipo di prova è fondamentale fornire non solo il risultato finale, cioè il modello di velocità, ma anche il dato grezzo che è stato misurato dai trasduttori dei ricevitori e il criterio di elaborazione.

Quindi questo tipo di prova deve essere accompagnato da una relazione comprendente:

- la geometria d'acquisizione, l'ubicazione della prova (espressa in termini di coordinate planimetriche e altimetriche e riportata su un'apposita carta in scala 1:2.000);
- il numero, l'interasse, il diametro, la profondità dei fori (se presenti) in cui viene effettuata la prova, la loro ubicazione (espressa in termini di coordinate planimetriche e altimetriche e riportata su un'apposita carta in scala 1:2.000);
- le modalità di esecuzione, di rivestimento e di cementazione adottate;

- eventuali deviazioni dalla verticale dell'asse dei fori;
- la strumentazione adottata;
- le profondità a cui sono state effettuate le prove;
- i segnali registrati dai trasduttori dei ricevitori e il corrispondente segnale di *trigger*, specificando per ciascuno di essi la posizione o la profondità di prova, la direzione del trasduttore (verticale o orizzontale) e il ricevitore d'appartenenza; i segnali dovranno essere disponibili sia in forma cartacea, come grafici in cui sull'asse delle ascisse sia riportato il tempo (in ms) e sull'asse delle ordinate il segnale (in mV), sia in forma numerica su supporto Cd-rom;
- il criterio di elaborazione adottato per il calcolo della velocità;
- l'istogramma dei relativi residui

$$(T_{obs} - T_{calc}) / T_{calc}$$

T_{obs} = tempo osservato

T_{calc} = tempo calcolato

- percorso dei raggi calcolati.
- il diagramma che riporta le velocità delle onde di taglio calcolate (in m/s) sull'asse delle ascisse in funzione della profondità (in m) sull'asse delle ordinate

3.4.3.5 CONO SISMICO (*SEISMIC CONE PENETRATION TEST*)

Lo scopo della prova consiste nel determinare la velocità di propagazione delle onde di volume, di compressione (onde P) e di taglio (onde S), calcolandone il tempo a esse necessario per spostarsi tra due o più punti (sorgente e ricevitori) di cui è nota la distanza.

La prova del cono sismico si applica quando la profondità delle coperture da esplorare è superiore a qualche metro ed è raccomandabile soprattutto quando i risultati da ottenere devono essere di qualità e precisione da medie a buone e non si vuole ricorrere a indagini eccessivamente costose.

I limiti applicativi dell'indagine sono sostanzialmente i medesimi di una prova CPT standard (si faccia riferimento al paragrafo 3.4.4.2.6).

3.4.3.5.1 Schema esecutivo della prova

La prova può essere condotta secondo la procedura Down-Hole o secondo la procedura Cross-Hole, in entrambi i casi viene utilizzato un penetrometro a punta conica, sulla quale viene installato un geofono, che può essere così condotto all'interno del terreno alle profondità desiderate, senza l'esecuzione e la preparazione preliminare di uno o più fori.

A seconda che la sorgente venga posizionata sulla superficie del deposito da investigare o venga condotta alla medesima profondità del ricevitore, utilizzando sempre un penetrometro a punta conica che proceda nel terreno parallelamente al penetrometro su cui è installato il ricevitore, la prova SCPT sarà rispettivamente del tipo Down-Hole o Cross-Hole.

Le modalità esecutive dell'indagine e le modalità di elaborazione dati, quindi, saranno le medesime descritte nel paragrafo 3.4.3.3 per le indagini Down-Hole e nel paragrafo 3.4.3.3.2 per le prove Cross-Hole. L'unica differenza è relativa al sistema di ricezione dati che, nell'indagine SCPT secondo

un assetto Down-Hole, prevede una sola terna geofonica, invece della coppia di ricevitori prevista nell'indagine Down-Hole standard.

3.4.3.5.2 Presentazione dei risultati

In questo tipo di prova è fondamentale fornire non solo il risultato finale, cioè la velocità di propagazione delle onde S e P al variare della profondità, ma anche il dato grezzo che è stato misurato dai trasduttori dei ricevitori e il criterio di elaborazione e interpretazione adottato.

Quindi questo tipo di prova deve essere accompagnato da una relazione comprendente:

1. Una relazione generale in cui sono specificati:

- obiettivi delle indagini e contesto geologico delle aree investigate;
- piano di sicurezza dell'impresa e piano di controllo di qualità qualora l'impresa sia certificata;
- risultati delle indagini ed eventuali osservazioni.

La relazione generale deve essere fornita su supporto cartaceo o digitale.

2. Una relazione tecnica con documentazione, tabelle e grafici da cui risulti per ciascuna prova:

- l'interasse adottato tra l'asta-sorgente e l'asta-ricevitore nel caso di prova Cross-Hole, la distanza superficiale tra sorgente e asta-ricevitore nel caso di prova Down-Hole, le profondità raggiunte progressivamente durante la prova, l'ubicazione della verticale d'esplorazione (espressa in termini di coordinate planimetriche e altimetriche e riportata su un'apposita carta in scala 1:2.000);
- l'attrezzatura e le modalità d'avanzamento adottate per la penetrazione;
- eventuali deviazioni dalla verticale dell'asse dei fori, nel caso di procedura Cross-Hole;
- la strumentazione adottata;
- i segnali registrati dai trasduttori dei ricevitori e il corrispondente segnale di *trigger*, specificando per ciascuno di essi la profondità di prova, la direzione relativa e assoluta dei trasduttori dei ricevitori e il ricevitore d'appartenenza; i segnali dovranno essere disponibili sia in forma cartacea, come grafici in cui sull'asse delle ascisse sia riportato il tempo (in ms) e sull'asse delle ordinate il segnale (in mV), sia in forma numerica su supporto Cd-rom; in alternativa alla stampa di tutti i sismogrammi relativi alle diverse profondità di misura sarà possibile allegare la stampa delle tracce assemblate attraverso apposito software di elaborazione geofisica, di cui andrà fornita un'accurata descrizione delle caratteristiche in relazione; l'opzione di fornire il dato in forma aggregata è vivamente consigliata poiché permette la visualizzazione globale dell'andamento dei segnali in funzione della profondità, agevolando l'interpretazione ed elaborazione dati e il relativo controllo di qualità;
- il criterio di elaborazione adottato per il calcolo delle velocità, riportando, nel caso di prova in assetto Down-Hole, sia i tempi d'arrivo originali sia quelli corretti;
- una tabella che riporti i tempi d'arrivo originali e quelli corretti in funzione della profondità di misura, nel caso di prove SCPT – Down-Hole;
- un diagramma che riporti le dromocrone ricavate, dove sull'asse delle ascisse è riportato il tempo di arrivo corretto (in s) e sull'asse delle ordinate la profondità di misura in funzione della

profondità (in m), con indicazione dei segmenti interpolanti i punti di misura, dalla cui pendenza si ricava la velocità di propagazione (da riportare chiaramente);

- un diagramma a istogrammi in cui vanno riportate le velocità calcolate (in m/s) in funzione della profondità (in m);
- la documentazione fotografica relativa alle fasi di esecuzione della prova. Sarà opportuno che risultino visibili gli strumenti di energizzazione e il contesto ambientale.

La relazione tecnica e la documentazione fotografica devono essere fornite su supporto cartaceo e digitale.

3. Le registrazioni di campagna

le registrazioni devono essere su supporto digitale.

3.4.3.6 INDAGINI GEOELETTRICHE

I metodi di prospezione elettrica possono essere divisi tra quelli che utilizzano correnti naturali (metodo dei potenziali spontanei, metodo tellurico) e metodi che utilizzano correnti artificiali (metodo della polarizzazione indotta, metodo della resistività). Di seguito verrà descritto solo il metodo della resistività che risulta essere il più utilizzato.

La prova trova il suo fondamento sul fatto che le rocce sono in grado di condurre corrente; tale capacità viene espressa dalla conducibilità elettrica o dal suo inverso la resistività (ρ) espressa in ohm·m. Lo scopo della prova consiste quindi nel caratterizzare dal punto di vista elettrico, tramite la misura della resistività ρ , le unità litologiche presenti nel sito di indagine e la ricostruzione delle loro geometrie nel sottosuolo (profondità e spessori). A causa del fatto che il terreno solo in prima approssimazione può essere considerato omogeneo e isotropo, il parametro che in realtà viene ricavato è la resistività apparente ρ_a legata da relazioni complesse alla resistività vera e agli spessori degli strati interessati dall'indagine. Nell'ambito del metodo della resistività, tale parametro può essere misurato attraverso le seguenti tecniche principali: Sondaggio elettrico Verticale (SEV), Profilo di Resistività (PR) nonché mediante tecniche pseudotomografiche.

La prova trova applicazione nella ricostruzione di successioni stratigrafiche in cui siano presenti terreni molto differenti con contrasti di resistività elevati (ghiaie – argille; argilliti – calcari; ecc.). Mentre il SEV, risulta particolarmente utile nella determinazione di successioni elettro-stratigrafiche fino a notevoli profondità, il PR viene generalmente utilizzato nella determinazione di variazioni laterali di resistività apparente. Le tecniche pseudotomografiche teoricamente possono risolvere sia le elettrostratigrafie sia le variazioni laterali di resistività. Nella Tabella 3.4-6 è riportato l'ordine di grandezza delle resistività reali per alcuni tipi di acqua e alcuni tipi di rocce.

Mentre i limiti metodologici sono sufficientemente noti sia per i SEV sia per i PR, meno lo sono per la tomografia elettrica. In ogni caso quest'ultima presenta limiti dovuti alla eterogeneità dei materiali da cui deriva l'*aliasing* spaziale che condiziona le soluzioni date dai modelli di inversione.

Estrema cautela e opportuni accorgimenti devono essere prestati nell'applicazione delle prove in aree urbanizzate per la presenza di sottoservizi, condutture metalliche interrate, linee elettriche di corrente continua, reti ferroviarie, reti elettriche di alta tensione, disturbi questi che possono influire significativamente sulla qualità delle misure e sull'attendibilità dei risultati.

Tabella 3.4-6 - Resistività reale per alcuni tipi di acque e rocce (da Astier, 1971).

ACQUA - ROCCE	RESISTIVITÀ (ohm-m)
Acqua di mare	0.2
Acqua di depositi alluvionali	10 - 30
Acqua di sorgente	50 - 100
Sabbia e Ghiaia asciutta	1000 - 10000
Sabbia e Ghiaia imbibita di acqua dolce	50 - 500
Sabbia e Ghiaia imbibita di acqua salata	0.5 - 5
Argilla	2 - 20
Marna	20 - 100
Calcare	300 - 10000
Quarzite	300 - 10000
Cineriti e tufi vulcanici	20 - 100
Lave	300 - 10000
Scisti grafitici	0.5 - 5
Scisti argillosi o alterati	100 - 300
Scisti intatti	300 - 3000
Gneiss e Granito alterato	100 - 1000
Gneiss e Granito intatto	1000 - 10000

3.4.3.6.1 Schema esecutivo della prova

La prova consiste nell'immettere, in un terreno di resistività apparente ρ_a , mediante cavi elettrici collegati a un elettrodo puntuale A, una corrente continua di intensità; considerando un elettrodo di ritorno B a una distanza da A, attraverso la legge di Ohm è possibile calcolare il potenziale V_M in un punto generico M:

$$V_M = \rho_i / 2\pi (1/AM - 1/BM)$$

Più in generale, se consideriamo un quadripolo AMNB la differenza di potenziale che risulta ai capi degli elettrodi di potenziale M e N sarà:

$$V = V_M - V_N$$

$$\Delta V = 1/2\pi (1/AM - 1/AN - 1/BM + 1/BN) \rho_i$$

e quindi:

$$\rho = K (\Delta V/I)$$

dove K , costante geometrica del dispositivo, è pari a:

$$K = 2\pi (1/AM - 1/AN - 1/BM + 1/BN)$$

e dipende esclusivamente dalle posizioni relative dei quattro elettrodi di misura.

La strumentazione utilizzata per questo tipo di prove si deve comporre delle seguenti parti:

- sistema sorgente
- sistema ricezione
- sistema di misura
- sistema di comunicazione
- sistema di posizionamento

La potenza del sistema di energizzazione, di tipo meccanico (generatore) o a batterie in serie, deve essere proporzionata alle profondità di indagine e al contesto di lavoro; in contesti caratterizzati da bassi valori di potenziale spontaneo, si può operare con piccola potenza; nel caso contrario si renderà necessario utilizzare sistemi con gruppi elettrogeni ed elevatori di tensione.

A titolo indicativo si può indicare il limite di 1.0 mV come segnale accettabile agli elettrodi MN, mentre segnali più piccoli devono essere confermati da più serie di letture ripetute e in ogni caso univocamente determinati.

La corrente immessa deve essere continua o a onda quadra.

Per ciò che riguarda il sistema di ricezione, i cavi devono essere in rame-acciaio (il rame per le sue ottime proprietà conduttive, l'acciaio per la sua resistenza alla trazione) perfettamente isolati, evitando il più possibile le giunture e con una sezione proporzionale alla lunghezza dello stendimento. Gli elettrodi AB possono essere realizzati in qualsiasi materiale conduttivo (ferro, acciaio, ecc.). Per migliorare il passaggio della corrente nel terreno è necessario realizzare anche delle rose di picchetti e imbibire il terreno di acqua salata. In presenza di rocce particolarmente resistive, si renderà inoltre necessario l'utilizzo di elettrodi di corrente anche delle dimensioni di un metro di altezza con diametri di 2-3 centimetri. Gli elettrodi di potenziale MN devono essere di rame elettrolitico. Sono ammesse le sonde impolarizzabili Cu-CuSO₄ in casi particolari.

Riguardo le geometrie d'indagine, è buona norma che il programma sia impostato in modo che per i SEV la loro distanza (D) non sia superiore alla profondità (H), ma rimanendo entro valori di D/H pari a circa 0.5. Per le dimensioni delle stese in rapporto alle profondità di indagine viene indicato un rapporto pari a 1/6. Per quanto riguarda le geometrie di acquisizione (Figura 3.4-36), per i SEV i dispositivi di misura che possono essere utilizzati sono il dispositivo Wenner, Schlumberger (sia in versione quadripolare sia tripolare) e subordinatamente il Dipolo-Dipolo; in particolare nel dispositivo Schlumberger il rapporto AB/MN deve essere mantenuto grande e comunque compreso tra 4 e 20; a questo proposito le misure di resistività dovranno essere eseguite con progressione quasi-logartimica dei valori di AB/2 a partire da distanze non superiori a 3 m e incremento tale da portare ad almeno 7 punti per decade.

Per i profili di resistività, il valore della resistività apparente viene misurato con l'aiuto di un quadripolo AMNB di lunghezza costante su stazioni di misura allineate e regolarmente spaziate.

Le metodologie più comunemente utilizzate sono con AB mobile e AB fisso. Nel primo caso verrà utilizzato il quadripolo AMNB rettilineo simmetrico o asimmetrico. Nel secondo caso le misure saranno eseguite su dei profili paralleli ad AB fisso.

Il sistema di misura di tipo analogico o digitale deve permettere la compensazione dei potenziali spontanei e lettura dei valori dopo un sufficiente numero di *stacking*. Lo strumento deve poter sostenere una tensione di 500 V in corrente continua e permettere misure di corrente di oltre 1A. L'impedenza d'ingresso sul cir-

cuito di potenziale MN deve essere maggiore di $1\text{ M}\Omega$ e il millivoltmetro deve essere in grado di misurare differenze di potenziale da qualche volt a qualche centesimo di millivolt.

Per ciò che riguarda il circuito di corrente AB, il milliamperometro, di buona qualità, deve essere in grado di misurare correnti che vanno dal milliampere a qualche ampere. I sistemi di comunicazione radio-telefonici si rendono necessari per ovi motivi di sicurezza nel caso di stendimenti molto lunghi o in generale quando la visibilità tra operatore e componenti della squadra è difficile.

Per un corretto allineamento e posizionamento dei punti di immissione corrente e di ricezione è necessario specificare il tipo di strumentazione utilizzata (bussola, GPS, ecc.) e/o il tipo di tecnica adottata.

Dopo aver individuato un'area sufficientemente idonea per l'esecuzione della prova, vengono ben infissi nel terreno gli elettrodi di corrente e quelli di potenziale secondo la tipologia di prova e il dispositivo ritenuto più idoneo allo scopo dell'indagine.

Si predispongono quindi i cavi di collegamento e si invia corrente ai capi del circuito AB misurando la differenza di potenziale ai capi del circuito MN. In funzione della costante geometrica K viene ricavata la resistività apparente (ρ_a) relativa a quella determinata posizione degli elettrodi.

I valori di resistività apparente così ottenuti (riferiti al centro O del sondaggio) vengono riportati in tempo reale su un grafico di campagna a scala bilogaritmica in funzione della lunghezza $AB/2$.

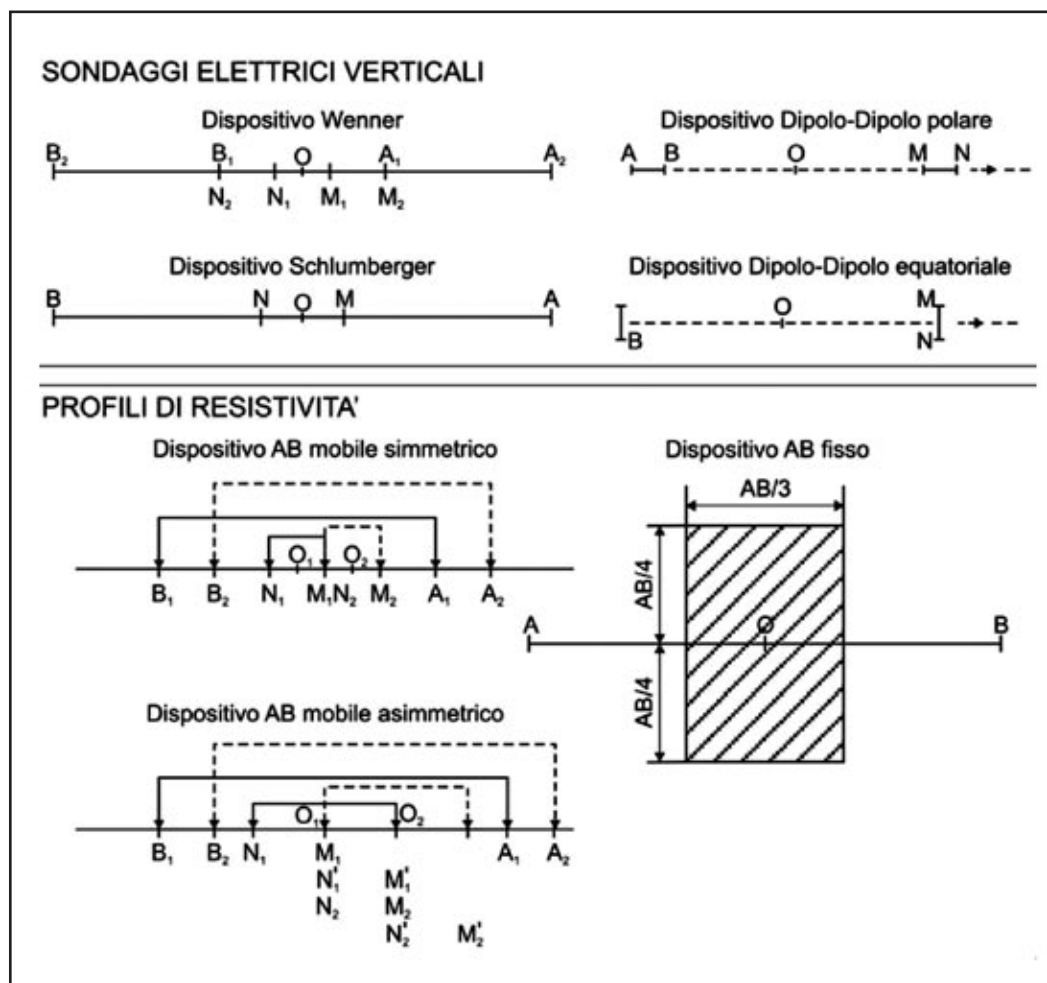


Figura 3.4-36 - Esempi di dispositivi di misura.
Da Astier, 1971 (mod.).

3.4.3.6.2 Elaborazione dati

Per l'elaborazione è consentito operare sia in maniera indiretta che diretta. Nel caso di interpretazione di tipo indiretto, dopo opportuno lisciaggio della curva di campagna e confronto, mediante abachi, con sondaggi e profili teorici, sarà cura dell'operatore produrre una curva di campagna, una curva lisciata e una curva relativa al modello di *best-fitting* (il che implica l'utilizzo di un software appropriato).

La discrepanza tra queste due ultime curve dovrà essere contenuta entro il 4% e l'errore relativo al singolo punto non potrà superare l'8%. Nel caso di interpretazione diretta, questa è consentita solo quando è conosciuto in modo abbastanza dettagliato il contesto litologico della zona di studio.

Il risultato finale è quello della realizzazione di sezioni elettrostratigrafiche mediante l'interpolazione dei valori di resistività e spessore ottenuti.

3.4.3.6.3 Presentazione dei risultati

Per le indagini svolte dovrà essere fornita:

1. Una relazione generale in cui sono specificati:
 - a. obiettivi delle indagini e contesto geologico delle aree investigate desunte dal programma preliminare redatto e fornito al committente;
 - b. Piano di sicurezza dell'impresa che per questo tipo di indagine si rende necessario soprattutto quando correnti e tensioni in gioco sono elevate, e piano di controllo qualità qualora l'impresa è certificata;
 - c. risultati delle indagini ed eventuali osservazioni.

La relazione generale deve essere consegnata su supporto cartaceo e digitale.

2. Una relazione tecnica con documentazione relativa alla strumentazione e alla geometria di acquisizione utilizzata:
 - caratteristiche tecniche del sistema sorgente in riferimento all'utilizzo di batterie, generatore o elevatore di tensione;
 - caratteristiche tecniche dello strumento di misura, in cui compaiano marca, modello, anno di fabbrica, revisioni e tarature effettuate, se di tipo analogico o digitale, voltaggio e amperaggio massimo sostenuto, l'impedenza di ingresso al circuito MN;
 - caratteristiche tecniche del sistema di ricezione in riferimento agli elettrodi, indicandone il materiale e le dimensioni, e ai cavi utilizzati indicandone la resistenza.
3. Una relazione tecnica con documentazione, tabelle e grafici da cui risulti per ciascuna prova:
 - a. descrizione delle procedure eseguite;
 - b. la planimetria su base CTR in scala 1:5.000, ove esistente, per un inquadramento di massima e per una visione più generale del sito di indagine e della ubicazione delle prove. In alternativa sarà utilizzata una planimetria CTR in scala 1:10.000;
 - c. la planimetria su base CTR 1:2.000 ingrandita in scala 1:1.000 con l'ubicazione dell'area di indagine e delle prove eseguite;

- d. uno schema dettagliato delle prove al fine di caratterizzare la geometria di acquisizione adottata: per i SEV dovranno essere indicati, il tipo di dispositivo utilizzato, il centro del dispositivo, la lunghezza totale dello stendimento (lunghezza massima di AB raggiunta), le distanze delle posizioni relative degli elettrodi di corrente AB e di potenziale MN (scansioni di misura), orientazione; per il Dipolo-Dipolo andrà indicato il tipo di dipolo (se generico, indicare gli angoli e tutte le distanze necessarie per caratterizzarlo), la lunghezza di AB e MN, le posizioni relative dei centri di AB e MN (scansioni di misura), orientazione e verso di movimento. Per i PR andranno riportate le scansioni dei punti centrali dei dispositivi AB e MN, azimut e verso di movimento. Per ogni prova andranno fornite le coordinate geografiche; per i SEV del centro del dispositivo, per i PR punto di inizio e di fine del profilo;
- e. in ogni caso andrà fornito il quaderno di campagna, completo di giorno, mese e anno dell'acquisizione, dove sarà riportato, per ogni punto di misura, oltre alla resistività, la differenza di potenziale in MN e corrente in AB, la tensione applicata agli elettrodi AB, il tipo di sorgente utilizzato (generatore, tipo di batterie, ecc.) e la curva di campagna;
- f. caratteristiche del software utilizzato per l'elaborazione diretta o, nel caso di interpretazione indiretta, indicazione degli abachi e del programma di ottimizzazione delle curve utilizzati; in questo secondo caso deve essere fornita la stampa della curva di campagna, della curva lisciata e della curva relativa al modello di *best-fitting*;
- g. nel caso di sezioni pseudotomografiche, le caratteristiche del software utilizzato per l'elaborazione;
- h. la profondità e relative resistività degli strati;
- i. la sezione elettrostratigrafica. In essa dovranno essere indicati i valori di resistività, la topografia, lo spessore degli elettrostrati individuati;
- j. la sezione litostratigrafia interpretativa finale con una legenda in cui sono indicati i diversi litotipi individuati sulla base della cartografia geologica e geomorfologia fornita dal committente. La sezione litostratigrafia dovrà essere eseguita per tutta l'area corrispondente alla profondità indagata e dovrà contenere dei riferimenti topografici (corsi d'acqua, toponimi, edifici, strutture) che siano finalizzati alla corretta localizzazione della sezione nella zona in oggetto;
- k. restituzione di mappe di resistività a varie profondità; queste ultime da decidere in accordo con la committenza;
- l. una relazione relativa ai risultati e alle conclusioni raggiunte;
- m. la documentazione fotografica relativa alle fasi di esecuzione della prova.

Le relazioni tecniche devono essere prodotte su supporto cartaceo e digitale.

3.4.3.7 INDAGINI DI SISMICA PASSIVA

3.4.3.7.1 Premessa

Tra le metodologie sveditive finalizzate alla determinazione della funzione di amplificazione utilizzando rumore ambientale anziché terremoti (Lermo e Chavez-Garcia, 1994), vi è il metodo Nakamura (Nakamura, 1989). Questo è basato sul calcolo dei rapporti spettrali tra la componente verticale e quella orizzontale del segnale registrato (rapporto H/V), e consente di determinare la frequenza di risonanza

di un sito utilizzando il rumore ambientale (microtremore, ovvero rumore ambientale a corto periodo) nell'ipotesi che lo spettro della componente verticale simuli quello di un rumore bianco.

Attraverso un sistema di acquisizione composto da un sensore a tre componenti (verticale, Est-Ovest e Nord-Sud), da un convertitore analogico digitale e da un GPS si registrano finestre di rumore ambientale dalle quali è possibile elaborare i rapporti H/V . Tali rapporti presentano un comportamento differente a seconda del sito considerato, mostrando a seconda dei casi un picco di amplificazione in corrispondenza della frequenza fondamentale del sito.

È importante sottolineare come in contesti geologico-tecnici semplici la tecnica Nakamura fornisca l'esatto valore della frequenza fondamentale, dimostrando peraltro che essa dipende da alcune caratteristiche dei litotipi di indagine; tra le più importanti si ricordano lo spessore delle coltri di copertura e i differenti parametri geotecnici e geofisici che definiscono il contrasto tra i litotipi.

Pare ormai chiaro, invece, come questa tecnica sperimentale, nella maggior parte dei casi, non consenta l'individuazione di eventuali fenomeni di amplificazione topografica e di effetti di amplificazione bidimensionale (es. effetti di bacino). I valori di amplificazione ottenuti dall'analisi di misure di microtremore (rumore ambientale a corto periodo inferiore a 5 secondi) in un'area di indagine, elaborate con la tecnica sopra descritta, devono essere interpretati in relativo, ovvero riconoscendo quali siti amplificano più di altri in funzione delle misure effettuate, senza però poter definire quale sia l'amplificazione "assoluta" su ogni sito.

In altre parole, la stima dell'effetto di amplificazione locale attraverso la metodologia Nakamura risulta comunque incompleta in quanto il metodo è potenzialmente in grado di fornire informazioni relative alla frequenza di risonanza di un sito.

Recenti studi (Lermo e Chavez-Garcia, 1993; Lachet e Bard, 1994; Bard, 1998; Bindi *et al.*, 2000; Parolai *et al.*, 2002; Parolai *et al.*, 2004) hanno dimostrato che per ottenere il valore reale dell'amplificazione è necessario effettuare il calcolo dei rapporti spettrali sui terremoti; questo perché durante un evento sismico il terreno viene sollecitato in maniera differente, essendo coinvolti differenti tipi di onde sismiche, rispetto al rumore ambientale che si ipotizza essere caratterizzato dalle sole onde superficiali, generate da sorgenti locali ed escludendo qualsiasi sorgente profonda.

Di seguito verrà discussa in dettaglio la tecnica, con l'intento di porre in risalto i principali vantaggi, limitazioni e potenzialità di questa metodologia.

3.4.3.7.2 Schema esecutivo della prova e processing dei dati

Tralasciando la descrizione dei concetti teorici alla base del metodo, peraltro già ampiamente illustrati nella letteratura specializzata, è importante focalizzare l'attenzione sulle procedure operative necessarie per una corretta acquisizione e analisi dei dati.

Al fine di effettuare campagne di misura sperimentali necessarie per la determinazione della risposta sismica locale è indispensabile, infatti, definire delle linee guida che descrivano la procedura di installazione, registrazione ed elaborazione dei dati in modo da ottenere risultati (ovvero rapporti H/V) analiticamente corretti.

All'interno di una analisi di microzonazione oltre alle linee guida necessarie per la ricostruzione geologico-tecnica e la caratterizzazione geomeccanica (indagini sismiche in foro, prove Down-Hole,

indagini Cross-Hole, misure SASW-FK, prospezioni sismiche a rifrazione, prospezioni con il metodo geoelettrico) bisogna stabilire un percorso corretto e affidabile per l'effettuazione di misure di microtremore in campo libero (tecniche HVSR o di Nakamura).

È possibile prevedere la seguente procedura, peraltro già adottata anche in alcuni contesti regionali:

1. Definizione di tutti i siti caratterizzati da diverse situazioni morfologiche o geo-litologiche ed esecuzione di una misura HVSR per ciascun sito. Le misure dovranno essere effettuate su terreno libero, in aree adiacenti agli edifici ma a distanza da essi preferibilmente pari all'altezza degli stessi (in modo da evitare l'interferenza della struttura sulla misura).
2. Utilizzo di una strumentazione idonea composta da geofoni a 3 componenti (orientati in modo da avere le componenti N-S, E-O e Verticale) di frequenza naturale uguale (o inferiore) a 1 Hz.
3. Registrazione di finestre di rumore di almeno 30 minuti utilizzando un campionamento non inferiore a 125 Hz (passo di campionamento non superiore a 8 ms).
4. Controllo dell'accoppiamento sensore-terreno che deve essere ottimale. Dove possibile è consigliato l'interramento del sensore (in SESAME, 2004 sono indicate diverse analisi mirate alla definizione dell'influenza del luogo e della tipologia di appoggio del sensore).
5. verifica delle condizioni meteorologiche: è bene evitare giornate piovose e/o ventose.

Come indicato anche dalle linee guida fornite nell'ambito del progetto SESAME (2004), il *processing* dei dati potrà essere effettuato nel seguente modo:

1. suddivisione della finestra di registrazione completa (di almeno 30 minuti) in sotto-finestre di almeno 120 secondi (la lunghezza della finestra dipende dal valore minimo di frequenza che si è interessati a campionare);
2. eliminazione delle sotto-finestre eventualmente contenenti transienti (la procedura indicata in SESAME, 2004 prevede un'analisi basata sul rapporto *Sta/Lta* in grado di riconoscere la parte stazionaria del microtremore registrato escludendo le porzioni di segnale contenenti transienti per esempio legati a sorgenti specifiche prossime al sensore come passi o passaggio di automobili);
3. utilizzo delle FFT (*Fast Fourier Transform*) per il computo degli spettri includendo l'operazione di *tapering* (l'utilizzo della FFT è convenzionalmente consigliato, però è necessario ricordare che tale metodo in presenza di transienti fornisce degli spettri che possono essere non corretti; per questo motivo, se lo *step* precedente non è stato effettuato, è sempre necessario analizzare gli spettri calcolati eliminando le sotto-finestre che mostrano un andamento anomalo rispetto al comportamento medio; ultimamente si stanno testando delle nuove metodologie basate sull'utilizzo dello spettro di potenza al posto dello spettro di Fourier calcolato tramite FFT);
4. lisciamento (*smoothing*) degli spettri utilizzando diverse tecniche. Le più utilizzate sono la Konno-Ohmachi *smoothing window*, valida soprattutto per analizzare frequenze inferiori a 1 Hz e la Hanning *smoothing window*, valida per frequenze superiori a 1 Hz;
5. facoltativo: calcolo della componente orizzontale media ottenuta preferibilmente mediando (media geometrica) le due componenti orizzontali E-O e N-S;
6. calcolo del rapporto spettrale *H/V* (o dei rapporti *NS/V*, *EO/V*) per ciascuna sotto-finestra selezionata;

7. stima del valor medio della curva H/V e della sua deviazione standard (generalmente si considera il valor medio ± 1 sigma ma è anche possibile considerare 3 sigma in modo da avere una stima più completa dell'errore associato a ciascuna frequenza).

I risultati forniti devono essere comprensivi sia dei rapporti spettrali H/V sia degli spettri iniziali non processati in modo da valutare anche a posteriori l'effettiva qualità di un rapporto spettrale (per esempio la presenza di rumori industriali monocromatici caratterizzati da picchi stretti visibili negli spettri originali può creare artefatti all'interno della curva H/V).

Calcolati per ciascun punto di misura i relativi rapporti spettrali H/V , è necessario passare all'interpretazione dei risultati:

- riconoscimento e definizione dei picchi significativi: le linee guida del progetto SESAME (2004) forniscono una serie di criteri che permettono di definire il livello di affidabilità della misura e di identificare il picco significativo (uso di test statistici opportuni);
- interpretazione dei risultati: un'analisi di rapporti spettrali basata sul metodo Nakamura non può essere utilizzata per definire la risposta sismica locale, anche se limitatamente alla stima della frequenza di risonanza di un suolo, senza che sia possibile validare i risultati attraverso altre tecniche come i metodi H/V basati su fasi S sismiche o i metodi RST (metodi con stazione di riferimento) o modelli 1D basati su dati desunti da indagini geofisico-geotecniche di esplorazione geologica del sottosuolo.

In relazione a quest'ultimo aspetto, è stato ampiamente dimostrato come la tecnica Nakamura fornisca risultati quando l'assetto sismostratigrafico del sottosuolo sia caratterizzato da contrasti di impedenza significativi fra i depositi di copertura e il substrato sismico (es. > 2.5 , Parolai *et al.*, 2002); in questi casi, il picco H/V può essere utilizzato per definire la frequenza fondamentale di risonanza del sito ma non le armoniche superiori (l'ampiezza del picco H/V , invece, non è direttamente relazionabile alla effettiva amplificazione).

In presenza di gradienti di velocità regolari senza significativi contrasti di impedenza la metodologia Nakamura generalmente non riesce a evidenziare alcun picco di amplificazione. Inoltre nelle condizioni in cui il substrato sismico ovvero il contrasto di impedenza più significativo sia molto profondo (con picchi teorici di risonanza inferiori a 1 Hz) è possibile non riuscire a estrapolare dai rapporti H/V alcun picco significativo.

Inoltre, la presenza di effetti bidimensionali nell'assetto geologico sepolto può invalidare completamente i risultati dell'analisi H/V . Infine, la tecnica di Nakamura non consente l'individuazione di eventuali fenomeni di amplificazione topografica.

3.4.3.7.3 Alcuni esempi di applicazione

A titolo di esempio, si riportano i risultati della campagna svolta su un'area in cui le indagini di esplorazione del sottosuolo evidenziano elevati spessori delle coperture sismiche, caratterizzate da depositi fluvio-lacustri. L'analisi del dato viene complicata anche dalla presenza, nelle sottofinestre utilizzate in fase di *processing*, di disturbi ambientali derivanti dalla elevata antropizzazione delle aree d'indagine, ricadenti in contesti caratterizzati dalla presenza di attività industriali (Figura 3.4-37).

Nelle medesime aree, l'esplorazione del sottosuolo attraverso indagini sismiche, sia in superficie (sismica a rifrazione in onde P e SH) sia in foro (prove Down-Hole in onde P e SH), ha dato, invece, buoni risultati (anche nei pressi di aree industriali), grazie a una corretta impostazione e successiva applicazione delle modalità di acquisizione del segnale sismico.

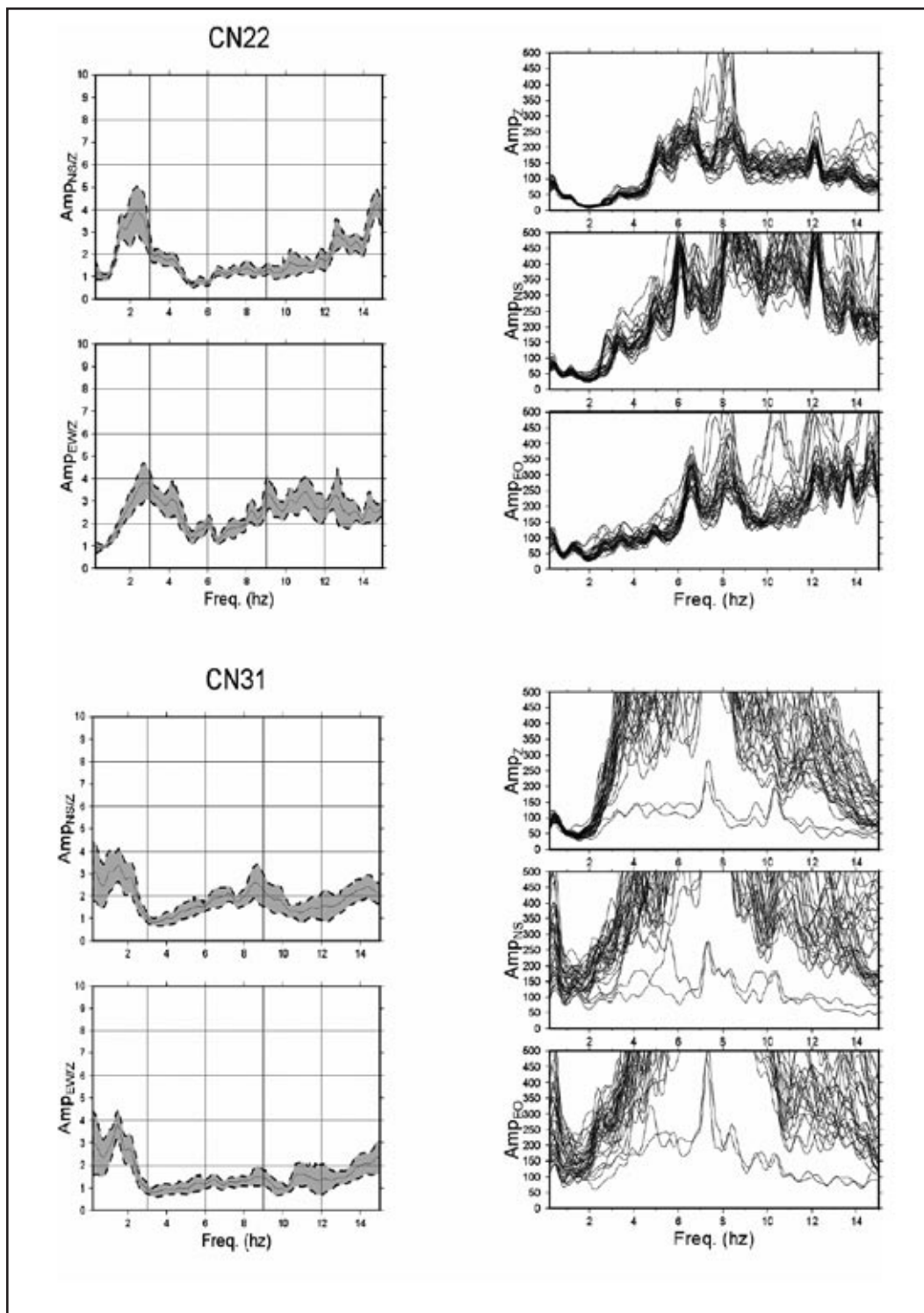


Figura 3.4-37 - Risultati di alcune analisi di microtremori effettuate nell'ambito del Programma VEL.

3.4.3.7.4 Osservazioni conclusive: limiti di applicabilità

La tecnica proposta da Nakamura, 1989 (*noise*) può essere usata per valutazioni speditive dei fenomeni di amplificazioni locale. In particolare il rapporto H/V può essere utilizzato per la stima della frequenza fondamentale di vibrazioni del terreno o, alternativamente, dello spessore H delle coltri. Tuttavia è sempre necessario considerare alcuni importanti aspetti legati all'applicabilità del metodo:

- l'ampiezza del picco H/V non è direttamente relazionabile alla effettiva amplificazione (può essere talora assunta come limite inferiore);
- la presenza di effetti bidimensionali può invalidare totalmente i risultati di una analisi H/V . In particolare la generazione di onde diffratte può portare a una amplificazione della componente verticale;
- la tecnica di Nakamura non consente l'individuazione di eventuali fenomeni di amplificazione topografica;
- rapporti H/V possono essere influenzati dalla natura del *noise* (da cui la necessità di ripetere le misure effettuate per esempio in condizioni meteorologiche particolari).
- inoltre, i metodi HVSR presentano delle limitazioni in presenza di stratificazioni caratterizzate dai seguenti aspetti:
 - profondità del substrato sismico: profondità superiori a 100 m comportano delle frequenze caratteristiche dell'ordine di 1 Hz o inferiori con conseguente necessità di uso di sensori a bassa frequenza;
 - i contrasti di velocità (impedenze acustiche) debbono essere piuttosto significativi, tanto questi sono minori e a forte stratificazione tanto più la determinazione della frequenza caratteristica del sito risulta di difficile identificazione;
 - mezzi con alternanze sottili di strati a diversa rigidità spesso sfuggono all'indagine.

Inoltre, le caratteristiche del *noise* possono in alcuni casi portare all'inapplicabilità del metodo HVSR, come la presenza di sorgenti molto coerenti derivanti da macchine vibranti (pompe) con frequenze monocromatiche o presenza di *noise* variabile significativamente nel tempo con presenza di alternanze di *spikes* con *noise*. Pertanto, in base alle suddette considerazioni, l'utilizzo di misure di rumore sismico può essere destinato alla ricostruzione speditiva della distribuzione delle frequenze caratteristiche nei vari punti di misura, ma soltanto a seguito della taratura fornita da una dettagliata ricostruzione dell'assetto geologico-geomorfologico a scala di dettaglio sia tramite rilievo di superficie, sia per mezzo di metodologie multidisciplinari di esplorazione del sottosuolo.

È inoltre consigliato un confronto dei risultati ottenuti tramite rumore ambientale con le funzioni di trasferimento derivate attraverso l'applicazione di tecniche a singola stazione (H/V) o a stazione di riferimento (H/H_{ref}) basate sull'analisi di terremoti.

Da tale confronto è possibile valutare l'effettiva affidabilità e accuratezza dei parametri legati all'effetto di sito, determinati attraverso il metodo Nakamura.

A tal proposito in Figura 3.4-38 è illustrato, per una stazione di monitoraggio, il confronto tra i risultati di analisi di microtremore (H/V su finestre di rumore) con misure basate sull'analisi di terremoti, con tecnica sia a stazione singola (H/V su terremoti), sia a stazione di riferimento (H/H_{ref} su terremoti).

La buona correlabilità, in termini spettrali, anche nei confronti delle analisi dinamiche 1D e 2D, svolte sulla base della caratterizzazione geologico-geotecnica-geofisica condotta, dimostra la buona applicabilità del metodo nel sito in oggetto.

L'utilizzo, invece, delle suddette misure per la ricostruzione sismostratigrafica del sottosuolo appare, allo stato attuale, confinato in un ambito sperimentale, senza fornire le garanzie scientifiche necessarie per un utilizzo applicativo dei dati acquisiti, soprattutto in un contesto regionale in cui sono state frequentemente riscontrate le suddette limitazioni geologico-tecniche per l'applicazione del metodo.

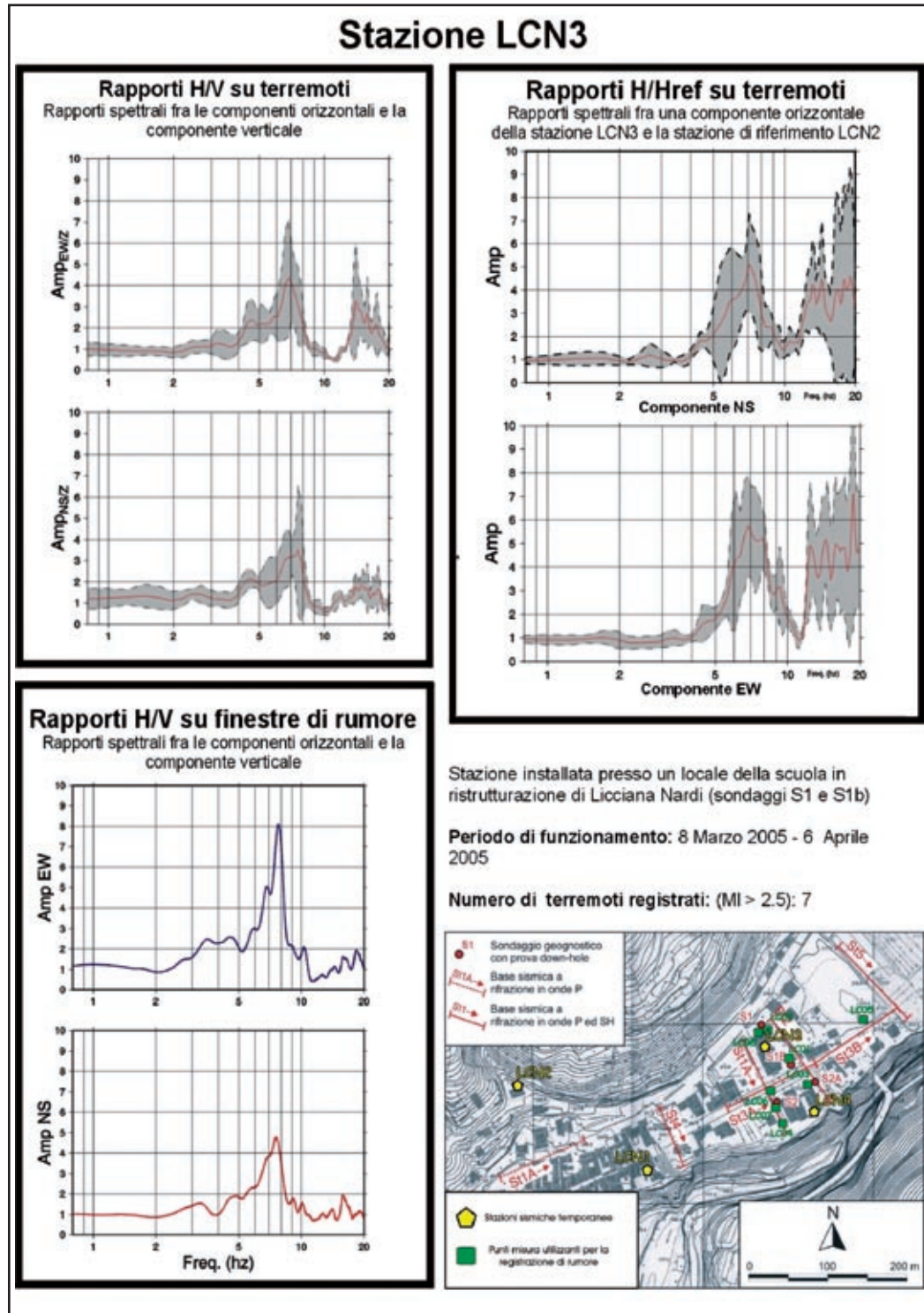


Figura 3.4-38 - Confronto tra misure di *noise* e misure di terremoti.

3.4.3.8 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Astier J.L. (1971) – *Geophysique appliquee a l'hydrogeologie*. MASSON & CIE, Parigi.
- Bard P.Y. (1998) - Microtremor measurement: a tool for site effect estimation? *Second International Symposium on the effects of the surface geology on the seismic motion*, EGS98-Japan.
- Barsanti P., D'Intinosante V., Ferrini M. & Signanini P. (2000) – Note sulla sismica a rifrazione con onde di taglio per la caratterizzazione sismica dei terreni. *Atti del XIX Convegno Nazionale GNGTS*, Roma.
- Bindi D., Parolai S., Spallarossa D. and Cattaneo M. (2000) - Site effects by H/V ratio: comparison of two different procedures, *Journal of Earth. Eng.*, 4, n. 1, 97-113 pp.
- Bourbie, T., Coussy, O., and Zinszner, B. (1987) – *Acoustics of Porous Media*. Gulf Publishing Co, Houston.
- Cherubini C., D'Intinosante V., Ferrini M., Rainone M.L., Puccinelli A., D'Amato Avanzi G., Signanini P. & Vessia G. (2004) -, Valutazione della risposta sismica locale attraverso l'applicazione di metodologie multidisciplinari comparate: gli esempi di Fivizzano e Licciana Nardi (Toscana Settentrionale). *XI Congresso Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia"*, Genova 25-29 gennaio 2004.
- Foti S., Lo Presti D., Pallata O., Rainone M.L. & Signanini P. (2001) – Indagini geotecniche e geofisiche per la caratterizzazione del sito di Castelnuovo G.na (Lucca). *Rivista Italiana di Geotecnica*.
- Fowler C.M.R. (1990) – *The Solid Earth: an introduction to global geophysics*. Cambridge University Press.
- Gasperini M. & Signanini P. (1983) – Il metodo "Down-Hole" per la misura delle onde sismiche delle terre. *Rassegna Tecnica del Friuli Venezia Giulia*, N. 4, 35-37.
- Lachet C., Bard P.Y. (1994) - Numerical and theoretical investigations on the possibilities and limitations of Nakamura's technique. *Journals of Physics of the Earth*, 42, 377-397 pp.
- Lermo J. & Chavez-Garcia F.J. (1994) - Are microtremor useful in site response evaluation? *Bull. Seism. Soc. Am.* 84, 1350-1364.
- Lermo J., Chàvez-García F.J. (1993) - Site effects evaluation using spectral ratios with only one station. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 83, n. 5, 1574-1594 pp.
- Mancuso C. (1996) – *Misure dinamiche in sito. Applicazioni geotecniche*. Argomenti di Ingegneria Geotecnica. Hevelius Edizioni.
- Nakamura Y. (1989) - A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. *QR Railway Tech. Res. Inst.* 30, 1, 25-33.
- Parolai S., Bormann P. & Milkereit C. (2002) - New relationships between V_s , thickness of the sediments and resonance frequency calculated by means of H/V ratio of seismic noise for Cologne area (Germany). *Bull. Seism. Soc. Am.* 92 (6), 2521-2527.
- Parolai S., Bormann P., Milkereit C. (2001) - Assessment of the natural frequency of the sedimentary cover in the Cologne area (Germany) using noise measurements. *Journal of Earth. Eng.* 5 (4), 541-564 pp.
- Parolai S., Richwalski S. M., Milkereit C., Bormann P., 2004, Assessment of the stability of H/V spectral ratios from ambient noise and comparison with earthquake data in the Cologne area (Germany). *Tectonophysics*, 390, 57-73 pp.
- Rainone M.L., Signanini P. & D'Intinosante V. (2002) – Application of P and SH waves high resolution seismic reflection prospecting to investigation of unstable areas. *Proceedings of the 1st European Conference on Landslides*, IAEG, Prague, Czech Republic, June 24-26. pp.673-677.
- Rainone M.L., Signanini P. & D'Intinosante V. (2003) - Metodi geofisici integrati per la ricostruzione del sottosuolo e

per la caratterizzazione dinamica dei terreni negli studi di microzonazione sismica: l'esempio di Pieve Fosciana (LU). *Quaderni di Geologia Applicata*, 10 (1), pp. 75-88.

SESAME (2004) - Guidelines for the implementation of the H/V spectral ratio technique on ambient vibrations measurements, processing and interpretation. *SESAME European research project WP12* – Deliverable D23.12.

3.4.4 INDAGINI GEOTECNICHE

3.4.4.1 GENERALITÀ

Per indagini geotecniche di sito e di laboratorio si intendono:

- Indagini convenzionali:
 - sondaggi comprensivi della sistemazione finale del foro, pozzetti e/o saggi esplorativi, trincee, ecc.;
 - prove penetrometriche in foro;
 - prove penetrometriche dinamiche;
 - prove penetrometriche statiche;
 - prove dilatometriche con dilatometro piatto;
 - prove con dilatometro sismico;
 - prove pressiometriche;
 - prove scissometriche;
 - prove di carico su piastra;
 - prove triassiali convenzionali finalizzate alla determinazione dei parametri di resistenza al taglio o della resistenza al taglio non drenata;
 - prove di taglio diretto finalizzate alla determinazione dei parametri di resistenza al taglio;
 - prove edometriche finalizzate alla determinazione della storia tensionale, dello stato tensionale in sito, dei parametri di comprimibilità e dei parametri di consolidazione primaria e secondaria;
 - prove di classificazione.
- Indagini finalizzate alla determinazione dei parametri necessari per le analisi di risposta sismica locale dei depositi di terreno:
 - prove di colonna risonante;
 - prove di taglio torsionale ciclico;
 - prove triassiali non convenzionali con misura locale della deformazione.

La progettazione geotecnica in zona sismica si occupa essenzialmente dei seguenti aspetti:

- analisi di risposta sismica;
- valutazione del potenziale di liquefazione;
- analisi di stabilità dei pendii in terreni e rocce;
- analisi di stabilità in condizioni sismiche delle fondazioni e delle opere di sostegno;
- verifiche delle condizioni di esercizio delle fondazioni e delle opere di sostegno;
- interazione dinamica terreno-fondazione-struttura.

Tutte le analisi sopra elencate possono essere effettuate in termini di sforzi efficaci o totali. Le analisi in termini di sforzi totali richiedono la conoscenza di parametri ricavabili da prove eseguite in condizioni non drenate. Tuttavia, qualora le analisi vengano fatte in termini di sforzi efficaci è necessario, in aggiunta ai parametri di resistenza e deformabilità, definire un criterio per la determinazione dell'aumento della pressione dell'acqua interstiziale e per la degradazione ciclica delle caratteristiche meccaniche dei terreni. Nel caso di depositi asciutti è possibile ricorrere alle analisi in termini di sforzi efficaci. Si

comprende pertanto che un'informazione fondamentale da ricavare dalle indagini in sito è la profondità di falda e, più in generale, la definizione delle condizioni idrauliche del sottosuolo.

Nel caso dei terreni a grana fine si considera la c_u come resistenza al taglio non drenata. Per i terreni a grana grossa si farà invece riferimento alla resistenza non drenata in condizioni cicliche $\tau_{cyc,u}$. Per quel che concerne i parametri di resistenza in termini di sforzi efficaci, qualora non si ricorra a involucri di rottura curvilinei si farà riferimento ai parametri del criterio Mohr-Coulomb (c' , φ').

Le caratteristiche sforzi-deformazioni-resistenza dei terreni da utilizzarsi per le analisi prima indicate dipendono dal modello di comportamento che si assume per il terreno, dalla geometria del problema e dalla cinematica delle onde sismiche.

A seconda del tipo di modello impiegato e delle ipotesi restrittive introdotte sono necessari diversi parametri come schematicamente riassunto nella Tabella 3.4-7 in relazione al caso delle analisi di risposta sismica.

Più in dettaglio è possibile affermare che nell'ipotesi di comportamento visco-elastico-lineare è sufficiente definire due costanti elastiche, ad esempio il modulo di taglio elastico e il coefficiente di Poisson elastico, nonché il rapporto di smorzamento (G_o, ν_o, D_o). Nel caso dei terreni, l'ipotesi di risposta elastica o pseudo-elastica è confinata alle piccole deformazioni, inferiori a 0.001%. La non linearità dei terreni può essere espressa con un approccio semplificato assumendo leggi di tipo quasi-lineare o elastico lineare equivalenti.

Nel caso di sollecitazioni monodimensionali sarà sufficiente definire la variazione del modulo di taglio e dello smorzamento con il livello di deformazione a taglio (curve $G - \gamma$ e $D - \gamma$). Volendo schematizzare il comportamento del terreno con leggi veramente non lineari è possibile definire la relazione sforzi deformazioni di primo carico [$\tau = f(\gamma)$] e quella relativa ai rami di scarico e ricarico [$\tau = g(\gamma)$]. Questo modo di procedere è possibile nel caso di sollecitazioni di tipo monodimensionale. Nei problemi bi - tridimensionali occorre definire una legge costitutiva elasto-plastica accoppiata di tipo generale.

Tabella 3.4-7 – Parametri di interesse

Legame costitutivo	Metodo di analisi	Parametri
Visco-elastico lineare	Lineare	G_o, ν_o, D_o
Elastico quasi-lineare	Lineare-equivalente	$G - \gamma, D - \gamma, \nu$
Elasto-plastico con danneggiamento	Integrazione passo passo delle equazioni di moto	$\tau = f(\gamma), \tau = g(\gamma)$ (1D)

Le prove geotecniche hanno quindi lo scopo di determinare i parametri sopra indicati e in particolare, le caratteristiche di deformabilità, le caratteristiche di smorzamento e i parametri di resistenza. A questo proposito occorre precisare che le diverse tecniche sperimentali oggi disponibili consentono di determinare i suddetti parametri con differenti approcci:

- Approccio A. Attraverso una misura diretta dei parametri di interesse (attività sperimentale su elemento di volume).
- Approccio B. Attraverso un'interpretazione più o meno razionale dei dati di prova (soluzione di un problema al finito).

- Approccio C. Attraverso correlazioni empiriche tra i risultati di prova e i parametri di interesse. Una variante di questo approccio prevede l'utilizzo diretto dei risultati di prova all'interno di approcci semplificati.

3.4.4.1.1 Scelta del tipo di prova

Nel capitolo introduttivo sono stati stabiliti dei criteri generali per la scelta della tipologia di prova. I diversi tipi di indagine in sito e in laboratorio sono riassunti rispettivamente nella Tabella 3.4-8 e nella Tabella 3.4-9.

Le ultime due colonne evidenziano il tipo di approccio su cui si basa l'interpretazione della prova e i parametri ottenibili.

Tabella 3.4-8 – Elenco delle prove geotecniche in sito.

Nome della prova	Norma di riferimento	Approccio	Parametri determinabili
Penetrometrica statica (CPT, CPTU, SCPT)	ASTM D3441-94	C	$c_v, \tau_{cyclic}, \varphi', G_0$
Penetrometrica dinamica (SPT)	ASTM D1586-84	C	$\tau_{cyclic}, \varphi', G_0$
Carico su piastra (PLT)	ASTM D1194-93, D1195-93, D1196-93, D4394-84, D4395-84	B	Deformabilità
Dilatometrica (DMT)	-	B,C	Resistenza, Deformabilità
Pressiometrica (SBPT)	ASTM D4719-87, D4971-89	B	Resistenza, Deformabilità
Scissometrica (FVT)	ASTM D2573-94	B	c_v
Penetrometrica dinamica (DPT)	-	B	$\tau_{cyclic}, \varphi', G_0$

Tabella 3.4-9 – Elenco delle prove geotecniche di laboratorio.

Nome della prova	Norma di riferimento	Approccio	Parametri determinabili
Triassiale cicliche con misura locale (TXC)	JGS T 542-1995 (*)	A	$\tau = f(\gamma), \tau = g(\gamma)$ $G - \gamma, D - \gamma$
Torsionali cicliche (TTC)	JGS T 543-1995 (*)	A	$\tau = f(\gamma), \tau = g(\gamma)$ $G - \gamma, D - \gamma$
Colonna Risonante (CR)	ASTM D4015-92 (*)	A	$G - \gamma, D - \gamma$
Misure sismiche in laboratorio (MS)	-	A	G_{o_s}, D_{o_s}
Triassiali convenzionali (TX)	AGI 1994, ASTM D2850-03a, D2166, D4767	A	c', φ', c_v
Taglio diretto (TD)	AGI 1994, ASTM D3080-03	A	c', φ'
Edometro (ED)	AGI 1994, ASTM D2435-03, D4186	A	Compressibilità, OCR, c_v, c_α
Classificazione (CLASS)	AGI 1994, ASTM D4318-00, D2487-00, C136-01, D1140-00, D2217-85, D422-63, D 2974 - 87, D4648-00, D2216-98, D854-02, CNR UNI 10010/64, CNR UNI 10013/64, CNR UNI 10014/64	C	Suscettibilità alla liquefazione, identificazione terreni

ASTM = American Society of Testing Materials

JGS = Japanese Geotechnical Society

(*) si veda: Cavallaro *et al.*, 2001

3.4.4.1.2 Estensione delle indagini

Per ciò che riguarda l'estensione delle indagini occorre distinguere due situazioni:

- a. indagini per l'adeguamento o la progettazione di una struttura;
- b. indagini finalizzate alla MS.

Nel caso a. il numero di verticali, la massima profondità da raggiungere e il numero di campioni da prelevare, nonché la scelta del tipo di campionatore saranno definiti con i criteri usuali della geotecnica. Unicamente nella definizione del tipo di suolo le informazioni e in particolare il profilo di velocità dovrebbe riguardare almeno i primi 30 m di profondità.

In relazione al punto b., e in particolare per le analisi di risposta sismica, i sondaggi dovrebbero essere spinti sino a incontrare il substrato roccioso penetrandovi per almeno 5 m. In linea di massima è possibile definire come substrato roccioso le formazioni con velocità di propagazione delle onde di taglio pari a 800 m/s.

In fase di programmazione del sondaggio occorre evidenziare che:

- la profondità da raggiungere è indicata con un'approssimazione di almeno 3 m;
- occorre preliminarmente individuare i litotipi che possono essere campionati prevedendo il prelievo di uno o due campioni per ciascuno.

La raccolta e l'informatizzazione di tutti i dati geotecnici disponibili, anche quelli dei privati o prodotti dagli enti pubblici in relazione ad altri progetti, sono essenziali per ottimizzare l'impiego delle risorse economiche ai fini della caratterizzazione sismica delle aree oggetto d'indagine.

3.4.4.1.3 Descrizione delle indagini

Nel seguito vengono descritte le diverse metodologie di indagine di sito e laboratorio illustrando per ciascuna metodologia i seguenti aspetti:

- scopo;
- campo d'applicazione;
- attrezzatura consigliata e/o prescritta;
- modalità di esecuzione consigliata e/o prescritta;
- interpretazione della prova consigliata e/o prescritta quando tale aspetto risulta rilevante;
- presentazione dei risultati.

3.4.4.2 INDAGINI IN SITO

Le indagini in sito dovranno essere eseguite secondo le procedure indicate nelle *Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche* (AGI, 1977), salvo quanto specificato di seguito.

3.4.4.2.1 Sondaggi

I sondaggi hanno i seguenti obiettivi:

- Ricostruire la stratigrafia del terreno mediante la campionatura completa dei litotipi attraversati dall'utensile di perforazione, ricostruzione del profilo granulometrico e attraverso la compilazione

della colonna lito-stratigrafica e di ulteriori informazioni previste nella compilazione del log-stratigrafico, integrandole con l'interpretazione geologica del materiale estratto.

- Prelevare di campioni indisturbati finalizzati alle determinazione dei parametri geotecnici necessari per le analisi di risposta sismica (modulo di taglio, rapporto di smorzamento, ecc.) tramite prove dinamiche di laboratorio.
- Porre in opera eventuale strumentazione geotecnica e di consentire l'esecuzione di alcuni tipi di prove in sito.
- Effettuare rilievi e misure sul livello piezometrico.
- Tarare le metodologie sismiche di superficie.
- Permettere l'esecuzione della prova Down-Hole per la determinazione puntuale delle velocità di propagazione delle onde P e SH. Per assicurare la corretta esecuzione della prova geofisica dovrà essere eseguita una adeguata cementazione del foro di sondaggio, secondo quanto specificato nelle presenti IT. A tal fine il pagamento del sondaggio all'impresa verrà effettuato solo dopo l'esecuzione della prova geofisica, potendo così verificare se le registrazioni acquisite sono di qualità e non disturbate dalla non continuità della cementazione. Il diametro del sondaggio dovrà essere sufficiente a garantire l'esecuzione della prova Down-Hole.

Nelle aree in frana, per misurare l'entità degli spostamenti, il sondaggio potrà essere attrezzato con tubo inclinometrico.

Nel caso di sondaggi predisposti per la successiva esecuzione di indagini di tipo geofisico si fa presente quanto segue:

- per la prova Cross-Hole è necessario controllare la deviazione dalla verticale (si vedano le istruzioni specifiche per tale tipo di prova). A tal fine è necessario attrezzare il foro con tubo inclinometrico;
- per la prova Down-Hole non si rendono necessari controlli di verticalità;
- deve essere attentamente eseguita la cementazione del tubo su tutta la lunghezza della perforazione (si vedano le istruzioni relative alle indagini geofisiche).

È prevista inoltre durante tutte le fasi di sondaggio (installazione cantiere, perforazione, cementazione, ecc.) la presenza costante di un geologo incaricato dall'amministrazione appaltante che svolga il ruolo del geologo assistente di cantiere e di direttore dei lavori (DL) per l'intera durata del sondaggio. Si precisa che tale incarico sarà affidato direttamente alla persona fisica (geologo professionista che seguirà personalmente il sondaggio) e non a persone giuridiche (imprese).

Il geologo incaricato dell'assistenza e direzione dei lavori del sondaggio geotecnico dovrà seguire costantemente i lavori e dovrà assicurare la regolarità dei lavori secondo la buona norma, ricordando che gli obiettivi principali e i compiti del geologo assistente di cantiere sono i seguenti:

- controllo e verifica preliminare della dotazione della strumentazione di perforazione (sonda, carotieri, campionatori, corone, rivestimenti) in relazione alla tipologia presunta dei terreni;
- controllo e posizionamento della sonda sulla verticale esplorativa indicata dall'amministrazione appaltante;
- ricostruzione del profilo stratigrafico e compilazione del modulo stratigrafico come descritto in Figura 3.4-39;
- controllo continuo durante la fase di perforazione evidenziando, in accordo con il geologo dell'im-

presa e il sondatore, il tipo di carotiere da adottare, di volta in volta, in maniera da garantire il minor disturbo possibile nel terreno e la maggior percentuale di recupero;

- direzione dei lavori di prelievo (profondità e tipo in relazione alla natura del terreno) dei campioni indisturbati finalizzati alla determinazione dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica tramite prove dinamiche di laboratorio. Il geologo assistente di cantiere può modificare in corso d'opera il programma preliminare in relazione al prelievo di campioni, laddove i terreni attraversati lo permettano, avendo premura di verificare anticipatamente l'idoneità dei campionatori in riferimento alle specifiche indicate nelle IT;
- controllo della regolare preparazione dei campioni (paraffinatura, etichettatura, ecc.) e del loro recapito presso la struttura indicata dall'Ente (comune, provincia, regione);
- direzione dei lavori di esecuzione delle prove geotecniche (misure SPT, prove di permeabilità ecc.);
- effettuazione delle misure di falda durante e dopo la perforazione e comunque sempre all'inizio e alla fine di ogni giornata lavorativa;
- direzione dei lavori di condizionamento del foro (tubo inclinometrico, tubo piezometrico, tubo per prove Down-Hole) con particolare riguardo alle modalità di cementazione e successivo controllo della accessibilità del foro per tutta la profondità;
- comunicazione tempestiva all'amministrazione appaltante di eventuali inadempienze e/o mancanze da parte dell'impresa appaltatrice;
- redazione della relazione tecnica delle indagini.

Qualora fossero verificate inadempienze da parte del DL, per ciò che riguarda l'assistenza di cantiere, sono previste penali.

Le perforazioni saranno eseguite generalmente con le modalità atte a effettuare sondaggi a carotaggio continuo: si ricorrerà a procedimenti a distruzione di nucleo per eventuali fori integrativi da attrezzare con tubi inclinometrici, piezometri e in tratti non significativi a litologia uniforme e nota.

I sondaggi saranno misurati per metro lineare di foro eseguito; le profondità saranno misurate dal piano d'imposta dell'attrezzatura.

La profondità della falda acquifera incontrata e la quota di stabilizzazione dell'acqua in foro dovrà essere rilevata con misure giornaliere a inizio e fine perforazione sulla base della Tabella 3.4-10. Vanno altresì segnalate eventuali perdite di fluido.

I sondaggi e le prove in sito devono essere in generale spinti fino a incontrare la roccia non alterata e fratturata, attraversandola per uno spessore significativo.

REGIONE
 PROVINCIA DI
 COMUNE DI

CANTIERE		SONDAGGIO N.		GEOLOGO INCARICATO PER L' ASSISTENZA AL SONDAGGIO		GEOLOGO DELL' IMPRESA		SONDATTORE - IMPRESA ESECUTRICE	
QUOTA ASS. PC.		COORDINATE X,Y		TIPO DI SONDA <small>(marca, modello, copia, metrica)</small>		TIPO DI FLUIDO		STRUMENTAZIONE IN FORO E SUA PROFONDITA'	
DATA INIZIO/FINE		METODO DI PERFORAZIONE <small>(tipo o varie linee)</small>		CASSE CATALOGATRICI N.		PROFONDITA' RAGGIUNTA			
Giorni di perforazione		Carotiere		Velocità di avanzamento		MANOVRE		Rigistramento	
Profondità dal p.c. <small>(m)</small>		Profondità <small>(m)</small>		Scala riferimento <small>(m)</small>		STRATIGRAFIA <small>(disegno)</small>		Falda acquifera	
1		2		3		4		5	
S.P.I. Numero colpo		Pacchetti		S.P.I. Numero colpo		S.P.I. Numero colpo		S.P.I. Numero colpo	
Foglet Frenetometer <small>(kg/cm²)</small>		Foglet Frenetometer <small>(kg/cm²)</small>		Foglet Frenetometer <small>(kg/cm²)</small>		Foglet Frenetometer <small>(kg/cm²)</small>		Foglet Frenetometer <small>(kg/cm²)</small>	
Altre prove		Altre prove		Altre prove		Altre prove		Altre prove	
Campioni		Campioni		Campioni		Campioni		Campioni	
Quota Campioni		Quota Campioni		Quota Campioni		Quota Campioni		Quota Campioni	
res. peso %		res. peso %		res. peso %		res. peso %		res. peso %	
res. d.p. %		res. d.p. %		res. d.p. %		res. d.p. %		res. d.p. %	
Sintesi		Sintesi		Sintesi		Sintesi		Sintesi	
Resistenza acqua		Resistenza acqua		Resistenza acqua		Resistenza acqua		Resistenza acqua	
Inclinazione		Inclinazione		Inclinazione		Inclinazione		Inclinazione	
Forma e sezione		Forma e sezione		Forma e sezione		Forma e sezione		Forma e sezione	
Tipologia		Tipologia		Tipologia		Tipologia		Tipologia	
Numero		Numero		Numero		Numero		Numero	
Altezza		Altezza		Altezza		Altezza		Altezza	
Misure		Misure		Misure		Misure		Misure	
Note		Note		Note		Note		Note	
Carotaggio in roccia da I.S.R.M e A.G.I		Carotaggio in roccia da I.S.R.M e A.G.I		Carotaggio in roccia da I.S.R.M e A.G.I		Carotaggio in roccia da I.S.R.M e A.G.I		Carotaggio in roccia da I.S.R.M e A.G.I	

Note

Figura 3.4-39 – Esempio di modulo per la compilazione del logs stratigrafici.

Tabella 3.4-10 – Tabella standard per il rilevamento del livello di falda.

Durante la perforazione				
Data	Ora	Livello	Rivestimento	Profondità sondaggio

Nel piezometro		
Data	Ora	Livello

Si ricorda inoltre che la profondità del sondaggio viene indicata con un intervallo di 5 m (es. 15/20 m) in quanto viene stimata:

- in base all'interpretazione dei risultati delle indagini di sismica a rifrazione, il cui metodo comporta un'approssimazione che può variare nell'ordine di alcuni metri anche in relazione alle caratteristiche della formazione incontrata;
- in base alla necessità di caratterizzare il materiale in condizioni ottimali (non alterato e/o fratturato), tramite l'effettuazione di prove geofisiche per la determinazione della V_s (DH e CH) e di prove geotecniche di laboratorio (prelievo e analisi di campioni), per la caratterizzazione geotecnica del materiale prelevato.

Il sondaggio quindi, dovrà essere spinto per almeno 5 m all'interno della formazione non alterata o fratturata.

La stabilità del fondo del foro deve essere assicurata con i mezzi che la tecnica operativa mette a disposizione. In particolare, il battente di fluido in colonna deve essere mantenuto sempre più alto possibile, anche facendo sporgere fino a un metro dal piano di lavoro l'estremità superiore del rivestimento da mantenersi pieno di fluido.

La stabilità delle pareti dovrà essere garantita da un rivestimento metallico provvisorio oppure mediante l'impiego di fanghi bentonitici, previa autorizzazione del DL.

Nei terreni a grana grossa o nelle rocce fortemente fratturate, nel caso in cui si verifichi una perdita di fluidi di perforazione, occorrerà prevedere la cementazione e la riperforazione del foro di sondaggio.

Gli interventi di cementazione e riperforazione devono essere autorizzati dalle autorità competenti in materia previa richiesta da parte del DL.

La pulizia del fondo foro, prima di eseguire manovre di campionamento e/o prova in sito, deve essere assicurata eseguendo, se necessario, apposita manovra di pulizia o di lavaggio con attrezzo a fori radiali. Si precisa che il sondaggio deve essere realizzato in maniera da permettere la posa in opera del rivestimento e relativa cementazione per l'effettuazione delle prove Cross-Hole, delle prove Down-Hole e della strumentazione di tipo accelerometrico.

3.4.4.2.1.1 Sondaggi a carotaggio continuo

I sondaggi saranno eseguiti con sistema a rotazione, impiegando i seguenti utensili di perforazione:

- carotieri semplici con valvola di testa a sfera e calice;
- carotiere doppio a corona sottile (T2, T6) con estrattore;
- carotiere triplo con portacampione interno estraibile e apribile longitudinalmente (T6_g) con estrattore e calice.

A seconda della natura litologica dei terreni si stabilirà quale tipo di carotiere utilizzare. Si richiederà il T6_g o il triplo in tutti i casi in cui possono essere previsti prelievi di spezzoni di carota di roccia per prove meccaniche di laboratorio.

In linea generale si richiede sonda semovente cingolata o autocarrata in grado di fornire spinta massima, tiro, coppia massima e di essere attrezzata con aste di perforazione e rivestimento sufficienti a raggiungere profondità massime di 80 m. In fase di piazzamento della macchina operatrice dovrà essere curata al massimo la verticalità del foro, mediante controlli con livella torica sulla colonna di perforazione.

Per quanto riguarda il diametro del sondaggio, il diametro dovrà essere commisurato e sufficiente per l'esecuzione delle eventuali indagini in foro da eseguire (Down-Hole, Cross-Hole, inclinometri, ecc.), secondo quanto prescrivono le presenti IT.

In particolare il diametro minimo a fondo foro dovrà essere sufficiente a prelevare campioni indisturbati del diametro non inferiore a 80 mm e comunque ad attrezzare il foro con tubo in ABS, PVC pesante o inclinometrico di diametro interno di 80 mm.

Nello specifico, nel caso di sondaggi profondi ($z > 50,0-60,0$ m) oppure laddove le condizioni e caratteristiche dei terreni non garantiscano una perfetta prosecuzione della perforazione si potrà richiedere, previo parere del DL, l'impiego di doppi rivestimenti metallici provvisori, uno interno con diametro pari a 127 mm e uno esterno con diametro pari a 151 mm. L'impresa avrà cura di asportare, attraverso adeguate manovre di pulizia a fondo foro, tutto il materiale presente nell'intercapedine tra i due rivestimenti. L'impiego dei rivestimenti provvisori deve essere esplicitamente autorizzato dal DL.

La profondità che dovrà essere raggiunta verrà indicata dal geologo assistente di cantiere o dal DL (incaricato dall'appaltante), che segue il sondaggio, ed eventualmente durante la perforazione in relazione alla natura dei terreni incontrati. Il DL potrà modificare in corso d'opera il programma preliminare di indagine in relazione al prelievo di campioni e anche alla profondità di indagine nel rispetto degli obiettivi fissati dal programma.

Nei sondaggi il carotaggio potrà interessare l'intero foro o uno o più tratti separati del foro, in ogni caso il carotaggio (lunghezza della singola manovra < 1.5 m) dovrà essere fornito adottando tut-

te le cautele, le attrezzature e gli accorgimenti necessari per ottenere la massima percentuale di recupero; si dovrà operare a secco se viene utilizzato il carotiere semplice, soprattutto nei terreni granulari o nei terreni fini poco consistenti. In altri tipi di terreno, sentita la DL sarà possibile operare il carotaggio con fluido di circolazione. Ovviamente, utilizzando carotieri doppi-tripli occorrerà prevedere la circolazione del fluido di perforazione.

Il recupero del materiale all'interno del carotiere semplice, nel caso in cui siano presenti terreni sciolti, deve essere effettuato mediante pistone o aria compressa per non pregiudicare lo stato di rimaneggiamento del materiale.

Di norma, le percentuali di recupero, valutate per ogni singola manovra, non dovrebbero essere inferiori a:

- 70% per i terreni a grana grossa (sabbia, ghiaia, ecc.);
- 80% per i terreni a grana fine (argilla, argilla marnose, ecc.) e rocce fratturate;
- 90% per rocce compatte in genere (calcarei, calcari marnosi, arenarie, conglomerati, gessi, anidriti, rocce ignee, rocce metamorfiche, ecc).

Qualora tali percentuali di recupero non venissero realizzate per chiara negligenza dell'impresa quei tratti di sondaggio non saranno contabilizzati nel computo complessivo, oltre la responsabilità da parte del geologo assistente di cantiere relativamente al non corretto utilizzo del carotiere in relazione alla tipologia di terreno presente.

L'attribuzione dei terreni incontrati alle classi sopra riportate è fatta dal geologo incaricato per l'assistenza di cantiere: qualora il recupero risulti inferiore alle percentuali sopra riportate, sondaggio senza alcun aggravio di spesa a carico dell'appaltante. In ogni caso il tratto corrispondente alla percentuale di recupero inadeguata non sarà computato nella contabilità finale.

Durante il carotaggio, il geologo dell'impresa appaltante deve compilare una breve nota che riporti la stratigrafia desunta dal sondaggio con indicazione relativa agli spessori e alle litologie presenti.

Anche il geologo incaricato dall'appaltante, deve compilare la stratigrafia di campagna e successivamente elaborarla nella versione definitiva, seguendo in maniera precisa quanto previsto nelle presenti IT.

I campioni indisturbati dovranno essere prelevati ogni qual volta venga rilevata una variazione delle caratteristiche del terreno attraversato (dove chiaramente le caratteristiche dei terreni lo consentano).

Il materiale estratto dal sondaggio sarà riposto in cassette catalogatrici di misure opportune (es. 100 x 50 cm) e di altezza adeguata rapportata al diametro della perforazione, rispettando la sequenza stratigrafica rinvenuta. I separatori interni (oppure in alternativa opportune signature) indicheranno le quote di inizio e fine di ogni manovra e il prelievo dei campioni.

Le cassette catalogatrici saranno contrassegnate da una etichetta o scritta inamovibile e indelebile riportante:

- località;
- designazione del cantiere - committente - esecutore;
- geologo di cantiere ed esecutore del sondaggio;
- designazione del sondaggio;
- tipo di campione e numero d'ordine;
- profondità di prelievo (da/a);
- orientamento (alto/basso);
- data di prelievo.

I carotaggi contenuti nelle cassette dovranno essere tempestivamente trasportati a cura dell'impresa e consegnati all'amministrazione che li dovrà conservare in ambienti riparati dalle intemperie. Le cassette dovranno avere caratteristiche tali da evitare perdite di materiale e mescolamenti, anche in caso di rovesciamento della cassetta.

Per ogni cassetta dovranno essere eseguite due fotografie a colori con angolazioni diverse, una perpendicolare e l'altra obliqua, in modo da individuare in maniera ottimale le variazioni litologiche.

Nelle foto dovrà essere ben visibile l'etichetta dove sono apposte le indicazioni riguardanti il cantiere, il sondaggio e le quote di riferimento e un metro per i riferimenti di scala.

Inoltre nel caso in cui nel corso del sondaggio vengano eseguite manovre di carotaggio tramite l'impiego del T6_s, il geologo assistente di cantiere dovrà realizzare 2 fotografie ulteriori del materiale carotato con questo carotiere prima che questo venga trasferito nelle cassette catalogatrici.

Copia di queste foto dovrà essere allegata alla relazione finale.

È altresì opportuna una loro trasmissione all'ente appaltante in tempi brevi (al termine del sondaggio) anche in sola forma digitale.

Le foto suddette sono di particolare rilievo per documentare la bontà del carotaggio specialmente in terreni fratturati e nel caso di utilizzo di carotiere T6_s.

In questo caso, infatti, il trasferimento del materiale in cassetta e il successivo controllo per la sua identificazione può comportare un sostanziale rimaneggiamento dello stesso rendendo problematiche le operazioni di collaudo descritte nel seguito.

Infine, l'assistente di cantiere dovrà produrre anche ulteriore materiale fotografico relativo alla sonda perforatrice utilizzata e all'attrezzatura di perforazione completa di carotieri, corone, campionatori, SPT, fustelle, ecc.. In particolare dovrà essere realizzata una fotografia per ogni campione prelevato da inviare al laboratorio di analisi.

Le fotografie effettuate saranno consegnate in originale oppure, se realizzate con macchina fotografica digitale, su supporto magnetico e dovranno essere allegate nella relazione illustrativa finale a cura del geologo incaricato per l'assistenza al cantiere.

I carotaggi contenuti nelle cassette catalogatrici dovranno essere tempestivamente trasportati e conservati in ambienti riparati dalle intemperie.

Rientra tra i compiti dell'impresa:

- il trasporto dei carotaggi contenuti nelle cassette catalogatrici sino alla sede dell'amministrazione;
- la consegna delle stesse ai tecnici dell'amministrazione comunale.

Nel caso di campioni indisturbati dovranno essere riportati i dati relativi al campionamento eseguito con le seguenti annotazioni:

- tipo di campionatore;
- metodo d'infissione del campionatore;
- condizioni di prelievo (presenza d'acqua, energia d'infissione, ecc.).

Al fine di mantenere disponibile il foro di sondaggio, anche per successivi utilizzi, si raccomanda di proteggere il boccapozzo con pozzetto e chiusura inamovibili e di attrezzare lo stesso con strumentazioni idonee alle problematiche che il caso richiede (tubi inclinometrici in ABS o PVC pesante nel caso di pendii, tubi per prove tipo Down-Hole, piezometri, ecc.).

3.4.4.2.1.2 Sondaggi a distruzione di nucleo

Per quanto riguarda il diametro del sondaggio, il diametro dovrà essere commisurato e sufficiente per l'esecuzione delle eventuali indagini in foro da eseguire (Down-Hole, Cross-Hole, inclinometri, ecc.), secondo quanto prescrivono le presenti IT.

La perforazione andrà eseguita a rotazione utilizzando utensili a rotazione a distruzione di nucleo.

Per questo tipo di sondaggio la stratigrafia andrà compilata in base all'esame dei detriti facendo riferimento al modulo di Figura 3.4-39, per le parti compilabili.

3.4.4.2.1.3 Prelievo campioni

È consentito il prelievo di campioni disturbati e rimaneggiati al solo fine di determinare le caratteristiche fisiche dei terreni o a fini di classificazione. In particolare si prevede:

- il prelievo di campioni disturbati o a disturbo limitato, mediante l'impiego di campionatori a pareti grosse da 100 mm e fustelle in PVC, da infiggere a percussione o a pressione, a seconda della natura geolitologica dei terreni stessi;
- il prelievo di campioni rimaneggiati e loro conservazione in contenitori trasparenti a chiusura ermetica.
- i campioni indisturbati andranno invece prelevati impiegando uno dei seguenti campionatori:
 - campionatori a pareti sottili infissi a pressione (campionatore a parete sottile tipo Shelby del diametro minimo di 80 mm);
 - campionatori a pistone idraulici o meccanici (tipo Osterbeg);
 - campionatori rotativi a doppia o a tripla parete con scarpa avanzata (tipo Denison o tipo Mazier modificato).

Per il campionatore semplice tipo Shelby la scarpa del tubo campionatore deve avere un tagliente con angolo non superiore a 6°. L'impresa dovrà produrre un'attestazione relativa all'uso di campionatori con i requisiti richiesti. I laboratori, incaricati di eseguire le indagini geotecniche sui campioni prelevati, verificheranno la conformità dei tubi campionatori. Il DL, in via preliminare durante la fase dei lavori, deve fornire una valutazione di massima, anche tramite acquisizione di informazioni dall'impresa esecutrice, sulla presenza del tubo campionatore con i requisiti richiesti. Inoltre, i campionatori a pareti sottili, con o senza pistone, dovranno avere un coefficiente di ingresso molto piccolo e certamente minore di 0.5 %.

È prevista un'accurata pulizia del foro di sondaggio con metodi adeguati (carotiere semplice e manovra finale a secco, utensile di spurgo a getto radiale e soprastante calice di raccolta del detrito, ecc.). Nel caso di campionatori tipo Denison il campione sarà alloggiato in un tubo in ABS o PVC interno al tubo non rotante e opportunamente paraffinato dopo il recupero. L'entità della sporgenza del tubo interno va concordata con la direzione lavori.

Nel caso di campionatore Mazier modificato il campione sarà alloggiato in un tubo di acciaio inossidabile, cadmiato o comunque trattato. Anche in questo caso si procederà alla paraffinatura. Inoltre la carota di terreno prelevato non dovrà avere un diametro inferiore a 80 mm.

In ogni caso le ditte forniranno le caratteristiche del tubo campionatore in dotazione e quanto non espressamente indicato andrà concordato con la direzione lavori. I tubi campionatori utilizzati dovranno essere nuovi e costituiti in acciaio inox e dotati di tagliente affilato.

L'introduzione del campionatore nel foro di sondaggio deve essere controllata con misure di profondità in modo che, posato il campionatore a fondo foro, si possa verificare la corrispondenza con la profondità precedentemente raggiunta dalla perforazione. I campioni indisturbati dovranno avere dimensioni non inferiori a 80 mm di diametro e 500 mm di lunghezza. Eventuali discordanze tra le due profondità richiederanno un'ulteriore pulizia del foro e vanno comunque sempre annotate nel modulo di sondaggio.

Il campione deve essere conservato nello stesso tubo utilizzato per il prelievo e dovrà essere sigillato mediante tappi a tenuta, previo collaggio di paraffina fusa alle estremità.

Si procederà quindi all'apposizione sul contenitore di un'etichetta (non degradabile per umidità) in cui sono indicati:

- designazione del cantiere - committente - esecutore;
- designazione del sondaggio;
- tipo di campione e numero d'ordine;
- profondità di prelievo (da/a);
- orientamento (alto/basso);
- data di prelievo.

Nel caso di campioni indisturbati dovranno essere riportati i dati relativi al campionamento eseguito con l'annotazione del:

- tipo di campionatore;
- metodo d'infissione del campionatore;
- condizioni di prelievo (presenza d'acqua, energia d'infissione, ecc.).

I campioni devono essere conservati, a cura dell'amministrazione comunale in locali idonei, in posizione orizzontale evitando scuotimenti e urti e particolarmente protetti dai raggi del sole, dal gelo e da fonti di calore fino al momento della consegna al laboratorio geotecnico. Rientra tra i compiti dell'impresa:

- il trasporto e la consegna dei campioni al comune;
- la successiva spedizione degli stessi al laboratorio geotecnico per le analisi, corredata, tramite apposita distinta, di tutte le informazioni necessarie alla univoca individuazione del campione. Tale distinta dovrà essere inviata per conoscenza dalla ditta esecutrice delle indagini all'ufficio regionale competente.

Qualora il prelievo dei campioni non venga effettuato secondo le modalità previste nelle presenti IT per inadempienza da parte dell'impresa, per quanto segnalato dal geologo incaricato del DL non verrà autorizzato il pagamento per tutta la profondità relativa al litotipo interessato dal prelievo.

4.4.0.2.1.4 Sistemazione per indagini geofisiche

I fori in cui vengono eseguite le prove sismiche dovranno essere attrezzati con tubo di rivestimento in ABS o PVC pesante o di tipo inclinometrico di spessore maggiore o uguale a 5.0 mm, lunghezza minima degli spezzoni di 3 metri, assemblati mediante filettatura a vite ed eventuali manicotti di giunzione e muniti di tappi di testa e fondo foro per l'effettuazione di misure sismiche in foro. La posa in opera del tubo di rivestimento, di diametro interno minimo di 80 mm, necessario per l'effettuazione delle prove sismiche, dovrà effettuarsi con le seguenti modalità:

- lavaggio accurato del foro con acqua pulita e controllo della profondità;

- calo della tubazione nel foro; i tubi saranno giuntati con manicotti incollati ma non rivettati (eventualmente fissati con viti autofilettanti non passanti), in modo da garantire la perfetta linearità interna e l'assenza di scalini nella tubazione, onde evitare problemi per l'inserimento dei geofoni tridimensionali per l'esecuzione delle prove sismiche in foro;
- cementazione dell'intercapedine foro-tubo.

La cementazione deve essere eseguita in modo da garantire la continuità del contatto terreno-tubazione su tutta la verticale per garantire registrazioni in P e SH di qualità. Al fine di garantire una completa e ottimale cementazione, la realizzazione della prova geofisica in foro dovrà essere effettuata non prima di 10 giorni dalla fine delle operazioni di cementazione del foro di sondaggio.

È possibile, prima ancora di collocare il rivestimento, chiudere il fondo del foro con un cappello (*packer*) dotato di valvola di controllo sferica *one-way*, in grado di accogliere un tubo del diametro di 38 mm; dopodiché, una volta posizionata la tubazione di rivestimento e centrata rispetto alle pareti del foro con l'ausilio di appositi distanziatori montati sul fondo, viene calato all'interno del foro, fino a raggiungere la valvola, un tubo in ABS o PVC del diametro di 38 mm, collegato in superficie a una pompa convenzionale per mezzo della quale viene iniettata la miscela cementizia che, una volta raggiunto il fondo del foro, inizia a riempire dal basso verso l'alto in maniera uniforme l'intercapedine tra foro e rivestimento, spazzando via il fango e i detriti eventualmente presenti (normativa ASTM).

È possibile altresì calare direttamente il tubo per l'iniezione nell'intercapedine fino al fondo del foro e quindi procedere alla cementazione dal basso verso l'alto, in modo da poter garantire al massimo la continuità del terreno – tubazione, con tutti quegli accorgimenti necessari.

La miscela da utilizzare, in linea di massima, per la cementazione è costituita da una malta a ritiro controllato (acqua + cemento + bentonite), in particolare per la parte del foro che penetra nella roccia si consiglia il cemento di Portland convenzionale di densità pari a 2.2 mg/m^3 , mentre per la parte a contatto con terreni, sabbie e ghiaie si sceglie una miscela con una densità prossima a quella del terreno circostante (da 1.8 mg/m^3 a 1.9 mg/m^3), ottenuta mescolando 450 g di cemento di Portland, 450 g di bentonite a 2.8 kg di acqua. La pressione di iniezione non deve essere superiore a 2 atm (Norma ASTM).

Questo in condizioni normali; qualora la situazione incontrata presentasse forti venute di acqua, fratturazione, scavarnamenti, ecc., la composizione della miscela e la pressione d'iniezione potranno essere opportunamente variate tenuto conto che l'obiettivo è un contatto solidale tra terreno e tubo di rivestimento. In questo caso l'impresa dovrà comunicare la nuova composizione adottata.

Al fine di garantire l'accuratezza della cementazione, il pagamento del sondaggio sarà effettuato solo dopo l'esecuzione della prova geofisica, dopo aver verificato che le registrazioni acquisite siano di qualità e non disturbate dalla non continuità della cementazione.

Una volta terminate le operazioni di rivestimento e cementazione, l'interno dei tubi deve essere lavato con acqua pulita e lasciato pieno d'acqua.

Ciascun foro di sondaggio, attrezzato nel modo anzidetto, dovrà essere protetto da un pozzetto in ferro, in superficie o interrato, reso inamovibile e dotato di lucchetto. Ad esempio, in una sede stradale o in un sito per il quale il comune prevede la realizzazione di un pozzetto a raso, dovrà essere realizzato un doppio pozzetto di cui quello esterno munito di coperchio di dimensioni adeguate, contenente al proprio interno un pozzetto dotato di lucchetto.

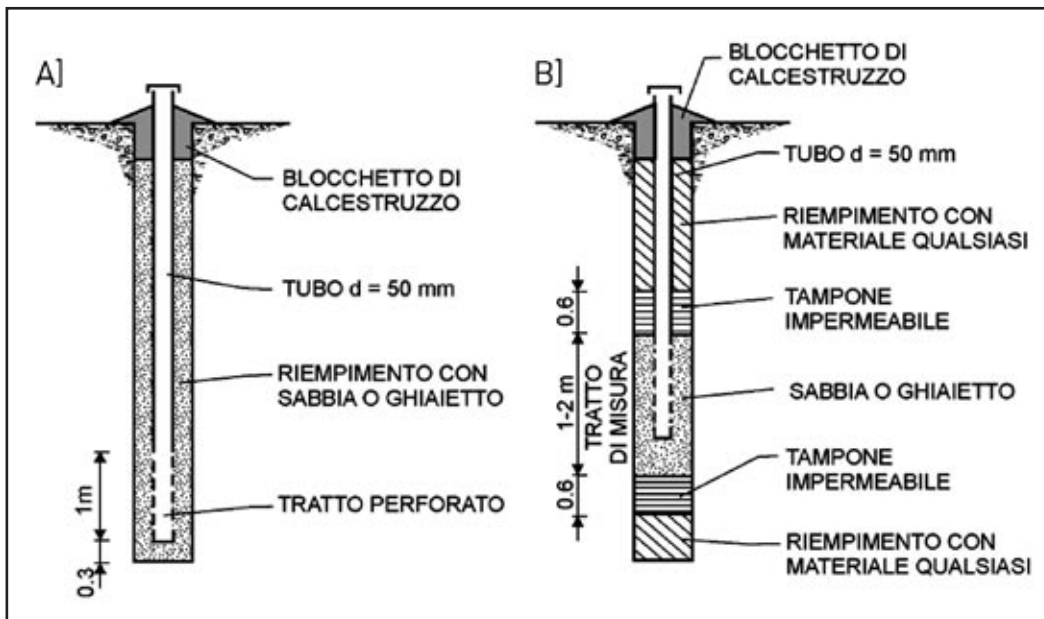


Figura 3.4-40 – a) Piezometro idraulico aperto in terreno omogeneo; b) Piezometro aperto con tratto di misura sigillato. Da Lancellotta, 1993

3.4.4.2.1.5 Sistemazione per misure piezometriche

Nel caso di terreni a grana grossa si impiegheranno piezometri a tubo aperto, per quelli a grana fine piezometri tipo Casagrande. I piezometri a tubo aperto hanno diametro compreso tra 1 e 2 pollici e il livello dell'acqua viene rilevato mediante freatimetro. La Figura 3.4-40 mostra la posa in opera di piezometri a tubo aperto senza isolamento e con isolamento.

La seconda soluzione va adottata nel caso di terreni non omogenei quando si è interessati a una misura localizzata.

Nel caso di terreni a grana fine è opportuno installare piezometri tipo Casagrande costituiti da una cella piezometrica e da una doppia tubazione di misura e di spurgo. La cella piezometrica è costituita da un filtro cilindrico (solitamente agglomerato di silice) e da un corpo in ABS o PVC. La tubazione di misura e di spurgo ha diametro nominale di ½ pollice e lunghezza degli spezzoni compresa tra 3 e 6 m.

Prima della posa in opera occorre verificare che i tubi non presentino lesioni, schiacciamenti o curvature dovute al trasporto o all'immagazzinamento e che i filetti alle estremità dei tubi e i manicotti non presentino anomalie tali da compromettere il corretto accoppiamento.

Per la posa in opera occorre procedere come di seguito descritto:

- montaggio dei manicotti di giunzione a una estremità dei tubi con sigillatura mediante opportuni sigillanti;
- preparazione del materiale necessario alla formazione dello strato filtrante e di sigillatura;
- controllo della quota di fondo foro con scandaglio;
- lavaggio del foro con acqua pulita immessa dal fondo foro attraverso le aste della sonda;
- inserimento della cella, aggiungendo progressivamente gli spezzoni di tubo e sigillando le giunzioni con opportuni sigillanti; la giunzione dei tubi viene realizzata senza forzare eccessivamente l'avvitamento dei manicotti filettati al fine di evitare la restrizione delle estremità dei tubi;

- l'estremità superiore della doppia tubazione deve sporgere da piano campagna 20-30 cm per consentire un'agevole inserimento della sonda freaticometrica e allo stesso tempo consentire la posa in opera di un pozzetto protettivo di dimensioni contenute.
- realizzazione dello strato filtrante in ghiaietto per lo spessore richiesto e ritiro dei rivestimenti;
- formazione del tappo impermeabile, costituito da palline di bentonite, con spessore adeguato, ritirando progressivamente i rivestimenti dal foro senza l'ausilio della rotazione;
- controllo della quota superiore del tappo impermeabile;
- riempimento del tratto del foro compreso tra l'estremità superiore del tappo impermeabile e il piano campagna;
- verifica dell'assenza di ostruzioni e ogni altro impedimento al passaggio della sonda freaticometrica.

Al termine dell'installazione il piezometro deve essere spurgato mediante immissione di acqua pulita per almeno 10 minuti.

In particolari casi, si può richiedere, anche l'installazione di 2 celle Casagrande nello stesso foro di sondaggio.

3.4.4.2.1.6 Sistemazione per misure inclinometriche

Devono essere utilizzati tubi inclinometrici, in alluminio anodizzato, a 4 guide con diametro interno delle guide compreso tra 75 e 80 mm e lunghezza non inferiore a 3 m; la giunzione tra gli spezzoni di tubo deve essere realizzata per mezzo degli appositi manicotti in uguale materiale avente lunghezza di 300 mm e diametro massimo di ingombro pari a 92 mm; le tolleranze di accoppiamento manicotto-tubi devono essere tali da garantire una rotazione reciproca dei tubi inferiore a 2 gradi.

La dotazione deve inoltre prevedere un tappo di fondo e un tappo superiore di protezione, nonché una sonda testimone.

Per l'iniezione della miscela di cementazione, alla valvola di fondo è da preferire una tubazione continua a perdere (tipo rilsam o altro).

Prima della posa in opera si devono eseguire i seguenti controlli:

- che i tubi non presentino lesioni, schiacciamenti o curvature dovute al trasporto o all'immagazzinamento;
- che all'estremità i tubi e i manicotti non presentino anomalie tali da compromettere il buon accoppiamento degli stessi;
- verifica del corretto montaggio dell'eventuale valvola di fondo e delle attrezzature necessarie all'iniezione della miscela di cementazione;
- controllo e preparazione dei componenti per la realizzazione della miscela di cementazione che, di norma, deve essere composta da acqua, cemento pozzolanico e bentonite, rispettivamente in proporzione di 100, 50 e 5 parti di peso;
- verifica quota fondo foro.

La messa in opera deve avvenire con le seguenti modalità:

- preassemblaggio dei tubi in spezzoni di 6.0 m terminanti a un estremo con un manicotto mediante le seguenti operazioni:

- inserimento del manicotto sul tubo per metà della sua lunghezza;
 - esecuzione dei fori per i rivetti (4 per ogni tubo) a circa 50 mm dall'estremità del manicotto;
 - mantenendo in posizione il manicotto mediante inserimento provvisorio di rivetti, introduzione dell'altro tubo ed esecuzione dei fori;
 - rimozione del manicotto;
 - stesura di un sottile strato di colla all'estremità dei tubi da giuntare, per una lunghezza di circa 15 cm;
 - inserimento del primo tubo nel manicotto e rivettatura; inserimento del secondo tubo e rivettatura;
 - abbondante fasciatura del giunto con nastro autovulcanizzante.
- inserimento del primo spezzone così predisposto nella perforazione bloccando la barra all'altezza della cravatta, avendo cura di non deformarla e di permettere la fuoriuscita del manicotto di giunzione;
 - inserimento dello spezzone successivo con manicotto e collegamento con il precedente mediante foratura, rivettatura e sigillatura del giunto;
 - ripetizione dell'operazione fino al completo inserimento della colonna di tubazione, provvedendo, a intervalli opportuni, a fissare al tubo inclinometrico i tubetti di iniezione;
 - completata la posa della colonna, accurato lavaggio della perforazione e prima verifica con sonda testimone della agibilità della tubazione inclinometrica; segue la cementazione a bassa pressione (max 2 bar) attraverso la valvola di fondo o, preferibilmente, attraverso la tubazione esterna di iniezione; l'operazione viene considerata ultimata alla fuoriuscita della malta in superficie;
 - al termine dell'iniezione di miscela, estrazione del tubo di rivestimento di perforazione e rabbocco da piano campagna della miscela di cementazione; durante l'estrazione del tubo di rivestimento è assolutamente necessario non eseguire alcuna rotazione dello stesso;
 - successivo lavaggio interno del tubo inclinometrico mediante abbondante circolazione d'acqua.

Al completamento dell'installazione del tubo occorre verificarne l'integrità e che risulti libero da ostruzioni o impedimenti al passaggio della sonda di misura, mediante l'utilizzo di apposita "sonda testimone", occorre inoltre determinare l'azimut di orientamento delle guide mediante bussola ed eseguire la prima lettura inclinometrica di riferimento (lettura di zero).

3.4.4.2.1.7 Stratigrafia del sondaggio: modulo per la compilazione, simbologie e specifiche tecniche

Per un criterio di uniformità le stratigrafie dei sondaggi dovranno essere descritte utilizzando il modulo riportato in precedenza. Inoltre dovrà essere rilevato il livello di falda con misure giornaliere a inizio e fine perforazione.

Il modulo per la compilazione della stratigrafia del sondaggio riporta le seguenti informazioni:

- informazioni generali sulla postazione del cantiere, sulle strumentazioni e le metodologie di perforazione;
- parametri acquisiti durante la fase di perforazione (manovre, velocità di avanzamento, RQD, recupero, struttura e fratturazione della roccia, ecc.);
- attrezzature utilizzate durante la fase di perforazione (carotieri, campionatori, rivestimenti, ecc.);

- prove eseguite durante la fase di perforazione (SPT, Pocket, Vane Test, ecc..) ed eventuali campioni prelevati;
- eventuali annotazioni e osservazioni devono essere riportati nel campo note del log stratigrafico.

Si precisa che la percentuale di recupero di terreno da riportare nel log deve essere calcolata relativamente a ogni singola manovra e valutata al momento dell'estrazione del terreno dal carotiere.

L'informazione qualitativa relativa alla velocità d'avanzamento durante la fase di perforazione deve essere fornita insieme a una valutazione quantitativa (espressa in cm/min) relativa ai parametri di avanzamento del carotiere (velocità di avanzamento, pressione sulla colonna, coppia, ecc.) riportati anche in un diagramma velocità-profondità. La valutazione della velocità di avanzamento deve essere effettuata controllando che il sondatore non vari i parametri di perforazione (pressione in testa, pressione sulla colonna, ecc..) e può essere effettuata manualmente oppure preferibilmente mediante l'utilizzo di un contatore.

Per quanto riguarda la descrizione stratigrafica e i parametri rilevabili dall'attività di sondaggio vengono fornite le linee guida secondo la normativa vigente (AGI, ISRM). In ogni caso nel log stratigrafico dovranno essere fornite le descrizioni stratigrafiche dei terreni attraversati con indicazioni litologiche e interpretazione formazionale della litologia di appartenenza.

3.4.4.2.1.8 Sondaggi in terre

Per ciascuno strato attraversato è possibile determinare i seguenti parametri:

- a. tipo di terreno (granulometria);
- b. consistenza;
- c. colore;
- d. struttura;
- e. contenuto d'acqua;
- f. odore;
- g. reazioni all'HCl.

a. Tipo di terreno

Viene fatto riferimento alla Tabella 3.4-11:

Nella Tabella 3.4-11 sono indicati i diversi tipi di terreno e i metodi che consentono il loro riconoscimento speditivo. Si hanno quattro gruppi principali:

- terre granulari (blocchi, ciottoli, ghiaia, sabbia): se prevalgono grani visibili a occhio nudo ($d > 0.002$ mm), privi di coesione se asciutti;
- terre coesive (limo, argilla): se prevalgono grani non visibili a occhio nudo, dotati di coesione se asciutti;
- terre organiche o vegetali: se prevalgono materiali organici o vegetale.
- torbe: se prevalgono resti lignei.

Secondo la convenzione suggerita dall'AGI (1977) il nome della terra è quello della classe granulometrica dominante alla quale si fa seguire la denominazione della frazione secondaria secondo il seguente schema:

- preceduta dalla preposizione "con" se compresa tra il 50 % e il 25 % (es. limo con argilla);
- seguita dal suffisso "-oso" se fra il 25 % e il 15 % (es. limo argilloso);
- seguita dal termine "debolmente oso" se fra il 15 e il 5 % (es. limo debolmente argilloso).

Tabella 3.4-11 – Definizione del tipo di terreno.

Definizione	Diametro dei grani (mm)	Criteri di identificazione	
Blocchi	>200	Visibili a occhio nudo	
Ciottoli	200÷60		
Ghiaia	grossa		60÷20
	media		20÷6
	fine		6÷2
Sabbia	grossa		2÷0,6
	media		0,6÷0,2
	fine	0,2÷0,06	
Limo	0,06÷0,002	Solo se grossolano è visibile a occhio nudo – poco plastico, dilatante, lievemente granulare al tatto, si disgrega velocemente in acqua, si essicca velocemente, possiede coesione ma può essere polverizzato fra le dita	
Argilla	< 0,002	I frammenti asciutti possono essere rotti ma non polverizzati fra le dita, si disgrega in acqua lentamente, plastica non dilatante, appiccica alle dita, si ritira durante l'essiccazione.	
Terreno organico o vegetale		Contiene una percentuale rilevante di sostanze organiche vegetali.	
Torba		Predominano resti lignei non mineralizzati, colore scuro, bassa densità.	

In presenza di materiali composti da sabbia e ghiaia conviene attenersi alla Tabella 3.4-12 per una descrizione corretta dal punto di vista granulometrico:

Tabella 3.4-12 - Definizione del tipo di terreno in terreni composti da ghiaia e sabbia.

Materiale prevalentemente sabbioso	
$G \leq 5\%$	sabbia debolmente ghiaiosa
$5\% < G \leq 20\%$	sabbia ghiaiosa
$G \geq 20\%$	sabbia con ghiaia
$G \equiv S$	sabbia e ghiaia
Materiale prevalentemente ghiaioso	
$5\% < S \leq 20\%$	ghiaia sabbiosa
$S \geq 20\%$	ghiaia con sabbia
$S \equiv G$	ghiaia e sabbia

La valutazione della determinazione del tipo di terreno verrà effettuata dal geologo in maniera speditiva, rimandando a eventuali analisi di laboratorio la determinazione dell'esatta composizione granulometrica (analisi granulometriche).

Della frazione grossolana (blocchi, ciottoli, ghiaia) sarà specificata:

- la natura;
- il diametro massimo e medio dei grani;
- la percentuale e la composizione della matrice;
- il grado di uniformità della composizione granulometrica (*sorting*), rappresentato qualitativamente dalla Figura 3.4-41.

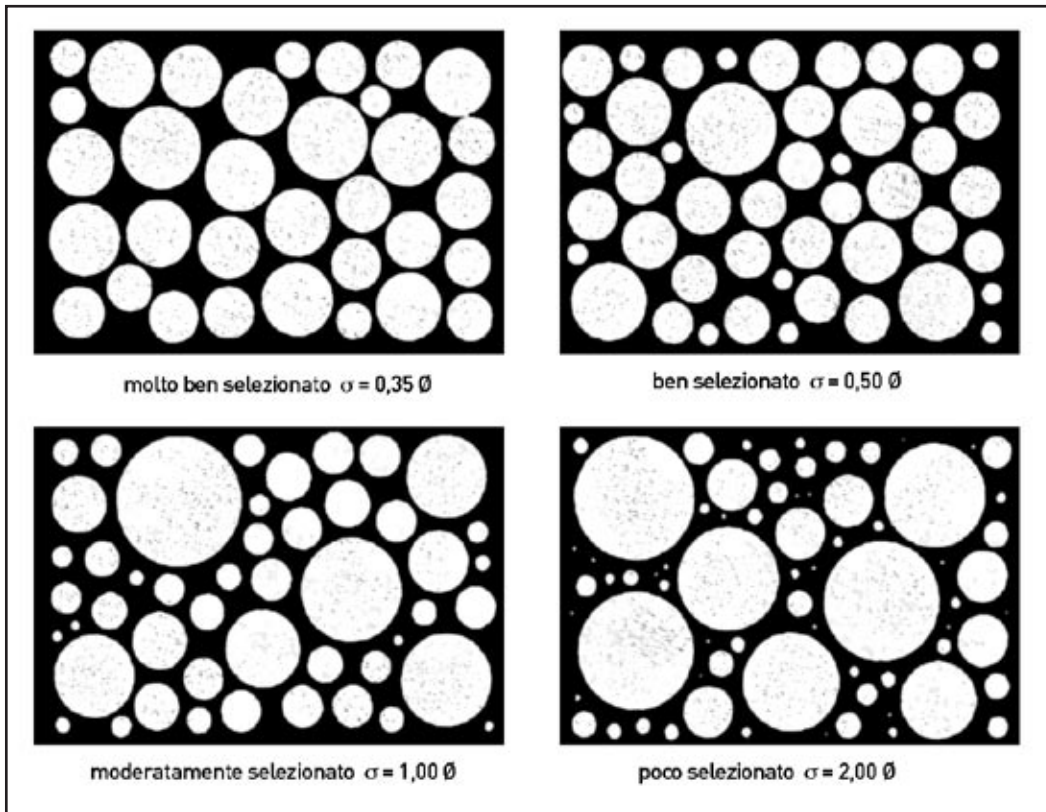


Figura 3.4-41 – Carta di comparazione per la stima visiva del grado di selezionamento

La morfometria è definita da:

- forma: misura delle relazioni esistenti tra le tre dimensioni di un oggetto (Figura 3.4-42);
- sfericità: valutazione quantitativa dell'equidimensionalità di un grano, indipendente dalla misura della forma e dell'arrotondamento, stabilita visivamente dal diagramma di Powers (Figura 3.4-43);

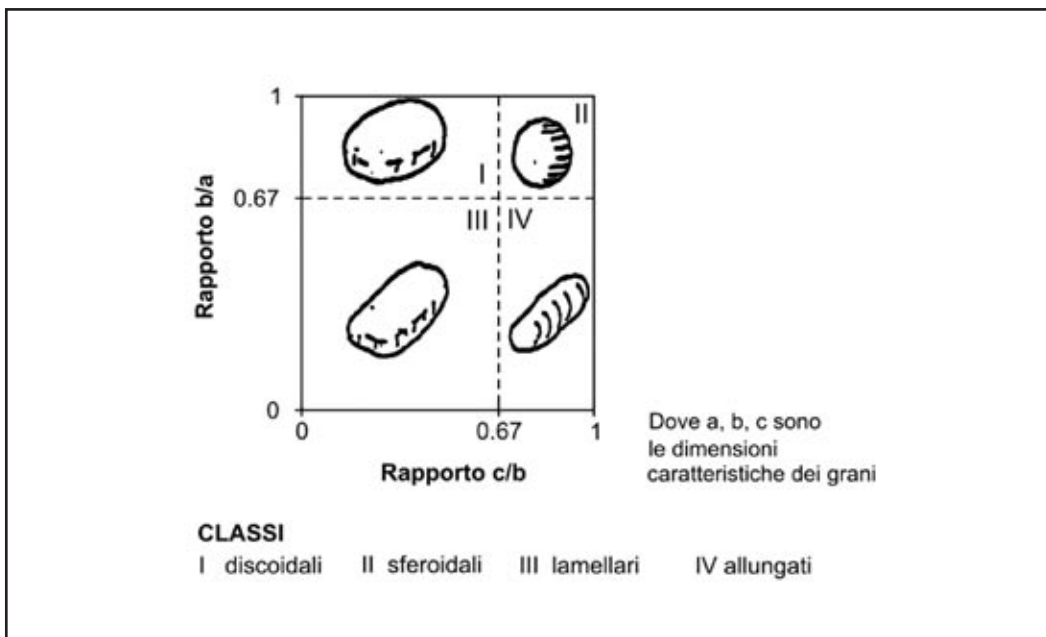


Figura 3.4-42 – Diagramma di Zinng (da Gnaccolini, 1978) per la determinazione della forma di elementi di ghiaia e ciottoli.

- grado di arrotondamento: determinazione della curvatura degli spigoli; indipendente dalla forma e dalla sfericità, può essere espresso tramite la Tabella 3.4-13.

Da un punto di vista grafico il grado di arrotondamento dei materiali grossolani è stabilito dalla rappresentazione comparativa di Pettijohn (Figura 3.4-44).

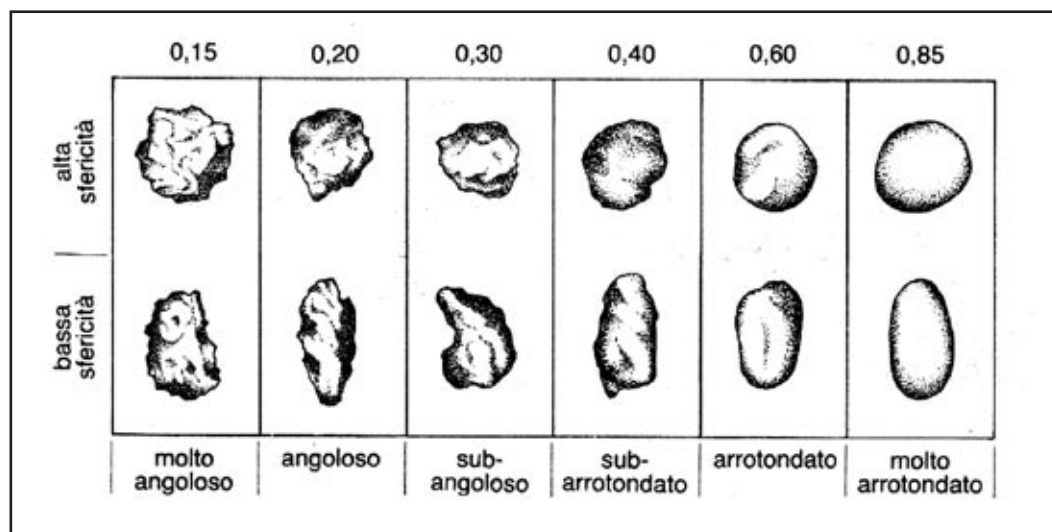


Figura 3.4-43– Carta di comparazione visiva per la stima visiva della sfericità in base all'arrotondamento dei granuli.

Tabella 3.4-13 – Definizione del grado di arrotondamento

Definizione	Arrotondamento	Descrizione
angolare	0÷0,15	nessun smussamento. Le particelle presentano spigoli vivi, facce relativamente piane.
subangolari	0,15÷0,25	mantiene forma originale con evidenze di smussamento. Le particelle presentano spigoli arrotondati, facce relativamente piane.
subarrotondate	0,25÷0,40	smussamento considerevole e riduzione dell'area di superficie del clasto. Le particelle presentano facce pressoché piane, con spigoli ben arrotondati.
arrotondate	0,40÷0,60	rimozione delle superfici originali, con qualche superficie piatta. Le particelle presentano facce incurvate e assenza di spigoli.
ben arrotondate	0,60÷1	superficie interamente compresa da curve ben arrotondate. Le particelle presentano facce tondeggianti.

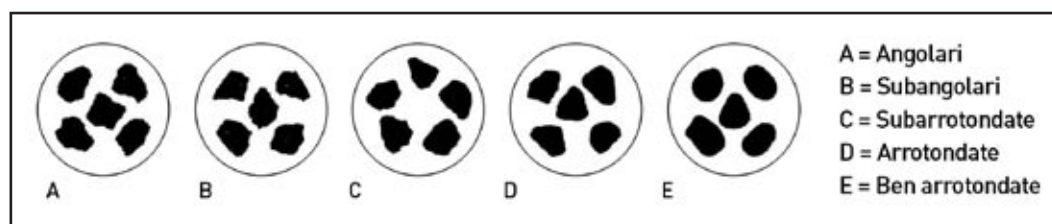


Figura 3.4-44 – Carta di comparazione visiva per la stima visiva della sfericità in base all'arrotondamento.

b. Consistenza

La consistenza è una misura della durezza e della densità della terra, che possono essere considerate indici della sua resistenza e rigidità. La consistenza dei terreni coesivi sarà descritta con riferimento alla Tabella 3.4-14, misurando la resistenza al penetrometro tascabile sulla carota appena estratta e scortecciata con frequenza di una prova ogni 20-30 cm.

Tabella 3.4-14 – Consistenza terreni coesivi.

Definizione	Resistenza al penetrometro tascabile (kg/cm ²)	Prove manuali
Privo di consistenza	< 0,25	Espelle acqua quando strizzato fra le dita
Poco consistente	0,25÷0,5	Si modella fra le dita con poco sforzo; si scava facilmente
Moderatamente consistente	0,5÷1,0	Si modella fra le dita solo con forte pressione. Offre una certa resistenza allo scavo.
Consistente	1,0÷2,5	Non si modella fra le dita. È difficile da scavare.
Molto consistente	2,5÷5,0	Può essere scalfito con l'unghia del pollice. Si scava con molta difficoltà.
Estremamente consistente	> 5,0	Può essere scalfito con difficoltà con l'unghia del pollice.

Nel caso di terreni granulari, si esprimerà la consistenza in termini di addensamento, in base al numero di colpi della prova penetrometrica standard SPT (Tabella 3.4-15).

Tabella 3.4-15 – Consistenza terreni granulari.

N _{SPT}	Valutazione dello stato	Prove manuali di addensamento
0÷4	Sciolto	Può essere scavato con la pala.
4÷10	Poco addensato	Può essere scavato con la pala con difficoltà.
10÷30	Moderatamente addensato	Può essere scavato con la pala con molta difficoltà.
30÷50	Addensato	Non è sufficiente la pala per scavarlo.
> 50	Molto Addensato	Non è sufficiente la pala per scavarlo.

Nei terreni granulari, dove possibile, sarà valutato, sulla base di prove manuali, anche il grado di cementazione (Tabella 3.4-16).

Tabella 3.4-16 – Cementazione terreni granulari.

Definizione	Criteri di identificazione
Debole	Si sbriciola o si rompe con una piccola pressione delle dita.
Moderata	Si sbriciola o si rompe con una considerevole pressione delle dita.
Forte	Non si sbriciola o si rompe con la pressione delle dita.

c. Colore

Il colore è il principale indicatore della composizione mineralogica e dei processi di alterazione; deve essere valutato subito dopo l'estrazione della carota. Può essere effettuata tramite Tavole dei Colori (es. *Munsell soil color charts*) in cui i colori sono indicati tramite dei codici alfanumerici.

d. Struttura

Dove possibile, su spezzoni significativi, si potrà rilevare la struttura mediante la Tabella 3.4-17

Tabella 3.4-17 – Struttura del terreno.

Definizione	Criteri di identificazione	Prove manuali
Stratificata	Alternanza di strati con spessore e/o colore diverso. Spessore maggiore di 6 mm.	Espelle acqua quando strizzato fra le dita.
Laminata	Alternanza di strati con spessore e/o colore diverso. Spessore minore di 6 mm.	Si modella fra le dita con poco sforzo; si scava facilmente.
Fessurata	Presenza di fratture lungo piani definiti.	Si modella fra le dita solo con forte pressione. Offre una certa resistenza allo scavo.
Massiva	Materiale coesivo che se suddiviso in piccole porzioni mantiene identica resistenza alla rottura del terreno originario.	Non si modella fra le dita. È difficile da scavare.
Lenticolare	Inclusione di piccole parti di materiale differente in lenti di spessore noto. Es. lenti sabbiose in argilla.	Può essere scalfito con l'unghia del pollice. Si scava con molta difficoltà.
Omogenea	Colore e aspetto uniforme.	Può essere scalfito con difficoltà con l'unghia del pollice.

Per i materiali coesivi è importante mettere in evidenza la presenza di tessiture brecciate (es. presenza elementi consistenti in matrice molle) o di zone di taglio (superfici lisce e striate) perché tali caratteristiche controllano i parametri di resistenza disponibile.

e. Contenuto d'acqua

Le condizioni di umidità del terreno naturale, saranno definite utilizzando uno dei seguenti termini:

asciutto;

debolmente umido;

umido;

molto umido;

saturo.

Si deve descrivere la condizione propria del terreno naturale, escludendo quanto indotto dall'eventuale fluido di circolazione, l'uso del quale è connesso alle modalità di perforazione adottate.

f. Odore

Terreni contenenti quantità rilevanti di materiale organico offrono un caratteristico odore di vegetazione in decomposizione. Questo può essere rilevato su campioni freschi. Odori particolari (solventi ecc.) devono essere descritti. La determinazione di tale parametro non è da considerarsi rilevante per le finalità della valutazione degli effetti locali.

g. Reazione all'HCl

La reazione all'acido cloridrico sarà descritta attraverso i criteri riportati nella Tabella 3.4-18.

Tabella 3.4-18 – Reazione all'acido cloridrico.

Definizione	Criteri di identificazione
Reazione nulla	Nessuna reazione visibile
Reazione debole	Reazione tranquilla, con bolle che si formano lentamente
Reazione forte	Reazione violenta, con bolle che si formano immediatamente

3.4.4.2.1.9 Sondaggi in roccia

Per ogni litotipo attraversato saranno determinati i seguenti parametri secondo le modalità illustrate di seguito (in conformità alle specifiche IRSM e AGI):

- 1.** RQD (*Rock Quality Designation*): rappresenta il recupero percentuale di carotaggio tenendo conto dei singoli spezzoni di carota aventi lunghezza superiore a 10 cm.

$$\text{RQD}\% = \text{lunghezza totale degli spezzoni di carota} * 10 \text{ cm} * 100 / \text{Lunghezza totale perforata}.$$

Si precisa che qualora il parametro RQD, venga calcolato pari a zero, deve essere fornita nel log stratigrafico una giustificazione scritta con eventuali osservazioni. Resta inteso che tale parametro deve essere calcolato per ogni manovra, a meno di brusche variazioni litologiche all'interno della manovra stessa.

2. Natura petrografica e caratteri strutturali: le rocce, opportunamente riferite alle classifiche litologiche sono riconosciute riportando i principali costituenti e i caratteri strutturali relativi al loro stato di aggregazione, alle dimensioni e alla forma. Possono essere adottati i seguenti termini descrittivi suggeriti dall'AGI1 (977):

- Struttura "compatta": non è possibile distinguere i componenti della roccia a occhio nudo;
- Struttura "granulare": è possibile distinguere a occhio nudo i costituenti (diversi o eguali) della roccia (es.: struttura cristallina, struttura clastica);
- Struttura "orientata": i singoli elementi di roccia sono più o meno allineati secondo una direzione (es.: struttura laminata, struttura scistosa).

3. Resistenza della roccia integra e delle pareti delle discontinuità: può essere misurata in vari modi:

- mediante prova speditiva con stima in funzione dell'entità della scalfitura provocata da una punta d'acciaio:
 - Superficie soffice – scalfibile con l'unghia;
 - Superficie di media durezza – scalfibile con la punta d'acciaio;
 - Superficie dura – scalfibile debolmente con la punta d'acciaio.
- mediante sclerometro di Schmidt (mod. L) secondo la metodologia indicata nella Sezione D- Volume 2 e succ.;
- mediante la prova di *Point Load Strength Test*, proposta da Franklin (1970). Tale prova consiste nel sottoporre, fino a rottura, un provino della roccia in esame alla pressione di 2 elementi sagomati a cono e terminanti con una punta sferica secondo lo schema illustrato in Figura 3.4-45. Nelle moderne attrezzature le 2 punte coniche sono comandate da un sistema idraulico a pressione.

Dalla prova si ottiene un indice di resistenza I_s , definito dal rapporto:

$$I_s = \frac{P}{D^2}$$

dove:

P = carico a rottura (kN/cm²);

D = distanza tra i due punti di applicazione della forza (cm).

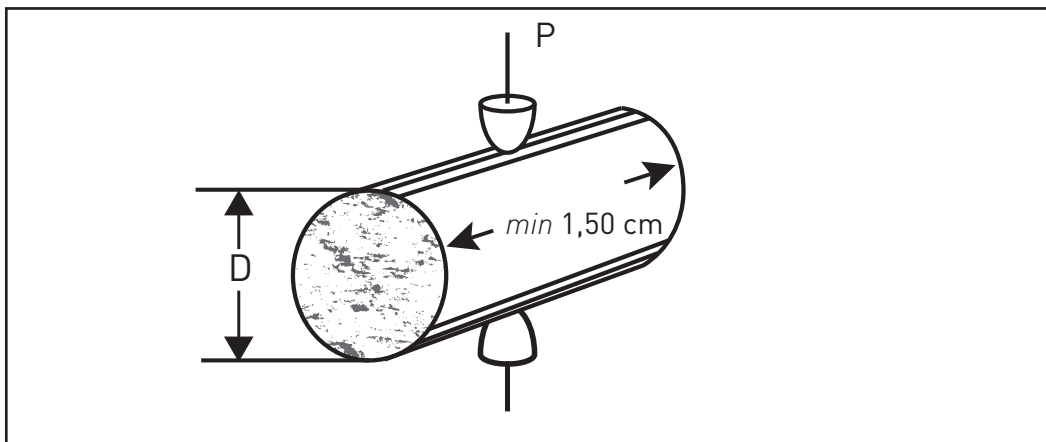


Figura 3.4-45 – Schema della prova di *Point Load* per la determinazione dell'indice I_s

Nella sua formulazione originale la prova veniva eseguita solo su spezzoni di carota. Attualmente I_s si può ottenere sia da campioni di roccia con forme irregolari che da spezzoni di carote.

I risultati della prova sono influenzati da due importanti fattori quali forma e dimensioni del campione e contenuto in acqua.

Per rendere confrontabili i risultati ottenuti sui campioni aventi dimensioni diverse, si utilizza la *Size Correction Chart* che consente di ricavare un nuovo valore di I_s riferito a un diametro standard di 50 mm: $I_{s(50)}$ (Figura 3.4-46).

Per quanto riguarda, invece il contenuto d'acqua si è osservato che esso influenza sensibilmente il valore di resistenza (scostamenti del valore di I_s anche del 100%), pertanto le prove vengono effettuate su campioni a contenuto d'acqua naturale.

L'indice di *Point Load* corretto si può empiricamente correlare al valore di σ_c (resistenza a compressione monoassiale) applicando la seguente relazione:

$$\sigma_c = I_{s(50)} * 24$$

Tale correlazione risulta più attendibile nel caso di rocce con caratteristiche di omogeneità e isotropia, mentre risulta meno attendibile nel caso di rocce anisotrope.

In Figura 3.4-47 è riportato un esempio di correlazione fra l'indice I_s e la resistenza a compressione monoassiale determinata su campioni di roccia omogenea e isotropa.

Il metodo più accurato per la misura della resistenza a compressione è il *Point Load Test*.

4. Sul modulo dei log stratigrafici deve essere registrata l'inclinazione delle discontinuità (per ogni famiglia) rispetto alla direzione di perforazione;
5. Indice della spaziatura (I_f) delle fratture o indice di fratturazione: viene determinato rilevando il numero di discontinuità comprese in una lunghezza unitaria (1 metro) di carota:

$$I_f = \frac{\text{lunghezza_unitaria}}{\text{numero_di_discontinuità}}$$

La determinazione di questo indice, che permette di valutare l'influenza delle discontinuità sul comportamento dell'ammasso roccioso, deve essere condotta subito dopo l'estrazione dei campioni dal foro in modo da evitare il conteggio delle fratture che in alcune rocce, si verificano per effetto dell'essiccamento.

È inoltre necessario tenere conto dell'inclinazione relativa delle discontinuità incontrate (di cui al punto precedente): le discontinuità perpendicolari alla direzione di carotaggio saranno ad esempio incontrate con maggiore frequenza rispetto alle fratture che presentano giacitura diversa.

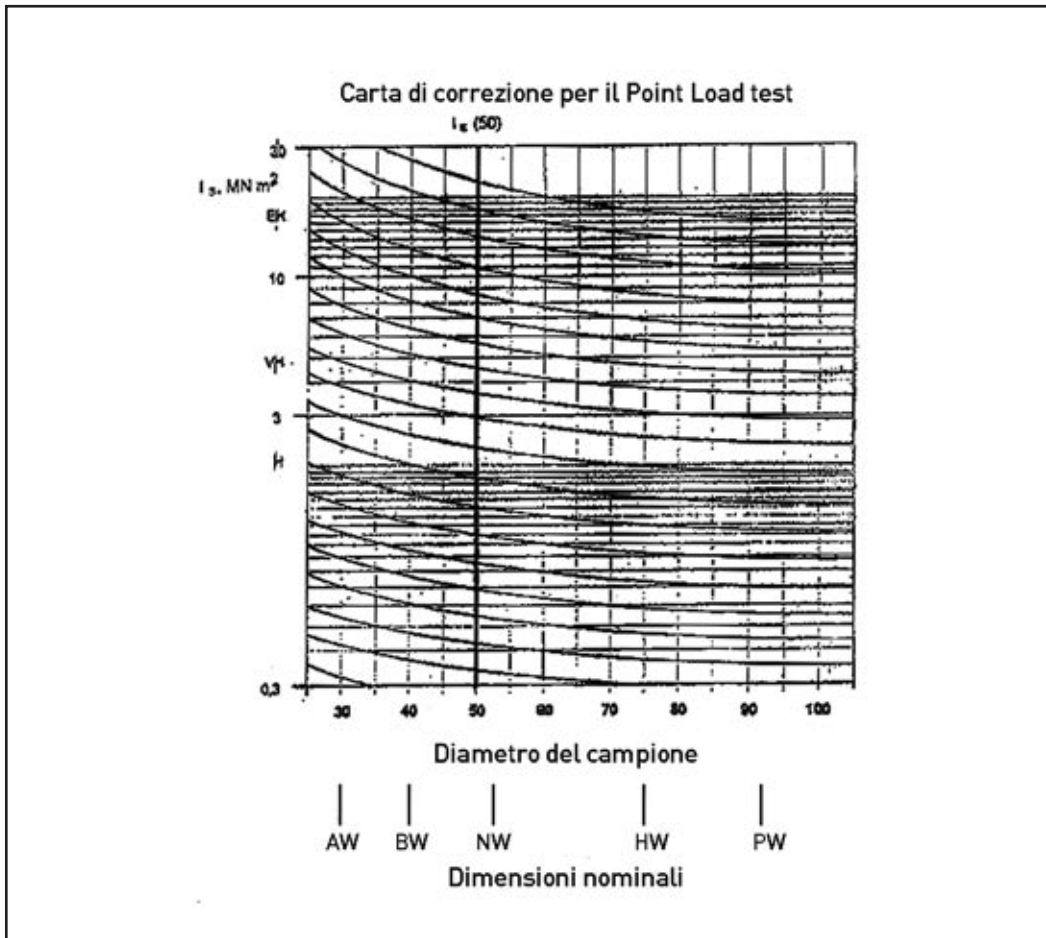


Figura 3.4-46 - Size correction chart (da manuale Tisco).

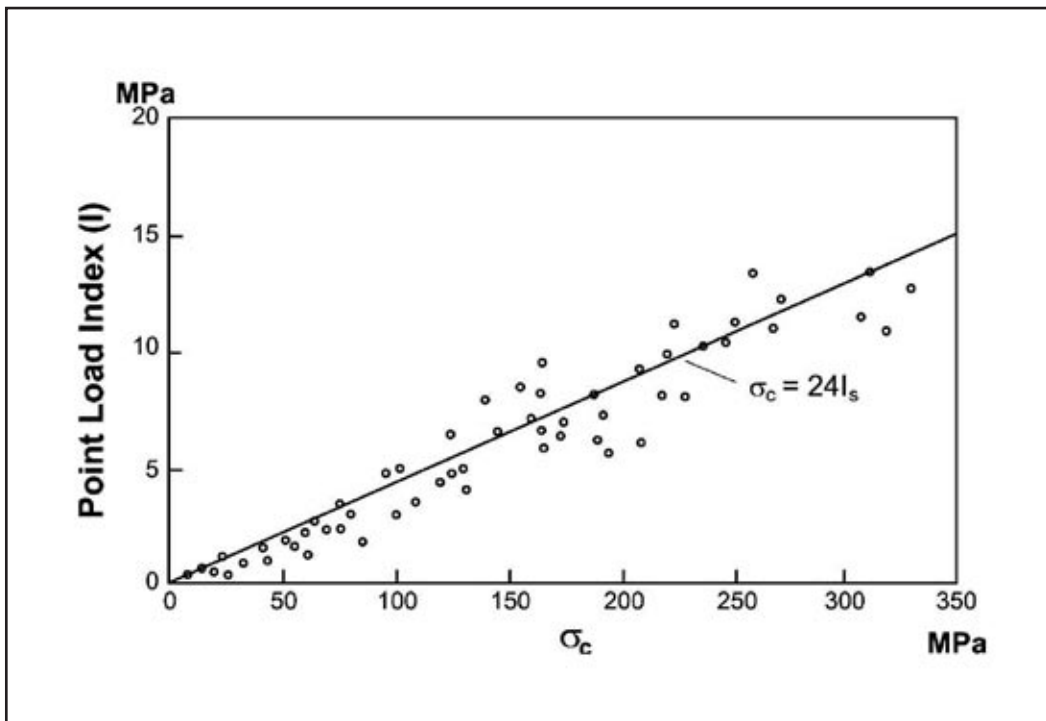


Figura 3.4-47 - Esempio di correlazione per l'indice I_s e la resistenza a compressione monoassiale ottenuta su campioni di calcarenite.

6. Tipo di discontinuità: per il tipo di discontinuità, ove oggettivamente riconoscibili dalle carote estratte e sulla base delle conoscenze di geologia strutturale, potrà essere utilizzata la seguente nomenclatura:
- GIUNTO: discontinuità di origine meccanica, che interrompe la continuità di un corpo litologicamente omogeneo, e lungo la quale non è avvenuto alcun scorrimento;
 - FAGLIA: discontinuità lungo la quale è riconoscibile l'avvenuto scorrimento;
 - CONTATTO: discontinuità che segna il passaggio tra tipi litologici differenti;
 - PIANO DI STRATO: discontinuità correlata alla variazione delle condizioni di sedimentazione, all'interno di una stessa formazione, tipica di rocce sedimentarie;
 - SCISTOSITÀ: piani di debolezza connessi all'orientazione preferenziale in letti e bande di alcune componenti mineralogiche della roccia, tipici di rocce metamorfiche;
 - CLIVAGGIO: superfici di fessilità parallele, molto ravvicinate, spesso parallele ai piani assiali delle pieghe di formazione stratificate;
 - FILONE O LENTE: inclusioni a differente composizione mineralogica in una formazione omogenea.
7. Forma e scabrezza: la scabrezza, dovuta alla presenza di irregolarità, ondulazioni o gradini sulla superficie della discontinuità potrà essere descritta, qualora oggettivamente riconoscibile, secondo lo schema della Figura 3.4-48.

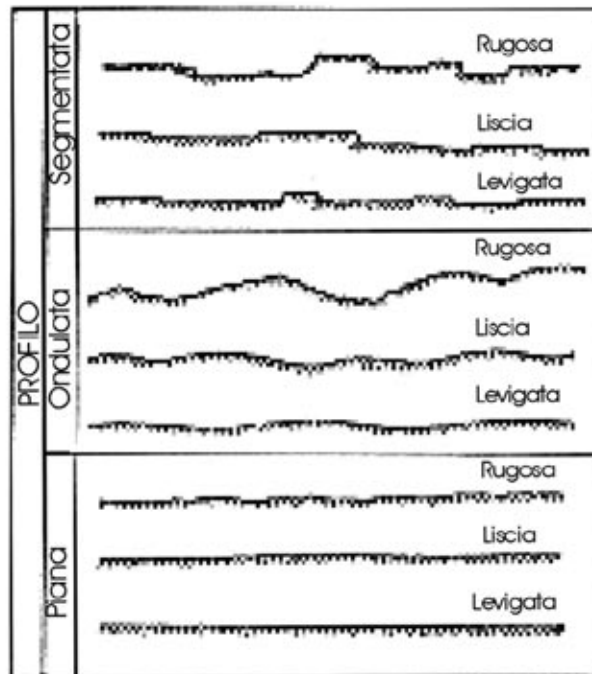


Figura 3.4-48 - Schema del profilo di discontinuità.

Vengono poi indicate, con il termine striate (*slickensided*), le superfici che presentano indizi di movimenti.

8. Riempimento: per il riempimento potranno essere utilizzate le seguenti dizioni (tra parentesi la sigla da riportare sul modulo):

- CALCITE;
- QUARZO;
- BRECCE/SABBIE;
- LIMO;
- ALTRO

9. Grado di alterazione: sono individuati e distinti quattro gradi di alterazione senza però definire nel dettaglio i processi di decomposizione e di disgregazione che interessano le proprietà della roccia.

Le definizioni sono le seguenti:

- INALTERATA – non sono visibili segni di alterazione nella roccia;
- LIEVEMENTE ALTERATA – le superfici di debolezza presentano patine di ossidazione da locali a diffuse che interessano la roccia per uno spessore fino a 2 mm; le discontinuità possono contenere, a tratti, riempimenti di materiale alterato con spessore < 1 mm;
- MOLTO ALTERATA – sono visibili i primi segni di disgregazione della roccia, in particolar modo lungo i piani di scistosità (lamine e piccole scaglie non completamente separate dalla superficie): le discontinuità possono contenere riempimenti di materiale alterato con spessore 1-5 mm; la carota estratta è poco consistente; può presentarsi sgretolata dall'acqua di perforazione (se non è riposta con le dovute cautele nella cassetta catalogatrice si rompe in numerose parti);
- COMPLETAMENTE ALTERATA – è possibile riconoscere anche se parzialmente, la tessitura originaria; il materiale estratto, che può presentare l'aspetto di un suolo, è privo di consistenza; il livello di alterazione è evidenziato dal completo cambiamento di colore.

Oltre alla registrazione della stratigrafia, il geologo responsabile di cantiere annoterà sinteticamente nella documentazione del lavoro, ogni notizia utile od interessante (velocità di avanzamento: veloce, discontinua, lenta, ecc., perdite di fluido di circolazione, tendenze di rifluimenti in colonna, manovre di campionamento o prove non condotte a termine, presenza di gas, ecc.).

3.4.4.2.1.10 Standard di valutazione dei risultati

Per questo tipo di indagine, oltre alla consegna del log stratigrafico di cui sopra, deve essere prevista una relazione generale comprendente:

- obiettivi delle indagini e contesto geologico delle aree investigate
- risultati delle indagini ed eventuali osservazioni. Devono essere riportate in particolare:
 - osservazioni varie relative alla "cronaca" del sondaggio, con riferimento alle problematiche occorse nella fase di perforazione, campionamento, perdite di fluido, velocità di avanzamento;
 - note in merito alla modalità di esecuzione della cementazione del foro e alla qualità della stessa;

- dimensioni del foro;
- presenza o meno di eventuali occlusioni in fase di perforazione;
- rispondenza delle caratteristiche tecniche del sondaggio a quelle previste dalle IT e agli obiettivi del programma di indagine;
- eventuale presenza di acqua.

La relazione generale deve essere prodotta su supporto cartaceo e digitale.

Inoltre, deve essere prevista una relazione tecnica (allegata alla relazione generale) con documentazione, tabelle e grafici da cui risulti per ciascuna prova:

- la descrizione delle procedure seguite;
- la planimetria su base CTR 1:2.000 ingrandita in scala 1:1.000 con il diametro e la profondità del foro;
- coordinate geografiche del sito ove è ubicato il sondaggio;
- le modalità di esecuzione, di rivestimento e di cementazione adottate, e in particolare le dimensioni geometriche del rivestimento, la composizione della miscela iniettata, la massima pressione di iniezione, la portata e l'attrezzatura utilizzata e soprattutto la quantità di miscela adoperata;
- la strumentazione adottata per la perforazione: tipologie di carotieri, sonda, corone, campionatori e fustelle con allegato il materiale fotografico relativo alla strumentazione utilizzata;
- le prove in sito eseguite (prove SPT, prove di permeabilità, misure di falda...) dovranno essere riportate nel log e in tabelle e corredate della necessaria descrizione della strumentazione utilizzata (peso del maglio, tipo di sgancio, altezza di caduta, ecc.);

La relazione tecnica deve essere consegnata in triplice copia, di cui due copie rilegate e una copia non rilegata. Inoltre si richiedono due copie su Cd-rom.

3.4.4.2.1.11 Standard di valutazione dei risultati

E' stata predisposta una serie di parametri per la valutazione della qualità dei dati acquisiti durante le fasi di perforazione ai fini di una loro possibile utilizzazione per un'attendibile interpretazione ai fini geologici. La valutazione sarà effettuata dai referenti scientifici delle regioni, i quali a seguito della visione delle cassette catalogatrici, dei campioni prelevati, dai log-stratigrafici e dalle relazioni tecniche illustrative, dovranno fornire una scheda di valutazione sulla base dei parametri illustrati di seguito.

- a.** Valutazione delle operazioni di carotaggio e campionamento eseguite. Verranno valutati in sede di sopralluogo, mediante la visione delle cassette catalogatrici, i seguenti aspetti:
 - a1** Valutazione delle operazioni di perforazioni (carotaggio). A tal fine sono distinte 3 classi di valutazione sulla base delle percentuali di carotaggio rilevato in riferimento alle IT:
 - a1i** La percentuale di carotaggio è superiore ai limiti delle IT, carote integre e materiale identificabile.
 - a1ii** La percentuale di recupero è inferiore ai limiti delle IT solamente per una porzione limitata di sondaggio definita in questo modo: per tre manovre consecutive e comunque per meno del 15% dell'intero sondaggio.

- a1iii** La percentuale di recupero è insufficiente per una porzione ampia da non ritenere accettabile (per oltre tre battute consecutive è insufficiente oppure per più del 15% dell'intero sondaggio).

Nel caso di valutazione di tipo a1ii, alcune delle manovre errate non saranno pagate all'impresa (anche in relazione alla eterogeneità del materiale incontrato) e il geologo assistente di cantiere subirà una decurtazione del 20% del contributo previsto, nel caso di tipo a1iii non sarà pagato l'intero sondaggio all'impresa e non sarà assicurato il contributo al geologo assistente di cantiere. Le suddette valutazioni potranno tenere conto delle eventuali difficoltà incontrate nella fase di carotaggio e di campionamento imputabili alla presenza di materiale particolarmente grossolano e/o sciolto (elevati spessori di materiale di riporto, ecc.) oppure situazioni connesse con la presenza di materiale particolarmente fratturato e/o alterato (brecce di faglia e coperture di frana).

a2 Valutazione delle operazioni di campionamento. A tal fine sono distinte 3 classi di valutazione sulla base delle caratteristiche del tubo campionario (fustella) e del campione al momento dell'arrivo in laboratorio:

- a2i** Tubo campionario in buone condizioni e rispondenti ai requisiti delle IT.
- a2ii** Tubo campionario non rispondente ai requisiti delle IT. I campioni sono comunque giudicati nella classe adeguata.
- a2iii** Tubo campionario in cattive condizioni (ovalizzazioni, ruggine, danneggiamenti durante il trasporto, ecc.) inidonei alla garanzia di un campione di buona qualità.

Nel caso di valutazione di tipo a2ii, i campioni non saranno pagati all'impresa, nel caso di tipo a2iii non sarà pagato tutto il tratto del sondaggio dove è presente la tipologia di terreno da campionare.

b. Valutazione della ricostruzione del profilo stratigrafico desunto dalle carote e relativa interpretazione geologica. Verranno valutate in sede di sopralluogo, attraverso la visione delle cassette catalogatrici e nel log-stratigrafico fornito dal geologo assistente di cantiere, tutti i terreni campionati e le attribuzioni formazionali fornite. A tal fine sono distinte 3 classi di valutazione:

- b1** La descrizione stratigrafica e la relativa interpretazione formazionale sono corrette.
- b2** La descrizione stratigrafica e la relativa interpretazione formazionale sono incomplete, sono state rilevate alcune mancanze e sarà richiesto di implementare le parti incomplete o mancanti.
- b3** La descrizione stratigrafica e la relativa interpretazione formazionale sono inadeguate.

Nel caso di valutazione di tipo b2 verranno richieste necessarie integrazioni al geologo assistente di cantiere, mentre nel caso di tipo b3 non sarà pagato l'intero contributo al geologo assistente di cantiere.

c. Valutazione della relazione tecnica per la descrizione e l'utilizzo della strumentazione di perforazione (sonda, carotieri, campionatori, corone, rivestimenti).

Tali informazioni devono essere riportate nella relazione tecnica a cura dell'Impresa geologo assistente di cantiere.

La strumentazione in relazione alla tipologia dei terreni deve essere coerente con quella indicata nelle IT. A tal fine sono distinte 3 classi di valutazione:

- c1** La descrizione è conforme a quanto previsto nelle IT
- c2** La descrizione è incompleta, sono richieste integrazioni.
- c3** L'attrezzatura descritta non è conforme a quanto previsto dalle IT.

Nel caso di valutazione di tipo c2 verranno richieste necessarie integrazioni all'impresa geologo assistente di cantiere, mentre nel caso di tipo c3 non sarà pagato l'intero sondaggio all'impresa.

d. Valutazione della relazione tecnica finale con particolare riferimento alla compilazione del log stratigrafico, all'adeguatezza delle misurazioni effettuate sulle carote (Pocket, Vane, ecc.) e in corso di perforazione (rilievo della falda, ecc.), esecuzione prove SPT, materiale fotografico presentato, descrizione della strumentazione tecnica. Tale valutazione sarà effettuata anche sulla base di sopralluoghi, attraverso la visione delle cassette catalogatrici. A tal fine sono distinte 3 classi di valutazione:

- d1** La relazione tecnica è da ritenersi completa, in quanto comprende tutte le informazioni rilevabili come indicato dalle IT.
- d2** La relazione tecnica non contiene tutte le informazioni rilevabili.
Prima di autorizzare il pagamento sarà richiesto di implementare le parti incomplete o mancanti.
- d3** La relazione è carente nel complesso delle informazioni rilevate o non congruente a quanto realmente rilevato dal sondaggio.

Nel caso di valutazione di tipo d2 verranno richieste necessarie integrazioni al geologo assistente di cantiere, mentre nel caso di tipo d3 non sarà pagato l'intero contributo allo stesso.

e. Valutazione del raggiungimento degli obiettivi dell'indagine. In riferimento al programma di indagine redatto, la commissione di collaudo dovrà valutare il raggiungimento degli obiettivi del sondaggio geotecnico tenendo conto dei seguenti aspetti:

- raggiungimento del bedrock sismico definito sulla base delle indagini geofisiche;
- esecuzione delle prove SPT, campionamento del terreno tramite il prelievo dei campioni;
- ricostruzione stratigrafica del sondaggio stesso;
- consentire la corretta esecuzione della prova Down-Hole.

A tal fine saranno distinte due classi di valutazione:

- e1** L'indagine è rispondente agli obiettivi previsti nel programma di indagine.
- e2** L'indagine non è rispondente agli obiettivi previsti nel programma di indagine.

Nel caso di valutazione di tipo e2 non sarà pagato l'intero sondaggio all'impresa e il contributo al geologo assistente di cantiere.

3.4.4.2.2 Pozzetti e trincee esplorative

Pozzetti esplorativi superficiali e trincee d'ispezione costituiscono uno strumento integrativo di indagine particolarmente utile per accertare l'esatta consistenza e la profondità del piano di posa di fondazioni superficiali di edifici esistenti.

Questo tipo di indagine si limita ovviamente agli strati più superficiali.

Gli scavi andranno sostenuti mediante opere di sostegno provvisoria. Occorre inoltre verificare la stabilità del fondo scavo.

La loro esecuzione dovrà essere effettuata con l'obbligo di armare le pareti durante l'avanzamento dello scavo, onde garantire la sicurezza degli operai e un sicuro accesso ai tecnici.

Per scavi da eseguirsi in aderenza a strutture murarie preesistenti e delle quali si vuole conoscere il piano di contatto delle fondazioni con il piano di sedime, si dovrà spingere la profondità sino a 1.00 m al di sotto del piano di appoggio delle fondazioni. Le trincee dovranno avere larghezza minima di 2.00 m, lunghezza variabile e profondità prestabilita.

Si dovrà operare in modo da garantire la buona stabilità delle pareti della trincea mediante idonee puntellature e qualora lo scavo sia stato effettuato con mezzi meccanici, l'armatura dovrà essere posizionata nello scavo prima dell'intervento di operai all'interno di questo.

3.4.4.2.3 Misure inclinometriche

I tubi inclinometrici sono strumenti utili per la misurazione dei movimenti del terreno in un determinato intervallo di tempo scelto.

La strumentazione è costituita da tubi a sezione circolare con diametro esterno che non supera i 92 mm, con 4 scanalature ortogonali che servono come guida alla sonda inclinometrica. Essa viene alloggiata in fori di diametro 101 mm opportunamente rivestiti.

3.4.4.2.3.1 Modalità di installazione

La colonna inclinometrica viene installata in un foro di sondaggio.

Una volta completato e pulito il foro, che dovrà essere rivestito opportunamente a seconda delle finalità, si procede all'installazione della colonna inclinometrica formata da spezzoni di tubo in alluminio collegati da manicotti. Il primo spezzone dovrà essere chiuso al fondo da un tappo semplice o dalla valvola di fondo, a seconda delle modalità di riempimento dell'intercapedine.

Particolare attenzione va posta nell'assemblaggio della colonna e soprattutto nel collegamento tra i singoli spezzoni e i manicotti di giunzione, in modo da evitare piegamenti e/o torsioni dei tubi. Va inoltre evitato l'utilizzo di rivetti.

Il riempimento dell'intercapedine tra il tubo inclinometrico e la parete del foro si otterrà con le modalità già discusse precedentemente.

L'installazione andrà ultimata posizionando in superficie un pozzetto di protezione provvisto di idonea chiusura (Figura 3.4-49).

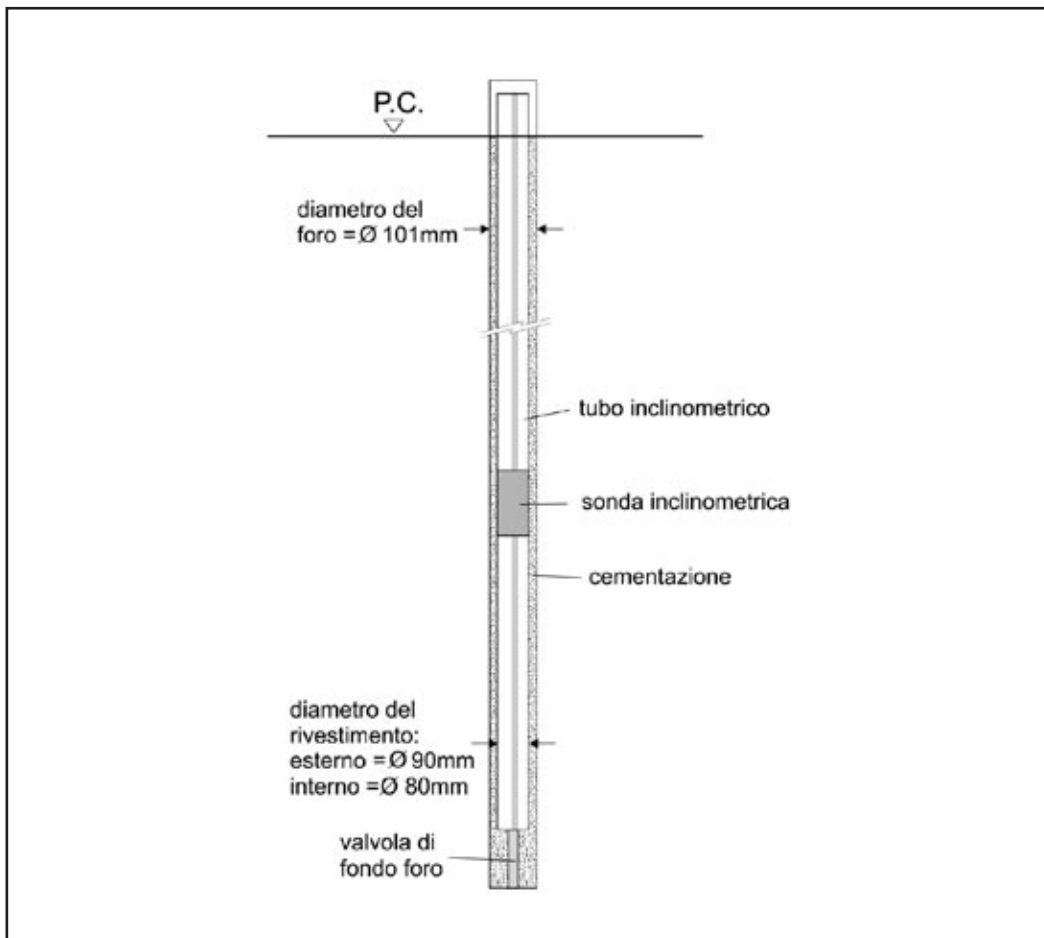


Figura 3.4-49 - Schema di tubo inclinometrico.

3.4.4.2.3.2 Strumentazione da utilizzare

La sonda utilizzata deve essere di tipo biassiale a servoinclinometri con fondo scala almeno di 14.5 gradi sessagesimali. Il passo sonda, cioè la distanza fra le ruote del carrello superiore e quelle del carrello inferiore, deve essere di 50 cm così come lo step delle letture.

La sensibilità dell'asse trasverso non deve superare lo 0.015% del fondo scala, per grado sessagesimale. La variazione in temperatura della sensibilità deve essere minore o uguale allo 0.015 % della lettura, per grado centigrado.

La sensibilità nominale per passo metrico di lettura dovrà essere pari a $25.000 \text{ sen}\alpha$ (angolo di inclinazione rispetto alla verticale). Il cavo di controllo, cioè il cavo con i conduttori elettrici e il cavetto di rinforzo al quale è assicurata la sonda, deve riportare tacche di misura ogni 50 cm e garantire, data la presenza del rinforzo, la costanza nel tempo della distanza fra le tacche di misura. L'unità di lettura deve essere di tipo automatico con acquisizione dei dati.

3.4.4.2.3.3 Modalità di prova

Si individua sul tubo inclinometrico, fra le quattro guide, quella che più si approssima alla direzione di un probabile movimento (guida verso valle); si faccia riferimento alla Figura 3.4-50 in cui è schematizzata una sezione rappresentativa del tubo inclinometrico: le rette congiungenti le guide A1-A2 (componente

X), e le guide B3-B4 (componente Y), formano un sistema di assi cartesiani. In base al programma di elaborazione dati che si utilizzerà, va certificata la correzione azimutale (α) da inserire con il segno positivo o negativo (l'angolo è positivo se si legge in senso antiorario dalla guida A1 al NORD).

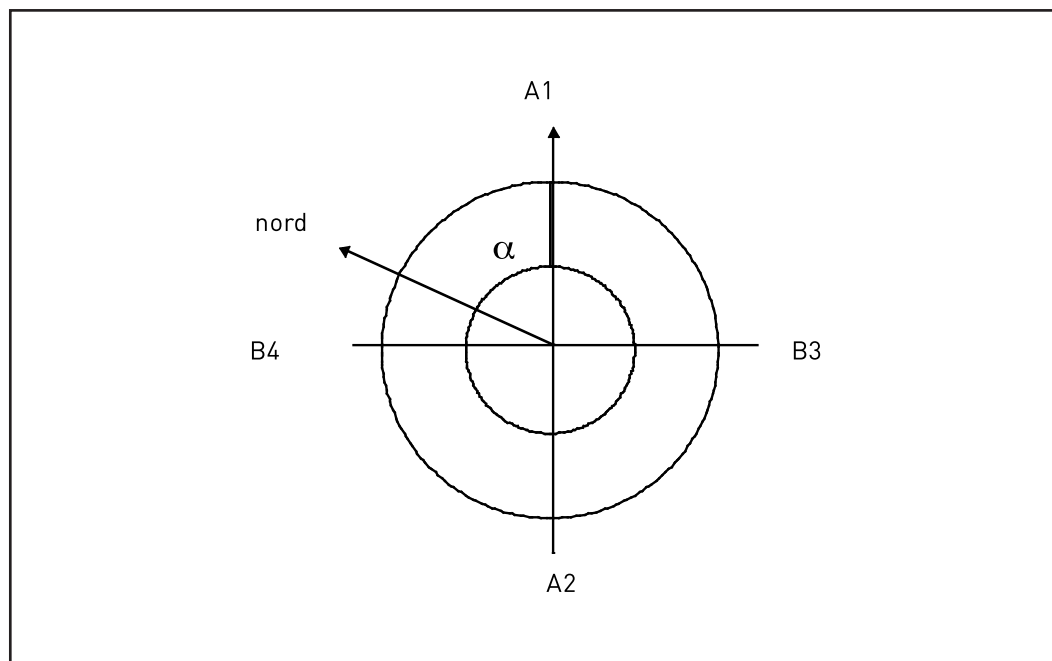


Figura 3.4-50 - Sezione di tubo inclinometrico.

Si porta la sonda inclinometrica fino al fondo del tubo, nella guida A1, a *step* di 50 cm acquisendo opportunamente i dati registrati dallo strumento. Recuperata la sonda inclinometrica, questa viene inserita nella guida A2, (guida diametralmente opposta alla A1) e si prosegue come per il punto precedente. Eseguite le misure sulla guida A2 si passa alla guida B3, ossia la guida posta a 90 gradi in senso orario rispetto alla A1 e successivamente alla guida B4 (guida diametralmente opposta alla B3). Alla fine della misure si sono ottenuti 4 valori di inclinazione sull'asse delle guide A1-A2 (X) e quattro valori di inclinazione sull'asse B3-B4 (Y) per ogni passo sonda, essendo così eseguita una misura di precisione a 4 guide. Dai valori mediati di inclinazione e con semplici formule trigonometriche possono essere ricavati i diagrammi riassuntivi.

Le letture della prima serie (detta lettura di zero) risultano fondamentali perché sulla loro elaborazione vengono tarate le successive letture. Uno dei diagrammi da controllare è quello della "verticalità" del foro che rappresenta la deviazione rispetto alla verticale. Occorre specificare il tipo di correzione dei dati elaborati, se effettuata.

Per quanto riguarda le letture successive a quella di zero, i diagrammi da rappresentare sono:

- Componente A**
- diagramma che rappresenta il movimento per sommatoria rispetto all'origine in mm lungo l'asse A1-A2;
 - diagramma che rappresenta il movimento per punti rispetto all'origine in mm lungo l'asse A1-A2.

- Componente B** - diagramma che rappresenta il movimento per sommatoria rispetto all'origine in mm lungo l'asse B3-B4;
- diagramma che rappresenta il movimento per punti rispetto all'origine in mm lungo l'asse B3-B4.

Risultante per punti: diagramma che rappresenta la variazione di inclinazione locale alle varie profondità (facoltativo).

Risultante per sommatoria: diagramma che rappresenta il movimento per sommatoria dal basso (somma vettoriale) - profondità, con punto di zero al piede del tubo inclinometrico (massima profondità di lettura) e punti calcolati per ogni passo sonda (facoltativo).

Azimut della verticalità: diagramma che rappresenta la direzione della deviazione rispetto alla verticale in gradi sessagesimali.

3.4.4.2.4 Prove di permeabilità

Le prove di permeabilità hanno lo scopo di determinare sperimentalmente in sito il coefficiente di permeabilità K dei terreni.

Le prove comunemente utilizzate sono:

- prove di pompaggio (terreni a grana grossa);
- prove in foro di sondaggio;
 - Lefranc (terreni a grana grossa);
 - Lugeon (roccia);
- prove con piezometri (terreni a grana fine);
 - piezometri in foro;
 - piezometri infissi;
- prove con permeametri autopercoranti (terreni a grana fine);
- prove di dissipazione con piezocono (terreni a grana fine).

Nel caso dei terreni a grana fine, il coefficiente di permeabilità può anche essere ricavato in laboratorio da prove di permeabilità oppure, indirettamente, dalle prove edometriche.

3.4.4.2.4.1 Prove di pompaggio

Si tratta di prove complesse e lunghe da effettuarsi unicamente in casi in cui la determinazione del parametro K risulti critica per il problema in esame.

La prova viene eseguita emungendo una portata d'acqua costante da un pozzo (diametro 500-1000 mm) e misurando gli abbassamenti della falda nel pozzo e in un allineamento di piezometri disposti lungo una direttrice radiale. La prova fornisce quindi la risposta dell'intero acquifero investigando un'ampia porzione di suolo. Si preferisce interpretare la prova in condizioni stazionarie, il che comporta tempi di emungimento lunghi da 24 a 72 ore o più.

La Figura 3.4-51 illustra uno schema semplificato dell'impianto e delle misure. La prova è fortemente influenzata dalla geometria del suolo e dalle condizioni al contorno. Ciò comporta che la prova debba essere opportunamente pianificata e progettata caso per caso.

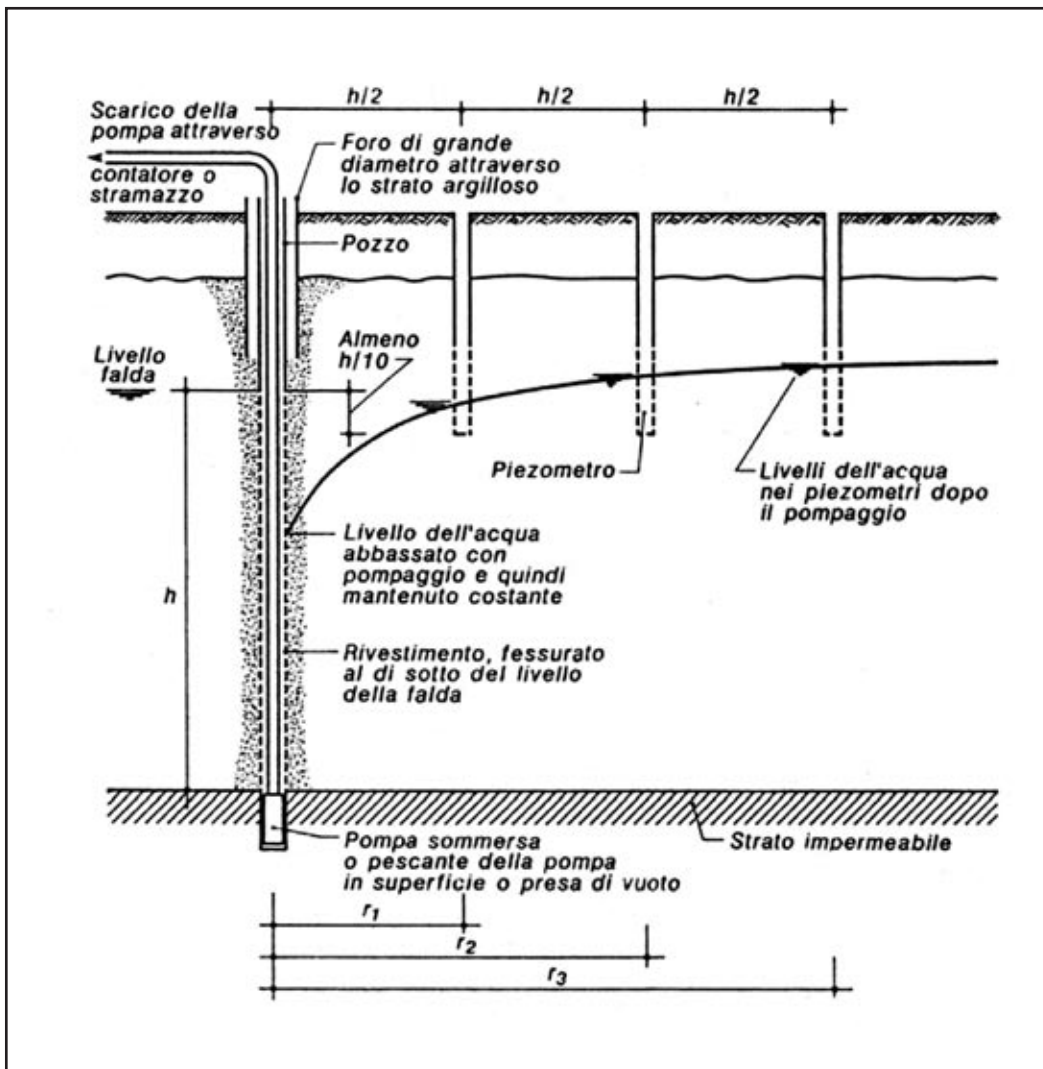


Figura 3.4-51 - Schema ideale di pozzo per prove di pompaggio; acquifero orizzontale, indefinito orizzontalmente, confinato verticalmente. Pozzo che attraversa tutto l'acquifero [CIRIA, Rep. N 113, 1986 mod. da Cestari 1990].

3.4.4.2.4.2 Prove in foro (Lefranc)

Si tratta di una prova di tipo puntuale che riguarda uno strato di terreno (sezione filtrante) dallo spessore di alcuni centimetri sino a 2 metri purché collocati al di sotto del livello della falda. Misure di permeabilità al di sopra del livello della falda sono teoricamente possibili, ma l'interpretazione oltre che difficoltosa risulta affetta da maggiori incertezze. Le prove sono pertanto eseguite a fondo del foro di sondaggio. Nel caso in cui si vogliano eseguire misure a diverse profondità occorre interrompere, ogni volta il sondaggio.

La prova viene eseguita instaurando un dislivello piezometrico tra l'interno del foro, dove è stata realizzata la sezione filtrante e l'esterno. Il moto di filtrazione che ne segue è diretto dal foro verso l'esterno (prove di immissione) o dall'esterno verso il foro (prove di ritorno). Ovviamente, le prove di ritorno possono essere eseguite solo sotto falda.

Le prove possono essere eseguite:

- a carico costante (mantenendo costante il dislivello piezometrico e misurando la portata);
- a carico variabile (instaurando un dislivello iniziale e registrando nel tempo le variazioni di altezza).

A seconda della geometria della sezione filtrante è possibile misurare il coefficiente di permeabilità in direzione verticale (K_v), orizzontale (K_H) o un valore medio.

MISURA DI K_v

In un foro di sondaggio standard (101 mm) con rivestimento da 127 mm, viene calata una batteria di tubi da rivestimento (98/89 oppure 113/104 mm) recante all'estremità inferiore un tubo (non finestrato) con tagliente lungo almeno 500 mm che sarà infisso a pressione nel terreno per almeno 400 mm. Si lava accuratamente la parte alta del terreno lasciando all'interno del tubo solamente 250-300 mm di terreno naturale. Il lavaggio va eseguito a bassa pressione e con utensili dotati esclusivamente di fori radiali. Vanno eseguiti opportuni controlli per verificare la correttezza delle operazioni di pulizia (quantità di detriti e di fini presenti nel fluido di ritorno, uso dello scandaglio per il controllo delle quote).

Al termine della prova di permeabilità il tubo viene estratto, il campione al suo interno viene recuperato e analizzato. Nel caso in cui siano presenti ghiaie, il foro rivestito deve avere diametro compreso tra 600 e 1200 mm. Il tubo per la creazione della sezione filtrante deve essere infisso per almeno un diametro, meglio due.

MISURA DI K_H

Occorre realizzare una sezione filtrante cilindrica con rapporto L/D maggiore di 1.2. Il rivestimento del foro di sondaggio va infisso a secco nel tratto finale sino a raggiungere il tetto dello strato di misura. In assenza di scarico di troppo pieno, la costanza del livello deve essere controllata con una sonda galvanometrica oppure mediante asta graduata.

La portata va misurata con un contatore di precisione inserito nella mandata della pompa oppure misurando la variazione del livello dell'acqua nel vascone.

L'altezza e la portata vanno controllati e misurati ogni 2 o 5 minuti con durata complessiva pari rispettivamente a 10 o 30 minuti. Le prove a carico variabile (prove di immissione) prevedono la misura del livello statico iniziale e la successiva immissione di acqua in foro.

Si annota l'altezza iniziale h_0 e quindi si misura l'altezza h a istanti successivi dall'inizio prova (t_j). Con h_0 uguale o superiore a due metri le misure si effettueranno per riduzioni dell'altezza di 100 mm circa finché i decrementi non risultano inferiori o uguali a $h_0/5$.

Devono essere riportate tutte le informazioni necessarie a definire la geometria della sezione filtrante, la temperatura dell'acqua in foro e di quella immessa e il livello statico della falda.

L'interpretazione delle misure andrà effettuata con i metodi usuali (Lancellotta, 1990).

3.4.4.2.4.3 Prove in foro (Lugeon)

La prova valuta l'attitudine dell'ammasso roccioso a lasciar circolare acqua al suo interno. Si effettua immettendo acqua in pressione in un tratto di foro isolato. Poiché l'acqua in roccia circola attraverso le discontinuità, la misura è un indice indiretto del grado di fratturazione della roccia.

Il parametro di assorbimento che si ricava dalla prova è espresso in Unità Lugeon (UL).

1 UL = portata di un litro al minuto iniettata alla pressione di 1 MPa per 10 minuti in un tratto di foro della lunghezza di un metro.

Il tratto di foro da isolare per la prova può essere realizzato in avanzamento, overosia col procedere

della perforazione oppure in risalita, cioè a foro ultimato. Nel primo caso è sufficiente inserire un pistoncino (*packer*) espandibile immediatamente sopra il fondo del foro. Nel secondo caso, si può selezionare il tratto di foro da sottoporre a prova e isolarlo con due pistoncini alle estremità.

Il metodo in avanzamento garantisce un miglior controllo della tenuta dei *packer*. Il metodo in risalita è più economico e consente di scegliere il tratto da sottoporre a prova.

Il tratto di prova deve avere lunghezza da 1 a 5 m. È anche possibile superare i limiti in ragione del grado di fratturazione dell'ammasso roccioso.

In ogni caso occorre che sia $L > 5D$.

Per garantire la buona tenuta dei *packer* è necessario che il foro non presenti irregolarità. Pertanto il foro andrà eseguito con corone diamantate e usando opportuni alesatori. Di norma si utilizzeranno *packer* di tipo pneumatico assicurandosi che la pressione di gonfiaggio sia almeno 0.2-0.3 MPa superiore a quella di iniezione dell'acqua.

La membrana di tenuta dei *packer* deve avere sufficiente lunghezza. La pompa deve essere in grado di applicare pressioni superiori a 1 MPa e portate elevate. In genere una pompa che eroghi sino a 25 l/s per pressioni di 0.4 MPa è da considerarsi adeguata. Sono da preferirsi pompe a centrifuga rispetto a quelle a pistone per garantire una pressione costante.

La portata va misurata come per le prove Lefranc. Le pressioni di iniezione sono misurate con manometro posto sulla verticale del foro. Le perdite di carico (per correggere le misure del manometro) possono essere stimate da opportuni abachi o misurate direttamente in cantiere. L'impiego di trasduttori di pressione inseriti nella camera di iniezione, rendono superflua la stima delle perdite di carico e offrono la possibilità di registrare i dati in automatico.

È importante definire il livello della falda statica e accertarsi che la pompa non aspiri aria. La prova consiste nel misurare la portata iniettata a pressione costante di 1 MPa per 10 minuti in un tratto di geometria nota.

La fase di misura sopra descritta è preceduta da iniezioni per 10 minuti a pressioni inferiori. Si realizzano gradini di pressione regolare (4 o 5) con incrementi di 0.2-0.25 MPa.

La portata viene misurata ogni 2 minuti verificando che non vari di oltre 0.1 l/s. Aumenti bruschi della portata segnalano l'insorgere di fenomeni di fratturazione idraulica. In questo caso la prova può essere sospesa. In assenza di fratturazione idraulica la prova può essere spinta sino a pressioni di 1.25 MPa.

Le misure vengono eseguite in salita e in diminuzione della pressione. In ritorno la durata del singolo gradino di pressione è di 5 minuti.

Le portate misurate vengono diagrammate in funzione delle pressioni corrette. Il valore della portata per unità di lunghezza del tratto di misura (litri/minuto/metro), corrispondente a 1MPa, rappresenta il parametro di interesse espresso in UL. Se invece le curve portate-pressioni corrette indicano la presenza di fenomeni come turbolenza, intasamento, svuotamento o fratturazione idraulica la prova va interpretata secondo i seguenti criteri:

- turbolenza o intasamento (si prolunga la retta tangente al tratto iniziale e si determina il valore cercato su tale retta in corrispondenza della pressione di 1MPa);
- svuotamento (si misura direttamente sulla curva);
- fratturazione (si estrapola la curva prima dell'inizio della fratturazione).

3.4.4.2.4.4 Misure in terreni a grana fine

In questo caso le misure vengono effettuate di norma a carico variabile utilizzando piezometri infissi o messi in opera all'interno di fori di sondaggi (piezometri tipo Casagrande).

Il principale inconveniente nell'uso di piezometri tipo Casagrande deriva dalle incertezze riguardanti la geometria della cavità.

L'uso dei piezometri infissi (tipo Geonor, tipo Wilkes-Parry, tipo WMS) comporta invece due inconvenienti:

- il materiale attorno al piezometro risulta rimaneggiato in seguito al processo di infissione;
- il filtro del piezometro può essere intasato dalle particelle fini durante la penetrazione.

Il primo inconveniente viene rimosso mettendo in opera filtri porosi (permeometri) autopercoranti. In questo caso la tecnica dell'autopercorazione consente di mettere in opera il permeometro con un minimo disturbo.

Il secondo inconveniente, che riguarda anche i permeometri, è rimosso unicamente con l'uso di filtri protetti (piezometro Wilkes-Parry, permeometro autopercorante PERMAC).

Nel caso di piezometri infissi occorre attendere la dissipazione delle sovrappressioni interstiziali indotte durante l'infissione. Il tempo di attesa è di 20-30 giorni per i piezometri di piccole dimensioni.

Nel caso di terreni a grana fine, escludendo le prove a carico costante, quelle a carico variabile comportano il contemporaneo instaurarsi di fenomeni di filtrazione e consolidazione.

Nel caso in cui venga aumentata la pressione dell'acqua all'interno del filtro (flusso verso l'esterno) si ha una riduzione delle tensioni efficaci.

Nel caso opposto si ha invece un aumento delle pressioni efficaci. Le caratteristiche di permeabilità sono dipendenti dal livello delle tensioni efficaci, ne consegue che le misure vanno pianificate e progettate caso per caso in ragione del problema da affrontare. Analoghe considerazioni si applicano alle prove di dissipazione mediante piezocono.

3.4.4.2.5 Prove penetrometriche dinamiche (SPT)

Scopo della prova è quello di determinare il numero di colpi (N_{SPT}) necessari a infiggere, per una profondità di 300 mm, un campionatore di dimensioni standard mediante battitura. I valori ottenuti consentono una stima qualitativa della consistenza del terreno. Inoltre è possibile stimare mediante correlazioni empiriche i seguenti parametri:

- la densità relativa, l'angolo di resistenza al taglio e la resistenza alla liquefazione dei terreni granulari;
- il modulo di taglio a piccole deformazioni sia nel caso di terreni a grana grossa che in quelli a grana fine.

La prova va preferibilmente realizzata in terreni granulari (sabbie e ghiaie fini). Tuttavia può essere eseguita in qualsiasi terreno sciolto e anche nel caso di alcune rocce tenere. Unicamente in presenza di grossi elementi lapidei, la prova perde di significato.

3.4.4.2.5.1 Schema esecutivo della prova

La prova può essere effettuata in fori di sondaggio, oppure in fori appositamente eseguiti (Figura 3.4-52).

Sul fondo foro, opportunamente pulito, dovrà essere infisso a percussione un campionatore di forma e dimensioni standard. Viene determinato il numero di colpi necessari alla penetrazione di 45 cm, mi-

surati separatamente in tre tratti di 15 cm ciascuno. Il materiale portato in superficie viene identificato e può essere successivamente classificato in laboratorio.

L'attrezzatura e la modalità di prova sono quelle indicate dalla norma ASTM D 1586-84.

Le raccomandazioni AGI e a quelle dell'ISSMGE (*International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*) forniscono indicazioni a volte differenti e a volte in contrasto con quelle previste dalla citata norma ASTM. È possibile fare riferimento alle raccomandazioni AGI o a quelle dell'ISSMGE unicamente per quanto di seguito specificato. Eventuali deroghe alla norma prescritta andranno concordate con la direzione lavori.

Il tubo campionatore è di acciaio indurito con superfici esterne e interne lisce. La norma ASTM prevede l'impiego del tubo campionatore standard tipo Raymond. Questo tubo, oltre la quota della scarpa, presenta un allargamento del diametro interno da 35 a 38.1 mm. Ciò è previsto per l'alloggiamento di un cilindro portacampione generalmente di plastica. La norma ASTM tuttavia non impone l'obbligo di utilizzare tale cilindro.

È possibile utilizzare il tubo campionatore delle raccomandazioni ISSMGE che non prevede il suddetto allargamento. Inoltre, il tubo campionatore può essere apribile longitudinalmente in due metà (Figura 3.4-50).

L'impiego di una punta conica di acciaio del diametro di 51 mm e angolo alla punta di 60° nei terreni ghiaiosi non è consentita né dalla norma ASTM né dalle raccomandazioni ISSMGE. La sostituzione del tubo campionatore standard con altro più idoneo ad attraversare ed eventualmente campionare i terreni a grana grossa deve essere preventivamente concordato con la direzione lavori.

L'impiego di tubi campionatori di dimensioni non standard come quelli utilizzati nella cosiddetta prova LPT (*Large Penetration Test*) va concordata con la direzione lavori.

La norma ASTM prescrive l'impiego di aste di acciaio che collegano la testa di battuta del maglio con il campionatore aventi rigidità non inferiore a quella delle aste di perforazione di tipo "A" (diametri 41.2/28.5 mm, modulo di resistenza $w = 5.29 * 10^{-6} \text{ m}^3$).

È consentito l'impiego delle aste di perforazione di tipo "N" (ad esempio diametro 67 mm, spessore 8 mm $w = 19.4 * 10^{-6} \text{ m}^3$, peso 12.7 kg/m).

Le aste devono essere diritte presentando un'inflexione inferiore all'1‰. Si raccomanda di avvitarle strettamente in corrispondenza dei giunti.

Il dispositivo di battuta consiste di:

- testa di battuta in acciaio strettamente avvitata all'estremità della batteria di aste;
- maglio $63.5 \pm 0.5 \text{ kg}$;
- dispositivo di rilascio per una caduta libera del maglio di 760 mm.

Il dispositivo non deve superare il peso di 115 kg.

Occorre specificare il dispositivo di rilascio (Fune Manila da 25 mm e cabestano, Trip Monkey, Tombi o Tipo Giappone, Pilcon). Nel caso di dispositivo a fune e cabestano occorre specificare il numero di giri di fune (uno o due) e il diametro del cabestano (piccolo o grande).

Occorre inoltre specificare il tipo di maglio (Vicksburg, Donut, Safety, Old standard, Pilcon, Nenzi, Pinweight).

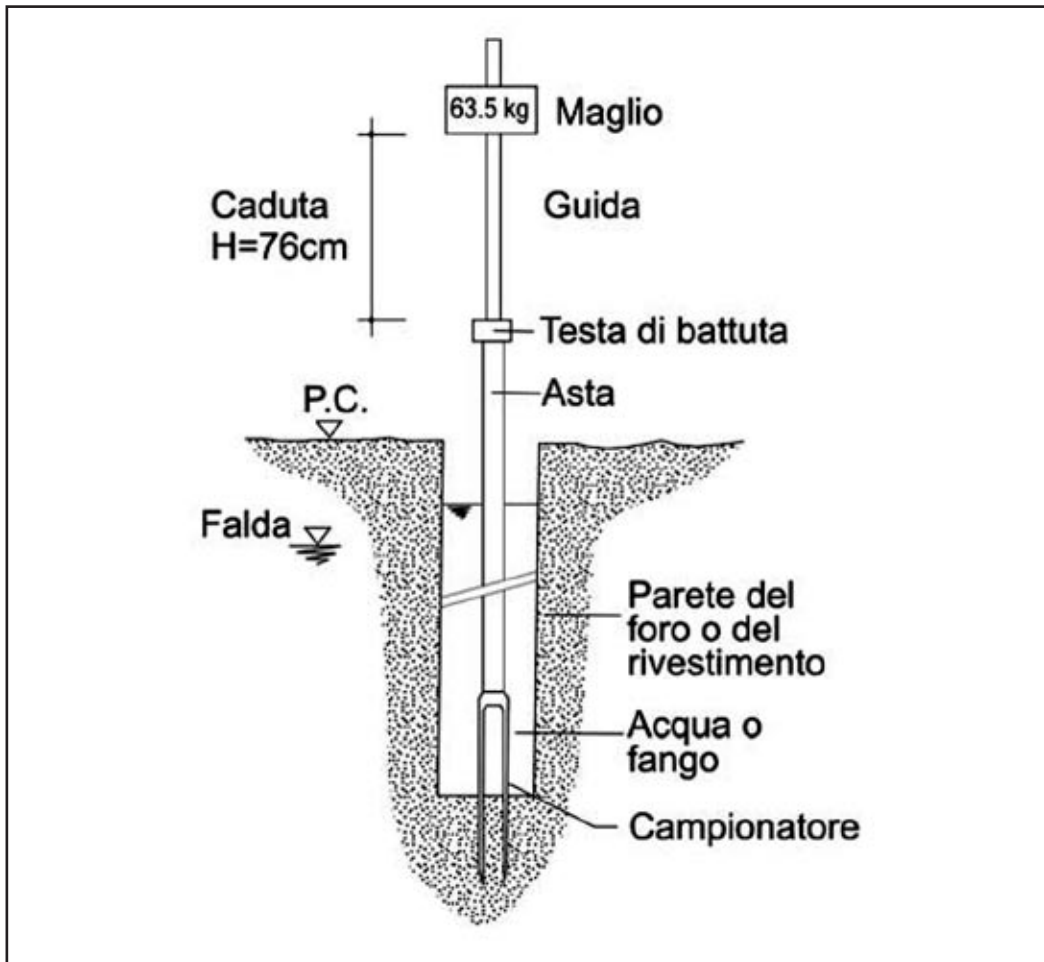


Figura 3.4-52– Schema di principio di una prova SPT (non in scala). Da Cestari, 1996.

Le specifiche sopra richieste sono superflue nel caso in cui venga fornita una taratura del sistema con l'indicazione del suo rendimento (ER %).

ESECUZIONE DEL FORO:

- nella perforazione a distruzione con circolazione diretta (*wash boring*) l'utensile deve avere lo scarico del fluido laterale anziché verso il basso;
- gli utensili di perforazione accettabili sono elencati nella citata norma ASTM. È inaccettabile l'uso dell'elica cava nei terreni sotto falda ed è altresì inaccettabile l'impiego del campionatore tipo Raymond per l'esecuzione del foro in ogni caso;
- il foro deve avere diametro compreso tra 63.5 e 150 mm. Il diametro interno del rivestimento, quando richiesto, deve essere compreso tra 56 e 162 mm;
- in presenza di un rivestimento provvisorio il diametro del foro non deve essere superiore al 90% del diametro interno di tale rivestimento.

Alcune raccomandazioni utili secondo l'ISSMGE:

- il carico idrostatico nel foro non deve essere minore di quello esterno;

- la perforazione non va spinta oltre la quota prevista per la misura;
- il rivestimento non va infisso a profondità superiori a quelle previste per la misura;
- occorre evitare manovre che provochino l'estrazione del rivestimento.

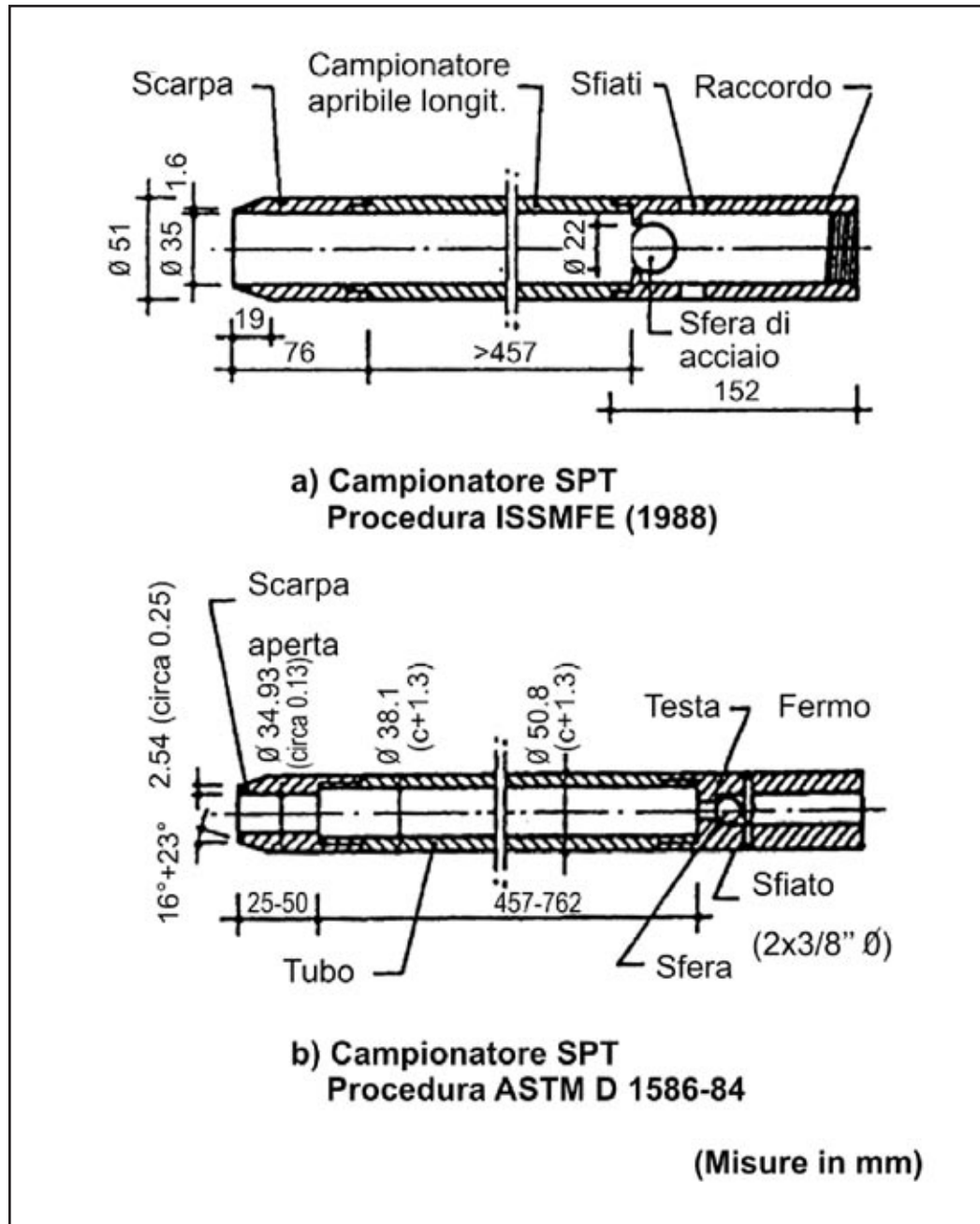


Figura 3.4-53 - Campionatori della prova SPT: i) il tubo apribile da 38.8 mm di diametro interno può essere munito di un porta-campione di spessore di 0.16mm; ii) può essere inserito un cestello di ritenuta metallico o in plastica; iii) l'estremità della scarpa può essere leggermente arrotondata. Da Cestari, 1990.

ESECUZIONE DELLA PROVA

Il campionatore viene posizionato a fondo foro mediante la batteria di aste, dopodichè viene posizionato il dispositivo di battuta.

La penetrazione iniziale causata dal peso della strumentazione va annotata.

Si procede quindi all'infissione preliminare pari a 150 mm che viene interrotta al raggiungimento di 50 colpi annotando la penetrazione corrispondente (es: $50 \times 11 = 50$ colpi con 110 mm di penetrazione). Si passa quindi alla successiva infissione di 300 mm effettuata separatamente in due tratti di 150 mm ciascuno. Questa seconda fase di infissione viene interrotta al raggiungimento di 100 colpi annotando la penetrazione corrispondente (es. $30 + 70 \times 13 = 30$ colpi per i primi 150 mm e 70 colpi con una penetrazione di 130 mm). Il numero di colpi necessari a infiggere il campionatore di 300 mm è indicato come resistenza alla penetrazione. La procedura sopra descritta è quella suggerita dall'ISSMGE e si discosta da quanto indicato nella norma ASTM. La procedura di prova dell'ISSMGE è quella che di regola andrà applicata in quanto fornisce un'informazione più completa salvo diverso accordo con la DL.

La frequenza di battitura non deve essere superiore a 30 colpi al minuto.

Il campione estratto dal campionatore dovrà essere conservato, trasferendolo dal tubo campionatore in contenitori di plastica a tenuta d'aria, contrassegnati con etichetta recante le seguenti informazioni: cantiere, numero di sondaggio, numero del campione, profondità di penetrazione, lunghezza del campione, data di prelievo, valori N1, N2, N3 con le eventuali penetrazioni come specificato precedentemente.

3.4.4.2.5.2 Presentazione dei risultati

Si riassumono di seguito le informazioni e la documentazione che devono accompagnare ciascuna prova:

- cantiere;
- data di perforazione alla profondità di prova;
- data e ora di inizio e fine prova;
- numero del sondaggio;
- metodo di perforazione e dimensioni del rivestimento provvisorio se impiegato;
- dimensioni e peso delle aste impiegate per la prova;
- tipo di campionatore, specificando nel caso di campionatore ASTM se si è utilizzato o meno un portacampione. Specificare anche se il campionatore è apribile longitudinalmente;
- tipo di maglio e dispositivo di sgancio;
- altezza di caduta libera;
- profondità del fondo foro prima della prova;
- profondità della base (scarpa) del rivestimento se impiegato prima della prova;
- informazioni sulla falda e sul livello del fluido nel foro;
- penetrazione per peso proprio;
- resistenza alla penetrazione preliminare (primi 150 mm) con eventuale annotazione della penetrazione;
- resistenza alla penetrazione vera (successivi 300 mm) con eventuale annotazione della penetrazione;
- descrizione dei terreni recuperati col campionatore;
- eventuali note;
- eventuale taratura del rendimento energetico.

3.4.4.2.6 Prove penetrometriche statiche (CPT, CPTU, SCPT)

La prova penetrometrica statica, che consiste nell'infissione a pressione nel terreno di una punta d'acciaio chiusa di forma conica, ha lo scopo di misurare la forza necessaria alla penetrazione della punta (Q_c), la forza di attrito laterale tra il terreno e un manicotto d'acciaio situato al di sopra della punta (Q_s) ed eventualmente la pressione della fase liquida nei pori durante l'avanzamento della punta (u). Da queste misure, effettuate separatamente, ma in modo continuo, è possibile determinare tramite correlazioni semiempiriche le seguenti caratteristiche:

- andamento stratigrafico;
- densità relativa (DR), angolo di resistenza al taglio (ϕ) e resistenza alla liquefazione dei terreni granulari;
- resistenza al taglio non drenata (S_v) dei terreni a grana fine;
- modulo di taglio elastico a piccole deformazioni (G_0).

La prova penetrometrica statica può essere realizzata in qualsiasi tipo di terreno sciolto. La prova risulta drenata nel caso dei terreni granulari (ghiaie fini, sabbie, sabbie debolmente limose) e non drenata in quelli saturi a grana fine (argille, argille limose). Nei terreni a grana fine parzialmente saturi e nel caso di terreni limosi e limo-argillosi è possibile che si verifichi una condizione di parziale drenaggio. L'interpretazione convenzionale dei risultati di prova fa riferimento o a una condizione drenata o a quella non drenata.

3.4.4.2.6.1 Schema esecutivo della prova

La norma ASTM D3441-94 è quella di riferimento salvo quanto specificato nelle presenti IT. La prova viene eseguita infiggendo a pressione nel terreno una punta conica di acciaio di forma e dimensioni standard (Figura 3.4-54 e Figura 3.4-55) con una velocità di avanzamento costante pari a 2 cm/s.

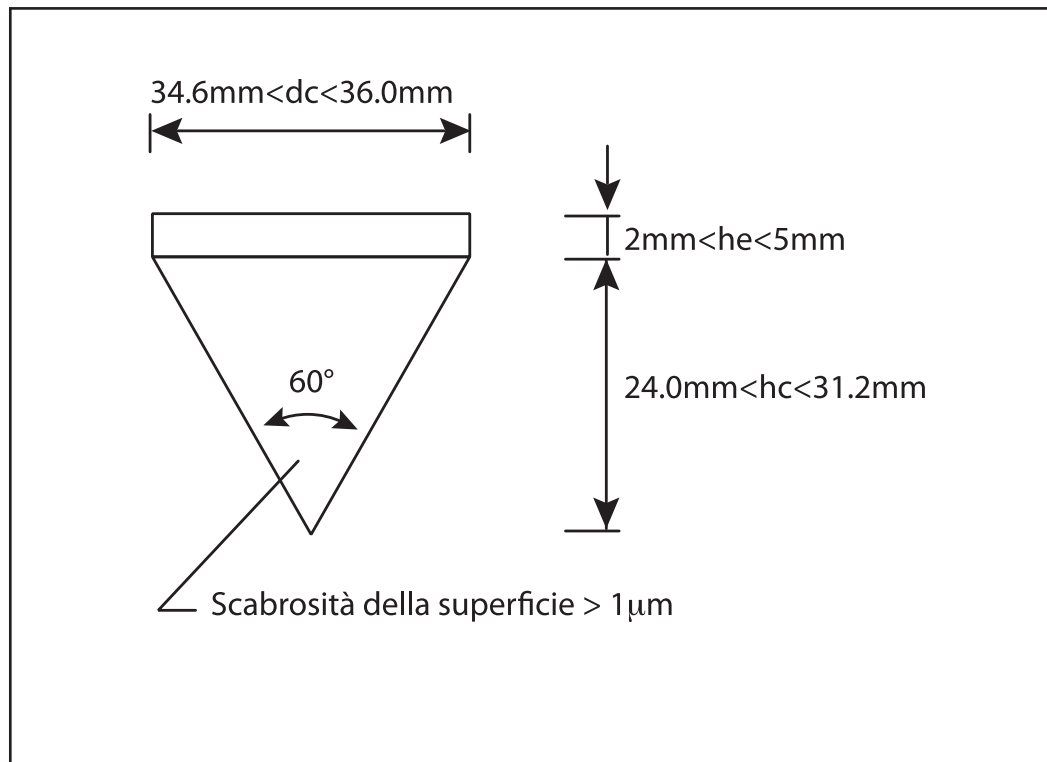


Figura 3.4-54 - Cono standard. Da Cestari, 1990.

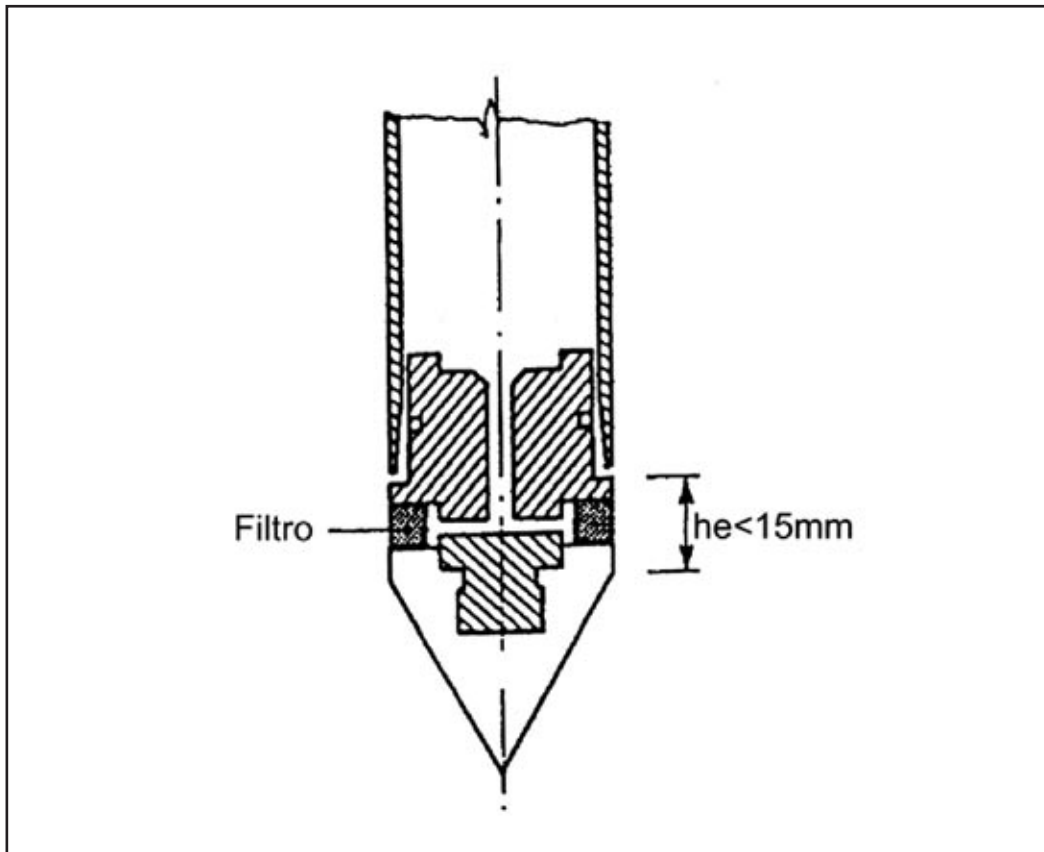


Figura 3.4-55 - Piezocono standard. Da Cestari, 1990.

Esistono sostanzialmente due tipi di apparecchiatura:

- punta meccanica;
- punta elettrica.

Solamente con la seconda è possibile effettuare misure continue come indicato nel descrivere lo scopo della prova. Le punte meccaniche sono in genere libere (telescopiche) rispetto alle aste di spinta e la misura della spinta viene fatta in superficie. La norma di riferimento, come per altro le citate raccomandazioni AGI (1977), considerano standard, sia la punta elettrica sia quella meccanica, le quali tuttavia presentano differenze sia geometriche che meccaniche. Le principali differenze nei risultati ottenibili con i due tipi di punta riguardano soprattutto l'attrito laterale. Nel prosieguo si indica come standard la punta elettrica.

Le principali caratteristiche del cono standard sono di seguito riportate. È fatto obbligo, nell'impiego di punte diverse da quella standard, di indicare dimensioni e caratteristiche:

- area di base 1000 mm^2 (tolleranze $-5\% + 2\%$);
- angolo di apertura 60° (altezza del cono compresa tra 24 e 31.2 mm);
- superficie del manicotto compresa tra 14.700 e 15.300 mm^2 con rugosità compresa tra 0.25 e 0.75 μm . Il diametro non deve risultare inferiore a quello del cono mentre può risultare maggiore con una tolleranza di 0.35 mm;
- estensione cilindrica $2 \leq h_e \leq 5\text{mm}$ (senza setto poroso); $h_e \leq 15\text{mm}$ (con setto poroso);
- rugosità del cono inferiore a 1 μm .

Per i penetrometri attrezzati per la misura della pressione dell'acqua (Piezoconi, CPTU), il setto poroso deve avere una permeabilità di 0.01 cm/s e deve essere saturato con glicerina. Il filtro può essere costituito da plastica porosa, materiale ceramico o acciaio inox sinterizzato.

Il sistema di spinta consiste di:

- batteria di aste di spinta cave;
- batteria di aste interne piene (solo punte telescopiche);
- dispositivo di spinta;
- dispositivo di ancoraggio.

Le aste di spinta cave sono avvitate l'una sull'altra a formare una batteria rigidamente collegata con asse rettilineo costante. La flessione nel punto centrale di un'asta di spinta lunga 1 m non deve risultare superiore a 0.5 mm per le aste inferiori e 1 mm per le altre.

Sulle aste cave, di diametro esterno 36 mm, se necessario, potrà essere installato un anello allargatore per diminuire l'attrito del terreno lungo la batteria a non meno di 1 m sopra la punta.

Le aste interne, a sezione piena, sono impiegate unicamente nei penetrometri meccanici di tipo telescopico. Il diametro di tali aste deve essere da 0.5 a 1 mm inferiore a quello interno delle aste cave. Devono scorrere con grande facilità rispetto alle aste cave.

Il sistema di spinta deve avere una corsa minima di 1 m e deve spingere le aste a velocità di penetrazione costante (20mm/s \pm 5mm/s indipendentemente dalla natura e dalle caratteristiche del terreno). Si utilizzerà in generale un'apparecchiatura a spinta idraulica di capacità di 20 t. L'attrezzatura di spinta deve essere ancorata o zavorrata in modo tale da non muoversi rispetto al piano campagna. Vengono utilizzati a tale scopo autocarri zavorrati per spinte fino a 20 t. In alternativa è possibile utilizzare 4 o 6 eliche di ancoraggio.

Le punte elettriche sono strumentate mediante celle estensimetriche per la misura continua della forza assiale agente sul cono (Q_c) e della forza di attrito laterale agente sul manicotto (Q_s). Per questa seconda misura è fondamentale che la cella estensimetrica sia insensibile agli sforzi normali e misuri unicamente quelli di taglio. Il piezocono è attrezzato per la misura della pressione interstiziale (u) mediante un trasduttore di pressione.

Normalmente le punte elettriche hanno un fondo scala da 5 t. È possibile utilizzare coni con due celle di carico agenti in serie e dotate di diverso fondo scala nel caso di terreni teneri. I sensori sono condizionati da una centralina posta in superficie. Il collegamento elettrico è realizzato via cavo inserito nelle aste di spinta. La profondità è acquisita dalla centralina grazie alla presenza di un encoder collegato meccanicamente al dispositivo di spinta.

Nella prova continua (velocità di infissione pari a 20 mm/s \pm 5 mm/s) l'infissione di ciascuna asta di spinta (lunghezza 1 m) avviene in modo continuo. È raccomandato un rilevamento continuo delle grandezze (Q_c , Q_s ed eventualmente u). In ogni caso l'intervallo tra due letture deve risultare inferiore a 0.2 m.

Le misure andranno eseguite con le seguenti precisioni: non peggiore del 5% del valore misurato, non peggiore dell'1% del valore massimo di resistenza misurata nello strato attraversato. La profondità andrà rilevata con una precisione non inferiore a 0.1 m.

Può essere accettata al massimo una deviazione dalla verticale della spinta fornita dall'attrezzatura pari al 2%. Le punte penetrometriche elettriche possono essere strumentate con un inclinometro

da utilizzare al fine di controllare la verticalità. L'esigenza di controllare la verticalità si pone particolarmente a profondità elevate e nei terreni molto compatti o dove la presenza di elementi lapidei grossi può causare una rilevante deviazione dalla verticale.

Le prove vanno eseguite ad almeno 1 m da una precedente verticale e/o ad almeno 25 diametri da un preesistente foro di sondaggio.

Rettilinearità delle aste di spinta, usura del cono e calibrazioni dei sensori e del sistema di acquisizione dati vanno verificati periodicamente.

Per il superamento di un tratto particolarmente resistente si potrà disporre l'esecuzione di un preforo rivestito, di diametro superiore a quello delle aste del penetrometro (40 - 50 mm). A tale fine è anche possibile ricorrere a penetrometri statici/dinamici (si veda il paragrafo 3.4.4.2.7.2 riguardante il penetrometro tipo Meardi, DPT).

Nel caso di preforo di diametro superiore occorrerà disporre all'interno una tubazione di guida del diametro anzidetto, corredata di adatti centronatori.

3.4.4.2.6.2 Presentazione dei risultati

Nella restituzione dei risultati occorrerà contrassegnare con la lettera R ogni grafico se l'attrezzatura e le modalità di esecuzione sono interamente in accordo con gli standards di riferimento. Si farà seguire la lettera R con una delle seguenti a seconda del tipo di penetrometro impiegato:

M = meccanico

H = idraulico

E = elettrico

Occorre indicare: le caratteristiche di fondo scala dei sensori di misura, posizione dell'eventuale filtro, data, identificazione della prova, ubicazione e ditta esecutrice.

Occorre inoltre indicare:

- la profondità alla quale un anello allargatore o aste di spinta di minore diametro sono state manovrate (parzialmente estratte e risospinte a quota) per ridurre l'attrito laterale e per ottenere quindi una maggiore penetrazione;
- ogni interruzione della normale procedura;
- osservazioni dell'operatore relative al tipo del terreno, suoni sulle aste di spinta, sobbalzi per presenza di ghiaia, inconvenienti, ecc.;
- dati relativi alla esistenza e allo spessore di riporti, o alla esistenza e allo spessore di scavi, nonché la quota di inizio prova rispetto alla superficie del terreno originale o modificata;
- la quota di piano campagna;
- eventuali letture inclinometriche;
- tutte le verifiche effettuate dopo l'estrazione;
- livello idrico nel foro dopo l'estrazione;
- eventuale profondità alla quale il foro è franato;
- eventuale riempimento del foro a fine prova.

Infine occorre indicare: identificativo della punta, nome dell'operatore, date e riferimenti certificati di taratura dei sensori.

Vengono determinate le seguenti grandezze:

- resistenza alla punta $q_c = Q_c/A_c$ (A_c = area di base del cono);
- attrito laterale locale $f_s = Q_s/A_s$ (A_s = area del manicotto);
- spinta totale Q_t è la forza necessaria a spingere contemporaneamente nel terreno la punta e le aste;
- resistenza di attrito totale $Q_{st} = Q_t - Q_c$;
- rapporto delle resistenze Rf (%) = $100 f_s/q_c$;
- indice delle resistenze $lf = q_c/f_s$.

Grafici, scale raccomandate:

- per la profondità: 1 unità a piacere $x = 1$ m (in ordinate);
- per la resistenza alla punta (q_c): $x = 20$ Kg/cm² (2000 kN/mq, 2 MPa);
- per la resistenza laterale (f_s): $x = 0,5$ Kg/cm² (50 kN/m²);
- per il rapporto (Rf): $x = 20$ unità del rapporto;
- per la forza di attrito totale Q_{st} : $x = 500$ kg (5kN);
- per la pressione dell'acqua u : $x = 0.2$ kg/cmq (20 kPa).

Per il penetrometro meccanico l'elaborazione grafica dovrà essere accompagnata dalla copia delle letture ai manometri, che verranno effettuate ogni 20 cm di avanzamento, delle grandezze misurate. I valori della resistenza penetrometrica vanno corretti per effetto della u , quando questa viene misurata, nel seguente modo:

$$q_c \text{ (corr.)} = q_c \text{ (mis.)} + u(1-a)$$

dove $a = A_N/A_c$ (dove A_c = area del cono, A_N = area netta del corpo dello strumento depurata dallo spessore del manicotto).

È inoltre consigliato procedere al filtraggio statistico dei dati e alla correzione della profondità in base alle letture inclinometriche. Quest'ultima correzione è fattibile unicamente se si dispone delle misure inclinometriche. Il filtraggio dei dati ha lo scopo di ridurre la dispersione dei valori misurati e di pervenire a un profilo semplificato.

Quando viene impiegata una punta con setto poroso, nel caso si eseguano misure di dissipazione della pressione neutra, dovranno essere forniti anche i grafici della pressione neutra in funzione del tempo. Ogni rapporto anche parziale deve comprendere una chiara planimetria del sito. Vanno riportate in risalto le posizioni in cui le prove sono state effettuate e l'eventuale sequenza temporale di esecuzione di sondaggi e prove penetrometriche.

3.4.4.2.7 Prove penetrometriche dinamiche (DPT)

Lo scopo della prova è quello di determinare il numero di colpi (N_{30}) necessari a infiggere, per una profondità di 30 cm, una punta conica di dimensioni standard mediante battitura. I valori ottenuti consentono una stima qualitativa della consistenza del terreno. Inoltre è possibile correlare empiricamente i valori misurati con quelli ricavati dalla prova SPT. È pertanto possibile ricavare i seguenti parametri:

- la densità relativa, l'angolo di resistenza al taglio e la resistenza alla liquefazione dei terreni granulari.
- il modulo di taglio a piccole deformazioni sia nel caso di terreni a grana grossa che in quelli a grana fine.

3.4.4.2.7.1 Schema esecutivo della prova

I penetrometri dinamici sono classificati in base al peso del maglio come indicato nella Tabella 3.4-19. Normalmente, in ragione della natura molto consistente dei terreni prevalentemente incontrati, si farà ricorso a penetrometri superpesanti.

Più precisamente, in accordo alle raccomandazioni AGI (1977), si suggerisce l'impiego del penetrometro tipo Meardi e della relativa metodologia descritta nel seguito.

La prova trova il suo miglior campo di applicazione nei terreni granulari molto addensati o contenenti ghiaia.

Tuttavia può essere eseguita in qualsiasi terreno sciolto e anche nel caso di alcune rocce tenere.

Unicamente in presenza di grossi elementi lapidei, che potrebbero danneggiare la punta, la prova non è eseguibile.

Tabella 3.4-19 – Classificazione dei penetrometri.

Tipo	Sigla	Massa del maglio M (kg)
Leggero	DPL	$M \leq 10$
Medio	DPM	$10 < M < 40$
Pesante	DPH	$40 \leq M < 60$
Superpesante	DPSH	$M \geq 60$

È tuttavia possibile impiegare attrezzature e modalità differenti.

Per le prove "tipo Meardi", occorre infiggere nel terreno mediante battitura una punta conica di dimensioni standard per una profondità di 30 cm. Dopodiché occorre infiggere il rivestimento esterno.

La prova di resistenza potrà partire dal piano di campagna, oppure, previ opportuni accorgimenti, con inizio dal fondo dei fori di sondaggi.

Poiché con tale prova si ottengono informazioni di tipo continuo, dovranno essere eseguite misurazioni di resistenza alla penetrazione durante tutta l'infissione.

3.4.4.2.7.2 Penetrometro tipo Meardi

L'attrezzatura si compone di una prima batteria di aste ciascuna della lunghezza di 1.2 m, di peso pari a 7 Kg/m, e diametro di 34 mm, alla cui estremità inferiore sarà collegata una punta conica di diametro 50,8 mm e angolo di apertura 60° (Figura 3.4-56), e di una seconda batteria di aste concentriche alla prima, di diametro 48/43 mm e di peso 5.3 Kg/m circa, alla cui estremità inferiore dovrà essere avvitata una scarpa tagliente.

Questa seconda batteria di aste ha lo scopo di eliminare l'attrito tra aste interne e terreno.

Il maglio di 73 Kg dovrà avere un'altezza libera di caduta di 75 cm.

Il sistema di sollevamento del maglio potrà essere idraulico con sganciamento automatico oppure

con azionamento fune-cabestano senza sgancio automatico.

È fatto obbligo di specificare le caratteristiche del penetrometro utilizzato qualora queste si discostino da quelle standard sopra specificate.

La prova dovrà procedere alternativamente e consecutivamente ora battendo sulle aste interne per infiggere la punta e contando il numero dei colpi (N_p) necessari per avanzare nel terreno di 30 cm, ora sulle aste esterne per rilevare il numero dei colpi (N_r) necessari per un eguale avanzamento nel sottosuolo. La prova verrà interrotta quando N_p o N_r superano il valore di 100.

La punta conica deve sporgere dalla batteria di tubi esterni non più di 30 cm in qualsiasi fase della prova. Ciò per evitare che attriti laterali sulle aste alterino i dati di resistenza N_p misurati. È consentito infiggere la punta per una profondità di 20 cm anziché 30 cm. Tale difformità dallo standard suggerito deve essere evidenziata nella presentazione dei risultati.

Le batterie, le aste interne collegate alla punta conica e i tubi esterni, devono essere liberi per tutta la durata della prova. Nel caso di blocco delle due colonne a seguito di penetrazione di materiale nell'intercapedine, la prova dovrà essere sospesa.

3.4.4.2.7.3 Presentazione dei risultati

A completamento della prova dovrà essere fornita una relazione complessiva contenente:

- una documentazione comprendente:
 - tabella dei valori delle resistenze N_p e N_r misurate alle diverse profondità per ciascuna prova;
 - diagramma di N_p in relazione alla profondità;
 - diagramma di N_r in relazione alla profondità;
 - altezza media di caduta del maglio per l'infissione del rivestimento;
 - grafico di N_r in funzione della profondità, dove N_r è ricavato da $N_r = 75 N_p / H'$ essendo H' l'altezza media di caduta del maglio durante l'infissione del rivestimento;
 - schema eventuale del preforo;
 - specifiche riguardanti l'attrezzatura e in particolare il tipo di sollevamento adottato.
- l'interpretazione stratigrafica delle verticali analizzate;
- la planimetria CTR in scala 1:5.000, ove esistente, per una visione più generale del sito d'indagine. In alternativa sarà utilizzata una planimetria CTR in scala 1:10.000;
- coordinate in Gauss-Boaga del sito ove è ubicata l'indagine;
- la planimetria CTR in scala 1:1.000 con l'ubicazione delle indagini (vanno riportate in risalto le posizioni in cui le prove sono state effettuate e l'eventuale sequenza temporale di esecuzione di sondaggi e prove penetrometriche);
- le fotografie relative alle varie fasi di esecuzione della prova su Cd-rom.

La relazione complessiva dovrà essere prodotta su supporto cartaceo e digitale.

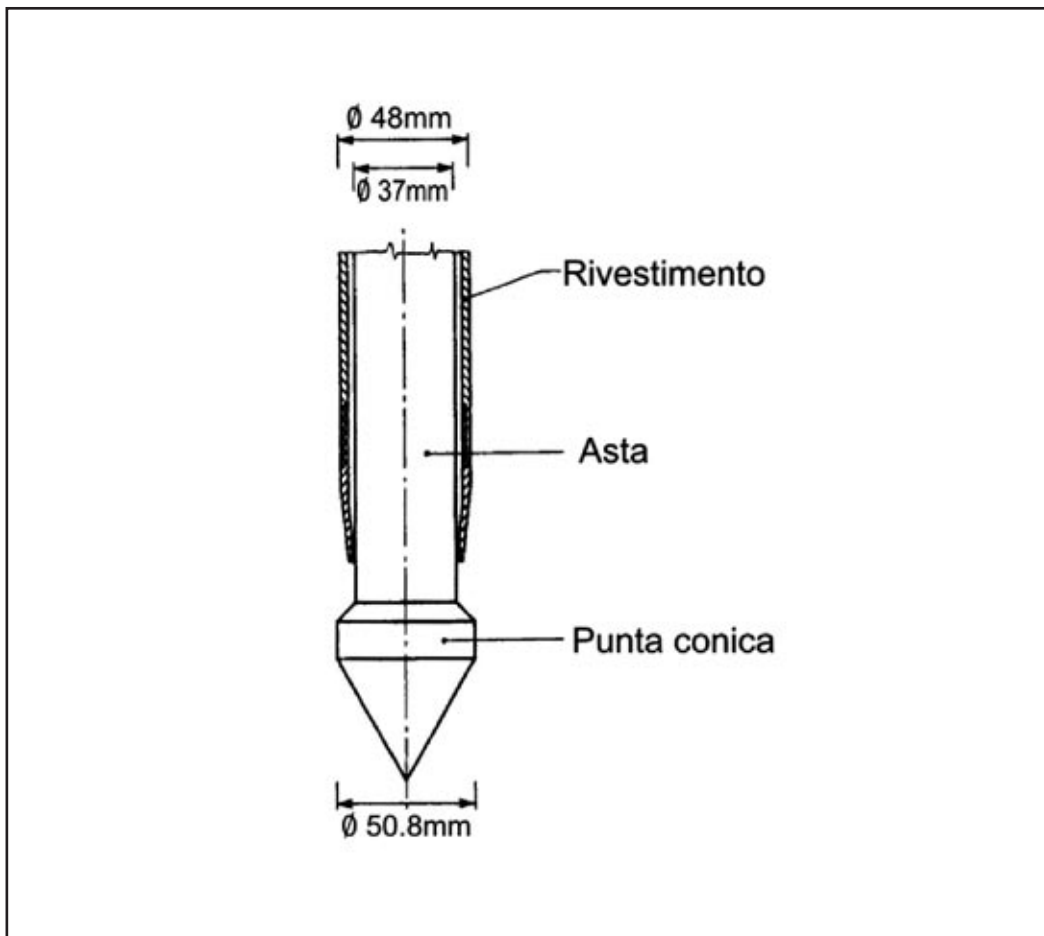


Figura 3.4-56 – Penetrometro superpesante tipo Meardi.

3.4.4.2.8 Prove scissometriche (FVT)

Le prove scissometriche consentono di determinare la resistenza al taglio non drenata (S_u) in terreni coesivi saturi fornendo la variazione di tale parametro con la profondità.

La prova trova il suo miglior campo di applicazione nei terreni coesivi teneri e saturi. Tuttavia può essere eseguita in qualsiasi terreno a grana fine saturo.

3.4.4.2.8.1 Schema esecutivo della prova

La prova consiste nell'infingere, in una porzione di terreno non disturbata, una paletta costituita da 4 lame di acciaio di forma rettangolare o lanceolata e nel farla ruotare misurando il valore massimo della coppia applicata. Si assume che tale operazione comporti la rottura in condizioni non drenate di un cilindro di terreno avente l'altezza H della paletta e il suo diametro D . La resistenza al taglio mobilitata è quella disponibile sull'intera superficie del cilindro.

Le caratteristiche dell'apparecchiatura impiegata andranno indicate nella relazione finale. È possibile eseguire le misure all'interno di fori di sondaggi utilizzando degli scissometri meccanici.

La prova può essere eseguita all'interno di un foro di sondaggio o anche in assenza di fori di sondaggio con le modalità e l'attrezzatura di seguito indicate. Attrezzatura ed esecuzione della prova sono regolate dalla norma ASTM D 2573 fatto salvo quanto di seguito espressamente specificato.

Occorre utilizzare una paletta costituita da 4 lame di acciaio di forma rettangolare o lanceolata avente diametro compreso tra 50 e 100 mm. In parziale deroga a questa indicazione dell'ASTM è consentito utilizzare le palette della Geonor con lame rettangolari e diametro pari a 45-55-65 mm. Il rapporto tra l'altezza della paletta e il diametro è in ogni caso pari a 2. Lo spessore delle alette deve essere limitato e deve soddisfare la condizione che l'area della superficie di base delle alette sia inferiore al 15 % dell'area del cerchio che le circonda. La paletta va infissa in una porzione di terreno non disturbata o relativamente poco disturbata. A tal fine occorre che la paletta sia spinta a una profondità pari a 5 volte il diametro al di sotto del fondo foro. Nel caso di prove eseguite senza la preventiva realizzazione del sondaggio vengono utilizzate palette protette da una scarpa. In questo caso la paletta andrà spinta a una profondità pari a $5D$ al di sotto della quota raggiunta dalla scarpa di protezione. In deroga a quest'ultima prescrizione, nel caso in cui si utilizzi lo scissometro Geonor o previa autorizzazione della direzione lavori è possibile spingere la paletta a una profondità di soli 50 cm al di sotto della scarpa di protezione.

La rotazione della paletta va imposta dalla superficie con una velocità non superiore a $0.1^\circ/\text{s}$ o $6^\circ/\text{min}$. Nel corso di questa operazione va misurata la coppia torcente. L'applicazione della coppia va iniziata subito dopo l'infissione con un'attesa massima non superiore a 5 minuti.

Nel caso in cui l'asta porta paletta non sia protetta dal terreno circostante, occorre misurare l'attrito che si sviluppa al contatto tra asta e terreno correggendo conseguentemente il valore della coppia misurata. Nel caso di asta protetta occorre verificare periodicamente che l'attrito sui cuscinetti sia trascurabile.

È possibile misurare la resistenza residua o del terreno rimaneggiato subito dopo aver ruotato la paletta per almeno 10 giri completi.

Le prove vanno intervallate di almeno 0.7 m.

3.4.4.2.8.2 Presentazione dei risultati

La resistenza al taglio non drenata andrà calcolata nel seguente modo:

$$S_u(FV) = T / k$$

dove T è la coppia massima applicata al netto degli attriti tra asta porta paletta e terreno (come sopra specificato, tale attrito non entra in gioco nel caso di aste protette); mentre k è un fattore che dipende dalla geometria, dalle dimensioni della paletta e dalla distribuzione degli sforzi di taglio lungo il cilindro di rottura.

In particolare per palette di forma quadrata di altezza H e diametro D andrà utilizzata la seguente relazione:

$$S_u(FV) = \frac{T}{\frac{\pi D^3}{2} \left(\frac{H}{D} + \frac{a}{2} \right)}$$

dove a dipende dalla distribuzione degli sforzi di taglio lungo la superficie laterale del cilindro di rottura. Nel caso di distribuzione uniforme $a = 2/3$, per distribuzione parabolica $a = 3/5$ e per distribuzione triangolare $a = 1/2$.

Nella restituzione dei risultati occorrerà utilizzare la simbologia sopra indicata specificando le relazioni impiegate per ottenere i valori di resistenza al taglio.

3.4.4.2.9 Prova dilatometrica (DMT)⁷⁹

3.4.4.2.9.1 Generalità

Il dilatometro piatto (DMT) è una lama di acciaio avente dimensioni 95 × 200 × 15 mm, con il bordo inferiore affilato.

Su di un lato dello strumento è montata una membrana metallica circolare espandibile (Figura 3.4-57).

La prova consiste nell'infingere verticalmente la lama nel terreno mediante spinta statica, agendo su una batteria di aste, espandendo la membrana con gas in pressione e misurando le pressioni corrispondenti a due livelli di deformazione predeterminati della membrana. Da queste misure è possibile determinare, mediante correlazioni, numerosi parametri geotecnici di uso comune.



Figura 3.4-57 – Dilatometro piatto.

3.4.4.2.9.2 Standard e documenti di riferimento

La prova dilatometrica è stata originariamente introdotta da Marchetti (1980). L'attrezzatura e le metodologie di prova DMT sono standardizzate dall'ASTM (2001) e nell'Eurocodice 7 (2007).

Informazioni particolarmente dettagliate su attrezzatura, procedura di prova, interpretazione e applicazioni di progetto della prova DMT sono contenute nel rapporto del comitato tecnico TC16 ISSMGE (2001), disponibile anche in versione italiana.

3.4.4.2.9.3 Descrizione della prova

La lama viene fatta avanzare nel terreno per mezzo di attrezzature di uso comune, ad esempio attrezzature di spinta normalmente utilizzate per la prova penetrometrica a punta conica (CPT) o per sondaggi. Le aste di spinta trasferiscono la forza di penetrazione alla lama.

La lama è collegata a una centralina di misura in superficie per mezzo di un cavo elettropneumatico (che trasmette pressione di gas e continuità elettrica) passante all'interno delle aste di spinta. Una bombola di gas, collegata alla centralina di misura per mezzo di un cavo pneumatico, costituisce la sorgente di gas necessaria per espandere la membrana. La centralina di misura è dotata di un regolatore di pressione, di manometri, di un segnalatore audiovisivo e di valvole di sfiato.

Lo schema generale della prova dilatometrica è illustrato in Figura 3.4-58.

⁷⁹ Il presente paragrafo è stato redatto da Marchetti D., Marchetti S., Monaco P., Totani G., e non fa parte delle IT predisposte nell'ambito del Progetto VEL (Regione Toscana).

A intervalli regolari (generalmente ogni 20 cm) la penetrazione viene arrestata e, utilizzando la centralina di misura, viene immesso gas del quale si aumenta gradualmente la pressione, facendo dilatare la membrana contro il terreno. A ogni profondità, in circa 1 minuto, vengono rilevati due valori di pressione:

- A.** pressione necessaria per controbilanciare la pressione del terreno e iniziare il movimento della membrana (pressione di distacco o *lift-off*);
- B.** pressione necessaria per ottenere una dilatazione del centro della membrana contro il terreno di 1.1 mm.

La prova DMT può essere eseguita in una grande varietà di terreni, da estremamente teneri a molto duri argille con resistenza al taglio non drenata c_u da 2-4 kPa fino a 1000 kPa (marne), moduli M da 0.4 MPa a 400 MPa. La prova DMT è appropriata per sabbie, limi e argille, dove i grani sono piccoli rispetto al diametro della membrana (60 mm). Non è appropriata per misure nelle ghiaie. Tuttavia la lama è abbastanza robusta da attraversare strati di ghiaia di circa 0.5 m di spessore.

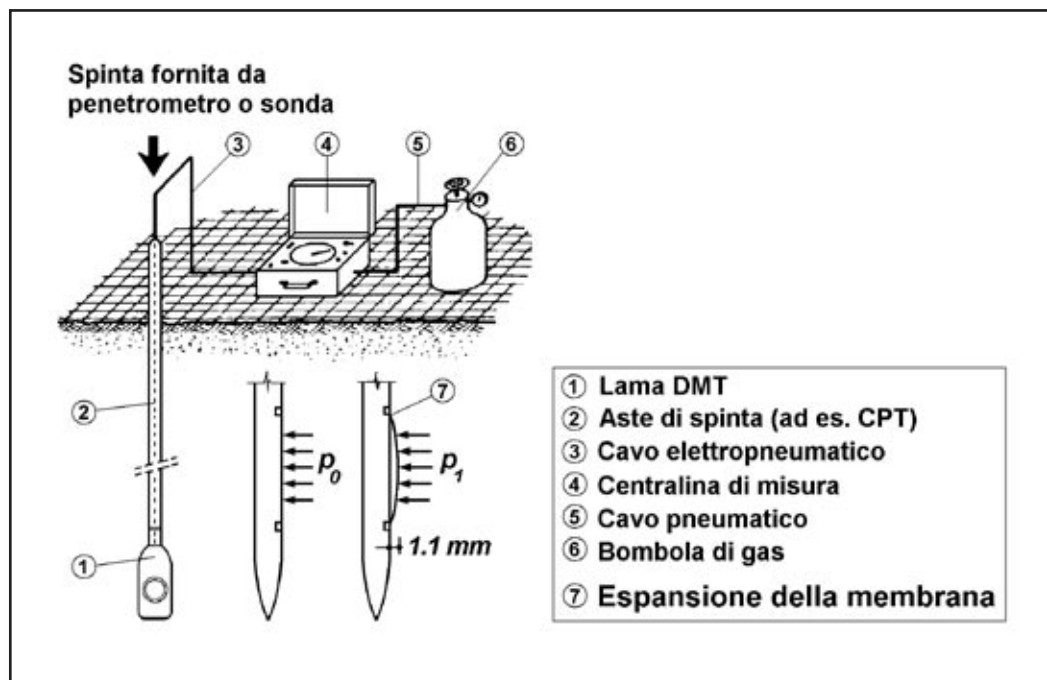


Figura 3.4-58 – Schema generale della prova DMT.

3.4.4.2.9.4 Elaborazione dati e interpretazione

Le formule base per l'elaborazione dei dati DMT e le principali correlazioni sono riassunte nella Tabella 3.4-20.

Le letture di pressione A , B devono essere corrette per mezzo dei valori ΔA , ΔB determinati mediante calibrazione, per tenere conto della rigidità della membrana, e convertite in p_0 , p_1 .

I due valori di pressione determinati p_0 e p_1 vengono elaborati ottenendo tre "parametri indice":

- I_D Indice di Materiale
- K_D Indice di Spinta Orizzontale
- E_D Modulo Dilatometrico

Dai parametri indice I_D , K_D , E_D applicando le correlazioni usuali (TC16 2001), vengono ricavati i parametri:

- M Modulo edometrico (terreni sia coesivi che incoerenti)
- c_u Resistenza al taglio non drenata (terreni coesivi)
- K_0 Coefficiente di spinta a riposo (terreni coesivi)
- OCR Rapporto di sovraconsolidazione (terreni coesivi)
- Φ' Angolo di resistenza al taglio (terreni incoerenti)

e altre informazioni (vedi Tabella 3.4-20).

Il modulo edometrico M e la resistenza al taglio non drenata c_u sono ritenuti i parametri più affidabili e utili ottenuti dalla prova DMT.

Tabella 3.4-20 – Formule base per l’elaborazione delle prove DMT (TC16 2001).

SIMBOLO	DESCRIZIONE	FORMULE BASE DI ELABORAZIONE DMT	
p_0	Prima Lettura Corretta	$p_0 = 1.05 (A - Z_M + \Delta A) - 0.05 (B - Z_M - \Delta B)$	
p_1	Seconda Lettura Corretta	$p_1 = B - Z_M - \Delta B$	
I_D	Indice di Materiale	$I_D = (p_1 - p_0) / (p_0 - u_0)$	
K_D	Indice di Spinta Orizzontale	$K_D = (p_0 - u_0) / \sigma'_{v0}$	
E_D	Modulo Dilatometrico	$E_D = 34.7 (p_1 - p_0)$	
K_0	Coeff. Spinta Orizz. in Sito	$K_{0,DMT} = (K_D / 1.5)^{0.47} - 0.6$	
OCR	Rapp. di Sovraconsolidazione	$OCR_{DMT} = (0.5 K_D)^{1.56}$	
c_u	Res. al Taglio Non Drenata	$c_{u,DMT} = 0.22 \sigma'_{v0} (0.5 K_D)^{1.25}$	
Φ'	Angolo di Resistenza al Taglio	$\Phi_{safe,DMT} = 28^\circ + 14.6^\circ \log K_D - 2.1^\circ \log^2 K_D$	
c_h	Coeff. di Consolidazione	$c_{h,DMTA} \approx 7 \text{ cm}^2 / t_{flex}$	
k_h	Coeff. di Permeabilità	$k_h = c_h \gamma_w / M_h \quad (M_h \approx K_0 M_{DMT})$	
γ	Peso di Volume	(vedi grafico in TC 16 2001)	
M	Modulo Verticale Drenato Confinato	$M_{DMT} = R_M E_D$	
		se $I_D \leq 0.6$	$R_M = 0.14 + 2.36 \log K_D$
		se $I_D \geq 3$	$R_M = 0.5 + 2 \log K_D$
		se $0.6 < I_D < 3$	$R_M = R_{M,0} + (2.5 - R_{M,0}) \log K_D$ con $R_{M,0} = 0.14 + 0.15 (I_D - 0.6)$
		se $K_D \rightarrow 10$	$R_M = 0.32 + 2.18 \log K_D$
		se $R_M < 0.85$ porre $R_M = 0.85$	
u_0	Pressione Neutra di Equilibrio	$u_0 = p_2 - C - Z_M + \Delta A$	

Per quanto riguarda l’uso dei risultati DMT per specifici problemi applicativi, in particolare:

- pali soggetti a carichi orizzontali;
- individuazione di superfici di scorrimento in frane;
- liquefabilità delle sabbie;
- controllo della compattazione;
- parametri di input per analisi agli elementi finiti;
- modulo di reazione orizzontale per il dimensionamento dei diaframmi.

Una sintesi delle metodologie è contenuta nel rapporto TC16 (2001), dove sono anche riportati i riferimenti bibliografici degli articoli originali pertinenti.

3.4.4.2.9.5 Presentazione dei risultati

La Figura 3.4-59 mostra un esempio di risultati DMT. L'uso dei risultati è il seguente:

- L'indice di materiale I_D fornisce informazioni sul tipo di terreno (argilla, limo, sabbia).
- Il modulo edometrico M e la resistenza al taglio non drenata c_u sono parametri di uso comune.
- Il profilo dell'indice di spinta orizzontale K_D è simile, nella forma, al profilo del rapporto di sovraconsolidazione OCR . In argille $K_D \approx 2$ indica $OCR = 1$, $K_D > 2$ indica un deposito sovraconsolidato. Il profilo di K_D può aiutare a comprendere la storia del deposito.

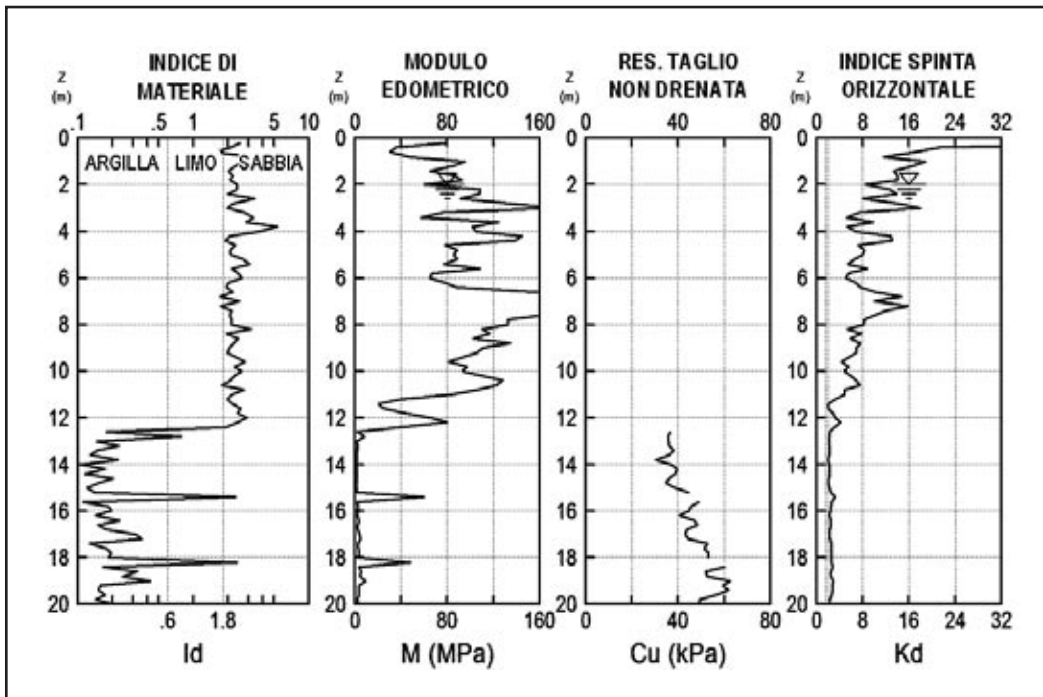


Figura 3.4-59 – Esempio di risultati DMT.

3.4.4.2.9.6 Specifiche per l'esecuzione della prova dilatometrica (DMT)

A. ATTREZZATURA

1. Dispositivo di spinta

Può essere costituito da un penetrometro statico da 200 kN di spinta effettiva, completo di batteria di aste di spinta (Φ_{est} compreso tra 36 e 50 mm), oppure dal dispositivo di spinta di una sonda da perforazione. In questo secondo caso almeno 2-3 m di aste, quelle connesse allo strumento di prova, avranno $\Phi_{est} = 36 \div 50$ mm. Le aste sovrastanti potranno avere diametro maggiore.

Il cavo elettropneumatico di collegamento dello strumento con la superficie passa internamente alle aste di spinta. In caso di spinta a mezzo sonda esso può uscire lateralmente in corrispondenza del raccordo, spaccato longitudinalmente, che connette le ultime 2-3 aste alle aste sovrastanti di diametro maggiore. Sopra il punto di uscita il cavo verrà fissato opportunamente all'esterno delle aste.

2. Attrezzatura dilatometrica

L'attrezzatura dilatometrica avrà la geometria inizialmente fissata da Marchetti senza modifiche e dovrà comprendere:

- lama dilatometrica (95×200×15 mm) con membrana metallica laterale espandibile per 1.1 mm al centro;

- centralina di misura;
- cavo elettropneumatico di collegamento del dilatometro con la centralina;
- bombola di gas azoto, con riduttore di pressione con uscita regolabile almeno fino a 80 bar.

B. MODALITÀ ESECUTIVE

1. Accertamenti preliminari

Prima dell'esecuzione della prova si dovrà verificare che la lama di prova sia diritta, senza concavità o convessità maggiori di 0.5 mm rispetto alla corda.

La lama collegata alle aste dovrà presentare una deviazione del bordo affilato dall'asse entro 1.5 mm. La membrana dovrà essere liscia e regolare e il metallo che la costituisce non deve essere snervato.

Dovrà essere verificata la tenuta del sistema complessivo collegato lama-cavo-centralina. A tal fine si pressurizzerà il sistema a 200 kPa e si chiuderà la mandata. Non si dovranno rilevare nel circuito perdite di pressione maggiori di 100 kPa/min.

2. Taratura

Dovranno essere misurati, tramite il dispositivo di taratura, i valori di depressione (ΔA) e di pressione (ΔB) necessari per portare la membrana della lama, libera in aria, nelle posizioni *A* e *B*, corrispondenti rispettivamente agli spostamenti 0.05 mm e 1.1 mm del centro membrana. Dovrà risultare:

$$\Delta A = 5-30 \text{ kPa}$$

$$\Delta B = 5-80 \text{ kPa}$$

Membrane con caratteristiche diverse non saranno accettate e dovranno essere sostituite.

Le membrane nuove dovranno essere sottoposte a 5 cicli di carico e scarico con pressioni comprese entro i limiti indicati dal costruttore prima di essere impiegate in prove reali.

La taratura della membrana dovrà essere eseguita all'inizio e al termine di ogni verticale di prova.

La prova sarà eseguita da personale in possesso del patentino di abilitazione rilasciato dal costruttore.

3. Prova corrente

Il dilatometro sarà spinto verticalmente nel terreno arrestando la penetrazione a intervalli di 20 cm per l'esecuzione delle misure.

Durante l'infissione il segnale acustico (o audiovisivo) sarà sempre attivato e la valvola di sfiato dovrà essere aperta.

Raggiunta la quota di prova, si arresta l'infissione e si scarica la spinta sulle aste. Entro 20 secondi dall'arresto si invia gas alla membrana misurando, tramite la centralina elettro-pneumatica di superficie:

- la pressione alla quale si ha il distacco della membrana (lettura *A* – il segnale cessa), da rilevarsi a circa 15 secondi dall'inizio della immissione del gas;
- la pressione necessaria per espandere di 1.1 mm il centro della membrana (lettura *B* – il segnale si riattiva), da rilevarsi a circa 15 secondi dalla lettura *A*.

Se richiesto, verrà anche misurato e annotato il valore *C* della pressione che agisce sulla membrana quando, durante lo scarico del gas (dapprima immesso per ottenere le letture *A* e *B*), la membrana si richiude sulla posizione *A* di riposo riattivando il segnale acustico (pressione di "richiusura" o *closing pressure*). Il tempo di scarico deve essere di circa 30 secondi.

Qualora la natura del terreno impedisca l'infissione del dilatometro fino alla profondità prefissata, si

devono estrarre aste e dilatometro, si deve eseguire un preforo di diametro adeguato (ad esempio 100 mm) fino alla profondità prescritta, quindi si re-immette il dilatometro per proseguire la prova.

4. Prove di dissipazione "DMTA"

Se richiesto, verranno anche eseguite prove di dissipazione DMTA. Tali prove consistono nel rilevare, a dilatometro fermo, una sequenza di letture A (generalmente a tempi raddoppiati quali 15 secondi, 30 secondi, 1 min, 2 min, etc.) che permettono di costruire la curva di decadimento nel tempo della pressione totale σ_h esercitata dal terreno sulla lama. Il decadimento è tanto più lento quanto meno il terreno è permeabile. L'interpretazione della curva di decadimento fornisce stime del coefficiente di consolidazione e del coefficiente di permeabilità.

C. DOCUMENTAZIONE

Per ogni prova deve essere fornita la seguente documentazione:

1. individuazione dell'ubicazione e della data di prova;
2. quota del piano campagna rilevata rispetto al livello del mare;
3. valori di A e B rilevati a ciascuna profondità;
4. valori di ΔA e ΔB iniziali e finali di ciascuna verticale;
5. eventualmente, valori di C (se rilevati) a ciascuna profondità;
6. eventualmente, letture A in funzione del tempo rilevate nel corso di prove di dissipazione DMTA a ciascuna profondità (se eseguite).
7. Le letture (A e B) devono essere elaborate e diagrammate in modo da ottenere i profili di:
 - indice di materiale I_D , correlato alla granulometria del materiale (argilla, limo, sabbia);
 - indice di spinta orizzontale K_D ;
 - modulo dilatometrico E_D ;
 - modulo edometrico $M = 1/m_v$;
 - resistenza al taglio non drenata c_u (solo in terreni coesivi);
 - angolo di resistenza al taglio Φ' (solo in terreni incoerenti);
 - coefficiente di spinta orizzontale K_0 (solo in terreni coesivi);
 - grado di sovraconsolidazione OCR (solo in terreni coesivi).

3.4.4.2.10 Prove mediante dilatometro sismico (SDMT)⁸⁰

3.4.4.2.10.1 Introduzione

Il dilatometro sismico (SDMT) combina le tradizionali caratteristiche del dilatometro piatto (DMT) con la capacità di misurare la velocità delle onde di taglio V_s . Inizialmente concepito per ricerca, negli ultimi anni SDMT è gradualmente entrato nell'uso comune nelle indagini geotecniche. Le principali motivazioni alla base dello sviluppo e della diffusione di SDMT sono:

- Richiesta crescente per analisi sismiche, per le quali V_s è un dato di input indispensabile e "multiuso". Un impulso in tale direzione è fornito anche dalle recenti normative che, in linea con l'Eurocodice 8, prescrivono la determinazione di V_s nei primi 30 m nei siti ricadenti in zona sismica.

⁸⁰ Il presente paragrafo è stato redatto da Marchetti D., Marchetti S., Monaco P., Totani G., e non fa parte delle IT predisposte nell'ambito del Progetto VEL (Regione Toscana).

- Riconoscimento dell'importanza di conoscere il comportamento dei terreni a piccole deformazioni (V_s fornisce il modulo di taglio a piccole deformazioni G_0) e la non linearità della rigidità al variare della deformazione (curve $G-\gamma$).
- Richiesta crescente per analisi di liquefazione.
- Disponibilità dei risultati DMT usuali (ad esempio modulo di deformazione M_{DMT}) per applicazioni di progetto correnti (ad esempio previsione di cedimenti, probabilmente la migliore applicazione della prova DMT).

Di seguito vengono presentati i risultati più significativi accumulati nel periodo 2004-2006 in oltre 30 siti indagati con SDMT, in Italia e nel mondo.

3.4.4.2.10.2 Il dilatometro sismico (SDMT)

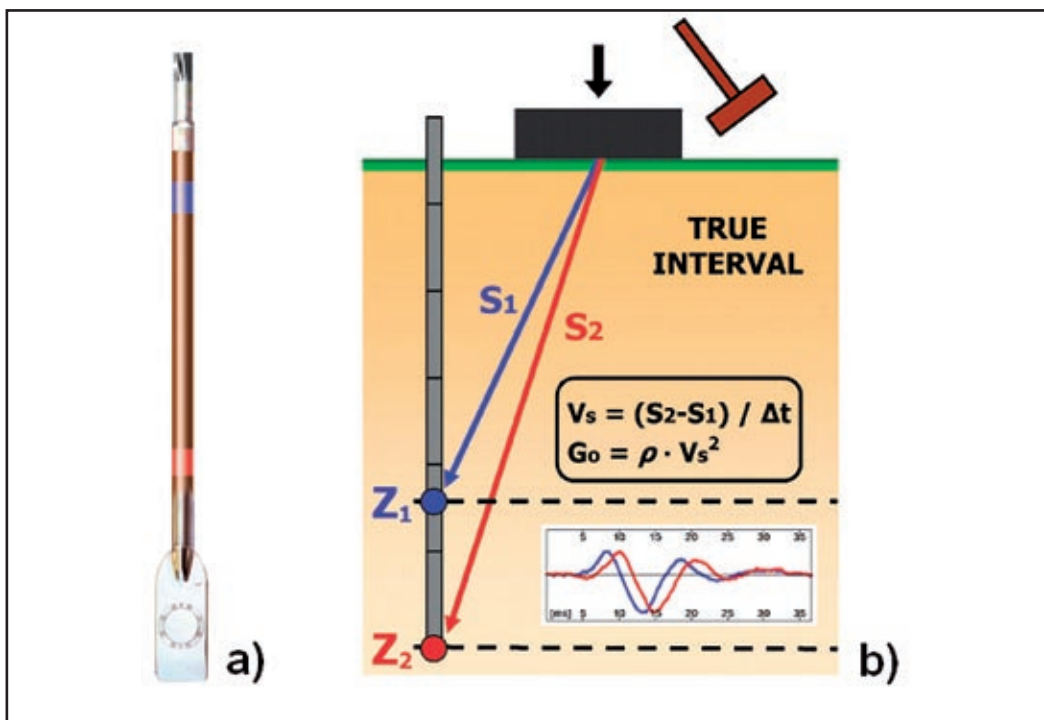


Figura 3.4-60 – (a) Lama DMT e modulo sismico. (b) Schema della prova con SDMT.

Il dilatometro sismico (SDMT) è una combinazione della lama DMT standard con un modulo sismico per la misura della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s . La prova è concettualmente simile alla prova con cono sismico SCPT.

Il modulo sismico (Figura 3.4-60 e Figura 3.4-61) è costituito da un corpo cilindrico posto sopra la lama DMT, munito di due ricevitori distanti 0.5 m. Il segnale è amplificato e digitalizzato in profondità. La configurazione *true-interval* a due ricevitori evita possibili inesattezze nella determinazione dello zero dei tempi dall'impatto, talora riscontrate nella configurazione *pseudo-interval* con un solo ricevitore. Inoltre la coppia di sismogrammi registrata dai due ricevitori a una data profondità di prova corrisponde allo stesso colpo, anziché a colpi successivi non necessariamente identici, con sensibile miglioramento della ripetibilità delle misure di V_s (ripetibilità osservata ≈ 1 m/s). V_s è ottenuta (Figura 3.4-60) come rapporto tra la differenza di distanza tra la sorgente e i due ricevitori ($S_2 - S_1$) e il ritardo dell'arrivo dell'impulso

dal primo al secondo ricevitore (Δt). Le misure di V_s sono effettuate ogni 0.5 m di profondità.

L'energizzazione avviene in superficie (Figura 3.4-62) mediante un martello a pendolo (≈ 10 kg) che percuote orizzontalmente una base di ferro parallelepipedica pressata verticalmente contro il terreno (grazie al peso del camion) e orientata con asse longitudinale parallelo all'asse dei ricevitori, in modo che essi offrano la massima sensibilità all'onda di taglio generata.

La Figura 3.4-63 mostra un esempio di sismogrammi ottenuti da SDMT a varie profondità di prova nel sito del Fucino (è buona pratica riportare affiancati i sismogrammi registrati e rifsati secondo il ritardo calcolato).

I risultati SDMT sono generalmente elaborati in forma grafica come mostrato nell'esempio in Figura 3.4-64 (Le Vignole - Fiumicino). Il profilo di V_s è riportato a fianco di quattro profili DMT base – indice di materiale I_D (tipo di terreno), modulo di deformazione confinato M , resistenza al taglio non drenata c_u e indice di spinta orizzontale K_D (correlato a OCR) – ottenuti da correlazioni DMT usuali. Dalla Figura 3.4-64 si evince la elevata ripetibilità delle misure di V_s , oltre che degli altri profili.



Figura 3.4-61 – Attrezzatura SDMT.

Figura 3.4-62 – Sorgente di energizzazione in superficie.

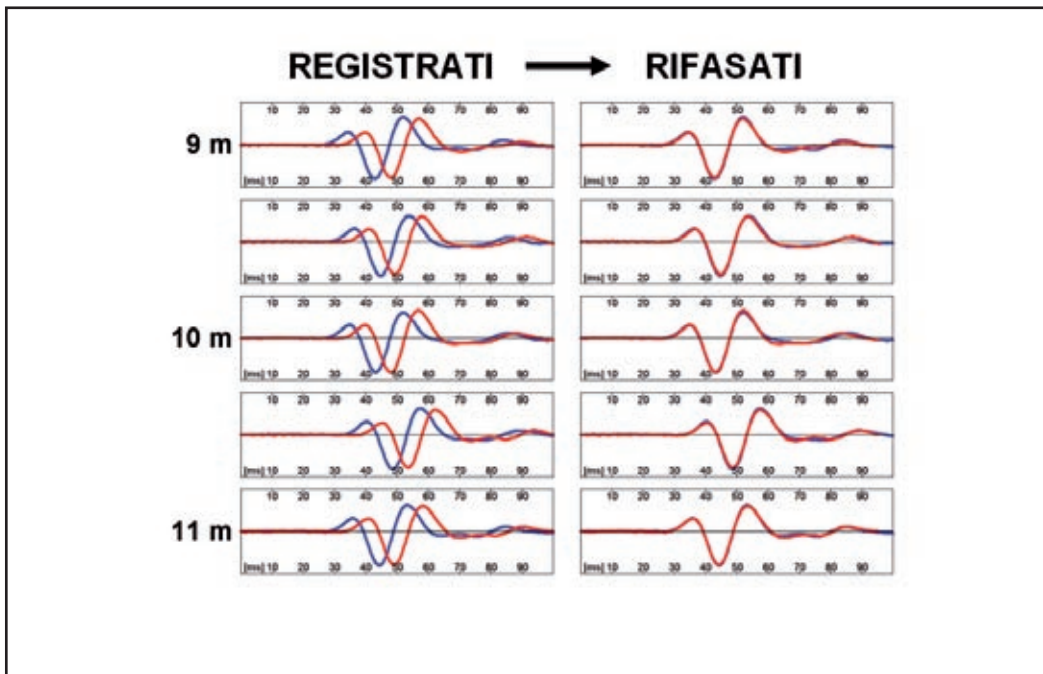


Figura 3.4-63 – Esempio di sismogrammi ottenuti da SDMT a varie profondità di prova nel sito di Telespazio (Piana del Fucino, Abruzzo), registrati e rifsati secondo il ritardo calcolato.

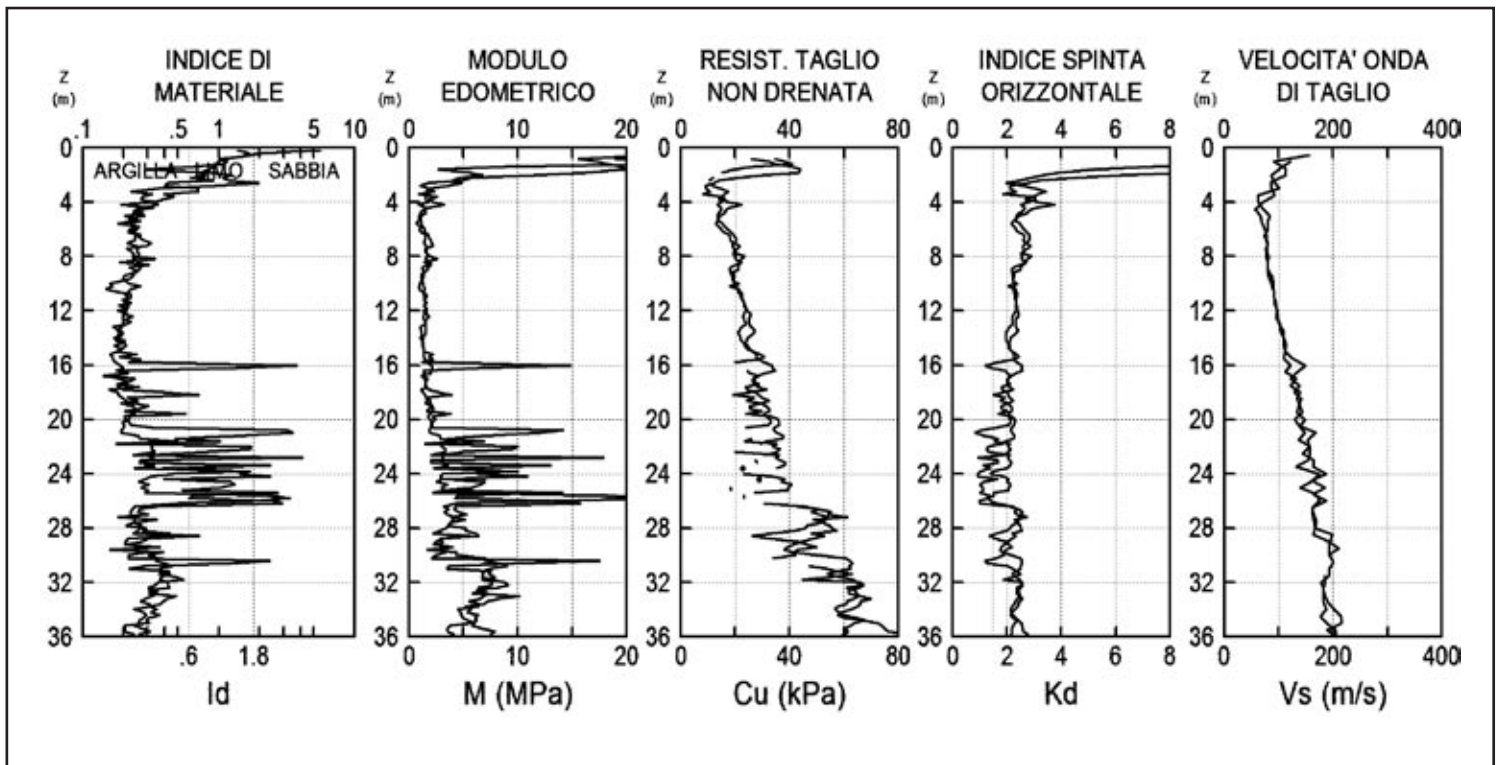


Figura 3.4-64 – Profili SDMT nel sito Le Vignole (Fiumicino, Roma), ottenuti in due verticali vicine.

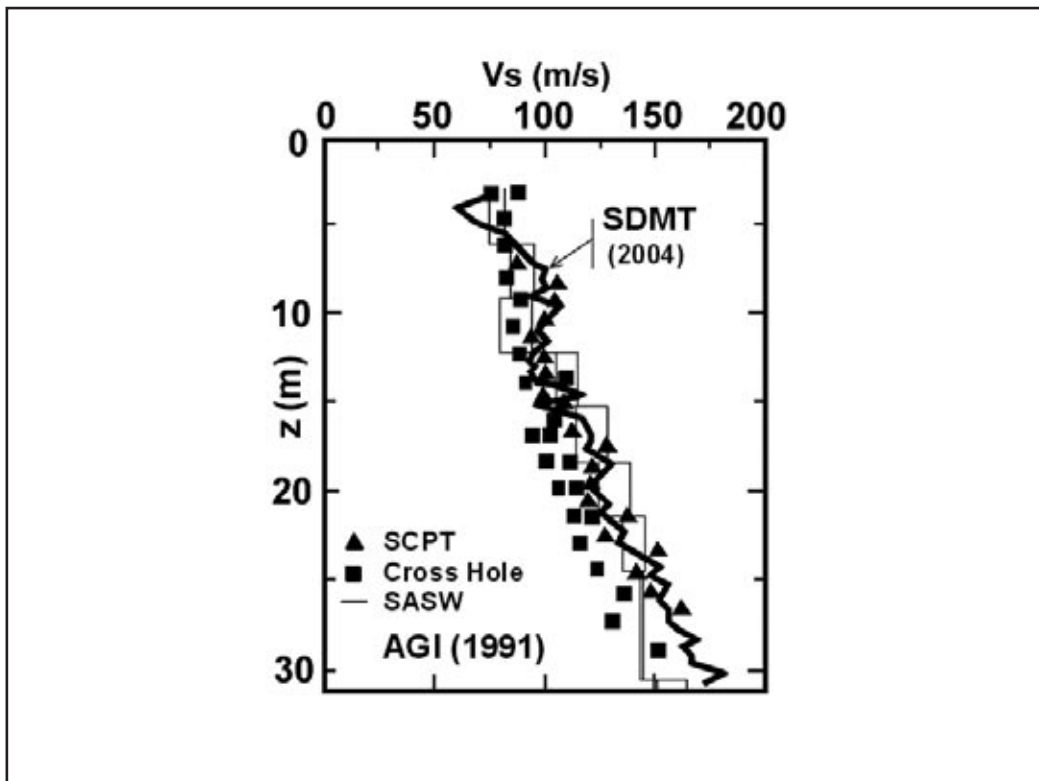


Figura 3.4-65 – Confronto profili di V_s da SDMT e da SCPT, Cross-Hole e SASW (AGI, 1991) nel sito di ricerca del Fucino (L'Aquila).

3.4.4.2.10.3 Confronti V_s da SDMT e da altre prove

Le misure di V_s ottenute da SDMT sono state validate in base a confronti con misure di V_s ottenute da altre prove sismiche in sito in diversi siti di ricerca.

Prove SDMT sono state eseguite nel 2004 nel sito di ricerca del Fucino (L'Aquila), in argille NC cementate, estesamente indagato alla fine degli anni '80. Il profilo di V_s da SDMT (Figura 3.4-65) è risultato in ottimo accordo con i profili di V_s ottenuti in precedenza da SCPT, Cross-Hole e SASW (AGI, 1991).

Altri confronti similmente favorevoli sono riportati da altri autori (Hepton 1988, McGillivray e Mayne 2004, Mlynarek *et al.* 2006).

3.4.4.2.10.4 Curve $G-\gamma$ in sito da SDMT

Una importante peculiarità di SDMT è la sua capacità di determinare, oltre a un modulo a piccole deformazioni (G_0 da V_s), anche un modulo a "deformazioni operative".

Numerosi confronti tra cedimenti osservati in casi reali e previsti da DMT (vedi Monaco *et al.* 2006) documentano che il modulo di deformazione confinato M_{DMT} può essere considerato un ragionevole modulo a "deformazioni operative" (quel modulo che, introdotto nelle formule dell'elasticità lineare, fornisce previsioni generalmente attendibili dei cedimenti sotto i carichi di esercizio). Particolarmente rappresentativo a tale riguardo è l'accordo osservato tra il profilo del modulo M determinato mediante DMT e il profilo di M sotto il rilevato sperimentale in vera grandezza di Treporti (Venezia) ricavato misurando l'accorciamento di ciascuno strato di spessore un metro mediante micrometro di alta precisione (Marchetti *et al.* 2008).

Ricerche attualmente in corso indagano il possibile uso di SDMT per la determinazione "in sito" di curve di decadimento del modulo all'aumentare della deformazione (curve $G-\gamma$ o simili). Curve di tentativo possono essere ricostruite mediante *fitting* di "curve tipiche di riferimento" di laboratorio attraverso due punti, entrambi ottenuti da SDMT (Figura 3.4-66): (1) il modulo iniziale G_0 da V_s , e (2) un modulo a "deformazioni operative" corrispondente a M_{DMT} .

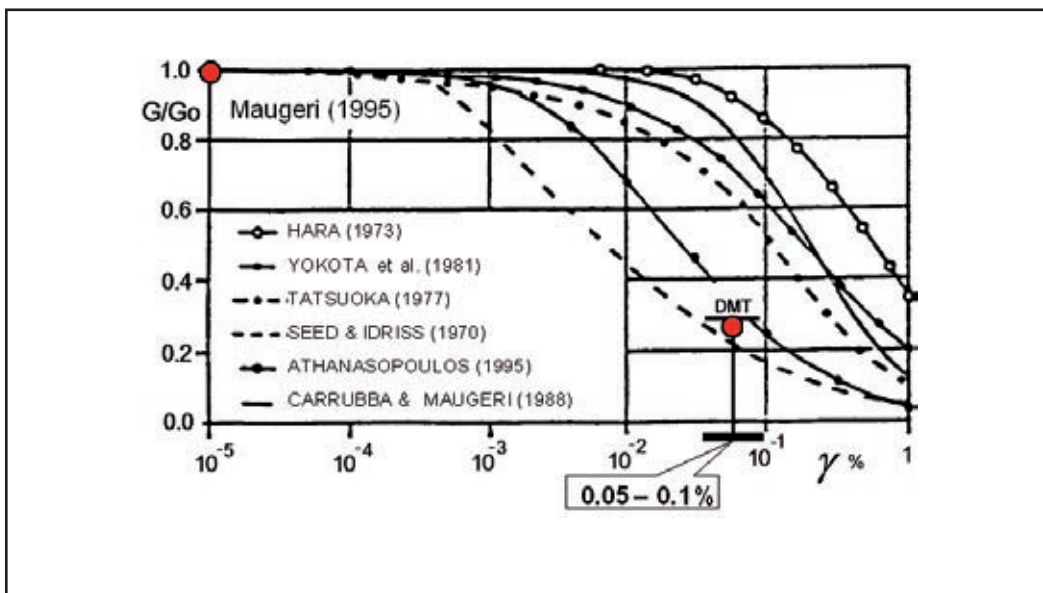


Figura 3.4-66 – Metodo di tentativo per ricavare curve $G-\gamma$ da SDMT.

3.4.4.2.10.5 Relazione sperimentale tra il modulo G_0 e il modulo operativo M

Il dilatometro sismico fornisce alle varie profondità valori sia del modulo G_0 che del modulo operativo M , oltre che degli altri parametri ottenuti dalla prova. Da ogni indagine SDMT effettuata in un sito viene perciò ottenuta una gran quantità di dati sperimentali. Il diagramma in Figura 3.4-67 riporta circa 800 punti sperimentali ottenuti effettuando prove SDMT in 34 siti italiani ed esteri in vari tipi di terreno (Marchetti *et al.* 2008).

La Figura 3.4-67 mostra il diagramma del rapporto G_0/M_{DMT} in funzione dell'indice di spinta orizzontale K_D per argilla (indice di materiale $I_D < 0.6$), limo ($0.6 < I_D < 1.8$) e sabbia ($I_D > 1.8$). Per ciascun tipo di terreno sono indicate le rispettive equazioni *best-fit*.

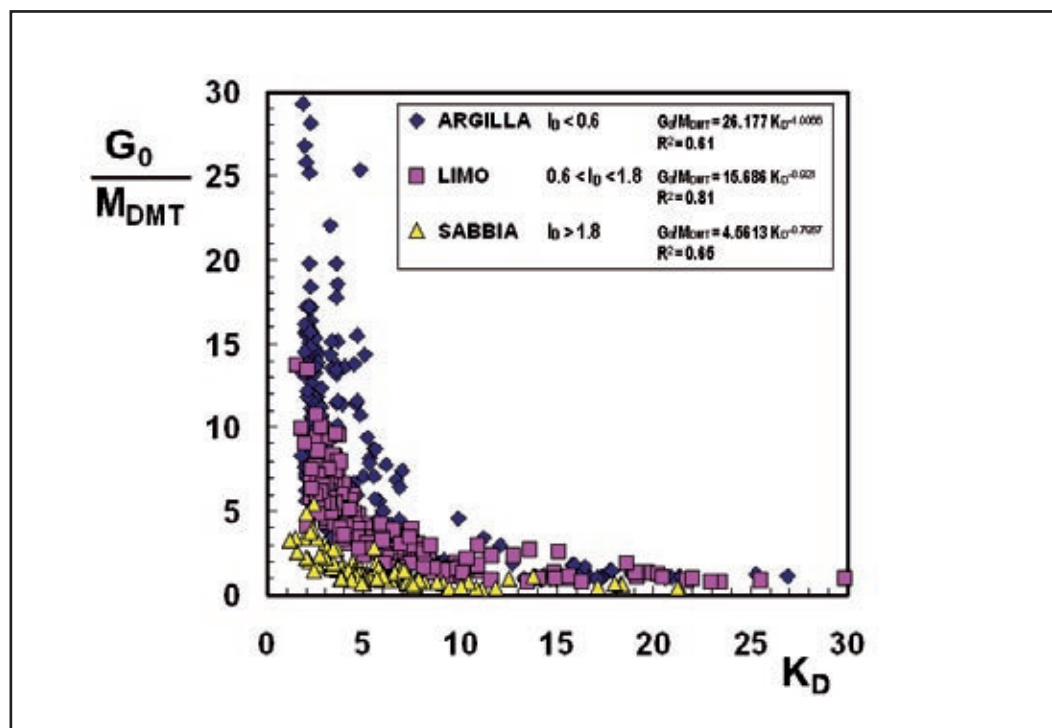


Figura 3.4-67 – Rapporto G_0/M_{DMT} in funzione di K_D (OCR) per vari tipi di terreno.

Dal grafico scaturiscono le seguenti considerazioni:

1. Il rapporto G_0/M è tutt'altro che una costante, essendo variabile all'incirca tra 0.5 e 25. L'ipotesi talora avanzata che sia possibile stimare il modulo operativo M dividendo G_0 per una costante appare quindi poco realistica.
2. Se si dispone dei risultati DMT, è possibile ottenere da tale grafico, facendo uso dei tre parametri I_D , K_D , M , stime di G_0 , e quindi di V_S . Vista la non trascurabile dispersione, è naturalmente da raccomandare la misura diretta di V_S .
3. I grafici evidenziano la dominante influenza di K_D sul rapporto G_0/M . La non disponibilità di K_D equivarrebbe a un addossamento di tutti i punti sperimentali sull'asse verticale. L'assenza di K_D – che riflette la *stress history* – renderebbe oltremodo incerta la scelta del rapporto G_0/M . Necessitano quindi ben tre informazioni e cioè I_D , K_D , M (di cui una è già un modulo) per formulare stime di larga massima di G_0 e V_S .

4. Vista la considerazione 3, sostituire V_s , quando non misurata direttamente, con un solo parametro, quale N_{SPT} o c_u , non appare particolarmente razionale. Infatti, se V_s è il parametro considerato primario per la classificazione del sito, l'eventuale sostituto di V_s dev'essere ragionevolmente correlato a V_s . Se tre parametri (I_D, K_D, M) sono appena sufficienti per formulare stime di larga massima di V_s , la possibilità di stimare V_s da un solo parametro appare remota.

3.4.4.2.10.6 Uso di SDMT per analisi di liquefazione

SDMT fornisce, tra le varie grandezze determinate, coppie di profili di K_D e V_s , due parametri entrambi correlati con la resistenza alla liquefazione di sabbie. SDMT permette quindi di ottenere due valutazioni parallele indipendenti della resistenza alla liquefazione CRR , una da K_D e l'altra da V_s , per mezzo di correlazioni $CRR-K_D$ e $CRR-V_s$, dove CRR è il rapporto di resistenza ciclica, parametro di input fondamentale nella "procedura semplificata" di Seed e Idriss (1971) comunemente utilizzata.

L'uso di V_s per la valutazione di CRR è ben noto.

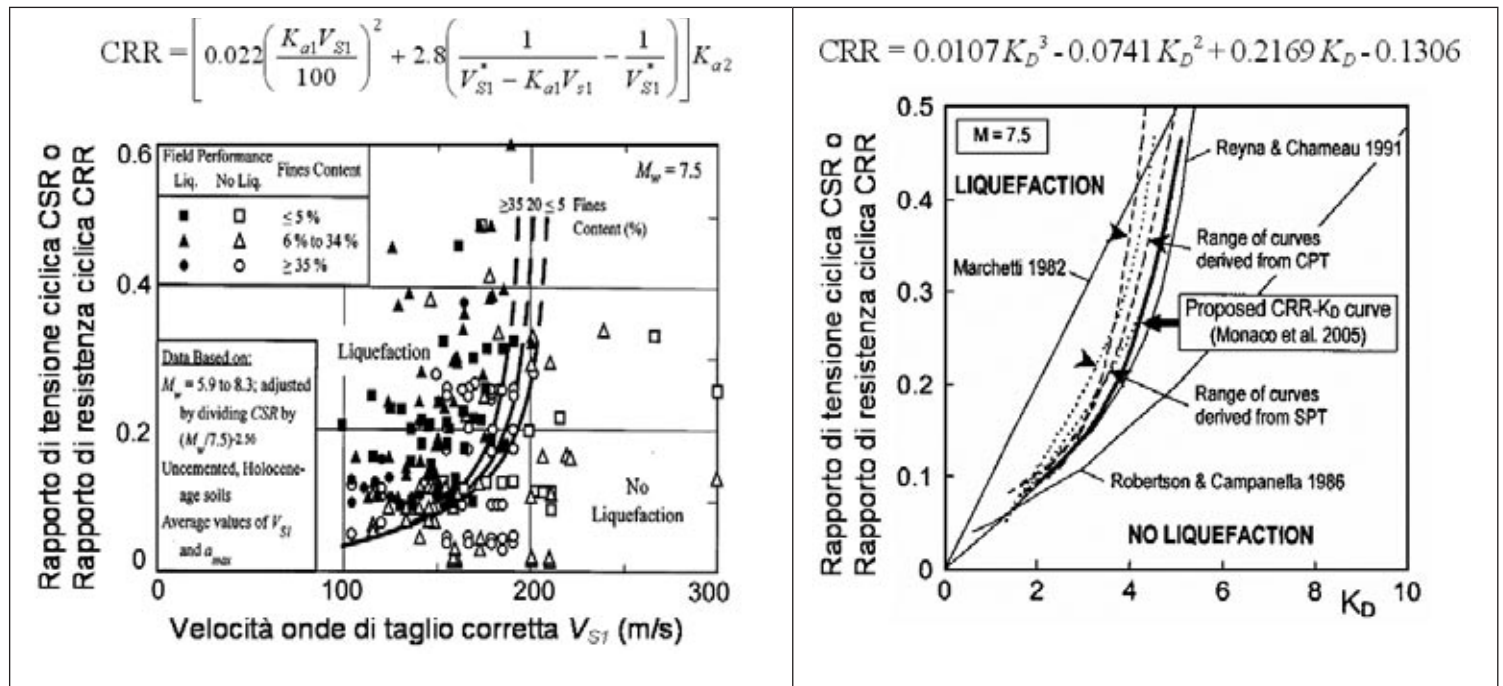


Figura 3.4-68 – Curve per valutare CRR da V_{s1} per sabbie pulite non cementate (Andrus e Stokoe, 2000).

Figura 3.4-69 – Curve per valutare CRR da K_D (Monaco et al., 2005).

La correlazione più utilizzata (Figura 3.4-68) è quella proposta da Andrus e Stokoe (2000), modificata da Andrus et al. (2004). CRR è valutata in base a $V_{s1} = V_s (P_a / \sigma'_{v0})^{0.25}$, dove V_s è corretta per la tensione geostatica σ'_{v0} (P_a = pressione atmosferica).

Le curve $CRR-V_{s1}$ in Figura 3.4-68 sono valide per terremoti di magnitudo $M_w = 7.5$ (per magnitudo diverse vanno applicati fattori di scala).

Correlazioni $CRR-K_D$ sono state sviluppate negli ultimi 20 anni, stimulate dal riconoscimento della "sensibilità" di K_D a diversi fattori che aumentano la resistenza alla liquefazione (non rilevati con altrettanta sensibilità da altre prove), quali storia tensionale, *prestraining*, cementazione, struttura, e

della relazione di K_D con densità relativa e parametro di stato.

Un elemento chiave della correlazione $CRR-K_D$ (Monaco e Schmertmann 2007, Monaco e Marchetti 2007) è la capacità di K_D di riflettere l'*aging* in sabbie, fattore che ha un'influenza primaria sulla resistenza alla liquefazione, come evidenziato ad esempio da Leon *et al.* (2006).

La Figura 3.4-69 riassume le varie correlazioni proposte per valutare CRR da K_D , da utilizzare secondo la "procedura semplificata" (per magnitudo $M = 7.5$ e sabbia pulita), inclusa la correlazione $CRR-K_D$ più recente (Monaco *et al.* 2005), basata su tutti i dati precedenti.

3.4.4.2.10.7 Prove SDMT *offshore*

Prove SMDT sono state eseguite anche *offshore*, con risultati di qualità simile a quella a terra (Figura 3.4-70, Vado Ligure), con la sorgente di energizzazione collocata sul fondale marino.

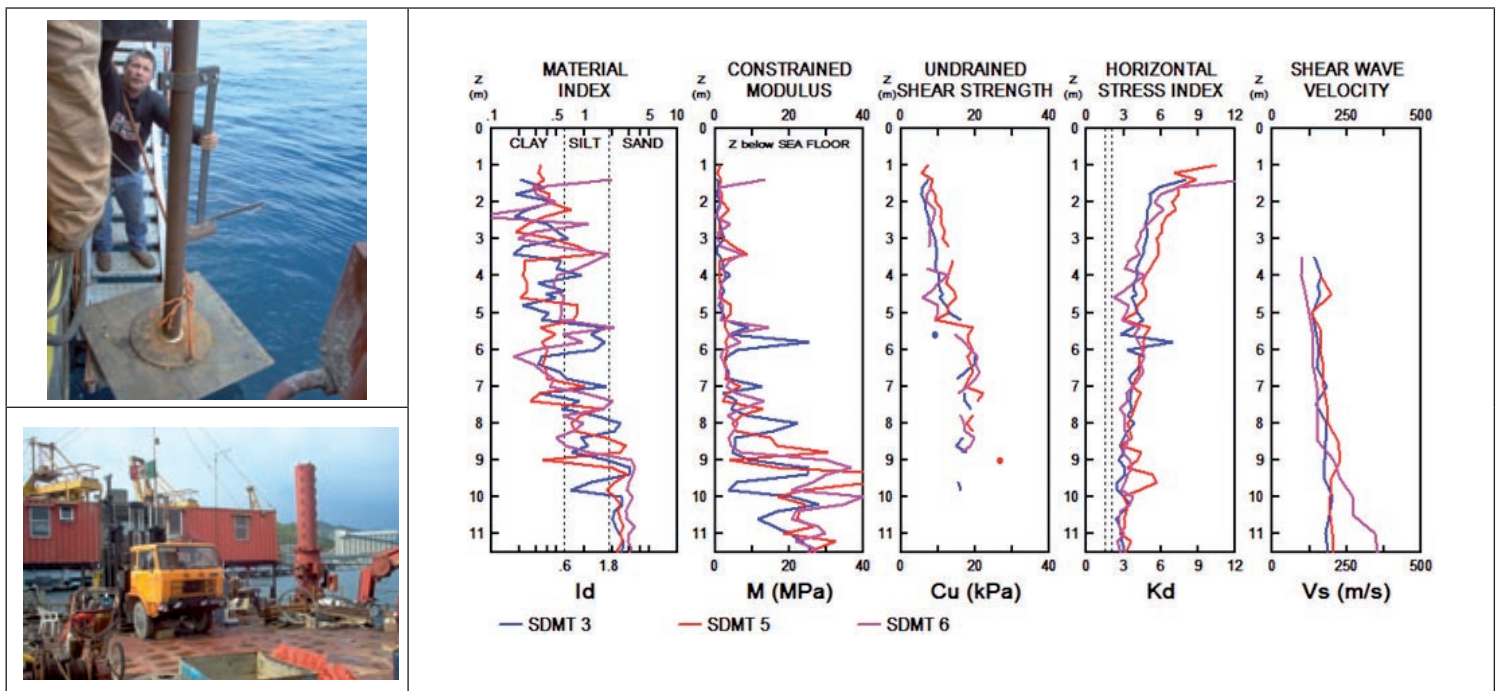


Figura 3.4-70 – Dettagli delle indagini e profili di prove SDMT *offshore* nel sito di Vado Ligure (Savona).

3.4.4.2.10.8 SDMT in fori riempiti di sabbia

In casi in cui il terreno è troppo duro per essere penetrato (o in roccia) è possibile eseguire la prova SDMT (solo misure di V_s , senza DMT) all'interno di un foro di sondaggio preventivamente riempito di sabbia. L'ottimo accordo osservato tra i profili di V_s ottenuti da prove SDMT parallele eseguite, nello stesso sito, nel terreno naturale e in un foro riempito di sabbia (Figura 3.4-71) indica l'affidabilità delle misure di V_s ottenute in questo modo.

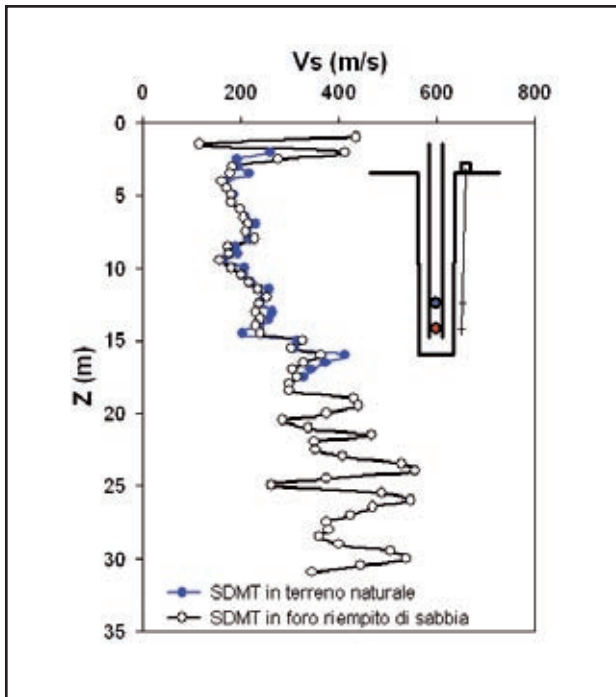


Figura 3.4-71 – Confronto tra profili di V_s ottenuti da SDMT nel terreno naturale e in un foro riempito di sabbia nel sito di Montescaglioso – Ginosa (Matera).

3.4.4.2.10.9 Specifiche per le prove con dilatometro sismico (SDMT)

Prove con dilatometro sismico (SDMT) per la misura di V_s (velocità di propagazione delle onde di taglio):

- La sonda sismica sovrastante il dilatometro sarà dotata di due ricevitori posti a distanza verticale di 0.5 m (configurazione *true-interval*). I due ricevitori devono avere gli assi sensibili orizzontali e paralleli tra loro.
- Le energizzazioni di superficie e quindi le misure sismiche verranno effettuate a intervalli di profondità di 0.5 m.
- Durante la prova la configurazione sarà tale che gli assi sensibili dei sensori saranno orientati parallelamente alla linea d'impatto, ovvero all'asse longitudinale dell'incudine.
- A ogni profondità di misura dovranno essere effettuate almeno tre energizzazioni e quindi tre determinazioni della V_s . La ripetibilità dei valori di V_s dovrà essere pari al 3% di V_s o migliore, altrimenti i risultati non saranno considerati accettabili.
- Configurazione della sorgente rispetto alla verticale di prova. Una retta ideale tracciata dalle aste al centro dell'incudine dovrà essere perpendicolare all'asse longitudinale dell'incudine. È ammessa una deviazione da tale perpendicolarità fino a 20°.
- L'incudine dovrà essere pressata contro la superficie del terreno con un carico verticale tale da assicurare il trasferimento dell'energia d'impatto al terreno senza che l'incudine trasli. Il punto di trasferimento del carico all'incudine dovrà essere costituito per quanto possibile da un vincolo di tipo "carrello". In tal modo l'incudine risulterà caricata verticalmente, ma non disperderà verso l'alto l'energia dell'impatto. La linea d'impatto dovrà essere orizzontale.
- La capacità di acquisizione dei segnali dovrà essere almeno quella corrispondente a 50 microsecondi.
- Le misure con SDMT dovranno essere effettuate da personale con documentata esperienza con questo tipo di misure.

3.4.4.2.10.10 Conclusioni

Il dilatometro sismico (SDMT) fornisce misure accurate e altamente riproducibili della velocità delle onde di taglio V_s – parametro di input fondamentale per analisi sismiche. In aggiunta, SDMT fornisce i risultati DMT usuali (esempio modulo di deformazione confinato M_{DMT}) per applicazioni di progetto correnti.

L'esperienza recente documenta la possibilità di eseguire prove SDMT con buoni risultati anche in condizioni non usuali, ad esempio *offshore* o in terreni non penetrabili (misure di V_s in fori riempiti di sabbia).

Ricerche in corso indagano il possibile uso di SDMT per la determinazione "in sito" di curve di decadimento del modulo all'aumentare della deformazione, mediante *fitting* di "curve $G-\gamma$ di riferimento" attraverso due moduli forniti da SDMT a diversi livelli di deformazione: il modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 (da V_s) e un modulo a "deformazioni operative" corrispondente a M_{DMT} .

La Figura 3.4-67 permette di ottenere stime di G_0 e V_s quando non siano state effettuate misure dirette di V_s e siano disponibili I_D , K_D , M da prova DMT. La Figura 3.4-67 indica inoltre: (a) l'ipotesi talora avanzata che sia possibile stimare il modulo operativo M dividendo G_0 per una costante appare poco realistica; (b) la fondatezza dell'uso talora suggerito di N_{SPT} o c_u in sostituzione di V_s , quando non misurata, appare dubbia.

SDMT permette di ottenere due valutazioni parallele indipendenti della resistenza alla liquefazione CRR da V_s e da K_D (indice di spinta orizzontale) per mezzo di correlazioni $CRR-V_s$ (Figura 3.4-68) e $CRR-K_D$ (Figura 3.4-69) da utilizzare secondo la "procedura semplificata" di Seed e Idriss (1971). La valutazione basata su K_D e quella basata su V_s possono fornire, nello stesso sito, stime di CRR anche apprezzabilmente diverse. Vari elementi, in primo luogo la maggiore sensibilità di K_D a *stress history* e *aging*, lasciano presumere una maggiore affidabilità di CRR da K_D , specialmente per terremoti di considerevole intensità.

3.4.4.2.10.11 Riferimenti bibliografici

- AGI (1991) - Geotechnical Characterization of Fucino Clay. *Proc. X ECSMFE*, Firenze, 1, 27-40.
- Andrus, R.D. e Stokoe, K.H. II (2000) - Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity. *J. Geotech. Geoenviron. Engrg.*, ASCE, 126(11), 1015-1025.
- Andrus, R.D., Stokoe, K.H. II e Juang, C.H. (2004) - Guide for Shear-Wave-Based Liquefaction Potential Evaluation. *Earthquake Spectra*, 20(2), 285-305.
- Hepton, P. (1988) - Shear wave velocity measurements during penetration testing. *Proc. Penetration Testing in the UK*, ICE, 275-278.
- Leon, E., Gassman, S.L. e Talwani, P. (2006) - Accounting for Soil Aging When Assessing Liquefaction Potential. *J. Geotech. Geoenviron. Engrg.*, ASCE, 132(3), 363-377.
- Marchetti, S., Monaco, P., Totani, G. e Marchetti, D. (2008) - In Situ Tests by Seismic Dilatometer (SDMT). In: *From Research to Practice in Geotechnical Engineering*, Geotechnical Special Publication N. 180 Honoring Dr. John H. Schmertmann, ASCE. J.E. Laier, D.K. Crapps & M.H. Hussein Editors.
- McGillivray, A. e Mayne, P.W. (2004) - Seismic piezocone and seismic flat dilatometer tests at Treporti. *Proc. 2nd Int. Conf. on Site Characterization ISC'2*, Porto, 2, 1695-1700.
- Mlynarek, Z., Gogolik, S. e Marchetti, D. (2006) - Suitability of the SDMT method to assess geotechnical parameters of post-flotation sediments. *Proc. 2nd Int. Conf. on the Flat Dilatometer*, Washington D.C., 148-153.
- Monaco, P. e Marchetti, S. (2007) - Evaluating liquefaction potential by seismic dilatometer (SDMT) accounting for

aging/stress history. *Proc. 4th Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering*, Thessaloniki, Paper 1626.

Monaco, P., Marchetti, S., Totani, G. e Calabrese, M. (2005) - Sand liquefiability assessment by Flat Dilatometer Test (DMT). *Proc. XVI ICSMGE*, Osaka, 4, 2693-2697.

Monaco, P. e Schmertmann, J.H. (2007) - Discussion of "Accounting for Soil Aging When Assessing Liquefaction Potential" by Leon et al. (in *J. Geotech. Geoenv. Engrg.*, ASCE, 2006, 132(3), 363-377). *J. Geotech. Geoenv. Engrg.*, ASCE, 133(9), 1177-1179.

Monaco, P., Totani, G. e Calabrese, M. (2006) - DMT-predicted vs observed settlements: a review of the available experience. *Proc. 2nd Int. Conf. on the Flat Dilatometer*, Washington D.C., 244-252.

Seed, H.B. e Idriss, I.M. (1971) - Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *J. Geotech. Engrg. Div.*, ASCE, 97(9), 1249-1273.

3.4.4.2.11 Prove pressiometriche con pressiometro autoperforante (SBP)

La prova ha lo scopo di determinare la curva di espansione (curva pressione-spostamenti radiali) di una sonda cilindrica preventivamente inserita nel terreno. Dalla curva di espansione pressiometrica è possibile ricavare le seguenti informazioni:

- modulo di taglio G ;
- densità relativa $[D]$, angolo di resistenza al taglio (ϕ) e di dilatanza (ψ) dei terreni a grana grossa;
- resistenza al taglio non drenata $[S_v]$ dei terreni a grana fine.

La prova pressiometrica viene realizzata in tutti i terreni sciolti, nelle rocce tenere e nelle rocce vere e proprie. Nelle presenti IT viene trattata la prova con pressiometro autoperforante eseguibili unicamente in terreni sciolti, rinviando alla norma di riferimento per la prova in roccia. La prova è drenata nel caso dei terreni a grana grossa (ghiaie, sabbie, sabbie debolmente limose) e non drenata in quelli saturi a grana fine (argille e argille limose). Nei terreni a grana fine parzialmente saturi e nel caso di terreni limosi e limo-argillosi è possibile che si verifichi una condizione di parziale drenaggio. L'interpretazione convenzionale dei risultati di prova fa riferimento o alla condizione drenata o a quella non drenata.

3.4.4.2.11.1 Schema esecutivo della prova

La prova pressiometrica consiste nell'installare nel terreno, alla profondità desiderata, una sonda cilindrica e nell'espandere successivamente tale sonda registrando le pressioni applicate e gli spostamenti radiali o le variazioni di volume della sonda.

Sono disponibili diversi tipi di pressimetri: pressiometro Menard (MPM), presso-pressiometro (PIP), pressiocono (FDPM) e il pressiometro autoperforante (SBP). L'attrezzatura di seguito descritta è quest'ultima.

La sonda cilindrica è cava e al suo interno consente il passaggio di un utensile disagregatore. Il fluido di perforazione e i detriti risalgono in superficie passando all'interno della sonda. La sonda ha diametro di 80 mm e lunghezza complessiva superiore a 1000 mm. Questa tecnica di avanzamento e installazione della sonda nel terreno è ritenuta causare un disturbo minimo.

Esternamente la sonda pressiometrica porta una membrana di gomma eventualmente protetta da strisce metalliche (lanterna cinese) nel caso di terreni ghiaiosi o sabbiosi con asperità. Questa membrana è la parte espandibile della sonda e il rapporto tra la lunghezza della membrana espandibile e il diametro a riposo della sonda deve essere di almeno 6. L'espansione della membrana viene realizzata mediante

l'uso di gas in controllo di carico o di spostamento. La pressione del gas è misurata all'interno della sonda mediante trasduttore di pressione. Lo spostamento radiale è misurato in tre punti a 120° nella sezione centrale della sonda mediante tre braccini strumentati. La massima pressione applicabile è di 4 MPa e la massima deformazione raggiungibile è del 20%.

La prova si divide in due fasi: a) installazione della sonda alla profondità desiderata mediante la tecnica dell'auto perforazione e b) espansione della cavità.

La tecnica dell'auto perforazione prevede la lenta infissione nel terreno della scarpa di perforazione al di sopra della quale è posto il modulo di misura. La pulizia del foro avviene in due fasi: 1) frantumazione del terreno mediante utensili disagregatori rotanti posti all'interno della scarpa. Si usano utensili diversi a seconda del tipo di terreno; 2) recupero dei detriti mediante circolazione di acqua o fanghi.

La sonda pressiometrica è infatti un cilindro cavo e sia la manovra dell'utensile disagregatore mediante batteria di aste, sia l'operazione di recupero dei detriti utilizzano la cavità interna della sonda. Si ritiene minimo il disturbo causato dall'inserzione della sonda con la tecnica dell'auto perforazione in quanto si ipotizza che il volume di terreno asportato venga progressivamente sostituito col volume della sonda, in modo tale che il terreno non subisca significativi spostamenti laterali. Per tali ragioni la prova SBP è considerata ideale per la misura della rigidezza in sito e della pressione orizzontale geostatica.

Le prove a deformazione controllata vengono eseguite imponendo una velocità di deformazione pari a 1%/m o anche 0.1%/m. Nel corso della prova vengono registrati i valori di pressione e i corrispondenti valori di deformazione misurati in tre diversi punti, come già detto.

Le prove a controllo di carico richiedono una stima di massima della pressione limite $[p_L]$ in modo da scegliere ogni gradino di carico pari a circa 1/10 di p_L . Per ogni gradino di carico si misurano le deformazioni a 15, 30, 60 e 120 s.

In una tipica curva pressiometrica è possibile eseguire anche alcuni cicli di scarico-ricarico.

3.4.4.2.11.2 Presentazione dei risultati

Una prova pressiometrica consiste nell'espansione di una cavità cilindrica di lunghezza finita L e diametro D . Nell'interpretare la prova si fa usualmente riferimento alle ipotesi semplificative sotto riportate:

- condizioni di deformazioni piane nel piano orizzontale ($\epsilon_z = 0$); questa ipotesi è verificata solamente nei terreni omogenei in direzione orizzontale e nel caso di sonde infinitamente lunghe;
- condizioni drenate nei terreni a grana grossa. Nei terreni a grana fine si assume che l'espansione della cavità avvenga in condizioni non drenate anche se l'ipotesi di parziale drenaggio appare più realistica;
- i valori delle tensioni iniziali al contorno sono noti e corrispondono alla tensione geostatica orizzontale;
- viene assunto un modello costitutivo semplificato del tipo elastico-perfettamente plastico.
- Dalle ipotesi sopra riportate deriva che, nel caso di espansione in argille, è possibile ricavare la rigidezza a taglio dalla curva pressiometrica mediante la seguente relazione:

$$G_s(\epsilon_c) = \frac{1}{2} \cdot \frac{dp}{d\epsilon_c}$$

dove:

$G_s(\epsilon_c)$ è il modulo secante che compete a un dato livello di deformazione. Questo metodo è noto come metodo della sottotangente.

Nel caso delle sabbie, è preferibile determinare il modulo di scarico-ricarico dei cicli facendo riferimento al livello di deformazione medio e allo stato di tensione medio nella zona attorno alla cavità.

La resistenza al taglio non drenata delle argille e i parametri di resistenza al taglio delle sabbie vengono ottenuti con metodi semiempirici dalla determinazione della pressione limite.

Attrezzatura ed esecuzione delle prove pressiometriche dovranno fare riferimento alle norme ASTM D4719-87, D4971-89.

3.4.4.2.12 Prove di carico su piastra (PLT)

La prova ha lo scopo di determinare la capacità portante di una fondazione modello e la deformabilità del terreno sottostante la piastra di prova per una profondità pari a circa la larghezza o diametro della piastra medesima.

La prova può essere effettuata in qualsiasi tipo di terreno sciolto, roccia tenera o roccia vera e propria. Nel caso di prove in terreni sciolti, la massima dimensione di clasti al di sotto della piastra non deve essere superiore a 100 mm.

3.4.4.2.12.1 Schema esecutivo della prova

La prova consiste nel sottoporre una piastra di dimensioni standard e di sezione circolare o quadrata a carichi di ampiezza crescente applicati per mezzo di un sistema di contrasto e di un martinetto idraulico. La piastra viene strumentata con comparatori elettrici in modo da rilevare il contemporaneo cedimento. La prova può essere eseguita a piano campagna o dentro pozzi appositamente realizzati. La prova viene anche eseguita su roccia all'interno di gallerie di piccolo diametro o cunicoli esplorativi. In questo caso i carichi vengono applicati contemporaneamente su due superfici contrapposte utilizzando piastre rigide di sezione circolare o piastre flessibili di sezione anulare.

ESECUZIONE DELLA PROVA SU TERRENI SCIOLTI

Occorre una serie di piastre circolari di acciaio con spessore di almeno 25 mm e diametro minimo non inferiore a 152 mm e massimo non superiore a 762 mm. In alternativa è possibile usare piastre quadrate di area equivalente. Per ogni prova si usano almeno quattro piastre collocate l'una sull'altra a formare una piramide in modo da avere una struttura infinitamente rigida. Due piastre contigue non debbono differire in diametro per più di 152 mm. Occorre inoltre un telaio di reazione in grado di sopportare il carico totale da applicarsi alla piastra, un martinetto idraulico di adeguata capacità e con contatto sferico, due o più trasduttori di spostamento con precisione di 0.03 mm e corsa di 25 mm e infine un'asta di riferimento a cui vincolare i trasduttori. L'asta di riferimento va collocata a una distanza di 2.4 m dalla circonferenza della piastra.

Occorre preparare un letto di gesso e sabbia prima di collocare la piastra di prova. Successivamente si posizionano le piastre concentriche. Occorre evitare che il terreno, in superficie o al fondo di uno scavo subisca perdita di umidità in seguito all'esposizione all'aria. Se si usano unicamente due trasduttori andranno posizionati alle estremità di un diametro. Tre trasduttori verranno collocati a 120°. La piastra viene precaricata due volte in modo da imporre un cedimento compreso tra 0.25 e 0.51 mm, dopodiché si dà inizio alla prova vera e propria incrementando il carico e registrando il cedimento in condizioni monotone o cicliche.

ESECUZIONE DELLA PROVA SU ROCCE

È preferibile utilizzare martinetti piatti di sezione anulare con diametro compreso tra 0.5 e 1.0 m (Figura 3.4-72). Gli spostamenti vengono misurati con trasduttori del tipo LVDT, dotati di precisione pari a ± 0.002 mm e sensibilità pari a ± 0.001 mm, e/o estensimetri multipli cementati all'interno di fori di sondaggio carotati NX (diametro 76 mm) aventi profondità pari a circa 6 volte il diametro del martinetto. Il carico applicato viene misurato mediante trasduttori di pressione aventi precisione pari a ± 0.14 MPa e sensibilità pari a ± 0.07 Mpa oppure mediante celle di forza aventi precisione pari a ± 4.4 kN e sensibilità pari a ± 2.2 kN.

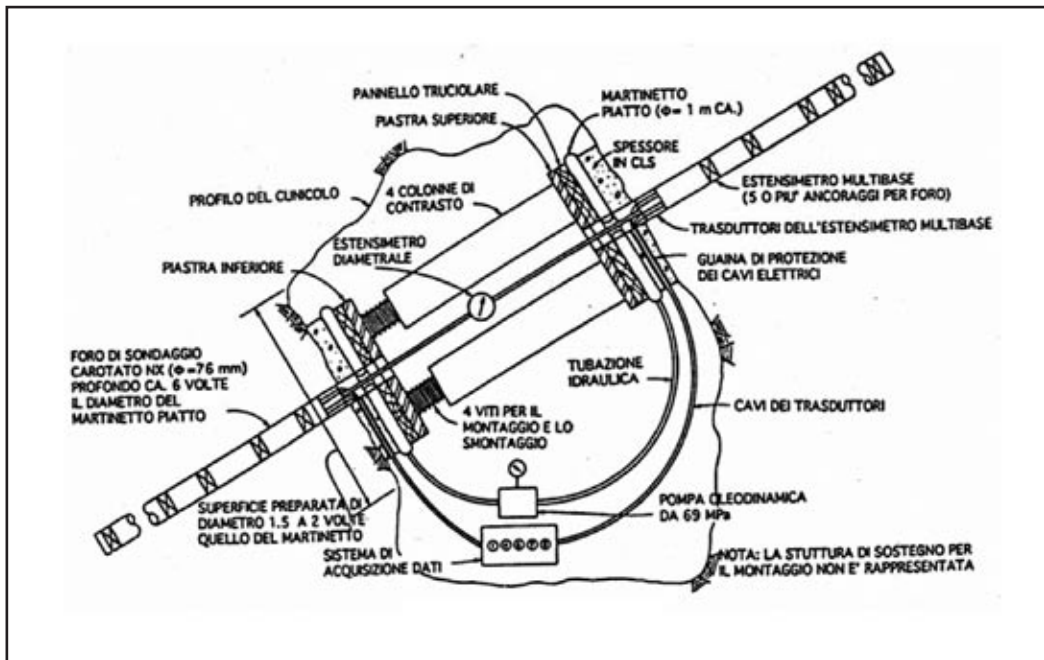


Figura 3.4 -72 – Prova di carico su piastra.

Occorre predisporre, mediante opportuni mezzi di scavo scelti in relazione al tipo di roccia, una superficie avente diametro pari a circa 1.5-2.0 volte quello del martinetto piatto. Su tale superficie occorre gettare, previa pulizia dell'area di scavo con getti d'acqua, del calcestruzzo, utilizzando opportune casseforme, di spessore non superiore a 120 mm per un martinetto avente diametro di 1.0 m. Per diametri inferiori occorrerà ridurre lo spessore del getto. Occorre evitare la presenza di bolle d'aria tra martinetto e spessore in calcestruzzo. Al di sopra del martinetto viene collocato un pannello truciolare (spessore 13 mm) su cui poggia una piastra d'acciaio. Il contrasto è realizzato mediante quattro colonne. Se la prova viene eseguita a piano campagna, occorre prevedere un solo martinetto e un'adeguata struttura di contrasto. Misure dello spostamento della superficie rocciosa vanno rilevate:

- lungo il perimetro esterno del martinetto in almeno 6 punti equidistanti tra loro;
- lungo il perimetro interno del martinetto in almeno tre punti equidistanti tra loro.

Il sistema di supporto dei trasduttori deve essere esterno alla zona di influenza e in nessun caso va posizionato sul sistema di carico.

Misure di spostamento all'interno dell'ammasso roccioso vengono rilevate mediante estensimetri multibase. I punti di ancoraggio vanno selezionati accuratamente ispezionando preventivamente le carote e il foro stesso mediante una sonda o altra attrezzatura idonea. La Figura 3.4-72 riassume i

criteri da seguire nello stabilire i punti di ancoraggio.

Il corretto funzionamento di tutta l'attrezzatura va preventivamente verificato.

3.4.4.2.12.2 Presentazione dei risultati

TERRENI

La prova consente di determinare direttamente la capacità portante della piastra. Il valore di capacità portante sperimentalmente determinato può essere estrapolato alla fondazione reale. Con riferimento alle formule di capacità portante disponibili è possibile ricavare dalla pressione limite il valore della resistenza al taglio non drenata delle argille o i parametri di resistenza al taglio dei terreni a grana grossa. Inoltre la prova consente di determinare il modulo di deformazione dalla seguente relazione basata sulle ipotesi di mezzo elastico isotropo e omogeneo:

$$\Delta s = \frac{\Delta p}{E} \cdot D \cdot (1 - \nu^2) \cdot C_d$$

dove:

D è il diametro della piastra, ν ed E sono rispettivamente il coefficiente di Poisson e il modulo di Young del terreno, Δs e Δp sono spostamenti e pressioni applicati alla piastra e C_d ingloba il fattore di forma e di approfondimento della fondazione.

È anche possibile ricavare il coefficiente di sottofondo alla Winkler:

$$k = \frac{\Delta p}{\Delta s}$$

ROCCE

PIASTRA CIRCOLARE:

$$E = \frac{(1 - \nu^2) \cdot p \cdot D}{s_c}$$

dove:

p = pressione applicata; s_c = cedimento al centro dell'area caricata.

$$E = \frac{2(1 - \nu^2) \cdot p \cdot D}{s_b}$$

dove:

s_b = cedimento al bordo dell'area caricata.

$$E = \frac{2 \cdot (1 - \nu^2) \cdot p}{s_z} \left[(D^2 / 4 + z^2)^{1/2} - z \right] - \frac{(1 + \nu) \cdot p \cdot z}{s_z} \left[z \cdot (D^2 / 4 + z^2)^{-1/2} - 1 \right]$$

dove:

s_z = cedimento al centro dell'area caricata alla profondità z .

PIASTRA ANULARE:

$$E = \frac{2 \cdot (1 - \nu^2) \cdot p \cdot (R2 - R1)}{s_c}$$

dove:

s_c = cedimento al centro dell'area caricata; $R2$ = raggio esterno, $R1$ = raggio interno.

$$E = \frac{4(1 - \nu^2) \cdot p \cdot (R2 - R1)}{s_b}$$

dove:

s_b = cedimento al bordo dell'area caricata.

$$E = \frac{2 \cdot (1 - \nu^2) \cdot p}{s_z} \left[(R2^2 + z^2)^{1/2} - (R1^2 + z^2)^{1/2} \right] + \frac{(1 + \nu) \cdot p \cdot z^2}{s_z} \left[(R1^2 + z^2)^{-1/2} - (R2^2 + z^2)^{-1/2} \right]$$

dove:

s_z = cedimento al centro dell'area caricata alla profondità z .

Il cedimento baricentrico sotto l'area caricata può essere espresso mediante l'equazione:

$$s_z = \frac{p}{E} K_z$$

il modulo E può quindi essere ricavato dallo spostamento relativo tra due posizioni al di sotto del centro dell'area caricata nel modo seguente:

$$E = p \cdot \frac{K_{z1} - K_{z2}}{s_{z1} - s_{z2}}$$

dove:

K_{z1} , K_{z2} coefficienti geometrici alle profondità $z1$ e $z2$ rispettivamente, s_{z1} , s_{z2} = spostamenti alle profondità $z1$ e $z2$ rispettivamente.

Attrezzature e modalità esecutive dovranno fare riferimento alle norme SNV 670317a (1981), ASTM D1194, D1195, D1196-93, D4394 e D4395-84, D4403.

3.4.4.3 PROVE DI LABORATORIO

Nella scelta e nella programmazione delle prove di laboratorio da eseguire in un determinato sito deve essere tenuto sempre presente quale siano gli obiettivi.

L'obiettivo prioritario è quello di poter avere tutte le informazioni per poter effettuare una scelta corretta delle prove da eseguire sui campioni indisturbati in relazione alla tipologia di terreno presente e al grado di disturbo, ma soprattutto in relazione alle finalità del progetto (valutazione effetti locali su un'area, interventi di progettazione edifici, ecc.).

Il livello minimo delle prove da eseguire dovrebbe essere quello di poter eseguire oltre alle granulometrie anche la prova di taglio diretta. Per quest'ultima occorre un provino in buone condizioni. Da questa prove è possibile ottenere tutti i parametri di resistenza al taglio, sia di picco che residuo e, inoltre, poter determinare l'angolo di attrito a volume costante.

Tuttavia dove possibile (ossia dove il materiale è ancora più integro) è sempre preferibile effettuare prove triassiali, in quanto più complete, perché permettono di controllare l'aumento di volume in relazione alla possibilità di consolidare il provino e controllare il drenaggio.

Inoltre è da considerare anche che mentre nella prova di taglio diretto i tre provini hanno dimensioni ridotte (sono di dimensioni quadrate altezza 2 cm e diametro circa 60 mm) e quindi è possibile ricavare più provini da una sola fustella, la prova triassiale richiede sempre 3 provini (a volte anche 2) ma con dimensioni più elevate (quasi il doppio – diametro 50 mm e altezza 10-12 cm).

Un'altra tipologia di prova differente dalle precedenti in quanto a risultati ottenuti è la prova edometrica. Anche questa dovrebbe essere sempre preferita in quanto fornisce informazioni complete sulla storia tensionale del deposito prima del prelievo. Quindi per esempio permette di capire se un terreno è sovraconsolidato o meno e capire quindi quale può essere il percorso a rottura o la capacità portante dello stesso. Inoltre fornisce tutte le informazioni sulla consolidazione del terreno in modo da poter valutare gli eventuali cedimenti.

Naturalmente il terreno per questo tipo di prova deve essere completamente integro (indisturbato). Il provino da utilizzare è abbastanza limitato come dimensioni.

Tutte queste sono prove considerate di tipo statico e permettono di ricavare sia i parametri di resistenza al taglio sia i parametri di deformabilità del terreno. Sono prove da realizzare qualora si intervenga in un'attività di progettazione antisismica e devono essere previste nei campioni più superficiali del terreno (in generale entro 10-15 m del terreno di fondazione).

Nella scelta della prova occorre valutare anche, oltre a quanto già detto, il tipo di intervento progettuale da realizzare. Infatti se deve essere realizzato un progetto di ampliamento, adeguamento sismico, verifiche sismiche su edifici esistenti allora sono da preferire prioritariamente i parametri di resistenza al taglio rispetto a quelli edometrici in modo da poter determinare e verificare la capacità portante del terreno.

Se invece si tratta di nuove costruzioni il discorso è diverso e più ampio. Entrano in gioco tutti i parametri di cui sopra.

Per quanto riguarda invece tutte le prove dinamiche, per la scelta bisogna aver chiari quali sono gli obiettivi. Normalmente tali risultati possono essere usati per modellazioni monodimensionali su singoli siti (edifici strategici) o su vaste aree (anche modellazioni bidimensionali). Pertanto è opportuno fornire nella maniera più corretta possibile la curva $G-\gamma$ e la curva $D-\gamma$. Questo deve essere valutato anche in relazione alla tipologia di terremoto atteso (magnitudo) e alla eventuale durata.

Vi sono sostanzialmente due tipologie di prove: colonna risonante + taglio torsionale ciclico e prove triassiali. Le prime tipologie di prove sono sostanzialmente simili, cioè permettono di ricostruire la curva D e G a piccole e medie deformazioni (tutto il *plateau* fino alla prima variazione di pendenza).

Per le piccolissime deformazioni è opportuno ricavare tali valori dalle misure in sito (G_0 e D_0).

Le seconde tipologie di prove (triassiali cicliche e triassiali con misure locali delle deformazioni) sono da preferire sempre perché, a differenza delle precedenti, permettono di ricostruire la curva del modulo di taglio G in maniera completa e più rappresentativa sia per le piccole deformazioni sia per le grandi deformazioni arrivando anche fino a rottura.

Inoltre con tali prove è possibile ottenere ulteriori informazioni circa la verifica della sovrappressione interstiziale e le verifiche a liquefazione (triassiale ciclica) e la storia tensionale del materiale e i parametri di taglio. L'unico aspetto negativo di tali prove consiste nell'impossibilità di ricavare la curva del *Damping Factor*. Pertanto sotto questo aspetto è necessario combinare queste prove con quelle precedenti.

Un altro aspetto da valutare nella scelta è la possibilità di tener conto, nella prova in cella triassiale con misure locali della deformazione, dell'anisotropia del terreno durante la fase di consolidazione mediante il controllo del K_0 . Pertanto rappresenta più realisticamente la situazione reale. Da questo punto di vista la colonna risonante e il taglio torsionale vengono realizzati previa consolidazione isotropa. La scelta tra la prova triassiale ciclica e quella con misure locali della deformazione è legata al fatto che entrambe possono portare il provino a rottura, ma mentre la prima prevede un percorso tensionale ciclico portando il provino a rottura dopo numerosi cicli in cui il terreno è sollecitato (rappresenta meglio un materiale già precedentemente sollecitato), la seconda arriva direttamente a rottura senza effettuare cicli di carico-scarico.

Per tutte le prove di laboratorio, l'impresa esecutrice dovrà obbligatoriamente indicare, sia sulle fustelle, sia sui sacchetti per prove SPT, le seguenti informazioni:

- committente;
- località prelievo;
- tipo di campione (sigla);
- n° sondaggio;
- n° campione;
- profondità di prelievo e tratto di terreno campionato (evidenziando in tal modo le differenze tra lo spessore di terreno prelevato e la lunghezza della fustella).

Le prove di laboratorio sono distinte in due categorie:

- prove convenzionali;
- prove finalizzate alle analisi di risposta sismica.

Le prove di laboratorio convenzionali hanno lo scopo di:

- classificare e identificare i materiali (prove di classificazione: CLASS);
- determinare la storia tensionale e lo stato tensionale iniziale del deposito (Edometrie: ED);
- determinare i parametri di comprimibilità e permeabilità (Edometrie: ED);
- determinare i parametri di resistenza e la resistenza al taglio non drenata (triassiali convenzionali TX e taglio diretto TD).

Le prove finalizzate alle analisi di risposta sismica hanno essenzialmente lo scopo di determinare le caratteristiche di deformabilità (modulo di taglio, G) e smorzamento (D) dei terreni al variare della deformazione.

3.4.4.3.1 Prove convenzionali

3.4.4.3.1.1 Classificazione

Per l'esecuzione di tali prove si farà riferimento alle norme e raccomandazioni di seguito citate AGI (1994), ASTM D4318-00, D2487-00, C136-01, D1140-00, D2217-85, D422-63, D 2974 – 87, D4648-00, D2216-98, D854-02, CNR UNI 10010/64, CNR UNI 10013/64, CNR UNI 10014/64.

Si ritiene opportuno, per una completa classificazione, procedere alle seguenti determinazioni:

- descrizione del campione (informazioni sul tipo di campionatore e sulle condizioni del campione. Nel caso di campioni indisturbati allegare foto con colorimetro dopo averlo scortecciato e misure con torvane o *pocket penetrometer*). Nella relazione tecnica andrà indicata ogni osservazione sulla fustella (indicare la classe del campionatore, specificando inoltre la qualità del tubo campionatore e del tagliente) e sul campione di terreno (classe del campione, specificando quindi il grado di disturbo, eventuale rammollimento e probabili cause);
- contenuto naturale in acqua;
- peso di volume;
- peso unitario secco (o densità secca);
- peso specifico del solido;
- granulometria-aerometria;
- limiti di Atterberg;
- contenuto dei carbonati;
- sostanze organiche.

L'analisi granulometrica è l'insieme di quelle operazioni occorrenti per determinare la distribuzione percentuale, per massa, dei grani secondo le loro dimensioni.

Per il trattenuto al setaccio 200 ASTM si opererà per vagliatura meccanica a secco o per via umida. La frazione fine passante al suddetto setaccio sarà analizzata per sedimentazione o mediante aerometria.

Oltre alla curva granulometrica e alla classificazione in accordo alle raccomandazioni AGI verranno forniti i seguenti valori:

d_{max} = diametro massimo dei grani

d_{50} = diametro medio dei grani

$U_c = d_{60} / d_{10}$ = coefficiente di uniformità

$C_c = d_{30} / (d_{60} * d_{10})$ = coefficiente di curvatura

Per ciò che attiene ai limiti di Atterberg oltre ai valori dei limiti liquido e plastico andranno fornite le singole determinazioni, e, per il limite liquido il grafico delle misure sperimentali (contenuto d'acqua – numero colpi).

Per le altre grandezze andranno indicati i valori determinati associati al prelievo per cui le determinazioni sono state eseguite.

3.4.4.3.1.2 Edometria

Lo scopo di tale prova è quello di determinare sia i parametri di deformabilità e compressibilità e i coefficienti di consolidazione primaria (C_v) e secondaria (C_s), sia la storia tensionale del deposito stimando la tensione di

preconsolidazione e quindi il grado di sovraconsolidazione (OCR). Nel caso di prove edometriche in edometri strumentati per la misura di K_0 è possibile tentare la misura diretta dello sforzo orizzontale.

La prova consiste nel comprimere un elemento di terreno di forma cilindrica con diametro pari a circa 2.5 volte l'altezza, racchiuso all'interno di un anello rigido e pertanto lateralmente confinato e impedito nelle deformazioni laterali. La compressione avviene applicando un carico verticale al provino in modo continuo o a gradini. Nel primo caso si avranno prove edometriche continue a velocità di spostamento costante, nel secondo caso prove a incremento di carico.

Le prove a incremento di carico vengono eseguite con progressione geometrica dello sforzo verticale in posto ($\Delta\sigma_v / \sigma_v = 1$) e mantenimento di ciascun gradino di carico per 24 ore, salvo diverse indicazioni.

Le misure delle deformazioni verticali andranno eseguite ai tempi indicati nelle raccomandazioni AGI e nelle norme menzionate.

Si suggerisce di misurare gli spostamenti verticali con LVDT aventi corsa pari a 2.5 mm e precisione pari a 0.1% FSO.

Nei risultati di prova occorrerà indicare:

- cantiere, sondaggio, profondità e data di esecuzione;
- peso umido iniziale e finale;
- peso secco;
- altezza iniziale e finale;
- diametro;
- peso specifico dei grani;
- indice dei vuoti iniziale;
- grado di saturazione;
- peso di volume e contenuto d'acqua iniziale e finale;
- peso di volume secco;
- tabelle e grafici relativi alle seguenti grandezze (sforzi verticali, deformazioni verticali al t_{100} , indice dei vuoti al t_{100} , modulo edometrico, C_v , C_a);
- diagrammi cedimenti-tempo per ogni gradino di carico. Di norma il tempo sarà riportato in scala logaritmica, salvo diverse indicazioni.

In alternativa alle prove a incremento di carico è possibile eseguire prove edometriche a velocità di deformazione costante che consentono un notevole risparmio di tempo. Per le modalità di prova si rimanda alle indicazioni contenute nella norma ASTM D4186-89.

Infine vi sono anche prove edometriche con edometri strumentati per la misura della tensione orizzontale. La misura avviene mediante uno speciale anello di contenimento del provino. L'anello, strumentato con estensimetri compensatori, è confinato da una cella anulare pressurizzata a olio.

All'applicazione del carico verticale, il provino genera tensioni orizzontali che sono compensate dalla pressione della cella anulare, σ_h .

La pressione è governata da una pompa idraulica che ne regola l'entità in maniera tale da impedire le deformazioni radiali (gli estensimetri devono mantenere lo zero di partenza).

Questa apparecchiatura consente di misurare il rapporto $K_0 = \sigma'_h / \sigma'_v$ durante tutto il corso della prova sia in fase di carico che di scarico.

3.4.4.3.1.3 Triassiali convenzionali

Le prove triassiali convenzionali hanno lo scopo di determinare i parametri di resistenza al taglio o la resistenza al taglio non drenata.

PROVA DI COMPRESSIONE MONOASSIALE

Questa prova viene impiegata nel caso delle rocce utilizzando presse convenzionali. Le raccomandazioni ISRM forniscono indicazioni a riguardo di:

- forma e dimensione del provino;
- estremità del provino e dei piatti della pressa;
- velocità di carico;
- precisione nelle misure della deformazione e dello sforzo e intervalli di misura.

Le prove triassiali convenzionali andranno eseguite secondo le raccomandazioni AGI e le apposite norme ASTM già citate. Si assume che il percorso di sollecitazione a rottura sia di tipo per compressione per carico con sforzo laterale totale costante. Tuttavia è possibile seguire differenti percorsi di sollecitazione in relazione al problema in esame.

Le condizioni di prova di seguito riportate si riferiscono alla compressione per carico. Le indicazioni relative alla presentazione dei risultati sono di carattere generale.

I provini cilindrici di terra dovranno essere confezionati in maniera tale che il diametro non sia inferiore a 38.1 mm e l'altezza di 2 - 2,5 volte il diametro.

La prova completa dovrà essere eseguita su almeno due provini per ogni campione.

Le prove potranno essere del tipo:

- Non Consolidata - Non Drenata: il provino è inizialmente soggetto a una compressione isotropa non drenata e successivamente viene portato a rottura in compressione per carico (aumento della tensione verticale) sempre in condizioni non drenate;
- Consolidata - Non Drenata: il provino viene inizialmente consolidato isotropicamente e viene poi portato a rottura in compressione per carico in condizioni non drenate.
- Consolidata - Drenata: il provino viene inizialmente consolidato isotropicamente o anisotropicamente e viene poi portato a rottura in compressione per carico in condizioni drenate.

La condizione non drenata viene realizzata impedendo il drenaggio. La velocità di applicazione del carico deve consentire l'equalizzazione delle sovrappressioni interstiziali (convenzionalmente si adotta una velocità di deformazione pari a 1mm/min). La condizione drenata viene realizzata con drenaggio aperto adottando una velocità di applicazione del carico sufficientemente bassa in modo da lasciar dissipare la sovrappressione interstiziale. Il tempo per l'esecuzione di tale tipo di prova dovrà essere ricavato in relazione all'altezza del provino, al coefficiente di consolidazione e a un coefficiente adimensionale, funzione delle condizioni di drenaggio del provino.

La rottura in condizioni di compressione per carico la si realizza mantenendo costante la pressione di contenimento esercitata idraulicamente in cella, mentre si dovrà aumentare progressivamente la pressione verticale sino alla rottura del provino stesso. La prova dovrà essere eseguita a velocità di deformazione costante.

Una volta completata la prova dovrà essere fornito:

per la prova Consolidata - Drenata

- diagramma $q - \varepsilon_a$ (sforzo deviatorico $\sigma_1 - \sigma_3$ in funzione della deformazione assiale);
 - diagramma $\varepsilon_v - \varepsilon_a$ (deformazione volumetrica in funzione della deformazione assiale);
 - diagramma $t - s'$ (percorso delle sollecitazioni efficaci).
- per la prova Consolidata - Non Drenata
 - diagramma $q - \varepsilon_a$;
 - diagramma $\Delta u - \varepsilon_a$ (sovrapressione interstiziale in funzione della deformazione assiale);
 - diagramma $t - s'$.

per la prova Non Consolidata - Non Drenata

- diagramma $q - \varepsilon_a$;
- diagramma $\Delta u - \varepsilon_a$;
- diagramma $t - s'$.

3.4.4.3.1.4 Taglio diretto

Le prove di taglio diretto hanno lo scopo di determinare i parametri di resistenza al taglio di picco e residua. Sono prove di tipo drenato che si possono eseguire su terreni sciolti o rocce utilizzando opportune apparecchiature. La forma del provino è di norma cilindrica con diametro pari a 2.5 volte l'altezza. Forme diverse si possono avere soprattutto nel caso di prove di taglio in roccia. La prova di taglio diretto consiste in generale nell'imporre la rottura per scorrimento lungo un piano prefissato. Di norma questo è realizzato in laboratorio utilizzando una scatola di taglio divisa in due metà tali che si possa realizzare lo scorrimento relativo di una metà rispetto all'altra con un piano di rottura orizzontale.

Le prove vanno eseguite su almeno tre diversi provini dello stesso materiale consolidati a differenti pressioni in condizioni confinate o K_0 . Il livello delle tensioni di consolidazione andrà stabilito in relazione al problema in esame e sarà applicato mediante l'imposizione di un carico verticale diretto (N) o agente attraverso un braccio di leva bilanciato. La fase di consolidazione durerà 24 ore. Nel corso di tale fase andranno rilevati gli spostamenti verticali nel tempo al fine di definire la velocità di spostamento da applicare in fase di rottura, che, secondo le raccomandazioni AGI, garantisca la condizione di drenaggio.

Più precisamente, dalla curva assestamenti radice del tempo si determinerà il t_{100} .

Si assume un tempo a rottura $tf > 10 * t_{100}$ e uno spostamento a rottura (δf) funzione del tipo di materiale (argille tenere 8 mm, argille sovraconsolidate 2-5 mm, argille marnose 1-2 mm, sabbie 1-5 mm). La velocità di spostamento in fase di rottura è stabilita in base alla seguente relazione:

$$v = \delta f / tf$$

Completata la fase di consolidazione si procederà a quella di taglio imponendo lo scorrimento relativo delle due metà della scatola di taglio a velocità costante pari al valore prefissato. Nel corso della prova occorrerà misurare la forza orizzontale T .

Per ogni provino verrà determinata la curva sforzi di taglio spostamenti orizzontali che consente di individuare la condizione di picco. Per la determinazione delle condizioni residue si procederà alla ripetizione dei cicli di

sollecitazione secondo le raccomandazioni AGI.

La prova viene interpretata assumendo che gli sforzi di taglio e normali agenti sul piano di scorrimento in condizioni di picco rappresentino gli sforzi a rottura sul piano di rottura. Tali sforzi vengono determinati nel seguente modo:

$$\tau = \frac{T}{A}; \sigma = \frac{N}{A}$$

dove:

T = forza orizzontale applicata al provino;

N = forza normale applicata al provino;

A = area del provino.

L'area del provino è determinata nel seguente modo:

$$A = 2 \cdot R^2 \cdot \left(\frac{\pi}{2} - \arcsin \frac{s}{2 \cdot R} \right) - s \cdot \sqrt{R^2 - \frac{s^2}{4}}$$

dove:

R = raggio del provino;

s = spostamento tra punti corrispondenti appartenenti alle due superfici (spostamento orizzontale).

Si consiglia di misurare la forza T mediante cella di carico e gli spostamenti verticale e orizzontale mediante LVDT con corsa 2.5 e 10 mm rispettivamente e precisione pari a 0.1 % FSO.

Date due terne (picco e residuo) di valori τ , σ a rottura è possibile definire l'involuppo di picco e quello residuo nel piano di Mohr.

Nel presentare i risultati occorrerà (1) fornire la curva assestamenti-tempo della fase di consolidazione, (2) la curva sforzi di taglio spostamenti orizzontali relativa alla fase di taglio, (3) la curva spostamenti verticali - spostamenti orizzontali relativa alla fase di taglio e infine (4) i valori di resistenza di picco e residua di almeno tre provini in tabella e diagrammati nel piano di Mohr. Inoltre andranno riportate le informazioni relative alla località di prelievo, sondaggio, campione, profondità.

3.4.4.3.2 Prove finalizzate alla risposta sismica locale

Le prove di laboratorio sono finalizzate alla determinazione dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica.

Tali parametri dipendono dal modello di comportamento e quindi dal tipo di analisi che si intende realizzare.

Le analisi di risposta sismica eseguite nell'ambito sono di norma di tipo lineare-equivalente con geometria 1D e/o 2D. Per questo tipo di analisi è necessario definire le curve G - γ e D - γ e (per geometrie 2D, il coefficiente di Poisson, assunto costante).

Solamente nel caso di analisi veramente non-lineari è necessario definire il legame sforzi-deformazioni in carico e scarico. Le prove di seguito specificate consentono di determinare le caratteristiche sforzi-deformazioni di interesse in relazione al metodo di analisi scelto.

È opportuno che il laboratorio incaricato, per una corretta interpretazione dei risultati, fornisca insieme a essi anche una relazione in cui vengano specificate le modalità seguite per ottenerli.

Verranno ora riassunte le modalità di esecuzione, le apparecchiature e i campi di applicazione relativamente alle seguenti prove dinamiche di laboratorio:

- prove di colonna risonante e di taglio torsionale ciclico;
- prova triassiale non convenzionale con misura locale delle deformazioni.

3.4.4.3.2.1 Colonna risonante e taglio torsionale ciclico

SCOPO DELLA PROVA

La prova di colonna risonante (talora accoppiata alla prova di taglio torsionale ciclico) è una prova di laboratorio che consente di misurare il modulo di taglio e il rapporto di smorzamento in corrispondenza di un intervallo deformativo compreso tra 10-4 % e 10-1 %, cioè compresa nel campo elastico a fronte di una sollecitazione pulsante ciclica.

La prova è eseguita utilizzando una apparecchiatura del tipo *fixed-free*, cioè con la base del provino fissa e la testa libera di ruotare (detta di Stokoe) oppure del tipo *fixed-fixed* (detta di Hardin). Entrambe le apparecchiature impiegano un sistema elettromagnetico per applicare una torsione ciclica al provino.

La prova fornisce quindi:

- la legge di decadimento del modulo di taglio G con l'ampiezza della deformazione di taglio γ (curve $G-\gamma$);
- l'andamento del rapporto di smorzamento D al variare dell'ampiezza della deformazione di taglio γ (curve $D-\gamma$).

Il principale vantaggio della prova risulta essere l'accuratezza nella misura della rigidezza a piccole deformazioni.

CONDIZIONE DI AFFIDABILITÀ DELLA PROVA

Il provino su cui viene eseguita la prova generalmente del diametro di 50 mm e altezza 100mm, deve essere di ottima qualità e avere forma cilindrica piena o cava.

La prova è applicabile a terreni coesivi e incoerenti confezionati sotto forma di provini cilindrici di diametro compreso fra 38.1 e 71 mm e di altezza pari a 2 volte il diametro.

SCHEMA DELLA PROVA

Il sistema di sollecitazione è costituito da una struttura resa solidale alla testa del campione nella quale sono alloggiati dei magneti che, interagendo con delle bobine attraversate da corrente elettrica, trasferiscono al campione una torsione ciclica di frequenza pari al segnale in arrivo.

La prova di colonna risonante consiste nell'applicare, a una delle estremità del provino di forma cilindrica, mantenendo fissata l'altra, un momento torcente M che varia nel tempo con legge sinusoidale, del tipo:

$$M = A \cdot \sin(\omega \cdot t)$$

dove:

A è l'ampiezza e ω la pulsazione legata alla frequenza f dalla $A = 2 \omega f$.

Fissando l'ampiezza A della sollecitazione e facendo variare la frequenza f si determina la frequenza di risonanza. La prova viene eseguita in condizioni non drenate su provini cilindrici pieni o cavi usualmente incastrati alla base imponendo una coppia torcente ciclica (sinusoidale) alla testa del provino.

Il provino deve essere precedentemente consolidato isotropicamente alla pressione verticale geostatica. La saturazione del provino è avvenuta mediante un processo di *back*-pressurizzazione sino al raggiungimento di valori del parametro B di Skempton superiori a 0.95.

La prova consiste nel determinare la frequenza di risonanza F_n . Il sistema elettromagnetico è alimentato da un generatore di onde sinusoidali a frequenza variabile. Il segnale elettrico utilizzato per produrre la torsione e quello dell'accelerometro che misura il moto alla testa, sono visualizzati sugli assi X - Y di un oscilloscopio e danno luogo a una configurazione ellittica quando il campione è in risonanza.

La condizione di risonanza viene ottenuta variando manualmente la frequenza di eccitazione e componendo sull'oscilloscopio la tensione eccitatrice e la risposta dell'accelerometro. La condizione di risonanza è verificata quando i due segnali sono sfasati di 90° . Tale condizione si realizza allorché sull'oscilloscopio si visualizza un'ellisse in posizione perfettamente verticale.

I valori della frequenza di risonanza e dell'accelerazione indotta sono utilizzati per il calcolo del modulo di taglio e delle deformazioni. La curva di decadimento, prodotta interrompendo in risonanza l'eccitazione torsionale, permette di valutare lo smorzamento del materiale espresso come percentuale dello smorzamento critico.

Vengono utilizzati diversi metodi per la determinazione di D . A titolo di esempio si può ricavare dalla curva di amplificazione ottenuta per un appropriato intervallo di frequenze eccitrici. Nota la frequenza di risonanza, è possibile determinare la velocità di propagazione delle onde di taglio utilizzando la teoria di propagazione delle onde elastiche nelle aste prismatiche. Le equazioni risolventi sono le seguenti:

$$\beta \tan \beta = I_s / I_t$$

$$G_{eq} = \rho \left(2\pi f_n h / \beta \right)^2 = \rho V_s^2$$

dove:

I_s e I_t sono rispettivamente i momenti polari di massa del provino e del motore, $\beta = \frac{2\pi f_n h}{V_s}$ con h = altezza del provino.

L'equazione precedente viene risolta per tentativi. Una volta determinata è possibile ricavare il modulo di taglio ciclico G_{eq} . Inoltre conoscendo la rotazione subita dal provino è possibile determinare la deformazione di taglio γ del provino.

Dalla curva di amplificazione è possibile ottenere il rapporto di smorzamento determinando le frequenze f_1 e f_2 che corrispondono ad ampiezze pari a 0.707 l'ampiezza di risonanza e utilizzando la seguente relazione:

$$D_{mag} = \frac{f_1 - f_2}{2f_n}$$

Interrompendo l'eccitazione è possibile registrare le oscillazioni libere e determinare il rapporto di smorzamento dal decremento logaritmico dopo un certo numero di cicli:

$$D_{\log} = \frac{\ln(A_0 / A_n)}{2\pi n}$$

dove:

A_0 è l'ampiezza del ciclo in condizioni stazionarie, mentre A_n è l'ampiezza relativa all' n -esimo ciclo successivo all'interruzione dell'eccitazione.

L'equivalenza delle due espressioni per il calcolo del rapporto di smorzamento è verificata in condizioni di risonanza oppure nell'ipotesi che lo smorzamento sia indipendente dalla frequenza. Le misure vengono ripetute applicando valori crescenti della coppia torcente ciclica. Per ogni livello di sollecitazione è possibile misurare, utilizzando ad esempio un accelerometro, il corrispondente livello di deformazione a taglio (γ). La deformazione di taglio varia linearmente con la distanza radiale (R) assumendo un valore massimo al bordo della sezione e nullo in centro. Convenzionalmente, nel caso di provini cilindrici pieni, si assume come rappresentativa la deformazione a taglio in semplice ampiezza in corrispondenza di $2/3 R$ (Figura 3.4-71):

$$\gamma = \frac{2}{3} R \frac{\vartheta}{h}$$

dove:

ϑ è la rotazione angolare.

Nel caso di provini cilindrici cavi si ha il vantaggio che la deformazione a taglio risulta più uniforme. Il valore medio viene calcolato nel seguente modo:

$$\gamma = \frac{2 \vartheta (R_e^3 + R_i^3)}{3 h (R_e^2 - R_i^2)}$$

dove:

R_e raggio esterno e R_i raggio interno.

La prova di colonna risonante fornisce per ogni livello di sollecitazione imposto le seguenti grandezze G_{eq} , D_{mag} , D_{log} e γ . La prova è eseguita in controllo di carico seguendo un percorso delle sollecitazioni del tipo indicato in Figura 3.4-7-3. I livelli deformativi che si possono imporre al provino variano nell'intervallo 0.0001 - 0.5 %.

Potendo operare a livelli deformativi molto bassi la prova fornisce i valori di D .

La prova di colonna risonante rappresenta uno dei metodi più precisi e ripetibili per la misura del modulo di taglio a piccole deformazioni. Ciò rappresenta il principale pregio della prova e consente, tra l'altro, di valutare l'eventuale danneggiamento elastico che i provini hanno subito in seguito all'applicazione di livelli di deformazione elevati misurando prima e dopo il *prestraining*. Per quel che concerne la determinazione delle curve G - γ e D - γ , occorre fare alcune considerazioni:

- la prova di colonna risonante impone velocità di deformazioni molto elevate e crescenti nel corso della prova, ad esempio da circa 10%/min sino a 3000%/min. La velocità di deformazione influenza la curva di decadimento del modulo e soprattutto il rapporto di smorzamento;
- la prova impone diverse centinaia o migliaia di cicli di sollecitazione al provino, il che è poco realistico;

- i parametri che si determinano sono utilizzabili unicamente in metodi elastico-equivalenti.

APPARECCHIATURA

Esistono diversi tipi di apparecchiature. In generale, le apparecchiature utilizzano provini cilindrici pieni, con consolidazione solo di tipo isotropo. In alcuni casi si utilizzano provini cavi il che consente consolidazioni anisotrope con coefficiente di consolidazione minore di 1. L'apparecchiatura consiste di tre parti:

- sistema di eccitazione;
- cella di pressione;
- sistema di acquisizione dati.

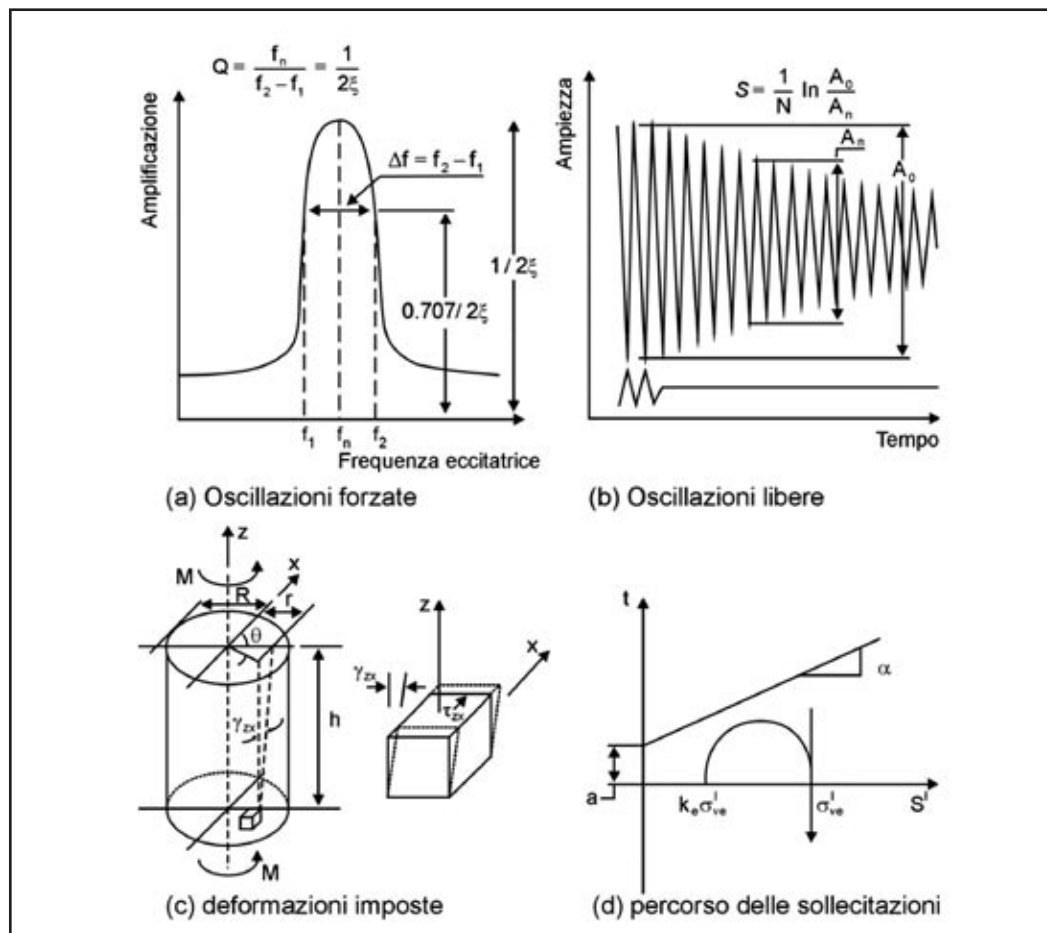


Figura 3.4 71 – Schema prova colonna risonante.

SISTEMA DI ECCITAZIONE

Esso è costituito da:

- un generatore di funzioni arbitrarie (sinusoidali, rettangolari, triangolari, ecc.) che genera il segnale da inviare al motore elettrico che produce il momento torcente da applicare al provino;
- un amplificatore di potenza carica utilizzato per aumentare la potenza del segnale;
- un frequenzimetro che consente di misurare modificare, una volta fissata l'ampiezza, la frequenza del segnale;

- un interruttore che consente di chiudere istantaneamente il circuito che collega il generatore di funzioni al motore elettrico e quindi di arrestare l'eccitazione per rilevare le oscillazioni libere.
- l'oscillatore torsionale, ovvero un motore elettrico costituito da magneti e avvolgimenti che si innesta direttamente sulla testa del provino senza attriti di sorta nella trasmissione della coppia torcente.

La cella di pressione è composta da due piatti (inferiore e superiore) collegati da montanti e da un cilindro di acciaio o perspex.

La tenuta della cella è garantita da opportune guarnizioni. Sul piatto di base è collocato il piedistallo del provino e il sistema di supporto del motore elettrico (oscillatore torsionale) per l'applicazione della coppia alla testa del provino.

SISTEMA DI ACQUISIZIONE DATI

Tale sistema si compone dei sensori e del sistema di acquisizione vero e proprio:

- un accelerometro fissato a uno dei bracci dell'oscillatore, e quindi solidale col cappellotto e col provino, che serve a misurare la risposta in accelerazione del provino alla sollecitazione in termini di differenza di potenziale elettrico;
- un amplificatore di carica che consente di aumentare l'intensità della risposta per renderla meglio visualizzabile;
- un oscilloscopio a più canali, a uno dei quali è collegato il generatore di funzioni e a un altro l'accelerometro, in modo da visualizzare su un apposito monitor e registrare, quando viene attivata la memoria, l'eccitazione e la risposta del provino. In particolare sul monitor deve essere possibile rappresentare sia la risposta in funzione dell'eccitazione (scala XY) rappresentata da un'ellisse sia la risposta e l'eccitazione sovrapposte in funzione del tempo (scala X,t e Y,t); nel primo caso per individuare la condizione di risonanza, che corrisponde alla forma più allungata dell'ellisse, e nel secondo caso per determinare il modulo di attenuazione quando viene interrotta l'eccitazione e si studiano le oscillazioni libere e viene attivata la memoria dell'oscilloscopio. [In alternativa l'acquisizione può essere effettuata mediante schede A/D veloci collegate a PC].

3.4.4.3.2.2 Prova di taglio torsionale ciclico

L'apparecchio di taglio torsionale è in genere un adattamento della colonna risonante che prevede le seguenti modifiche: determinazione della coppia torcente applicata (misurata direttamente o stimata da opportune calibrazioni), misura della rotazione della testa del provino mediante una coppia di trasduttori di non contatto, applicazione di una storia dei carichi arbitraria e non necessariamente sinusoidale. La coppia massima è in genere di poco superiore a 1Nm. Ciò comporta l'impossibilità di raggiungere i livelli deformativi più elevati e in generale le deformazioni massime risultano inferiori a 0.1 %.

Esistono tuttavia delle apparecchiature di taglio torsionale sviluppate indipendentemente e che consentono di raggiungere livelli deformativi anche elevati.

Dalle misure della coppia e della rotazione è possibile calcolare gli sforzi di taglio e le deformazioni a taglio. Per queste ultime valgono le considerazioni già sviluppate nel caso della colonna risonante. Gli sforzi di taglio sono valutati di regola mediante la seguente relazione:

$$\tau = \frac{4}{3\pi} \frac{(R_e^3 + R_i^3)}{(R_e^2 - R_i^2) \cdot (R_e^4 - R_i^4)} C$$

dove:

C è la coppia.

Si eseguono di regola prove monotone e cicliche. Nel caso di prove cicliche si applicano sforzi di taglio di ampiezza crescente. Per ogni livello di sollecitazione si registrano di norma circa 30 cicli. Il numero minimo di acquisizioni per ciclo è circa 30.

È possibile ricavare i seguenti moduli di deformazione o rigidezze da una prova monotona:

$$G_s = \tau / \gamma \quad \text{Modulo di taglio secante}$$

$$G_t = d\tau / d\gamma \quad \text{Modulo di taglio tangente}$$

$$G_o = \lim_{\gamma \rightarrow 0} (G_t) \quad \text{Modulo di taglio iniziale o elastico}$$

Nel caso di una prova ciclica è possibile ricavare:

$$G_{eq} = \tau_{sa} / \gamma_{sa} \quad \text{Modulo di taglio ciclico}$$

con τ_{sa} e γ_{sa} rispettivamente sforzo di taglio e deformazione a taglio in singola ampiezza;

$$D_{ist} = \Delta W / (4 \cdot \pi \cdot W) \quad \text{Rapporto di smorzamento isteretico}$$

dove:

ΔW = area racchiusa nel ciclo

W = energia elastica immagazzinata pari a $\tau_{sa} \cdot \gamma_{sa} / 2$

la definizione di rapporto di smorzamento isteretico coincide con quelle già introdotte unicamente in condizioni di risonanza oppure se si assume che lo smorzamento sia indipendente dalla frequenza.

Se si applicano cicli di piccola ampiezza è possibile ottenere il modulo G_o .

In conclusione, la prova torsionale consente di ricavare la curva sforzi-deformazioni di primo carico, detta anche curva scheletro da una prova di tipo monotono e quella di scarico e ricarico da una prova ciclica osservando eventuali fenomeni di degradazione ciclica. I parametri ottenibili da prove di taglio torsionale sono quindi utilizzabili anche nell'ambito di metodi veramente non-lineari.

Le prove torsionali vengono eseguite in condizioni non drenate e in controllo di carico. Il percorso delle sollecitazioni è identico a quello che si impone nelle prove di colonna risonante.

3.4.4.3.2.3 Prova triassiale non convenzionale con misura locale delle deformazioni

La prova triassiale di interesse è essenzialmente una prova di compressione eseguita in condizioni non drenate su un provino cilindrico avente rapporto altezza diametro pari a circa 2. Il percorso delle sollecitazioni totali che viene imposto nel corso di una prova triassiale a tensione orizzontale costante

è diverso da quello imposto in colonna risonante e taglio torsionale ed è lecito attendersi una diversa risposta sforzi-deformazioni in virtù della natura anisotropa dei terreni e del diverso valore della tensione intermedia. Vale la pena ricordare che un'onda di taglio, generata da un sisma, che si propaga nel suolo in direzione verticale sottopone i diversi strati di terreno a una storia irregolare di sforzi di taglio. Questa storia di carico può essere più fedelmente riprodotta nell'apparecchio di taglio torsionale piuttosto che in quello triassiale. A fronte di questa limitazione, la prova triassiale offre svariati vantaggi. Come già accennato, l'apparecchio triassiale ha subito notevoli miglioramenti negli ultimi 15 anni. Le innovazioni di maggiore interesse vengono di seguito richiamate e discusse.

MISURA LOCALE DELLE DEFORMAZIONI

Questo tipo di misura viene effettuato nella parte centrale del provino, svincolandosi dagli errori dovuti alla cedevolezza dell'apparecchiatura medesima, alle imperfezioni di contatto alla base e alla testa del provino e al maggior grado di disturbo che le estremità del provino di norma presentano. Per questo tipo di misura vengono utilizzati sensori di elevata risoluzione e precisione, di solito trasduttori di non contatto. La misura locale della deformazione assiale e radiale offre diversi vantaggi: 1) l'impiego di sensori di elevata precisione consente di operare anche a livelli deformativi piccoli e medi di particolare interesse nell'ingegneria geotecnica sismica; 2) le misure vengono effettuate in una zona lontana dalle estremità dove è ragionevole assumere che il campo delle tensioni e delle deformazioni sia uniforme; 3) è possibile determinare le variazioni delle dimensioni del provino anche nel caso di terreni parzialmente saturi e in assenza di misuratori della variazione di volume.

USO DI PC NEL CONTROLLO DEI PROCESSI

1. È possibile effettuare una consolidazione a deformazione laterale impedita. A questo scopo è sufficiente disporre di sensori per la misura locale della deformazione radiale e di una servovalvola per l'applicazione della pressione orizzontale. Il PC è preposto al controllo del processo e regola la pressione orizzontale in modo tale che rimanga nulla all'interno di una prefissata tolleranza. Ciò consente di riconsolidare il provino in condizioni edometriche facendo a meno della conoscenza a priori della storia tensionale e/o del coefficiente di spinta a riposo. Conseguentemente, il ripristino delle tensioni geostatiche, o quanto meno della loro migliore stima, richiede unicamente la valutazione della tensione verticale geostatica σ_v .
2. È possibile riconsolidare il provino seguendo il metodo detto del *dry-setting*. Questo metodo prevede, inizialmente, l'impiego di pietre porose e carta da filtro asciutte. Lo scopo è quello di impedire che il provino assorba acqua in fase di allestimento. Successivamente il sistema viene saturato imponendo un flusso d'acqua dal basso verso l'alto. Con un procedimento analogo a quello descritto al punto precedente è possibile in questa fase inibire il rigonfiamento, ovvero sia l'assorbimento d'acqua da parte del provino, imponendo che le variazioni di diametro e di altezza risultino nulle all'interno di prefissate tolleranze. Questo modo di procedere fornisce i valori della pressione residua (pressione che inibisce il rigonfiamento e che rappresenta una misura indiretta della qualità del campione) e rende minime le variazioni di volume durante la successiva riconsolidazione. Pertanto, la procedura

descritta rappresenta un ottimo compromesso tra l'esigenza di ripristinare le tensioni geostatiche e quella di non variare il contenuto d'acqua del provino.

3. La riproduzione della storia tensionale in laboratorio è ritenuta un sistema efficace per mitigare gli effetti di disturbo dovuti al campionamento e alla successiva manipolazione dei provini. A questo scopo si esegue una consolidazione edometrica sino al raggiungimento della tensione di preconsolidazione e un successivo scarico sempre in condizioni edometriche sino al raggiungimento della tensione verticale geostatica. Questa procedura può essere agevolmente applicata in celle triassiali controllate da PC, ma richiede la conoscenza a priori della storia tensionale del deposito.

MISURE SISMICHE

È possibile eseguire nelle varie fasi di una prova triassiale delle misure della velocità di propagazione delle onde di taglio. Vengono utilizzati a questo scopo degli elementi piezoceramici bimorfi (*Bender Elements - BE*) di dimensioni 10x20x0.5 mm che si inflettono quando viene applicata una tensione generando prevalentemente onde di taglio. Per eseguire le misure si utilizza una coppia di *BE*. Gli elementi sono fissati nel piedistallo di base e nel capitello di testa dai quali sporgono per diversi mm. La parte dei *BE* che sporge viene infissa nel provino di terreno. Uno dei due *BE* è utilizzato come sorgente per generare le onde di taglio. A questo scopo viene eccitato con una forma d'onda sinusoidale di opportuna ampiezza. L'altro elemento funziona da ricevitore e trasduce l'energia meccanica che riceve in elettrica. È pertanto possibile determinare il tempo di percorso (t) delle onde di taglio registrando su un oscilloscopio il segnale eccitatore e quello del ricevente. Il tempo di percorso può essere identificato dall'osservazione visiva delle registrazioni o utilizzando tecniche di correlazione incrociata. Si assume come percorso la distanza più breve tra i due *BE* ovvero la distanza tra le due estremità che protrudono all'interno del provino. Tale distanza (L) è nota cosicché è possibile determinare la velocità di propagazione delle onde di taglio come $V_s = L/t$. La misura di V_s in fase di rottura serve a determinare l'eventuale danneggiamento elastico subito dal provino per effetto dell'applicazione degli sforzi di taglio.

Si eseguono di regola prove monotone e cicliche. Nel caso di prove cicliche si applicano sforzi di compressione di ampiezza crescente. Per ogni livello di sollecitazione si registrano di norma 30 cicli con un numero minimo di acquisizioni per ciclo pari a circa 30. Da una prova di tipo monotono è possibile ricavare i seguenti moduli di deformazione:

$$E_s = (q - q_0) / \epsilon_a \quad \text{Modulo di Young secante}$$

$$E_t = dq / d\epsilon_a \quad \text{Modulo di Young tangente}$$

$$E_o = \lim_{\epsilon_a \rightarrow 0} (E_t) \quad \text{Modulo di Young iniziale o elastico (Zona 1)}$$

dove:

$q = \sigma_1 - \sigma_3$ sforzo deviatorico

ϵ_a = deformazione assiale

q_0 = sforzo deviatorico a fine consolidazione

Da una prova ciclica anche questa eseguita in condizioni non drenate è possibile ricavare:

$$E_{eq} = q_{sa} / \epsilon_{sa} \quad \text{Modulo di Young ciclico}$$

con q_{sa} e ϵ_{sa} rispettivamente sforzo deviatorico e deformazione assiale in singola ampiezza

$$D_{ist} = \Delta W / (4 \cdot \pi \cdot W) \quad \text{Rapporto di smorzamento isteretico}$$

dove:

ΔW area racchiusa nel ciclo

W = energia elastica immagazzinata pari a $\tau_{sa} \cdot \gamma_{sa} / 2$

La definizione di rapporto di smorzamento isteretico coincide con quelle già introdotte unicamente in condizioni di risonanza oppure se si assume che lo smorzamento sia indipendente dalla frequenza.

Anche in questo caso, se si applicano cicli di piccola ampiezza è possibile ottenere il modulo E_0 .

In conclusione la prova triassiale consente di determinare i parametri necessari per le analisi veramente non lineari con alcuni vantaggi rispetto alla prova torsionale oltre a quelli già esaminati:

- la prova viene eseguita in controllo di deformazione il che garantisce la possibilità di mantenere costante la velocità di deformazione nel corso della prova, requisito essenziale vista l'influenza di questo parametro sulla rigidezza;
- l'esecuzione dei cicli in controllo di deformazione è inoltre un requisito essenziale per valutare la degradazione meccanica del terreno con il numero dei cicli a livelli deformativi elevati;

È possibile in una prova triassiale portare il provino a rottura determinandone la resistenza al taglio non drenata. Questo parametro è necessario al fine di controllare che gli sforzi di taglio mobilitati dall'evento sismico che si simula siano compatibili con il criterio di resistenza. Tale parametro è inoltre utilizzato in diversi modelli per descrivere la curva scheletro.

3.4.4.3.2.4 Prova triassiale ciclica (CTXS)

La prova triassiale ciclica è eseguita utilizzando la cella triassiale standard; per l'applicazione dei carichi ciclici essa è posta sotto una struttura di contrasto dotata di un sistema elettropneumatico che consente di applicare al provino un carico sinusoidale di ampiezza costante. Il carico è tarato prima dell'inizio della prova mediante un apposito sistema di calibrazione.

Per la rilevazione dei parametri di prova sono stati collegati all'attrezzatura impiegata i seguenti strumenti elettronici:

- trasduttore di spostamento avente fondo scala di ≈ 25 mm, classe di accuratezza migliore di 0.3% del fondo scala;
- trasduttori di pressione aventi fondo scala 10 – 50 bar, classe di accuratezza migliore di 0.2% del fondo scala;
- cella di carico avente fondo scala 1kN, accuratezza migliore di 0.1% del fondo scala; condizionatori di segnale avente tensione di uscita 5 Vac e frequenza 5 kHz, classe di accuratezza migliore di 0.1% del valore di uscita;
- personal computer con scheda e software idoneo per acquisizioni ad alte frequenze;

- box elettropneumatico per il controllo del carico dinamico con generatori di onde di carico a una frequenza variabile da 0.05 a 2 Hz e un range di carico di ≈ 300 kPa.

Il provino viene saturato e posto in consolidazione secondo le procedure standard ai valori di tensione efficace isotropa o anisotropa previsti. Al termine della consolidazione la cella è trasferita sotto la struttura di carico e a drenaggio chiuso sono applicati i carichi ciclici previsti.

Nel caso di prove triassiali cicliche finalizzate alla determinazione della curva "stress ratio – numero dei cicli" il campione è sottoposto al carico ciclico prestabilito e la prova è protratta fino al raggiungimento della liquefazione. Nel caso la prova fosse finalizzata alla determinazione dei cedimenti dinamici, il campione è sottoposto a una successione di tre gradini di carico ciclico a valori di stress ratio crescenti, l'ultimo dei quali protratto sino al raggiungimento della liquefazione del provino.

Dopo ogni gradino il provino è stato riconsolidato per il tempo necessario a dissipare la pressione interstiziale indotta; le variazioni dimensionali misurate sono state utilizzate per il calcolo delle dimensioni del provini o relative al ciclo successivo.

PRESENTAZIONE DEI RISULTATI

Nei certificati di prova dovranno essere riportati, per ogni valore di carico ciclico applicato, oltre ad alcuni dati generali relativi al provino, il rapporto della pressione interstiziale sviluppatasi R_v , le deformazioni assiali cicliche in singola e in doppia ampiezza e la tensione ciclica, tutti in funzione del numero di cicli applicati.

3.4.4.3.2.5 Prova triassiale ciclica "Property" (CTXP)

La prova triassiale ciclica "Property" permette di determinare il valore del modulo di Young (E) in funzione della deformazione (ϵ_{sa}), nonché il valore dello smorzamento (D) in funzione della deformazione assiale nella singola ampiezza a fronte dell'applicazione di una serie di cicli di carico assiale.

Per la rilevazione dei parametri di prova sono stati collegati all'attrezzatura impiegata i seguenti strumenti elettronici:

- trasduttore di spostamento avente fondo scala di ≈ 5 mm, classe di accuratezza migliore di 0.3% del fondo scala;
- trasduttori di pressione aventi fondo scala 10 bar, classe di accuratezza migliore di 0.2% del fondo scala;
- cella di carico avente fondo scala 1 kN, accuratezza migliore di 0.1% del fondo scala;
- condizionatori di segnale avente tensione di uscita 5 Vac e frequenza 5 kHz, classe di accuratezza migliore di 0.1 % del valore di uscita;
- personal computer con scheda e software idoneo per acquisizioni ad alte frequenze;
- box elettropneumatico per il controllo del carico dinamico con generatori di onde di carico a una frequenza variabile da 0.05 a 2 Hz e un range di carico di ≈ 1 kN.

Le prove devono seguire la seguente procedura:

FASE DI SATURAZIONE

- Incremento della pressione efficace fino a un valore di 25-50 kPa, tale da impedire il rigonfiamento del provino;

- aumento graduale della pressione interstiziale, in gradini di 50kPa, fino al raggiungimento di un grado di saturazione (B) maggiore di 0.95; durante tale fase si è mantenuto costante il valore della pressione efficace aumentando proporzionalmente la tensione totale.

FASE DI CONSOLIDAZIONE

La consolidazione isotropa/anisotropa è ottenuta aumentando la pressione in cella gradualmente, in piccoli gradini, fino ai valori richiesti per la prova. Durante la consolidazione si misurano le variazioni di volume e di altezza del provino.

FASE DI PROVA

Al termine della consolidazione, la cella è trasferita sotto una struttura di carico dove, a drenaggio chiuso, si applica una serie tra i 10 e i 20 cicli ognuna, a valori di carico sempre crescente; dopo ogni serie, la sovrappressione eventualmente prodotta viene lasciata dissipare. La prova è protratta fino al raggiungimento di una deformazione assiale compresa tra lo 0.1% e l' 1%.

PRESENTAZIONE DEI RISULTATI

Nei certificati di prova dovranno essere riportati, oltre ad alcuni dati generali relativi al provino, i seguenti parametri:

- modulo E (MPa) in funzione della deformazione assiale nella singola ampiezza (ϵ_{sa}),
- lo smorzamento assiale K ;
- il rapporto tra la pressione interstiziale sviluppatasi e la tensione efficace di consolidazione R_u ;
- per ogni serie di cicli l'andamento delle deformazioni in funzione del tempo (cicli);
- per ogni serie di cicli l'andamento delle sovrappressioni in funzione del tempo (cicli).

3.4.4.4 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

Cavallaro, A., Fioravante, V., Lanzo, G., Rampello, S., Lo Presti, D. C. F., Pallara, O., d'Onofrio, A., Santucci, F. e Silvestri, F., (2001) - *Report on the Current Situation of Laboratory Stress-Strain Testing of Geomaterials in Italy and Its Use in Practice. Advanced Laboratory Stress-Strain Testing of Geomaterials*, A.A. Balkema Publishers, Edited by Tatsuoka E, Shibuya S. and Kuwano R., pp. 15 - 44.

Cestari, F. (1996) - *Prove geotecniche in situ*. Geo-graph edizioni. Segrate.

Ghionna, V., Lancellotta, R. e Maniscalco, R. (1983) - Il pressimetro autopercorante. *Atti dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni*, Novembre 1983, No. 612.

Gnaccolini, M. (1978) - *Sedimenti, processi e ambienti sedimentari*. Edizioni COPT.E. Milano.

Lancellotta R. (2004) *Geotecnica*. Zanichelli 3ª edizione

3.4.5 RELAZIONE ILLUSTRATIVA E MODALITÀ DI PRESENTAZIONE DEI DATI

3.4.5.1 GENERALITÀ

La relazione illustrerà gli aspetti relativi:

- agli elaborati cartografici (carta geologica, geomorfologica, litologico-tecnica);
- alla verifica delle caratteristiche fisico-meccaniche e delle geometrie sepolte sulla base dei risultati delle indagini geofisiche e geotecniche.

Per i dati di base sono indicate tutte le informazioni da recuperare al fine di un'univoca individuazione all'interno del centro urbano.

Nella relazione illustrativa dovrà essere fornita una descrizione della cartografia prodotta (carta geologica, carta geomorfologica, carta litologico-tecnica) e dovranno essere confrontati e verificati il rilievo di superficie e le relative sezioni geologiche con i risultati delle indagini geofisiche e geotecniche di esplorazione del sottosuolo.

I contenuti dovranno essere conformi alla normativa nazionale e regionale vigente e integrati rispetto a essa secondo le presenti IT.

Nella relazione illustrativa dovranno essere descritti con documentazione fotografica gli affioramenti geologici ritenuti più rappresentativi (per estensione dell'affioramento e per caratteristiche lito-strutturali) e tutte le altre informazioni ritenute utili al fine di chiarire aspetti e processi non chiaramente o difficilmente rappresentabili in carta (ad esempio classificazione di un evento franoso complesso o definizione dello stato di attività laddove permangano dubbi). In particolare, riguardo agli affioramenti più significativi, dovranno essere compilate nella relazione tecnica allegata, singole descrizioni litologico-tecniche, corredate da materiale fotografico dettagliato (commentato anche graficamente) e con interpretazione formazionale e attribuzione della classe litotecnica.

Dovranno essere riportati tutti i dati base, chiaramente distinti dalle interpretazioni dei vari professionisti esperti che hanno contribuito alle indagini.

Dovranno inoltre essere riportate tutte le informazioni e considerazioni ritenute utili per l'analisi della risposta sismica locale (es. notizie storiche su aree lesionate a seguito di eventi sismici passati, interventi di stabilizzazione effettuati in aree in frana o in aree caratterizzate da litologie con caratteristiche geotecniche scadenti).

La relazione dovrà inoltre contenere un sommario degli argomenti trattati e degli elaborati contenuti.

3.4.5.2 DESCRIZIONE DEGLI ELABORATI CARTOGRAFICI

I capitoli dedicati alla geologia saranno articolati in più parti, una per ogni elaborato cartografico prodotto (carta geologica, carta geomorfologica, carta litologico-tecnica) e da una serie di allegati contenenti:

- sezioni geologiche, schemi strutturali, colonne stratigrafiche e quant'altro ritenuto necessario per l'analisi della risposta sismica locale;
- documentazione fotografica e descrizione degli affioramenti geologici ritenuti più rappresentativi (per estensione dell'affioramento e per caratteristiche lito-strutturali);
- ogni altra informazione ritenuta utile per l'analisi di risposta sismica locale.

Per la descrizione degli elaborati dovranno essere descritti nel dettaglio gli elementi che da essi emergono e che possono rappresentare situazioni critiche per problemi di stabilità o amplificazione sismica.

Saranno indicati anche eventuali dubbi e incertezze (posizioni di contatti, spessori coperture) che permangono, al fine di indirizzare la successiva pianificazione di indagini geofisiche e geotecniche di approfondimento e verifica.

La cartografia geologica, geomorfologica, litologico-tecnica sarà redatta alla scala 1:2.000 per le aree urbanizzate (centri storici, nuclei abitativi, viabilità e infrastrutture in genere) e per quelle di espansione.

Alla cartografia (geologica, geomorfologica, litologico-tecnica) in scala 1:2.000- 1:5.000, dovrà essere affiancata una carta geologica in scala 1:10.000 d'inquadramento.

3.4.5.3 ILLUSTRAZIONE DEI RISULTATI DELLE INDAGINI GEOFISICHE E GEOTECNICHE IN RELAZIONE AGLI ELABORATI CARTOGRAFICI REDATTI

Nella relazione, oltre alla descrizione degli elaborati cartografici prodotti, dovranno essere illustrate le note esplicative relative alle operazioni di confronto e verifica del rilievo di superficie e le relative sezioni geologiche con i risultati delle indagini geofisiche e geotecniche.

A tal fine tutti i siti d'indagine dovranno essere rappresentati nella cartografia geologica e litologico-tecnica con codifica univoca.

Tali siti saranno richiamati nella relazione al fine di evidenziare:

- spessori delle unità litologiche con relativa descrizione sommaria (sia in termini formazionali che di unità litologico tecniche individuate);
- profondità degli acquiferi rilevati in fase di perforazione, o da eventuale monitoraggio in piezometri;
- indicazione del *range* di parametri fisico-meccanici rappresentativi dell'unità litologico-tecnica (ove identificabile in relazione al grado di omogeneità della litologia).

I professionisti incaricati per il rilievo geologico e/o per la direzione dei lavori nell'ambito della realizzazione dei sondaggi geognostici, dovranno predisporre una relazione sulle indagini come indicato nelle presenti IT e a quanto indicato nelle "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche" (AGI, 1977).

La relazione geologica sulle indagini deve contenere:

- la cartografia geologica di riferimento in scala 1:2.000, 1:5.000 o 1:10.000 con l'ubicazione dei siti d'indagini;
- la descrizione delle indagini svolte (numero sondaggi e prove in sito geofisiche e geotecniche, stratigrafie, elaborati grafici, documentazione fotografica), come indicato nei paragrafi successivi e la motivazione sulle scelte programmatiche effettuate;
- l'attrezzatura posta in foro e la sua tipologia, la frequenza temporale e in profondità delle misurazioni effettuate;
- il numero dei campioni prelevati e la profondità di prelievo;
- i risultati delle prove di laboratorio effettuate sui campioni (certificato di laboratorio abilitato) e delle prove in sito;

- le sezioni litostratigrafiche di correlazione con la scala ritenuta opportuna (di maggior dettaglio di quella 1:2.000- 1:5.000) riportanti le informazioni litostratigrafiche, strutturali, idrauliche e geotecniche. Esse terranno conto delle eventuali informazioni ricavate dai sondaggi, prove e/o scavi eseguiti.

3.4.5.4 INFORMAZIONI STANDARD RELATIVE ALLE PROVE IN SITO E IN LABORATORIO DA INDICARE NELLA RELAZIONE

Per le indagini in sito e di laboratorio dovrà essere indicata una serie di informazioni standard, che ne permetta l'univoca identificazione, fornisca le caratteristiche salienti dell'esecuzione, sintetizzando i risultati.

Per le prove in sito la relazione illustrativa dell'indagine dovrà contenere :

- la descrizione e la caratterizzazione dell'attrezzatura utilizzata;
- le modalità esecutive della prova;
- le tabelle dei dati ricavati in campagna e le tabelle dei dati/parametri desunti con la prova e/o i diagrammi illustranti i dati forniti dall'indagine in relazione alla natura e alla profondità del terreno. Per quanto riguarda i parametri rilevati dovranno essere distinti quelli direttamente ricavati mediante l'utilizzo dell'attrezzatura di prova da quelli indirettamente stimati mediante le correlazioni di letteratura, delle quali deve essere sempre citata la fonte.

Per le prove di laboratorio la relazione illustrativa dell'indagine dovrà contenere:

- la descrizione e la caratterizzazione dell'attrezzatura utilizzata;
- le modalità esecutive della prova;
- le caratteristiche e la provenienza del campione;
- le tabelle dei dati/parametri desunti con la prova in relazione alle condizioni di esecuzione della prova. Per quanto riguarda i parametri rilevati dovranno essere distinti quelli direttamente ricavati mediante l'utilizzo dell'attrezzatura di prova da quelli indirettamente stimati mediante le correlazioni di letteratura, delle quali deve essere sempre citata la fonte.

Per le informazioni che devono essere riportate nella relazione sulle indagini relativamente alle prove in sito e di laboratorio di più largo utilizzo nell'ambito degli studi connessi alla valutazione degli effetti locali, si rimanda comunque alle medesime alle "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche" (AGI, 1977) e alle "Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio" (AGI, 1994).

3.4.5.5 INFORMAZIONI STANDARD RELATIVE AI SONDAGGI DA INDICARE NELLA RELAZIONE

I dati relativi ai sondaggi geognostici e geotecnici da indicare nella relazione geologica sono:

- identificazione:
 - ubicazione del sondaggio (posizione planimetrica e altimetrica riferita a un sistema di riferimento noto);
 - data di inizio e fine della perforazione;
 - denominazione del cantiere;

- ditta esecutrice e nome del sondatore;
 - località ed edificio di deposito delle cassette catalogatrici, persona o ente al quale sono state consegnate e date di consegna;
 - fotografie relative alle cassette catalogatrici.
- tecniche esecutive:
 - quota della testa foro;
 - diametro di perforazione;
 - diametro degli eventuali rivestimenti e tipo di carotiere utilizzato;
 - profondità raggiunta dai rivestimenti;
 - modalità di perforazione e accorgimenti tecnici impiegati;
 - profondità di prelievo di campioni e loro qualità ai fini delle indagini previste;
 - tipi di campionatori;
 - operazioni speciali eseguite (cementazione, ecc.);
 - eventuali prove in sito effettuate;
 - recupero percentuale e RQD, dove significativo;
 - variazione della velocità di avanzamento;
 - profondità della falda acquifera incontrata e quota di stabilizzazione dell'acqua in foro, con misure giornaliere a inizio e fine perforazione;
 - tipologia delle attrezzature installate nel foro (inclinometri, estensimetri, assestimetri, piezometri, ecc.);
 - test effettuati sulla carota;
 - descrizione geotecnica dei singoli strati attraversati (stratigrafia del sondaggio).

La litostratigrafia di ciascun sondaggio dovrà essere compilata utilizzando per ciascun terreno incontrato la simbologia prevista nelle "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche" (AGI, 1977).

L'ubicazione del sondaggio dovrà essere riportata con precisione sugli elaborati grafici, resa evidente e riconoscibile in sito e documentata da fotografie.

3.4.6 NORMATIVA TECNICA

AGI (1977) - Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche

AGI (1994) - Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio

ASTM D422 - 63 Test method for particle size analysis of soils

ASTM D854 - 02 Test method for specific gravity of soils

ASTM D1140 - 00 Test method for amount of material in soil finer than the No 200 sieve

ASTM D1194 - 94 Test method for bearing capacity of soil for static loading on spread footings

ASTM D1195 - 93 Test method for repetitive static plate load tests of soils

ASTM D1196 - 93 Test method for nonrepetitive static plate load tests of soils

ASTM D1586 - 84 Test method for penetration test and split-barrel sampling of soils

ASTM D2166 Test method for unconfined compressive strength of cohesive soils

ASTM D2216 - 98 Test method for laboratory determination of water content of soil and rock

ASTM D2217 - 85 Practice for wet preparation of soil samples for particle size analysis and determination of soil constants

ASTM D2435 - 03 Test method for one-dimensional consolidation properties of soils

ASTM D2487 - 00 Classification of soils for engineering purposes – USCS

ASTM D2573 - 94 Test method for field vane shear test of cohesive soils

ASTM D2850 - 03a Test method for unconsolidated undrained compressive strength of cohesive soils in triaxial compression

ASTM D2974 - 87 Test methods for moisture, ash and organic matter of peat and other organic soils

ASTM D3080 - 03 Test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions

ASTM D3441 - 94 Test method for deep, quasi-static cone and friction-cone penetration test

ASTM D4015 Test method for modulus and damping of soils by the resonant column method

ASTM D4186 Test method for one dimensional consolidation properties of soils using controlled strain loading

ASTM D4318 - 00 Test method for liquid limit, plastic limit and plasticity index of soils

ASTM D4394 - 84 Test method for determining the in situ modulus of deformation of rock mass using the rigid plate loading method

ASTM D4395 - 84 Test method for determining the in situ modulus of deformation of rock mass using the flexible plate loading method

ASTM D4648 - 00 Test method for laboratory miniature vane shear test for saturated fine-grained clayey soil

ASTM D4719 - 87 Test method for pressuremeter testing in soils

ASTM D4767 Test method for consolidated undrained triaxial compression test on cohesive soils

ASTM D4971 - 89 Test method for determining in situ modulus of deformation of rock using diametrically loaded borehole jack

ASTM (1986) - Flat Dilatometer Test. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 9, N. 2

CNR UNI 10010/64 Peso di volume

CNR UNI 10013/64 Peso specifico grani

CNR UNI 10014/64 Limiti di Atterberg

SNV 670317 Prova di carico su piastra

3.4.7 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Barsanti P., D'Intinosante V., Ferrini M. & Signanini P. (2000) – Note sulla sismica a rifrazione con onde di taglio per la caratterizzazione sismica dei terreni. *Atti del XIX Convegno Nazionale GNGTS*, Roma.
- Foti S., Lo Presti D., Pallara O., Rainone M.L. & Signanini P. (2002) – Indagini geotecniche e geofisiche per la caratterizzazione del sito di Castelnuovo Garfagnana (Lucca). *Rivista Italiana di Geotecnica*, Luglio - Settembre.
- Lo Presti D., Luzi L., Pergalani F., Petrini V., Puci I. & Signanini P. (2002) – Determinazione della risposta sismica dei terreni a Castelnuovo Garfagnana (Lucca). *Rivista Italiana di Geotecnica*, Luglio - Settembre.
- Signanini P., Torrese P. & Gasperini L. (2002) – La metodologia VSP per l'investigazione del sottosuolo nell'ambito del progetto VEL della Regione Toscana: il sito sperimentale di Pieve Fosciana (LU). *Atti del XX Conv. GNGTS (avvenuto deposito bozza secondo il D.L. 660 del 31/08/45, art. 1)*.
- Rainone M.L., Signanini P. & D'Intinosante V. (2003) – Metodi geofisici integrati per la ricostruzione del sottosuolo e per la caratterizzazione dinamica dei terreni negli studi di microzonazione sismica: l'esempio di Pieve Fosciana (LU). *Quaderni di Geologia Applicata*, 10 (1). pp. 75-88.
- D'Intinosante V. (2003) – Valutazione della risposta sismica locale in un sito della Lunigiana (Toscana Settentrionale). Analisi dei risultati preliminari. *Atti del I Congresso dell'Associazione Italiana di Geologia Applicata ed Ambientale*. Chieti, 19-20 Febbraio. pp. 343-353.
- Cherubini C., D'Intinosante V., Ferrini M., Rainone M.L., Puccinelli A., D'Amato Avanzi G., Signanini P. & Vessia G. (2004) – Valutazione della risposta sismica locale attraverso l'applicazione di metodologie multidisciplinari comparate: gli esempi di Fivizzano e Licciana Nardi (Toscana Settentrionale). *XI Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia"*, Genova 25-29 gennaio 2004.
- Cherubini C., D'Intinosante V., Ferrini M., Lai C., Lo Presti D.C., Rainone M.L., Signanini P. & Vessia G. (2004) – Problems associated with the assessment of local site effects through a multidisciplinary integrated study: the case of Fivizzano's town (Italy). *Fifth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, New York, April 13-17 2004.
- Ferrini M., Baglione M., Calderini F., D'Intinosante V., Danese S., Di Lillo R., Fabbroni P., Iacomelli S., Rossi M., Stano S. & Calosi E. (2007) – Le attività della Regione Toscana per la valutazione degli effetti locali dei terreni: il programma regionale V.E.L. *XII Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia"*, Pisa 10-14 giugno 2007.
- D'Intinosante V., Ferrini M., Eva C. & Ferretti G. (2007) – Valutazione degli effetti di sito mediante l'utilizzo di rumore ambientale in alcuni siti a elevata sismicità della Toscana Settentrionale (Garfagnana e Lunigiana). *XII Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia"*, Pisa 10-14 giugno 2007.
- Rainone M.L., Signanini P., Pizzica F., Madonna R., Torrese P. D'Intinosante V. & Ferrini M. (2007) – Applicabilità delle tecniche di sismica a rifrazione in onde SH per la valutazione della risposta sismica locale. *XII Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia"*, Pisa 10-14 giugno 2007.
- Marchetti, S. (1980) - In Situ Tests by Flat Dilatometer. *J. Geotech. Engrg. Div., ASCE*, 106(GT3), 299-321.
- ASTM D6635-01 (2001) - Standard Test Method for Performing the Flat Plate Dilatometer. *Book of Standards* 04.09. 14 pp.
- Eurocode 7 - *Geotechnical Design - Part 2: Ground Investigation and Testing*. EN 1997-2:2007.
- TC16 (2001) - The Flat Dilatometer Test (DMT) in Soil Investigations - A Report by the ISSMGE Committee TC16. 41 pp. Reprinted in *Proc. 2nd Int. Conf. on the Flat Dilatometer*, Washington D.C. (USA), April 2-5, 2006, 7-48.
- Versione italiana: Marchetti, S., Monaco, P., Totani, G. e Calabrese, M. (2001) - Il Dilatometro Piatto. *Atti XVIII Ciclo Conferenze di Geotecnica di Torino*, 50 pp.



Dipartimento della Protezione Civile
Via Ulpiano, 11 - Via Vitorchiano, 4 - Roma
www.protezionecivile.it