



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI  
DI SALERNO  
Dipartimento di  
Ingegneria Civile

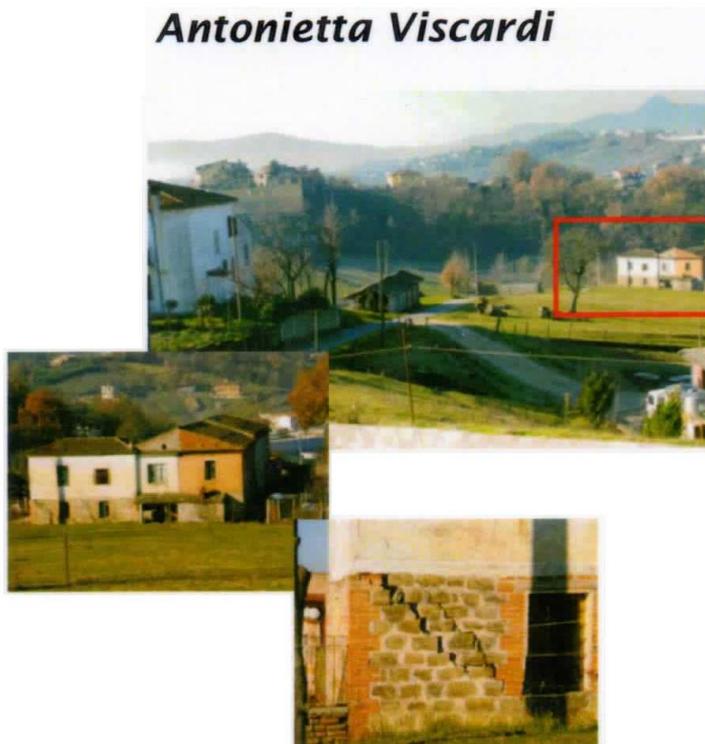


CORSO DI  
DOTTORATO DI RICERCA IN  
Ingegneria Civile per  
l'Ambiente ed il Territorio

*Tesi di Dottorato*

## GLI EFFETTI INDOTTI SUL COSTRUITO DA FRANE A CINEMATICA LENTA

*Antonietta Viscardi*



**Correlatore**  
dott. ing. Settimio FERLISI

**Relatore**  
prof. ing. Leonardo CASCINI



**DOTTORATO DI RICERCA IN INGEGNERIA CIVILE PER  
L'AMBIENTE E IL TERRITORIO**

VIII ciclo - Nuova serie (2006-2009)

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI SALERNO

*Tesi di dottorato*

**GLI EFFETTI INDOTTI SUL COSTRUITO  
DA FRANE A CINEMATICA LENTA**

*Antonietta Viscardi*  
*Antonietta Viscardi*



Correlatore:  
prof. ing. S. FERLISI

Relatore  
prof. ing. L. CASCINI

Correlatore  
dott. ing. S. FERLISI

---

## INDICE GENERALE

INDICE	i
INDICE DELLE FIGURE	v
INDICE DELLE TABELLE	xx
SOMMARIO	xxii
RINGRAZIAMENTI	xxiv
L'AUTORE	xxv
1. INTRODUZIONE	1
2. FRANE A CINEMATICA LENTA ED EFFETTI INDOTTI SUL COSTRUITO	3
2.1. Introduzione	3
2.2. Classificazione delle frane	5
2.3. Stato di attività delle frane e stili di movimento	16
2.4. Intensità dei fenomeni franosi	22
2.5. Effetti indotti sul costruito dalle frane a cinematica lenta	26
3. RISCHIO DA FRANE A CINEMATICA LENTA	33
3.1. Definizione e teoria	33
3.1.1. Analisi del rischio	38
3.1.2. Stima del rischio	42
3.1.3. Gestione del rischio	43
3.2. Elementi a rischio a differenti scale di rappresentazione territoriale	45
3.3. Analisi della vulnerabilità fisica a differenti scale	51
3.3.1. Vulnerabilità degli elementi a rischio	51
3.3.2. Metodi di analisi della vulnerabilità fisica	53
3.3.3. Esempi di modelli delle conseguenze a differenti scale	55
3.3.4. Modello delle conseguenze basato sulla generazione di curve di fragilità	61
4. CONSEGUENZE SULLE SOVRASTRUTTURE DI SPOSTAMENTI LOCALIZZATI IN FONDAZIONE	63
4.1. Il concetto di danno	63
4.2. Rilievo del danno	64

---

4.3. Classifiche del danno	66
4.4. Definizione di parametri rilevanti	72
4.5. Vulnerabilità fisica a media scala	75
4.6. Vulnerabilità fisica a scala di dettaglio	78
4.6.1. Criterio di Skempton-MacDonald (1956)	78
4.6.2. Criterio di Polshin e Tokar (1957)	81
4.6.3. Criterio di Burland e Wroth (1974)	82
4.6.4. Criterio di Boscardin e Cording (1989)	83
4.6.5. Il caso ideale della trave rettangolare elastica	84
4.6.6. Modo di deformazione misto flessione-taglio	85
4.6.7. Influenza del rapporto E/G	91
4.6.8. Relazioni tra $\beta$ e $\Delta/L$	92
4.6.9. Propagazione delle fessure	92
4.6.10. Danni indotti da spostamenti orizzontali	93
5. ANALISI DELLA VULNERABILITÀ FISICA A MEDIA SCALA	95
5.1. Proposta metodologica	95
5.2. Le aree di studio	98
5.3. Distribuzione spaziale delle frane	101
5.3.1. Area di studio del Bacino del Liri-Garigliano	101
5.3.2. Area di studio del Bacino del Volturno	109
5.3.2.1 Area di calibrazione	114
5.3.2.2 Area di validazione	118
5.3.2.3 Area di esportazione	123
5.4. Analisi dei complessi geolitologici propensi ad ospitare frane	127
5.4.1. Area di studio del Bacino del Liri-Garigliano	127
5.4.2. Area di studio del Bacino del Volturno	131
5.5. Identificazione degli elementi vulnerabili	136
5.5.1. Procedure di identificazione	136
5.5.2. Distribuzione spaziale degli elementi vulnerabili	140
5.5.2.1 Area di studio del Bacino del Liri Garigliano	141
5.5.2.2 Area di studio del Bacino del Volturno	145
5.6. Analisi del danno rilevato	152
5.6.1. Distribuzione probabilistica del danno	152
5.6.1.1 Area di studio del Bacino del Liri Garigliano	153
5.6.1.2 Area di studio del Bacino del Volturno	155
5.7. Curve di danneggiabilità sulla base di dati storici	161
5.7.1. Area di studio del Bacino del Liri Garigliano	161

---

5.7.2.	Area di studio del Bacino del Volturno	165
5.8.	Modello delle conseguenze: curve di vulnerabilità	167
5.8.1.	Curve di vulnerabilità dell'area di studio ricadente all'interno del Bacino del Liri Garigliano	167
5.8.2.	Curve di vulnerabilità dell'area di studio ricadente all'interno del Bacino del Volturno	170
5.9.	Zonazione della vulnerabilità	180
6.	ANALISI DELLA VULNERABILITA' FISICA A SCALA DI DETTAGLIO	182
6.1.	Proposta metodologica	182
6.2.	Il Caso di studio di San Pietro in Guarano (CS)	184
6.2.1.	Inquadramento del fenomeno	184
6.2.2.	Aspetti geometrici e stratigrafici della frana	185
6.2.3.	Caratteri Cinematici	187
6.2.4.	Grado di alterazione degli gneiss	188
6.2.5.	Modelli di evoluzione dei versanti	195
6.3.	Caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni	198
6.3.1.	Identificazione e Granulometria	198
6.3.2.	Compressibilità	200
6.3.3.	Resistenza a rottura	202
6.3.3.1	Prove di taglio diretto	203
6.3.3.2	Prove di compressione triassiale	207
6.3.4.	Stima delle proprietà idrauliche dei terreni	210
6.4.	Caratteri del regime delle acque sotterranee	214
6.5.	Elementi vulnerabili	217
6.5.1.	Descrizione degli edifici pubblici	217
6.5.2.	Descrizione degli edifici privati	219
6.5.3.	Dissesto statico degli edifici pubblici	220
6.5.4.	Dissesto statico degli edifici privati	223
6.6.	Modelli matematici	225
6.6.1.	Modelli idrologici	225
6.6.2.	Modelli completi di versante	227
6.6.3.	Risultati del modello completo di versante	230
6.7.	Analisi a ritroso del fenomeno franoso	243

---

6.7.1. Risultati dell'analisi a ritroso	247
6.8. Analisi in campo elastico - perfettamente plastico	253
6.8.1. Aspetti generali della modellazione svolta	253
6.8.2. Calcolo dello stato tensionale iniziale	255
6.8.3. Modellazione del campo di spostamenti	260
6.9. Scenari di danno del costruito esistente	264
6.10. Curve di vulnerabilità	267
6.11. Zonazione della vulnerabilità	272
7. CONCLUSIONI	274
BIBLIOGRAFIA	276

---

## INDICE DELLE FIGURE

Figura 2.1	Distribuzione delle frane in Italia (CNR-IRPI, 2005)	3
Figura 2.2	Numero di eventi in Italia (Progetto IFFI, 2007).	4
Figura 2.3	Distribuzione della percentuale delle frane, distinte per tipologia di movimento, sul territorio nazionale (Progetto IFFI, 2007).	4
Figura 2.4	Classificazione morfologica delle frane (Blong, 1973).	5
Figura 2.5	Tipo di materiale coinvolto: a) roccia; b) terra.	6
Figura 2.6	Esempio di scorrimento traslazionale: Frana occorsa lungo il versante del T. Missiaga, comune di La Valle Agordina (BL) (Progetto IFFI, 2007).	8
Figura 2.7	Esempio di scorrimento a lastra (Oregon, USA).	9
Figura 2.8	Esempio di scorrimento rotazionale.	9
Figura 2.9	Esempio di espansione laterale (USA).	10
Figura 2.10	Classifica geomorfologica (Hutchinson, 1988).	12
Figura 2.11	Esempio di colata lenta: frana di Borsoi (Tambre - BL) (Progetto IFFI, 2007).	13
Figura 2.12	Esempio di Creep.	14
Figura 2.13	Esempio di frane complesse: Scorrimenti-colate, Montesegale (Pavia) (Progetto IFFI, 2007).	14
Figura 2.14	Esempio di Deformazione Gravitativa Profonda (Progetto IFFI, 2007).	15
Figura 2.15	Stato di attività di una frana (Cruden e Varnes, 1996).	16
Figura 2.16	Distribuzione dell'attività: 1) avanzante; 2) retrogressiva; 3) in allargamento; 4) in diminuzione; 5) confinata.	17
Figura 2.17	Differenti tipologie di scorrimenti (da Hutchinson, 1988): a) movimento singolo; b) movimento multiplo; c) movimento successivo.	18
Figura. 2.18	Caratterizzazione geotecnica di movimenti di versante (Leroueil et al., 1996): a) schema per la caratterizzazione; b) differenti stadi di movimento; c) materiale coinvolto.	19

---

Figura. 2.19	Modello a slitta (Sassa, 1988). CM = centro di massa della massa spostata; u = energia potenziale; k = energia cinetica; w = lavoro delle forze di attrito; $\phi_a$ = angolo di attrito apparente.	25
Figura. 2.20	Frana di Ancona: a) vista dell'area; b) localizzazione della frana ; c) mappa geomorfologica (Cotecchia, 2006).	27
Figura. 2.21	Frana di Ancona: effetti indotti sul costruito (Cotecchia, 2006).	27
Figura 2.22	Localizzazione dell'edificio (Fruzzetti e Scarpelli, 2004).	28
Figura 2.23	Rappresentazione schematica del quadro fessurativo (Fruzzetti e Scarpelli, 2004).	28
Figura 2.24	Frana di S. Pietro in Guarano (CS): a) vista dell'area; b) planimetria (Cascini 2006, mod.).	29
Figura 2.25	Effetti indotti dalla frana di S. Pietro in Guarano (CS) sul costruito.	30
Figura 2.26	Frana di Cerzeto: a) Geomorfologia; b) Condizioni pre- e post-evento (Iovine et al., 2006).	31
Figura 2.27	Effetti indotti dalla frana di Cerzeto sul costruito. a) vista panoramica del paese; b) effetti indotti sugli edifici posizionati lungo il coronamento del corpo di frana; c) effetti indotti sulla strada provinciale; d) vista della scarpata principale; e) f) e g) effetti indotti sulla zona urbanizzata situata lungo la scarpata principale (Iovine et al., 2006).	31
Figura 3.1	Processo di gestione del rischio (Fell et al., 2008).	37
Figura 3.2	Esempio di carta del rischio.	41
Figura 3.3	Tollerabilità ed accettabilità del rischio.	43
Figura 3.4	a) Istogramma degli elementi a rischio; b) distribuzione dei punti di criticità nei centri abitati; c) lungo la rete autostradale e d) ferroviaria (Progetto IFFI, 2007).	45
Figura 3.5	Percorso metodologico per la stima della vulnerabilità.	46
Figura 3.6	Scale di rappresentazione territoriale (Leroi, 1996).	48
Figura 3.7	Identificazione degli elementi esposti a rischio da frana a differenti scale (Pisciotta, 2008).	49
Figura 3.8	Interazione statica: distorsioni indotte nei manufatti.	52

---

Figura 3.9	Approccio diretto.	53
Figura 3.10	Approccio ad albero (Wong et al., 2007).	54
Figura 3.11	Modello delle conseguenze (Pisciotta, 2008).	54
Figura 3.12	Esempi di matrici di vulnerabilità (Dai et al., 2002).	55
Figura 3.13	Analisi della vulnerabilità: a) Area di studio; b) Curve di vulnerabilità; c) Mappa di vulnerabilità (Galli e Guzzetti, 2007).	57
Figura 3.14	Danni occorsi (Galli e Guzzetti, 2007).	58
Figura 3.15	Villaggio Lichtenstein, Swabian ALB (Kanyia et al., 2008).	60
Figura 3.16	Curve di fragilità per ponti (Pitilakis, 2008).	61
Figura 3.17	Parametri di intensità sismica (Pitilakis, 2008).	61
Figura 4.1	Esempio di danno strutturale.	63
Figura 4.2	Rilievo in sito: a) Ortofoto di una frana di Torrice (FR); b) fotografia dell'area; c) particolare dell'edificio 2 danneggiato.	64
Figura 4.3	Definizione delle grandezze legate al cedimento secondo Burland e Wroth (1974).	73
Figura 4.4	Schemi di danni di edifici collocati nella porzione di coronamento di corpi di frana.	73
Figura 4.5	Schemi di danni di edifici collocati nella porzione media dei corpi di frana.	74
Figura 4.6	Schemi di danni di edifici collocati nella porzione di valle di corpi di frana.	74
Figura 4.7	Schemi semplificati di scorrimenti rotazionali (Pisciotta, 2008).	76
Figura 4.8	Schemi semplificati di colate di terra (Pisciotta, 2008).	77
Figura 4.9	Schemi semplificati di scorrimenti-colate (Pisciotta, 2008).	77
Figura 4.10	Definizione delle grandezze legate al cedimento e criterio di danneggiabilità proposto da Skempton e MacDonald (1956).	79
Figura 4.11	Profilo di un edificio deformato a flessione (b) e a taglio (c).	80

---

Figura 4.12	Schema della trave elastica equivalente.	85
Figura 4.13	Carico concentrato e deformata dell'asse della trave.	86
Figura 4.14	Carico uniformemente distribuito e deformata dell'asse della trave.	88
Figura 4.15	Andamento di $\Delta/L \epsilon_{crit}$ in funzione di L/H in regime misto di deformazione flessione-taglio con asse neutro a metà altezza.	90
Figura 4.16	Modalità di lesionamento di muri in mattoni nelle condizioni di sagging (a,c) e hogging (b,d).	93
Figura 5.1	Percorso metodologico per l'analisi della vulnerabilità fisica e per la sua zonazione.	96
Figura 5.2	Esempi di danni a costruzioni interagenti con corpi di frane a cinematica lenta nel territorio dell'ABN LGV.	97
Figura 5.3	Autorità di Bacino Nazionale dei fiumi Liri-Garigliano e Volturno: a) territorio di competenza; b) distribuzione delle frane a cinematica lenta.	98
Figura 5.4	Aree di studio di competenza del territorio dell'ABN LGV.	99
Figura 5.5	Distribuzione dei fenomeni franosi ricadenti nei complessi geolitologici omogenei (Scala 1:100.000).	99
Figura 5.6	Aree omogenee per carattere della franosità (Pisciotta, 2008).	100
Figura 5.7	Frane cartografate all'interno dell'area di studio del Bacino del Liri Garigliano.	101
Figura 5.8	Distribuzione delle frane cartografate all'interno dell'area di studio del Bacino del Liri-Garigliano: a) numerica; b) areale.	102
Figura 5.9	Distribuzione numerica delle frane cartografate all'interno dell'area di studio del Bacino del Liri Garigliano.	103
Figura 5.10	Distribuzione areale delle frane cartografate all'interno dell'area di studio del Bacino del Liri Garigliano.	104
Figura 5.11.	Distribuzione in base allo stato di attività delle frane cartografate all'interno dell'area di studio del Bacino del Liri Garigliano: a) numerica; b) areale.	105

---

Figura 5.12	Distribuzione numerica delle frane quiescenti cartografate all'interno dell'area di studio del Bacino del Liri Garigliano.	106
Figura 5.13	Distribuzione numerica delle frane attive cartografate all'interno dell'area di studio del Bacino del Liri Garigliano.	107
Figura 5.14	Distribuzione in base alla tipologia di movimento e allo stato di attività delle frane cartografate all'interno dell'area di studio del Bacino del Liri Garigliano: a) numerica; b) areale.	108
Figura 5.15	Frane cartografate all'interno dell'area di studio del Bacino del Volturno.	109
Figura 5.16	Distribuzione numerica delle frane cartografate all'interno dell'area di studio del Bacino del Volturno.	110
Figura 5.17	Distribuzione areale delle frane cartografate all'interno dell'area di studio del Bacino del Volturno.	111
Figura 5.18	Distribuzione numerica delle frane quiescenti cartografate all'interno dell'area di studio del Bacino del Volturno.	112
Figura 5.19	Distribuzione numerica delle frane attive cartografate all'interno dell'area di studio del Bacino del Volturno.	113
Figura 5.20	Aree di calibrazione, validazione e di esportazione della procedura.	114
Figura 5.21	Distribuzione delle frane cartografate all'interno dell'area calibrazione del Bacino del Volturno: a) numerica; b) areale.	115
Figura 5.22	Distribuzione in base allo stato di attività delle frane cartografate all'interno dell'area di calibrazione del Bacino del Volturno: a) numerica; b) areale.	117
Figura 5.23	Distribuzione in base alla tipologia di movimento e allo stato di attività delle frane cartografate all'interno dell'area di calibrazione del Bacino del	118

---

	Volturno: a) numerica; b) areale.	
Figura 5.24	Distribuzione delle frane cartografate all'interno dell'area di studio di validazione del Bacino del Volturno: a) numerica; b) areale.	119
Figura 5.25	Distribuzione in base allo stato di attività delle frane cartografate all'interno dell'area di validazione del Bacino del Volturno: a) numerica; b) areale.	120
Figura 5.26	Distribuzione delle frane in base alla tipologia di movimento e allo stato di attività delle frane cartografate all'interno dell'area di validazione del Bacino del Volturno: a) numerica; b) areale.	122
Figura 5.27	Distribuzione delle frane cartografate all'interno dell'area di esportazione del Bacino del Volturno: a) numerica; b) areale.	123
Figura 5.28	Distribuzione in base allo stato di attività delle frane cartografate all'interno dell'area di esportazione del Bacino del Volturno: a) numerica; b) areale.	124
Figura 5.29	Distribuzione in base alla tipologia di movimento e allo stato di attività delle frane cartografate all'interno dell'area di esportazione del Bacino del Volturno: a) numerica; b) areale.	126
Figura 5.30	Complessi geolitologici omogenei individuati nell'area di studio del Bacino del Liri Garigliano (Pisciotta, 2008).	128
Figura 5.31	Indice INL dell'area di studio del Bacino del Liri Garigliano.	129
Figura 5.32	Indice IAL dell'area di studio del Bacino del Liri Garigliano.	129
Figura 5.33	Carta di distribuzione della franosità.	130
Figura 5.34	Carta di distribuzione della franosità.	130
Figura 5.35	Complessi geolitologici omogenei individuati nell'area di studio del Bacino del Volturno (Pisciotta, 2008 mod.).	131
Figura 5.36	Indici INL dell'area di calibrazione.	132
Figura 5.37	Indice IAL dell'area di calibrazione.	133
Figura 5.38	Indice INL dell'area di validazione.	133
Figura 5.39	Indice IAL dell'area di validazione.	134
Figura 5.40	Indice IAL dell'area di esportazione.	134
Figura 5.41	Carta di distribuzione della franosità.	135

---

Figura 5.42	Identificazione degli elementi a rischio.	136
Figura 5.43	Schema per l'identificazione di aggregati di edifici (Pisciotta, 2008).	137
Figura 5.44	Esempi di aggregati omogenei per condizioni geometriche.	138
Figura 5.45	Intersezione degli aggregati omogenei con le fenomenologie franose.	138
Figura 5.46	Esempi di aggregati omogenei per destinazione d'uso.	139
Figura 5.47	Area di studio del Bacino del Liri Garigliano: Curve di frequenza cumulata assoluta degli aggregati identificati nelle porzioni di a) coronamento; b) media; c) valle di corpi di frana cartografati.	142
Figura 5.48	Area di studio del Bacino del Liri Garigliano: Curve di frequenza spaziale relativa degli aggregati identificati nelle porzioni di: a) coronamento; b) media; c) valle di corpi di frana cartografati.	143
Figura 5.49	Area di studio del Bacino del Liri Garigliano: Distribuzione probabilistica degli aggregati identificati nelle porzioni di: a) coronamento; b) media; c) valle di corpi di frana cartografati.	144
Figura 5.50	Aree di calibrazione, validazione e di esportazione della procedura.	145
Figura 5.51	Area di calibrazione della procedura: Curve di frequenza cumulata assoluta degli aggregati identificati nelle porzioni di a) coronamento; b) media; c) valle di corpi di frana cartografati.	147
Figura 5.52	Area di calibrazione della procedura: Curve di frequenza spaziale relativa degli aggregati identificati nelle porzioni di: a) coronamento; b) media; c) valle di corpa di frana cartografati.	148
Figura 5.53	Area di calibrazione della procedura: Distribuzione probabilistica degli aggregati identificati nelle porzioni di a) coronamento; b) media; c) valle di corpi di frana cartografati.	149

---

Figura 5.54	Area di validazione della procedura: Curva di frequenza spaziale relativa degli aggregati identificati nelle porzioni di a) coronamento; b) media; c) valle di corpi di frana cartografati.	150
Figura 5.55	Area di validazione della procedura: Curva di frequenza cumulata assoluta degli aggregati identificati nelle porzioni di a) coronamento; b) media; c) valle di corpi di frana cartografati.	151
Figura 5.56	Area di studio del Bacino del Liri Garigliano: Intervalli di confidenza per aggregati collocati nella porzione di coronamento di corpi di frana cartografati.	153
Figura 5.57	Area di studio del Bacino del Liri Garigliano: Intervalli di confidenza per aggregati collocati nella porzione media di corpi di frana cartografati.	154
Figura 5.58	Area di studio del Bacino del Liri Garigliano: Intervalli di confidenza per aggregati collocati nella porzione valle di corpi di frana cartografati.	155
Figura 5.59	Area di calibrazione: Intervalli di confidenza per aggregati identificati nella porzione di coronamento di corpi di frana cartografati.	155
Figura 5.60	Area di calibrazione: Intervalli di confidenza per aggregati identificati nella porzione media di corpi di frana cartografati.	156
Figura 5.61	Area di calibrazione: Intervalli di confidenza per aggregati identificati nella porzione di valle di corpi di frana cartografati.	157
Figura 5.62	Area di validazione: Curve delle frequenza relative di danno di aggregati identificati nelle porzioni di a) coronamento; b) media; c) valle di corpi di frana cartografati.	158
Figura 5.63	Densità dell'urbanizzato danneggiato identificato nella porzione di a) coronamento; b) media; c) valle di corpi di frana cartografati.	160
Figura 5.64	Esempio di un edificio danneggiato ricadente all'interno del Comune di Torrice: a) Panoramica dell'area in frana; b) ortofoto; c) particolare del danno.	162

---

Figura 5.65	Area del Bacino del Liri Garigliano: Curve di danneggiabilità di aggregati identificati nelle porzioni di a) coronamento; b) media; c) valle di corpi di frana cartografati.	164
Figura 5.66	Influenza della tipologia strutturale sulla danneggiabilità per aggregati identificati nella porzione di coronamento di corpi di frana cartografati.	165
Figura 5.67	Area di studio del Bacino del Volturno: Curve di danneggiabilità di aggregati identificati nelle porzioni di a) coronamento; b) media; c) valle di corpi di frana cartografati.	166
Figura 5.68	Area di studio del Bacino del Liri Garigliano: Curve di vulnerabilità di aggregati di due case collocati nella porzione coronamento dei fenomeni franosi cartografati.	168
Figura 5.69	Area di studio del Bacino del Liri Garigliano: Curve di vulnerabilità di aggregati di due case collocati nella porzione media dei fenomeni franosi cartografati.	169
Figura 5.70	Area di studio del Bacino del Liri Garigliano: Curve di vulnerabilità di aggregati di due case collocati nella porzione di valle dei fenomeni franosi cartografati.	170
Figura 5.71	Area di studio del Bacino del Volturno: Curve di vulnerabilità di aggregati di due case collocati nella porzione coronamento dei fenomeni franosi cartografati.	171
Figura 5.72	Area di studio del Bacino del Volturno: Curve di vulnerabilità di aggregati di tre case collocati nella porzione coronamento dei fenomeni franosi cartografati.	172
Figura 5.73	Area di studio del Bacino del Volturno: Curve di vulnerabilità di aggregati di quattro case collocati nella porzione coronamento dei fenomeni franosi cartografati.	173

---

Figura 5.74	Area di studio del bacino del Liri Garigliano: Curve di vulnerabilità di aggregati di cinque case collocati nella porzione coronamento dei fenomeni franosi cartografati.	173
Figura 5.75	Area di studio del Bacino del Volturno: Curve di vulnerabilità di aggregati di due case collocati nella porzione media dei fenomeni franosi cartografati.	174
Figura 5.76	Area di studio del Bacino del Volturno: Curve di vulnerabilità di aggregati di tre case collocati nella porzione media dei fenomeni franosi cartografati.	175
Figura 5.77	Area di studio del Bacino del Volturno: Curve di vulnerabilità di aggregati di quattro case collocati nella porzione media dei fenomeni franosi cartografati.	176
Figura 5.78	Area di studio del Bacino del Volturno: Curve di vulnerabilità di aggregati di cinque case collocati nella porzione media dei fenomeni franosi cartografati.	176
Figura 5.79	Area di studio del Bacino del Volturno: Curve di vulnerabilità di aggregati di sei case collocati nella porzione media dei fenomeni franosi cartografati.	177
Figura 5.80	Area di studio del Bacino del Volturno: Curve di vulnerabilità di aggregati di sette case collocati nella porzione media dei fenomeni franosi cartografati.	178
Figura 5.81	Area di studio del Bacino del Volturno: Curve di vulnerabilità di aggregati di due case collocati nella porzione di valle dei fenomeni franosi cartografati.	178
Figura 5.82	Area di studio del Bacino del Volturno: Curve di vulnerabilità di aggregati di tre case collocati nella porzione di valle dei fenomeni franosi cartografati.	179
Figura 5.83	Vulnerabilità massima.	180
Figura 5.84	Carta della vulnerabilità massima.	181
Figura 5.85	Carta della vulnerabilità minima.	181
Figura 6.1	Dati di input per analisi della vulnerabilità a scala di dettaglio (1:2.000) da considerare per la: a) caratterizzazione del fenomeno franoso; b) caratterizzazione dell'elemento esposto al rischio.	183
Figura 6.2	Frana di S. Pietro in Guarano (CS): a) vista dell'area; b) planimetria (Cascini 2008).	184

---

Figura 6.3	Sezioni stratigrafiche della frana di VSF (Cascini et al., 2006).	186
Figura 6.4	Gneiss moderatamente alterati (classe III) (Cascini et al., 1992).	190
Figura 6.5	Gneiss altamente alterati (classe IV)(Cascini et al., 1992).	191
Figura 6.6	Gneiss completamente alterati o «saprofite» (classe V) (Cascini et al., 1992).	192
Figura 6.7	Terreni residuali (classe VI) (Cascini et al., 1992).	193
Figura 6.8	Colluvione (classe VI) (Cascini et al., 1992).	193
Figura 6.9	Detrito di frana (Cascini et al., 1992).	194
Figura 6.10	Filoni pegmatitici (Cascini et al., 1992).	195
Figura 6.11	Frana in una vallecola parzialmente sepolta (classe VI) (Cascini et al., 1992).	196
Figura 6.12	Modello evolutivo delle vallecole a conca in roccia (Dietrich et al., 1982): a) una frana in roccia produce una iniziale concavità lungo il versante; b) la concavità viene riempita da detrito di frana, da colluvioni e da depositi torrentizi; c) nella conca sepolta vi è la formazione di un flusso idrico sotterraneo; d) svuotamento della vallecola a seguito di frane per scorrimento di detrito.	196
Figura 6.13	Schema evolutivo per valli presenti nell'area di studio: a) stadio di sviluppo dei profili di alterazione sui versanti e di incisione lungo il fondovalle (pre-Wurm III); b) stadio di degradazione fisica degli gneiss e di riempimento del fondovalle (Wurm III); c) evacuazione delle coltri detritiche.	197
Figura 6.14	Confronto tra i fusi granulometrici ottenuti dall'analisi di campioni globali di terreno delle classi V e VI (Cascini e Gullà, 1993): 1) Campioni prelevati nella frana di VSF; 2) Campioni prelevati nell'Area di Studio della Sila Occidentale.	199
Figura 6.15	Esempio di riduzione della frazione G + S e di variazione della forma delle curve granulometriche	200

---

	al progredire del grado di alterazione (Cascini e Gullà 1993, mod.).	
Figura 6.16	Prove di compressione edometrica e curve granulometriche di alcuni provini delle classi VI a V (Cascini e Gullà, 1993).	201
Figura 6.17	Prove di taglio diretto (Cascini e Gullà, 1993).	205
Figura 6.18	Inviluppi di rottura delle classi VI e V (Cascini e Gullà, 1993).	206
Figura 6.19	Prove di compressione triassiale CD e fusi granulometrici dei provini delle classi VI e V (Cascini e Gullà, 1993): a) (TXR1) Terreni residuali; b) (TXD1) Terreni saprolitici per i quali la rottura è stata raggiunta lungo discontinuità relitte.	208
Figura 6.20	Inviluppi di rottura delle classi VI e V forniti dalle prove di compressione triassiale (Cascini e Gullà 1993).	210
Figura 6.21	Andamento della permeabilità satura con la profondità per la zona di studio di S. Pietro in Guarano: 1) coltre gneissica; 2) parte inferiore della coltre; 3) Basamento (Cascini et al., 2006).	213
Figura 6.22	Curve caratteristiche (Cascini et al., 2006).	213
Figura 6.23	Livelli piezometrici misurati nella stagione estiva nella coltre detritica e nel basamento, a monte della frana (Cascini et al., 2006). 1) Piezometro Casagrande; 2) piezometro secco; 3) livello nel piezometro; 4) superfici freatiche; 5) gneiss delle classi VI e V; 6) gneiss delle classi IV-V, IV e III; 7) gneiss delle classi II e I con presenza di fault gouge.	215
Figura 6.24	Livelli piezometrici della falda profonda (1) e della falda superficiale (2) con indicazione del livello piezometrico estivo e invernale (Cascini et al., 2006).	216
Figura 6.25	Intervento di stabilizzazione realizzato con dreni sub-orizzontali (Gullà, 2003).	216
Figura 6.26	Planimetria della scuola media.	217
Figura 6.27	Palestra della scuola media: a) gli effetti della riattivazione del 1981; b) l'area occupata dall'edificio dopo la sua demolizione (Gullà, 2003).	222
Figura 6.28	Scuola elementare: a) gli effetti della riattivazione del 1981; b) l'area occupata dall'edificio dopo la sua	223

---

	demolizione (Gullà, 2003).	
Figura 6.29	Quadro fessurativo delle Case popolari (Gullà, 2003).	224
Figura 6.30	Modello idrologico per la valutazione delle piogge innescanti il movimento franoso (Cascini e Versace, 1986).	226
Figura 6.31	Quadro delle conoscenze precedenti e successive al modello matematico che pone in relazione piogge e livelli piezometrici (Cascini et al., 1992).	227
Figura 6.32	Discretizzazione della coltre agli elementi finiti a) Mezzo omogeneo; b) Mezzo eterogeneo (Cascini et al., 2006 mod.).	232
Figura 6.33	Confronto tra i livelli piezometrici misurati e quelli simulati per alcune curve caratteristiche rappresentative della coltre di detrito con riferimento al periodo 7/1/88 - 16/4/88 (Cascini et al., 1994).	233
Figura 6.34	Confronto per i piezometri lungo la Sez. A-A tra i livelli misurati e simulati per il periodo compreso tra il 07/01/1988 ed il 16/04/1988: 1) Livelli misurati; 2) Livelli simulati assumendo la coltre omogenea; 3) Livelli simulati assumendo una coltre omogenea e locali condizioni di flusso; 4) Livelli simulati assumendo una coltre eterogenea locali condizioni di flusso (Cascini et al., 2006 mod.).	234
Figura 6.35	Confronto per i piezometri collocati lungo la Sez. A-A tra i livelli misurati e simulati per il periodo compreso tra il 08/10/1990 ed il 15/01/1991: 1) Livelli misurati; 2) Livelli simulati assumendo la coltre omogenea; 3) Livelli simulati assumendo una coltre omogenea e locali condizioni di flusso; 4) Livelli simulati assumendo una coltre eterogenea locali condizioni di flusso.	235

---

Figura 6.36	Livelli simulati per i piezometri collocati lungo la sez. A-A per il periodo compreso tra il 14/12/1980 ed il 24/03/1981 (Cascini et al., 2006).	236
Figura 6.37	Discretizzazione della coltre agli elementi finiti: Mezzo eterogeneo.	237
Figura 6.38	Confronto per i piezometri collocati lungo la Sez. B-B tra i livelli misurati e simulati per il periodo compreso tra il 07/01/1988 ed il 16/04/1988: 1) Livelli misurati; 2) Livelli simulati assumendo la coltre eterogenea.	238
Figura 6.39	Confronto per i piezometri lungo la Sez. B-B tra i livelli misurati e simulati per il periodo compreso tra il 06/10/1988 ed il 14/01/1988: 1) Livelli misurati; 2) Livelli simulati assumendo la coltre omogenea.	239
Figura 6.40	Livelli simulati per i piezometri lungo la sez. B-B per il periodo compreso tra il 14/12/1980 ed il 24/03/1981.	241
Figura 6.41	Discretizzazione della coltre agli elementi finiti: a) Mezzo omogeneo.	242
Figura 6.42	Ipotesi assunte: a) Criterio di rottura di Mohr-Coulomb; b) Legge tensio-deformativa.	244
Figura 6.43	Forze agenti su una striscia.	244
Figura 6.44	Meccanismi di rottura della Sezione A-A: a) parziale; b) globale; c) retrogressivo.	249
Figura 6.45	Confronto fra le coppie $c'-\varphi'$ desunte sperimentalmente (Cascini e Gullà, 1993) e quelle che individuano la condizione di equilibrio limite (FS=1): a) meccanismo di rottura parziale; b) meccanismo di rottura globale.	250
Figura 6.46	Meccanismo di rottura globale: a) Sezione B-B; b) Sezione C-C.	251
Figura 6.47	Confronto fra le coppie $c'-\varphi'$ desunte sperimentalmente (Cascini e Gullà, 1993) e quelle che individuano la condizione di equilibrio limite (FS=1): a) Sezione B-B; b) Sezione C-C.	252
Figura 6.48	Discretizzazione agli elementi finiti: a) Sezione A-A; b) Sezione B-B; c) Sezione C-C.	254

---

Figura 6.49	Andamento delle tensioni nel pendio: a) Tensioni verticali Totali; b) Tensioni verticali Efficaci.	258
Figura 6.50	Modello evolutivo di vallecicole: a) Modello di Dietrich et al., 1982; b) Modello adottato nelle analisi.	259
Figura 6.51	Diagramma degli spostamenti lungo la verticale A-A di Fig. 6.49, al primo step delle analisi tensio-deformative in presenza di filtrazione in regime transitorio.	259
Figura 6.52	Deformata della Sezione A-A.	261
Figura 6.53	Illustrazione dei risultati: a) zone plasticizzate; b) diagramma degli spostamenti del punto A; c) diagramma degli spostamenti del punto B.	263
Figura 6.54	Localizzazione degli edifici.	265
Figura 6.55	Distorsioni angolari $\beta_{max}$ delle opere fondali degli edifici collocati lungo la sezione A-A.	265
Figura 6.56	Configurazione deformata del corpo di frana per un periodo di ritorno delle piogge pari a 100 anni.	266
Figura 6.57	Distorsioni angolari $\beta_{max}$ delle opere fondali degli edifici collocati lungo la sezione A-A.	267
Figura 6.58	Curva di vulnerabilità dell'edificio 4A.	271
Figura 6.59	Curva di vulnerabilità dell'edificio 7A.	271
Figura 6.60	Carta della vulnerabilità: a) T = 50 anni; b) T = 100 anni.	273
Figura 6.61	Carta storica del danno.	273

---

## INDICE DELLE TABELLE

Tabella 2.1.	Tipici valori del rapporto D/L (Skempton, 1953)	5
Tabella 2.2.	Classifica delle frane secondo Varnes (1978)	7
Tabella 2.3.	Scala di intensità (Cruden & Varnes, 1996)	24
Tabella 2.4.	Scala di intensità (Fell, 1994)	24
Tabella 2.5.	Esempi di effetti indotti dalle frane a cinematica lenta	26
Tabella 3.1.	Equazioni per la determinazione del rischio da frana	36
Tabella 3.2.	Scala dei costi relativi delle persone esposte a rischio proposta dal progetto PER (DRM, 1990)	50
Tabella 3.3.	Scala dei costi relativi delle proprietà e attività umane proposta dal progetto PER (DRM, 1990)	50
Tabella 3.4.	Valori della vulnerabilità fisica (Amatruda et al., 2004)	56
Tabella 4.1.	Classifica dei danni (Burland et al., 1977)	68
Tabella 4.2.	Classifica dei danni (Alexander, 1989)	69
Tabella 4.3.	Classifiche dei danni (Leone et al., 1996)	70
Tabella 4.4.	Classifiche dei danni (Leone et al., 1996)	70
Tabella 4.5.	Classifiche dei danni (Bonnard et al., 2004)	71
Tabella 4.6.	Grado di perdita in percentuale per aree omogenee (Progetto PER, DRM, 1990)	71
Tabella 4.7.	Relazione tra la categoria di danno e deformazione limite di estensione (Boscarding e Cording, 1989)	84
Tabella 4.8.	Massima deformazione di estensione $\epsilon_b$	86
Tabella 4.9.	Massima deformazione di estensione $\epsilon_d$	87
Tabella 4.10.	Massima deformazione di estensione $\epsilon_b$	88
Tabella 4.11.	Massima deformazione di estensione $\epsilon_d$	88
Tabella 4.12.	Descrizione dei danni agli edifici causati da spostamenti orizzontali (Jappelli e Musso, 1986).	94
Tabella 5.1	Complessi geolitologici omogenei individuati nell'area di studio del Bacino del Liri Garigliano (Pisciotta, 2008)	128
Tabella 5.2	Complessi geo-litologici omogenei individuati nell'area di studio del Bacino del Volturno (Pisciotta, 2008)	132

---

Tabella 6.1	Edifici realizzati sull'area in frana tra il 1958 e il 1970	185
Tabella 6.2	Proprietà indici, caratteri granulometrici e parametri di resistenza a rottura dei provini delle classi da VI e V sottoposti a prove di taglio diretto (Cascini e Gullà, 1993)	207
Tabella 6.3	Proprietà indici, caratteri granulometrici e parametri di resistenza a rottura dei provini delle classi VI e V sottoposti a prove di compressione triassiale (Cascini e Gullà, 1993)	209
Tabella 6.4	Descrizione del numero di equazioni disponibili	245
Tabella 6.5	Descrizione del numero di incognite	245
Tabella 6.6	Relazione tra la categoria di danno e deformazione limite di estensione (Boscarding e Cording, 1989)	268
Tabella 6.7	Descrittori della vulnerabilità fisica (Amatruda et al., 2004)	269
Tabella 6.8	Descrittore di vulnerabilità	272

---

## SOMMARIO

Le frane – da sole o in associazione con altre calamità naturali quali i terremoti, le eruzioni vulcaniche, le alluvioni ecc. – rappresentano una delle maggiori cause di vittime e di danni alle proprietà in termini di costi diretti e indiretti. Per tale ragione, appaiono di indubbio interesse, sia per la Comunità scientifica che per quella Tecnica, gli studi rivolti alla previsione degli effetti connessi all'azione delle frane sugli elementi esposti al rischio e, quindi, alla stima della loro vulnerabilità. A tal riguardo, la estrema complessità del problema ha, di fatto, contribuito alla pratica assenza di procedure standardizzate.

La ricerca svolta nell'ambito della presente Tesi mira a fornire un contributo in tale direzione con specifico riferimento agli aspetti concernenti la stima della vulnerabilità fisica, ossia delle conseguenze che, in termini di danno atteso, sono prevedibili su strutture che interagiscono con corpi di frane a cinematica lenta attive o, se quiescenti, occasionalmente riattivabili.

Ulteriori motivazioni alla base della ricerca sono da individuare nella estrema diffusione dei predetti fenomeni sul territorio italiano, come è stato recentemente messo in luce dagli studi svolti nell'ambito della redazione dei Piani Stralcio per L'Assetto Idrogeologico (PSAI) e dal progetto IFFI (Inventario dei Fenomeni Franosi in Italia), e nelle ricadute che dalla ricerca possono derivare in termini di gestione del territorio.

Per la stima della vulnerabilità, si rende necessario lo studio, l'analisi e l'interpretazione dell'interazione tra il fenomeno franoso e l'**elemento vulnerabile** (in termini di singolo elemento esposto o di insiemi di elementi) secondo il seguente flusso logico di operazioni (Varnes, 1984; Cruden e Fell, 1997; Cascini 2005; Pisciotta, 2008): caratterizzazione del fenomeno franoso reale o potenziale; stima della sua intensità; individuazione dell'elemento esposto o di insieme di elementi esposti; stima della vulnerabilità.

Nell'ambito di tale percorso metodologico, le attività di ricerca si sono indirizzate, in primo luogo, alla definizione dei parametri utili alla stima dell'intensità dei fenomeni franosi e all'individuazione dei criteri più idonei per l'identificazione degli elementi esposti al rischio a due differenti scale di rappresentazione territoriale (media e di dettaglio). A tal riguardo, la stessa definizione di vulnerabilità fisica è stata

---

specializzata in modo differente in funzione delle assunzioni fatte alle due scale di lavoro.

Una volta stabiliti i criteri di carattere generale che condizionano l'approccio adottato, le attività si sono rivolte alla messa a punto di procedure innovative, basate sul cosiddetto "modello delle conseguenze", per la stima della vulnerabilità fisica.

In particolare, per ciò che riguarda le analisi a media scala (1:25.000), gli studi hanno riguardato alcune aree di studio dell'Italia centro-meridionale, ricadenti all'interno del territorio di competenza dell'Autorità di Bacino Nazionale dei fiumi "Liri-Garigliano e Volturno" e caratterizzate da una grande diffusione di fenomeni franosi a cinematica lenta. Con riferimento a tale aree, la disponibilità di una accurata cartografia di base e di uno esteso catalogo di dati relativi al danno subito da strutture interagenti con i fenomeni franosi hanno consentito di pervenire al legame funzionale (*curve di vulnerabilità*) che si stabilisce tra frane di assegnata intensità e danno atteso ad unità omogenee di edifici (per condizioni geometriche, per destinazione d'uso, ecc.) in dipendenza della loro collocazione spaziale rispetto ai corpi di frana.

A scala di dettaglio (1:2.000), il principale obiettivo delle analisi è consistito, invece, nella generazione di curve di vulnerabilità attraverso un approccio che combina i risultati di analisi numeriche con quelli derivanti dall'applicazione di criteri di danneggiabilità degli edifici convalidati dall'esperienza. A tal riguardo, con riferimento ad un fenomeno franoso ben documentato occorso nel Comune di S. Pietro in Guarano (CS), le attività di studio si sono rivolte, in una prima fase, alla messa a punto di modelli avanzati per la previsione della riattivazione occasionale del fenomeno franoso in concomitanza di eventi pluviometrici critici mentre, in una seconda fase, sono state mirate all'interpretazione dei dati di output delle analisi numeriche per la previsione degli effetti che, in termini di danno, è lecito attendersi sul singolo edificio interagente con il corpo di frana riattivato.

---

## **RINGRAZIAMENTI**

Un doveroso ringraziamento va all'intero Collegio dei Docenti del Corso di Dottorato di Ricerca in Ingegneria Civile per l'Ambiente ed il Territorio ed, in particolare, al prof. Leonardo Cascini per gli utili consigli ed i suggerimenti forniti.

Un sentito ringraziamento desidero esprimere nei confronti dell'ing. Settimio Ferlisi per la cordialità e la disponibilità con cui mi ha accompagnato nel lavoro di questi anni.

Un ringraziamento speciale va al prof. Giuseppe Sorbino per avermi incoraggiato ad andare avanti in momenti estremamente difficili.

Un ringraziamento va al ing. Vito Foresta per avermi “sopportata” senza mai mandarmi a quel paese.

Un ringraziamento, inoltre, esprimo nei confronti del “Signor Mauro”, della “Signora Anna”, Carlo, Dario, Ersilio, Giancarlo, Giuseppe, Michele, Sabatino, Sabrina e di tutte le altre persone che animano il laboratorio di Geotecnica dell'Università degli Studi di Salerno.

Un ringraziamento va a tutti gli amici più cari: Isabella, Lara, Angela

**Un ringraziamento enorme va a mamma e a papà**

**A Gianluca**

---

## L'AUTORE

**Antonietta Viscardi** ha conseguito nel 2006 la laurea specialistica in Ingegneria Civile presso l'Università degli Studi di Salerno con voto 110/110 e lode, discutendo la tesi dal titolo "Valutazione degli effetti indotti sul costruito da un fenomeno franoso in terreni di alterazione".

Nel novembre del 2006 è risultata vincitrice del concorso di ammissione all'VIII Ciclo N.S. del dottorato di ricerca in Ingegneria Civile per l'Ambiente ed il Territorio e nel giugno 2009 di un contratto di collaborazione sul tema "Messa a punto di una procedura per la zonazione di II e III livello della suscettibilità da frane occasionalmente riattivabili da terremoti" nell'ambito del Progetto PRIN 2007 cofinanziato dal MIUR dal titolo "Analisi e zonazione della suscettibilità e pericolosità da frane innescate da eventi estremi (piogge e sisma)" (Coordinatore Nazionale: Prof. Leonardo Cascini).

Durante il periodo di svolgimento del Dottorato di Ricerca, è stata selezionata quale allieva della Scuola Internazionale di Alta Formazione "LAndslide Risk Assessment and Mitigation" (LARAM) dell'Università degli Studi di Salerno.



## 1. INTRODUZIONE

Le frane a **“cinematica lenta”**, estremamente diffuse sul territorio nazionale, usualmente non causano la perdita di vita umana; di converso, gli effetti indotti su strutture e infrastrutture possono essere tali da comprometterne la perdita di funzionalità o, al limite, il collasso.

Nel Capitolo 2 si inquadrano le frane a cinematica alla luce delle più note classifiche, focalizzando l'attenzione sulla gravità delle conseguenze associate al loro accadimento con riferimento ad alcuni casi di studio.

Nel Capitolo 3 si illustra il percorso metodologico condiviso a livello internazionale (Fell et al., 2008) per l'analisi, la zonazione, la valutazione e gestione del rischio da frana. Si fornisce, altresì, una breve sintesi dei metodi di analisi della vulnerabilità fisica contemplati all'interno della letteratura scientifica, indicando infine, come la presenti tesi si concentri verso la messa a punto di un modello delle conseguenze basato sulla generazione di *“curve di vulnerabilità”* esprimenti il legame che intercorre tra il grado di perdita atteso ad un elemento esposto a rischio e frane di assegnata intensità.

Nel Capitolo 4 si illustrano gli effetti che è lecito attendersi sul costruito allorquando si originano spostamenti in fondazione di una certa entità ed i criteri adottati per l'analisi della vulnerabilità fisica a due scale di rappresentazione territoriale.

Nel Capitolo 5 si illustrano i risultati dell'analisi della vulnerabilità fisica a media scala (1:25.000) con riferimento ad alcune aree di studio dell'Italia centro-meridionale, ricadenti all'interno del territorio di competenza dell'Autorità di Bacino Nazionale dei fiumi “Liri-Garigliano e Volturno”. Le attività svolte si sono preliminarmente indirizzate all'analisi della distribuzione spaziale della franosità all'interno di contesti geo-litologici omogenei, all'individuazione degli elementi vulnerabili nonché all'analisi dei danni a questi registrati, la cui conoscenza è stata resa possibile grazie alla disponibilità di un esteso database. Le informazioni acquisite, impiegate all'interno di una procedura originale, hanno consentito di pervenire al legame funzionale (*curve di vulnerabilità*) che si stabilisce tra frane di assegnata intensità e danno atteso ad aggregati omogenei di edifici in dipendenza della loro collocazione spaziale rispetto ai corpi di frana.

---

Nel Capitolo 6 si illustrano i risultati dell'analisi della vulnerabilità fisica a scala di dettaglio (1:2.000) con riferimento ad un caso di studio ben documentato occorso nel Comune di San Pietro in Guarano (CS). In una prima fase si approfondiscono gli aspetti connessi all'identificazione dei fattori predisponenti il fenomeno franoso, se ne analizzano i caratteri salienti della cinematica, si richiamano altresì i risultati di studi precedenti sulle relazioni piogge-rimobilizzazioni e sulla caratterizzazione fisica meccanica dei terreni coinvolti nel fenomeno di instabilità. Successivamente si espongono i risultati di numerose analisi numeriche volte alla stima dei livelli critici di falda, dei parametri di resistenza da attribuire al materiale presente nella zona di taglio e dei meccanismi di deformazione che si stabiliscono in concomitanza delle variazioni del pelo libero della falda. Infine, i dati di output delle analisi numeriche sono interpretati alla luce di criteri di danneggiabilità degli edifici convalidati dall'esperienza.

Nel Capitolo 7, infine, sulla base dei risultati complessivamente ottenuti, si espongono le principali conclusioni del lavoro.

## 2 FRANE A CINEMATICA LENTA ED EFFETTI INDOTTI SUL COSTRUITO

### 2.1 INTRODUZIONE

Il termine *“frana”* è usualmente adottato per individuare processi di rottura che interessano porzioni di versante costituiti di roccia, terre o detriti (Nemcok et al., 1992; Varnes, 1978; Hutchinson, 1988; WP/WLI, 1990; Cruden, 1991; Cruden e Varnes, 1996).

Le frane, estremamente diffuse sul territorio nazionale (Fig. 2.1), costituiscono le calamità naturali che si ripetono con maggiore frequenza e, dopo i terremoti, causano il maggior numero di vittime e di danni ai centri abitati, infrastrutture, beni ambientali, storici e culturali ( Cascini et al., 1998; Guzzetti, 2000).

L'aumento del numero di eventi di frana censiti a partire dagli anni '50 (Fig. 2.2) è da porre in relazione con l'incremento demografico e la conseguente antropizzazione del territorio, con un'espansione del territorio in aree instabili.



Figura 2.1. Distribuzione delle frane in Italia (CNR-IRPI, 2005).

Inoltre, come è stato recentemente messo in luce dagli studi svolti nell'ambito della redazione dei Piani Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PSAI) (L. 183/89; L. 267/98; L. 365/2000) e dal progetto IFFI (Inventario dei Fenomeni Franosi in Italia, 2007) (Fig. 2.3), molte delle frane che interessano il territorio nazionale sono a cinematica lenta. Tale diffusione pone non pochi problemi per la salvaguardia dell'ambiente e del costruito da parte delle Amministrazioni Pubbliche e degli Enti preposti alla gestione e alla pianificazione territoriale (Fruzzetti e Scarpelli, 2004).

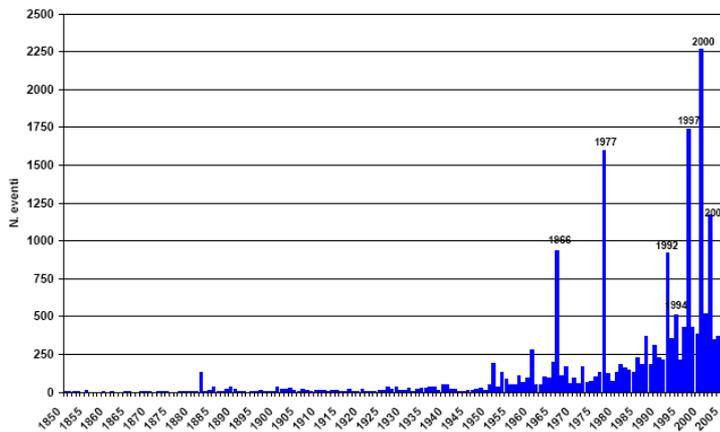


Figura 2.2. Numero di eventi in Italia (Progetto IFFI, 2007).

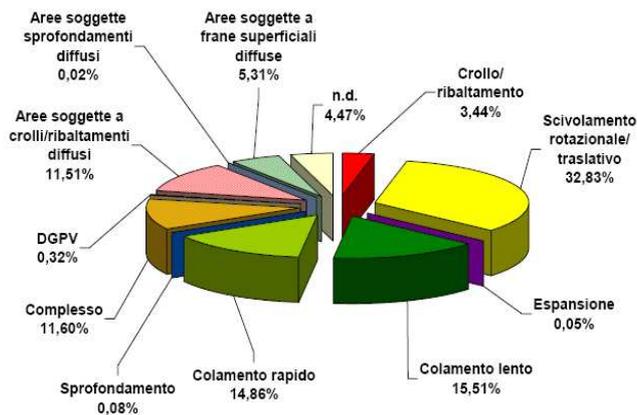


Figura 2.3. Distribuzione della percentuale delle frane, distinte per tipologia di movimento, sul territorio nazionale (Progetto IFFI, 2007).

## 2.2 CLASSIFICAZIONE DELLE FRANE

L'estrema variabilità dei fenomeni franosi – in termini di morfologia dell'area in frana, materiale coinvolto, tipo di movimento, stato di attività, velocità raggiunta, etc. – ha favorito lo sviluppo di numerose proposte di classificazione.

Una semplice classificazione *morfometrica* delle frane è fornita da Skempton (1953). L'Autore, sulla base dei valori assunti dal rapporto tra lo spessore massimo D del corpo di frana e la sua lunghezza L nella direzione di massima pendenza, distingue i fenomeni franosi in scorrimenti traslazionali, flussi e scorrimenti rotazionali (Tab. 2.1).

Tabella 2.1. Tipici valori del rapporto D/L (Skempton, 1953)

Tipologia di frana	D/L (%)
Scorrimenti	5 ÷ 10
Flussi	0.5 ÷ 0.3
Scorrimenti rotazionali	15 ÷ 30

Blong (1973), invece, distingue i fenomeni franosi in scorrimenti traslazionali, scorrimenti rotazionali, colate e crolli sulla base delle loro peculiari caratteristiche cinematiche (Fig. 2.4).

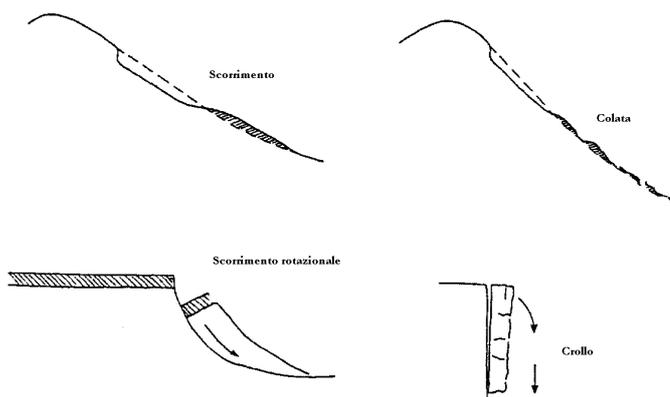


Figura 2.4. Classificazione morfologica delle frane (Blong, 1973).

Nonostante la semplicità e l'immediata interpretazione che le caratterizza, queste classifiche risultano spesso non direttamente applicabili a causa della notevole complessità con cui talvolta si presentano i movimenti di versante in natura.

Per tali ragioni, tra le classifiche rinvenute nella letteratura scientifica, nel seguito si prenderà in considerazione quella proposta da Varnes (1978), distinguendo i fenomeni franosi in base alla **tipologia di movimento** ed il **tipo di materiale coinvolto**.

Con riferimento a quest'ultimo aspetto, il materiale viene distinto tra roccia (Fig. 2.5a) e terreno (Fig. 2.5b), a sua volta suddiviso in terra e detrito.



**Figura 2.5. Tipo di materiale coinvolto: a) roccia; b) terra.**

Le terre hanno una percentuale in peso di particelle con diametro medio dei grani minore di 2 mm pari o superiore all'80%; i detriti, al contrario, sono caratterizzati da una percentuale di particelle con diametro medio dei grani maggiore di 2mm compresa tra il 20 e l'80%, mentre la restante parte ha diametro medio minore di 2 mm.

Ciascuna frana viene, in tal modo, individuata mediante l'utilizzo di due nomi: il primo descrive il **materiale** ed il secondo il **tipo di movimento** (Tab. 2.2).

Da un punto di vista cinematico, Varnes (1978) individua cinque semplici tipologie di movimento: **crolli**, **ribaltamenti**, **scorrimenti**, **espansioni laterali e colate**; a queste aggiunge la tipologia **frane complesse** da intendere come combinazione di due o più delle semplici tipologie precedentemente individuate.

Si riporta, di seguito, una descrizione dettagliata delle fenomenologie a cinematica lenta che costituiscono l'oggetto di studio del lavoro di tesi.

**Tabella 2.2. Classifica delle frane secondo Varnes (1978)**

Tipo di movimento		Tipo di materiale		
		Ammasso roccioso	Caratteri granulometrici	
			Prevalentemente grossolano	Prevalentemente fine
Crollo		Crollo di roccia	Crollo di detrito	Crollo di terra
Ribaltamento		Ribalt. di roccia	Ribaltamento di detrito	Ribaltamento di terra
Scorrimento	Rotazionale	Scor. di roccia	Scorrimento di detrito	Scorrimento di terra
	Traslazionale			
Espansione laterale		Espansione laterale di roccia	Espansione laterale di detrito	Espansione laterale di terra
Colata		Colata in ammassi rocciosi	Colata di detrito	Colata di terra
Complesse		combinazioni di due o più tipologie principali		

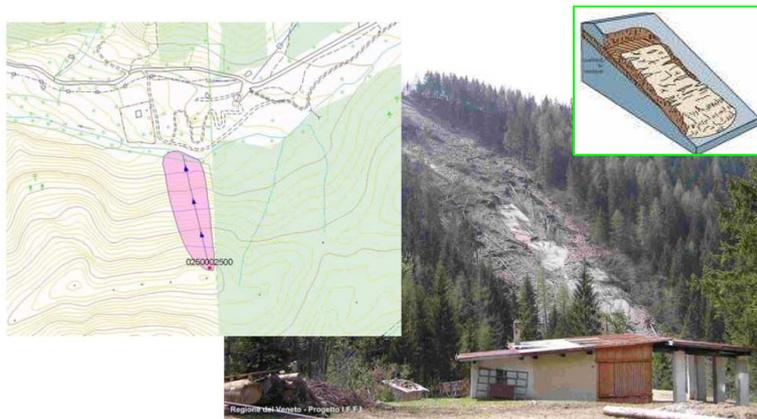
**Scorrimento di terra** – Il fenomeno dello scorrimento si verifica all'atto del raggiungimento della resistenza al taglio disponibile lungo una o più superfici di neoformazione o preesistenti, oppure in corrispondenza di un livello meno omogeneo e resistente. Tale fenomeno è governato da meccanismi di rottura per taglio e da spostamenti concentrati in una sottile zona di terreno (zona di taglio con spessore variabile da qualche millimetro a qualche metro) che separa il corpo di frana dalla formazione stabile sottostante. Il raggiungimento delle condizioni limiti di sforzo può avvenire sia per effetto di un incremento dello stato tensionale (ad esempio, a causa di uno scavo o di un sovraccarico), sia per una riduzione della resistenza disponibile (ad esempio, a causa dell'incremento delle pressioni neutre dovuto alle precipitazioni, ovvero per fenomeni di degradazione meccanica dei terreni). Solo nel caso, più teorico che reale, di pendio indefinito, la rottura si verifica contemporaneamente in ogni punto di un piano parallelo al versante, sul quale lo stato tensionale è uniforme. In tutti gli altri casi, per l'eterogeneità dello stato tensionale iniziale, la rottura è in realtà un fenomeno progressivo che si propaga dai punti più sollecitati a quelli meno sollecitati, fino a che la superficie di taglio non si chiude sul

piano campagna: a partire da tale istante, la frana può manifestarsi come uno scorrimento indefinito del volume di terreno compreso tra il piano campagna e la superficie di taglio.

Gli scorrimenti possono distinguersi in due tipologie:

- **Scorrimento traslazionale** (Fig. 2.6) – Si caratterizza per un movimento che si sviluppa lungo una superficie piana o debolmente ondulata; il rapporto tra la massima distanza della superficie di scorrimento dalla superficie topografica e la sua lunghezza è generalmente inferiore a 0,10. Uno *scorrimento a lastra* è caratterizzato da un'unica massa che si muove rigidamente (Fig. 2.7).
- **Scorrimento rotazionale** (Fig. 2.8) - Movimento dovuto a forze che producono un movimento di rotazione attorno ad un punto posto al di sopra del centro di gravità della massa. La forma della superficie di scorrimento è, in genere, arcuata con la concavità verso l'alto e il rapporto tra la profondità della suddetta superficie e la sua lunghezza è generalmente variabile tra 0.15 e 0.35.

**Espansione** (Fig. 2.9) – Il fenomeno dell'espansione laterale si verifica in presenza di blocchi rocciosi poggianti su depositi che, in termini relativi, sono molto più deformabili. Si tratta di fenomeni molto complessi, spesso di dimensioni considerevoli, caratterizzati da spostamenti con prevalente componente orizzontale.



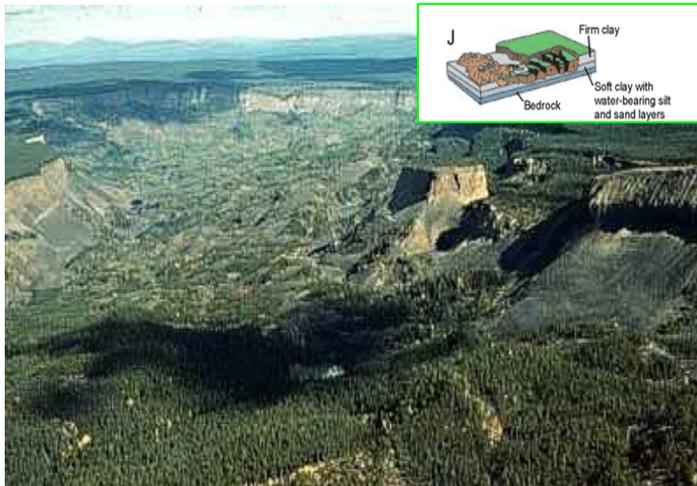
**Figura 2.6. Esempio di scorrimento traslazionale: Frana occorsa lungo il versante del T. Missiaga, comune di La Valle Agordina (BL) (Progetto IFFI, 2007).**



Figura 2.7. Esempio di scorrimento a lastra (Oregon, USA).



Figura 2.8. Esempio di scorrimento rotazionale.



**Figura 2.9. Esempio di espansione laterale (USA).**

**Colata** – Rientrano in tale categoria i movimenti di versante che esibiscono durante il loro moto un comportamento simile a quello dei fluidi viscosi, caratterizzati da deformazioni interne alla massa in movimento. La distribuzione granulometrica dei materiali coinvolti in fenomeni di colata può essere quanto mai varia; si può estendere, infatti, dal campo dei blocchi alle argille ovvero può essere limitata solo ai materiali sabbio-limosi. Il fenomeno della colata non avviene sotto forma di un movimento su una o più superfici di scorrimento lungo le quali lo sforzo deviatorico supera il valore della resistenza a taglio del terreno, ma piuttosto il materiale coinvolto, non essendo in grado di resistere alle variazioni di stato tensionale tangenziale che conseguono alle deformazioni di tipo distorsionale, scorre come un fluido viscoso.

Una classificazione di questi fenomeni basata sulle *caratteristiche morfologiche e cinematiche* è dovuta ad Hutchinson (1988) (Fig. 2.10).

L'Autore individua cinque tipologie di movimento in cui i processi di rottura per taglio e di flusso sono presenti contemporaneamente, anche se in misura variabile da caso a caso.

Nei fenomeni di **mudslides** i processi di rottura prevalgono su quelli di flusso; per i fenomeni di **flowslides** e **debris-flows** i due processi coesistono ed, infine, negli **sturzstroms** si verificano esclusivamente processi di flusso. Si comprende come la velocità può variare

notevolmente: si passa rispettivamente da velocità variabili da estremamente lente a lente (*mudslides*) a estremamente rapida (*flowslides*, *debris-Flows* e *sturzstroms*).

***Colate di terra (mudslides)*** (Fig. 2.11): in tali fenomeni lo scorrimento predomina sul flusso, coinvolgendo materiali costituiti da grani di grosse dimensioni o da frammenti argillosi consistenti immersi in una matrice argillosa relativamente soffice. In genere, il profilo longitudinale della colata presenta: una parte retrostante, con inclinazione maggiore nella quale si immette il materiale proveniente dalla zona di alimentazione (canale di flusso); una parte frontale ancora meno inclinata dove si accumula il materiale proveniente dal canale di flusso (zona di accumulo).

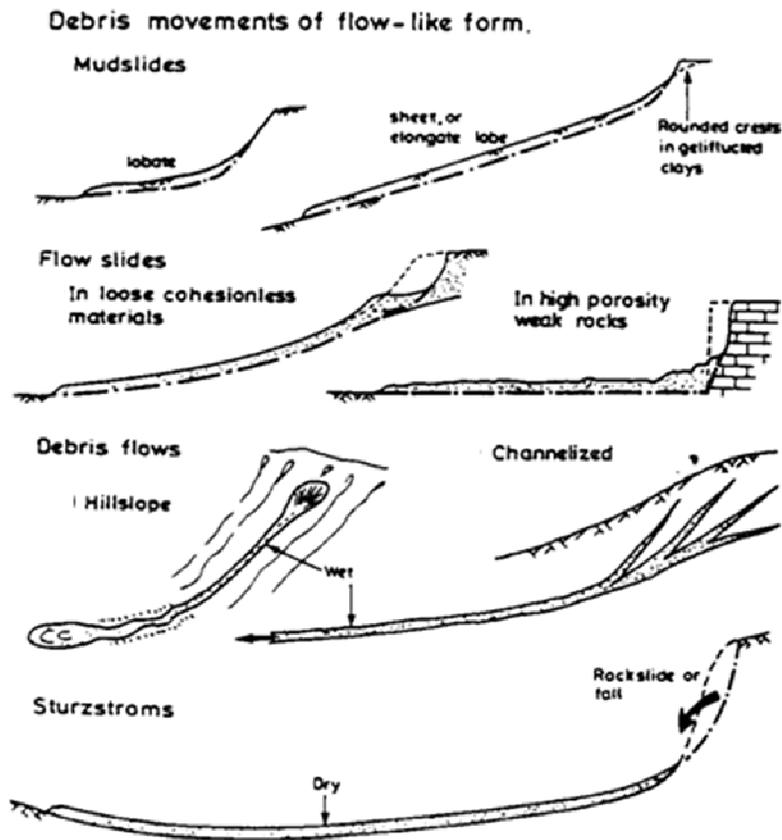


Figura 2.10. Classifica geomorfologica (Hutchinson, 1988).

Infine Varnes (1978), all'interno della classifica da lui proposta, introduce il *creep* (Fig. 2.12) definito come un movimento che si sviluppa in prevalenza nelle coltri di copertura e in alcuni accumuli detritico-eluvio-colluviali di concavità morfologica; tale movimento si esplica con deformazioni progressive delle masse interessate, che in superficie presentano tipiche ondulazioni da decimetriche a metriche, con smorzamento più o meno rapido delle stesse in profondità. La caratteristica fondamentale dei movimenti di creep risiederebbe nella loro lentezza ed eventualmente nell'assenza di una chiara distinzione tra corpo di frana e formazione stabile sottostante.

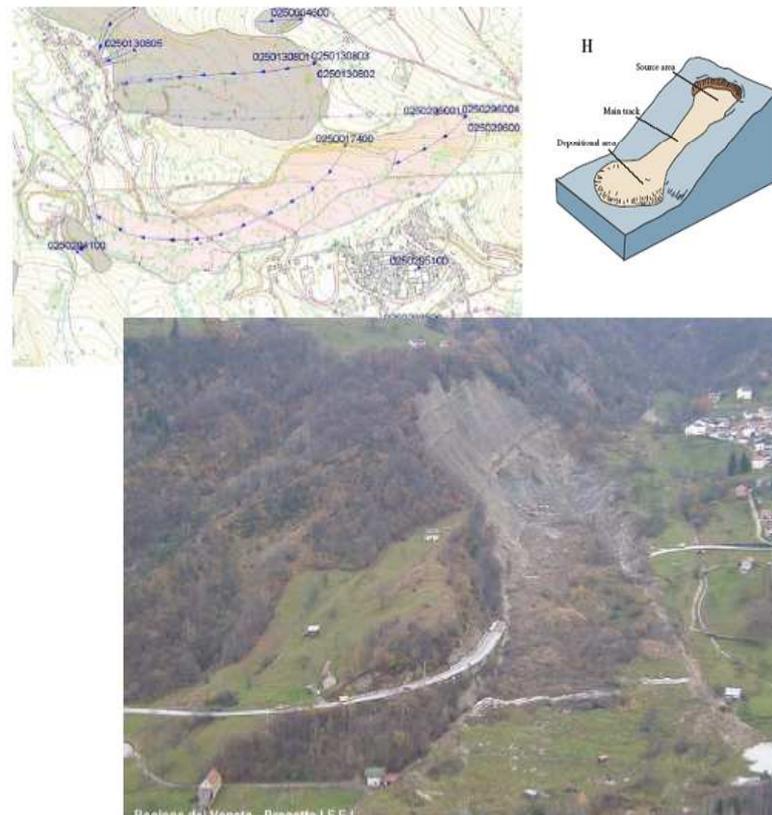


Figura 2.11. Esempio di colata lenta: frana di Borsoi (Tambre –BL) (Progetto IFFI, 2007).

Le *frane complesse* (Fig. 2.13) costituiscono movimenti le cui caratteristiche di innesco e di evoluzione, nel tempo e nello spazio, non sono riconducibili ad una delle categorie precedentemente descritte, ma alla combinazione di due o più tipi di movimento. Esempi sono forniti da Blong (1973) il quale su 92 frane, dell'**Hill Country del North Island in Nuova Zelanda**, ne classifica 78 come complesse.



Figura 2.12. Esempio di Creep.

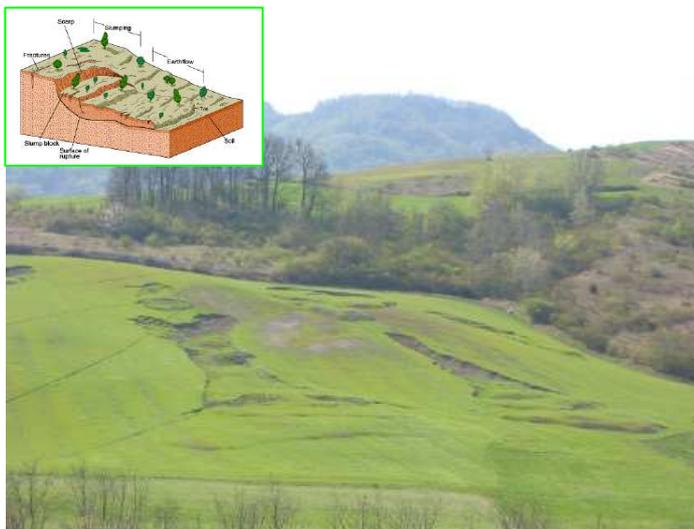
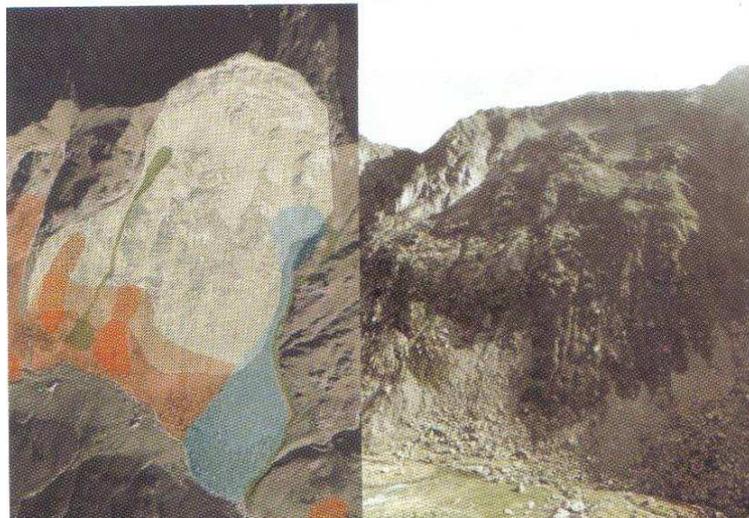


Figura 2.13. Esempio di frane complesse: Scorrimenti-colate, Montesegale (Pavia) (Progetto IFFI, 2007).

In aggiunta alle tipologie di frane introdotte nelle classifiche illustrate, occorre considerare anche le ***Deformazioni gravitative profonde di versante*** (Fig. 2.14) che costituiscono dei movimenti di massa che si attuano attraverso una deformazione lenta e progressiva della massa rocciosa senza che siano apprezzabili superfici di rottura continue. In particolare, il processo deformativo avviene per spostamenti differenziali estremamente lenti che si sviluppano lungo una serie di giunti e piani di discontinuità variamente orientati, o per deformazioni dell'ammasso roccioso concentrate lungo fasce di maggior debolezza localizzate a diversa profondità e aventi differenti spessori.

Ciò determina un mutamento delle condizioni di stabilità generali di ampi settori di versante, coinvolgendoli spesso dagli spartiacque fino, talora, al fondovalle per profondità che superano il centinaio di metri causando spostamenti di volumi rocciosi di parecchie decine di milioni di m<sup>3</sup> verso il basso e verso l'asse del valle. Le evidenze morfologiche più significative si osservano sulle parti sommitali dei versanti, caratterizzati dalla presenza di contropendenze e *trench*, nonché di veri e propri avvallamenti trasversali al versante o lungo le dorsali spartiacque.



**Figura 2.14. Esempio di Deformazione Gravitativa Profonda (Progetto IFFI, 2007).**

## 2.3 STATO DI ATTIVITA' DELLE FRANE E STILI DI MOVIMENTO

Cruden e Varnes (1996) approfondiscono la classifica proposta da Varnes (1978) focalizzando l'attenzione *sullo stato di attività* delle frane e su altri fattori caratterizzanti quali la velocità del corpo di frana, il materiale coinvolto e il suo contenuto d'acqua, il tipo di movimento.

In particolare, i termini che definiscono la sequenza o la ripetitività del movimento sono raggruppati in tre categorie:

- *Stato di attività*: descrive le informazioni note sul tempo in cui si è verificato il movimento;
- *Distribuzione dell'attività*: descrive l'evoluzione del movimento;
- *Stile dell'attività*: indica come i diversi meccanismi di movimento contribuiscono alla frana.

Per quanto riguarda lo stato di attività (Fig. 2.15), gli Autori considerano *i) attiva* una frana attualmente in movimento, *ii) riattivata* una frana nuovamente attiva dopo uno stato di inattività che si muove generalmente su superfici di taglio preesistenti, in cui i parametri di resistenza al taglio sono prossimi ai valori residui, *iii) sospesa* una frana che non si muove attualmente, ma si è mossa nel corso dell'ultimo ciclo stagionale.

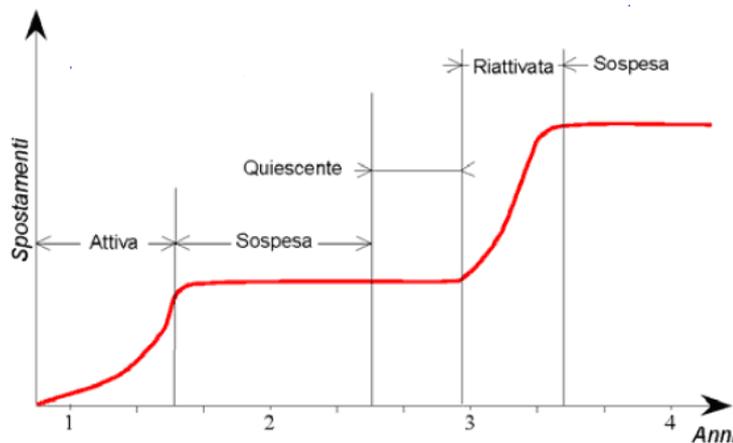


Figura 2.15. Stato di attività di una frana (Cruden e Varnes, 1996).

Se l'ultima fase di attività è antecedente l'ultimo ciclo stagionale le frane vengono definite **inattive** che possono essere ulteriormente distinte in: **quiescenti** se si ritiene possibile una riattivazione; **stabilizzate** se non si ritiene possibile una riattivazione, distinguendo tra naturalmente stabilizzata se le cause del movimento sono state naturalmente rimosse o artificialmente stabilizzata se le cause del movimento sono state rimosse mediante interventi strutturali di consolidamento; **relitte** se si sviluppano in condizioni geomorfologiche o climatiche diverse dalle attuali. In base all'evoluzione spazio-temporale, il fenomeno potrà avere una distribuzione (Fig. 2.16): **costante** se avviene con gradualità e continuità nel tempo; **retrogressiva** se tende a coinvolgere aree sempre maggiori verso monte determinando l'arretramento della scarpata principale; **avanzante** se tende a coinvolgere aree sempre maggiori verso valle con superfici di rottura multiple o successive o per semplice avanzamento del piede della frana; in **allargamento** se tende al superamento dei fianchi della frana; in **diminuizione** se il volume del materiale spostato decresce nel tempo; **multi-direzionale** se la superficie di rottura si estende in due o più direzioni; **confinata** se è presente una scarpata, ma non è visibile la superficie di scorrimento al piede della massa spostata.

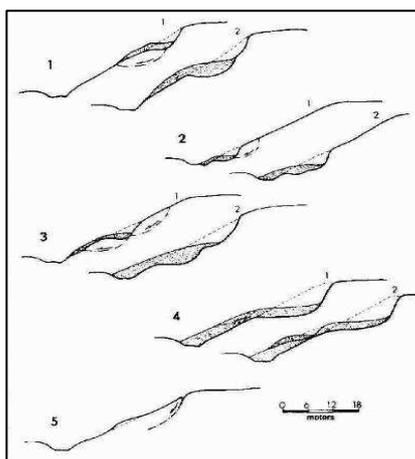
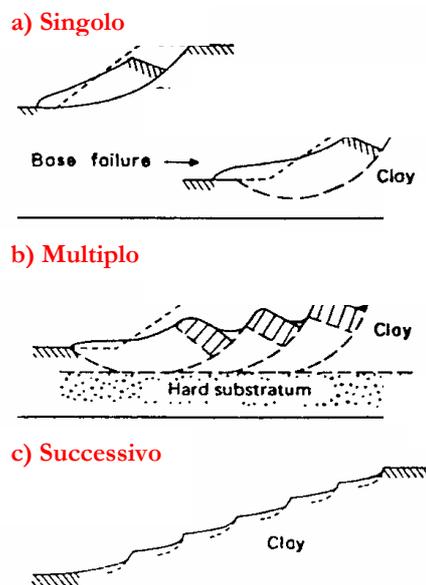


Figura 2.16. Distribuzione dell'attività: 1) avanzante; 2) retrogressiva; 3) in allargamento; 4) in diminuzione; 5) confinata.

In base al tipo di dislocazione, il fenomeno potrà avere uno stile: **singolo** (Fig. 2.17a) se avviene con la mobilizzazione di un ammasso unico e secondo un' unica tipologia di movimento; **complesso** se avviene secondo più tipologie di movimento associate nel tempo; **composito** se avviene secondo più tipologie di movimento in fasi successive ( $t_1$ ,  $t_2$ ); **successivo** (Fig. 2.17c) se avviene secondo una ripetizione multipla dello stesso tipo di movimento lungo lo stesso versante, le cui superfici non sono condivise; **multiplo** (Fig. 2.17b) se avviene secondo una ripetizione multipla dello stesso tipo di movimento lungo lo stesso versante, le cui superfici si ampliano progressivamente.



**Figura 2.17. Differenti tipologie di scorrimenti (da Hutchinson, 1988): a) movimento singolo; b) movimento multiplo; c) movimento successivo.**

In conclusione, la necessità di prendere in considerazione i movimenti di versante da un punto di vista temporale, ha suggerito a vari studiosi (Vaunat et al., 1996 e Leroueil et al., 1996) l'opportunità di considerare, oltre la tipologia del movimento ed il materiale coinvolto, la fase di movimento della frana (Fig. 2.18b) pervenendo ad una matrice tridimensionale (Fig. 2.18a).

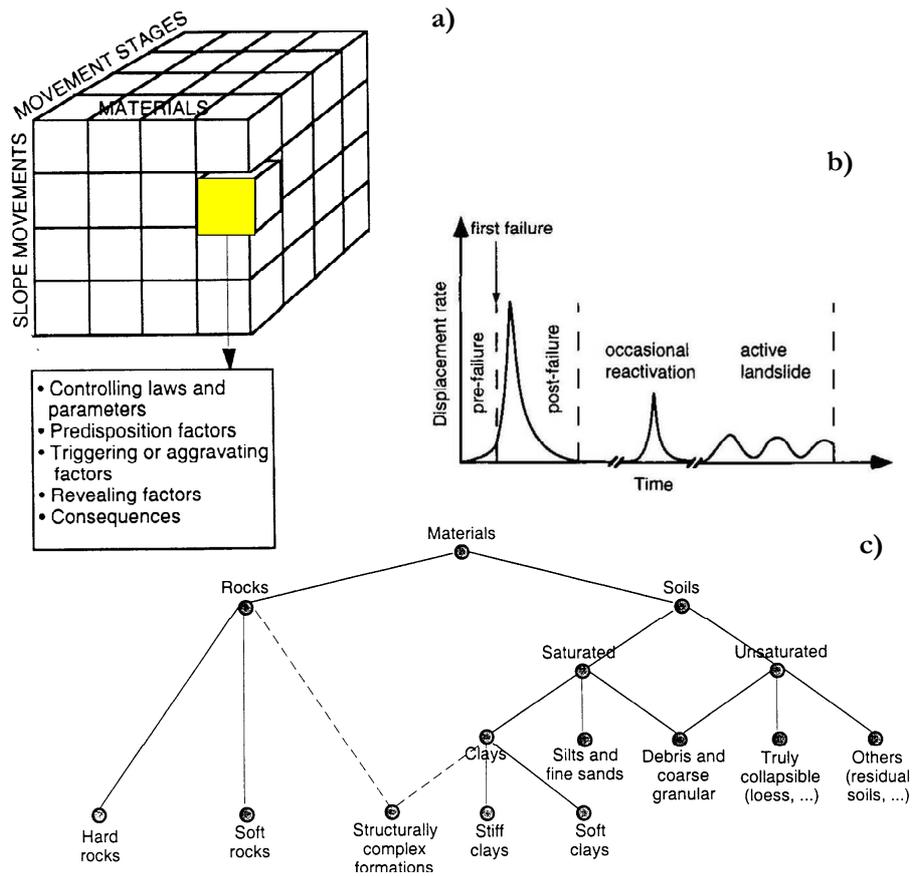


Figura. 2.18. Caratterizzazione geotecnica di movimenti di versante (Leroueil et al., 1996): a) schema per la caratterizzazione; b) differenti stadi di movimento; c) materiale coinvolto.

Nello studio del comportamento dei pendii possono essere, infatti, distinte varie fasi, ciascuna delle quali corrisponde a specifiche condizioni di deformazione e comportamento.

La prima fase è quella di *pre-rottura* (Fig. 2.18b) nella quale il versante è stabile, ma può subire deformazioni indotte da variazioni delle

condizioni al contorno. Se le variazioni di tensione indotte dalla modifica delle condizioni al contorno superano una determinata soglia, questa fase può preludere al collasso del pendio (rottura generale).

Il **collasso** in genere è preceduto da meccanismi di rottura (**rottura locale**) di volumi limitati di terreno che si verificano in quelle zone in cui viene precocemente mobilitata la resistenza del terreno, ma che non comportano il collasso generale perché esistono zone del versante dove la resistenza del terreno non è stata ancora mobilitata e che sono quindi in grado di assorbire quegli sforzi che le parti collassate non sono più in grado di sostenere: pertanto, il coefficiente di sicurezza “locale” può essere anche molto variabile da punto a punto.

L'ubicazione delle **zone plasticizzate** dipende dallo stato tensionale iniziale ed indotto, dal regime delle pressioni neutre, dalla struttura e dalle caratteristiche meccaniche del terreno. A causa del raggiungimento delle condizioni di plasticizzazione, l'entità delle deformazioni locali tende a crescere notevolmente (così come la velocità di deformazione) ed è limitata esclusivamente dalla redistribuzione dello stato di sforzo che si verifica dalle zone plasticizzate a quelle dotate ancora di una riserva di resistenza. In effetti, tali zone possono propagarsi nel pendio, non solo a causa di ulteriori variazioni dello stato tensionale che il terreno non è più in grado di assorbire, ma anche perché, al crescere delle deformazioni plastiche, il terreno subisce una perdita di resistenza (comportamento fragile) che determina la redistribuzione dello stato di sforzo. Questo meccanismo è tipico sia della rottura per taglio che della rottura per trazione che si verifica nelle rocce intatte o in terreni cementati. Un accurato monitoraggio ed interpretazione dei fenomeni deformativi pre-rottura può essere utilizzato per la messa a punto di sistemi di allerta, che si basino sull'analisi ed interpretazione delle deformazioni in atto e della loro velocità.

La **rottura generale** si verifica perché la zona plasticizzata (che spesso è una sottile banda di terreno) si è estesa a tutto il pendio isolandone una parte, che è ora libera di spostarsi indefinitamente a causa delle deformazioni che si verificano nella zona plastica ovvero degli spostamenti che si sviluppano al suo contorno.

In questa fase, in cui molto spesso, come si è visto, il mezzo passa da “continuo” a “discontinuo”, il campo degli spostamenti subisce una accelerazione dovuta all'incremento delle deformazioni che si verifica nell'istante in cui l'ultimo ponte di terreno ancora integro ha raggiunto una condizione di collasso.

Nella fase ***post-rottura*** il terreno subisce spostamenti macroscopici che coinvolgono il corpo di frana, libero o ancora vincolato al contorno, lungo il quale gli sforzi applicati non possono più crescere, ma spesso decrescono a causa della fragilità del terreno. In molti casi si verifica una accelerazione dei movimenti, che può essere anche considerevole, determinando una forte crescita della velocità di frana con picco che in generale viene raggiunto dopo la rottura. Tale fase può avere durata molto limitata (minuti, ore) o molto lunga (fino a decine o centinaia di anni), in funzione della natura dei terreni interessati e dei meccanismi di frana (frane attive).

Al termine della fase post-rottura il corpo di frana si arresta definitivamente. In alcuni terreni (soprattutto in argille) esso può comunque subire riattivazioni successive.

## 2.4 INTENSITA' DEI FENOMENI FRANOSI

La determinazione dell'intensità di un fenomeno esistente o potenziale costituisce un aspetto di fondamentale importanza, al fine di prevedere in modo adeguato gli effetti indotti sugli elementi esposti.

Al contrario di quanto avviene per altri eventi naturali potenzialmente distruttivi, come ad esempio i terremoti, per le frane non esiste una misura univoca e riconosciuta dell'intensità o della magnitudo.

Tale grandezza può essere valutata attraverso un insieme di parametri *quantitativi o qualitativi*, che determinano il potenziale di un dato fenomeno franoso a provocare danno (Hungar, 1997).

A seconda del tipo di frana, i suddetti parametri possono essere raggruppati in tre categorie (Leone et al., 1996):

- **dimensionali o geometrici:** volume, forma, spessore, ampiezza, distanza, altezza;
- **cinetici:** velocità, accelerazione e campo di deformazione;
- **altri:** viscosità, massa, densità.

L'approccio di **Cruden e Varnes (1996)** associa l'intensità alla velocità della massa in movimento. Gli Autori, in analogia alla scala Mercalli basata sulla descrizione degli effetti locali di un terremoto, individuano sette classi di intensità, limitate da valori tipici che variano dai 5 m/s ai 16 mm/anno (da estremamente rapide a molto lente) (Tab. 2.3) e caratterizzata ciascuna classe da una descrizione dettagliata del danno osservabile. In particolare, le prime due delle sette classi di movimento (*frane estremamente lente*) non sono caratterizzate da significativi danni alle strutture; per le classi 3 e 4 (*frane lente*) sono possibili lavori di rinforzo e di stabilizzazione del pendio ed infine per le classi da 5 a 7 (*frane rapide a estremamente rapide*), gli edifici subiscono notevoli danni e la stessa vita umana è messa in pericolo. Ne consegue che in quest'ultimi casi, è necessario attuare interventi di salvaguardia della incolumità delle persone. È opportuno osservare che la velocità che una determinata frana può raggiungere dipende da una serie di fattori legati alla morfologia del pendio, alla geometria dell'eventuale superficie di scorrimento, alle proprietà ed al comportamento del materiale (fragilità, deformabilità, condizioni di drenaggio). Pur esistendo uno stretto legame tra velocità e tipologia di movimento, un fenomeno franoso può muoversi secondo un ampio intervallo di velocità, in virtù delle

differenze di inclinazione del versante, del contenuto in acqua del materiale trasportato e della presenza di ostacoli quali la copertura boschiva.

Un secondo approccio proposto da Fell (1994) (Tab. 2.4) associa l'intensità alla dimensione del volume in  $m^3$  della massa spostata, individuando sette classi limitate da valori tipici che variano da  $>5 \cdot 10^6$  a  $<5 \cdot 10^2 m^3$ .

L'approccio di Sassa (1988) propone, invece, di valutare l'intensità del fenomeno attraverso la stima dell'energia cinetica, utilizzando il cosiddetto modello a slitta (Fig. 2.19).

Più recentemente, le linee guida del Joint Technical Committee on Landslides and Engineered Slopes (**JTC-1, Fell et al., 2008**) in aggiunta ai suddetti parametri, hanno definito gli spostamenti totali e gli spostamenti differenziali come ulteriori grandezze fisiche alle quali è possibile associare l'intensità del fenomeno.

Facendo riferimento alla classifica di Cruden e Varnes (1996), il lavoro di tesi si riferisce allo studio delle fenomenologie franose che presentano una velocità variabile da estremamente lenta a lenta, e la cui fase di movimento rientra tra quelle che si definiscono riattivazioni occasionali e frane attive (Leroueil et al., 1996). È opportuno osservare, altresì, che la stessa definizione di intensità assume, nella presente tesi, un significato che si articola in modo differente in dipendenza della scala di rappresentazione territoriale.

A scala di dettaglio (1:2.000), il parametro che definisce il potenziale di un fenomeno franoso a provocare danno, è rappresentato dai cedimenti differenziali e dalle grandezze derivate da quest'ultimi, mentre a media scala (1:25.000), è rappresentato dall'estensione areale del fenomeno essendo la velocità una grandezza che è implicitamente compresa, dal momento che si analizzano fenomenologie a cinematica lenta.

**Tabella 2.3. Scala di intensità (Cruden & Varnes, 1996)**

Classe	Descrizione	Danni osservabili	Velocità
7	Estremamente rapido	Catastrofe di eccezionale violenza. Edifici distrutti per l'impatto del materiale spostato. Molti morti. Fuga impossibile.	5 m/s
6	Molto rapido	Perdita di alcune vite umane. Velocità troppo elevata per permettere l'evacuazione delle persone.	3m/min
5	Rapido	Evacuazione possibile. Distruzione di strutture, immobili ed installazioni permanenti.	1.8 m/h
4	Moderato	Alcune strutture temporanee o poco danneggiabili possono essere mantenute.	13m/mese
3	Lento	Possibilità di intraprendere lavori di rinforzo e restauro durante il movimento. Le strutture meno danneggiabili possono essere mantenute con frequenti lavori di rinforzo se il movimento totale non è troppo grande durante una particolare fase di accelerazione.	1.6 m/anno
2	Molto lento	Alcune strutture permanenti possono non essere danneggiate dal movimento.	16 mm/anno
1	Estremamente lento	Impercettibile senza strumenti di monitoraggio. Costruzione di edifici possibile con precauzioni	< 16 mm/anno

**Tabella 2.4. Scala di intensità (Fell, 1994)**

Classi	Descrizione	Volume (m <sup>3</sup> )
7	Estremamente grande	> 5 x 10 <sup>6</sup>
6	Molto grande	1 x 10 <sup>6</sup> ÷ 5 x 10 <sup>6</sup>
5	Mediamente grande	2.5 x 10 <sup>5</sup> ÷ 1 x 10 <sup>6</sup>
4	Media	5 x 10 <sup>4</sup> ÷ 2.5 x 10 <sup>5</sup>
3	Piccola	5 x 10 <sup>3</sup> ÷ 5 x 10 <sup>4</sup>
2.5	Molto piccola	5 x 10 <sup>2</sup> ÷ 5 x 10 <sup>3</sup>
2	Estremamente piccola	< 5 x 10 <sup>2</sup>

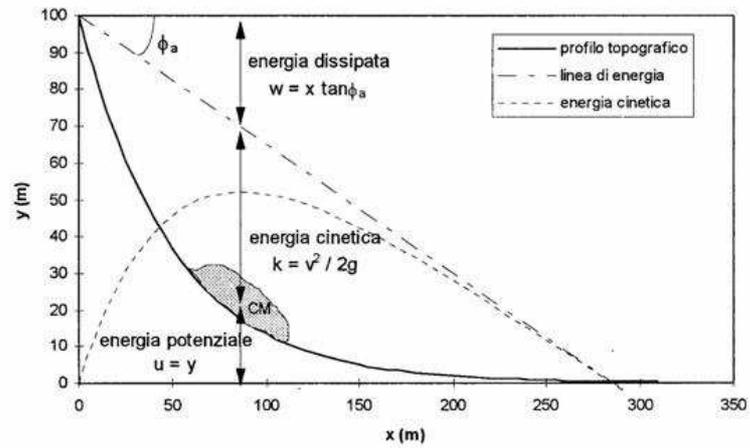


Figura 2.19. Modello a slitta (Sassa, 1988). CM = centro di massa della massa spostata;  $u$  = energia potenziale;  $k$  = energia cinetica;  $w$  = lavoro delle forze di attrito;  $\phi_a$  = angolo di attrito apparente.

## 2.5 EFFETTI INDOTTI SUL COSTRUITO DALLE FRANE A CINEMATICA LENTA

Le frane a cinematica lenta, come anticipato nel paragrafo precedente, usualmente non causano la perdita di vita umana; di converso, gli effetti indotti su strutture e infrastrutture possono essere tali da comprometterne la perdita di funzionalità o, al limite, il collasso.

La Tab. 2.5 sintetizza alcuni esempi di frane lente (classi da 2 a 4 della classifica di Cruden e Varnes, 1996) che hanno causato, in varie parti del mondo, gravi danni ai beni esposti.

**Tabella 2.5. Esempi di effetti indotti dalle frane a cinematica lenta**

Classi Cruden e Varnes 1996	Nome della frana o località	Bibliografia	Velocità	Elementi esposti danneggiati
4	Handlova	Zaruba e Menel (1969)	6 m/giorno	150 edifici
3	Schuders	Huder (1976)	10 m/anno	strade
3	Wind Mountain	Palmer (1977)	10 m/anno	Edifici e strade
2	Lugnez	Huder (1976)	0.37m/anno	Villaggi
2	Little Smokly	Thomson e Hayley (1975)	0.25m/anno	Ponti
2	Klostern	Haefeli (1965)	0.02m/anno	Gallerie e Ponti

Tra i casi di studio più significativi riportati nella letteratura scientifica si cita la frana di Ancona (Fig. 2.20) che interessa una superficie di circa 300 ettari (Crescenti et al., 1983). Documenti storici indicano che lo stesso versante è stato interessato da differenti dissesti occorsi nel 1578, 1774, 1858 e 1919 (De Bosis 1859, Segre 1920).

Secondo Cotecchia (2006) l'ultima riattivazione storica del 1982 è stata favorita dalla riapertura di trincee naturali riconducibile al terremoto del 1972.

La frana ha causato notevoli danni ad edifici ed infrastrutture (Fig. 2.21). In particolare, sono stati interessati 280 edifici, per un totale di 865

abitazioni, mentre la linea ferroviaria Adriatica e la strada Flaminia hanno subito uno spostamento laterale di circa 10 m.

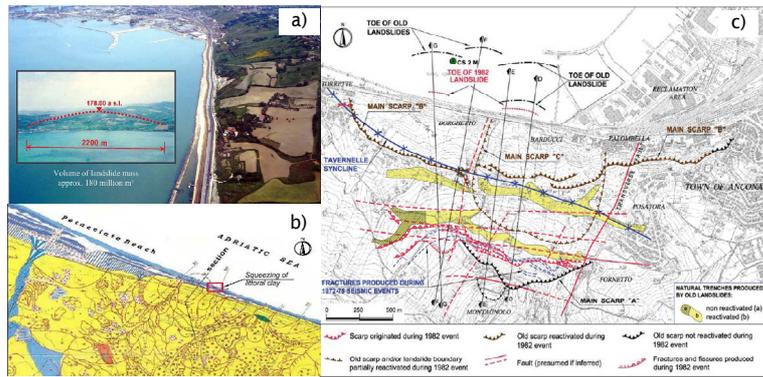


Figura 2.20. Frana di Ancona: a) vista dell'area; b) localizzazione della frana ; c) mappa geomorfologica (Cotecchia, 2006).

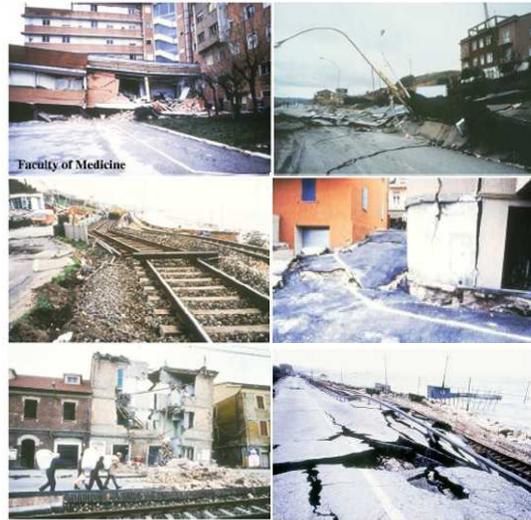


Fig. 2.21. Frana di Ancona: effetti indotti sul costruito (Cotecchia, 2006).

Fruzzetti e Scarpelli (2004) riportano un altro significativo esempio di scorrimento verificatosi in un'area urbana, che ha causato danni a un edificio (Fig. 2.22) la cui struttura portante è costituita da travi e pilastri in cemento armato (c.a.) con fondazioni dirette (plinti collegati da cordoli in c.a.). Questo edificio evidenzia lesioni multiple con inclinazioni di  $45^\circ$  e lesioni orizzontali, anche se meno marcate, in corrispondenza di alcuni pilastri (Fig. 2.23).

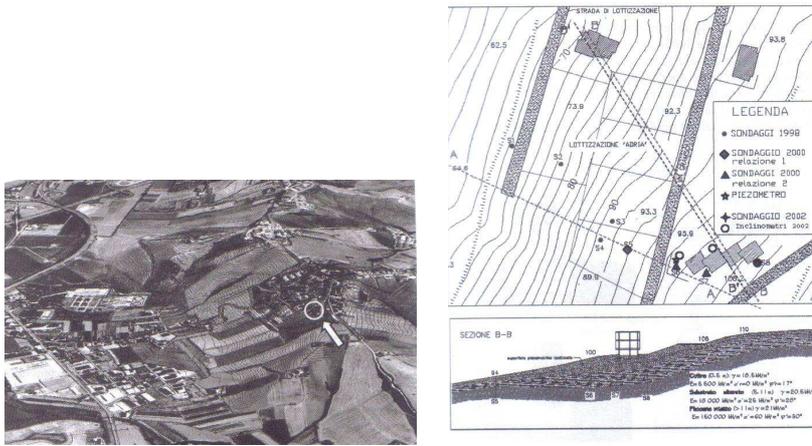


Figura 2.22. Localizzazione dell'edificio (Fruzzetti e Scarpelli, 2004).

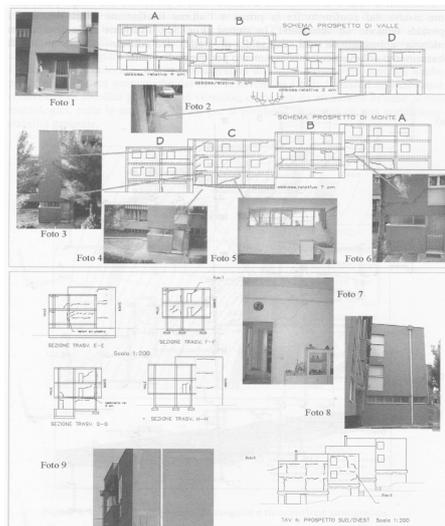
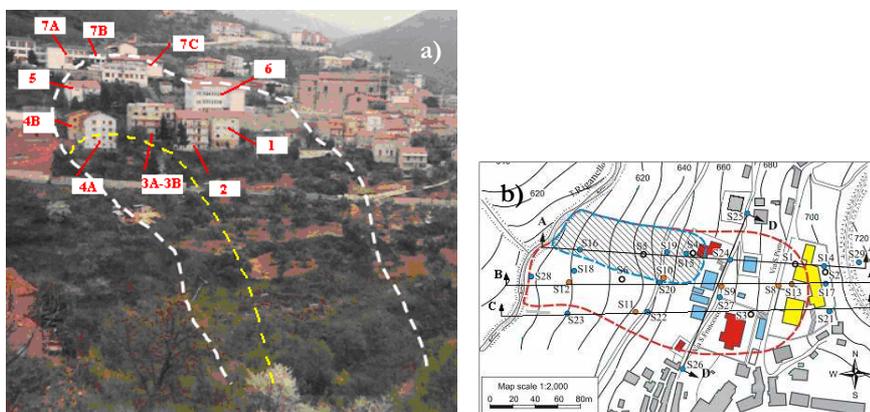


Figura 2.23. Rappresentazione schematica del quadro fessurativo (Fruzzetti e Scarpelli, 2004).

Un altro esempio significativo è la frana di San Pietro in Guarano (CS) che rappresenta un caso tipico di instabilità in terreni prodotti dall'alterazione di rocce metamorfiche (Cascini, 1986; Cascini et al., 1992; Cascini e Gullà, 1993). In particolare, il fenomeno franoso interessa una "coltre detritica di copertura" costituita da terreni residuali, terreni saprolitici e da colluvioni.

La frana è caratterizzata da un cinematisma roto-traslazionale di tipo impulsivo (la fase parossistica dura all'incirca 24÷48 ore), da spostamenti di alcune decine di centimetri nelle porzioni medio alte del pendio e dell'ordine del metro al piede dell'area in frana e da spostamenti nulli fra due rimobilizzazioni successive.

La frana è stata caratterizzata nel passato da alcune rimobilizzazioni la cui sequenza nel tempo è stata ricostruita sulla base di ricerche storiche e sulla base di testimonianze raccolte in loco; in particolare, nel corso del secolo scorso riattivazioni dell'intero corpo di frana si sono registrate il 30/1/1931 ed il 26/1/1981 mentre riattivazioni parziali si sono registrate il '48, '53 e '76 (Fig. 2.24).



**Figura 2.24. Frana di S. Pietro in Guarano (CS): a) vista dell'area; b) planimetria (Cascini 2006, mod.).**

Occorre rilevare che il corpo di frana interagisce con vari edifici privati e pubblici, alcuni dei quali sono stati evacuati e danneggiati a

seguito dell'instabilità (Fig. 2.25) e successivamente in parte o totalmente demoliti, con due strade, con reti di servizio (fognatura ed acquedotto).



**Figura 2.25. Effetti indotti dalla frana di S. Pietro in Guarano (CS) sul costruito.**

Nel marzo 2005, in località Cavallerizzo, Comune di Cerzeto (CS) Fig. 2.26), si è verificato un movimento gravitativo di notevoli proporzioni, a seguito di un periodo di intense precipitazioni; il fenomeno è classificabile come frana complessa, consistendo in uno scorrimento rotazionale evoluto in colata lenta (Iovine et al., 2006).

La velocità registrata è variata, nelle settimane precedenti al collasso, da 0,8 a 5 ÷ 6 cm al giorno.

In totale, sono stati coinvolti trenta edifici (alcuni dei quali sono andati distrutti) con la contestuale evacuazione di circa 300 abitanti, mentre la strada principale che collegava le frazioni di Cavallerizzo e di Mongrassano è stata interrotta.

La Fig. 2.27 mostra i danni registrati ad alcuni immobili (Iovine et al., 2006).

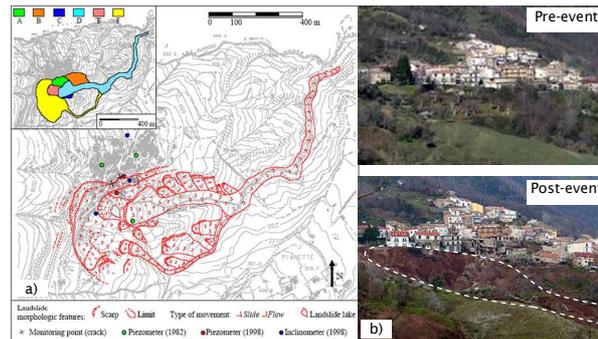


Figura 2.26. Frana di Cerzeto: a) Geomorfologia; b) Condizioni pre- e post-evento (Iovine et al., 2006).

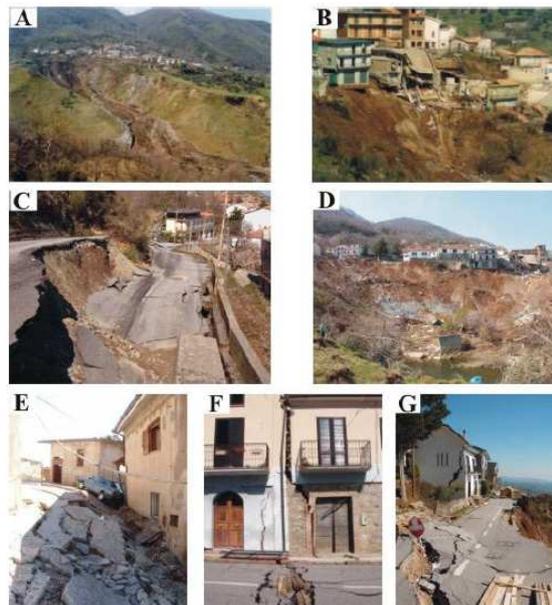


Figura 2.27: Effetti indotti dalla frana di Cerzeto sul costruito. a) vista panoramica del paese; b) effetti indotti sugli edifici posizionati lungo il coronamento del corpo di frana; c) effetti indotti sulla strada provinciale; d) vista della scarpata principale; e) f) e g) effetti indotti sulla zona urbanizzata situata lungo la scarpata principale (Iovine et al., 2006).

In conclusione, i casi di studio illustrati evidenziano come le fenomenologie franose a cinematica lenta possano causare gravi conseguenze sul costruito. Per tale ragione, appaiono di indubbio interesse, sia per la Comunità Scientifica che per quella Tecnica, gli studi rivolti alla previsione degli effetti connessi all'azione delle suddette frane sugli elementi esposti a rischio e, quindi, della stima della loro vulnerabilità. A tal riguardo, l'estrema complessità del problema ha di fatto contribuito alla pratica assenza di procedure standardizzate nella letteratura scientifica (Alexander 1989, 2005, Cardinali e altri 2002, Cascini e altri 2005, Glade 2004, e Glade Crozier 2005, Lee Jones e del 2004, Reichenbach e altri 2005, Roberds 2005). La ricerca svolta nell'ambito della presente tesi mira a fornire un contributo in tale ambito, con specifico riferimento alle conseguenze che, in termini di danno atteso, è lecito attendersi sul costruito. Ulteriori motivazioni alla base della ricerca sono da individuare, come già detto, nell'estrema diffusione dei suddetti fenomeni sul territorio italiano e nelle ricadute che possono derivare in termini di gestione del territorio.

### 3 RISCHIO DA FRANE A CINEMATICA LENTA

#### 3.1 DEFINIZIONI E TEORIA

Negli ultimi anni, anche a seguito del progressivo incremento nel tempo delle catastrofi connesse al verificarsi di fenomeni franosi, si è assistito ad un crescente interesse della Comunità Tecnica e di quella Scientifica verso la messa a punto di criteri di analisi e di zonazione della suscettibilità, della pericolosità e del rischio da frana. A tal riguardo numerosi Autori hanno avanzato proposte che si avvalgono di definizioni, non sempre condivise, dei vari fattori che concorrono alla definizione del rischio (Varnes, 1984; Eistein, 1988; Fell, 1994; Leroi, 1997; Fell e Hartford, 1997; Ho et al., 2000; Cascini, 2002; Fell et al., 2005; Fell et al., 2008).

Nell'ambito della presente tesi si utilizzeranno termini quali suscettibilità, pericolosità, vulnerabilità e rischio nelle accezioni proposte dall'Organizzazione delle **Nazioni Unite** e **dall'UNESCO (UNDRO, 1991)**.

In particolare si adotteranno le seguenti definizioni:

- *Suscettibilità*: identificazione e caratterizzazione delle frane esistenti e/o potenziali all'interno di una data area di studio;
- *Pericolosità o Hazard (P)*: probabilità di accadimento di un fenomeno naturale di assegnata intensità in una specificata area ed in un determinato intervallo di tempo;
- *Elementi a rischio (E)*: popolazione, edifici e costruzioni in genere, attività economiche, infrastruttura e risorse ambientali di particolare valore presenti nell'area potenzialmente a rischio con riferimento ad un fenomeno naturale di assegnata intensità;
- *Vulnerabilità (V)*: grado di perdita di un determinato elemento o insieme di elementi a rischio derivante dal verificarsi di un fenomeno naturale di assegnata intensità. E' espressa da un numero compreso tra zero (**assenza di perdita**) e uno (**perdita totale**). Per i beni materiali ed economici la perdita può farsi corrispondere alla diminuzione del valore del bene; per la persona può essere rappresentata dalla probabilità annuale che la

persona maggiormente esposta al rischio possa perdere la propria vita.

- *Rischio specifico* ( $R_s$ ): grado di perdita atteso di un determinato elemento a rischio dovuto al verificarsi di un fenomeno naturale di assegnata intensità. Esso è espresso dal prodotto della pericolosità per la vulnerabilità;
- *Rischio totale* ( $R_t$ ): numero di morti, feriti, danni alla proprietà o attività economiche causati dal verificarsi di un fenomeno naturale di assegnata intensità. Il rischio è spesso stimato come il prodotto della pericolosità associata ad un fenomeno di assegnata intensità per le conseguenze indotte.

Formalmente si ha:

$$R_t = E \cdot R_s = E \cdot (P \cdot V) \quad (3.1)$$

Come anticipato, nella letteratura scientifica sull'argomento possono rintracciarsi numerose proposte di definizioni simili a quelle riportate. Nel seguito si chiameranno brevemente quelle fornite da Eistein (1988), Fell (1994) e Leroi (1997).

*Eistein (1988)* propone i termini “*danger*”, “*hazard*” e “*loss*” per individuare, rispettivamente, il fenomeno, la sua probabilità di accadimento e le sue conseguenze. In particolare, il termine “*danger*” include le caratteristiche geometriche e meccaniche del fenomeno franoso, ivi compresa la sua localizzazione in una determinata area. “*Hazard*” indica la probabilità che il fenomeno si verifichi in una data area e in un determinato intervallo di tempo. Infine, il termine “*loss*” ( $W_L$ ) indica la perdita della vita umana, il ferimento di persone, il danno economico o ambientale non direttamente monetizzabile.

Sulla base di queste definizioni, l'autore definisce la seguente formula per il calcolo del rischio totale:

$$R_t = P \cdot W_L \quad (3.2)$$

*Fell (1994)* propone termini simili a quelli introdotti nel documento UNDRO (1991), anche se possono rintracciarsi alcune differenze soprattutto nella definizione di *hazard*. Questo, infatti, è definito come un descrittore della magnitudo (**M**) del fenomeno e della sua probabilità di accadimento.

Il rischio totale  $R_t$  è ottenuto come somma dei prodotti del rischio specifico  $R_s$  per il valore dell'elemento esposto ( $E$ ):

$$R_t = \sum (E \cdot R_s) = \sum (E \cdot P \cdot V) \quad (3.3)$$

dove  $V$  è la vulnerabilità dell'elemento esposto.

Infine la proposta di definizione del rischio fornita da Leroi (1997) focalizza maggiormente l'attenzione sulle caratteristiche del fenomeno franoso, fornendo la seguente definizione:

$$R_t = f[P_e, P_t, P_e' (MVT, I; X; Y; Z, t, D, V, a, \%, \$)] \quad (3.4)$$

dove:  $P_e$  = probabilità spaziale riferita alla zona di innesco;  $P_t$  = probabilità temporale;  $P_e'$  = probabilità spaziale riferita alla zona di propagazione; MVT = tipologia di movimento;  $I$  = intensità del movimento;  $X, Y, Z$  = coordinate del moto;  $t$  = tempo di accadimento;  $D$  = spostamento;  $V$  = velocità;  $a$  = accelerazione; % = percentuale di danno; \$ = valore del danno.

In conclusione, la Tab. 3.1 sintetizza le varie equazioni rintracciate nella letteratura scientifica esistente, che consentono di prevedere il livello di rischio di una determinata area potenzialmente o attualmente interessata da fenomenologie franose mediante la combinazione di informazioni derivanti dalla conoscenza della pericolosità del fenomeno considerato e dall'analisi delle conseguenze attese sugli elementi esposti. Indipendentemente, dalla formula del rischio utilizzata, il Joint Technical Committee on Landslides and Engineered Slopes (JTC-1) ha recentemente messo a punto le **“Guidelines for landslides susceptibility, hazard and risk zoning for land use planning” (JTC-1, 2008)**.

Queste, introducendo definizioni e terminologie condivisibili in ambito internazionale, indicano il percorso metodologico che sta alla base di una corretta gestione del rischio (Fig. 3.1).

**Tabella 3.1. Equazioni per la determinazione del rischio da frana**

<ul style="list-style-type: none"> <li>(Morgan, 1992)</li> </ul>	$P(H) \times P(S H) \times V(P S) \times E$ - P(H): annual probability of landslide event - P(S H): probability of spatial impact given the event - V(P S): vulnerability of the property (proportion of property value lost) - E: element at risk (the value of the property)
<ul style="list-style-type: none"> <li>(Einstein, 1988; 1997)</li> </ul>	$P[\text{Danger}] \times u(x)$ - P[Danger]: danger probability - u(x): vector of attributes, which are consequences
<ul style="list-style-type: none"> <li>(Fell, 1994; Fell et al., 2005)</li> </ul>	$\sum (E \times P \times V)$ - E: element at risk (value) - P: probability of hazard - V: vulnerability
<ul style="list-style-type: none"> <li>(Anderson et al., 1996)</li> </ul>	$P(P_i) \times P(L O) \times P(C L) \times L_e$ - P(P <sub>i</sub> ): probability of ith pathway - P(L O): conditional probability of the exposure of property to the outcome - P(C L): conditional probability of property damage given this exposure - L <sub>e</sub> : resulting economic consequences
<ul style="list-style-type: none"> <li>(Ragozin, 1996; Ragozin and Tikhvinsky, 2000)</li> </ul>	$P(L) \times V_m(L) \times V_e(L) \times D_e$ - P(L): landslide probability occurrence - V <sub>m</sub> (L): landslide vulnerability degree - V <sub>e</sub> (L): vulnerability degree of object under the event (L) - D <sub>e</sub> : full cost of objects with definite damage degree
<ul style="list-style-type: none"> <li>(Leroi, 1996; Leroi, 1997)</li> </ul>	$\sum A_i \times (\sum V_{ji} \times C_j)$ - A <sub>i</sub> : hazard i - V <sub>j</sub> : vulnerability of object j exposed to hazard i - C <sub>j</sub> : "cost" or value of the object j
<ul style="list-style-type: none"> <li>(Bell and Glade, 2004)</li> </ul>	$H \times C \times E$ - H: Hazard - C: Consequence - E: Element at risk
<ul style="list-style-type: none"> <li>(Lee and Jones, 2004)</li> </ul>	$P(H_i) \times \sum (E \times V \times E_x)$ - P(H <sub>i</sub> ): probability of particular magnitude of landslide - E: value of element at risk - V: vulnerability of proportion of E - E <sub>x</sub> : exposure of element at risk
<ul style="list-style-type: none"> <li>(AGS, 2000)</li> </ul>	$P_{(H)} \times P_{(S:H)} \times V_{(prop:S)} \times E$ or $P_{(H)} \times P_{(S:H)} \times P_{(T:S)} \times V$ - P <sub>(H)</sub> : annual probability of landslide - P <sub>(S:H)</sub> : probability of spatial impact according to the travel distance - V <sub>(prop:S)</sub> : vulnerability of the property - E: element at risk - P <sub>(T:S)</sub> : temporal probability of the building of being occupied - V: vulnerability of the individual

In particolare, il percorso metodologico individuato dal JTC-1 (2008) si compone di tre sottoprocessi fondamentali (Fig. 3.1):

1. Analisi del Rischio;
2. Stima del Rischio;
3. Gestione del Rischio.

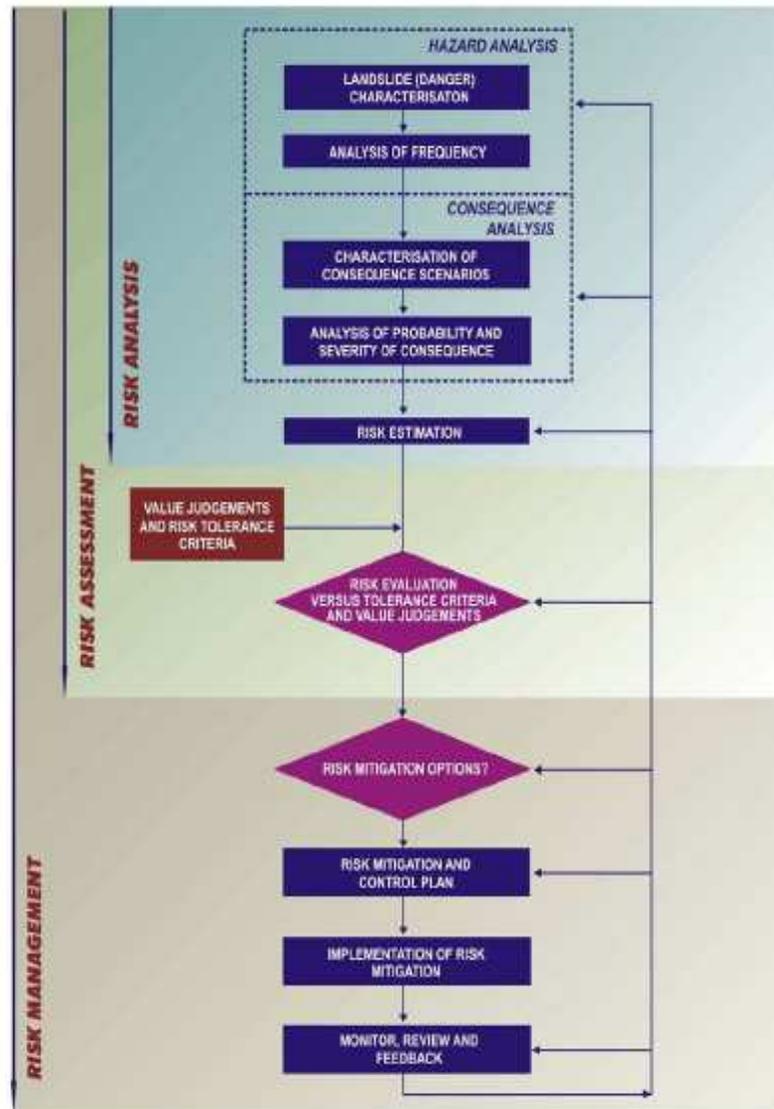


Figura 3.1. Processo di gestione del rischio (Fell et al., 2008).

### 3. 1. 1 Analisi del rischio

Il processo di analisi del rischio comprende l'analisi della suscettibilità, della pericolosità e delle conseguenze.

**L'Analisi della suscettibilità:** contempla l'identificazione e la caratterizzazione delle frane esistenti e/o potenziali. A tal riguardo, la caratterizzazione di una frana comprende la sua classificazione e la sua localizzazione, la stima del volume interessato, la definizione dello stato di attività, dei meccanismi di instabilità, della natura del materiale coinvolto (roccia, terra o detrito), dell'evoluzione in termini di velocità e distanza di propagazione. Per una data area, attraverso l'utilizzo di procedure validate (Soeters e Van Westen, 1996; Coe et al., 2004; Cascini et al., 2005), è possibile redigere la “*carta inventario dei fenomeni franosi*” e la “*carta di suscettibilità dei fenomeni franosi*”; queste rappresentano i prodotti finali della fase di caratterizzazione delle frane.

In accordo con il JTC-1 (Fell et al., 2008), la carta inventario dei fenomeni franosi include esclusivamente i fenomeni franosi occorsi nel passato mentre la carta di suscettibilità può comprendere anche le frane che potenzialmente potrebbero interessare la generica area di studio.

**L'Analisi della pericolosità:** contempla l'identificazione e la caratterizzazione delle frane esistenti e/o potenziali unitamente alla stima della loro frequenza di accadimento.

Con riferimento alla stima della frequenza di accadimento dei fenomeni franosi, IUGS (1997) sintetizza le seguenti procedure:

- procedure basate sui dati storici dell'area oggetto di studio o di aree con caratteristiche simili (ad es. caratteristiche geologiche o geomorfologiche);
- metodi che si avvalgono di correlazioni empiriche;
- utilizzo delle evidenze geomorfologiche (congiunte a dati storici o basate sul giudizio di esperti);
- stima diretta basata sul giudizio di esperti;
- correlazioni tra la frequenza del fenomeno e l'intensità delle cause innescanti (ad es. piogge o terremoti);
- modellazioni avanzate della risposta del pendio alla variazione delle condizioni al contorno;
- applicazione dei metodi probabilistici, considerando le incertezze insite nella conoscenza della geometria del problema, del

comportamento meccanico del materiale, dei meccanismi di instabilità e del livello di falda;  
- combinazioni di due o più metodi tra quelli precedentemente citati.

Il prodotto finale dell'analisi di frequenza, combinata con le informazioni derivanti dalla fase di caratterizzazione dei fenomeni franosi, è rappresentato dalla **“carta di pericolosità”**.

**L'Analisi delle conseguenze** prevede le seguenti fasi (Fell et al., 2008):

- **L'Identificazione e Quantificazione** degli elementi a rischio, comprendendo la popolazione, gli edifici, le costruzioni civili in genere, le infrastrutture a rete e puntuali, i pubblici servizi, i veicoli, le risorse ambientali e le attività economiche che sono presenti nell'area attualmente o potenzialmente interessata da frane di pericolosità nota (Van Westen et al., 2003; Fell et al., 2008);
- **La Stima della Probabilità spaziale** degli elementi a rischio;
- **La Stima della vulnerabilità** degli elementi a rischio in termini di danno ai beni, alle attività e alle persone.

Gli elementi a rischio, pertanto si trovano all'interno di una frana oppure nell'area che potrà essere interessata dal transito o dal deposito di un fenomeno franoso. Essi, inoltre, possono comprendere beni o attività limitrofi all'area in frana e che potrebbero subire un danno al verificarsi del fenomeno.

Ciascuno degli elementi esposti al rischio possiede alcune particolari caratteristiche (Van Westen, 2004) che possono essere di tipo:

- **Spaziale** (dovute alla loro localizzazione all'interno dell'area interessata dalla frana);
- **Temporale** (in dipendenza del numero di persone che vive in una determinata area e che potrebbe cambiare nel tempo);
- **Tematico** (ad es. la tipologia del materiale da costruzione degli edifici o la distribuzione della popolazione in funzione dell'età).

Una volta che gli elementi a rischio sono stati riconosciuti e cartografati nell'area interessata dal fenomeno franoso, derivata dalla precedente fase di analisi della pericolosità, si può procedere ad una loro stima monetaria ovvero in termini "globali" (Amatruda et al., 2004).

In tal senso sono proposti in letteratura numerosi approcci, tra cui si citano:

- il calcolo del valore specifico del singolo elemento (DRM, 1990);
- l'utilizzo di "funzioni utilità" (Crosta et al., 2001);
- l'utilizzo di formule empiriche (Del Prete et al., 1992);
- la stima qualitativa del valore globale di una determinata area (Bonnard et al., 2004).

Come detto precedentemente, gli elementi esposti al rischio possono non essere permanenti o fissi nello spazio. Di conseguenza, qualora occorra stabilire il livello di rischio per questi elementi è necessario considerare la probabilità spaziale e temporale  $P(S:T)$  che essi siano colpiti dall'evento franoso. In accordo con Fell et al. (2005) la probabilità spaziale e temporale (variabile da 0 a 1) rappresenta la probabilità condizionata che un dato elemento si trovi all'interno dell'area interessata dalla frana nel periodo di tempo in cui questa si verifica. Ovviamente per strutture che sorgono sulla frana questa probabilità risulta pari all'unità.

A partire, infine, dalla sua stessa definizione, la vulnerabilità può essere calcolata come la probabilità che un elemento a rischio subisca un certo livello di danno atteso, condizionata al verificarsi di un fenomeno franoso in una determinata area ed alla contemporanea presenza dell'elemento in quell'area nel periodo di tempo in cui l'evento si è verificato (Fell et al., 2005).

Da un punto di vista matematico, la vulnerabilità può essere espressa come (Eistein, 1998):

$$V_L = P[D_L / L] \quad (3.5)$$

dove:  $0 \leq D_L \leq 1$  è il grado di danno atteso o stimato di un determinato elemento a rischio, fissata la probabilità ( $L$ ) di accadimento di una frana.

Per i beni materiali, la vulnerabilità viene espressa con un numero variabile da 0 (assenza di danno) a 1 (danno totale).

Per le persone essa è generalmente definita come la probabilità che una determinata persona, che si trovi sulla frana o lungo il suo percorso, possa essere uccisa o ferita .

Nel processo di stima della vulnerabilità occorrerebbe tener conto di diversi fattori tra i quali:

- il tipo di meccanismo e l'intensità (volume e velocità) del fenomeno franoso;
- la localizzazione dell'elemento a rischio rispetto al fenomeno;
- i caratteri di permanenza dell'elemento all'interno dell'area;
- la presenza di misure di mitigazione del rischio (ad es. sistemi di allarme) e la loro efficacia (Dai et al., 2002; Cascini et al., 2005b).

Il risultato finale della fase di analisi della vulnerabilità è rappresentata dalla **“Carta della vulnerabilità”**, sebbene siano davvero esigui gli esempi in tal senso rintracciabili nella letteratura scientifica (Remondo et al., 2005; Galli e Guzzetti, 2007; Pisciotta, 2008). In generale la carta della vulnerabilità si presenta con aree omogenee all'interno delle quali gli elementi a rischio presentano un ben definito livello di perdita atteso in corrispondenza di un determinato livello di pericolosità delle frane.

L'ultima fase, infine, del processo di *analisi del rischio* (Fig. 3.2) è rappresentata dalla *stima del rischio che può essere calcolato mediante l'utilizzo delle formule (Tab. 3.1) viste in precedenza.*

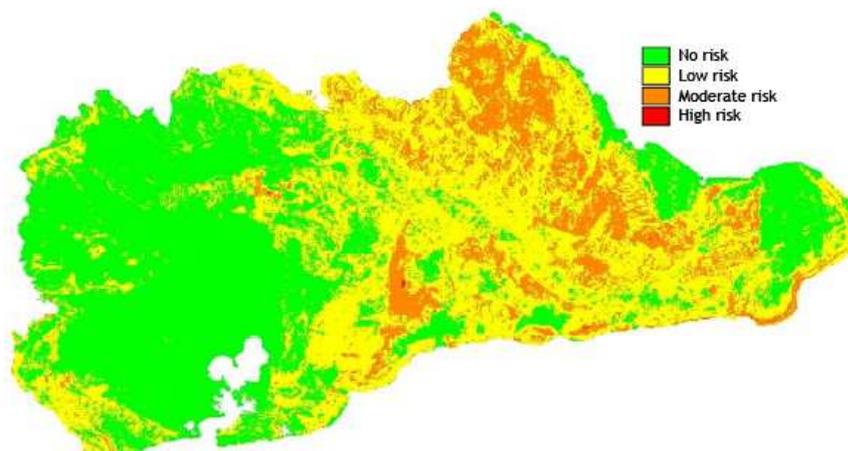


Figura 3.2. Esempio di carta del rischio.

Il risultato dell'analisi del rischio è rappresentato dalla zonazione del rischio in aree dove frane presenti o potenziali possono verificarsi. In tal senso la carta del rischio viene redatta utilizzando, da un canto, i risultati dell'analisi di pericolosità e, dall'altro, prendendo in considerazione la probabilità spaziale e temporale degli elementi a rischio e la loro vulnerabilità.

### 3.1.2 Stima del rischio

La stima del rischio rappresenta un'importante fase dello schema generale del processo generale di gestione del rischio (Fell et al., 2005).

Tale fase può essere affrontata in diversi modi (Fell, 1994):

- **confronto** del livello di rischio individuato nella fase di analisi con fissati valori di riferimento, stabiliti sulla base di criteri condivisi di accettabilità/tollerabilità;
- **valutazione del costo dell'efficacia della riduzione del rischio** ottenuto dal confronto del costo degli interventi di mitigazione con la riduzione monetaria del livello di rischio. Questo confronto, nel caso di rischio per la proprietà, può essere eseguito mediante un'analisi costi-benefici; laddove, invece, gli elementi a rischio siano le persone, può essere operato sulla base di un valore monetario da assegnare alla vita umana.

La stima del rischio rimane principalmente il procedimento che consente di stabilire se un determinato livello di rischio sia sufficientemente basso da poter essere accettato/tollerato.

Il compito della stima del rischio in termini di sua accettabilità, infatti, non è affidato ai tecnici, bensì ai politici ed agli amministratori istituzionali del territorio, eventualmente in accordo con i proprietari e le persone direttamente coinvolte.

La stima del rischio si configura soprattutto come un atto politico basato sulla responsabilità politica (Leroi, 1997). Al tecnico è demandata la funzione di analizzare e quantificare il rischio e, quindi, di presentare in maniera chiaramente comprensibile le informazioni al decisore politico.

### 3.1.3 Gestione del rischio

Il risultato del processo di stima del rischio è rappresentato, come, detto, dalla determinazione della *accettabilità* o della *tollerabilità* del rischio da frana presente in una specifica area (Fig.3.3).

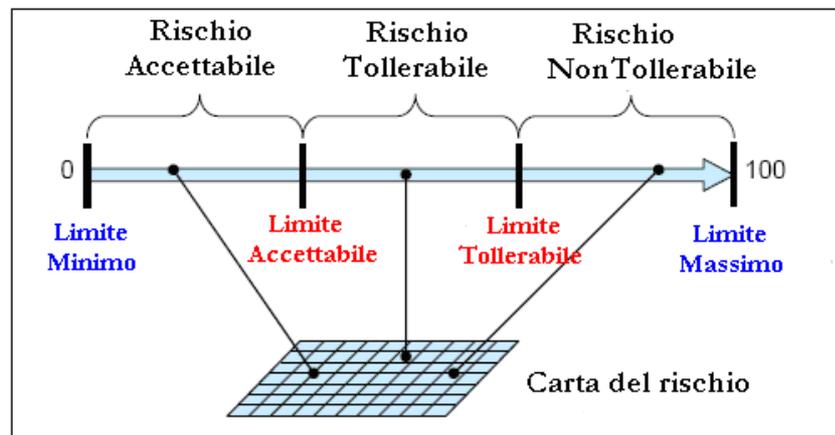


Figura 3.3. Tollerabilità ed accettabilità del rischio.

Se il livello di rischio risulta accettabile o tollerabile non è necessario prendere in considerazione misure di riduzione dello stesso. Qualora, invece, il livello di rischio risultasse intollerabile sarebbe obbligatorio considerare le possibili strategie di intervento finalizzate ad una sua riduzione.

A partire dalla definizione del rischio come prodotto della pericolosità (P) per il valore degli elementi esposti (E) per la vulnerabilità (V) degli stessi, Ho (2004) individua cinque possibili strategie di intervento per la mitigazione del rischio:

- **Aumento delle soglie di rischio accettabile/tollerabile:** essa risulta difficilmente attuabile e può essere perseguita, essenzialmente, attraverso l'informazione (ad es. installazione di segnaletica di allarme, uso dei mezzi di comunicazione), al fine di trasformare il rischio da involontario ed inconsapevole a volontario e consapevole;
- **Riduzione degli elementi esposti e del loro valore E:** è una strategia attuabile in fase di pianificazione territoriale, operando con limitazioni d'accesso alle aree a rischio e trasferimenti di

abitati; risultati analoghi, inoltre, possono ottenersi, limitatamente alla salvaguardia della vita umana mediante la predisposizione di piani di allertamento e di emergenza, previa la messa in opera di sistemi di monitoraggio ed allarme;

- **Riduzione della pericolosità (P):** tale strategia interviene direttamente sulla probabilità di accadimento dei fenomeni franosi, operando una sua riduzione mediante interventi preventivi delle cause dell'instabilità (interventi di sistemazione idrogeologica ed agroforestale, interventi geotecnici di tipo attivo); questa soluzione può presentare alcune limitazioni legate al cinematismo della frana ed alle sue dimensioni;
- **Riduzione della vulnerabilità (V):** il danno subito da un elemento esposto a causa del verificarsi di un determinato evento può essere ridotto mediante la costruzione di opere di difesa con la funzione di proteggere o isolare l'elemento considerato, o procedere all'adeguamento delle strutture;
- **Monitoraggio ed allerta:** può essere considerata una valida strategia (soprattutto per le frane a cinematica lenta) basata su di un approccio di tipo osservazionale che fornisce informazioni addizionali per un continuo aggiornamento della stima del rischio. Le grandezze monitorate possono essere di varia natura: topografica (rilievi plano-altimetrici periodici di capisaldi a mezzo di tecnologie tradizionali o con l'uso dell'interferometria radar), geotecnica (misure inclinometriche e piezometriche), pluviometrica (altezza di pioggia cumulata, Cascini (2005a).

### 3.2 ELEMENTI A RISCHIO A DIFFERENTI SCALE DI RAPPRESENTAZIONE TERRITORIALE

L'Italia è un paese dove l'esposizione al rischio da frana è particolarmente elevata, in quanto si è avuta dagli '60 ad oggi un notevole incremento delle aree urbanizzate con un aumento della pressione antropica sul territorio (Fig. 3.4).

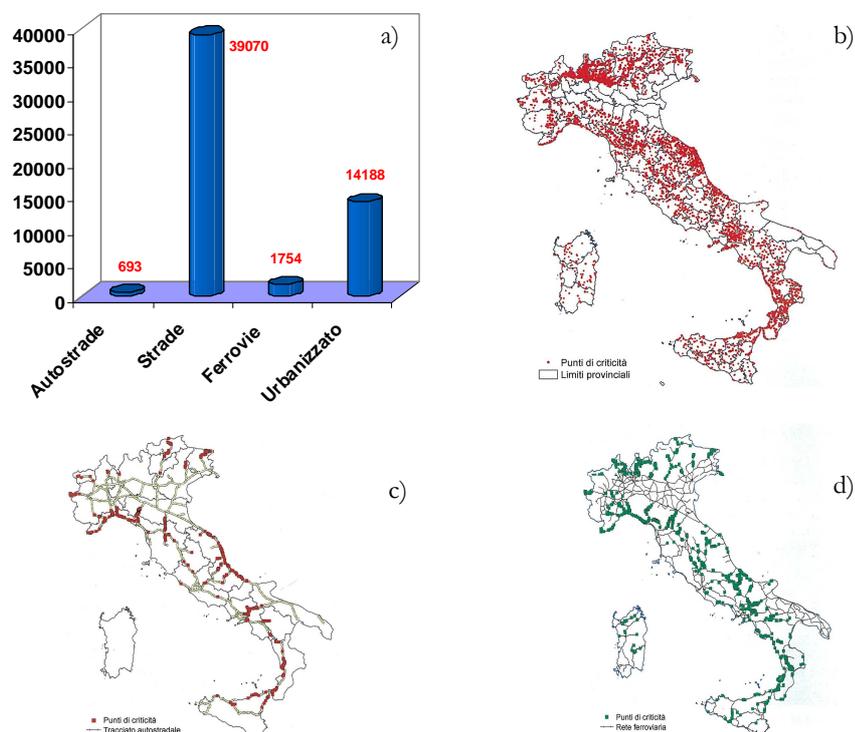


Figura 3.4: a) Istogramma degli elementi a rischio; b) distribuzione dei punti di criticità nei centri abitati; c) lungo la rete autostradale e d) ferroviaria (Progetto IFFI, 2007).

Per la stima della vulnerabilità, si rende necessario lo studio, l'analisi e l'interpretazione dell'interazione tra il fenomeno franoso e l'*elemento vulnerabile* (in termini di singolo elemento esposto o di insiemi di elementi esposti) secondo il flusso logico di operazioni (Varnes, 1984; Cruden e Fell, 1997; Cascini 2005) riportato in Fig. 3.5.

- **Caratterizzazione del fenomeno reale o potenziale (tipologia di fenomeno franoso o classi di fenomeni franosi)**

- **stima dell'intensità del fenomeno o delle classi di fenomeni**

- **individuazione dei singoli elementi esposti o di insiemi di elementi esposti**

- **stima della vulnerabilità degli elementi esposti**

Figura 3.5. Percorso metodologico per la stima della vulnerabilità.

Nell'ambito di tale flusso, un attento esame della letteratura scientifica esistente ha rilevato che le procedure per *l'identificazione e quantificazione* degli elementi esposti a rischio da frana, sono meno avanzate rispetto ad altri hazards naturali; in particolare, uno dei migliori esempi è costituito da un GIS basato su una metodologia per l'individuazione degli elementi esposti e della stima del grado di perdita a seguito del verificarsi di calamità naturali quali terremoti, inondazioni e tempeste di vento (FEMA, 2004). Si tratta di un software interattivo pubblicato negli Stati Uniti da parte dell'*Agenzia Federale di Gestione delle Emergenze* (FEMA) e dell'*Istituto Nazionale di Scienza delle Costruzioni*, contenente una descrizione dettagliata dei metodi di identificazione degli elementi a rischio, e della loro classificazione e conservazione all'interno della banca dati.

Per quanto concerne invece il rischio da frana, le procedure sono riassunte in Van Westen (2004). A tal proposito, le proprietà possono essere identificate attraverso la disponibilità di informazioni topografiche digitali o attraverso dettagliate immagini orto-rettificate (foto aree o immagini satellitari ad alta risoluzione) che consentono di individuare gli elementi esposti sulla base di modelli, colori, dimensioni e ombre.

Altre informazioni devono essere raccolte mediante l'interazione con servizi comunali, funzionari tecnici, imprese ferroviarie, abitanti del posto (Remondo et al., 2005) o durante indagini in sito. Quest'ultime potrebbero essere dedicate essenzialmente all'acquisizione di

informazioni legate alle caratteristiche degli elementi vulnerabili (età di costruzione, tipologia strutturale della struttura in elevazione e di fondazione, numero di piani) (Ferlisi e Pisciotta, 2007).

Riferendosi esclusivamente agli edifici, si può osservare tuttavia che a **piccola** (1:100.000) e a **media** (1:25.000) scala (Fig. 3.6), ci sono difficoltà legate alla raccolta dei dati a livello di singolo edificio. A tal riguardo, si rende necessaria la definizione di aggregati di elementi esposti a rischio (Fig. 3.7), in termini di unità omogenee (per destinazione d'uso, tipologia strutturale, numero di piani, ecc.) non essendo perseguibile, né tanto meno significativa, l'identificazione del singolo elemento esposto, mentre negli studi a grande scala ( $\geq 1:5.000$ ), l'elemento esposto si fa coincidere con la singola struttura interagente con il corpo di frana (Pisciotta, 2008).

E' opportuno precisare che, nel processo globale di gestione del rischio da frana per la pianificazione dell'uso del territorio, l'interesse non è solo concentrato sull'individuazione di immobili esistenti (e attività economiche), ma anche sulle aree che saranno sede di sviluppo territoriale secondo i piani urbani locali.

Una volta individuati i beni esposti, le seguenti categorie di elementi possono essere identificate (Kong, 2002):

- **Edifici Generali:** con informazioni riguardanti il tipo di costruzione, destinazione d'uso (commerciale, residenziale, industriale, etc.) e numero di piani;
- **Infrastrutture di Trasporto:** con informazioni riguardanti il tipo (autostrade, strade statali etc.) e il volume di traffico;
- **Servizi essenziali:** strutture di assistenza medica, di emergenza e scuole.

Una volta che gli elementi a rischio sono stati riconosciuti e cartografati nell'area interessata dal fenomeno franoso, è importante conoscerne il **valore economico** (edifici pubblici e privati), il **valore sociale** (strutture strategiche) e la **rilevanza storica** (monumenti).

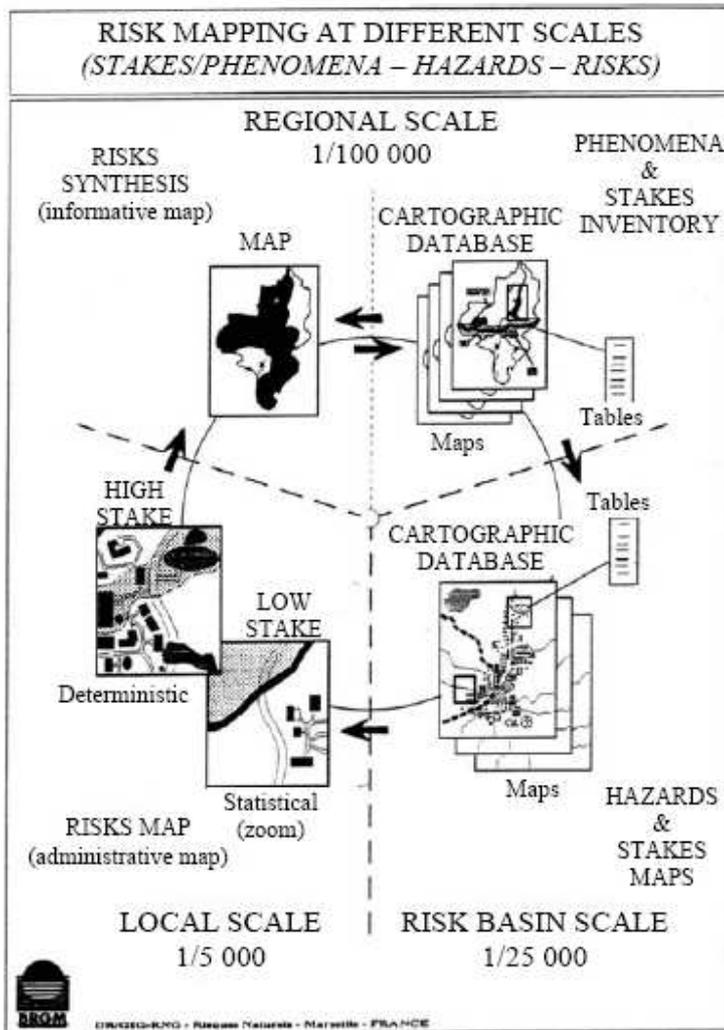


Figura 3.6. Scale di rappresentazione territoriale (Leroi, 1996).

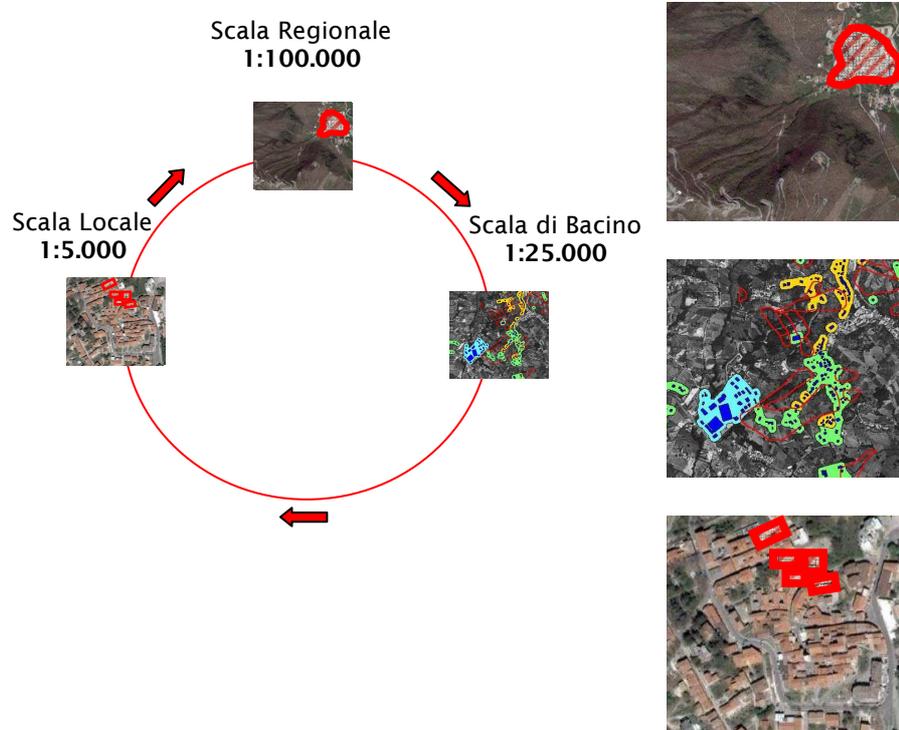


Figura 3.7. Identificazione degli elementi esposti a rischio da frana a differenti scale (Pisciotta, 2008).

Tuttavia, si può osservare che i criteri adottati di solito riflettono le condizioni locali e possono essere utilizzati solamente nei Paesi dove sono stati concepiti (Cascini, 2005).

Con riferimento alle persone, è molto difficile assegnare un valore alla vita umana. Un esempio di questa stima è rintracciabile nei “*Plans d’Exposition aux Risques*” (PER), sviluppati in Francia a scala 1:5.000 e 1:10.000; in particolare, il rischio è stimato separatamente per la vita umana e per le strutture riservate ai servizi essenziali.

Con riferimento alla vita umana, il DRM (1990) fornisce i valori riportati in Tab. 3.2, espressi in una scala relativa dove il valore 1 è associato al valore medio della vita umana. Valori maggiori indicano probabilmente i maggiori costi sociali connessi alle cure mediche e alla riabilitazione delle persone disabili.

**Tabella 3.2. Scala dei costi relativi delle persone esposte a rischio proposta dal progetto PER (DRM, 1990)**

Persone morte	Persone ferite	Persone senza tetto
1	2-3	0.2-1

Nel progetto PER (DRM 1990), il valore economico delle proprietà e delle attività umane sono state valutate separatamente per sei tipi omogenei di elementi a rischio (Tab. 3.3).

In particolare, i valori monetari da assegnare a ciascuno di questi elementi sono basati su di una scala relativa in cui il valore 1 corrisponde al costo medio necessario a rimborsare la perdita di un ettaro di terreno utilizzato per scopi agricoli.

**Tabella 3.3. Scala dei costi relativi delle proprietà e attività umane proposta dal progetto PER (DRM, 1990)**

Destinazione d'uso della zona	Proprietà	Attività umane
Zona agricola	1	0.5
Case singole	6	2
Gruppo di case	10	1
Insedimenti di grandi dimensioni	23	8
Zona industriale o commerciale	8	28
Centro urbano	16	30

Un approccio analogo è proposto da Amatruda et al. (2004) che assegnano un valore relativo all'interruzione di attività economiche e ambientali.

### 3.3 ANALISI DELLA VULNERABILITÀ FISICA A DIFFERENTI SCALE

#### 3.3.1 Vulnerabilità degli elementi a rischio

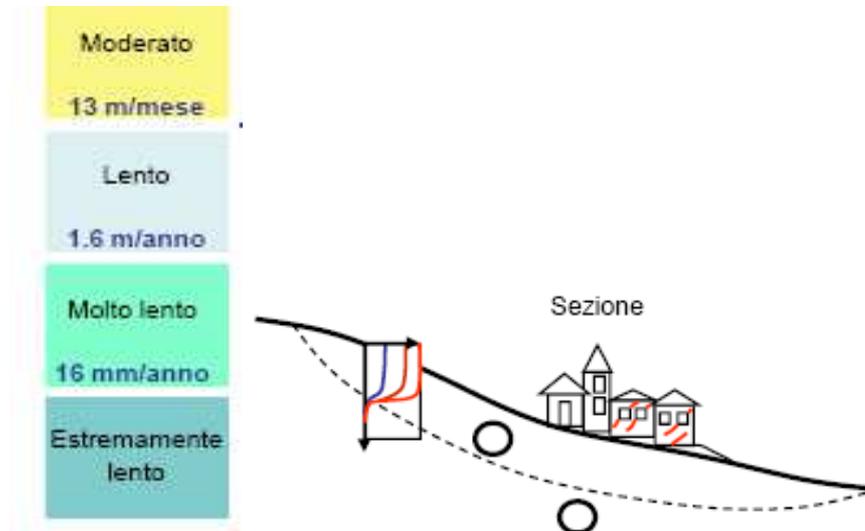
La vulnerabilità degli elementi a rischio può essere espressa in termini qualitativi utilizzando parole come **“nessun danno”**, **“qualche danno”**, **“danno grave”** e **“perdita totale”**, o adottando una scala numerica variabile tra 0 (nessun danno, 0%) e 1 (perdita totale, 100%) (Amatruda et al., 2004).

I danni, a loro volta, possono essere *diretti o indiretti* (Roberds, 2005):

- *Danni diretti* si verificano quando i cosiddetti “elementi vulnerabili” (strutture, infrastrutture, persone, ecc) sono colpiti dal movimento di terreno causando gravi effetti su di essi;
- *Danni indiretti* si verificano a seguito di danni diretti. Esempi di tali danni si hanno allorquando il fenomeno franoso produce danni funzionali o strutturali alle infrastrutture di pubblica utilità, con ripercussioni socio-economiche, ed alle strutture con ripercussioni sulla popolazione in quanto sono da attendersi sfollati e senza tetto nel caso della perdita della propria abitazione.

La vulnerabilità include, quindi, componenti di tipo sociale, fisica, ambientale ed economica (Leone et al., 1996; Van Westen, 2004; Bonnard et al., 2004).

La presente tesi si concentra essenzialmente sull'analisi della vulnerabilità fisica con riferimento al *danno diretto* ad edifici. In particolare, i fattori principali (Amatruda et al., 2004) che influenzano tale componente della vulnerabilità sono rappresentati: dall'intensità del fenomeno; dal tipo, dalla funzione e dalla tipologia costruttiva della sovrastruttura; dallo stato di manutenzione e dalla capacità di deformazione della sovrastruttura. A tal riguardo, per le frane a cinematica lenta, è il risultato dell'interazione statica tra l'evento e l'elemento a rischio e la capacità di quest'ultimo di resistere ai movimenti che si manifestano in corrispondenza delle fondazioni (Fig. 3.8).



**Figura 3.8. Interazione statica: distorsioni indotte nei manufatti.**

Essa deve essere valutata in termini di danni strutturali (analisi degli effetti indotti dagli *spostamenti differenziali* nelle opere di fondazione sulla sovrastruttura) o in termini di mancato funzionamento che si verifica allorquando l'inclinazione di una casa supera un valore accettabile, anche se non vengono osservate fessure.

Nel paragrafo successivo si fornisce una breve sintesi di alcuni metodi di analisi proposti nella letteratura scientifica esistente.

### 3.3.2 Metodi di analisi della vulnerabilità fisica

Per l'analisi della vulnerabilità fisica è possibile seguire diversi approcci, ognuno caratterizzato da una sua specificità, con ovvie differenze nei risultati conseguibili. Non esistono, infatti, al momento metodologie standardizzate di stima della vulnerabilità.

Tali approcci possono farsi rientrare nelle seguenti macro-categorie (Wong et al., 1997): *approcci diretti*, *approcci ad albero* e *modelli delle conseguenze*.

**L'approccio diretto** (Fig. 3.9) consiste nella previsione delle conseguenze sulla base dell'esperienza e del giudizio di un esperto.

**L'approccio ad albero** (Fig. 3.10) è una tecnica utilizzata solitamente nell'industria chimica ed è basata su di una "logica ad albero" che fa leva su un ragionamento di tipo induttivo mirato ad individuare un range di possibili soluzioni.



Figura 3.9 Approccio diretto.

Infine, il *modello delle conseguenze* (Fig. 3.11) si fonda su una struttura logica che porta in conto i fattori chiave che intervengono nel definire la vulnerabilità, ovvero: l'intensità del fenomeno franoso, il tipo e la vicinanza delle strutture potenzialmente interagenti, la loro collocazione all'interno del corpo di frana, la probabilità spazio-temporale degli elementi a rischio.

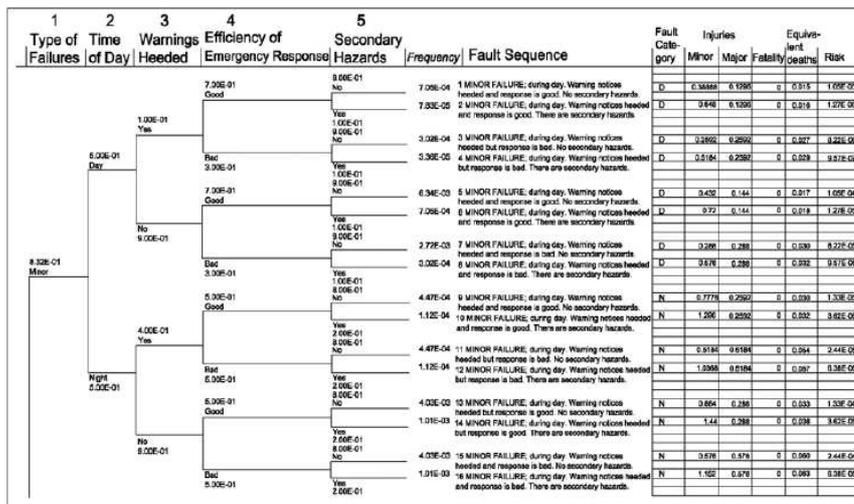


Figura 3.10. Approccio ad albero (Wong et al., 2007).

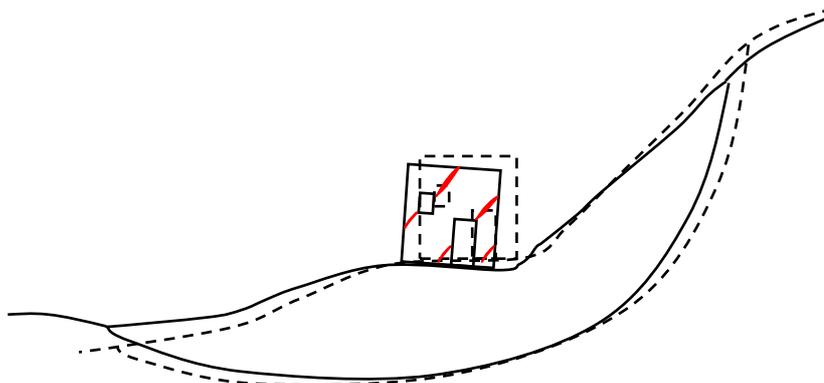


Figura 3.11. Modello delle conseguenze (Pisciotta, 2008).

### 3.3.3 Esempi di modelli delle conseguenze a differenti scale

Un esempio significativo del modello delle conseguenze è fornito da Leone et al., (1996). Questo modello si fonda sulla introduzione di "funzioni di danno" (Roberds, 2005), ottenute principalmente da back-analysis di dati storici di danni indotti da frana e da giudizi di esperti. Nella formulazione del modello si considerano le tipologie di movimento (ad esempio scorrimenti, valanghe in roccia, ecc.) e altre loro caratteristiche - come velocità, e distanza di run-out - nonché gli elementi che causano danno (ad esempio spostamenti orizzontali e verticali, pressione laterale, forza d'impatto, etc.).

Gli Autori suggeriscono, altresì, criteri per la valutazione del grado di perdita atteso. Con riferimento a quest'ultimo aspetto può tornare utile l'impiego di matrici di vulnerabilità (Fig. 3.12) che combinano i vari elementi a rischio e il tipo del meccanismo di rottura (Dai et al., 2002).

		Buildings at risk				S - Squatter L - Low-rise building M - Multi-storey building H - High-rise building
		S	L	M	H	
Landslide characteristics	T					
	M					
	S					
	V					
	R					

Location, nature and other properties of low-rise building						
		Distance to slide (m)			Nature	...
		<10	10-50	>50		
Scale (m <sup>3</sup> )	Vulnerability	<10 <sup>2</sup>	0.3	0.2	0.1	
		10 <sup>2</sup> - 10 <sup>3</sup>	0.4	0.3	0.2	
		10 <sup>3</sup> - 10 <sup>4</sup>	0.6	0.5	0.4	
		>10 <sup>4</sup>	1.0	0.9	0.8	

T - Type of failure  
 M - Mechanism of failure  
 S - Scale  
 V - Velocity  
 R - Runout distance

Figura. 3.12. Esempi di matrici di vulnerabilità (Dai et al., 2002).

Ulteriori esempi di modello delle conseguenze sono forniti da Amatruda et al., (2004), Wong (2005) e Galli e Guzzetti (2007). Amatruda et al., (2004), nell'ambito del QRA, suggeriscono alcuni valori della vulnerabilità fisica da attribuire a strutture più o meno danneggiate a **media scala** (1:25.000) o di **dettaglio** ( $\geq 1:5.000$ ) sulla base degli effetti attesi sugli elementi a rischio (Tab. 3.4).

**Tabella 3.4. Valori della vulnerabilità fisica (Amatruda et al., 2004)**

Descrizione del danno	Range di perdita	Indice
Strutture intatte	0	0
Danni Locali	1÷25%	0.25
Seri Danni (possibile la riparazione)	26÷50%	0.50
In gran parte distrutto	51÷75%	0.75
Totale distruzione	76÷100%	100

Quest'ultimo approccio è simile a quello proposto da Wong (2005) e adottato dall'Engineering Control Office di Hong Kong per la stima quantitativa del rischio.

Galli e Guzzetti (2007) esplorano una procedura per l'analisi della vulnerabilità fisica legata a scorrimenti e scorrimenti-colata in terra della Regione Umbria (Italia Centrale) (Fig. 3.13a). Sulla base di una carta inventario dei fenomeni franosi redatta a scala 1:10.000 (Fig. 3.13a) e grazie alla disponibilità di un catalogo di danni occorsi (Fig. 3.14), gli autori propongono l'utilizzo di curve di vulnerabilità (Fig. 3.13b) che legano il danno atteso all'estensione areale delle fenomenologie franose (Fig. 3.13b), pervenendo alla generazione di carte di vulnerabilità (Fig. 3.13c).

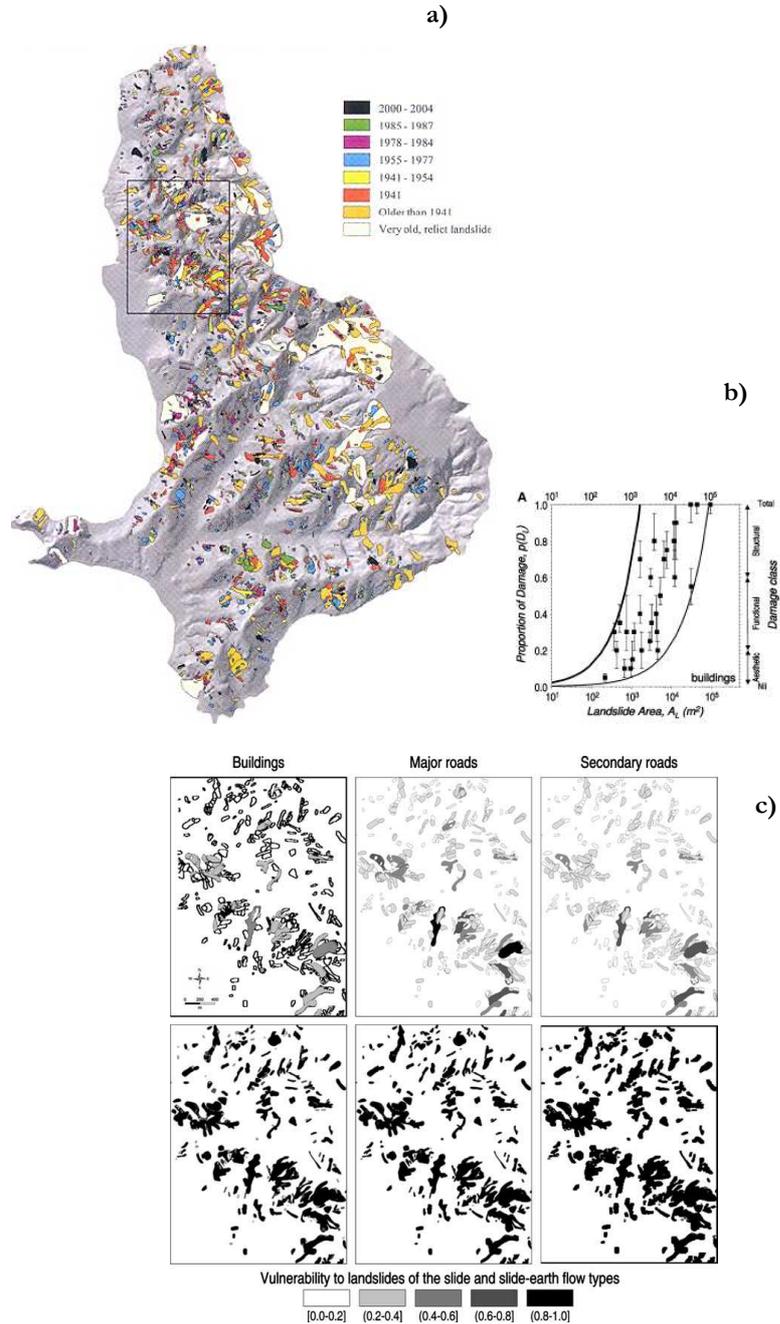
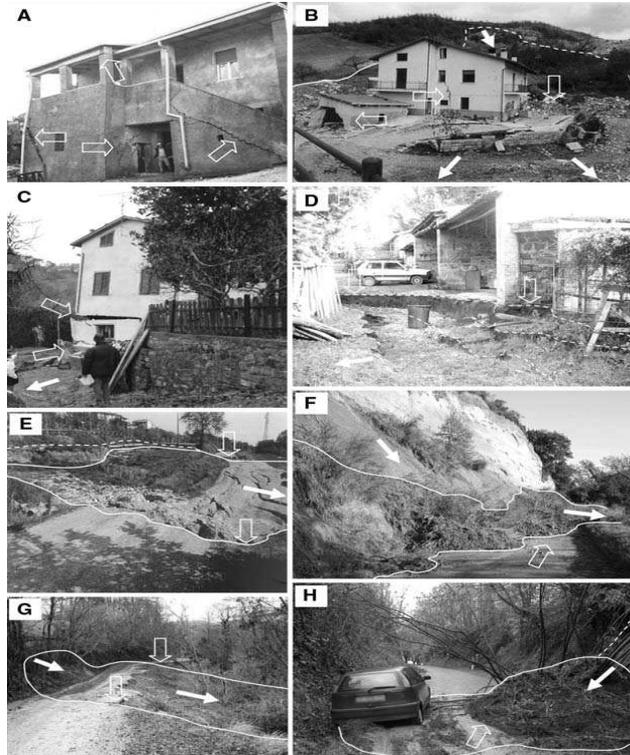


Figura. 3.13. Analisi della vulnerabilità: a) Area di studio; b) Curve di vulnerabilità; c) Mappa di vulnerabilità (Galli e Guzzetti, 2007).



**Figura 3.14. Danni occorsi (Galli e Guzzetti, 2007).**

Uzielli et al., 2008 hanno proposto una metodologia, applicata successivamente da Kanyia et al., 2008 con riferimento ad un villaggio del Lichtenstein (Fig. 3.15), per la stima quantitativa della vulnerabilità fisica  $V$ . Quest'ultima, in particolare, viene definita dagli Autori come il prodotto di due termini, a loro volta rappresentativi della intensità  $I$  del fenomeno e della suscettibilità  $S$  degli elementi esposti di subire danno:

$$V = I \cdot S \quad (3.5)$$

La suscettibilità  $S$  assume valori compresi tra 0 (nessuna suscettibilità) e 1 (massima suscettibilità) e può essere ricavata attraverso la seguente espressione:

$$S = 1 - \sum_{i=1}^{ns} (1 - \xi_i) \quad (3.6)$$

dove  $\xi_i$  rappresenta il fattore di suscettibilità dell' $i$ -esimo elemento esposto a rischio.

In particolare, per gli edifici e per le persone, la 3.6 si specializza con le seguenti relazioni:

$$S_{ST} = 1 - (1 - \xi_{STY})(1 - \xi_{SMN}) \quad (3.7)$$

$$S_{PSN} = 1 - (1 - \xi_{PDN})(1 - \xi_{GDP})(1 - \xi_{AGE}) \quad (3.8)$$

dove  $\xi_{STY}$ ,  $\xi_{NSM}$ ,  $\xi_{PDN}$ ,  $\xi_{GDP}$ ,  $\xi_{AGE}$  rappresentano il fattore di suscettibilità relativi alla tipologia strutturale, allo stato di conservazione, alla densità della popolazione, al reddito e all'età media delle persone.

Una stima della vulnerabilità con la metodologia proposta non è del tutto riproducibile, soprattutto per la natura soggettiva dei parametri ( $\xi_{STY}$ ,  $\xi_{NSM}$ ,  $\xi_{PDN}$ ,  $\xi_{GDP}$ ,  $\xi_{AGE}$ ) che intervengono, senza averli opportunamente calibrati sulla base di un dataset di dati storici di danni.



Figura. 3.15. Villaggio Lichtenstein, Swabian ALB (Kanyia et al., 2008).

### 3.3.4 Modello delle conseguenze basato sulla generazione di curve di fragilità

Nell'ambito dell'Ingegneria Sismica una possibilità di quantificare la vulnerabilità fisica è data dalle cosiddette “*curve di fragilità o di vulnerabilità*” (Fig. 3.16). Tali curve esprimono la probabilità condizionata che un elemento esposto a rischio raggiunga un assegnato livello di danno (da lieve a molto grave) a seguito del verificarsi di un evento sismico di assegnata intensità (Fig. 3.17). Non sono stati rintracciati, nelle letteratura scientifica consultata, esempi di generazione di curve di fragilità relative ai fenomeni franosi a cinematica lenta.

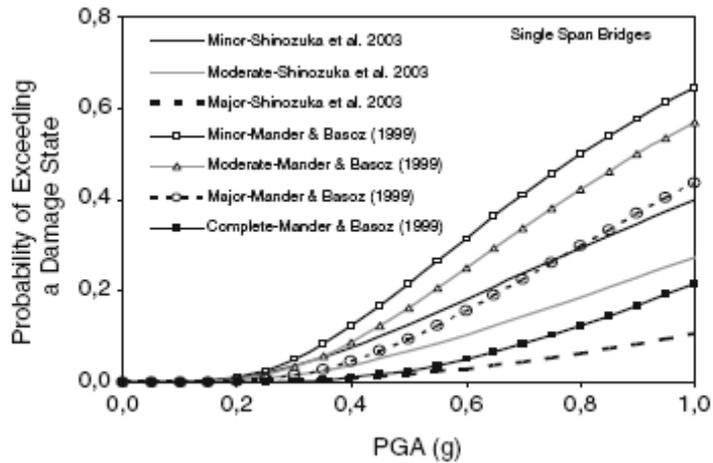


Figura 3.16. Curve di fragilità per ponti (Pitilakis, 2006).

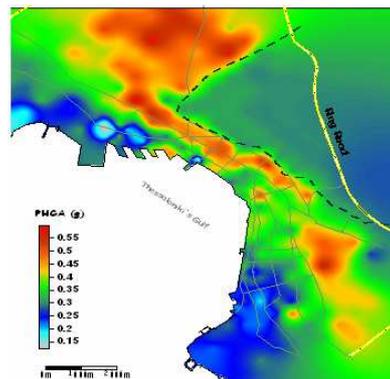


Figura 3.17. Parametri di intensità sismica (Pitilakis, 2006).

Uno degli obiettivi della presente tesi consiste nella messa a punto di procedure utili alla generazione di curve di fragilità il cui significato si modula in dipendenza della scala di rappresentazione territoriale scelta. Infatti, nel passare dalla media alla grande scala, mutano i parametri utili alla stima dell'intensità dei fenomeni franosi e la stessa definizione di vulnerabilità fisica si specializza in modo diverso (Cap. 5 e 6).

## 4 CONSEGUENZE SULLE SOVRASTRUTTURE DI SPOSTAMENTI LOCALIZZATI IN FONDAZIONE

### 4.1 IL CONCETTO DI DANNO

Le conseguenze sulle opere che interagiscono con corpi di frana si associano alla manifestazione visiva del danno. Quest'ultimo, a sua volta, può essere legato al raggiungimento di stati limite di esercizio o ultimi nelle sovrastrutture/infrastrutture.

A tal proposito, il danno può essere (Glade, 2003; Cardinali et al., 2002; Eistein, 1998; Burland et al., 2004) di natura:

- estetica, se la funzionalità delle sovrastrutture e delle infrastrutture non viene compromessa, e può essere facilmente riparato a basso costo;
- funzionale, se la funzionalità delle sovrastrutture e infrastrutture viene compromessa, e richiede tempo e grandi risorse economiche per essere riparato;
- strutturale, se la stabilità delle sovrastrutture o delle infrastrutture viene compromessa totalmente o parzialmente (Fig. 4.1).

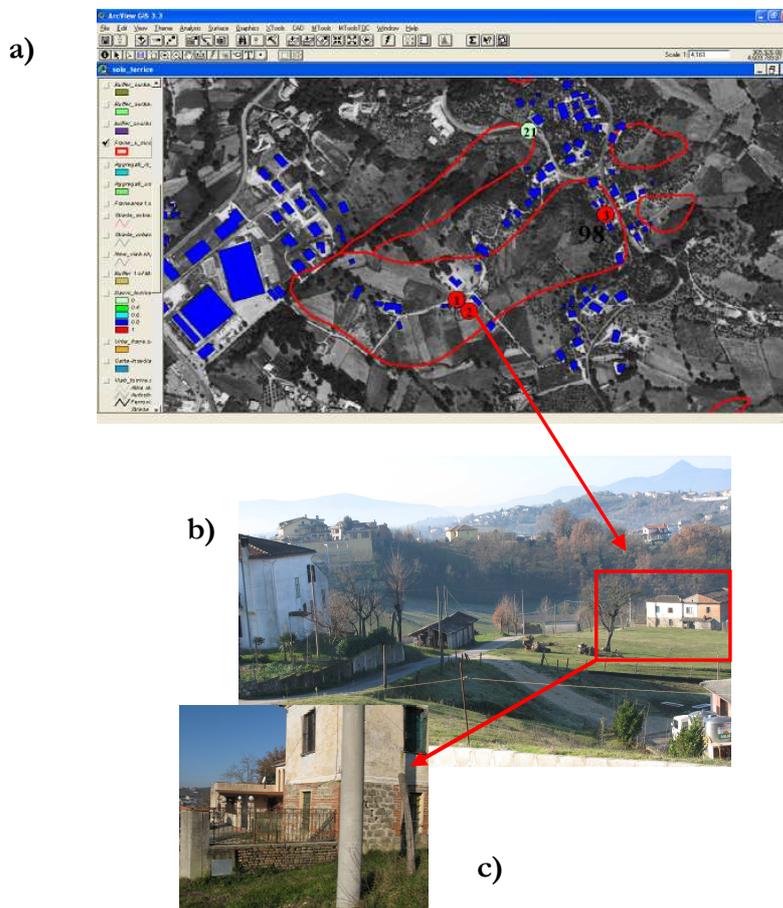


Figura 4.1. Esempio di danno strutturale.

La relazione tra causa ed effetto è, in genere, difficile da quantizzare sia per la numerosità e complessità dei fattori da portare in conto e sia per la pratica indisponibilità di un database.

## 4.2 RILIEVO DEL DANNO

Al fine di stimare la vulnerabilità fisica attraverso un modello delle conseguenze, risulta di fondamentale importanza la raccolta di dati storici di danni registrati alle strutture attraverso rilievi in sito (Leone et., 1996) (Fig. 4.2).



**Figura 4.2. Rilievo in sito: a) Ortofoto di una frana di Torrice (FR); b) fotografia dell'area; c) particolare dell'edificio 2 danneggiato.**

Il rilievo del danno assume, infatti, un ruolo fondamentale nell'analisi della vulnerabilità degli elementi esposti a rischio e di conseguenza è necessario che tale indagine venga effettuata in modo accurato e rigoroso.

A tal proposito, risulta di fondamentale importanza l'elaborazione di un'adeguata scheda di registrazione del danno, aventi le seguenti caratteristiche (Blong, 2003):

- semplicità d'uso;
- chiarezza;
- qualità dei dati.

Queste schede divengono di estrema utilità per i tecnici al fine di poter effettuare una diagnosi dei danni occorsi nell'area di studio e, al tempo stesso, devono consentire di poter effettuare una analisi esatta del tipo e della gravità dei danni indotti agli edifici e alle infrastrutture.

In generale le informazioni da acquisire riguardano essenzialmente:

- la tipologia dell'elemento esposto;
- la destinazione d'uso;
- descrizione geometrica dell'elemento a rischio;
- la posizione relativa dell'elemento esposto all'interno del corpo di frana;
- la data del danno registrato;
- lo stato di conservazione dell'opera;
- eventuali altre informazioni aggiuntive.

La raccolta di tali informazioni necessita della disponibilità di una cartografia tematica di base, quali carte inventario dei fenomeni franosi e topografiche. Inoltre, la qualità delle informazioni può cambiare in dipendenza della scala di lavoro, con un dettaglio che aumenta all'aumentare della scala di rilievo e di rappresentazione territoriale.

### 4.3 CLASSIFICHE DEL DANNO

I dati raccolti durante indagini in sito devono essere classificati in modo da consentire un uso corretto. A tal proposito, una vasta gamma di scale e di indici sono proposti nella letteratura scientifica per classificare gli effetti sulle strutture.

I danni agli elementi esposti possono essere classificati in uno o più modi (Kaly et al., 1999):

- in termini di perdita monetaria specificando l'anno in cui la stima è stata fatta;
- come una percentuale della perdita, indicando il costo di riparazione (come percentuale del costo di costruzione) o il valore di sostituzione dell'elemento;
- valori numerici standardizzati in una scala da 0 a 1.

Nella letteratura scientifica, una prima classifica dei danni agli edifici è stata proposta da **Burland et al. (1977)** che hanno individuato 6 categorie di danno, numerate progressivamente nel senso della gravità crescente, da zero a cinque (Tab. 4.1).

Danni che ricadono nelle categorie 0, 1 e 2 (*trascurabili, molto leggeri e leggeri*) sono di carattere prevalentemente estetico; quelli delle categorie 3 e 4 (*moderati e gravi*) mettono a rischio la funzionalità dell'edificio; mentre, i danni appartenenti alla categoria 5 (*molto gravi*) sono tali da comprometterne la stabilità.

Si osservi che la classifica si riferisce esclusivamente allo stato **“attuale”** dell'edificio e non tenta, in alcun modo, di esaminare le possibili cause del danno o la sua evoluzione spaziale e temporale; essa, inoltre, è stata messa a punto con riferimento a strutture in muratura e pannelli di tompagnatura in mattoni (tipiche della Gran Bretagna) e non può essere applicata alle lesioni che si manifestano in elementi strutturali di cemento armato, anche se, con opportune modifiche, essa potrebbe essere estesa ad altre tipologie costruttive. Nell'analisi del danno occorre tener conto dell'ubicazione dello stesso all'interno dell'edificio, nonché della funzione statica e dalla destinazione d'uso della struttura. L'apertura delle fratture è solo uno degli aspetti del danno e non deve essere utilizzata come una misura diretta del danno stesso.

Un primo tentativo di descrivere i danni indotti dai fenomeni franosi è stato effettuato da **Alexander (1989)** (Tab. 4.2); in particolare, l'Autore

individua una scala nominale in cui otto classi di danno vengono definite (da “Nessuno” al “Totale collasso”) per descrivere il grado di perdita.

**Leone et al. (1996)** propongono, invece, di valutare il grado di perdita attraverso una scala ordinale, in cui il range di perdita è rappresentato con un numero variabile da 0 a 1. In particolare, in tale classifica cinque livelli di danno vengono definiti per gli edifici (Tab. 4.3) e quattro per le infrastrutture (Tab. 4.4).

In analogia alla precedente classifica, anche **Bonnard et al. (2004)** propongono di valutare il grado di perdita agli edifici attraverso una scala ordinale, in cui il range di perdita è rappresentato con un numero variabile da 0 a 1 (Tab. 4.5).

Le classifiche del danno alle quali si è fatto riferimento si riferiscono in particolare ad un unico elemento (edificio, strada e così via) esposto a rischio da frana e possono essere utile per analizzare la vulnerabilità a grande scala. A piccola scala e a media scala sono praticamente inutilizzabili e considerazioni devono essere fatte anche per l'uso del suolo delle aree esposte. A tal riguardo, un esempio è fornito dai **“Plans d'Expositions aux Risques” (PER)** che associano le percentuali di danno di aree omogenee all'intensità del fenomeno franoso (Tab 4.6).

**Tabella 4.1. Classifica dei danni (Burland et al., 1977)**

<b>Categoria</b>	<b>Grado</b>	<b>Descrizione</b>	<b>Lesioni (mm)</b>
0	Trascurabili	Fessure capillari	< 0,1
1	Molto lievi	Fessure raramente visibili dall'esterno; possono essere eliminate con normali lavori di tinteggiatura delle pareti.	< 1
2	Lievi	Fratture facilmente sigillabili, di norma durante la tinteggiatura delle pareti. Presenti numerose, modeste fratture all'interno, alcune delle quali visibili anche dall'esterno. L'isolamento termico può risultare localmente compromesso. Possibili difficoltà nell'apertura di porte e finestre.	< 5
3	Moderati	Risarcimento delle fratture previo allargamento e successivo riempimento. Può essere necessario rifacimento di porzioni limitate di muratura. Porte e finestre bloccate. Possibilità di rottura di tubi di servizio. Compromesso l'isolamento termico.	5-15
4	Gravi	Necessari ampi lavori di ripristino di murature, specialmente al di sopra di porte e finestre. Telai di porte e finestre distorti. Pavimenti visibilmente inclinati. Muri fuori piombo o spanciati. Possibile perdita di appoggio delle travi. Tubazioni dei servizi distrutte.	15-25
5	Molto gravi	Necessari importanti lavori di ripristino, con rimozione e sostituzione parziale o totale del manufatto. Perdita di appoggio delle travi. Muri sensibilmente inclinati necessitano di puntelli. Pericolo di crollo.	> 25

**Tabella 4.2. Classifica dei danni (Alexander, 1989)**

<b>Categoria</b>	<b>Grado</b>	<b>Descrizione</b>
0	Nessuno	Edificio intatto
1	Trascurabile	Fessure nei muri o elementi strutturali; alcuna distorsione della struttura o distacco dei dettagli architettonici esterni.
2	Lieve	Gli edifici continuano ad essere abitabile, le riparazioni non sono urgenti. I cedimenti delle fondazioni, la distorsione della struttura e l'inclinazione delle pareti non sono sufficienti a compromettere la stabilità globale.
3	Moderati	Pareti inclinate di uno o due gradi, fessure in un elemento strutturale, e cedimenti delle fondazioni di almeno 15cm; l'edificio richiede l'evacuazione.
4	Gravi	Pareti inclinate di parecchi gradi; fessure nei muri; rottura di un elemento strutturale; frammentazione della muratura, cedimento differenziale delle fondazioni di almeno di 25 cm, pavimenti inclinati di uno o due gradi, pareti divisorie interne dovranno essere sostituite, gli occupanti dovranno essere evacuati e grandi riparazioni dovranno effettuarsi
5	Molto gravi	Struttura gravemente distorta; cedimenti differenziali che hanno provocato l'inclinazione dei pavimenti o la rotazione degli edifici (edifici in legno sono stati staccati completamente dalle fondazioni). Pareti e muri di tamponamento sono in parte crollati; crollo parziale dei tetti, portici gravemente danneggiati
6	Parziale collasso	Immediata evacuazione degli occupanti e sbarramento dell'accesso al sito.
7	Totale distruzione	Totale distruzione degli edifici

**Tabella 4.3. Classifiche dei danni (Leone et al., 1996)**

Elemento a rischio	Intensità del danno	Tipo di danno	Indice di perdita
Edificio	I	Lieve danno non strutturale, stabilità non compromessa.	0.01-0.1
	II	Fessure nel muro, la stabilità non è compromessa, la riparazione non è urgente	0.2-0.3
	III	Forte deformazione, la stabilità nei muri è compromessa, porte e finestre inutilizzabili, l'evacuazione si rende necessaria	0.4-0.6
	IV	Parzialmente distrutto, l'evacuazione si rende necessaria, ricostruzione delle parti distrutte	0.7-0.8
	V	Parzialmente o totalmente distrutto, l'evacuazione necessaria si rende necessaria, completa ricostruzione	0.9-1

**Tabella 4.4. Classifiche dei danni (Leone et al., 1996)**

Elemento a rischio	Intensità del danno	Tipo di danno	Indice di perdita
Infrastrutture	I	Lievi danni	0.05-0.3
	II	Danni alla carreggiate, riparazione utilizzando 10 <sup>th</sup> m <sup>3</sup> di materiale	0.3-0.6
	III	Danni alla carreggiate, riparazione utilizzando 100 <sup>th</sup> m <sup>3</sup> di materiale	0.5-0.8
	IV	Distruzione della carreggiata	0.8-1

**Tabella 4.5. Classifiche dei danni (Bonnard et al., 2004)**

Descrizione del danno	Intervallo di perdita [%]	Indice di danno
Nessun danno	0	0
Danni non strutturale. La stabilità non è compromessa.	1 a 25	0.25
Fessure nei muri, ma la stabilità non è compromessa. Le riparazioni non sono urgenti.	26 a 50	0.5
Importanti deformazioni, fratture negli elementi strutturali. Stabilità compromessa. Porte e Finestre instabili. Evacuazione necessaria.	51 a 75	0.75
Crollo parziale o totale dell' edificio che richiede l'evacuazione del sito. Il recupero è compromessa.	76 a 100	1.0

**Tabella 4.6. Grado di perdita in percentuale per aree omogenee (Progetto PER, DRM, 1990)**

Destinazione d'uso delle zone	E <sub>1</sub> *	E <sub>2</sub> *	E <sub>3</sub> *
Zone Agricole	70	90	100
Case singole	60	90	100
Gruppi di case	36	80	100
Insedimenti di grandi dimensioni	10	60	90
Zone commerciali industriali e commerciali	40	80	100
Centro Urbano	30	80	90-100

\* Intensità della frana

#### 4.4 DEFINIZIONE DI PARAMETRI RILEVANTI

Nel caso delle fenomenologie oggetto di studio, l'attenzione va rivolta, all'analisi degli spostamenti e dei valori massimi che questi possono raggiungere, unitamente alle deformazioni e alle distorsioni che da questi spostamenti possono derivare.

Burland e Wroth (1974) hanno definito alcuni parametri significativi a cui è possibile collegare il danno (Fig. 4.3):

- *cedimento verticale*  $\rho$  di un punto della fondazione;
- *cedimento differenziale assoluto*  $\delta\rho$  tra due punti della fondazione;
- *inclinazione*  $\theta$ ;
- *deformazione angolare*  $\alpha$ , positiva se la concavità è rivolta verso l'alto (*sagging*) e negativa se la concavità è rivolta verso il basso (*hogging*);
- *cedimento differenziale relativo*  $\Delta$ , come lo spostamento verticale di un punto della fondazione rispetto al segmento di retta che congiunge due punti di riferimento, posti a distanza  $L$ ;
- *distorsione*  $\Delta/L$ ;
- *rotazione rigida*  $\omega$ , riferita a tutta la struttura, ovvero ad una parte importante di essa;
- *rotazione relativa*  $\beta$ , come la rotazione della linea che congiunge due punti, depurata della rotazione rigida della struttura;
- la *deformazione longitudinale orizzontale media*  $\epsilon_h$ , come rapporto fra la variazione  $\delta L$  della distanza di due punti della fondazione e la loro distanza originaria  $L$ .

I casi di studio riportati in letteratura suggeriscono che **spostamenti orizzontali** di notevole entità possono essere ben tollerati dagli edifici specialmente se le deformazioni differenziali sono piccole. Al contrario, **spostamenti differenziali** dello stesso ordine di grandezza possono provocare danni ingenti ed imporre l'evacuazione (Picarelli e Russo, 2004).

Inoltre, i parametri che governano la vulnerabilità dipendono, in modo significativo dalla posizione spaziale dell'elemento esposto rispetto all'area di genesi e sviluppo evolutivo della frana e dalla sua tipologia costruttiva.

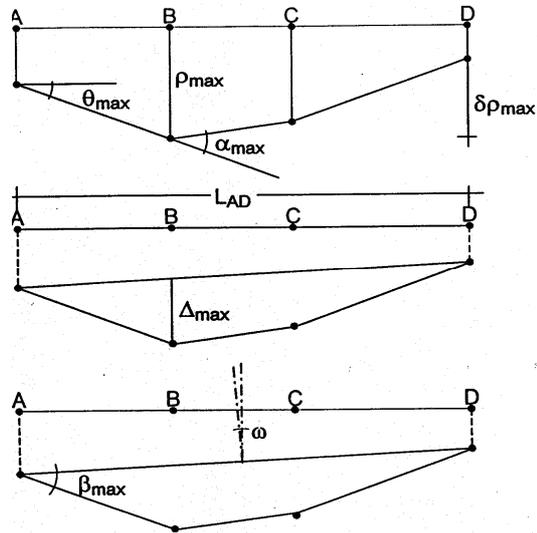


Figura 4.3. Definizione delle grandezze legate al cedimento secondo Burland e Wroth (1974).

Per i beni posizionati a monte dell'area in frana (Fig. 4.4), si generano distorsioni in corrispondenza dell'area di impronta degli edifici che possono essere tali da comprometterne la stabilità; allo stesso modo, per le infrastrutture, possono causarne la completa distruzione del pavimentazioni.

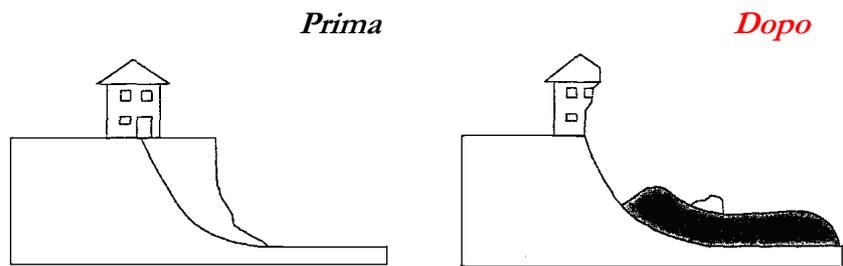
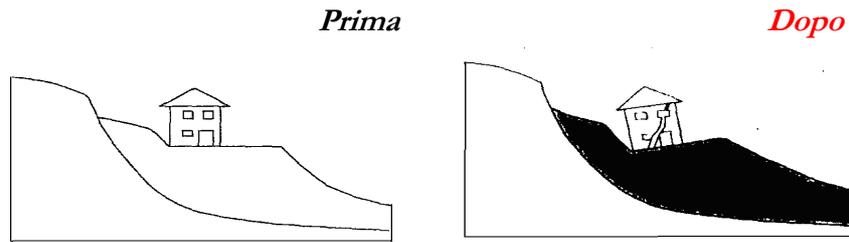


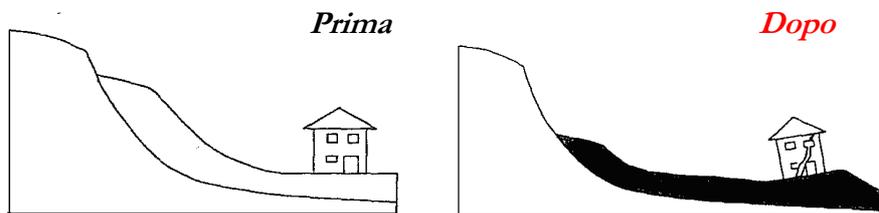
Figura 4.4. Schemi di danni di edifici collocati nella porzione di coronamento di corpi di frana.

Per i beni posizionati all'interno dell'area in frana, sia la distorsione angolare che la velocità di movimento possono dare origine a fessure nelle parti strutturali, fino a compromettere la stabilità di un edificio (Fig. 4.5) o determinare l'inclinazione e la fessurazione della sede statale (Van Westen et al., 2006).



**Figura 4.5.** Schemi di danni di edifici collocati nella porzione media di corpi di frana.

Al piede dell'area in frana (Fig. 4.6), i danni dipendono, invece, dal volume della frana e dalla velocità di movimento.



**Figura 4.6.** Schemi di danni di edifici collocati nella porzione di valle di corpi di frana.

#### 4.5 VULNERABILITÀ FISICA A MEDIA SCALA

Nell'ambito della letteratura scientifica esistente non sono state rintracciate procedure standardizzate per l'analisi della vulnerabilità fisica a media scala (1:25.000); a tal fine, viene proposto un modello originale delle conseguenze (Cap.5) basato sulla generazione di curve di vulnerabilità che esprimono il legame funzionale che intercorre tra l'intensità del fenomeno franoso e il livello di vulnerabilità degli elementi esposti a rischio.

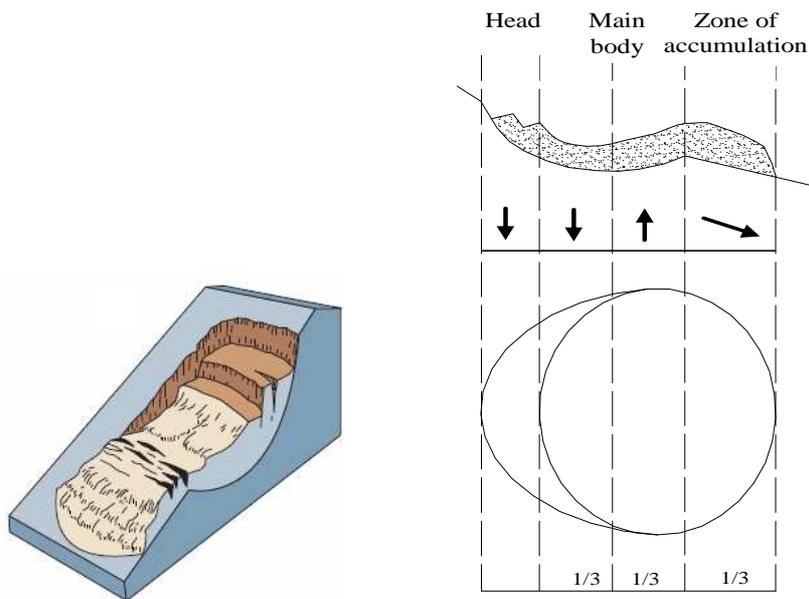
Nella presente tesi si assume che l'intensità è da legare con l'estensione areale dei fenomeni franosi sulla base dei suggerimenti forniti da Cruden e Varnes, 1996. In particolare, gli Autori suggeriscono che una stima del rischio da frana dovrebbe comprendere sia l'area della zona colpita che la velocità del fenomeno franoso; occorre evidenziare, altresì, che nell'assunzione fatta di intensità, la velocità è implicitamente compresa dal momento che si analizzano fenomeni definiti a cinematica lenta (velocità variabile da 13m/mese a 16 mm/anno) (Cruden e Varnes, 1996). La vulnerabilità fisica, invece, va innanzitutto riferita ad unità omogenee di edifici (per condizioni geometriche, destinazione d'uso, tipologia costruttiva ecc., cap.5) e può, quindi, essere definita come *"il grado di perdita atteso a un aggregato, costituito da un dato numero di case, ricadente all'interno di un'area affetta da frane a cinematica lenta di assegnata intensità"*. Ovviamente, a ciascun aggregato compete una vulnerabilità il cui valore dipende dalla posizione che lo stesso aggregato assume rispetto all'area in frana, dal momento che vi sono zone in cui la componente verticale degli spostamenti prevale su quella orizzontale e viceversa.

Pertanto si rende necessario enucleare il ruolo esercitato dalla localizzazione degli aggregati omogenei (per condizioni geometriche, destinazione d'uso, per tipologia strutturale, ecc.) rispetto all'area affetta da frana; a tal riguardo, possono tornare utili alcuni schemi di lavoro già introdotti da Pisciotta (2008) e che discendono, in particolare, dall'analisi delle caratteristiche morfologiche delle differenti tipologie di movimento considerate.

Quest'ultime sono rappresentate dai fenomeni che afferiscono alle classi **3** e **4** di velocità (par. 2.4) (Cruden e Varnes, 1986) ed in particolare, riconducibili agli scorrimenti rotazionali, alle colate e ai fenomeni complessi quali scorrimenti-colata.

Con riferimento agli scorrimenti rotazionali (Fig. 4.7), viene supposto che la parte centrale del corpo di frana ricopra i **2/3** dell'area totale della

frana (escludendo la porzione di coronamento), di cui la prima ( $1/3$ ) è caratterizzata da spostamenti verso il basso mentre la seconda ( $1/3$ ) da spostamenti verticali verso l'alto. La zona di accumulo, rappresenta invece la rimanente parte ( $1/3$ ) del corpo di frana, e la componente prevalente degli spostamenti è supposta di tipo traslazionale.



**Figura 4.7. Schemi semplificati di scorrimenti rotazionali (Pisciotta, 2008).**

Con riferimento alle colate di terra (Fig. 4.8), anche per questi fenomeni tre differenti porzioni vengono considerate, rappresentate dalla porzione di coronamento della frana, dal corpo centrale ( $3/4$  dell'area totale della frana, escludendo la porzione di coronamento) e dalla zona di accumulo (la rimanente parte  $1/4$ ). Per queste tipologie di movimento vengono ipotizzati spostamenti di tipo traslazionale.

Per quanto concerne gli scorrimenti-colate (Fig. 4.9) si suppone che la parte centrale del corpo di frana ricopra i  $3/4$  dell'area totale della frana (escludendo la porzione di coronamento), caratterizzata da spostamenti traslazionali così come avviene per la zona di accumulo ( $1/4$  dell'area totale della frana).

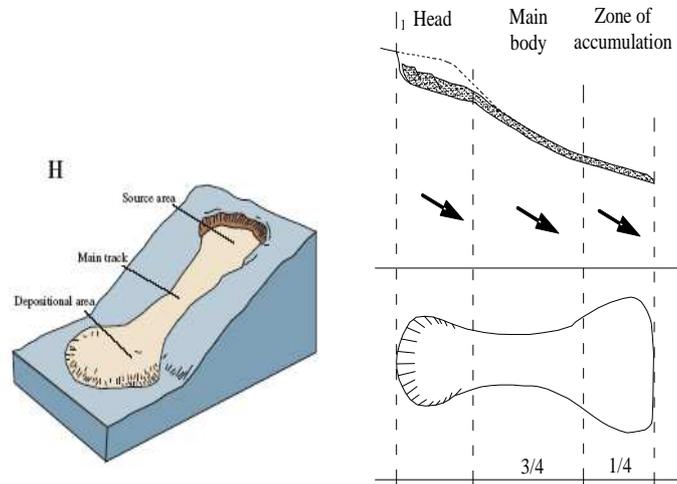


Figura 4.8. Schemi semplificati di colate di terra (Pisciotta, 2008).

In conclusione, i suddetti schemi forniscono un utile contributo ai fini dell'identificazione della posizione spaziale di aggregati omogenei ricadenti all'interno di aree cartografate in frana; nel cap.5 si avrà modo di constatare come il danno storicamente rilevato agli elementi esposti sia fortemente dipendente proprio dalla collocazione relativamente assunta rispetto all'area in frana.

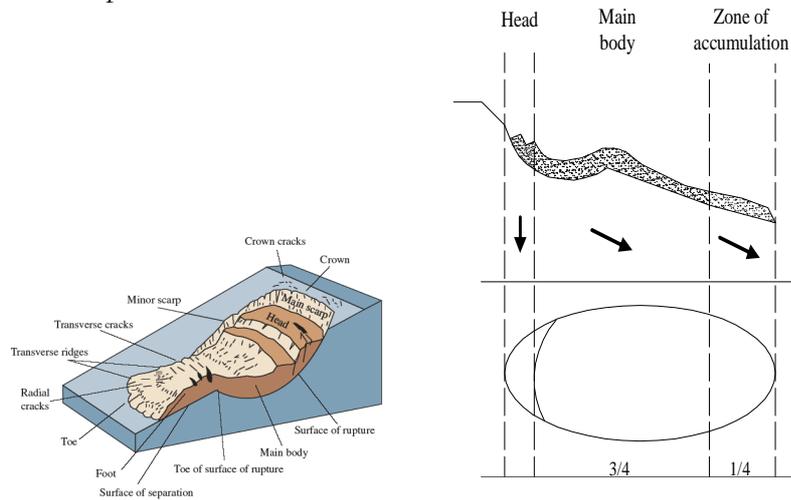


Figura 4.9. Schemi semplificati di scorrimenti-colate (Pisciotta, 2008).

## 4.6 VULNERABILITÀ FISICA A SCALA DI DETTAGLIO

Nel passare dalla media alla scala di dettaglio (1:2.000), mutano i parametri da considerare per la stima dell'intensità dei fenomeni franosi e la stessa definizione di vulnerabilità fisica si specializza in modo diverso. Con particolare riferimento ai fenomeni franosi oggetto di studio, l'intensità è da legare agli spostamenti differenziali (e alle grandezze da questi derivabili) che si localizzano in corrispondenza delle opere di fondazione degli edifici; la vulnerabilità fisica, invece, va innanzitutto riferita al singolo elemento esposto (edificio) e può, quindi, essere definita come "il grado di perdita atteso ad un edificio per effetto della attivazione/riattivazione di un fenomeno franoso di assegnata intensità" con il quale lo stesso edificio interagisce.

A tal fine, il principale obiettivo delle analisi condotte a scala di dettaglio nell'ambito della presente tesi è consistito nella generazione di curve di vulnerabilità attraverso un approccio che combina i risultati di analisi numeriche (Cap 6) con quelli derivanti dall'applicazione di criteri di danneggiabilità degli edifici convalidati dall'esperienza.

Nel seguito si riporta una descrizione dettagliata di alcuni criteri di danneggiabilità proposti nella letteratura scientifica esistente, evidenziandone limiti e potenzialità.

### 4.6.1 Criterio di Skempton-MacDonald (1956)

Dall'analisi di 98 casi, Skempton e MacDonald pervennero alla proposta del criterio illustrato sinteticamente nella Fig. 4.10.

Gli edifici presi in considerazione erano del tipo intelaiato tradizionale, a struttura in acciaio o in c.a., con pochi esempi di strutture a muri portanti. Come grandezze critiche, da collegare ai danni, sono stati presi in considerazione il cedimento  $\rho_{\max}$  e il cedimento differenziale  $\delta\rho_{\max}$ , ma soprattutto il valore massimo della distorsione angolare  $\delta\rho/L$ , ovvero il rapporto fra il cedimento differenziale relativo a due elementi colonnari e la distanza orizzontale fra questi. La scelta di questi parametri fa riferimento ad una ipotesi ben precisa: ovvero, che il danno, rappresentato da un quadro fessurativo dell'edificio, sia prodotto da "distorsioni da taglio" piuttosto che da "deformazioni flessionali" (Fig. 4.11). Si vedrà in seguito che la situazione può essere più complessa di questa ipotizzata.

Criterion		Independent footings	Rafts
Angular distortion ( $\delta\rho/L$ )		1/300	1/300
Greatest differential settlement ( $(\delta\rho)_{max}$ )	Sands	1½ in (30 mm)	1½ in (30 mm)
	Clays	1½ in (45 mm)	1½ in (45 mm)
Maximum settlement ( $\rho_{max}$ )	Sands	2 in (50 mm)	2-3 in (50-75 mm)
	Clays	3 in (75 mm)	3-5 in (75-125 mm)

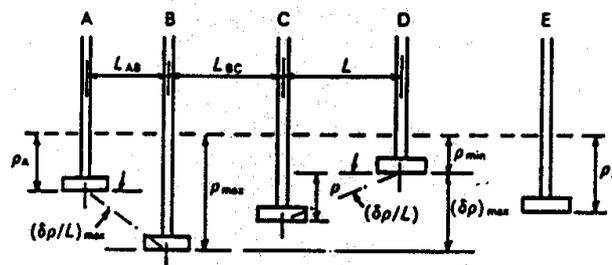


Figura 4.10. Definizione delle grandezze legate al cedimento e criterio di danneggiabilità proposto da Skempton e MacDonald (1956).

Il criterio di Skempton e MacDonald (1956) distingue, inoltre, fra fondazioni su sabbia e fondazioni su argilla, nonché fra plinti isolati e platee, a causa dell'accertata diversità mostrata dalla deformata del piano di posa in ciascuno dei casi citati. In pratica, la deformata nelle sabbie è più "erratica" (così come nei plinti isolati), mentre essa è più continua e definita negli altri due casi.

In generale, i cedimenti del piano di posa possono:

- danneggiare l'estetica;
- limitare la funzionalità;
- compromettere la stabilità dell'intera struttura o di una parte di questa.

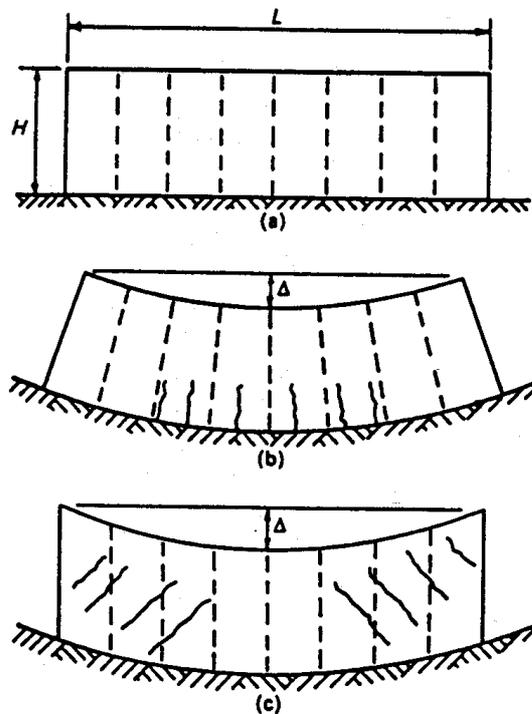


Figura 4.11. Profilo di un edificio deformato a flessione (b) e a taglio (c).

I valori ammissibili dipendono sia dalla struttura (tipo e grandezza, materiali, destinazione d'uso) che dal terreno, tenendo opportunamente presente che, a secondo del tipo di terreno, in alcuni casi predominano i *cedimenti immediati* e, in altri, quelli di *consolidazione*.

Gli Autori puntano l'attenzione soprattutto sul parametro  $\delta\rho/L$  ed in particolare, il valore di  $1/300$  riportato in Fig. 4.10 si riferisce alla comparsa delle prime lesioni nelle tramezzature o nei muri portanti; tuttavia, essi ritengono che un vero e proprio danno strutturale si possa presentare quando  $\delta\rho/L$  raggiunge almeno il valore di  $1/150$ . In ogni caso, suggeriscono di utilizzare, come valore di progetto,  $1/500$ , da ridurre eventualmente a  $1/1000$ , per strutture particolarmente sensibili.

**Bjerrum (1963)** aderisce nella sostanza a questa proposta, pur apportando ad essa qualche lieve modifica per tenere conto della diversa tipologia degli edifici.

Un'ulteriore indagine di **Grant, Christian e Vanmarcke (1974)**, svolta su 95 edifici, 56 dei quali danneggiati, conferma la validità del limite  $1/300$  per  $\delta\rho/L$ .

All'approccio di Skempton e MacDonald (1956) si possono muovere alcune critiche, fra le quali il metodo non contempla una classifica esauriente del danno e la circostanza, forse ancora più grave, che l'estensione della casistica considerata è alquanto ridotta.

Si osservi ancora che la scelta dei parametri, mediante i quali caratterizzare l'entità del cedimento differenziale non può essere effettuata arbitrariamente, poiché ogni particolare definizione sottintende l'importanza di un particolare fattore, al quale si attribuisce un'importanza rilevante nel produrre lo stato di dissesto.

Ad esempio, sia Skempton e MacDonald (1956) che Grant, Christian e Vanmarcke (1974) assumono che l'eventuale "rotazione rigida" della struttura non contribuisce allo stato di dissesto e, pertanto, il cedimento differenziale è stato preliminarmente depurato di tale rotazione.

La validità di tale scelta può essere messa in discussione oltre che nel caso di una struttura intelaiata fondata su plinti isolati, in cui è improbabile che tutti i plinti ruotino della stessa quantità, anche in generale, dal momento che, se una struttura ruota rigidamente, la flessione nelle membrature verticali viene incrementata dall'effetto della componente dello sforzo assiale, principalmente prodotto dal peso proprio.

#### 4.6.2 Criterio di Polshin e Tokar (1957)

**Polshin e Tokar (1957)** hanno illustrato un criterio, riferibile all'esperienza maturata in Unione Sovietica nell'arco di circa 25 anni di osservazioni di cedimenti di edifici.

Nonostante alcuni elementi, che formano il criterio, siano sostanzialmente difformi dall'insieme delle regole che costituiscono il criterio di Skempton e MacDonald (1956), i risultati che da esso si ottengono in termini di sicurezza sono fondamentalmente simili a quanto può ottenersi da quest'ultimo; in aggiunta, Polshin e Tokar (1957) introducono dei nuovi concetti e qualche nuova variabile critica, della quale verrà fatto un uso sistematico nel criterio di Burland e Wroth (1974), esposto in seguito.

In pratica, questi Autori distinguono le strutture intelaiate da quelle su muri portanti. Per le prime, il cedimento ammissibile è espresso in

termini del cedimento differenziale fra pilastri adiacenti, in analogia al criterio della massima distorsione angolare di Skempton e MacDonald (1956), ma senza apportarne la correzione per la rotazione rigida. Ne segue che i valori limiti della grandezza critica sono più bassi di quelli proposti da Skempton e MacDonald (1956).

Più interessanti risultano i concetti introdotti da Polshin e Tokar (1957) a proposito delle strutture su muri portanti. Innanzitutto, il cedimento differenziale fra due punti qualunque della struttura viene riferito alla distanza fra due punti di riferimento assegnati, che in genere coincidono con le estremità della struttura. Inoltre si assume che il massimo valore del cedimento differenziale riferito alla distanza, sia da mettere in relazione con un valore critico della deformazione di trazione esistente nel muro. Per muri di mattoni, si assume che la deformazione di trazione critica sia pari a 0,05%.

Dal controllo dei risultati previsti dal modello con osservazioni di casi reali, gli Autori hanno modo di verificare che per edifici di mattoni a più piani, fondati su argille plastiche, sono tollerabili cedimenti differenziali più elevati di quanto non risulti per analoghi edifici fondati su terreni incoerenti o su argille dure. In genere, infine, mentre sono confermati i risultati di Skempton e MacDonald (1956) per gli edifici intelaiati, il criterio di Polshin e Tokar (1957) pone dei limiti più stringenti ai cedimenti differenziali degli edifici fondati su muri portanti.

#### 4.6.3 Criterio di Burland e Wroth (1974)

Partendo dall'assunto che il danno si manifesta, in genere, sotto forma di lesioni che derivano da deformazioni di estensione, seguendo il criterio di Polshin e Tokar (1957), **Burland e Wroth (1974)** hanno esaminato la possibilità che la formazione di lesioni sia da mettere in relazione con un valore "critico" della deformazione media di estensione.

L'analisi dei risultati di numerose prove su muri e pannelli di muratura poggianti su travi in c.a., condotte presso il Building Research Establishment, ha rivelato che per un dato materiale, il manifestarsi di lesioni è in effetti, associato ad un valore ragionevolmente ben definito della deformazione di estensione, indipendentemente dal particolare modo di deformazione.

Gli stessi Autori hanno sottolineato che:

- il valore medio della  $\epsilon_{crit}$  per il quale cominciano a manifestarsi le lesioni è simile per la maggior parte delle murature esaminate ed

è compreso nell'intervallo  $0,05\% \pm 0,10\%$ ; per il calcestruzzo, questo limite è leggermente inferiore e dovrebbe collocarsi fra  $0,03\%$  e  $0,075\%$ ;

- i valori di  $\epsilon_{crit}$  (per i quali cioè si manifestano le prime lesioni) sono ben maggiori dei valori locali di  $\epsilon$  che corrispondono alla rottura per trazione;
- $\epsilon_{crit}$  non è una proprietà fondamentale del materiale, ma dipende oltre che dalla geometria del manufatto, anche dalla natura delle rifiniture architettoniche, che possono rendere più o meno visibile il danno;
- il manifestarsi di lesioni non corrisponde ad una condizione limite di servizio e anche dopo aver raggiunto il valore  $\epsilon_{crit}$ , si possono ancora manifestare ulteriori deformazioni senza che l'edificio né risenta.

#### 4.6.4 Criterio di Boscardin e Cording (1989)

**Boscardin e Cording (1989)** propongono di suddividere le categorie di danno come riportato in Tab. 4.7; si noti, al riguardo, che alcuni valori numerici di  $\epsilon_{lim}$ , scelti per individuare il passaggio fra diverse categorie di danno, corrispondono a limiti già presi in considerazione da precedenti Autori.

Ad esempio, i valori delle deformazioni che segnano i confini della zona di danno 1, e cioè  $0,50\%$  e  $0,75\%$ , corrispondono a situazioni nelle quali, secondo Burland e Wroth (1974), le lesioni cominciano a diventare visibili; questa categoria di danno, inoltre, corrisponde a quella che nella classifica proposta da Burland et al., 1977 è considerata *“molto lieve”*.

Il limite superiore della zona in cui il danno è considerato *“lieve”* (categoria 2) è stato stabilito in corrispondenza di un valore della  $\epsilon_{lim}$  pari a  $0,15\%$ , che corrisponde alla distorsione angolare di  $1/300$  in assenza di deformazioni orizzontali, e che secondo Skempton e MacDonald denota il limite del primo lesionamento in tompagni e muri portanti di strutture che cedono sotto peso proprio.

Il passaggio dalla zona di danno moderato (categoria 3) alla zona di danno grave (categoria 4-5) è stabilito per un  $\epsilon_{lim}$  pari a  $0,3\%$ , che corrisponde alla distorsione angolare di  $1/150$  in assenza di deformazioni orizzontali, e che, secondo Skempton e MacDonald (1956), denota il limite del lesionamento grave e di danni strutturali.

**Tabella 4.7. Relazione tra la categoria di danno e deformazione limite di estensione ( Boscarding e Cording, 1989)**

Categoria	Grado	$\epsilon_{lim}$ (%)
0	Trascurabile	0 - 0,05
1	Molto lieve	0,05 - 0,075
2	Lieve	0,075 - 0,15
3	Moderato	0,15 - 0,3
4 - 5	Grave o molto grave	> 0,3

#### 4.6.5 Il caso ideale della trave rettangolare elastica

L'applicazione del concetto di  $\epsilon_{lim}$  può essere illustrata con riferimento alla fessurazione di una semplice trave elastica, priva di peso, soggetta ad una deformazione di *sagging* o di *hogging*. Questo approccio, benché molto semplificato, aiuta a chiarire i meccanismi che governano la formazione di lesioni negli edifici, rappresentandone adeguatamente le condizioni di innesco, che si dimostrano in discreto accordo con l'evidenza sperimentale. Nella Fig. 4.12, l'edificio è, a tal scopo, rappresentato alla stregua di una trave rettangolare di lunghezza  $L$ , altezza  $H$  e spessore unitario. Per ottenere le deformazioni di estensione, è necessario introdurre ulteriori ipotesi sul modo in cui la trave si deforma. In particolare, la trave può subire due comportamenti estremi (Fig. 4.12); nel primo, la deformazione è puramente flessionale, attorno ad un asse neutro, che si suppone localizzato ad un'altezza all'incirca uguale alla metà dell'altezza dell'edificio; nel secondo, invece, la trave si deforma in modo puramente distorsionale.

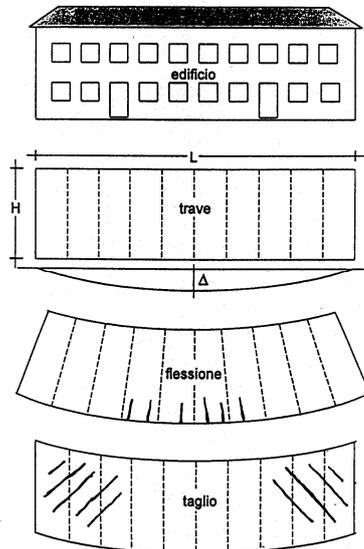


Figura 4.12. Schema della trave elastica equivalente.

Nel primo caso, la massima deformazione di estensione si realizza in corrispondenza della fibra tesa più lontana dall'asse neutro, cioè alla base dell'edificio, dove, quindi, ci si aspetta che si manifestino le prime lesioni; nel secondo caso, la massima deformazione di estensione si realizza nella direzione inclinata a  $45^\circ$  sull'orizzontale con la formazione di lesioni diagonali. Nella realtà, la deformazione di un edificio non può essere ricondotta semplicemente all'uno o all'altro dei due modi precedentemente indicati, i quali, invece, devono in qualche modo essere compresenti.

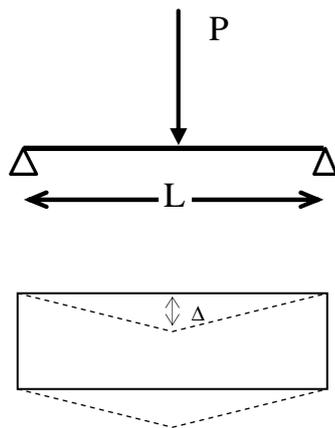
#### 4.6.6. Modo di deformazione misto flessione-taglio

Nel caso della deformazione mista flessione-taglio, il valore della massima deformazione di estensione non varia molto al variare della distribuzione dei carichi applicati.

A tale riguardo, l'espressione 4.1) della freccia di una trave rettangolare, di lunghezza  $L$ , altezza  $H$  e larghezza unitaria, con modulo di Young  $E$  e modulo di taglio  $G$ , soggetta ad un carico concentrato  $P$  in mezzzeria (Fig. 4.13), è la seguente (Timoshenko, 1957):

$$\frac{\Delta}{L} = \frac{PL^2}{48EI} + \frac{3}{8} \frac{P}{GH} \quad (4.1)$$

essendo  $I$  il momento d'inerzia della sezione trasversale della trave rispetto ad un asse baricentrico parallelo al lato unitario.



**Figura 4.13. Carico concentrato e deformata dell'asse della trave.**

La 4.1) può essere particolarizzata in termini della massima deformazione di estensione  $\epsilon_b$  (in corrispondenza della fibra più esterna)(Tab. 4.8), ovvero della massima deformazione di estensione diagonale  $\epsilon_d$  (Tab. 4.9).

**Tabella 4.8. Massima deformazione di estensione  $\epsilon_b$**

$\epsilon_b = \frac{\sigma_b}{E} = \frac{3PL}{2EH^2}$	$\sigma_b$	$M$
	$\frac{1}{2} \frac{MH}{I}$	$\frac{PL}{4}$

**Tabella 4.9. Massima deformazione di estensione  $\epsilon_d$**

$\epsilon_d = \frac{\tau}{2G} = \frac{3P}{8GH}$	$\tau$	$V$
	$\frac{3V}{2A}$	$P$

Utilizzando, quindi, i valori delle variabili riportate in Tab. 4.8 e in Tab. 4.9, e con opportune operazioni, la 4.1) può quindi essere riscritta in funzione della  $\epsilon_b$  e della  $\epsilon_d$

$$\frac{\Delta}{L} = \left[ \frac{1}{6} \left( \frac{L}{H} \right) + \frac{1}{4} \left( \frac{E}{G} \right) \left( \frac{H}{L} \right) \right] \epsilon_b \quad (4.2)$$

$$\frac{\Delta}{L} = \left[ \frac{2}{3} \left( \frac{L}{H} \right)^2 \left( \frac{G}{E} \right) + 1 \right] \epsilon_d \quad (4.3)$$

Un ragionamento del tutto analogo può essere sviluppato nel caso di carico  $w$  uniformemente distribuito lungo l'asse della trave. A tale riguardo, l'espressione della freccia 4.4) di una trave rettangolare, di lunghezza  $L$ , altezza  $H$  e larghezza unitaria, con modulo di Young  $E$  e modulo di taglio  $G$ , soggetta ad un carico uniformemente distribuito (Fig. 4.14), è la seguente (Timoshenko, 1957):

$$\frac{\Delta}{L} = \frac{5}{384} \frac{wL^3}{EI} + \frac{3}{16} \frac{wL}{HG} \quad (4.4)$$

Anche in questo caso l'espressione della freccia 4.4) può essere particolarizzata in termini della massima deformazione di estensione  $\epsilon_b$  (in corrispondenza della fibra più esterna) (Tab. 4.10), ovvero della massima deformazione di estensione diagonale  $\epsilon_d$  (Tab. 4.11).

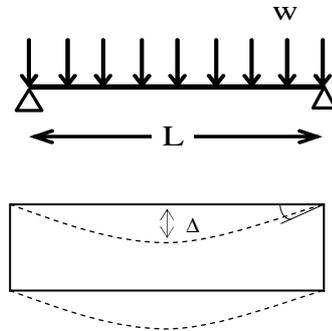


Figura 4.14. Carico uniformemente distribuito e deformata dell'asse della trave.

Tabella 4.10. Massima deformazione di estensione  $\epsilon_b$

$\epsilon_b = \frac{\sigma_b}{E} = \frac{3w}{4E} \cdot \left(\frac{L}{H}\right)^2$	$\sigma_b$	M
	$\frac{1}{2} \frac{MH}{I}$	$\frac{wL^2}{8}$

Tabella 4.11. Massima deformazione di estensione  $\epsilon_d$

$\epsilon_d = \frac{\tau}{2G} = \frac{3wL}{8GH}$	$\tau$	V
	$\frac{3V}{2A}$	$\frac{wL}{2}$

Utilizzando, quindi, i valori delle variabili riportate in Tab. 4.10 e in Tab. 4.11, e con opportune operazioni, la 4.4) può quindi essere riscritta in funzione della  $\epsilon_b$  e della  $\epsilon_d$ :

$$\frac{\Delta}{L} = \left[ \frac{5}{24} \left(\frac{L}{H}\right) + \frac{1}{4} \left(\frac{H}{L}\right) \left(\frac{E}{G}\right) \right] \epsilon_b \quad (4.5)$$

ovvero, in termini della deformazione  $\epsilon_b$ , all'appoggio:

$$\frac{\Delta}{L} = \left[ \frac{5}{12} \left( \frac{L}{H} \right)^2 \left( \frac{G}{E} \right) + \frac{1}{2} \right] \epsilon_b \quad (4.6)$$

e, in termini della deformazione  $\epsilon_d$  in corrispondenza dell'ascissa  $x = L/4$ :

$$\frac{\Delta}{L} = \left[ \frac{5}{6} \left( \frac{L}{H} \right)^2 \left( \frac{G}{E} \right) + 1 \right] \epsilon_d \quad (4.7)$$

Se si impone che  $\epsilon$  assuma il valore critico  $\epsilon_{crit}$ , si ottengono i valori di  $\Delta/L$  in corrispondenza dei quali la trave si deforma a flessione semplice e a taglio; per un dato valore di  $\epsilon_{crit}$ , i valori di  $\Delta/L$  cui corrispondono le prime lesioni dipendono da  $L/H$ ,  $E/G$ , dalla posizione dell'asse neutro e dall'inerzia  $I$ .

In elasticità isotropa, si impone che  $E/G = 2(1+\nu)$  e per  $\nu = 0,3$  si ottiene  $E/G = 2,6$ .

Le soluzioni proposte dagli Autori (espressioni 4.2, 4.3, 4.5, 4.6, 4.7) sono riportate in Fig. 4.15, dove con il tratto intero è rappresentato il caso del carico concentrato e in tratteggio il caso del carico uniformemente distribuito. Per quest'ultimo caso, inoltre, si è fatto riferimento alle condizioni di carico all'ascissa  $L/4$ , che secondo Burland e Wroth (1974) sono più rappresentative delle condizioni realmente esistenti nei casi pratici.

Dalla Fig. 4.15 si osserva che il minimo valore di  $\Delta/L\epsilon_{crit}$  per le deformazioni diagonali è pari all'unità e cresce rapidamente al crescere di  $L/H$ . Al contrario, i valori della medesima variabile relativi alla flessione decrescono fino a raggiungere un minimo di circa 0,66 per  $L/H = 2$  per poi ricrescere, mantenendosi tuttavia sempre più piccoli dei valori relativi alle deformazioni diagonali. La Fig. 4.15 dimostra, in pratica, che nelle semplici ipotesi in cui è sviluppato il criterio esposto, la deformazione di flessione è più critica di quella diagonale, già a partire da valori di  $L/H$  maggiori di 0,6. Ad esempio, per  $L/H = 2$ , il primo valore è circa un terzo del secondo. A partire dal valore di  $L/H$  per i quali la deformazione flessionale è più critica di quella di taglio, la deformazione ammissibile  $\Delta/L$  cresce al crescere di  $L/H$ .

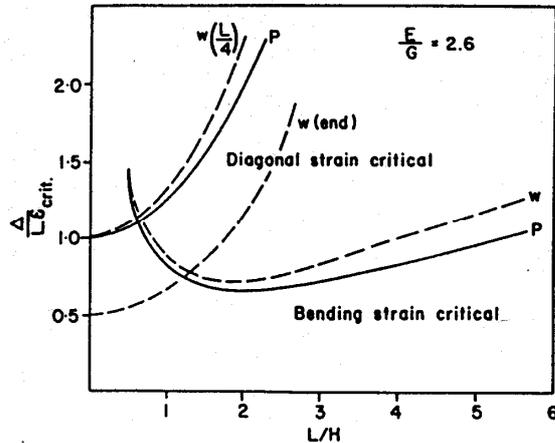


Figura 4.15. Andamento di  $\Delta/L\epsilon_{crit}$  in funzione di  $L/H$  in regime misto di deformazione flessione-taglio con asse neutro a metà altezza.

Nella pratica, la stessa presenza della fondazione, soprattutto quando si tratta di fondazioni a piastra, più o meno irrigidite, offre un certo contenimento in senso trasversale alle possibili deformazioni dell'edificio; ciò comporta un progressivo spostamento dell'asse neutro verso il basso, fino a coincidere con la fibra estrema inferiore della trave equivalente. In tale evenienza, nel modo di deformazione *sagging* (concavità verso l'alto), tutta la sezione trasversale della trave risulta compressa e la condizione critica è rapportata ai valori assunti dalle deformazioni diagonali, per qualunque valore del rapporto  $L/H$ .

Se, al contrario, la curva dei cedimenti è concava *verso il basso* (*hogging*), cioè i cedimenti alle estremità sono più elevati di quelli in mezzera come accade quando le estremità sono interessate da cedimenti a causa di scavi in adiacenza ovvero quando i cedimenti differenziali sono causati da fenomeni di rigonfiamento; le equazioni per i valori limiti di  $\Delta/L$  relativamente alle deformazioni flessionali e diagonali, nelle medesime ipotesi di  $E/G$  del caso precedente, sono rispettivamente:

$$\frac{\Delta}{L} = \left[ 0,083 \frac{L}{H} + 1,3 \frac{H}{L} \right] \epsilon_b \quad (4.8)$$

#### 4.6.7 Influenza del rapporto E/G

Le considerazioni svolte in precedenza scaturiscono dall'ipotesi di un rapporto E/G fisso e invariabile e pari, in accordo con l'ipotesi di elasticità isotropa, a  $2(1+\nu)$ . In realtà, la struttura può essere realizzata in modo da non conformarsi a questo semplice modello: ad esempio, la rigidezza a taglio può essere relativamente piccola a causa delle aperture; alternativamente, la struttura può risultare particolarmente rigida (sempre nei riguardi della deformazione a taglio), con una rigidezza longitudinale piccola, come accade per i muri costruiti con pannelli di calcestruzzo giuntati orizzontalmente con chiodature.

Per interpretare i risultati delle osservazioni svolte allo scopo di giudicare il comportamento di un edificio, alcune indicazioni di massima, è utile tenere presenti e che si possono riassumere in:

- per valutare il valore di distorsione limite di un edificio è necessario poter disporre dei valori della deformazione critica dei materiali da costruzione e delle rifiniture, dei rapporti L/H e E/G, nonché del grado di confinamento laterale offerto da altre strutture o dalle fondazioni, in seguito al quale l'asse neutro della deformazione flessionale può cambiare di posizione;
- se la struttura è relativamente deformabile a taglio, come nelle strutture intelaiate, ovvero nelle strutture a muri portanti in c.a., relativamente rigidi a trazione diretta, ovvero ancora se la struttura è significativamente confinata, il fattore da tenere sotto controllo è rappresentato dalle deformazioni diagonali;
- se, invece, la struttura non possiede adeguata resistenza a trazione (come per esempio negli edifici in muratura), è probabile che il fattore limitante sia rappresentato dalle deformazioni flessionali, particolarmente quando L/H è maggiore di 2;
- se, infine, una struttura in muratura è soggetta a *hogging*, la fessurazione può essere provocata da deformazioni di trazione prodotte dalla flessione, già con valori molto modesti del rapporto  $\Delta/L$ .

#### 4.6.8 Relazioni tra $\beta$ e $\Delta/L$

Allo scopo di mettere in relazione  $\beta$  con  $\Delta/L$ , si può assumere che, nel caso di una trave continua su due appoggi, la massima distorsione angolare coincida con la rotazione all'appoggio. In tale ipotesi, Burland et al., (2004) hanno mostrato che, per una trave elastica che si deforma a taglio e flessione con asse neutro a metà altezza, le relazioni che legano  $\beta$  a  $\Delta/L$  sono rappresentate dalla 4.9) e dalla 4.10).

- **Carico concentrato in mezzeria**

$$\frac{\beta_{\max}}{\Delta/L} = 3 \cdot \left[ \frac{1 + \frac{12EI}{L^2HG}}{1 + \frac{18EI}{L^2HG}} \right] \quad (4.9)$$

- **Carico uniformante distribuito**

$$\frac{\beta_{\max}}{\Delta/L} = 3.2 \cdot \left[ \frac{1 + \frac{18EI}{L^2HG}}{1 + \frac{144EI}{10L^2HG}} \right] \quad (4.10)$$

#### 4.6.9 Propagazione delle fessure

Un buon controllo della propagazione delle fessure si ha negli edifici intelaiati con pannelli di compagnatura. Quasi nessuna possibilità di controllo della fessurazione si ha, invece, nelle strutture in muratura tradizionale, soprattutto quando queste sono soggette a *hogging*. A parità di distorsione impressa, l'entità del danno prodotto da questo modo di deformazione è considerevolmente più elevato rispetto a quello che può aversi in *sagging*, come illustrano i modelli riportati nella Fig. 4.16, che confermano quanto previsto dal modello di Burland e Wroth (1974).

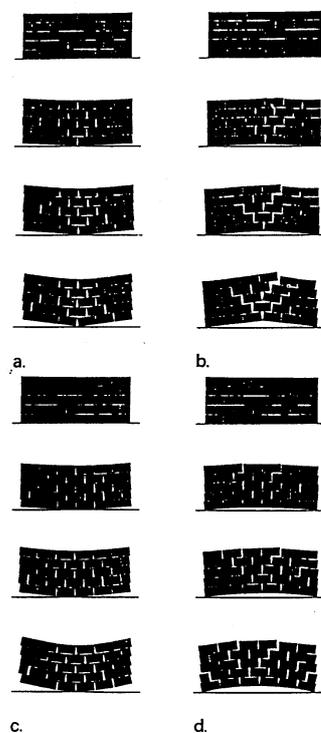


Figura 4.16. Modalità di lesionamento di muri in mattoni nelle condizioni di *sagging* (a,c) e *hogging* (b,d).

#### 4.6.10 Danni indotti da spostamenti orizzontali

La letteratura scientifica esistente è alquanto scarna sugli effetti che potrebbero originarsi in concomitanza di una componente orizzontale degli spostamenti.

Un unico esempio rinvenuto è quello illustrato dal Jappelli e Musso, (1986) che descrive i danni agli edifici sulla base della variazione di lunghezza subita dall'edificio (Tab. 4.12).

Danni che ricadono nelle categorie 0 e 1 (Trascurabili e Lieve) sono di carattere prevalentemente estetico; quelli delle categoria 2 mettono a rischio la funzionalità della struttura; mentre i danni appartenenti alle categorie 4 e 5 sono tali da comprometterne la stabilità.

**Tabella 4.12. Descrizione dei danni agli edifici causati da spostamenti orizzontali (Jappelli e Musso, 1986).**

Categoria	$\Delta L$ [m]	Entità	Descrizione
0	Fino a 0.03	Trascurabile	Fessurazioni capillari negli intonaci. Possibilità di lesioni nelle tramezzature.
1	0.03÷0.06	Lieve	Lesioni nelle tramezzature visibili dall'interno.
2	0.06÷0.12	Apprezzabile	Lesioni nelle tramezzature e nei muri portanti. Avvallamenti nei pavimenti. Sensibile inclinazione delle tramezzature.
3	0.12÷0.18	Grave	Possibili rotture nelle travi portanti.
4	oltre 0.18m	Gravissima	I danni precedenti notevolmente aggravati. Necessità di ricostruzione parziale o totale dell'edificio.

## 5 ANALISI DELLA VULNERABILITÀ FISICA A MEDIA SCALA

### 5.1 PROPOSTA METODOLOGICA

Nelle analisi, a media scala (1:25.000), della vulnerabilità di edifici interagenti con frane a cinematica lenta occorre partire dal presupposto che gli elementi esposti al rischio corrispondono ad aggregati omogenei di edifici, non essendo perseguibile, né tanto meno significativa, l'individuazione del singolo edificio (par 3.3.4.).

Sulla base di tale ipotesi di lavoro, la vulnerabilità fisica può essere definita come *“il grado di perdita atteso a un aggregato, costituito da un dato numero di case, ricadente all'interno di un'area affetta da frane a cinematica lenta di assegnata intensità”*.

Per la stima della vulnerabilità fisica così definita, nella presente tesi si è concepito un modello delle conseguenze il cui prodotto finale consiste in curve di vulnerabilità esprimenti il legame funzionale cercato tra l'intensità dei fenomeni franosi e il livello di danno atteso al generico aggregato. Il percorso metodologico all'uopo seguito si articola in passi di lavoro sequenziali (Fig. 5.1). Senza entrare specificamente nel merito delle procedure adottate per il perseguimento degli obiettivi parziali legati a ciascuno degli anzidetti passi di lavoro, si vuole qui semplicemente evidenziare come tra i principi generali alla base della procedura adottata vi è quello per il quale la vulnerabilità cercata è, innanzitutto, condizionata dalla densità spaziale sia dei fenomeni franosi e sia dell'urbanizzato all'interno di un'area di studio. Inoltre, si suppone che, in contesti omogenei per carattere di franosità, la severità del danno registrato agli edifici nel passato sarà paragonabile alla severità del danno che potrà registrarsi in futuro. Tale ipotesi di lavoro consente di utilizzare l'informazione disponibile relativa al danno a strutture registrato nel passato ai fini della messa a punto di uno strumento previsionale finalizzato alla stima della vulnerabilità.

Alla luce di tali osservazioni, le aree di studio scelte per la calibrazione, la validazione e l'esportazione della procedura adottata ricadono all'interno del territorio dell'Autorità di Bacino Nazionale dei fiumi “Liri-Garigliano e Volturno” (ABN LGV) per il quale si dispone di una carta inventario dei fenomeni franosi particolarmente accurata nonché di un esteso catalogo dei danni subiti da costruzioni (edifici, strade, interventi di

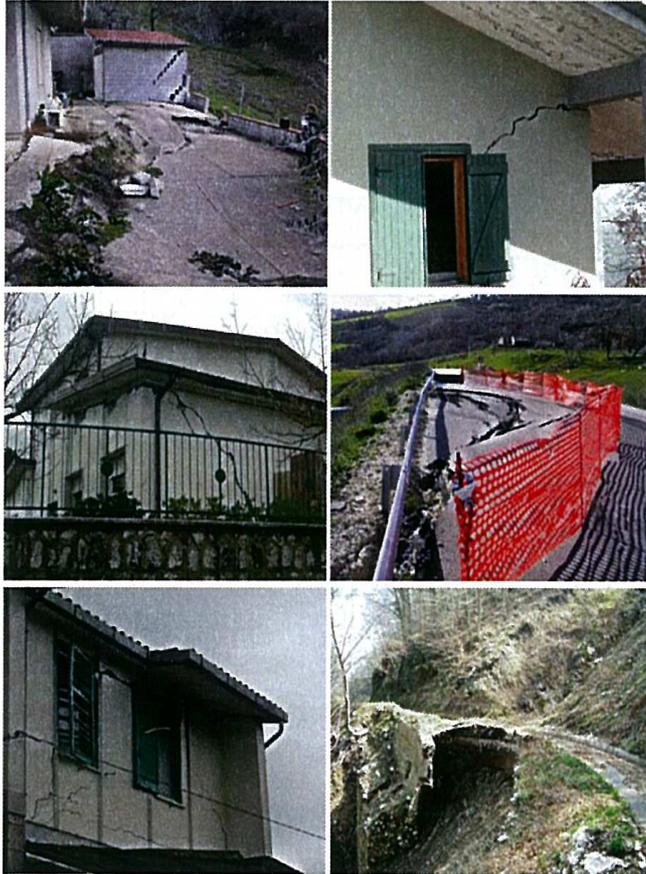
mitigazione, etc.) ricadenti all'interno del perimetro di aree cartografate in frana (Fig. 5.2).

Infine, si vuole sottolineare come le curve di vulnerabilità generate derivino dal prodotto di tre termini esprimenti, nell'ordine: il **livello di danno** atteso ad un aggregato costituito da un determinato numero di case sulla base del danno storicamente rilevato ad aggregati simili interagenti con frane di assegnata intensità; la corrispondente **probabilità di incidenza spaziale** dello stesso aggregato all'interno dell'area di studio scelta; la **probabilità che l'aggregato si danneggi** indipendentemente dall'intensità della frana con la quale interagisce. L'assunzione del secondo termine, si è resa necessaria in quanto la stima della vulnerabilità fisica in una data area di studio, non può prescindere dalla distribuzione spaziale degli aggregati che si differenziano per il numero di case contenute al loro interno.

Ovviamente, i risultati delle analisi svolte conducono ultimamente alla redazione di carte di vulnerabilità, utili agli Enti preposti alla gestione del territorio.



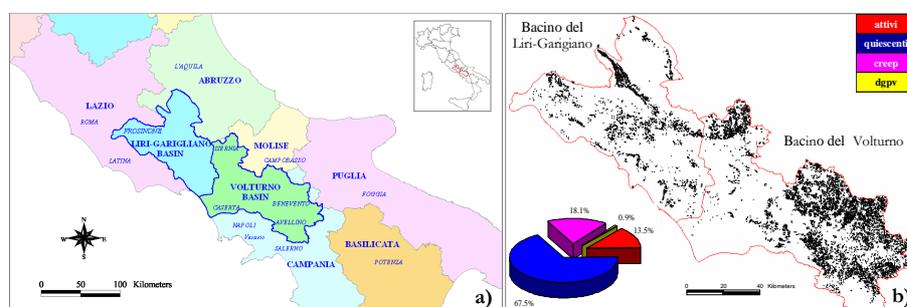
**Figura 5.1. Percorso metodologico per l'analisi della vulnerabilità fisica e per la sua zonazione.**



**Figura 5.2. Esempi di danni a costruzioni interagenti con corpi di frane a cinematica lenta nel territorio dell'ABN LGV.**

## 5.2 LE AREE DI STUDIO

L'analisi della vulnerabilità fisica ha riguardato alcune porzioni del territorio di competenza dell'ABN LGV, che si estende per circa 12.000 km<sup>2</sup> nell'Italia centro-meridionale (Fig. 5.3a). Con riferimento a tale territorio sono stati cartografati, nell'ambito del PsAI-Rf a scala 1:25.000, 17.919 fenomeni franosi a cinematica lenta (Cascini, 2005) – di cui 2.418 definiti attivi – che ricoprono il 10% dell'intera area di studio. Dei fenomeni cartografati, la maggior parte (ovvero il 73%) ricade all'interno del Bacino del Fiume Volturno (Fig. 5.3b).



**Figura 5.3. Autorità di Bacino Nazionale dei fiumi Liri-Garigliano e Volturno: a) territorio di competenza; b) distribuzione delle frane a cinematica lenta.**

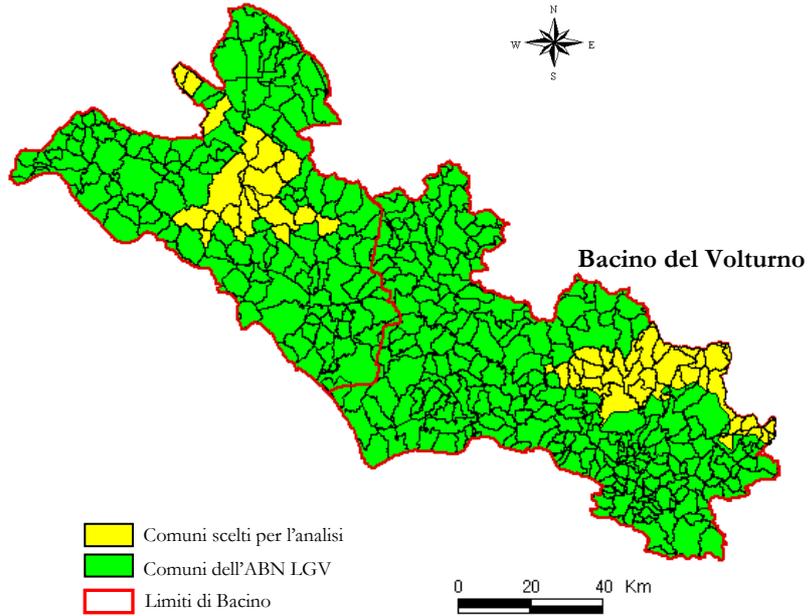
Le aree scelte ai fini delle analisi (Fig. 5.4) ricadono prevalentemente all'interno del complesso geolitologico **Mar** (marne-argille-calcareo-arenarie miste) (Fig. 5.5). Da studi pregressi condotti a scala 1:100.000 (Pisciotta, 2008) si è già avuto modo di riconoscere come tale complesso sia quello più propenso ad ospitare le fenomenologie franose a cinematica lenta cartografate nell'ambito del PsAI-Rf sull'intero territorio dell'ABN LGV.

Una prima area di studio, che si estende per 758 km<sup>2</sup>, è situata nel Bacino del Liri-Garigliano (Fig. 5.4) e comprende venti Comuni appartenenti a due Province (Frosinone e L'Aquila).

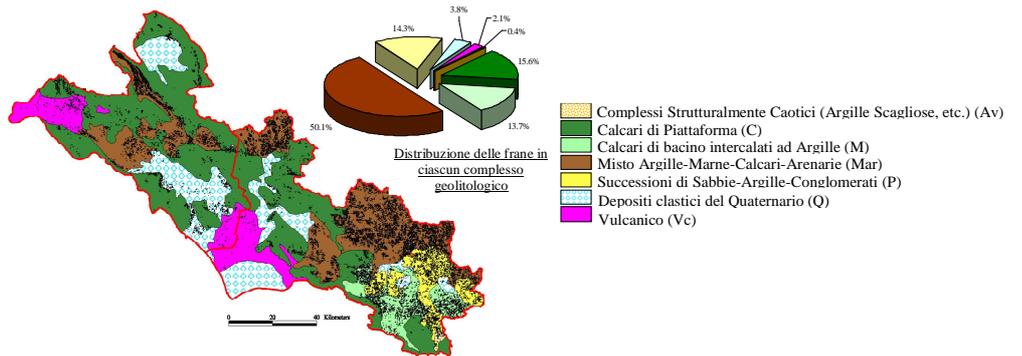
La seconda area di studio, che si estende per 779 km<sup>2</sup>, ricade all'interno del Bacino del Volturno (Fig. 5.4) e di fatto, coincide con l'area indicata con il numero 1 in Fig. 5.6, omogenea per "carattere della franosità" a scala 1:100.000 (Pisciotta, 2008). Tale area si caratterizza per la presenza al suo interno di gruppi di frane di notevole estensione areale

(area in frana di valore medio  $\approx 0.5 \text{ km}^2$ ) ed elevato sviluppo longitudinale (lunghezza media dei corpi di frana  $\approx 1.5 \text{ km}$ ).

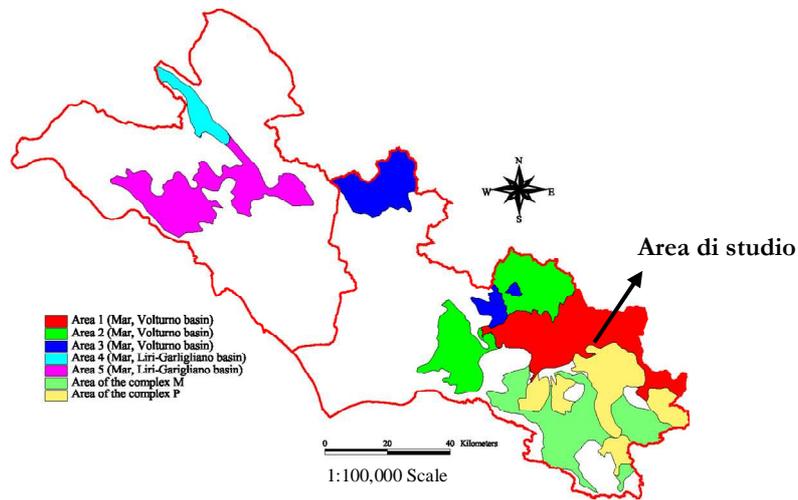
**Bacino del Liri Garigliano**



**Figura 5.4. Aree di studio di competenza del territorio dell'ABN LGV.**



**Figura 5.5. Distribuzione dei fenomeni franosi ricadenti nei complessi geologici omogenei (Scala 1:100.000).**



**Figura 5.6. Aree omogenee per carattere della franosità (Pisciotta, 2008).**

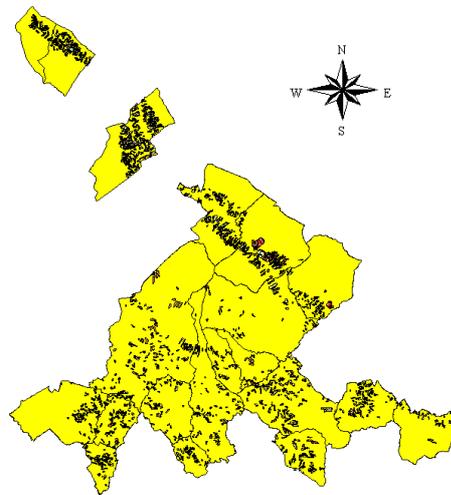
Per tali aree si sono approfonditi, a media scala, alcuni aspetti riguardanti la franosità dei vari complessi geolitologici omogenei individuati. I risultati di tali analisi sono illustrati nel par. 5.4.

### 5.3 DISTRIBUZIONE SPAZIALE DELLE FRANE

Per la stima della vulnerabilità fisica a media scala, un primo passo necessario riguarda l'analisi della distribuzione spaziale delle frane (Glade, 2003; Amatruda et al., 2004, Alexander, 2005). Tale tipo di analisi, da svolgere con riferimento a un determinato territorio, consente di valutare se la presenza di frane esistenti possa avere influenzato lo sviluppo urbano e, di conseguenza, la distribuzione spaziale degli elementi esposti. A tal fine, con riferimento alle aree di studio scelte, le attività da svolgere riguardano l'individuazione delle tipologie di frana, distinte anche per stato di attività, ricadenti al loro interno a partire dalle informazioni contenute nella Carta Inventario dei Fenomeni Fransi redatta a scala 1:25.000 nell'ambito del PsAI-Rf dall'ABN LGV.

#### 5.3.1 Area di studio del Bacino del Liri-Garigliano

Il numero di frane a cinematica lenta ricadenti all'interno dell'area di studio del Bacino del Liri-Garigliano, risulta pari a **1704** (Fig. 5.7); la loro estensione areale varia tra **0.002** e **0.3 km<sup>2</sup>**.



**Figura 5.7. Frane cartografate all'interno dell'area di studio del Bacino del Liri Garigliano.**

In accordo con la classifica dei fenomeni franosi proposta da Varnes (1978) le tipologie di frane riconosciute sono: scorrimenti rotazionali

(418), colate di terra (519), scorrimenti rotazionali - colate (172), creep (525), colate - creep (50), deformazioni gravitative profonde (20) (Fig. 5.8a). I fenomeni prevalenti sono, quindi, gli scorrimenti rotazionali, le colate di terra e i creep. I Comuni dell'area di studio caratterizzati rispettivamente dal maggiore (222) e dal minore numero (37) di fenomeni franosi sono Civitella Roveto (AQ) e Atina (FR) (Fig. 5.8a) mentre la maggiore (circa il 20%) e la minore (circa il 2%) percentuale di aree in frana compete ai Comuni di Civitella Roveto (AQ) e Sora (FR) (Fig. 5.8b).

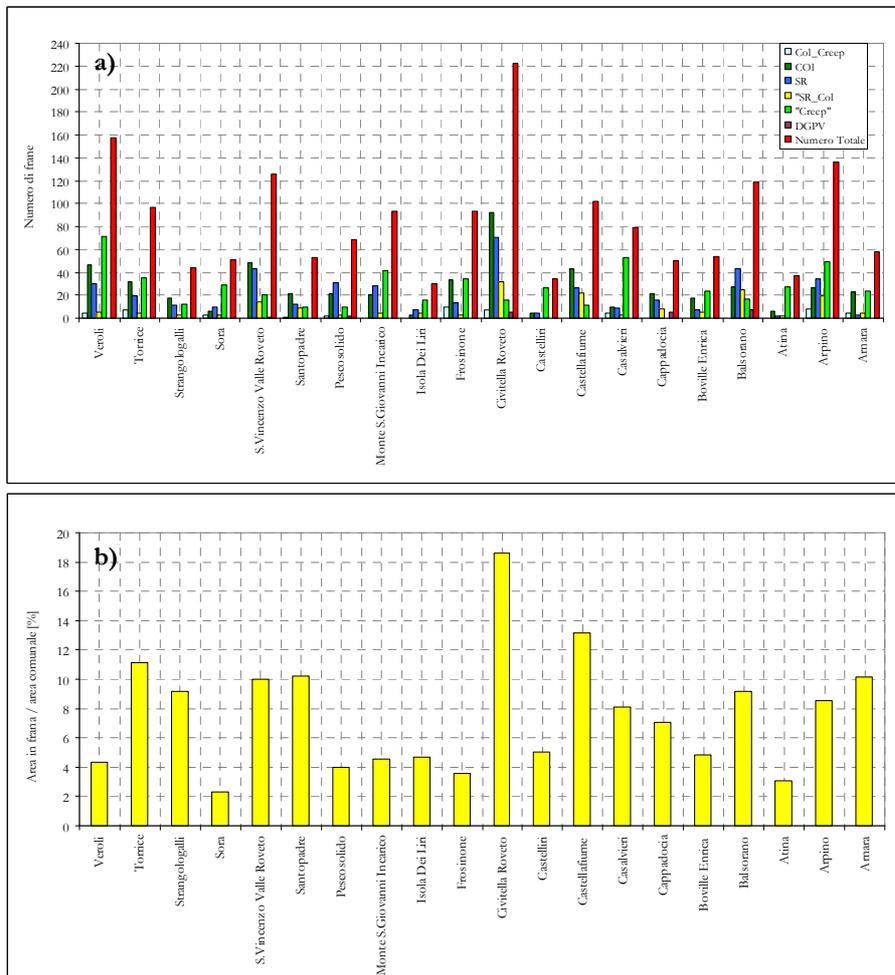
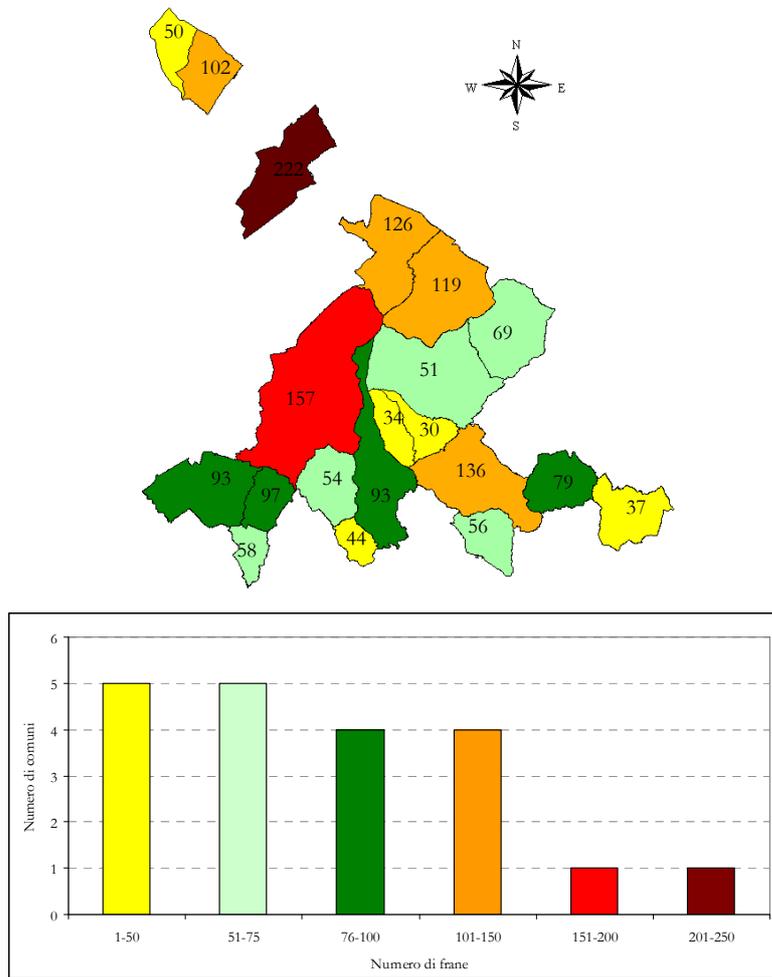


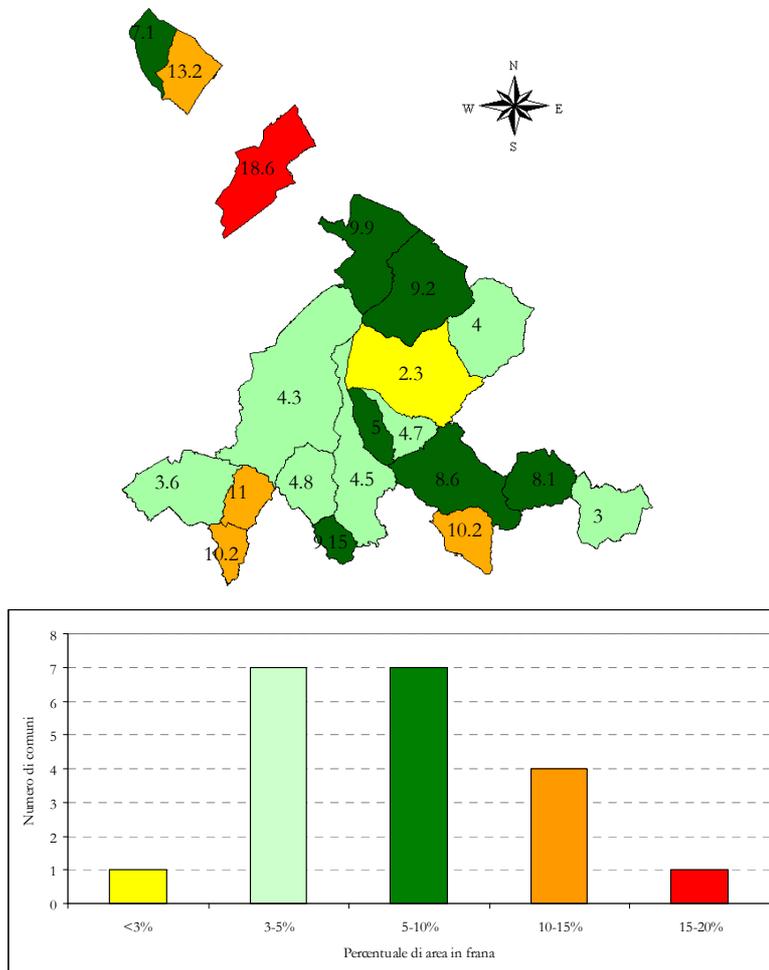
Figura 5.8. Distribuzione delle frane cartografate all'interno dell'area di studio del Bacino del Liri Garigliano: a) numerica; b) areale.

Le Figure 5.9 e 5.10 rappresentano, rispettivamente, la carta della **distribuzione numerica** delle frane a cinematica lenta cartografate all'interno di ciascun Comune e **della percentuale areale** di territorio in frana di ciascun Comune.

In particolare, 2 Comuni presentano un numero di frane superiore a 150 mentre 10 Comuni hanno al loro interno un numero di frane compreso tra 1 e 75 (Fig. 5.9). Si segnala, altresì, l'esistenza di 1 Comune per il quale la percentuale areale di territorio in frana supera il 15% (Fig. 5.10).



**Figura 5.9. Distribuzione numerica delle frane cartografate all'interno dell'area di studio del Bacino del Liri Garigliano.**



**Figura 5.10. Distribuzione areale delle frane cartografate all'interno dell'area di studio del Bacino del Liri Garigliano.**

La Figura 5.11a riporta il numero delle frane attive, quiescenti ed inattive che interessano ogni Comune, con riferimento agli scorrimenti rotazionali, colate di terra e scorrimenti rotazionali-colate; tale Figura evidenzia, altresì, che i Comuni dell'area di studio sono principalmente caratterizzati dalla presenza di frane quiescenti. In particolare, dalla Carta Inventario dei Fenomeni Franosi del progetto PsAI-Rf sono riconoscibili **134** frane attive, **967** frane quiescenti e **4** frane inattive.

Pertanto, in termini percentuali, circa l'**87%** delle frane cartografate sono quiescenti mentre solamente il **12%** e lo **0.3%** sono,

rispettivamente, attive ed inattive. A tal proposito, il Comune con il maggior numero (22) di frane attive è Balsorano (AQ) (Fig. 5.11a), mentre quello con la più alta percentuale (circa il 52%) di area in frana è Isola dei Liri (FR) (Fig. 5.11b).

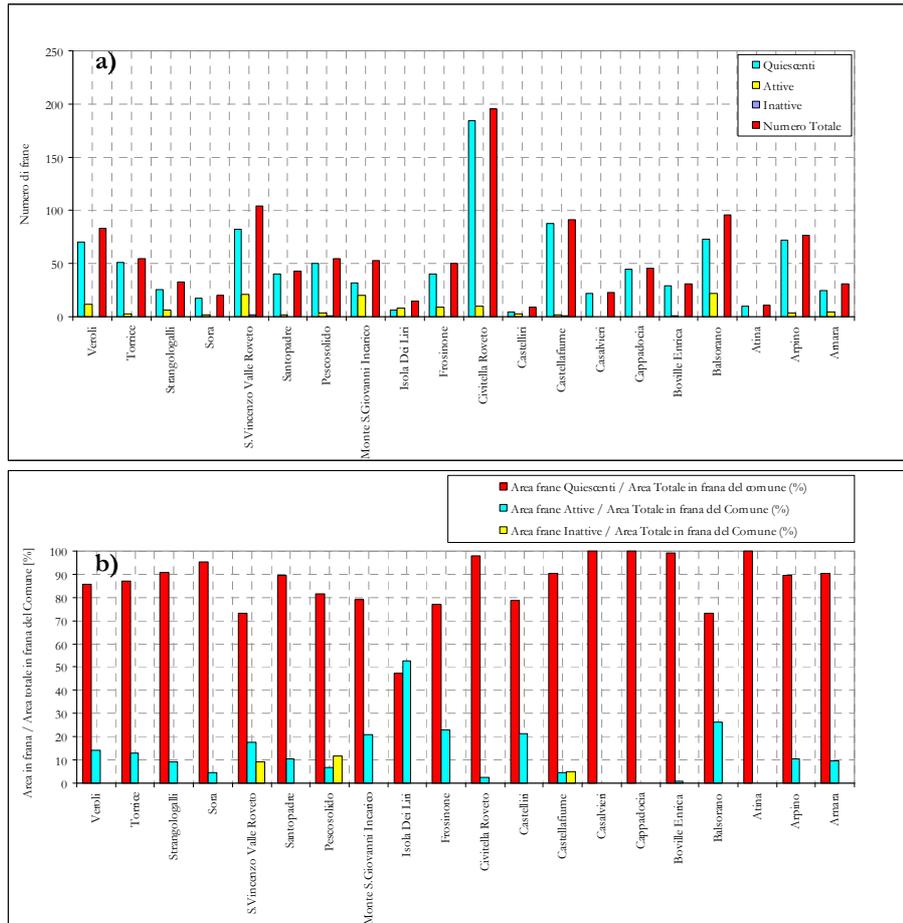


Figura 5.11. Distribuzione in base allo stato di attività delle frane cartografate all'interno dell'area di studio del Bacino del Liri Garigliano: a) numerica; b) areale.

Le Figure 5.12 e 5.13 rappresentano, rispettivamente, la carta della distribuzione numerica delle *frane quiescenti* e delle *frane attive* cartografate all'interno di ciascun Comune. In particolare, un Comune presenta un numero di frane quiescenti superiore a 88 (184) mentre 3

Comuni hanno al loro interno un numero di frane quiescenti compreso tra 5 e 10 (Fig. 5.12).

Si segnala, altresì, l'esistenza di 2 Comuni nei quali la presenza di frane attive, in termini relativi, appare significativa (Fig. 5.13).

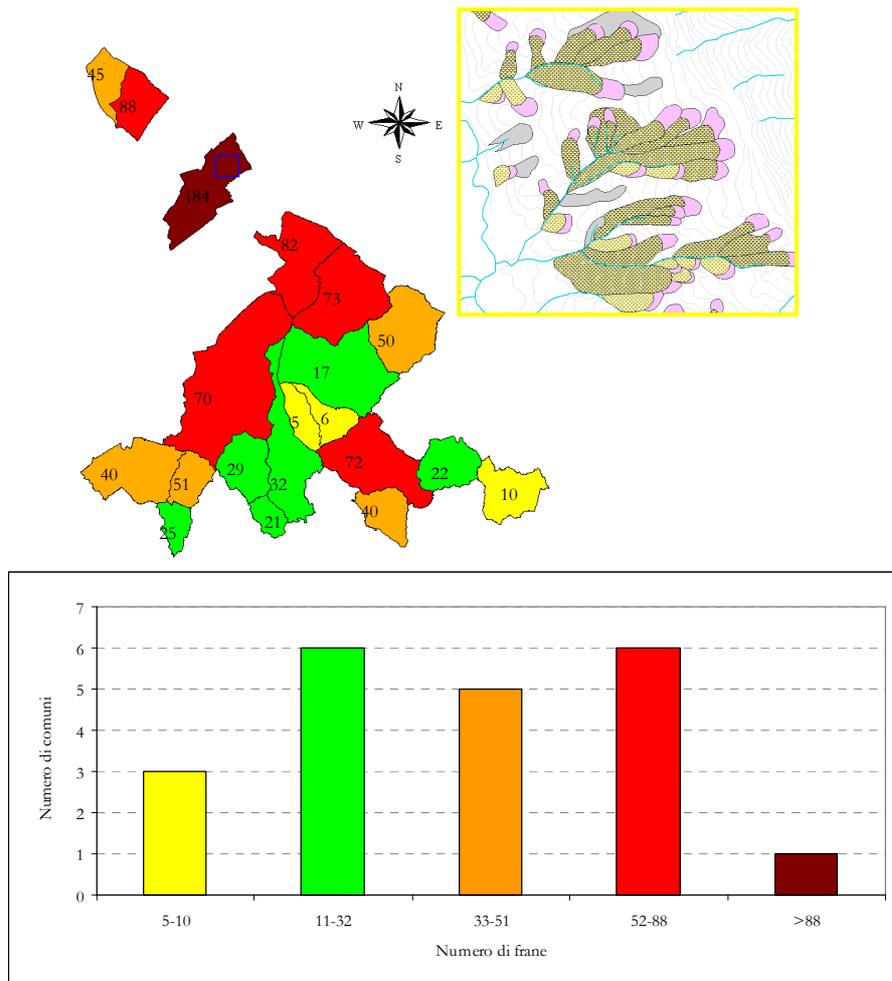


Figura 5.12. Distribuzione numerica delle frane quiescenti cartografate all'interno dell'area di studio del Bacino del Liri Garigliano.

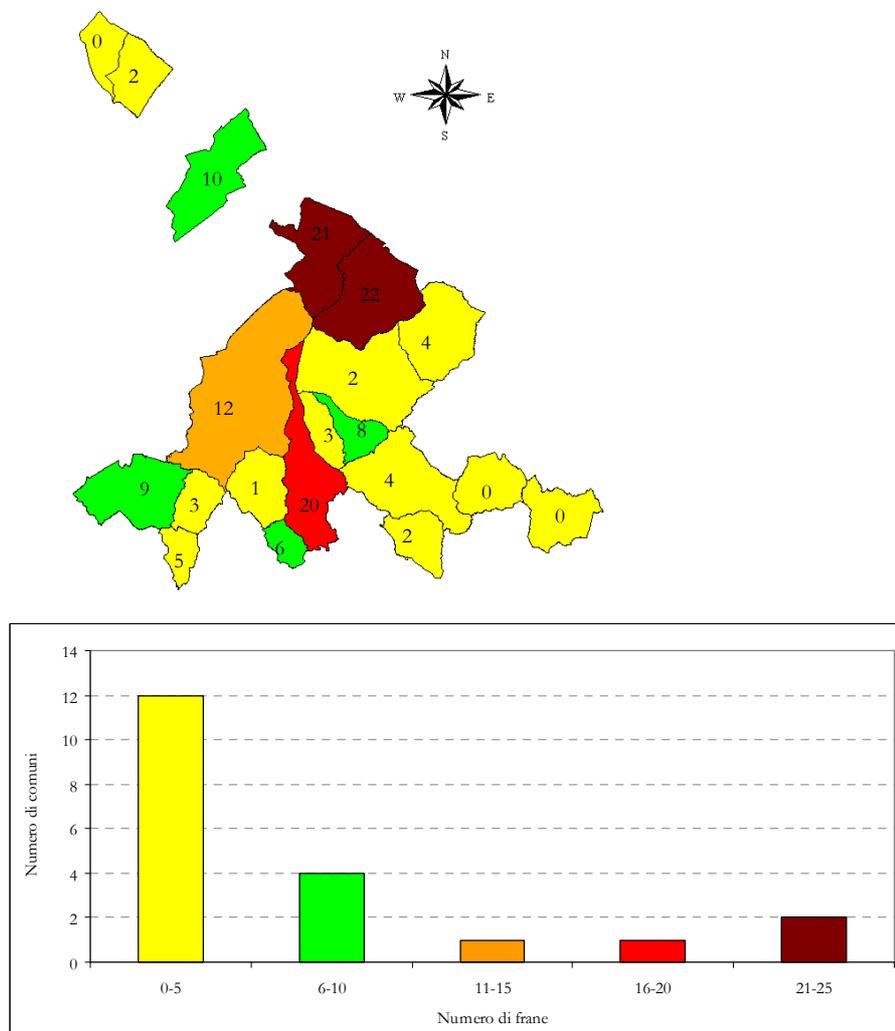
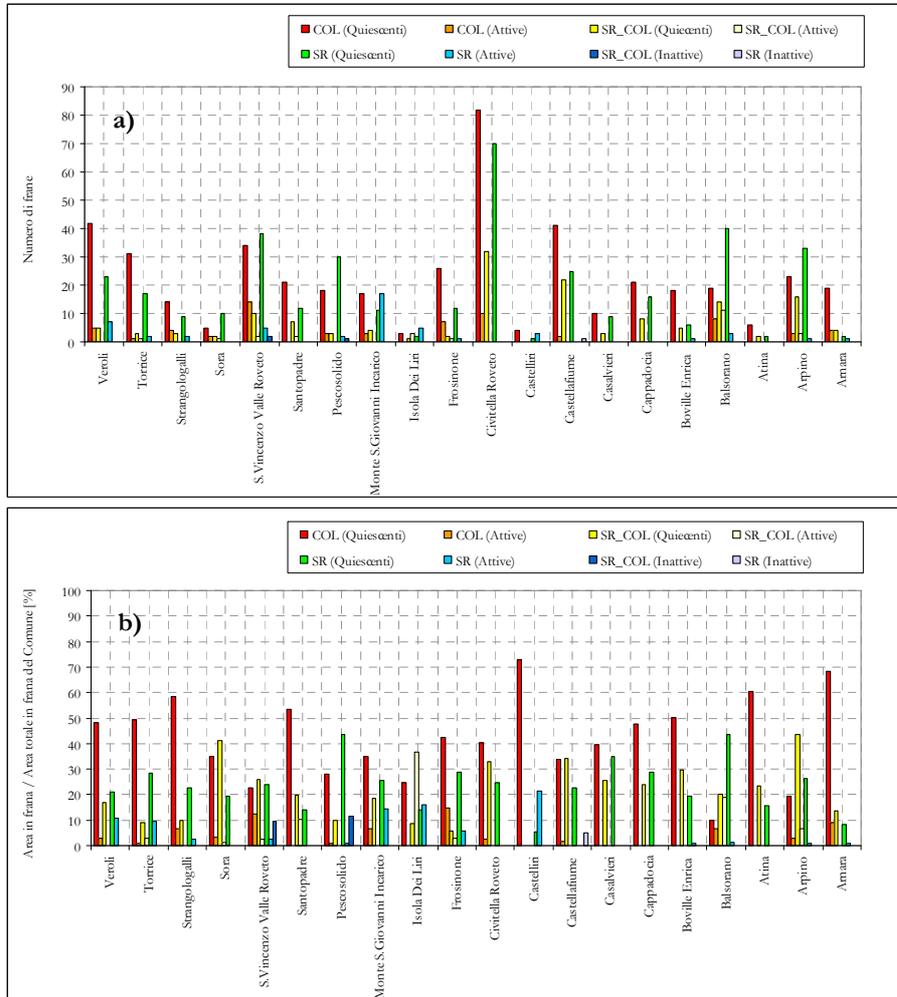


Figura 5.13. Distribuzione numerica delle frane attive cartografate all'interno dell'area di studio del Bacino del Liri Garigliano.

La distribuzione numerica e areale delle frane distinte per tipologia e stato di attività all'interno dei Comuni viene riportata, rispettivamente, in Figura 5.14a e 5.14b. Con riferimento a quelle **attive**, in generale, le **colate di terra** sono le tipologie di movimento più numerose e alle quali compete la maggiore percentuale di area in frana.

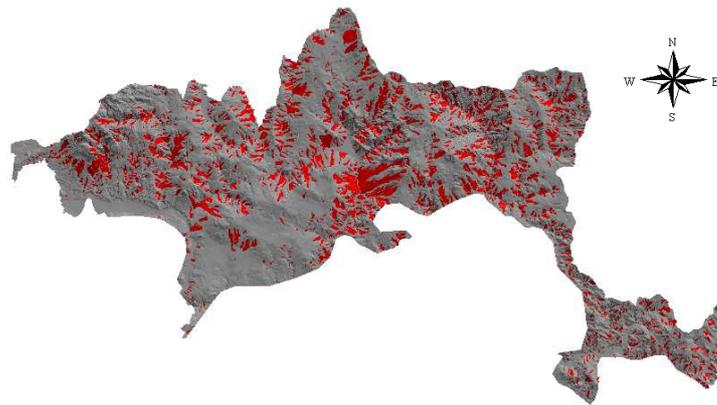


**Figura 5.14. Distribuzione in base alla tipologia di movimento e allo stato di attività delle frane cartografate all'interno dell'area di studio del Bacino del Liri Garigliano: a) numerica; b) areale.**

In conclusione, dall'analisi della **distribuzione spaziale** dei fenomeni franosi a cinematica lenta è possibile riconoscere come le tipologie di movimento maggiormente diffuse nell'area di studio ricadente nel territorio del Bacino del Liri-Garigliano siano gli scorrimenti rotazionali, le colate di terra e i creep. Con riferimento, poi, allo stato di attività, si può asserire che le frane **quiescenti** hanno una **maggior diffusione** sia delle attive e sia delle inattive.

### 5.3.2 Area di studio del Bacino del Volturno

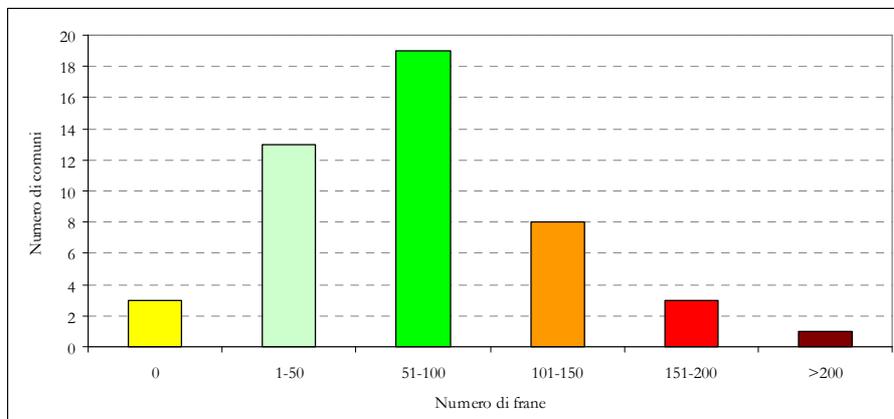
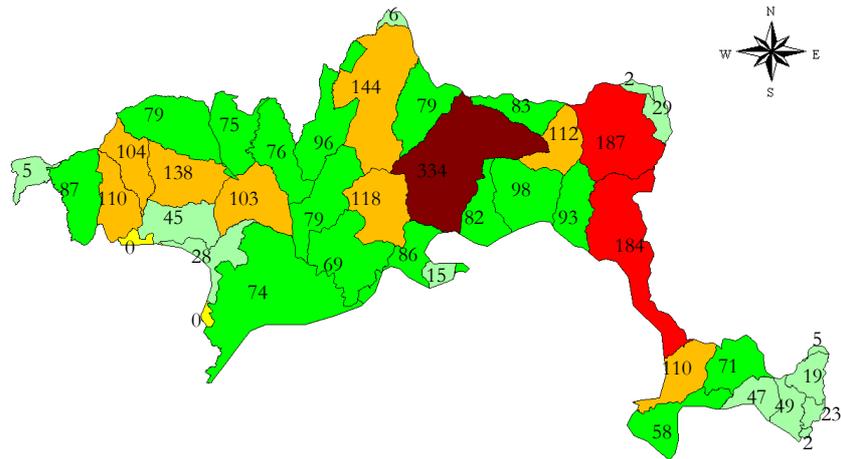
Il numero totale di frane a cinematica lenta, cartografate all'interno dell'area di studio scelta nel territorio del Bacino del Volturno, risulta pari a **3.204** (Fig. 5.15), con estensione areale variabile da **0,002** a **3 km<sup>2</sup>**.



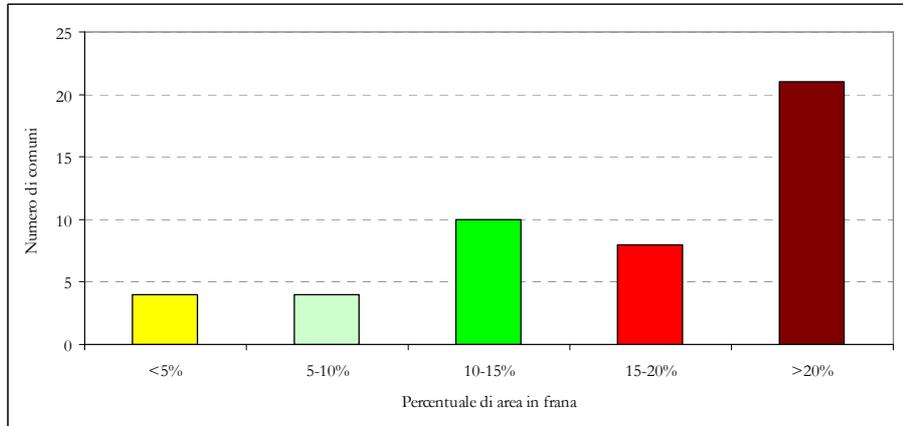
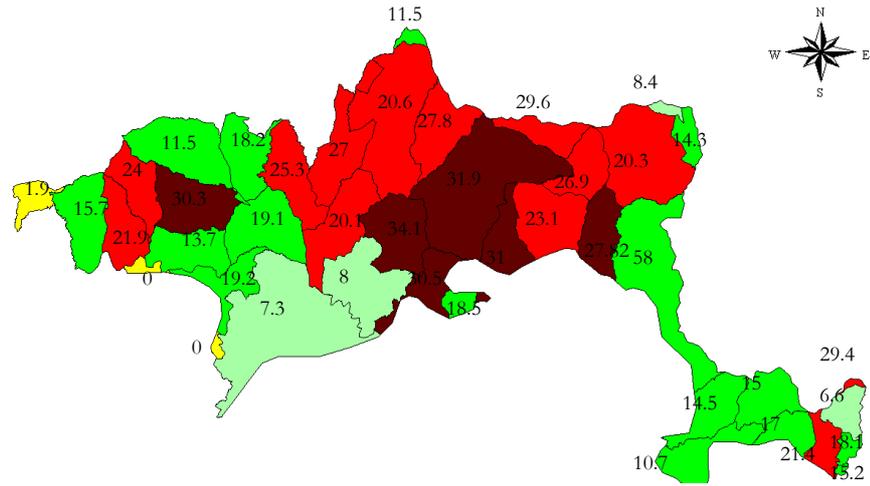
**Figura 5.15. Frane cartografate all'interno dell'area di studio del Bacino del Volturno.**

Le Figure 5.16 e 5.17 rappresentano, rispettivamente, la carta della **distribuzione numerica** delle frane a cinematica lenta cartografate all'interno di ciascun Comune e **della percentuale areale** di territorio in frana di ciascun Comune. Il maggior (> 200) e il minor numero (range variabile tra 1-50) (Fig. 5.16) delle fenomenologie a cinematica lenta compete, rispettivamente, a 1 e a 13 Comuni mentre la maggiore (> 20%) e la minore (< 5%) percentuale di area in frana è riconoscibile, rispettivamente, all'interno di 21 e 4 Comuni (Fig. 5.17).

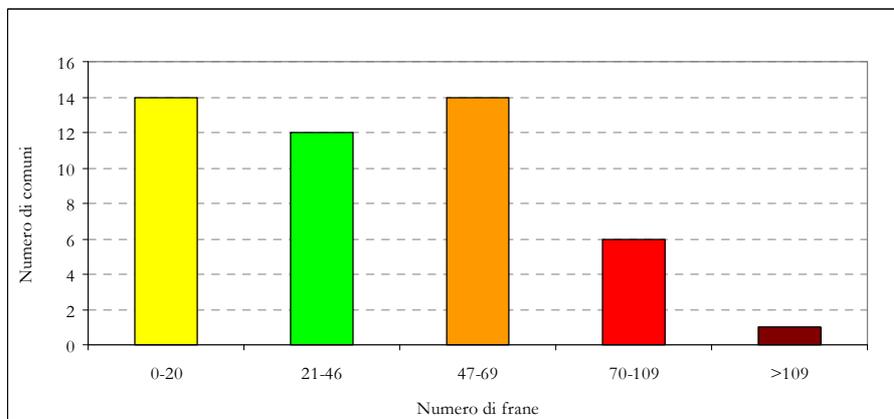
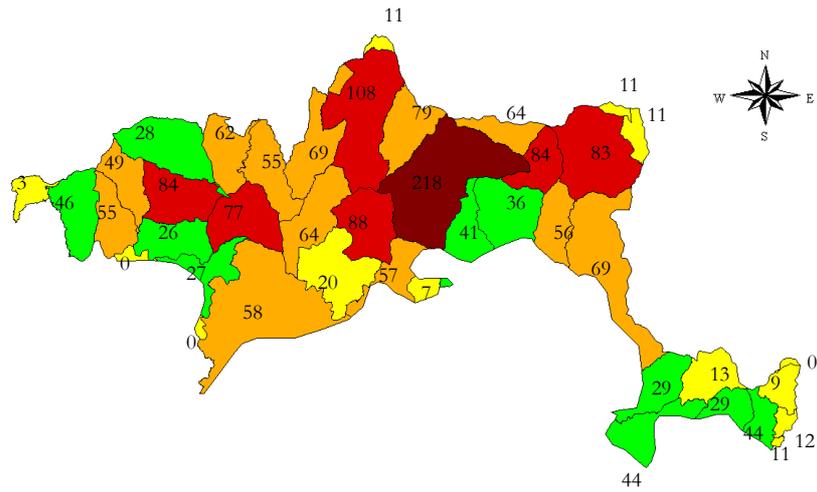
Le Figure 5.18 e 5.19 rappresentano, rispettivamente, la carta della **distribuzione numerica delle frane quiescenti ed attive** cartografate all'interno di ciascun Comune. Il maggior (>109) e minor numero (range variabile tra 0-20) (Fig. 5.18) delle frane quiescenti sono riconoscibili, rispettivamente, all'interno di 1 e di 14 Comuni mentre il maggior (>25) e minor numero (range variabile tra 0-7) di frane attive è riconoscibile, rispettivamente, all'interno di 1 e 17 Comuni (Fig. 5.19).



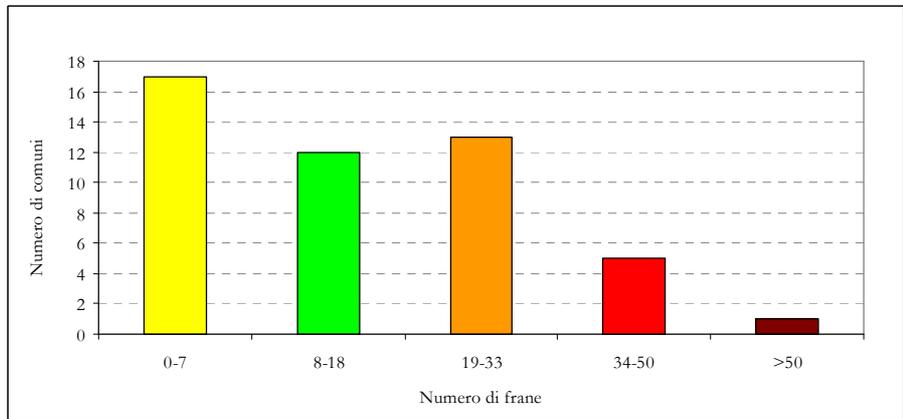
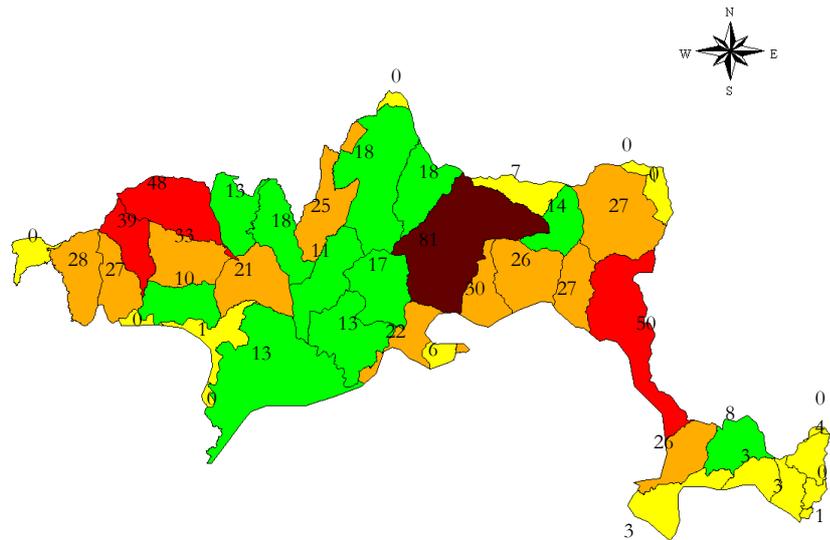
**Figura 5.16. Distribuzione numerica delle frane cartografate all'interno dell'area di studio del Bacino del Volturno.**



**Figura 5.17. Distribuzione areale delle frane cartografate all'interno dell'area di studio del Bacino del Volturno.**

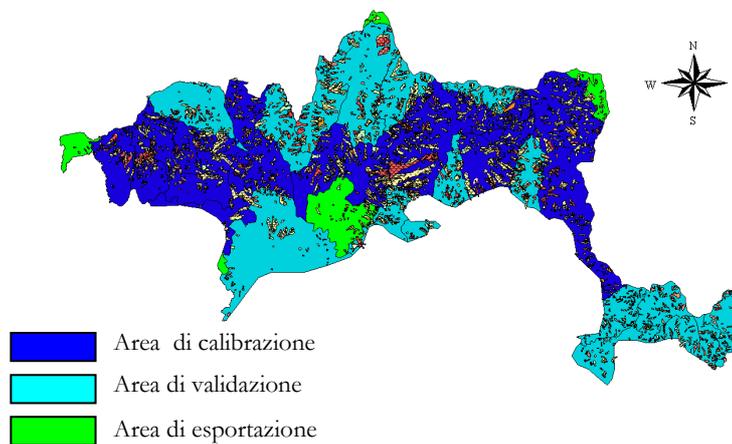


**Figura 5.18. Distribuzione numerica delle frane quiescenti cartografate all'interno dell'area di studio del Bacino del Volturno.**



**Figura 5.19. Distribuzione numerica delle frane attive cartografate all'interno dell'area di studio del Bacino del Volturno.**

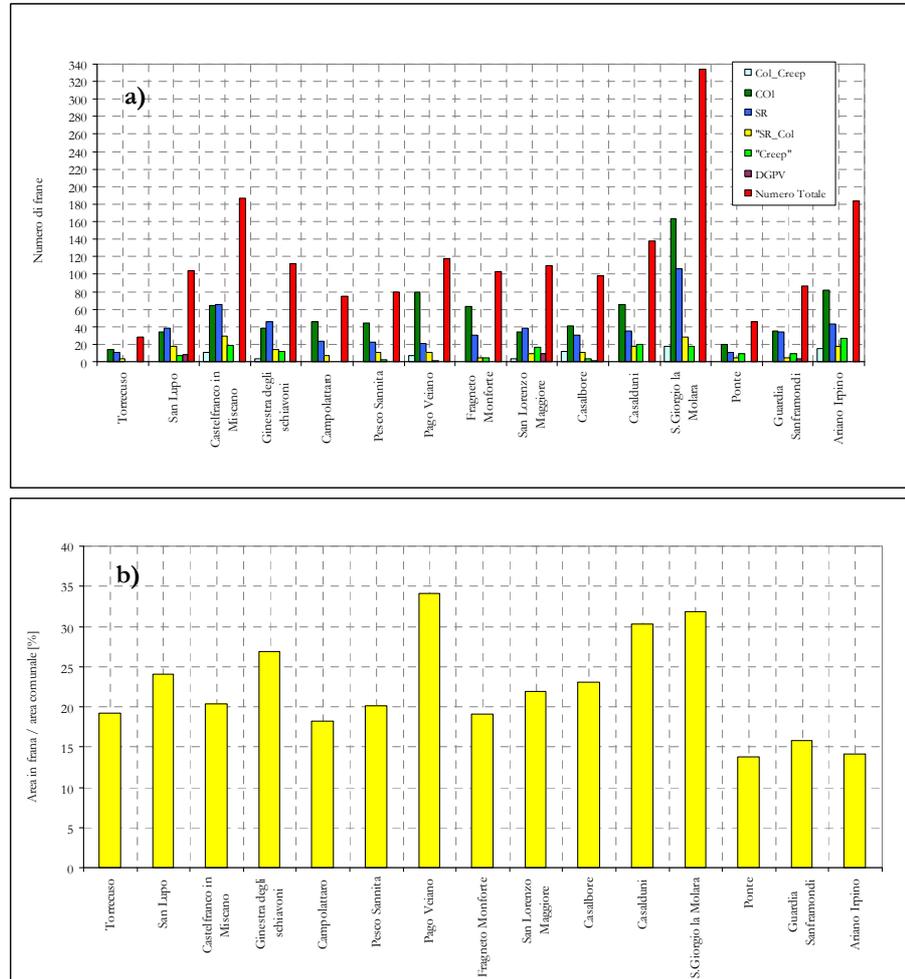
All'interno dell'area di studio scelta all'interno del territorio del Bacino del Volturno, per il perseguimento dell'obiettivo delle analisi, sono state individuate tre sotto-aree, che corrispondono nell'ordine a (Fig. 5.20): *i*) un'area di **“calibrazione”** (le informazioni disponibili per tali aree sono utilizzate per la taratura dei valori di vulnerabilità massimi e minimi); *ii*) un'area di **“validazione”** (in tale area si verifica che i valori di vulnerabilità storica, per come definita nei paragrafi successivi, ricadano all'interno o, al più, sui confini delle fasce di vulnerabilità individuate con riferimento all'area di calibrazione); un'area di **“esportazione”** della procedura della procedura adottata (per tale area non si dispone di dati storici di danno agli edifici) (Fig. 5.20).



**Figura 5.20. Aree di calibrazione, validazione e di esportazione della procedura.**

### 5.3.2.1 Area di calibrazione

L'area di calibrazione scelta si estende per 386 km<sup>2</sup> e interessa 15 Comuni appartenenti a 2 Province. Il numero totale di frane cartografate al suo interno risulta pari a **1802**. Le tipologie di frane riconosciute sono: scorrimenti rotazionali (553), colate di terra (823), scorrimenti rotazionali - colate (188), creep (147), colate - creep (69), deformazioni gravitative profonde (22) (Fig 5.21a).



**Figura 5.21. Distribuzione delle frane cartografate all'interno dell'area calibrata del Bacino del Volturno: a) numerica; b) areale.**

I fenomeni prevalenti sono, quindi, gli scorrimenti rotazionali, le colate di terra e gli scorrimenti rotazionali - colate. I Comuni caratterizzati rispettivamente dal maggior (334) e minor numero (28) di fenomeni franosi cartografati sono San Giorgio La Molar (BN) e Torrecuso (BN) (Fig. 5.21a) mentre la maggior (circa il 34%) e minor (circa il 13%) percentuale di area in frana si ha nei Comuni di Pago Veiano (BN) e Ponte (BN) (Fig. 5.21b). La Figura 5.22a indica il numero delle frane

attive, quiescenti ed inattive che interessano ogni Comune dell'area di studio.

Con riferimento allo stato di attività, all'interno della carta inventario dei fenomeni franosi del progetto PsAI-Rf, sono riconoscibili **398** frane attive, **1068** frane quiescenti e **10** frane inattive. Ne deriva che circa il **75%** delle frane cartografate sono quiescenti, mentre solamente il **25%** ed lo **0.75%** sono rispettivamente attive ed inattive. A tal proposito, il Comune con il più alto numero (81) di frane attive è San Giorgio La Molara (BN) (Fig. 5.22a) mentre il Comune con la più alta percentuale (circa 42%) di area in frana è Ariano Irpino (BN) (Fig. 5.22b).

Le Figure 5.23a e 5.23b mostrano rispettivamente la distribuzione numerica e areale delle frane distinte per tipologia e stato di attività all'interno dei Comuni. Con riferimento a quelle attive, le colate di terra sono le tipologie di movimento più numerose e alle quali compete la più alta percentuale di area in frana.

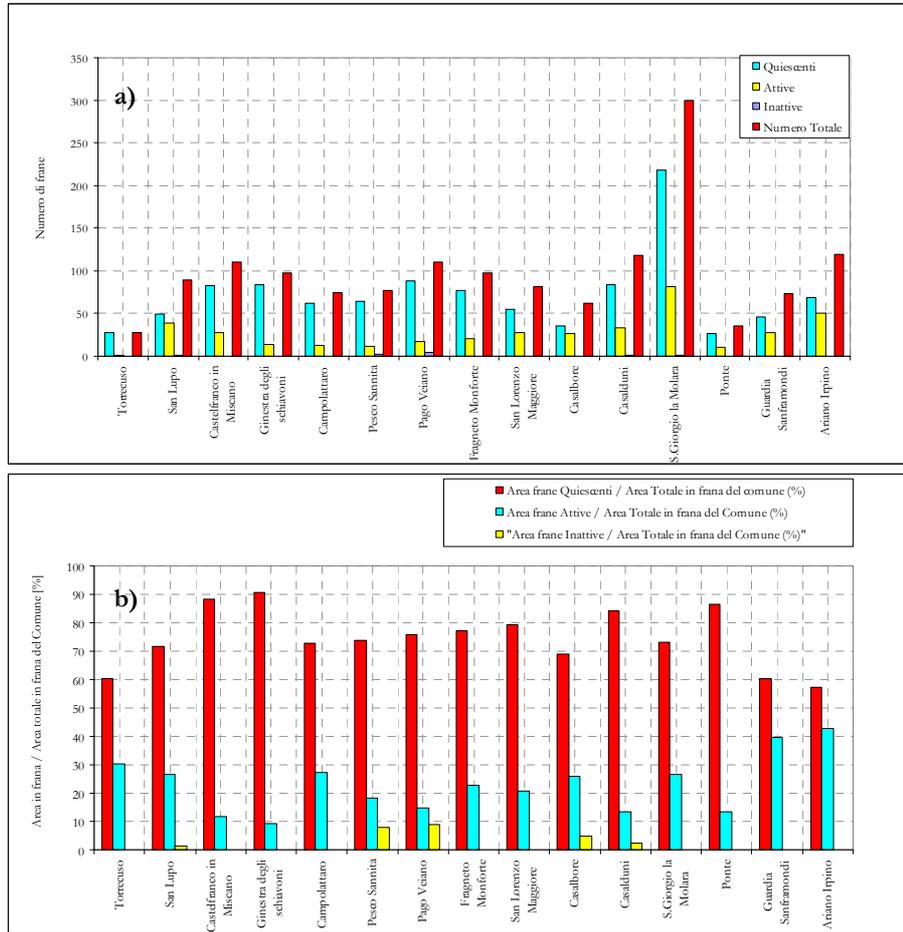


Figura 5.22. Distribuzione in base allo stato di attività delle frane cartografate all'interno dell'area di calibrazione del Bacino del Volturno: a) numerica; b) areale.

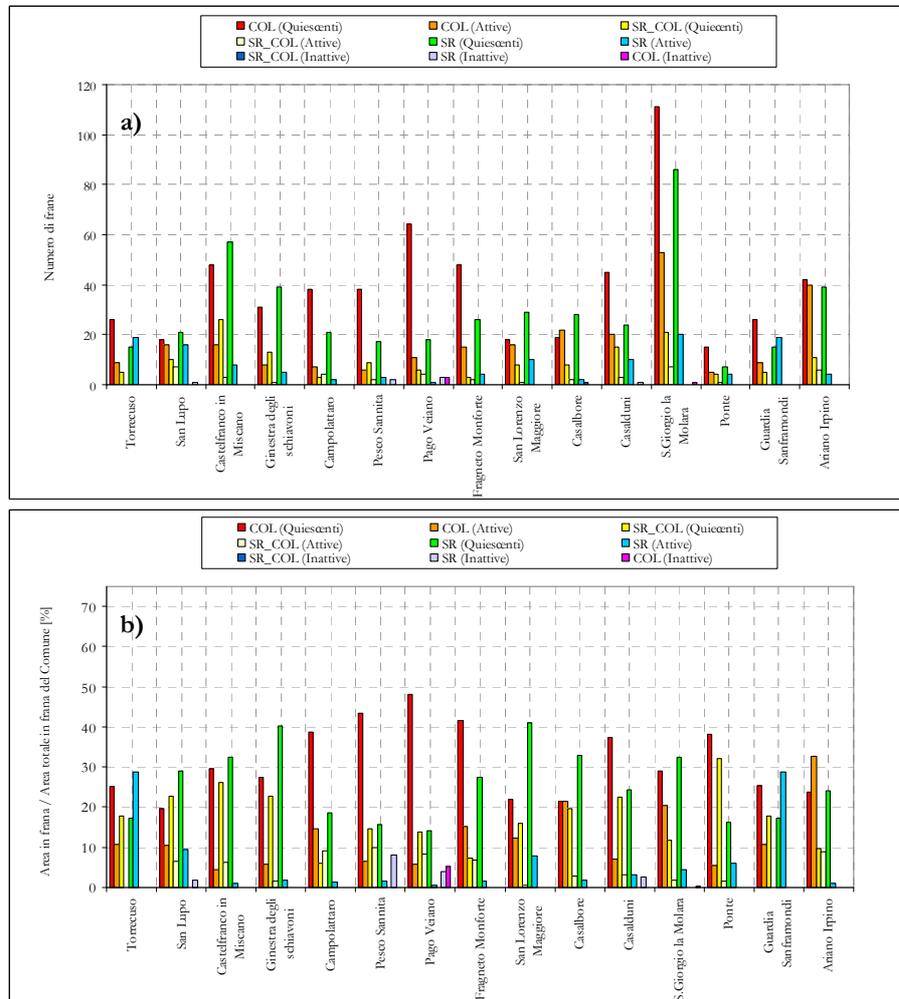


Figura 5.23. Distribuzione in base alla tipologia di movimento e allo stato di attività delle frane cartografate all'interno dell'area di calibrazione del Bacino del Volturno: a) numerica; b) areale.

### 5.3.2.2 Area di validazione

L'area di validazione scelta si estende per 348 km<sup>2</sup> e interessa 20 Comuni appartenenti a 3 Province. Il numero totale di frane ricadenti all'interno dell'area di validazione risulta pari a **1291**. Le tipologie di frane riconosciute sono: scorrimenti rotazionali (321), colate di terra (584), scorrimenti rotazionali - colate (164), creep (182), colate - creep (25),

deformazioni gravitative profonde (6) (Fig. 5.24a). I fenomeni prevalenti sono, quindi, gli scorrimenti rotazionali, le colate di terra e i creep.

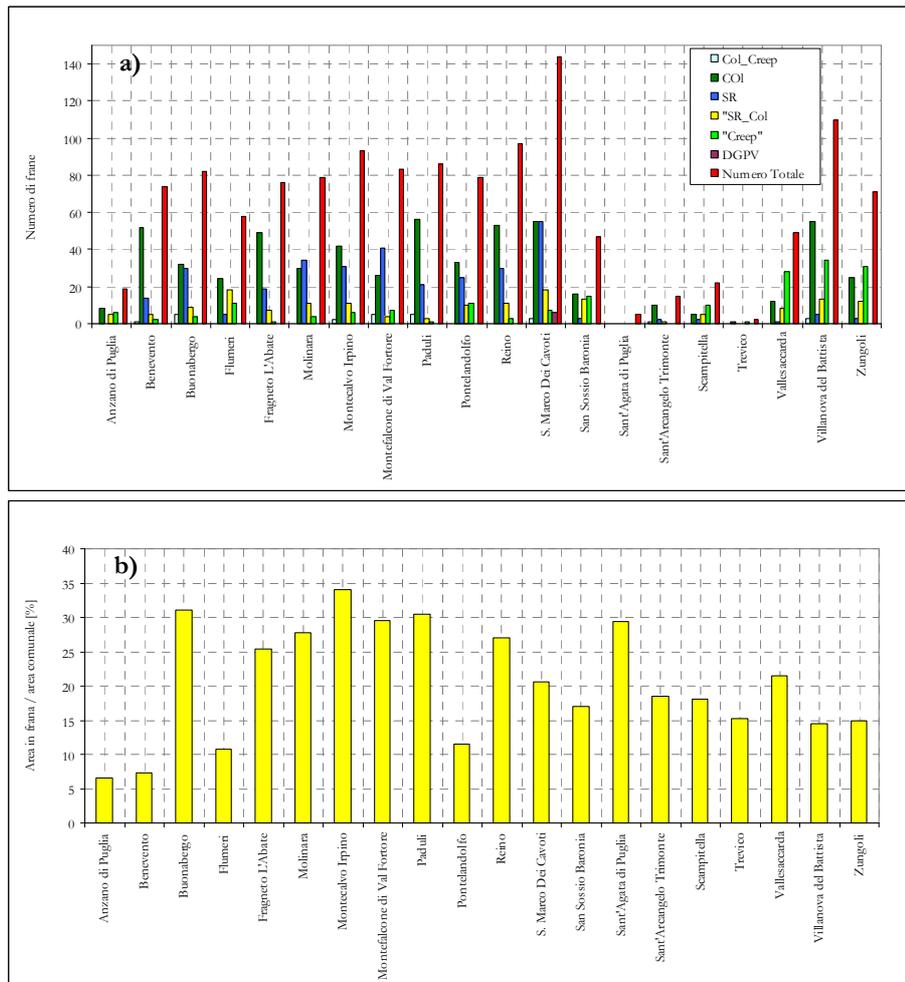


Figura 5.24. Distribuzione delle frane cartografate all'interno dell'area di studio di validazione del Bacino del Volturno: a) numerica; b) areale.

I Comuni caratterizzati rispettivamente dal maggior (144) e minor numero (2) di fenomeni franosi sono San Marco Dei Cavoti (BN) e Trevico (AV) (Fig. 5.24a) mentre la maggior (circa il 34%) e minor (circa il 7%) percentuale di area in frana si ha nei Comuni di MonteCalvo Irpino (BN) e Anzano di Puglia (FG) (Fig. 5.24b). La Figura 5.25a indica

il numero delle frane attive, quiescenti ed inattive che interessano ogni Comune dell'area di studio.

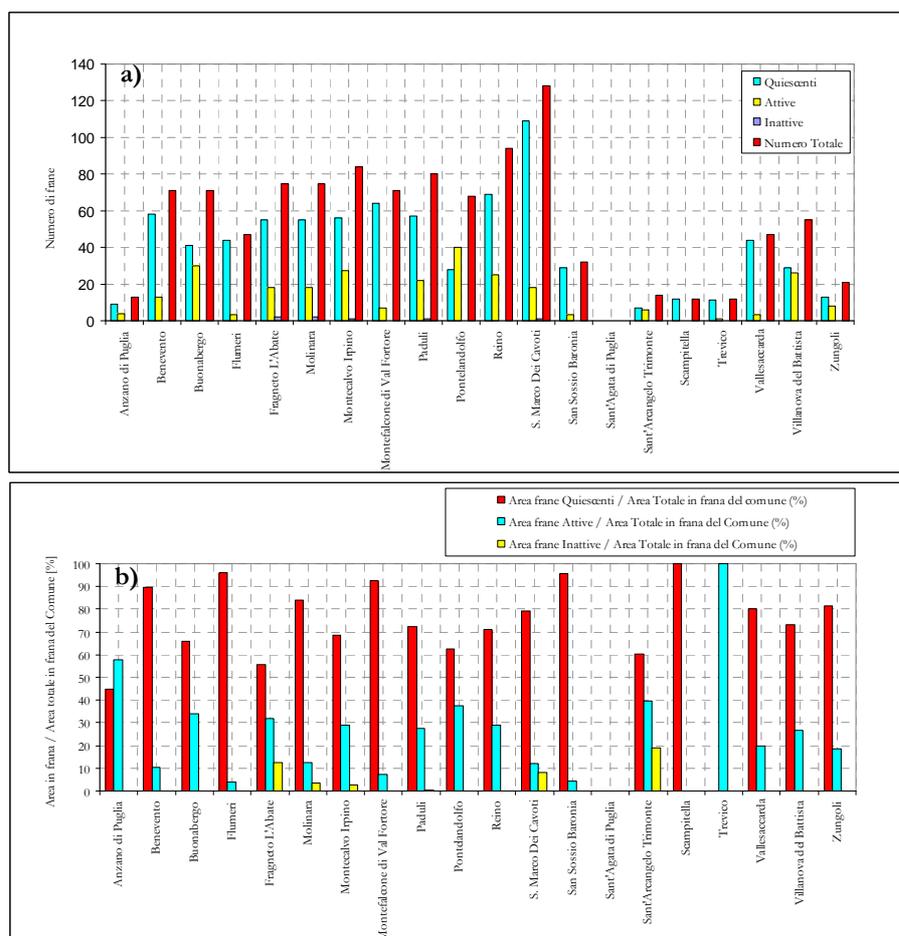


Figura 5.25. Distribuzione in base allo stato di attività delle frane cartografate all'interno dell'area di validazione del Bacino del Volturno: a) numerica; b) areale.

Con riferimento allo stato di attività, all'interno della carta inventario dei fenomeni franosi del progetto PsAI-Rf, sono riconoscibili **272** frane attive, **790** frane quiescenti e **8** frane inattive. In particolare, circa il **74%** delle frane cartografate sono, quindi, quiescenti, mentre solamente il **25%** ed lo **0.75%** sono rispettivamente attive ed inattive. A tal proposito,

il Comune con il più alto numero (40) di frane attive è Pontelandolfo (BN) (Fig. 5.25a) mentre il Comune con la più alta percentuale (circa 100%) di area in frana è Trevico (BN) (Fig. 5.25b). Le Figura 5.26a e 5.26b mostrano, rispettivamente, la distribuzione numerica e areale delle frane distinte per tipologia e stato di attività all'interno dei Comuni. In particolare, con riferimento a quelle attive, le colate di terra sono ancora una volta le tipologie di movimento più numerose e alle quali compete la più alta percentuale di area in frana.

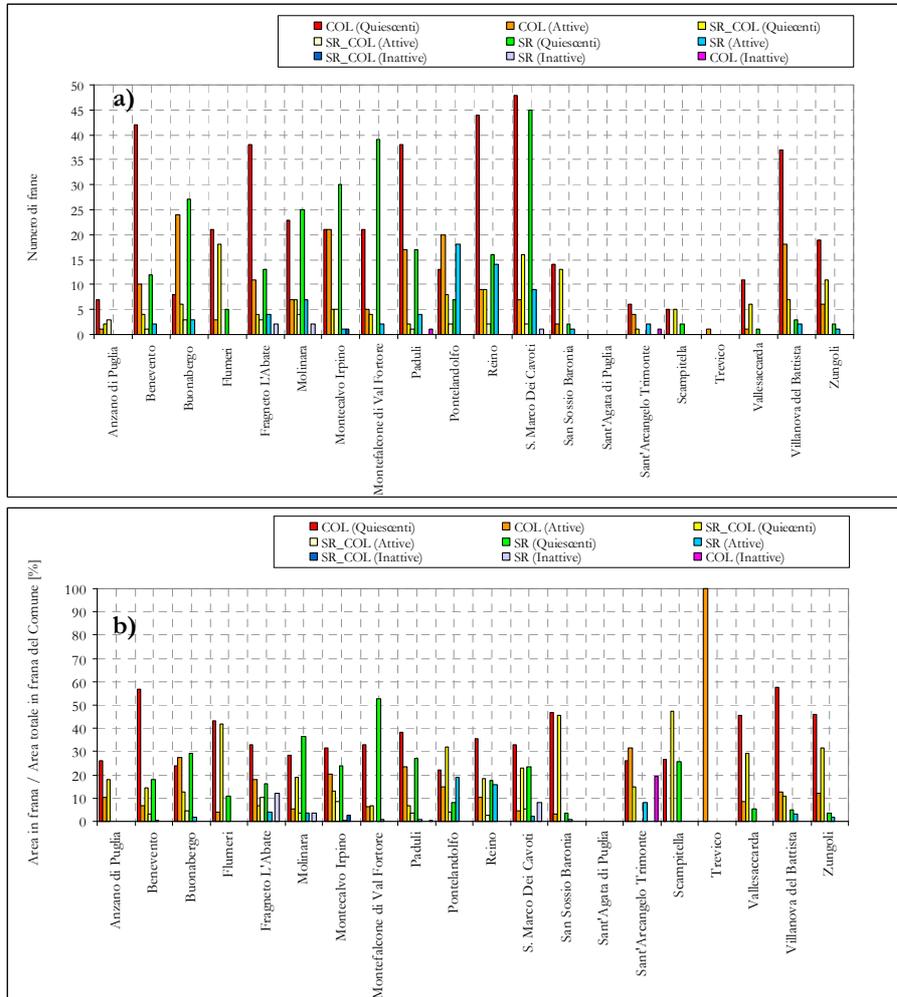


Figura 5.26. Distribuzione delle frane in base alla tipologia di movimento e allo stato di attività delle frane cartografate all'interno dell'area di validazione del Bacino del Volturno: a) numerica; b) areale.

### 5.3.2.3 Area di esportazione

L'area di esportazione scelta si estende per 45 km<sup>2</sup> e interessa 5 Comuni appartenenti a 2 Province. Il numero totale di frane cartografate all'interno dell'area di esportazione della procedura risulta pari a **111**. Le tipologie di frane riconosciute sono: scorrimenti rotazionali (31), colate di terra (56), scorrimenti rotazionali - colate (8), creep (5), colate - creep (6) (Fig. 5.27).

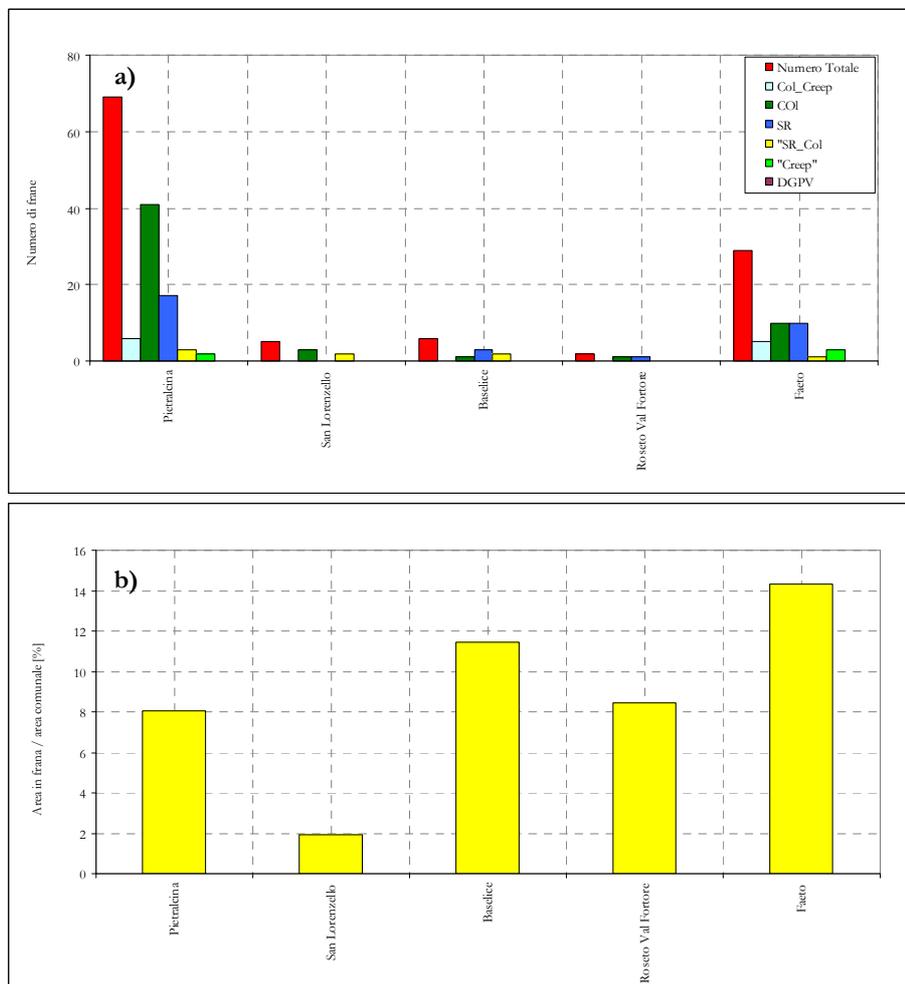
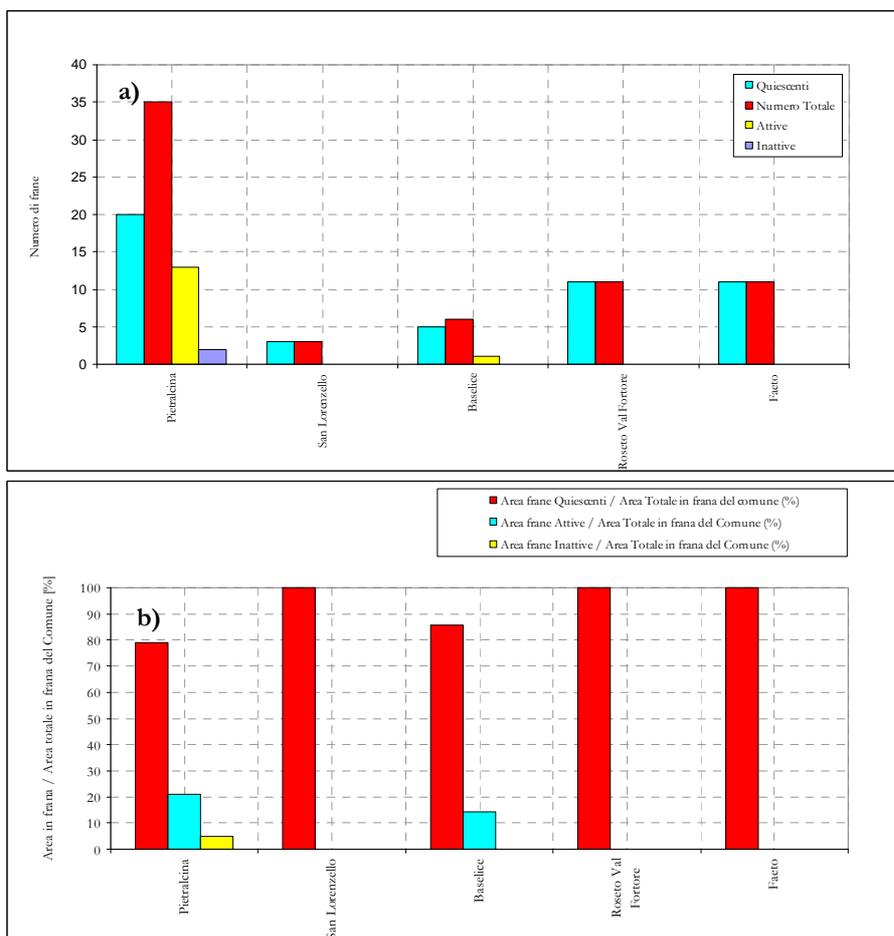


Figura 5.27. Distribuzione delle frane cartografate all'interno dell'area di esportazione del Bacino del Volturno: a) numerica; b) areale.

I Comuni caratterizzati rispettivamente dal maggior (69) e minor numero (2) di fenomeni franosi a cinematica lenta sono Pietrelcina (BN) e Roseto Val Fortore (FG) (Fig. 5.27a) mentre la maggior (circa il 14%) e minor (circa il 1%) percentuale di area in frana si ha nei Comuni di Faeto (FG) e San Lorenzo (BN) (Fig. 5.27b). La Figura 5.28a indica il numero delle frane attive, quiescenti ed inattive che interessano ogni Comune dell'area di studio, in riferimento agli scorrimenti rotazionali, colate di terra, e scorrimenti rotazionali – colate.



**Figura 5.28.** Distribuzione in base allo stato di attività delle frane cartografate all'interno dell'area di esportazione del Bacino del Volturno: a) numerica; b) areale.

Con riferimento allo stato di attività, all'interno della carta inventario dei fenomeni franosi del progetto PsAI-Rf, sono riconoscibili **14** frane attive, **50** frane quiescenti e **2** frane inattive. Ne consegue che circa il **76%** delle frane cartografate sono quiescenti, mentre solamente il **21%** e il **9.42%** sono rispettivamente attive ed inattive.

A tal proposito, il Comune con il maggior numero (13) (Fig. 5.28a ) di frane attive e la più alta percentuale (circa 21%)(Fig. 5.28b) di area in frana è Pietrelcina (BN).

Le Figure 5.29a e 5.29b mostrano rispettivamente la distribuzione numerica e areale delle frane distinte per tipologia e stato di attività con riferimento ai Comuni investigati. In particolare, con riferimento a quelle attive, le colate di terra appaiono essere le tipologie di movimento più numerose e con la più alta percentuale di area in frana.

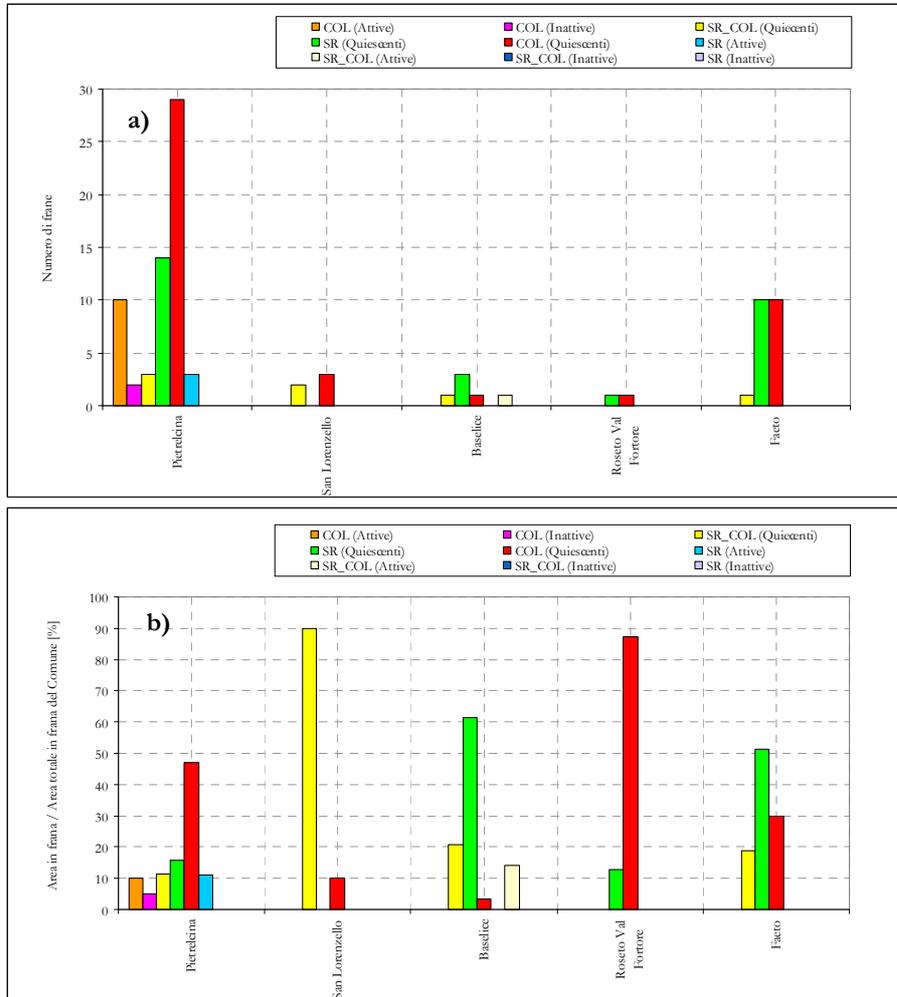


Figura 5.29. Distribuzione in base alla tipologia di movimento e allo stato di attività delle frane cartografate all'interno dell'area di esportazione del Bacino del Volturno: a) numerica; b) areale.

## 5.4 ANALISI DEI COMPLESSI GEOLITOLOGICI PROPENSI AD OSPITARE FRANE

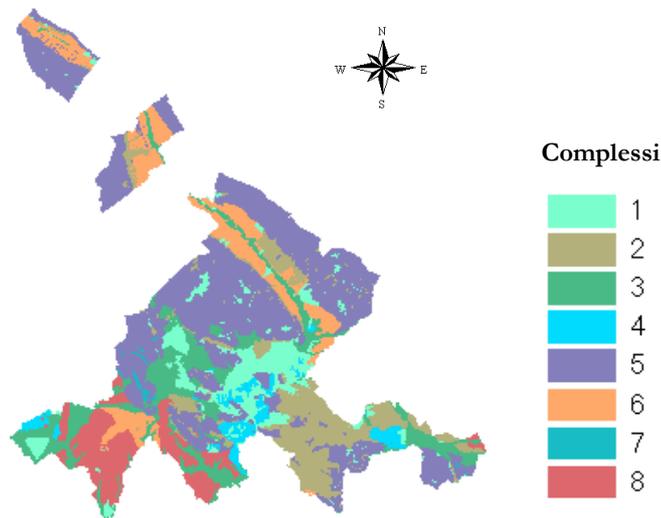
L'analisi a media scala (1:25.000) della distribuzione dei fenomeni franosi a cinematica lenta è stata eseguita avvalendosi di un **Index-Based Method** (Soeters and van Westen, 1996; Coe et al., 2004). In particolare, per quantificare la densità numerica ed areale dei fenomeni franosi cartografati all'interno di ciascun complesso geolitologico omogeneo individuato nelle aree di studio del territorio dell'ABN LGV sono stati, rispettivamente, introdotti due indici relativi.

Il primo indice **INL(i)** è dato dal rapporto tra la somma  $f_{nli}$  del numero di frane ricadenti nell'i-mo complesso geolitologico omogeneo riferita al numero totale di frane censite ed il valore  $f_i$ , della superficie dell'i-mo complesso normalizzato rispetto alla superficie complessiva dell'area di studio. Il secondo indice **IAL(i)** è, invece, definito dal rapporto  $f_{ali}$  tra la somma delle aree in frana dell'i-mo complesso geolitologico omogeneo rispetto all'area in frana totale ed il valore di  $f_i$ .

Sulla base di tali definizioni, i valori assunti dall'indice INL consentono di identificare i complessi geolitologici nei quali le frane sono più diffuse, in termini numerici e indipendentemente dalla loro estensione areale; dai valori dell'indice IAL è possibile, invece, risalire ai complessi geolitologici nei quali ricadono i fenomeni franosi di maggiori dimensioni. Valori di INL e IAL **pari all'unità** sono, ovviamente, rappresentativi di una distribuzione mediamente omogenea dei fenomeni franosi. Al contrario, **valori maggiori (o minori) dell'unità** dei predetti indici sono rappresentativi di una maggiore (o minore) concentrazione di fenomeni per unità di area rispetto al valore medio (ovvero a quello cui corrisponde un valore unitario di INL o di IAL).

### 5.4.1. Area di studio del Bacino del Liri-Garigliano

Con riferimento all'area di studio ricadente all'interno del Bacino del Liri-Garigliano, le analisi sono state rivolte all'individuazione dei complessi geolitologici nei quali vi è la maggiore concentrazione, in termini numerici ed areali, dei fenomeni franosi cartografati. In Figura 5.30 e in Tabella 5.1 viene riportata una descrizione dettagliata dei vari complessi geolitologici omogenei che, a partire dai risultati di studi pregressi (Pisciotta, 2008), sono stati individuati all'interno dell'area.



**Figura 5.30. Complessi geolitologi omogenei individuati nell'area di studio del Bacino del Liri Garigliano (Pisciotta, 2008).**

I risultati delle analisi hanno fornito valori di INL superiori all'unità per quattro complessi geolitologici (2, 8, 6, 3); per i rimanenti quattro (5, 1, 4, 7), i corrispondenti valori di INL sono risultati inferiori all'unità (Fig. 5.31).

**Tabella 5.1. Complessi geolitologi omogenei individuati nell'area di studio del Bacino del Liri Garigliano (Pisciotta, 2008).**

Codice	Descrizione
1	Gravels, sands and loose alluvial silts (valley deposits), loose volcanic deposits and residual soils.
2	Gravels, sands and loose alluvial silts (recent fans).
3	Gravels, sands and dense alluvial silts and/or deposits of old fans.
4	Travertine and coherent – semi coherent volcanic deposits.
5	Limestone with cemented gravels.
6	Arenaceous-clayey complex (with varicoloured clays).
7	Layered calcareous-marly-clayey complex.
8	Fine grained arenaceous complex (with silty clays levels).

Analogamente, dalla Figura 5.32 è possibile evincere i complessi (4, 8, 2, 6) nei quali si riscontrano le più alte concentrazioni di fenomeni franosi in termini di estensione areale; in particolare, il complesso 6 è quello caratterizzato dalla presenza di fenomeni di maggiore dimensione in pianta.

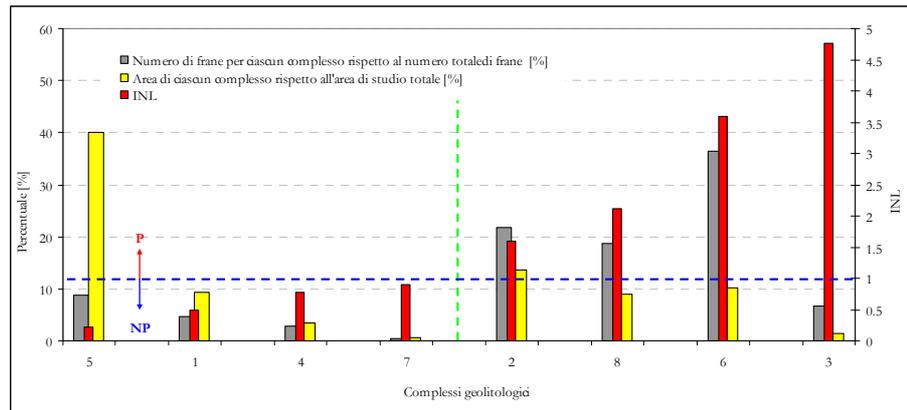


Figura 5.31. Indice INL dell'area di studio del Bacino del Liri Garigliano.

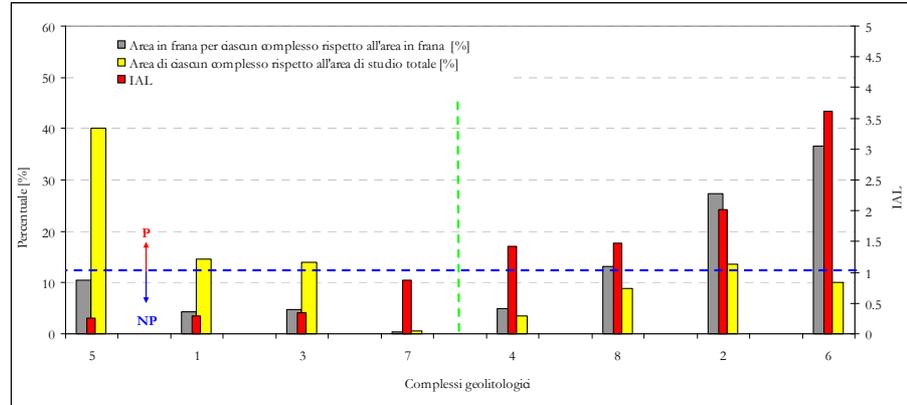


Figura 5.32. Indice IAL dell'area di studio del Bacino del Liri Garigliano.

In Figura 5.33 e in Fig. 5.34 vengono riportate rispettivamente la carta di distribuzione della **franosità** sulla base dell'indice **INL** e dell'indice **IAL**; in particolare, le porzioni di territorio evidenziate in rosso rappresentano quelle nelle quali vi è una concentrazione di fenomeni per unità di area maggiore del valore medio.

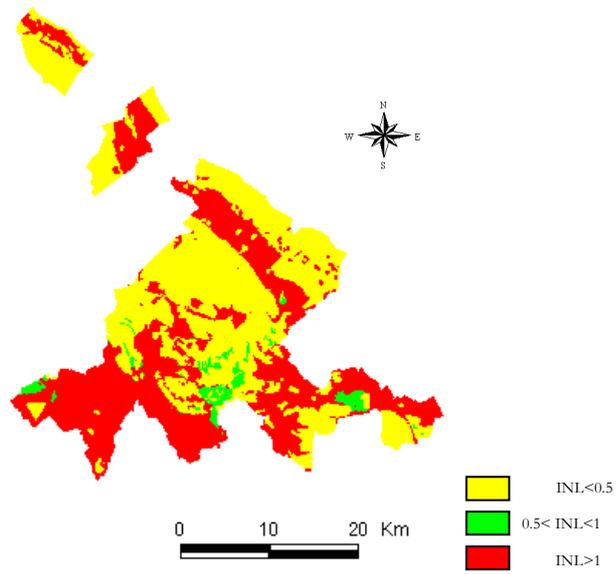


Figura 5.33. Carta di distribuzione della franosità.

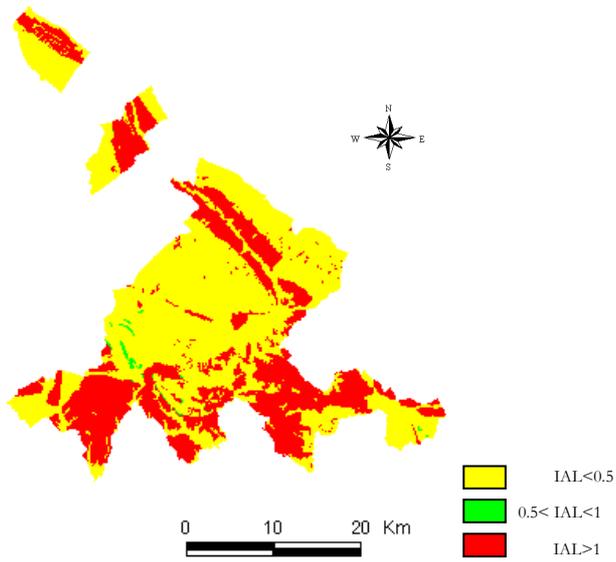
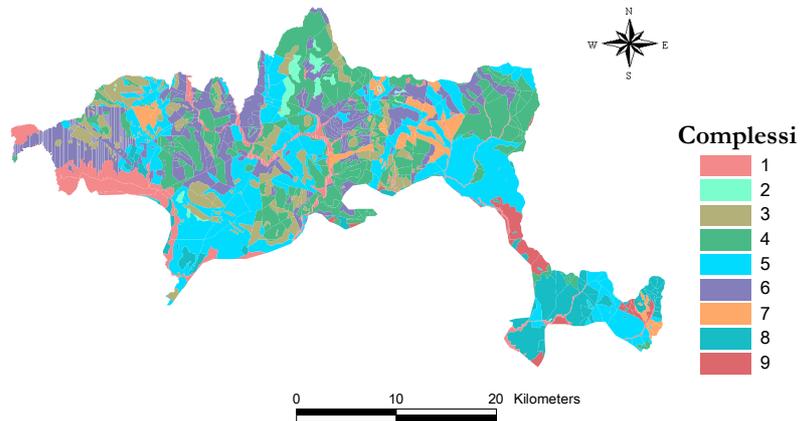


Figura 5.34. Carta di distribuzione della franosità.

In definitiva, dai risultati delle analisi svolte si evince che, per l'area di studio considerata, i fenomeni a cinematica lenta ricadono prevalentemente all'interno di complessi arenaceo-argillosi.

#### 5.4.2. Area di studio del Bacino del Volturno

Le analisi hanno consentito, nell'area ricadente all'interno del Bacino del Volturno, di individuare i complessi geolitologici nei quali vi è la maggiore concentrazione, in termini numerici ed areali, dei fenomeni franosi cartografati. A tal riguardo, in Figura 5.35 e in Tabella 5.2 viene riportata una descrizione dettagliata dei vari complessi geolitologici omogenei individuati all'interno dell'area.



**Figura 5.35. Complessi geolitologici omogenei individuati nell'area di studio del Bacino del Volturno (Pisciotta, 2008 mod.).**

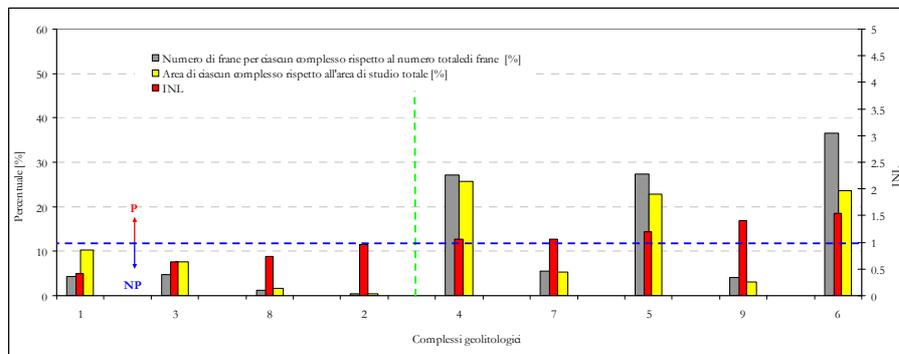
Nell'area di calibrazione della procedura si sono ottenuti valori di INL superiori all'unità per cinque complessi geolitologici (4, 7, 5, 9, 6); per i rimanenti quattro (1, 3, 8, 2), i corrispondenti valori di INL sono risultati inferiori all'unità (Fig. 5.36).

Analogamente, dalla Figura 5.37 è possibile enucleare i complessi (6, 5, 4, 7) all'interno dei quali si hanno le più alte concentrazioni, in termini di estensione areale, di fenomeni franosi cartografati; per i rimanenti cinque complessi (1, 8, 3, 9, 2), i corrispondenti valori di IAL sono inferiori all'unità.

**Tabella 5.2. Complessi geo-litologici omogenei individuati nell'area di studio del Bacino del Volturno (Pisciotta, 2008).**

Codice	Descrizione
1	Gravels, sands and alluvial clays
2	Silt-clays alluvial deposits
3	Limestone with cemented gravels
4	Layered calcareous-marly-clayey complex
5	Clays with layers of marls and calcareous
6	Fine grained arenaceous complex (with silty clays levels)
7	Conglomerate complex
8	Sandy complex
9	Clayey complex

In Figura 5.38 e 5.39 sono riportati in diagramma, rispettivamente, i valori degli indici INL e IAL ottenuti per l'area di validazione della procedura. I risultati delle analisi evidenziano che i complessi (Fig. 5.37 e 5.39) nei quali vi è la maggiore ovvero la minore concentrazione di fenomeni franosi per unità di area rispetto al valor medio, coincidono con quelli dell'area di calibrazione.



**Figura 5.36. Indici INL dell'area di calibrazione.**

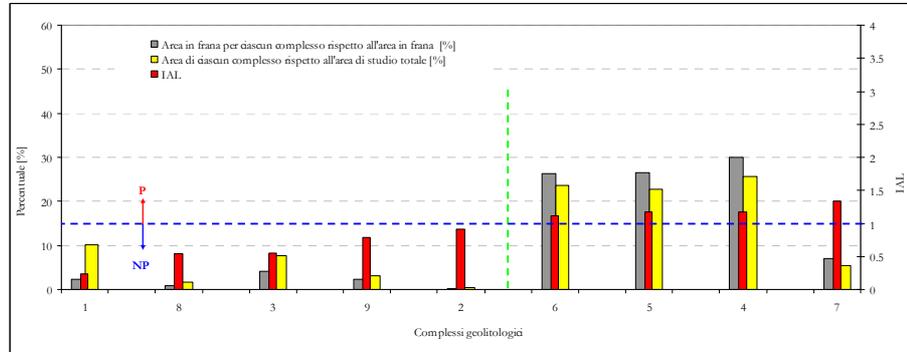


Figura 5.37. Indice IAL dell'area di calibrazione.

I Comuni dell'area di esportazione sono invece caratterizzati dalla presenza dei complessi 1, 3, 4, 5, 6; in particolare, dalla Figura 5.40 è possibile evincere che i complessi (5, 4, 6) nei quali si riscontrano le più alte concentrazioni, in termini di estensione areale dei fenomeni franosi cartografati, sono gli stessi dell'area di calibrazione ad eccezione del complesso 7. Nonostante tale risultato, si è ritenuto di poter esportare la procedura in tali Comuni dal momento che il complesso 7 ricopre, nell'area di calibrazione, una porzione molto modesta dell'area totale.

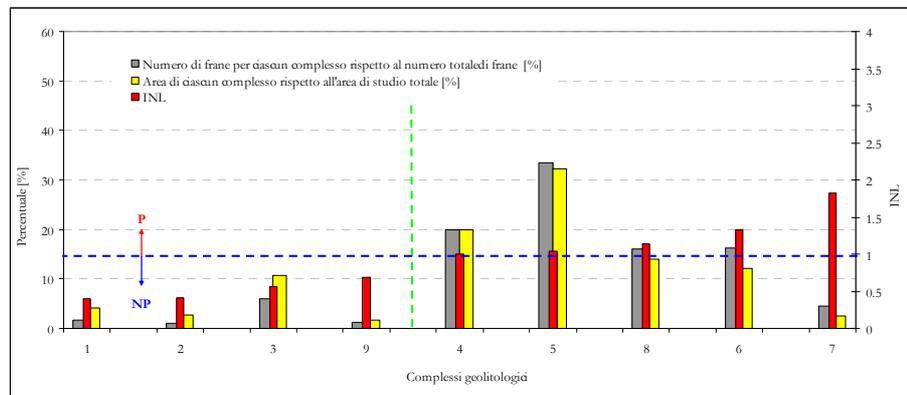


Figura 5.38. Indice INL dell'area di validazione.

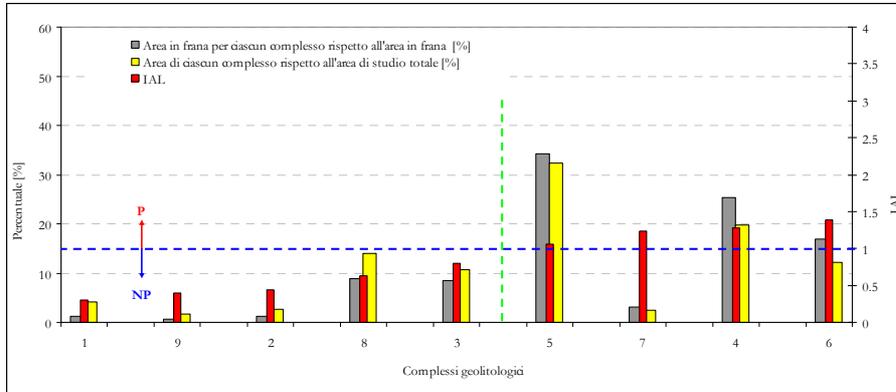


Figura 5.39. Indice IAL dell'area di validazione.

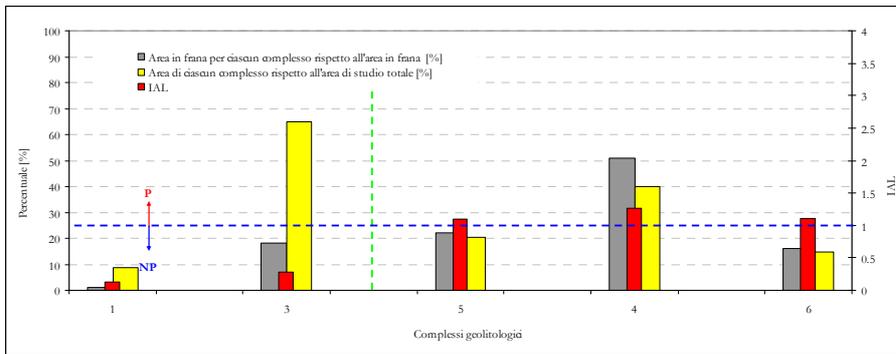
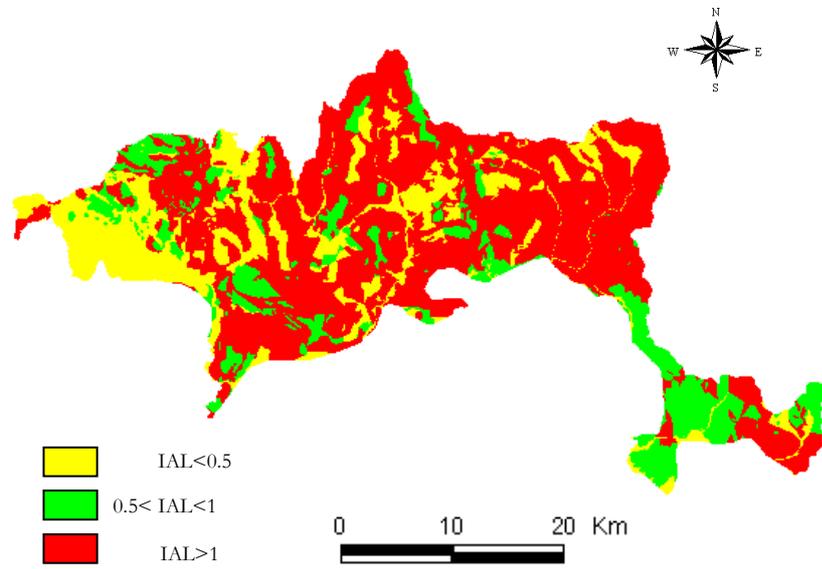


Figura 5.40. Indice IAL dell'area di esportazione.

La Figura 5.41 riporta la carta di distribuzione della franosità sulla base dell'indice IAL; in particolare, le porzioni di territorio evidenziate in rosso rappresentano quelle nelle quali vi è una concentrazione di fenomeni per unità di area maggiore rispetto al valore medio.

In definitiva, i risultati delle analisi svolte a media scala evidenziano come i fenomeni a cinematica lenta interessino soprattutto terreni sedimentari caratterizzati da una **matrice fine**; tali risultati hanno consentito di verificare, altresì, i caratteri dell'omogeneità alla franosità delle aree scelte ai fini della calibrazione e validazione della procedura.



**Figura 5.41. Carta di distribuzione della franosità.**

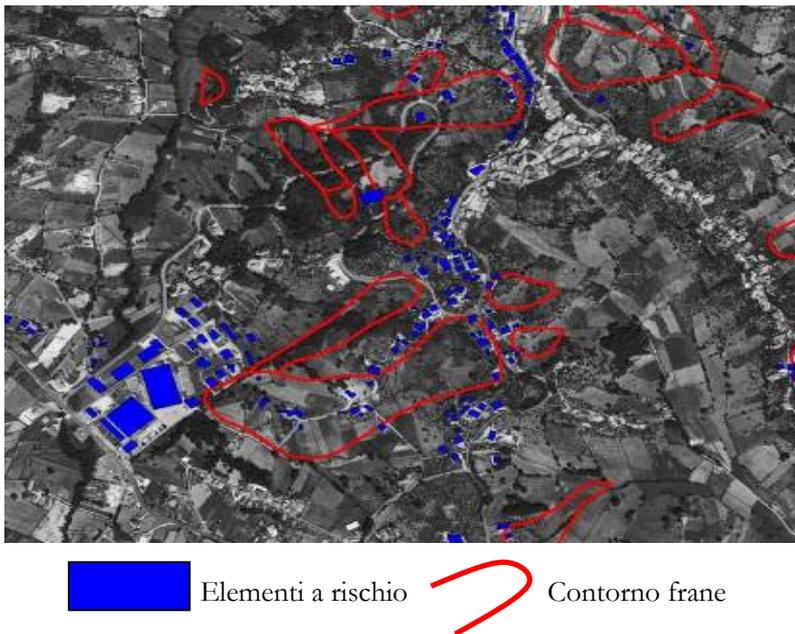
## 5.5 IDENTIFICAZIONE DEGLI ELEMENTI VULNERABILI

### 5.5.1 Procedure di identificazione

L'analisi della vulnerabilità richiede la previa individuazione di ogni elemento esposto al rischio, come evidenziato da Fell et al. (2008).

A media scala (1:25.000), gli elementi a rischio possono essere identificati a partire da informazioni contenute nelle carte topografiche di base o attraverso immagini orto-rettificate (foto aeree o immagini satellitari ad alta risoluzione) (Van Westen, 2004).

A partire da tali suggerimenti operativi, nella presente tesi i singoli elementi a rischio ricadenti all'interno delle aree di studio sono stati identificati grazie alla disponibilità di carte topografiche a scala 1:25.000 e 1:10.000 e ortofoto a scala 1:10.000 e 1:5.000 (Fig. 5.42); i dati acquisiti sono stati trasferiti in ambiente GIS.



**Figura 5.42. Identificazione degli elementi a rischio.**

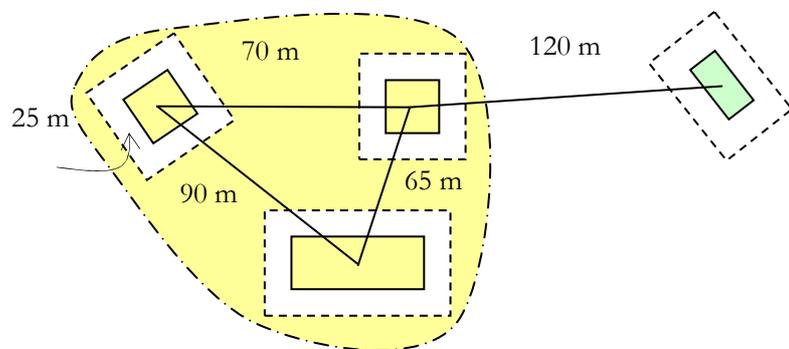
Una volta individuati i singoli elementi esposti, le attività si sono rivolte alla determinazione di unità omogenee di aggregati. L'individuazione di tali unità richiederebbe informazioni riguardanti la destinazione d'uso, le

caratteristiche tipologiche e l'età di costruzione del singolo elemento esposto (o vulnerabile). Queste informazioni, in generale, dovrebbero essere acquisite attraverso la consultazione di documenti conservati in archivi comunali, ovvero fornite da funzionari tecnici, imprese di assicurazione, imprese ferroviarie e abitanti del posto (Remondo et al., 2005).

Tra i metodi proposti nella letteratura scientifica si è scelto di procedere all'aggregazione di edifici adottando una procedura proposta da Pisciotta (2008) e che si fonda sulla digitalizzazione di figure piane a geometria convessa (Fig. 5.43, Fig. 5.44).

In particolare, tale procedura prevede che:

- intorno a ciascun edificio, tenendo conto dell'errore grafico connesso alla scala di lavoro (1:25.000), si debba considerare un buffer di **25 metri**, anche per contemplare la presenza di eventuali accessori di pertinenza (Maquaire et al., 2004);
- la distanza massima tra strutture adiacenti sia imposta non superiore a **100 metri** per evitare, tra l'altro, l'individuazione di aggregati con prevalenza al proprio interno di aree non urbanizzate rispetto a quelle urbanizzate.



**Figura 5.43. Schema per l'identificazione di aggregati di edifici (Pisciotta, 2008).**

L'intersezione di tali aggregati con l'area in frana definisce le cosiddette "aree vulnerabili" (Fig. 5.45).

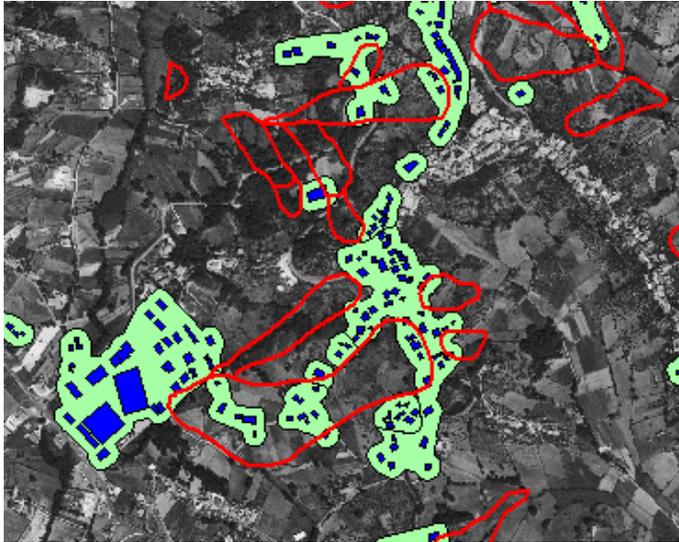


Figura 5.44. Esempi di aggregati omogenei per condizioni geometriche.

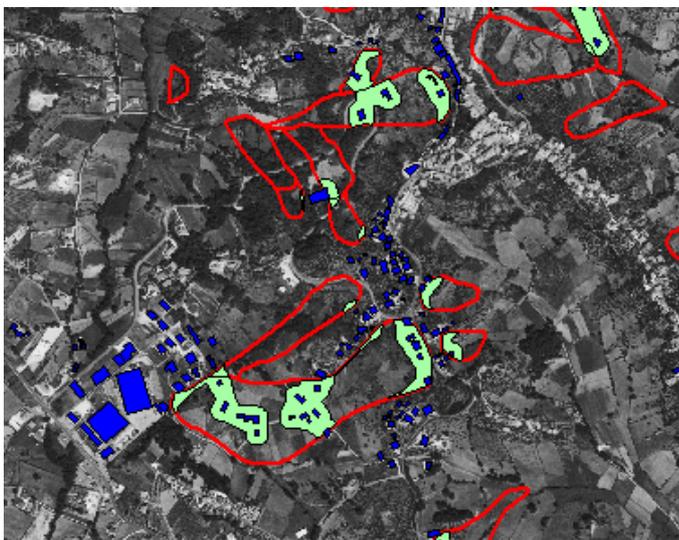
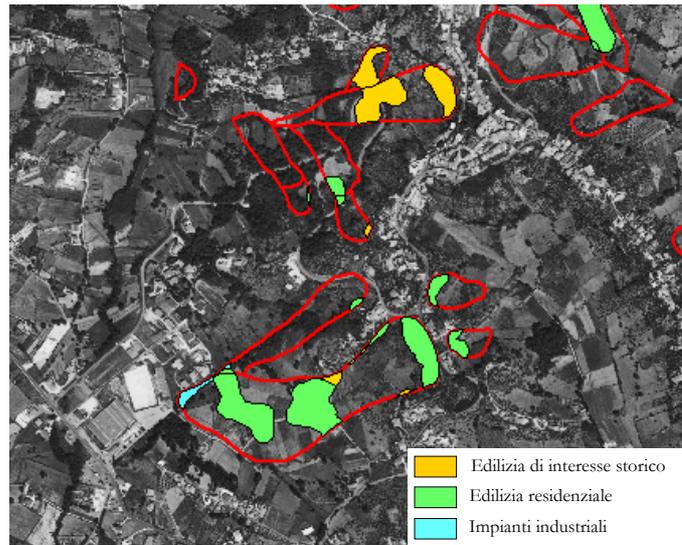


Figura 5.45. Intersezione degli aggregati omogenei con le fenomenologie franose.

Sulla base della natura del dato disponibile, questo approccio può essere ulteriormente perfezionato utilizzando informazioni integrative quali, la destinazione d'uso (Fig. 5.46) e la tipologia strutturale degli edifici.



**Figura 5.46. Esempi di aggregati omogenei per destinazione d'uso.**

### 5.5.2 Distribuzione spaziale degli elementi vulnerabili

Al termine del processo di identificazione degli aggregati omogenei di edifici emerge come le aree di studio scelte per le analisi presentino al loro interno un campione di dimensione  $N$  di aggregati ciascuno dei quali è costituito, a sua volta, da un numero  $n$  di edifici.

Per un'analisi statistica di tale dato occorre procedere ad un'previa catalogazione in classi omogenee della cosiddetta "variabile", ovvero del generico aggregato costituito da  $n$  case (ad esempio, una possibilità di catalogazione consiste nel far rientrare nella classe 2 gli aggregati costituiti da due case, nella classe 3 gli aggregati costituiti da tre case, e così via). Infatti, è proprio grazie a questa operazione di catalogazione che si rende possibile la generazione di curve di "frequenza assoluta", di "frequenza relativa" e di "densità di frequenza".

La frequenza assoluta, in particolare, è data dal numero di aggregati che ricadono in ciascuna classe; la frequenza relativa  $f_i$  si ottiene dal rapporto tra la frequenza assoluta e la dimensione  $N$  del campione; la densità di frequenza della classe  $i$ -ma ( $g_i$ ) è definita, invece, dalla seguente relazione:

$$g_i = \frac{f_i}{x_{i+1} - x_i} \quad (5.1)$$

Le curve della densità di frequenza possono avere differenti forme: simmetriche, inclinate a destra, inclinate a sinistra, a J rovesciata, ad U, ecc. Nel caso in cui tali curve assumono una forma a J rovesciata, la loro distribuzione di probabilità può essere ricavata attraverso la distribuzione normale di Gauss:

$$p(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma(x)} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{1}{2} \left[ \frac{x-\mu(x)}{\sigma(x)} \right]^2} dx \quad (5.2)$$

dove  $\mu(x)$  e  $\sigma(x)$  rappresentano, rispettivamente, la media e lo scarto quadratico medio.

### 5.5.2.1 Area di studio del Bacino del Liri Garigliano

Per l'area di studio ricadente all'interno del **Bacino del Liri Garigliano**, gli aggregati omogenei di edifici sono stati ottenuti soltanto sulla base di considerazioni geometriche, in quanto non erano disponibili informazioni aggiuntive, quali ad esempio la destinazione d'uso o la tipologia strutturale del costruito.

Se si suddividono le aree in frana in tre settori, rappresentativi delle diverse porzioni in cui sono suddivisibili i corpi di frana (par 4.5.), è possibile generare le curve di frequenza cumulata assoluta degli aggregati ricadenti all'interno di ciascuna di queste porzioni.

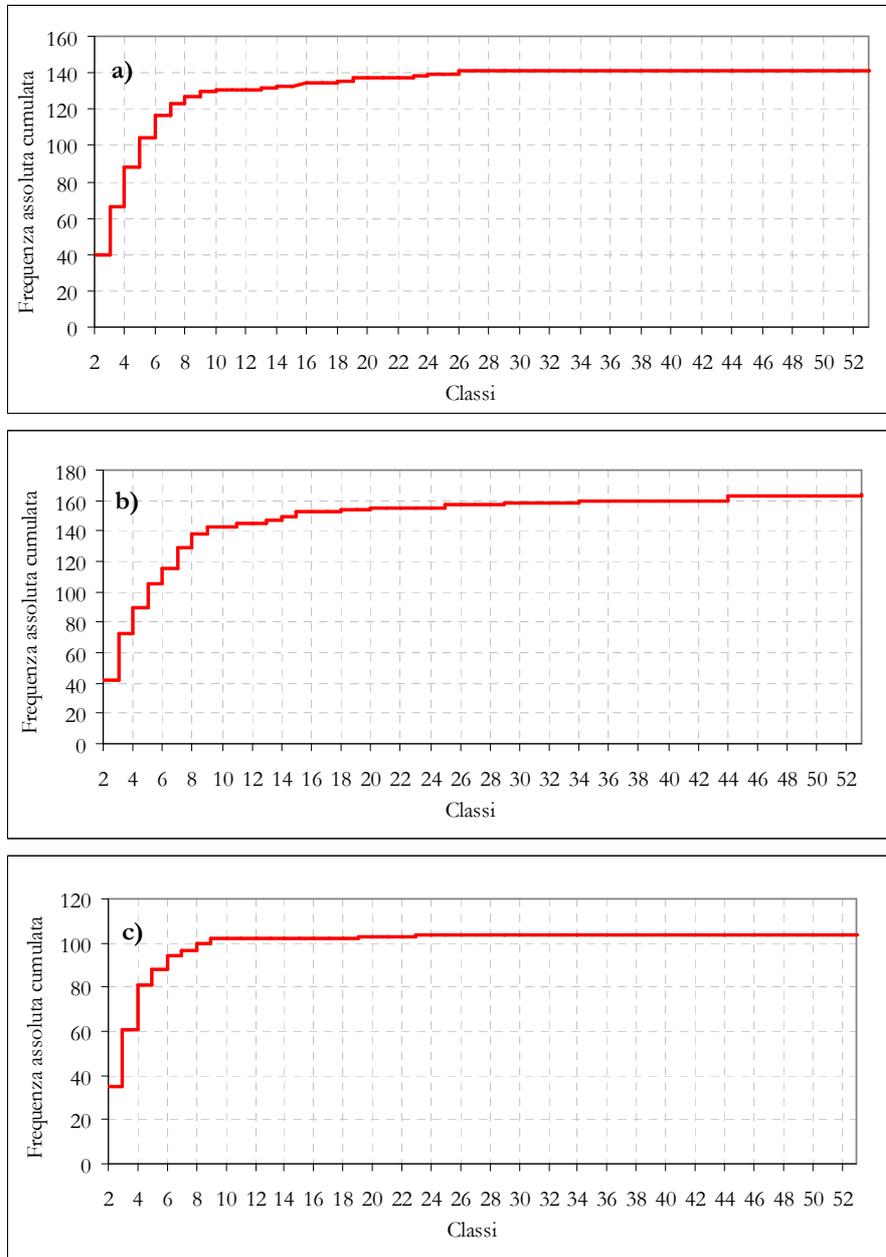
In particolare, dalla curva di frequenza cumulata assoluta degli aggregati ricadenti nelle porzioni di coronamento (Fig. 5.47a), si evince un numero complessivo di **141** aggregati con prevalenza di quelli costituiti da due case (40), tre case (26) e quattro case (22).

Nelle porzioni medie (Fig. 5.47b) ricadono **165** aggregati di cui 40 sono costituiti da due case, 38 da tre case e 18 da quattro case.

Infine, **104** aggregati ricadono all'interno delle porzione di valle (Fig. 5.47c) delle fenomenologie cartografate oggetto di studio.

Le curve di frequenza relativa riportate in Figura 5.48 hanno un andamento a J rovesciata e, di fatto, si sovrappongono alle curve di densità di classe (Fig. 5.49) in quanto la differenza  $x_{i+1} - x_i$ , per come sono state scelte le classi, risulta pari ad uno. In particolare, per le porzioni di coronamento (Fig. 5.48a), medie (Fig. 5.48b) e di valle (Fig. 5.48c), le curve presentano un valore massimo pari rispettivamente a 0.28, 0.25 e 0.433 sempre in corrispondenza della classe 2 (aggregati costituiti da due case).

La probabilità che all'interno dell'area di studio si ritrovi un aggregato costituito da  $n$  case (nel seguito chiamata "**probabilità di incidenza spaziale**") è stata ottenuta interpolando i punti rappresentativi dei valori di densità di classe di ciascuna classe di aggregati con la curva di distribuzione normale (Fig. 5.49a, 5.49b, 5.49c).



**Figura 5.47.** Area di studio del Bacino del Liri Garigliano: Curve di frequenza cumulata assoluta degli aggregati identificati nelle porzioni di a) coronamento; b) media; c) valle di corpi di frana cartografati.

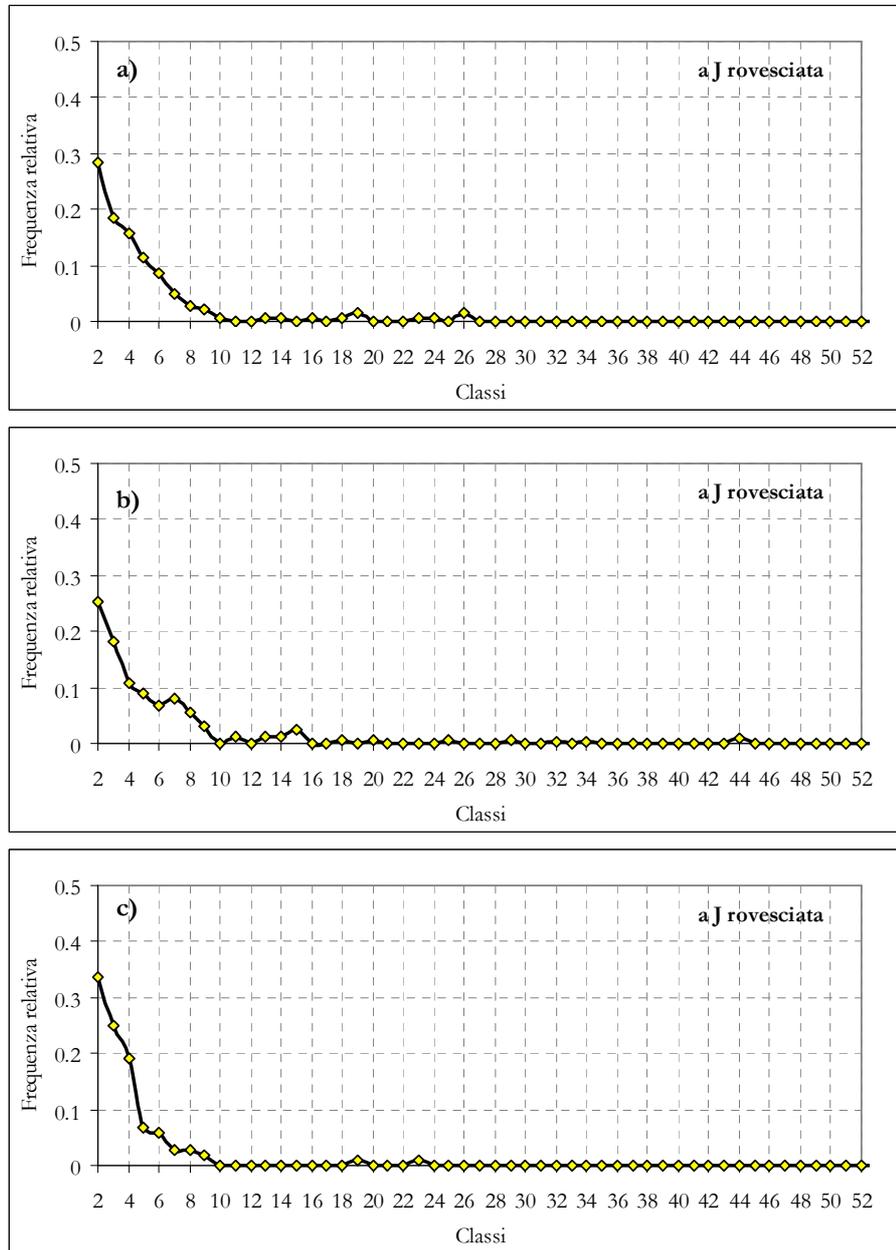


Figura 5.48. Area di studio del Bacino del Liri Garigliano: Curve di frequenza spaziale relativa degli aggregati identificati nelle porzioni di: a) coronamento; b) media; c) valle di corpi di frana cartografati.

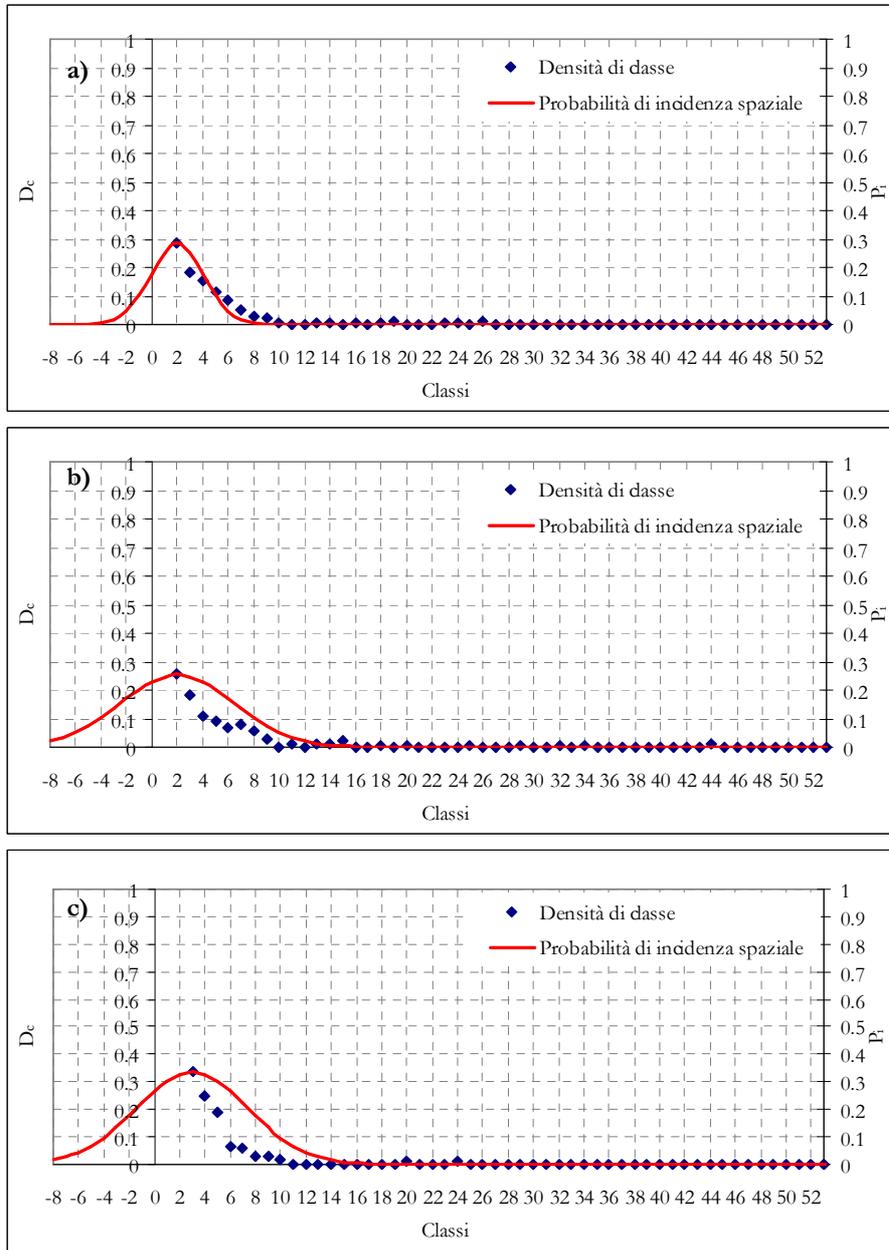
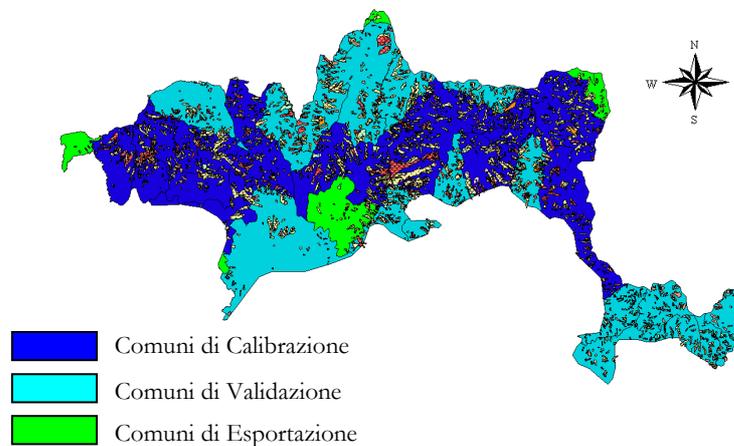


Figura 5.49. Area di studio del Bacino del Liri Garigliano: Distribuzione probabilistica degli aggregati identificati nelle porzioni di: a) coronamento; b) media; c) valle di corpi di frana cartografati.

### 5.5.2.2 Area di studio del Bacino del Volturno

Per l'area di studio ricadente all'interno del **Bacino del Volturno**, gli aggregati omogenei di edifici sono stati individuati integrando il risultato derivante dalla costruzione geometrica illustrata nel par 5.5.1 con l'informazione legata alla destinazione d'uso degli edifici.

Si riporta di seguito una descrizione dettagliata della loro distribuzione sia all'interno dell'area di calibrazione che di validazione della procedura (Fig. 5.50).



**Figura 5.50** Aree di calibrazione, validazione e di esportazione della procedura.

#### - Area di calibrazione della procedura

Le curve di frequenza cumulata assoluta di Figura 5.51a, 5.51b, 5.51c sono rappresentative del numero complessivo di aggregati collocati, rispettivamente, nella porzione di coronamento, media e di valle dei fenomeni franosi cartografati all'interno dell'**area di calibrazione** della procedura.

In particolare, per la porzione di coronamento (Fig. 5.51a), il numero complessivo di aggregati identificati risulta pari a **128** con prevalenza di aggregati costituiti da due case (52), tre case (32) e quattro case (17).

Per la porzione media (Fig. 5.51b), si sono identificati **311** aggregati di cui 149 sono costituiti da due case, 70 da tre case, 38 da quattro case.

Infine **140** aggregati ricadono all'interno della porzione di valle (Fig. 5.51c) delle fenomenologie oggetto di studio.

Le curve di frequenza spaziale relativa riportate in Fig. 5.52 sono del tipo a J rovesciata e, di fatto, si sovrappongono alle curve di densità di frequenza (Fig. 5.53). In particolare, per la porzione di coronamento (Fig. 5.52a), media (Fig. 5.52b) e di valle (Fig. 5.52c), le curve sono caratterizzate da un valore massimo pari rispettivamente a 0.4, 0.47 e 0.43 per gli aggregati costituiti da due case.

La probabilità di incidenza spaziale dell'i-mo aggregato presente all'interno dell'area di studio è stata determinata interpolando i punti rappresentativi della densità di classe con la distribuzione normale (Fig. 5.53 a, 5.53b, 5.53c).

#### **- Area di validazione della procedura**

Le curve di frequenza cumulata assoluta di Figura 5.54a, 5.54b, 5.54c sono rappresentative del numero complessivo di aggregati collocati, rispettivamente, nella porzione di coronamento, media e di valle dei fenomeni franosi cartografati all'interno dell'**area di validazione** della procedura.

In particolare, per la porzione di coronamento (Fig. 5.54a), il numero complessivo di aggregati identificati risulta pari a **56** con prevalenza di aggregati costituiti da due case (25), tre case (15) e quattro case (13).

Per la porzione media (Fig. 5.54b), si sono identificati **134** aggregati di cui 58 sono costituiti da due case, 29 da tre case, 24 da quattro case.

Infine, **31** aggregati ricadono all'interno della porzione di valle (Fig. 5.54c) delle fenomenologie oggetto di studio.

Le curve di frequenza spaziale relativa per la porzione di coronamento (Fig. 5.55a), media (Fig. 5.55b) e di valle (Fig. 5.55c), sono caratterizzate da un valore massimo pari rispettivamente a 0.45, 0.43 e 0.37 per gli aggregati costituiti da due case.

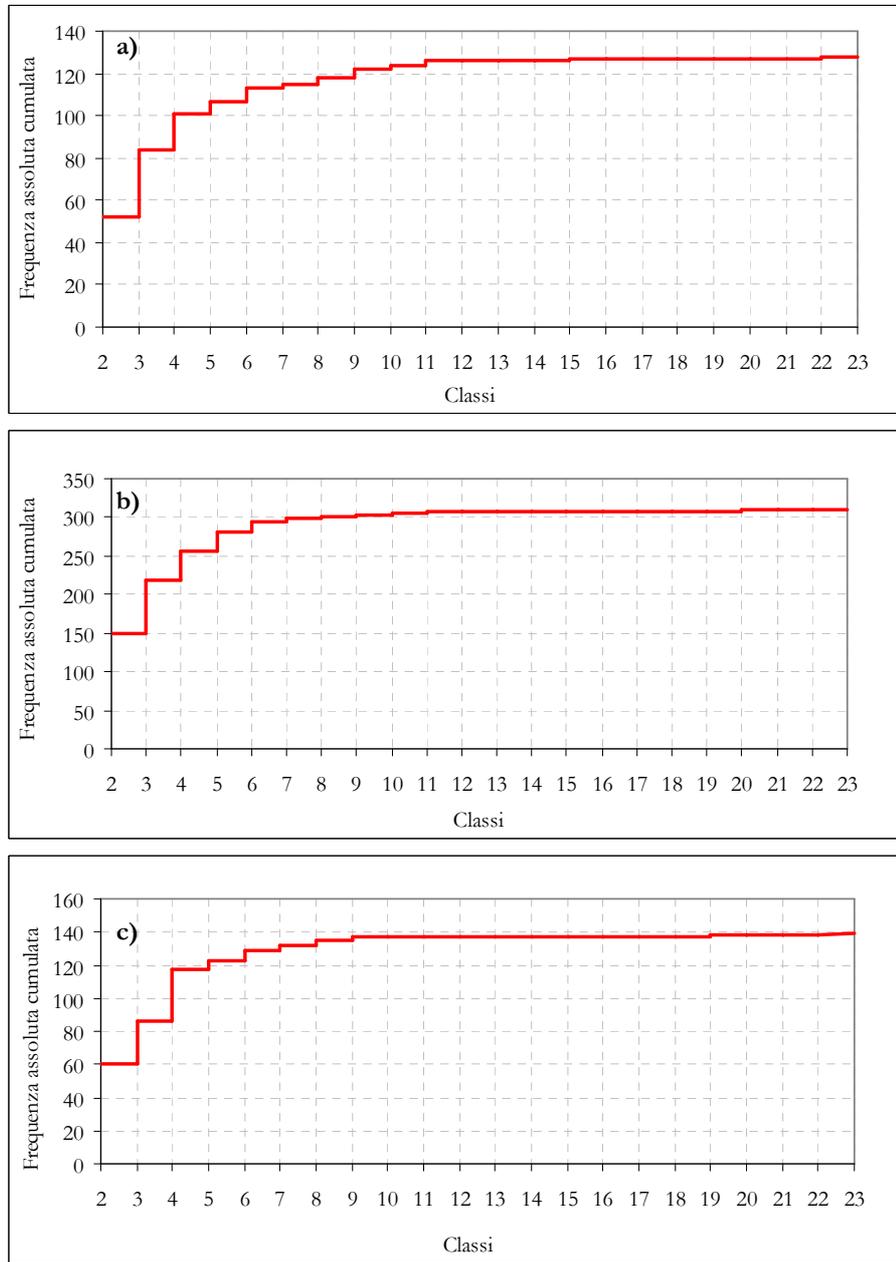


Figura 5.51. Area di calibrazione della procedura: Curve di frequenza cumulata assoluta degli aggregati identificati nelle porzioni di a) coronamento; b) media; c) valle di corpi di frana cartografati.

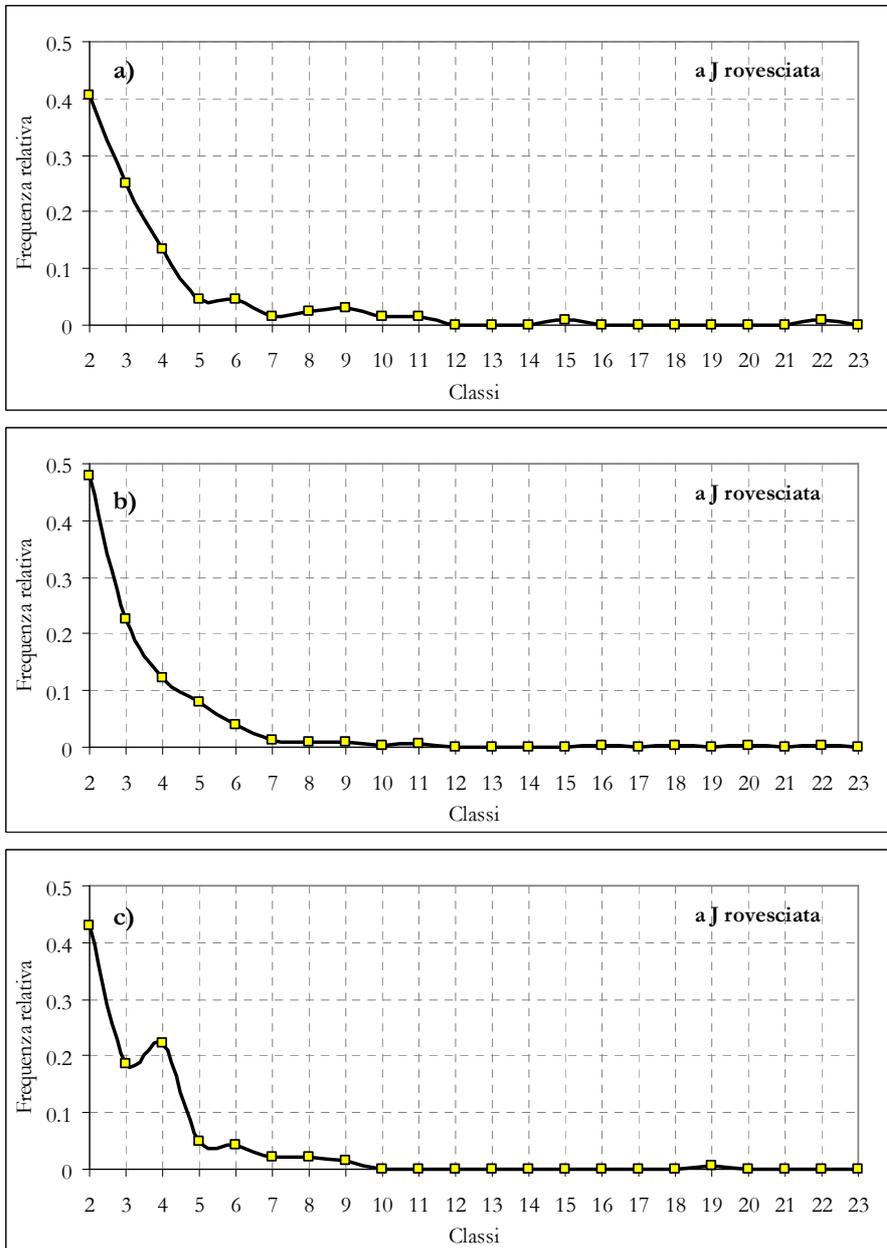


Figura 5.52. Area di calibrazione della procedura: Curve di frequenza spaziale relativa degli aggregati identificati nelle porzioni di: a) coronamento; b) media; c) valle di corpi di frana cartografati.

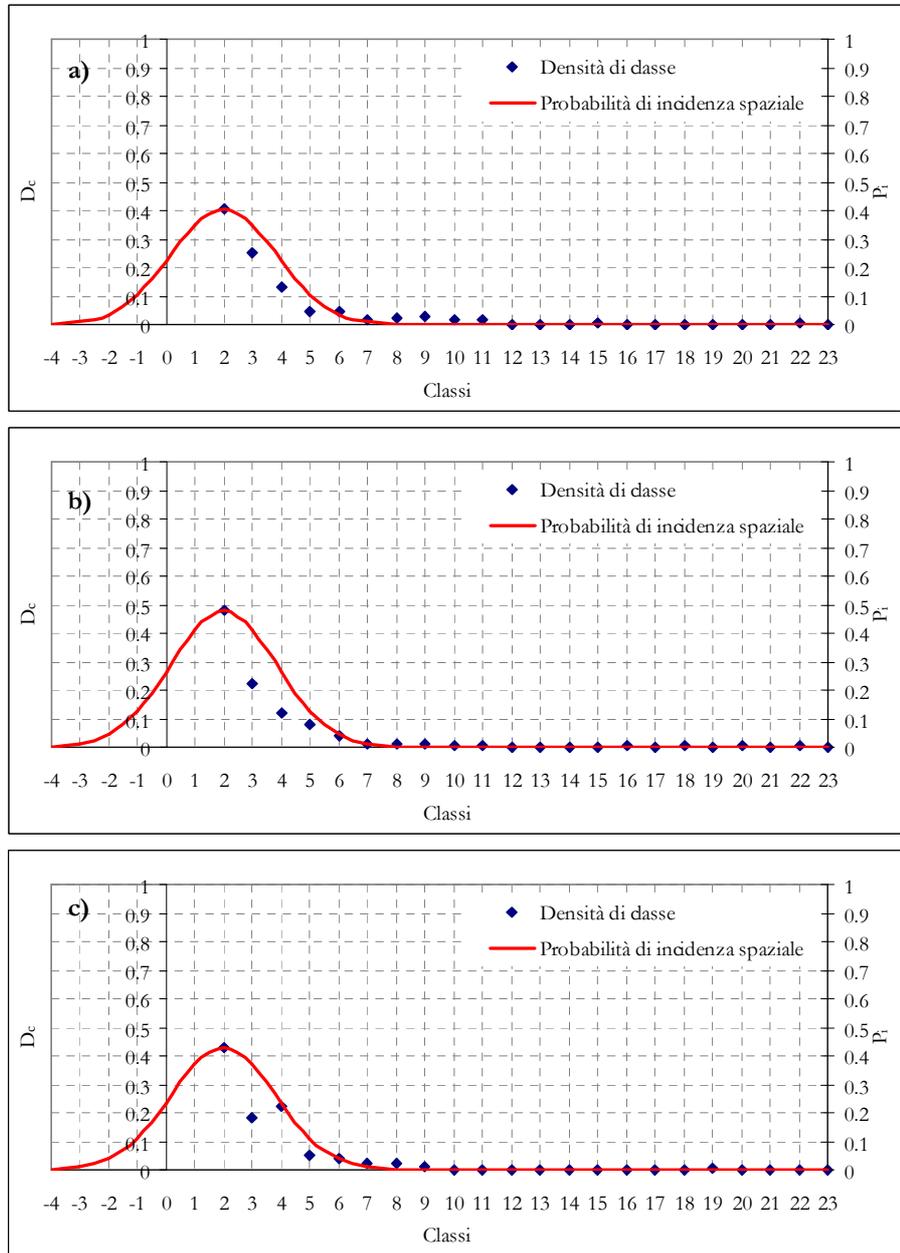


Figura 5.53. Area di calibrazione della procedura: Distribuzione probabilistica degli aggregati identificati nelle porzioni di a) coronamento; b) media; c) valle di corpi di frana cartografati.

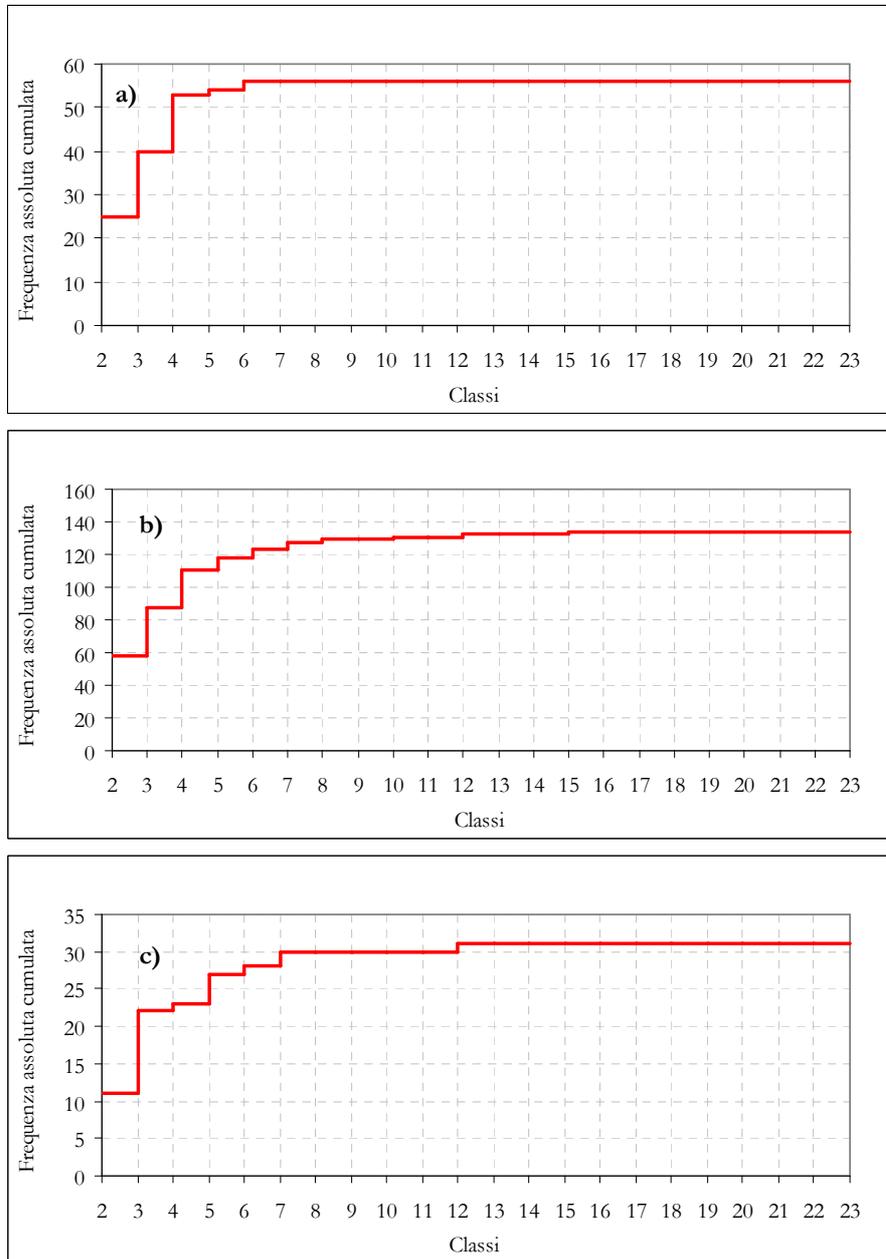


Figura 5.54. Area di validazione della procedura: Curva di frequenza spaziale relativa degli aggregati identificati nelle porzioni di a) coronamento; b) media; c) valle di corpi di frana cartografati.

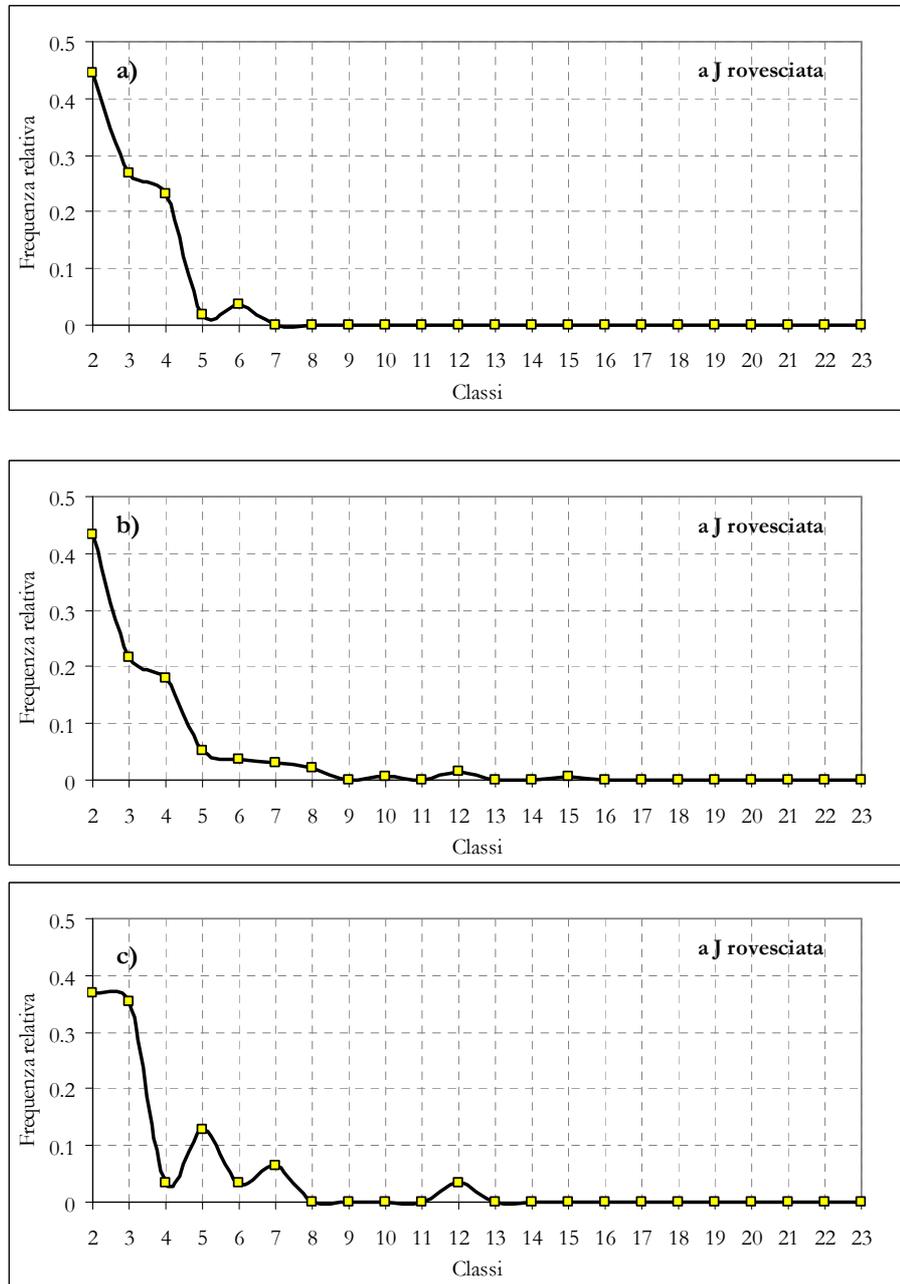


Figura 5.55. Area di validazione della procedura: Curva di frequenza cumulata assoluta degli aggregati identificati nelle porzioni di a) coronamento; b) media; c) valle di corpi di frana cartografati.

## 5.6 ANALISI DEL DANNO RILEVATO

### 5.6.1 Distribuzione probabilistica del danno

Una volta individuati gli aggregati omogenei e la loro distribuzione spaziale all'interno delle aree di studio, la fase successiva ha riguardato l'analisi della distribuzione del danno. La probabilità  $\mathbf{P}$  che un aggregato costituito da un certo numero di case si danneggi all'interno di una data area di studio è stata determinata mediante i cosiddetti **“intervalli di confidenza”**. Quest'ultimi, hanno assunto nelle analisi proposte un ruolo di estrema importanza, in quanto consentono di poter effettuare una previsione della vulnerabilità anche per aggregati per i quali non è stato osservato alcun danno.

Tali intervalli vengono calcolati attraverso la media di una distribuzione Bernoulliana stabilendo dei limiti entro i quali si ha un livello di fiducia, pari a  $1-\alpha$ , che vi sia compresa la probabilità  $P$ :

$$P \left( -Z_{\frac{\alpha}{2}} \leq \frac{F - p}{\sqrt{\frac{[p \cdot (1 - p)]}{n}}} \leq Z_{\frac{\alpha}{2}} \right) \approx 1 - \alpha \quad (5.3)$$

dove i valori di  $\alpha$  che vengono generalmente assunti sono pari a 0.01; 0.05; 0.1 (a questi, corrispondono intervalli fiduciarî rispettivamente del 99%; 95%; 90%);  $Z_{\alpha/2}$  è il quantile della normale di ordine  $1-\alpha/2$  (rispettivamente pari, per i tre valori di  $\alpha$  considerati, a 2.57; 1.96; 1.64);  $F$ , infine, rappresenta la frequenza relativa di danno (data dal rapporto tra il numero di aggregati danneggiati e il numero totale  $N$  degli aggregati afferenti all' $i$ -ma classe).

Risolviendo la 5.3) rispetto alla  $p$  che esprime, nel nostro caso, la probabilità che ciascuna classe rappresentata da aggregati costituiti da un certo numero di case si danneggi, si ottiene:

$$p = \frac{F + \frac{Z^2 c}{2N} \pm Z_c \sqrt{\frac{F(1-F)}{N} + \frac{Z^2 c}{4N^2}}}{1 + \frac{Z^2 c}{N}} \quad (5.4)$$

dove per N molto grande, le quantità  $\frac{Z_c^2}{2N}$ ,  $\frac{Z_c^2}{4N^2}$ ,  $\frac{Z_c^2}{N}$  sono così piccole tali da poter essere trascurate.

L'impiego della 5.4 consente, quindi, di ottenere un limite superiore e un limite inferiore della probabilità di danneggiamento degli aggregati che sono risultati già danneggiati nel corso dei rilievi condotti nell'ambito delle attività per il PsAI-Rf; agli aggregati per i quali, all'epoca, non è stato osservato alcun danno, si è assegnato un valore nullo al limite inferiore dell'intervallo di confidenza.

Con riferimento alle due aree di studio, nei paragrafi successivi si illustrano per l'i-ma classe omogenea sia la frequenza di danno relativa che i limiti inferiori e superiori dell'intervallo di confidenza assumendo nelle analisi un livello di fiducia pari al 95%.

### 5.6.1.1 Area di studio del Bacino del Liri Garigliano

Per gli aggregati collocati nella porzione di coronamento di aree in frana cartografate all'interno dell'area di studio del **Bacino del Liri Garigliano**, il maggior valore (pari a 1) della frequenza relativa di danno e del limite superiore (pari a 1) dell'intervallo di confidenza si ottengono per l'unico aggregato costituito da 23 case che si è danneggiato nel passato (Fig. 5.56).

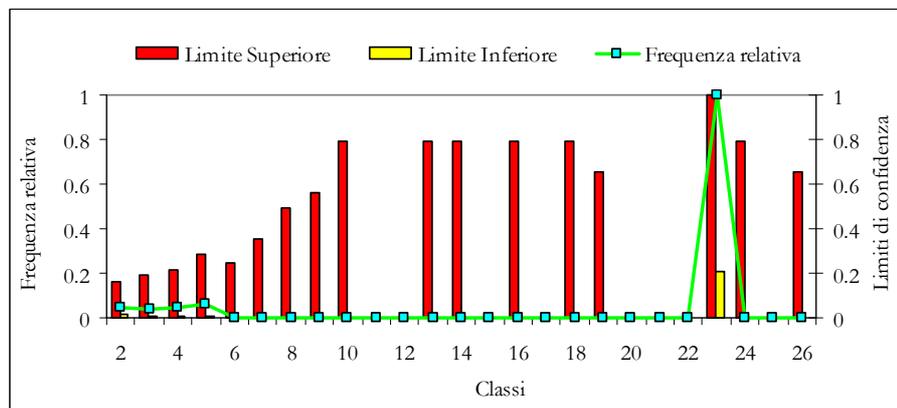
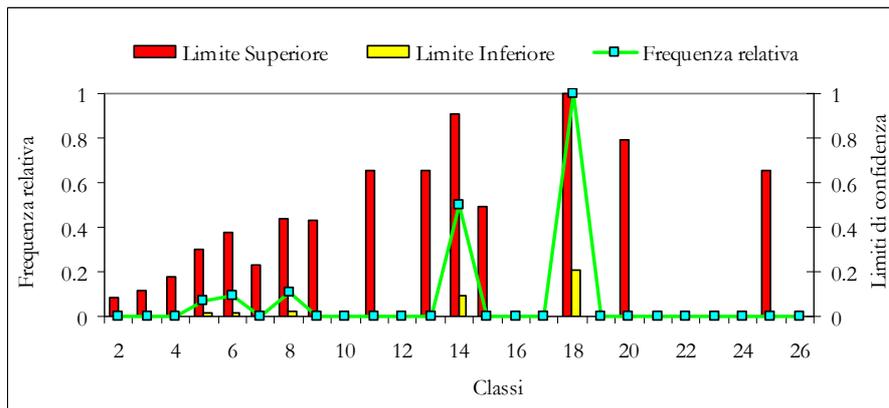


Figura 5.56. Area di studio del Bacino del Liri Garigliano: Intervalli di confidenza per aggregati identificati nella porzione di coronamento di corpi di frana cartografati.

Per gli aggregati che occupano la porzione media di aree in frana, il maggior valore della frequenza relativa (pari a 1) di danno e del limite superiore (pari a 1) dell'intervallo di confidenza, si ottengono per l'unico aggregato costituito da 18 case (Fig. 5. 57).



**Figura 5.57. Area di studio del Bacino del Liri Garigliano: Intervalli di confidenza per aggregati identificati nella porzione media di corpi di frana cartografati.**

Per gli aggregati che occupano, invece, la porzione di valle di aree in frana, il maggior valore della frequenza relativa (all'incirca 0.33) di danno e del limite superiore (all'incirca 0.74) dell'intervallo di confidenza si ottengono, rispettivamente, per gli aggregati costituiti da 8 e da 18 e 23 case (Fig. 5.58).

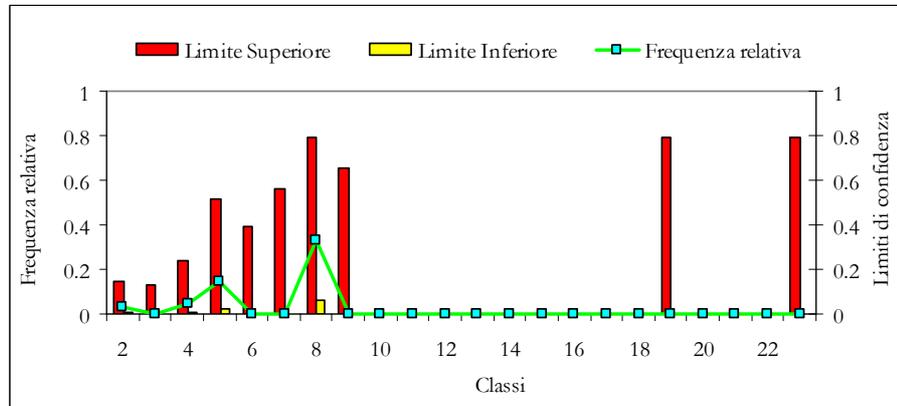


Figura 5.58. Area di studio del Bacino del Liri Garigliano: Intervalli di confidenza per aggregati identificati nella porzione valle di corpi di frana cartografati.

### 5.6.1.2 Area di studio del Bacino del Volturno

Per gli aggregati collocati nella porzione di coronamento di aree in frana cartografati all'interno dell'area di calibrazione della procedura, il maggior valore (pari ad 1) della frequenza relativa di danno e del limite superiore (pari a 1) dell'intervallo di confidenza si ottengono per l'unico aggregato costituito da 14 case che si è danneggiato nel passato (Fig. 5.59).

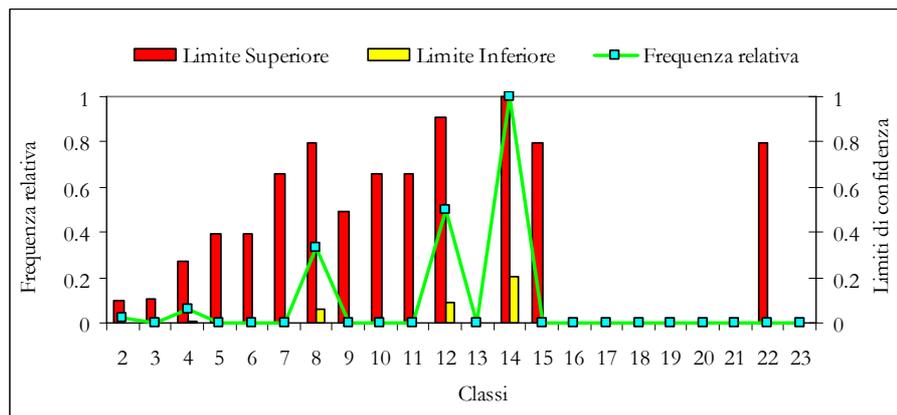
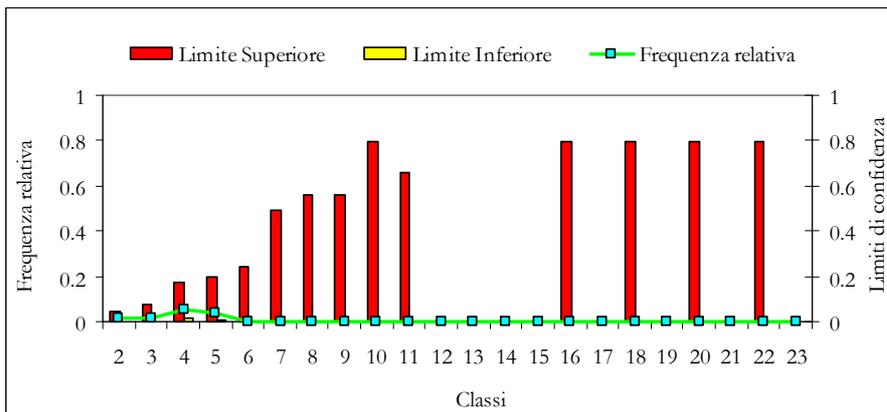


Figura 5.59. Area di calibrazione: Intervalli di confidenza per aggregati identificati nella porzione di coronamento di corpi di frana cartografati.

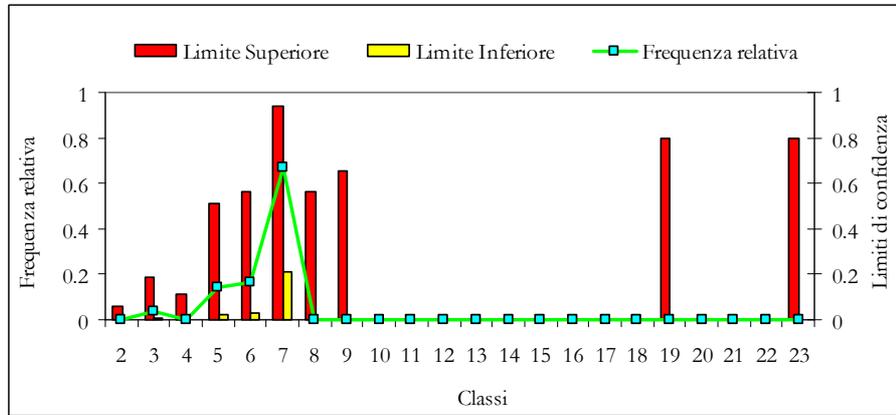
Per gli aggregati che occupano la porzione media dell'area in frana, il maggior valore della frequenza relativa (all'incirca 0.05) di danno e del limite superiore (all'incirca 0.79) dell'intervallo di confidenza, si ottengono, rispettivamente per gli aggregati costituiti da 4 e da 10, 16, 18, 20, 22 case in quanto, per quest'ultimi, la dimensione N è molto ridotta (Fig. 5.60).

Per gli aggregati che occupano, invece, la porzione di valle di aree in frana il maggior valore della frequenza relativa (all'incirca 0.67) di danno e del limite superiore (all'incirca 0.94) dell'intervallo di confidenza si ottengono per gli aggregati costituiti da 7 case (Fig. 5.61).

Nelle Figure 5.62a, 5.62b, 5.62c vengono riportate, invece, le curve delle frequenze relative del danno per aggregati collocati nella porzione di coronamento, media e di valle di aree in frana e ricadenti all'interno dell'area di validazione della procedura.

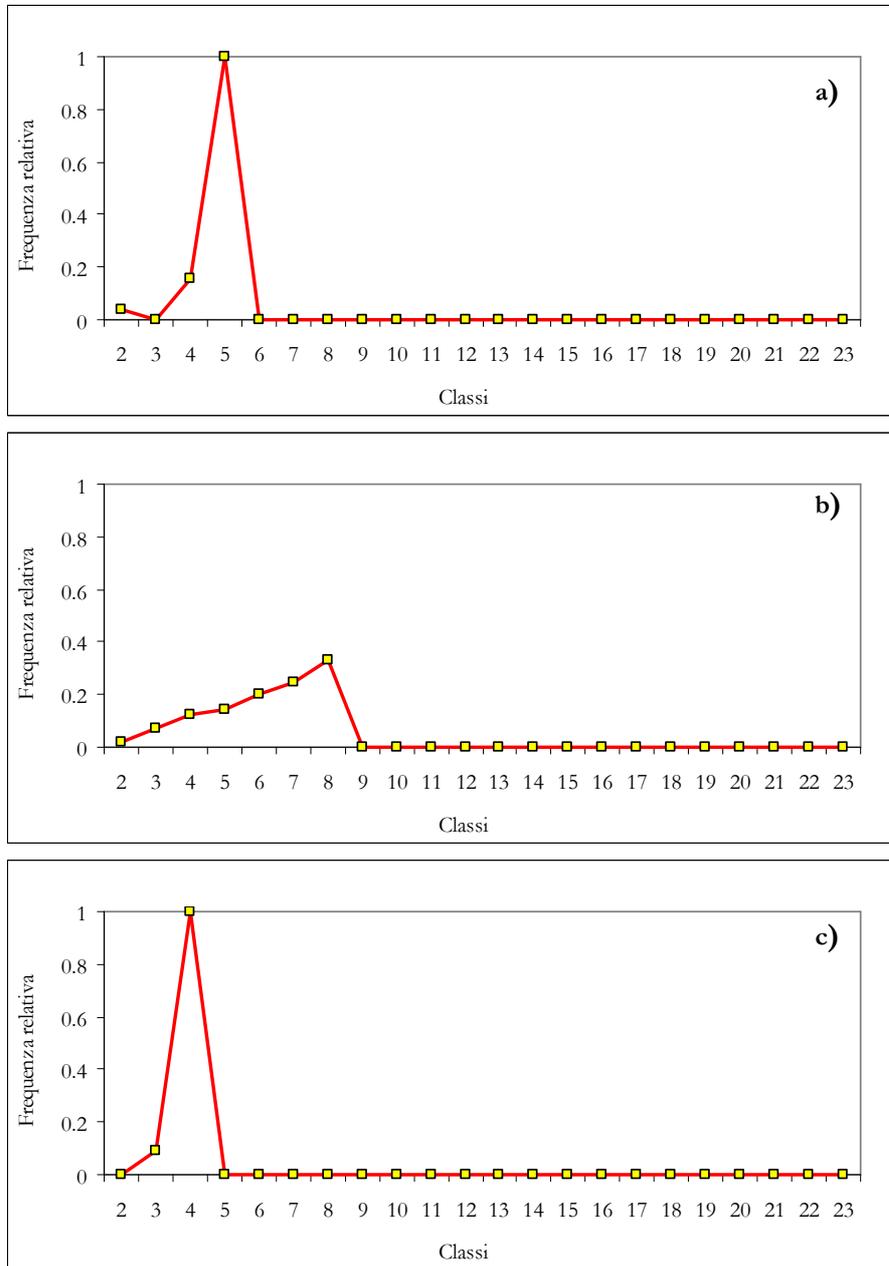


**Figura 5.60. Area di calibrazione: Intervalli di confidenza per aggregati identificati nella porzione media di corpi di frana cartografati.**



**Figura 5.61. Area di calibrazione: Intervalli di confidenza per aggregati identificati nella porzione di valle di corpi di frana cartografati.**

In particolare, il massimo valore della frequenza relativa di danno risulta pari a 1 (Fig.5.62a), 0.33 (Fig.5.62b) ed 1 (Fig.5.62c) per aggregati costituiti, rispettivamente, da 5, 8 e 4 case.



**Figura 5.62. Area di validazione: Curve delle frequenza relative di danno di aggregati identificati nelle porzioni di a) coronamento; b) media; c) valle di corpi di frana cartografati.**

Infine, i valori limiti superiori ( $P_{sup}$ ) ed inferiori ( $P_{inf}$ ) dell'intervallo di confidenza di ciascun aggregato collocato rispettivamente nella porzione di coronamento (Fig. 5.59), media (Fig. 5.60) e valle (Fig. 5.61) dei fenomeni franosi ricadenti all'interno dell'area di calibrazione della procedura, sono stati moltiplicati per la corrispondente probabilità ( $P_i$ ) di incidenza spaziale ottenendo, rispettivamente, le curve riportate nelle Figure 5.63a, 5.63b, 5.63c; per l'area di validazione, la densità di classe ( $D_c$ ) è stata moltiplicata, invece, per la corrispondente frequenza relativa di danno ( $F_d$ ), ottenendo le curve riportate nelle Figure 5.63a, 5.63b, 5.63c.

La Figura 5.63 mostra, altresì, che la curva esprime il prodotto  $D_c * F_d$  con riferimento all'area di validazione è contenuta all'interno, o al più, sulla fascia definita dalla curva  $P_i * P_{sup}$  ad eccezione dell'unico aggregato danneggiato costituito da quattro case presente sul territorio. Con riferimento a quest'ultimo caso, occorre peraltro rilevare che la differenza (pari all'incirca a 0,7%) tra le due curve risulta davvero esigua e che le curve  $P_i * P_{sup}$  e  $P_i * P_{inf}$  possono essere esportate in porzioni di territorio che risultino omogenee per caratteri di franosità all'area di calibrazione e per le quali non si dispone di un catalogo dei danni occorsi nel passato.

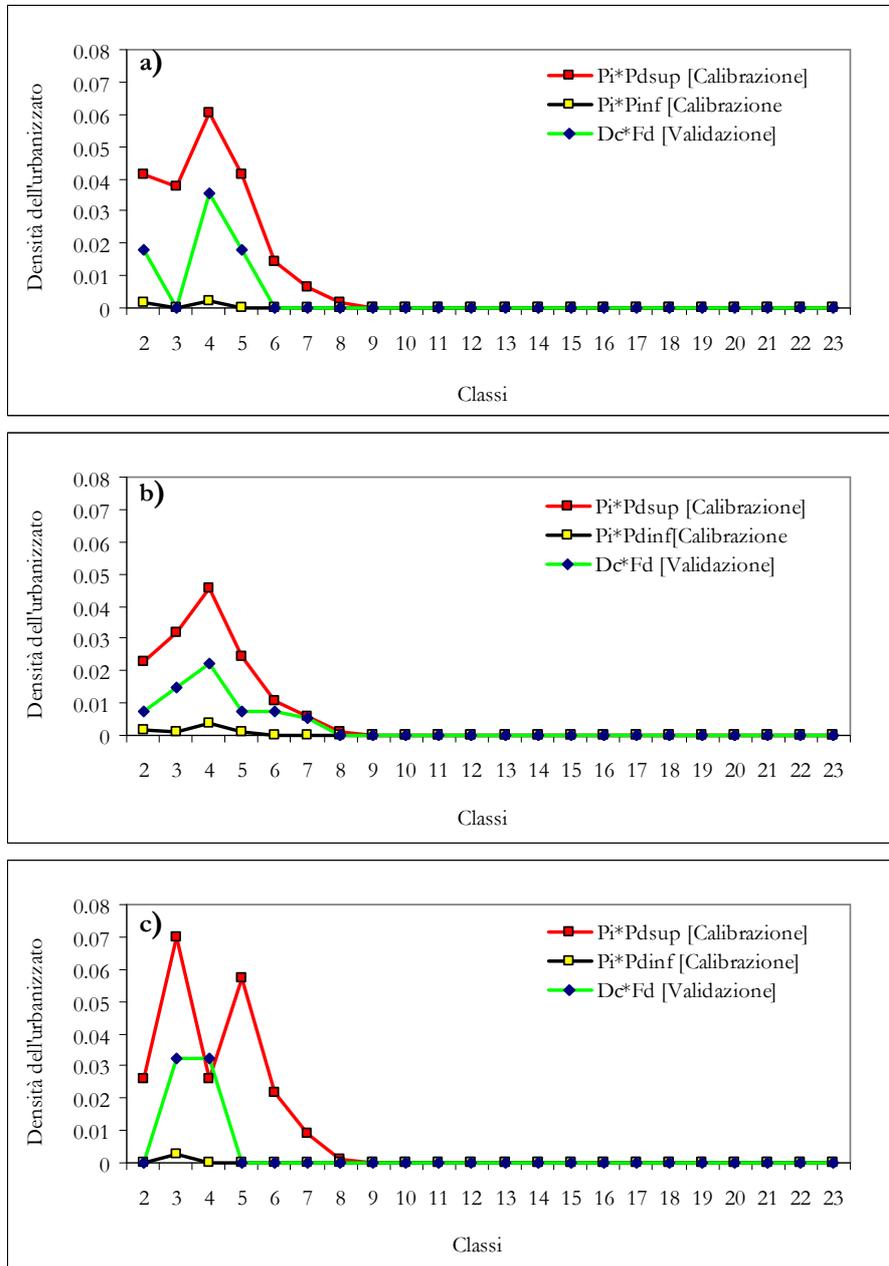


Figura 5.63. Densità dell'urbanizzato danneggiato identificato nella porzione di a) coronamento; b) media; c) valle di corpi di frana cartografati.

## 5.7 CURVE DI DANNEGGIABILITÀ SULLA BASE DI DATI STORICI

Nel percorso metodologico seguito per la generazione delle curve di vulnerabilità, il passo successivo è consistito nella determinazione del legame funzionale tra l'intensità dei fenomeni franosi e il danno atteso agli aggregati sulla base dei danni agli edifici registrati nel passato.

A tal riguardo, un primo aspetto riguarda la definizione di intensità del generico fenomeno franoso. Alla scala investigata e a parità di massima velocità attesa, tale intensità la si è fatta coincidere con la estensione in pianta dell'area in frana.

Un secondo aspetto da affrontare riguarda la definizione del danno equivalente da attribuire a un intero aggregato a partire dai danni registrati a uno o più dei singoli edifici costituenti lo stesso.

In particolare, il **Danno Equivalente** di un'area vulnerabile interagente con fenomeni franosi a cinematica lenta è stata valutata come media pesata del livello di danno registrato alle singole strutture in essi presenti.

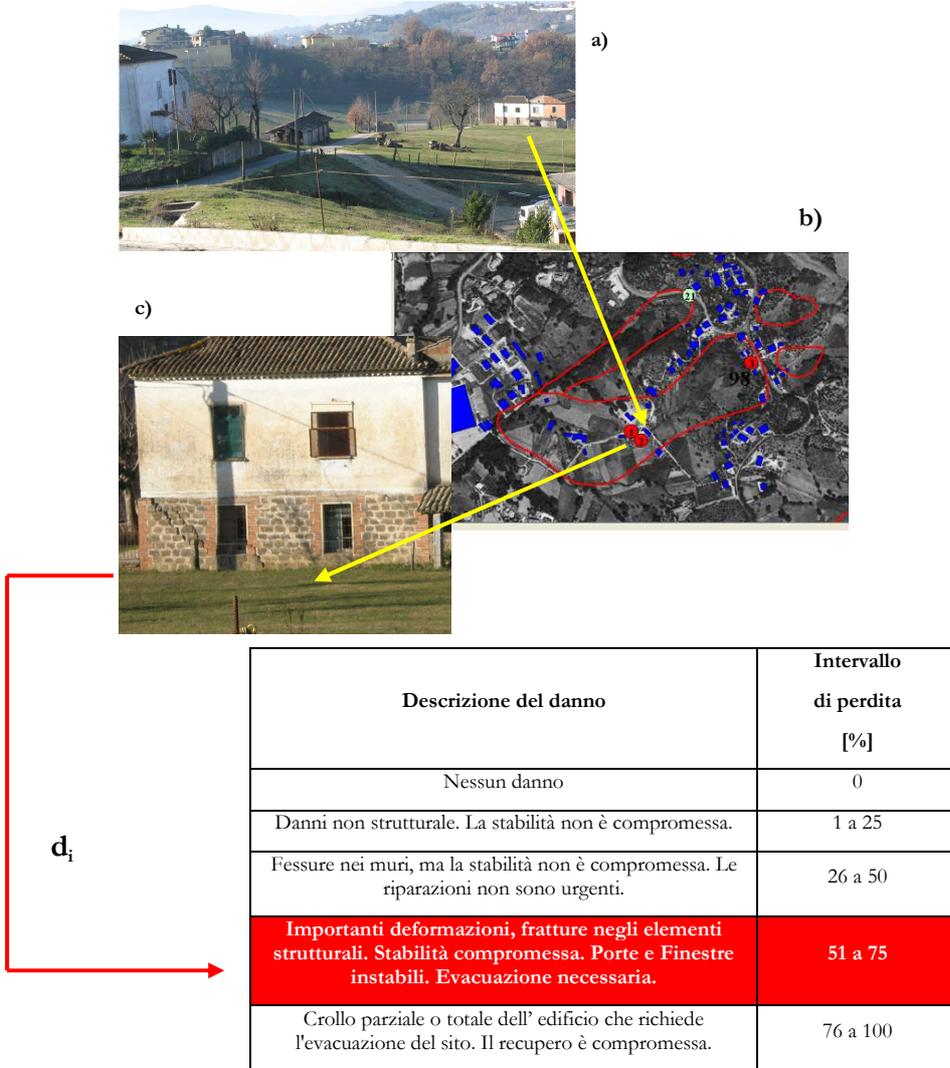
$$ED = \frac{\sum_i d_i \cdot f_i}{\sum_i f_i}$$

dove  $d_i$  rappresenta il grado di danno registrato dalla *i*-ma struttura dell'area vulnerabile mentre  $f_i$  rappresenta la frequenza relativa del grado di danno registrato all'interno dell'aggregato.

In particolare, il valore di  $d_i$  è stato dedotto dal catalogo dei danni redatto dall' ABN LGV ed utilizzando scale di intensità del danno descritte in dettaglio nel precedente capitolo (Fig. 5.64).

### 5.7.1 Area di studio del Bacino del Liri Garigliano

Una volta identificati gli elementi vulnerabili ricadenti all'interno dell'area di studio del Bacino del Liri Garigliano, la fase successiva dello studio ha riguardato, quindi, l'analisi della danneggiabilità degli aggregati di edifici interagenti con i fenomeni franosi a cinematica lenta.



**Figura 5.64.** Esempio di un edificio danneggiato ricadente all'interno del Comune di Torrice: a) Panoramica dell'area in frana: b) ortofoto; c) particolare del danno.

Nel dettaglio, i diagrammi di Figura 5.65 riportano sull'asse delle ascisse l'area in frana delle zone colpite dalle fenomenologie di nostro interesse, mentre sull'asse delle ordinate riportano il **Danno Equivalente**.

Le curve di danneggiabilità sono state individuate tracciando gli inviluppi che limitano superiormente ed inferiormente la nuvola dei dati che competono all'area di studio, generando curve di soglia minima ( $D_{\min}$ ) e massima ( $D_{\max}$ ).

In particolare, le suddette curve mostrano che il valore soglia massimo ( $D_{\max}$ ) più elevato lo si ottiene per gli aggregati posizionati nella porzione di coronamento rispetto a quelli situati rispettivamente nella porzione media e porzione di valle dei fenomeni franosi. Per tale area di studio, data l'esiguità dei dati sperimentali dei danni indotti dalle fenomenologie a cinematica lenta, non è stato possibile validare la procedura.

Per i soli aggregati danneggiati, è stato effettuato in sito il rilievo della tipologia strutturale, e le curve di Figura 5.66 mostrano come la danneggiabilità sia maggiore per quelli in muratura rispetto a quelli in cemento armato. Questo risultato è conforme con le caratteristiche intrinseche di tali tipologie strutturali, in quanto per quelle in muratura il materiale reagisce solamente a compressione mentre per quelle in cemento armato si può contare sia su una resistenza a trazione e sia su una resistenza a compressione.

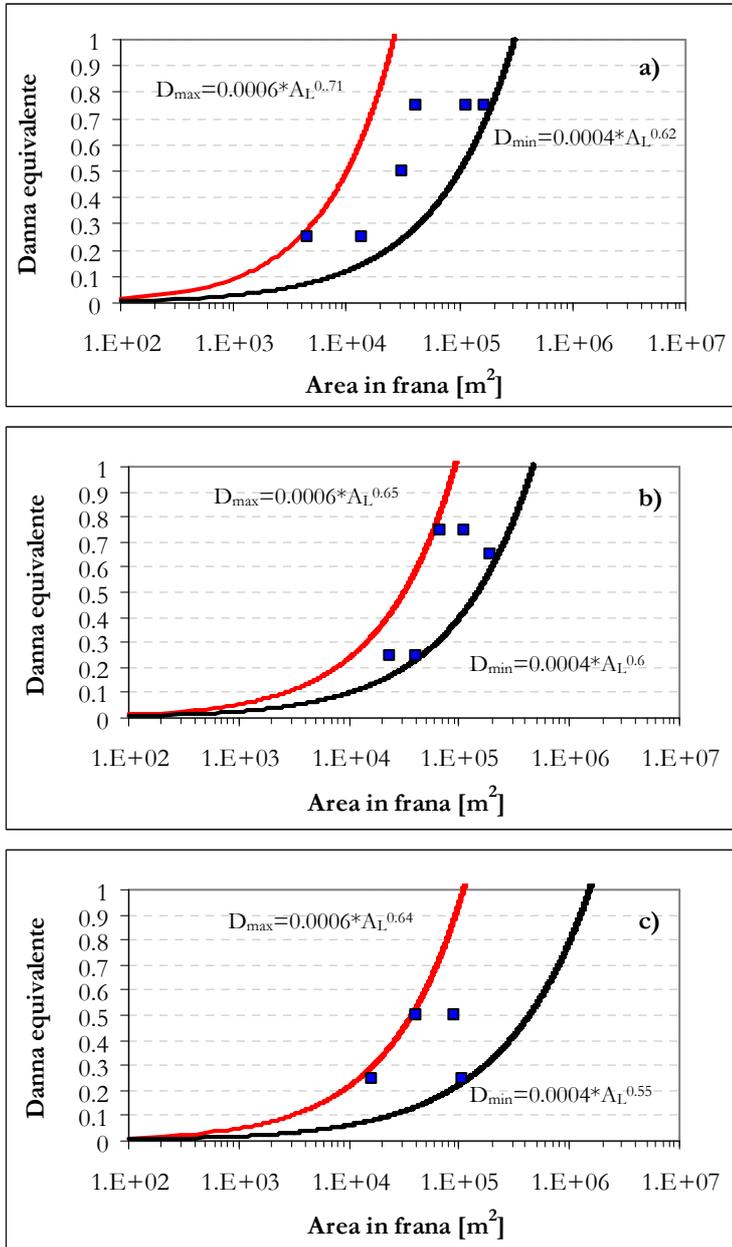
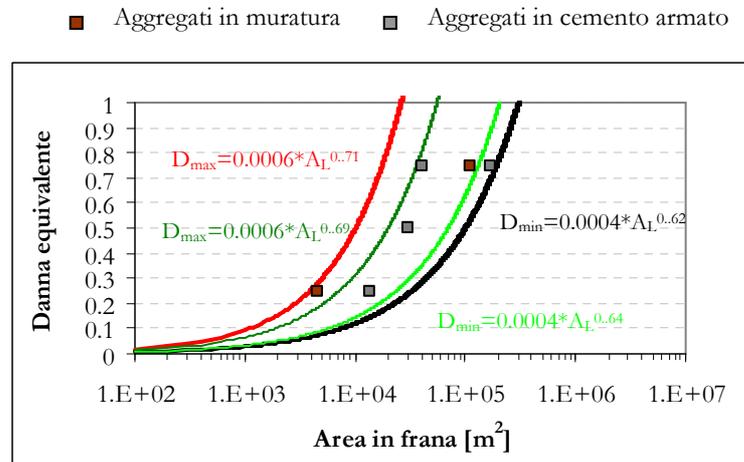


Figura 5.65. Area del Bacino del Liri Garigliano: Curve di danneggiabilità di aggregati identificati nelle porzioni di a) coronamento; b) media; c) valle di corpi di frana cartografati.



**Figura 5.66. Influenza della tipologia strutturale sulla danneggiabilità per aggregati identificati nella porzione di coronamento di corpi di frana cartografati.**

### 5.7.2 Area di studio del Bacino del Volturno

Con riferimento alle aree di studio scelte all'interno del Bacino del Volturno, le curve di danneggiabilità relative all'area di calibrazione sono state individuate tracciando gli involuipi che limitano superiormente ed inferiormente la nuvola dei dati del danno disponibili, generando curve di soglia minima ( $D_{\min}$ ) e massima ( $D_{\max}$ ).

Le curve così ottenute sono riportate in Figura 5.67; in particolare, i diagrammi rappresentati riportano sull'asse delle ascisse l'area in frana delle zone affette dalle fenomenologie di interesse, mentre sull'asse delle ordinate riportano il **Danno Equivalente** di aggregati ricadenti all'interno dell'area di studio del Bacino del Liri Garigliano. Le curve di danneggiabilità mostrano che il valore soglia massimo ( $D_{\max}$ ) più elevato lo si ottiene per gli aggregati posizionati nella porzione di coronamento rispetto a quelli situati rispettivamente nella porzione media e porzione di valle dei fenomeni franosi. Si segnala, infine, che per la suddetta area, le curve sono state validate, verificando che gli indici di danneggiabilità rappresentativi dell'area di validazione della procedura, ricadessero all'interno o, al più, sui confini della fascia compresa tra le due curve  $D_{\max}$  e  $D_{\min}$ .

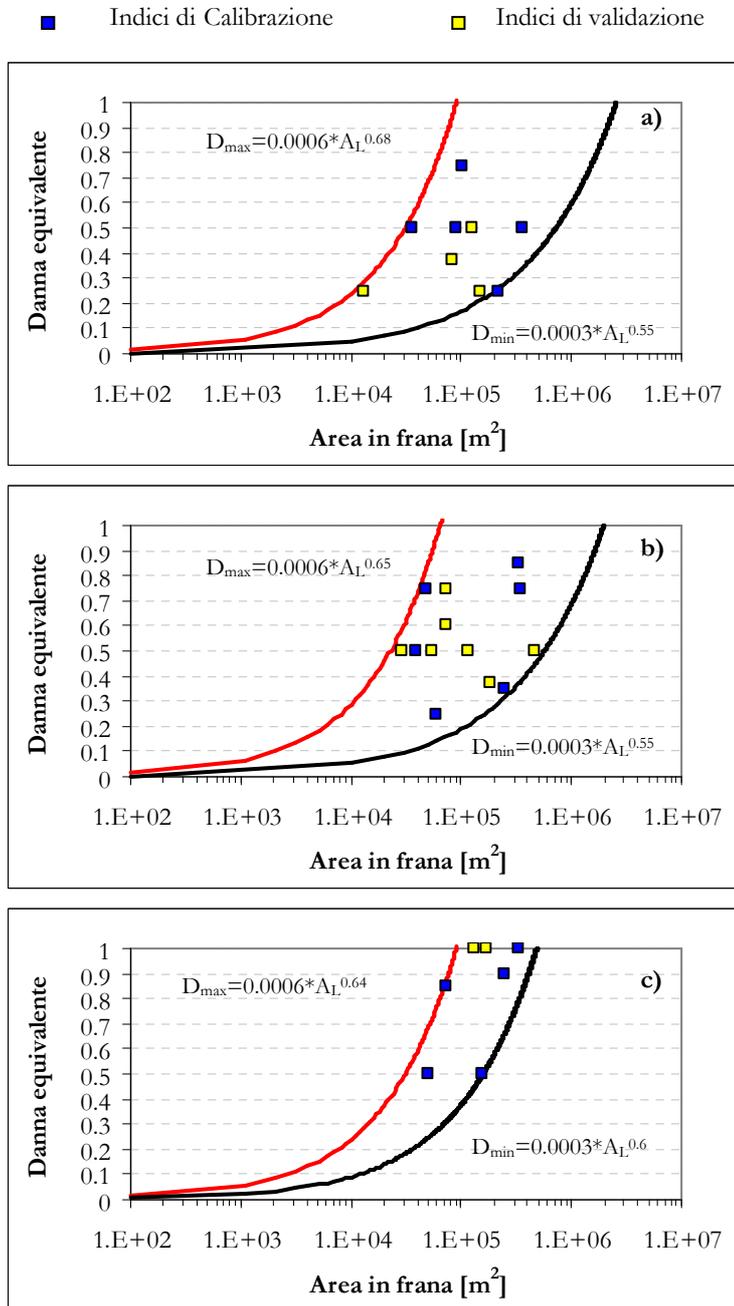


Figura 5.67. Area di studio del Bacino del Volturno: Curve di danneggiabilità di aggregati identificati nelle porzioni di a) coronamento; b) media; c) valle di corpi di frana cartografati.

## 5.8 MODELLO DELLE CONSEGUENZE: CURVE DI VULNERABILITÀ

A media scala, la vulnerabilità è stata definita come “*il grado di perdita atteso a un aggregato, costituito da un dato numero di case, ricadente all’interno di un’area affetta da frane a cinematica lenta di assegnata intensità*” (par. 5.1).

Alla luce della definizione di vulnerabilità proposta, il modello delle conseguenze messo a punto mira a stabilire la relazione che intercorre tra l’intensità della frana e la vulnerabilità degli aggregati con questa interagenti (*curve di vulnerabilità*).

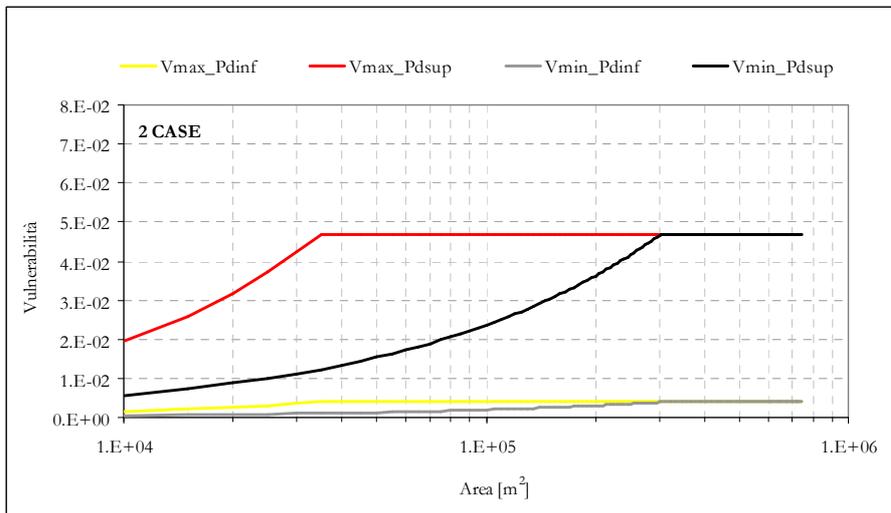
In particolare, tali relazioni funzionali derivano dall’adozione dei seguenti criteri operativi:

1. vulnerabilità  $V_{\max-Pd_{inf}}$ : ottenuta dal prodotto del livello di danno atteso sulla base del dato storico (curva soglia  $D_{\max}$ ), della probabilità di incidenza spaziale e del limite inferiore dell’intervallo di fiducia di un aggregato costituito da n case;
2. vulnerabilità  $V_{\max-Pd_{sup}}$ : ottenuta dal prodotto del livello di danno atteso sulla base del dato storico (curva soglia  $D_{\max}$ ), della probabilità di incidenza spaziale e del limite superiore dell’intervallo di fiducia di un aggregato costituito da n case;
3. vulnerabilità  $V_{\min-Pd_{inf}}$ : ottenuta dal prodotto del livello di danno atteso sulla base del dato storico (curva soglia  $D_{\min}$ ), della probabilità di incidenza spaziale e del limite inferiore dell’intervallo di fiducia di un aggregato costituito da n case;
4. vulnerabilità  $V_{\min-Pd_{sup}}$ : ottenuta dal prodotto del livello di danno atteso sulla base del dato storico (curva soglia  $D_{\min}$ ), della probabilità di incidenza spaziale e del limite superiore dell’intervallo di fiducia di un aggregato costituito da n case.

### 5.8.1 Curve di vulnerabilità dell’area di studio ricadente all’interno del Bacino del Liri Garigliano

Per l’area di studio ricadente all’interno del Bacino del Liri Garigliano vengono riportati, per aggregati costituiti da un certo numero di case, alcuni esempi di curve di vulnerabilità. Dalla Figura 5.68 si osserva che per aggregati costituiti da 2 case e collocati nella porzione di coronamento dei fenomeni franosi, le curve  $V_{\max-Pd_{sup}}$  e  $V_{\max-Pd_{inf}}$  hanno un andamento crescente al crescere dell’area in frana fino a valori

di quest'ultima inferiori a  $35.000 \text{ m}^2$ ; per aree di estensione superiore a  $35.000 \text{ m}^2$  le suddette curve hanno un andamento orizzontale come conseguenza del fatto che i valori della danneggiabilità massima ( $D_{\max}$ ) sono unitari. Le curve  $V_{\min\_Pd_{\text{sup}}}$  e  $V_{\min\_Pd_{\text{inf}}}$  presentano, invece, andamento crescente al crescere dell'area in frana fino a valori di quest'ultima inferiori a  $305.000 \text{ m}^2$  mentre per aree di estensione areale superiore a  $305.000 \text{ m}^2$  le suddette curve presentano un andamento orizzontale come conseguenza del fatto che i valori di danneggiabilità minima ( $D_{\min}$ ) sono unitari. Il massimo valore della vulnerabilità (all'incirca  $4.7 \cdot 10^{-2}$ ) si ottiene dalle curve  $V_{\max\_Pd_{\text{sup}}}$  (per aree in frana  $\geq 35.000 \text{ m}^2$ ) e  $V_{\min\_Pd_{\text{sup}}}$  (per aree in frana  $\geq 305.000 \text{ m}^2$ ).



**Figura 5.68. Area di studio del Bacino del Liri Garigliano: Curve di vulnerabilità di aggregati di due case collocati nella porzione coronamento dei fenomeni franosi cartografati.**

Dalla Figura 5.69 si osserva che per aggregati costituiti da 2 case e collocati nella porzione media dell'area in frana dei fenomeni franosi, la curva  $V_{\max\_Pd_{\text{sup}}}$  presenta un andamento crescente al crescere dell'area in frana fino a valori di quest'ultima inferiori a  $95.000 \text{ m}^2$ ; per aree di estensione superiore a  $95.000 \text{ m}^2$  la suddetta curva presenta un andamento orizzontale come conseguenza del fatto che i valori della danneggiabilità massima ( $D_{\max}$ ) sono unitari; si osserva, altresì, che la curva  $V_{\min\_Pd_{\text{sup}}}$  presenta un andamento crescente al crescere dell'area in

frana mentre le curve  $V_{\max\_Pd_{inf}}$ ,  $V_{\min\_Pd_{inf}}$  sono sovrapposte all'asse dell'ascisse, dal momento che per tale classe il limite inferiore dell'intervallo di fiducia assume valore nullo. Il massimo valore della vulnerabilità (all'incirca  $2,1 \cdot 10^{-2}$  per aree in frana  $\geq 95.000\text{m}^2$ ) lo si ottiene dalla curva  $V_{\max\_Pd_{sup}}$ .

Dalla Figura 5.70 si osserva che per aggregati costituiti da 2 case e collocati nella porzione di valle dei fenomeni franosi, le curve  $V_{\max\_Pd_{sup}}$  e  $V_{\max\_Pd_{inf}}$  presentano andamento crescente al crescere dell'area in frana fino a valori di quest'ultima inferiori a  $110.000\text{m}^2$ ; per aree con estensione superiore a  $110.000\text{m}^2$  le suddette curve presentano un andamento orizzontale. Il massimo valore della vulnerabilità (all'incirca  $4,9 \cdot 10^{-2}$  per aree in frana  $\geq 110.000\text{m}^2$ ) lo si ottiene dalla curva  $V_{\max\_Pd_{sup}}$ .

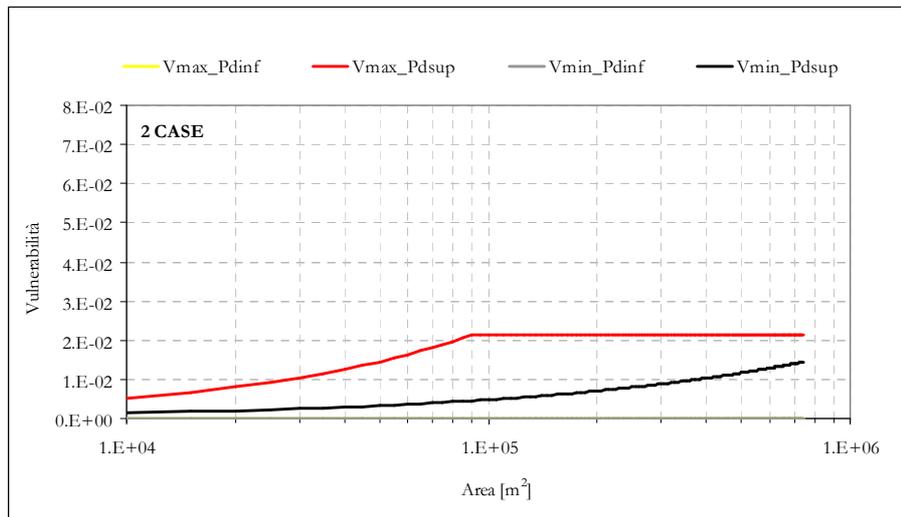
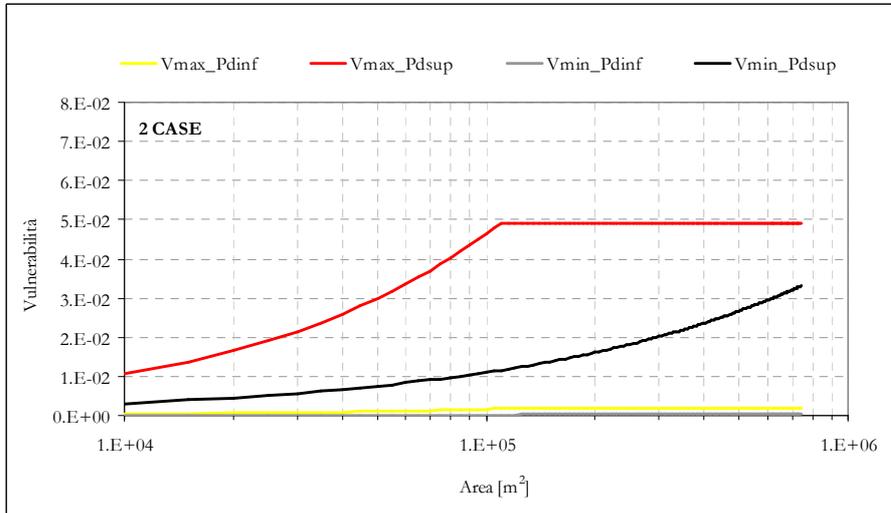


Figura 5.69. Area di studio del Bacino del Liri Garigliano: Curve di vulnerabilità di aggregati di due case collocati nella porzione media dei fenomeni franosi cartografati.



**Figura 5.70. Area di studio del Bacino del Liri Garigliano: Curve di vulnerabilità di aggregati di due case collocati nella porzione di valle dei fenomeni franosi cartografati.**

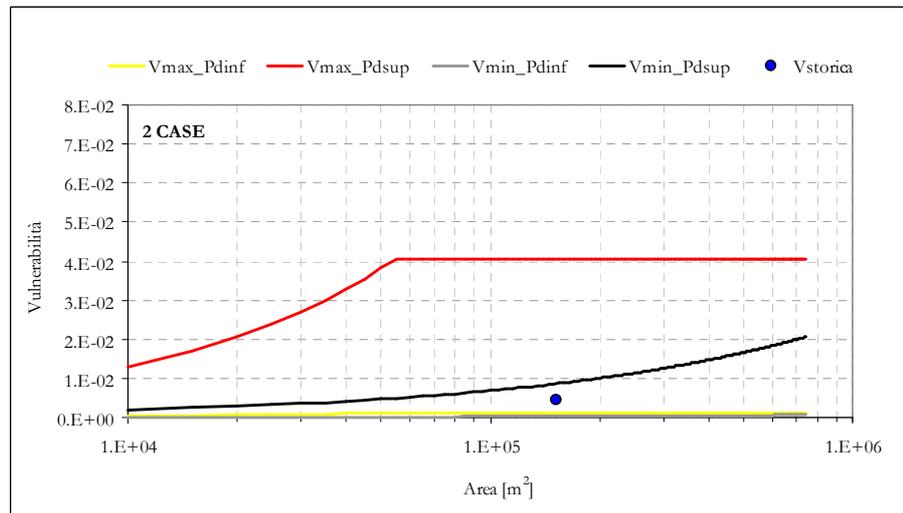
### 5.8.2 Curve di vulnerabilità dell'area di studio ricadente all'interno del Bacino del Volturno

Per l'area di studio afferente al Bacino del Volturno, le curve di vulnerabilità sono state validate, verificando che gli indici della vulnerabilità storica rappresentativi dell'area di validazione, e non impiegati nella fase preliminare di taratura dei valori di  $V_{\min}$  e di  $V_{\max}$ , ricadessero all'interno o, al più, sui confini delle fasce di vulnerabilità individuate. In particolare, la  $V_{\text{storica}}$  dell'i-mo aggregato costituito da n case nell'area di validazione, è stata ottenuta direttamente dal prodotto del danno equivalente, della densità di classe e della frequenza relativa di danno.

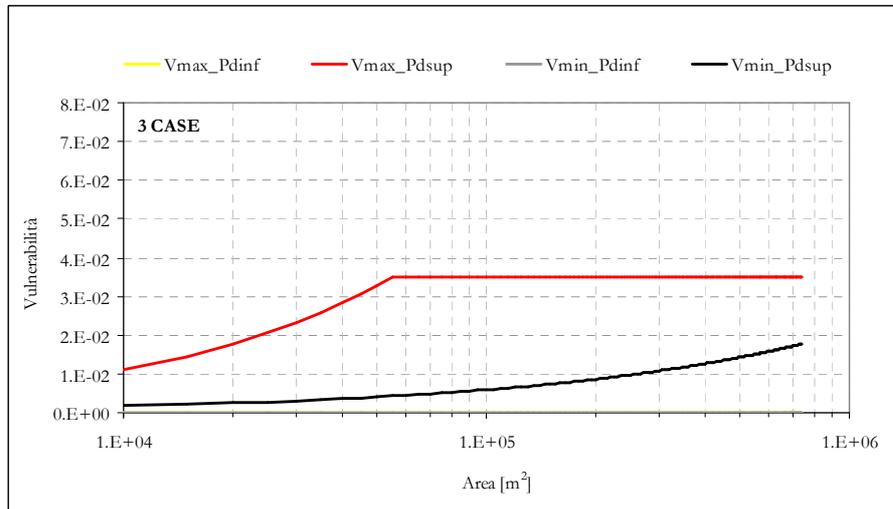
Dalla Figura 5.71 si osserva che per aggregati costituiti da 2 case e collocati nella porzione di coronamento dei fenomeni franosi, le curve  $V_{\max-Pd_{\text{sup}}}$  e  $V_{\max-Pd_{\text{inf}}}$  presentano un andamento crescente al crescere dell'area in frana fino a valori di quest'ultima inferiori a 55.000 m<sup>2</sup>; per aree di estensione superiore a 55.000 m<sup>2</sup> le suddette curve presentano un andamento orizzontale. Si osserva, altresì, che le curve  $V_{\min-Pd_{\text{sup}}}$ ,  $V_{\min-Pd_{\text{inf}}}$  presentano, invece, un andamento crescente al crescere dell'area in frana. Il massimo valore della vulnerabilità (all'incirca  $4,1 \cdot 10^{-2}$

per aree in frana  $\geq 55.000\text{m}^2$ ) lo si ottiene dalla curva  $V_{\text{max-Pd}_{\text{sup}}}$ . Nell'area di validazione della procedura, un aggregato costituito da due case esibiva un danno equivalente pari a 0.25, e la corrispondente  $V_{\text{storica}}$  ben si colloca all'interno delle fasce di vulnerabilità individuate (Fig. 5.71).

Dalla Figura 5.72 si osserva che per aggregati costituiti da 3 case e posizionati nella porzione di coronamento dei fenomeni franosi, le curve  $V_{\text{max-Pd}_{\text{inf}}}$ ,  $V_{\text{min-Pd}_{\text{inf}}}$  sono sovrapposte all'asse delle ascisse, dal momento che per tale classe il limite inferiore dell'intervallo di fiducia assume valore nullo. Il massimo valore (all'incirca  $3,5 \cdot 10^{-2}$  per aree in frana  $\geq 55.000\text{m}^2$ ) della vulnerabilità lo si ottiene dalla curva  $V_{\text{max-Pd}_{\text{sup}}}$ .



**Figura 5.71. Area di studio del Bacino del Volturno: Curve di vulnerabilità di aggregati di due case collocati nella porzione coronamento dei fenomeni franosi cartografati.**



**Figura 5.72. Area di studio del Bacino del Volturno: Curve di vulnerabilità di aggregati di tre case collocati nella porzione coronamento dei fenomeni franosi cartografati.**

Dalla Figura 5.73 si osserva che il massimo valore della vulnerabilità (all'incirca  $6 \cdot 10^{-2}$  per aree in frana  $\geq 55.000\text{m}^2$ ) per aggregati costituiti da 4 case lo si ottiene dalla curva  $V_{\text{max-Pd}_{\text{sup}}}$ . Nell'area di validazione della procedura, due aggregati dell'i-ma classe esibiscono un danno equivalente pari rispettivamente a 0.25 e 0.5, e la corrispondente  $V_{\text{storica}}$  ben si colloca all'interno delle fasce individuate.

Dalla Figura 5.74 si osserva che per aggregati costituiti da 5 case e posizionati nella porzione di coronamento dei fenomeni franosi, le curve  $V_{\text{max-Pd}_{\text{inf}}}$ ,  $V_{\text{min-Pd}_{\text{inf}}}$  sono sovrapposte all'asse delle ascisse, dal momento che per tale classe il limite inferiore dell'intervallo di confidenza assume valore nullo. Il massimo valore della vulnerabilità (all'incirca  $4.1 \cdot 10^{-2}$  per aree in frana  $\geq 55.000\text{m}^2$ ) lo si ottiene dalla curva  $V_{\text{max-Pd}_{\text{sup}}}$ . Nell'area di validazione della procedura, un aggregato dell'i-ma classe esibisce un danno equivalente pari a 0.375, e la corrispondente  $V_{\text{storica}}$  ben si colloca all'interno delle fasce individuate.

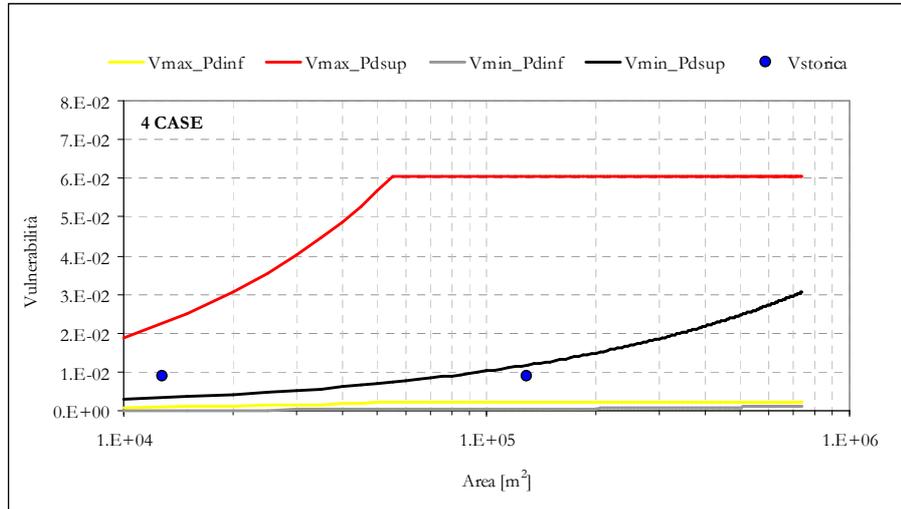


Figura 5.73. Area di studio del Bacino del Volturno: Curve di vulnerabilità di aggregati di quattro case collocati nella porzione coronamento dei fenomeni franosi cartografati.

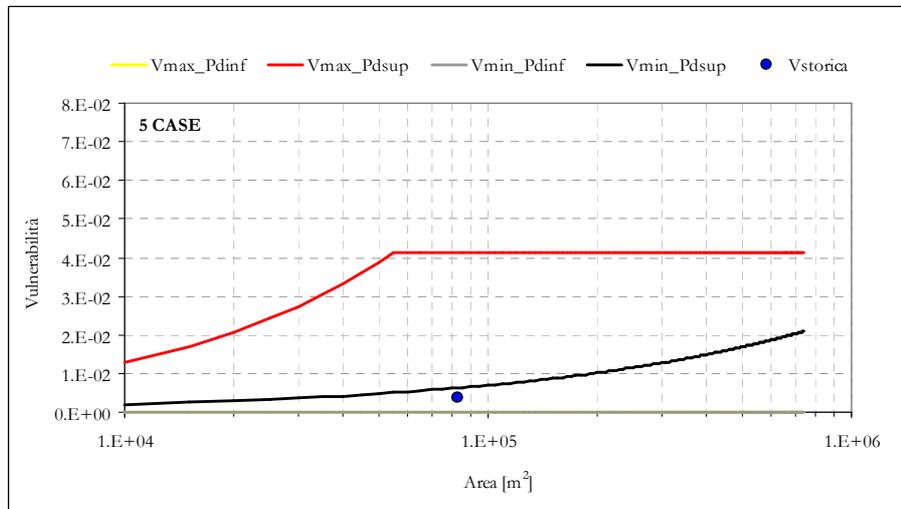


Figura 5.74. Area di studio del bacino del Liri Garigliano: Curve di vulnerabilità di aggregati di cinque case collocati nella porzione coronamento dei fenomeni franosi cartografati.

Dalla Figura 5.75 si osserva che per aggregati costituiti da 2 case e collocati nella porzione media dell'area in frana dei fenomeni franosi, le

curve  $V_{\max\_Pd_{sup}}$  e  $V_{\max\_Pd_{inf}}$  presentano andamento crescente al crescere dell'area in frana fino a valori di quest'ultima inferiori a  $95.000m^2$ ; per aree di estensione superiore a  $95.000m^2$  le suddette curve presentano un andamento orizzontale. Si osserva, altresì, che le curve  $V_{\min\_Pd_{sup}}$ ,  $V_{\min\_Pd_{inf}}$  presentano invece un andamento crescente al crescere dell'area in frana. Il massimo valore della vulnerabilità (all'incirca  $2,3 \cdot 10^{-2}$  per aree in frana  $\geq 95.000m^2$ ) lo si ottiene dalla curva  $V_{\max\_Pd_{sup}}$ . Nell'area di validazione della procedura, due aggregati dell'i-ma classe esibiscono un danno equivalente pari rispettivamente pari a 0.25 a 0.5, e la corrispondente  $V_{storica}$  ben si colloca all'interno delle fasce individuate (Fig. 5.75).

Dalla Figura 5.76 si osserva che per aggregati costituiti da 3 case e collocati nella porzione media dei fenomeni franosi, le curve  $V_{\max\_Pd_{inf}}$ ,  $V_{\min\_Pd_{inf}}$  sono sovrapposte all'asse delle ascisse, dal momento che per tale classe il limite inferiore dell'intervallo di confidenza assume valore nullo. Il massimo valore della vulnerabilità (all'incirca  $3,1 \cdot 10^{-2}$  per aree  $\geq 95.000m^2$ ) si ottiene dalla curva  $V_{\max\_Pd_{sup}}$ . Nell'area di validazione della procedura, due aggregati dell'i-ma classe esibiscono un danno equivalente pari a 0.5, e la corrispondente  $V_{storica}$  ben si colloca all'interno delle fasce individuate.

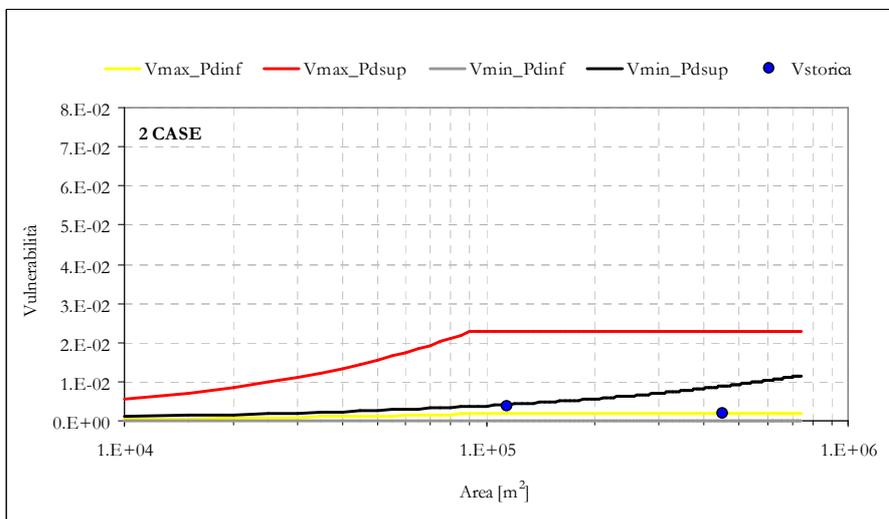
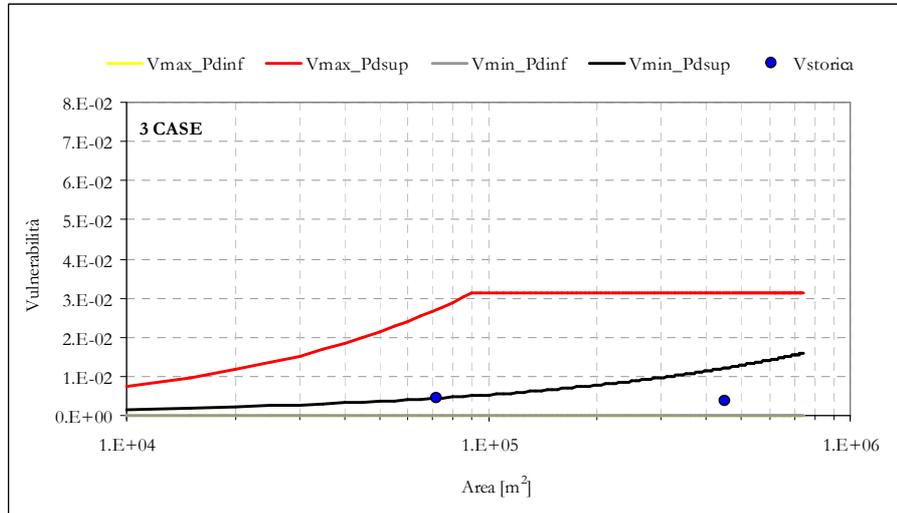


Figura 5.75. Area di studio del Bacino del Volturno: Curve di vulnerabilità di aggregati di due case collocati nella porzione media dei fenomeni franosi cartografati.

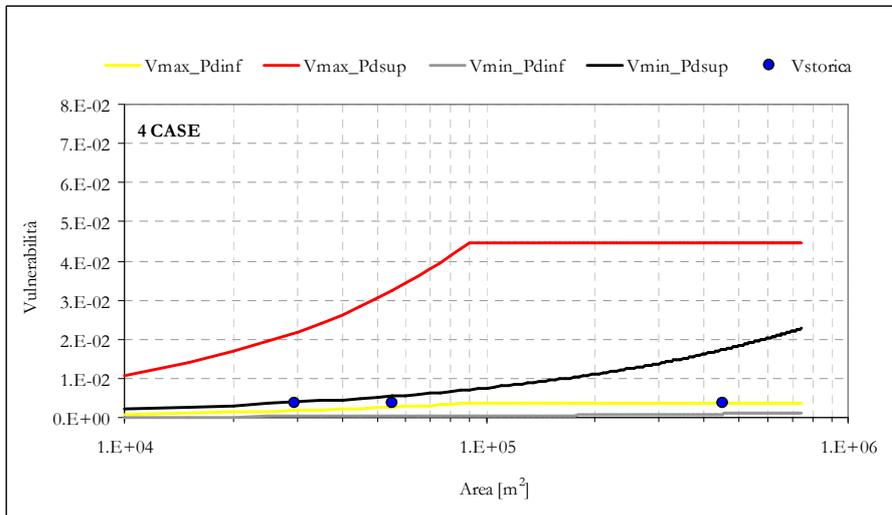


**Figura 5.76. Area di studio del Bacino del Volturno: Curve di vulnerabilità di aggregati di tre case collocati nella porzione media dei fenomeni franosi cartografati.**

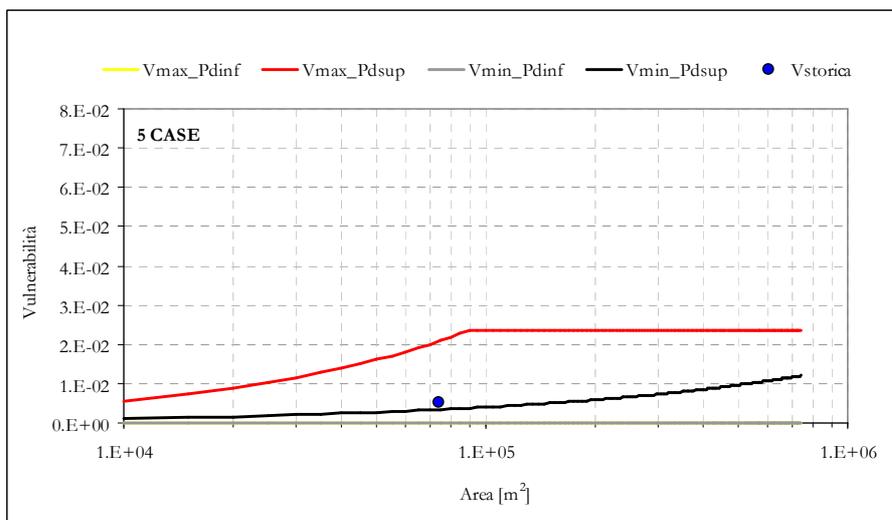
Dalla Figura 5.77 si osserva che per aggregati costituiti da 4 case e collocati nella porzione media dei fenomeni franosi, il massimo valore della vulnerabilità (all'incirca  $4.5 \cdot 10^{-2}$  per aree  $\geq 95.000 \text{m}^2$ ) si ottiene dalla curva  $V_{\text{max-Pd}_{\text{sup}}}$ . Nell'area di validazione della procedura, tre aggregati dell'i-ma classe esibiscono un danno equivalente pari a 0.5, e la corrispondente  $V_{\text{storica}}$  ben si colloca all'interno delle fasce individuate.

Dalla Figura 5.78 si osserva che per aggregati costituiti da 5 case e collocati nella porzione media dei fenomeni franosi, il massimo valore della vulnerabilità (all'incirca  $2.4 \cdot 10^{-2}$  per aree  $\geq 95.000 \text{m}^2$ ) si ottiene dalla curva  $V_{\text{max-Pd}_{\text{sup}}}$ . Nell'area di validazione della procedura, un aggregato dell'i-ma classe esibisce un danno equivalente pari a 0.75, e la corrispondente  $V_{\text{storica}}$  ben si colloca all'interno delle fasce individuate.

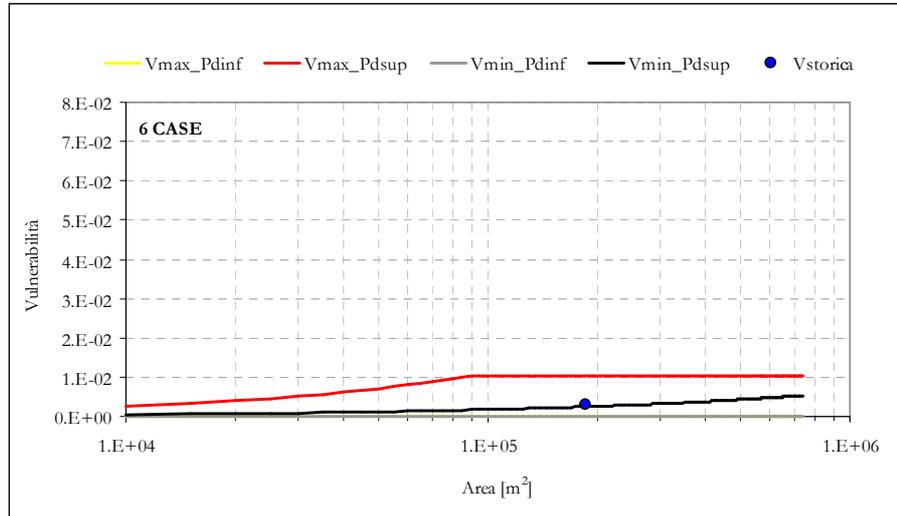
Dalla Figura 5.79 si osserva che per aggregati costituiti da 6 case e posizionati nella porzione media dei fenomeni franosi, il massimo valore della vulnerabilità (all'incirca  $1 \cdot 10^{-2}$  per aree  $\geq 95.000 \text{m}^2$ ) lo si ottiene dalla curva  $V_{\text{max-Pd}_{\text{sup}}}$ . Nell'area di validazione della procedura, un aggregato costituito da 5 case esibisce un danno equivalente pari a 0.375, e la corrispondente  $V_{\text{storica}}$  ben si colloca all'interno delle fasce individuate.



**Figura 5.77.** Area di studio del Bacino del Volturno: Curve di vulnerabilità di aggregati di quattro case collocati nella porzione media dei fenomeni franosi cartografati.



**Figura 5.78.** Area di studio del Bacino del Volturno: Curve di vulnerabilità di aggregati di cinque case collocati nella porzione media dei fenomeni franosi cartografati.

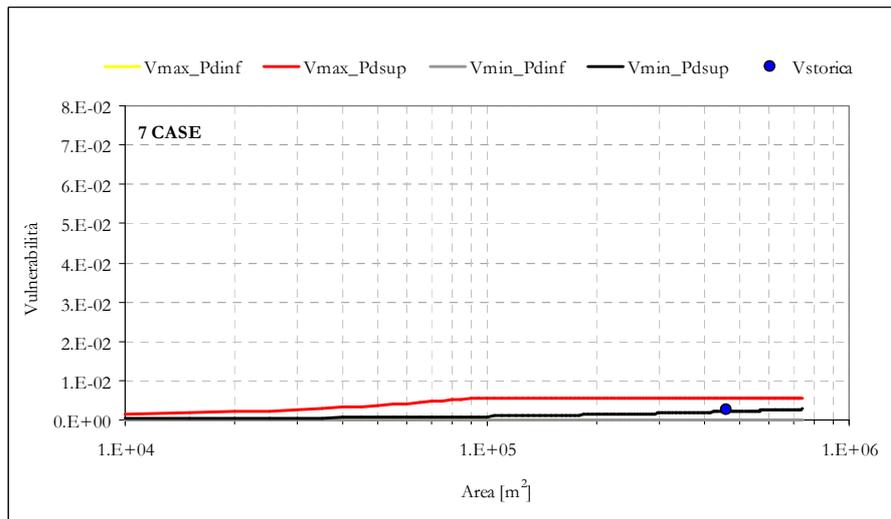


**Figura 5.79. Area di studio del Bacino del Volturno: Curve di vulnerabilità di aggregati di sei case collocati nella porzione media dei fenomeni franosi cartografati.**

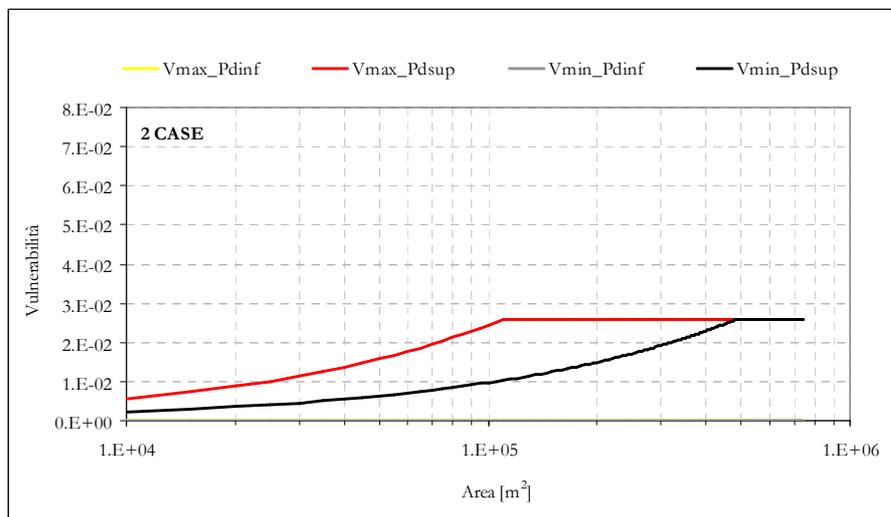
Dalla Figura 5.80 si osserva che per aggregati costituiti da 7 case e collocati nella porzione media dei fenomeni franosi, il massimo valore (all'incirca  $5 \cdot 10^{-3}$  per aree  $\geq 95.000 \text{ m}^2$ ) della vulnerabilità si ottiene dalla curva  $V_{\text{max-Pd}_{\text{sup}}}$ . Nell'area di validazione della procedura, un aggregato costituito dell'i-ma classe esibisce un danno equivalente pari a 0.5, e la corrispondente  $V_{\text{storica}}$  ben si colloca all'interno delle fasce individuate.

Dalla Figura 5.81 si osserva che per aggregati costituiti da 2 case e collocati nella porzione di valle dei fenomeni franosi, le curve  $V_{\text{max-Pd}_{\text{sup}}}$  e  $V_{\text{max-Pd}_{\text{inf}}}$  presentano andamento crescente al crescere dell'area in frana fino a valori di quest'ultima inferiori a  $105.000 \text{ m}^2$ ; per aree di estensione superiore a  $105.000 \text{ m}^2$  le suddette curve hanno un andamento orizzontale come conseguenza del fatto che i valori massimi della danneggiabilità sono unitari. Le curve  $V_{\text{min-Pd}_{\text{sup}}}$  e  $V_{\text{min-Pd}_{\text{inf}}}$  presentano, invece, andamento crescente al crescere dell'area in frana fino a valori di quest'ultima inferiori a  $485.000 \text{ m}^2$ ; per aree di estensione superiore a  $485.000 \text{ m}^2$  le suddette curve hanno un asintoto orizzontale come conseguenza del fatto che i valori minimi della danneggiabilità sono unitari. Le curve  $V_{\text{max-Pd}_{\text{inf}}}$ ,  $V_{\text{min-Pd}_{\text{inf}}}$  sono sovrapposte all'asse delle ascisse, dal momento che per tale classe il limite inferiore dell'intervallo di confidenza assume valore nullo. Il massimo valore della

vulnerabilità (all'incirca  $2.6 \cdot 10^{-2}$ ) si ottiene dalle curve  $V_{\max\_Pd\_sup}$  (per aree in frana  $\geq 105.000\text{m}^2$ ) e  $V_{\min\_Pd\_sup}$  (per aree in frana  $\geq 485.000\text{m}^2$ ).

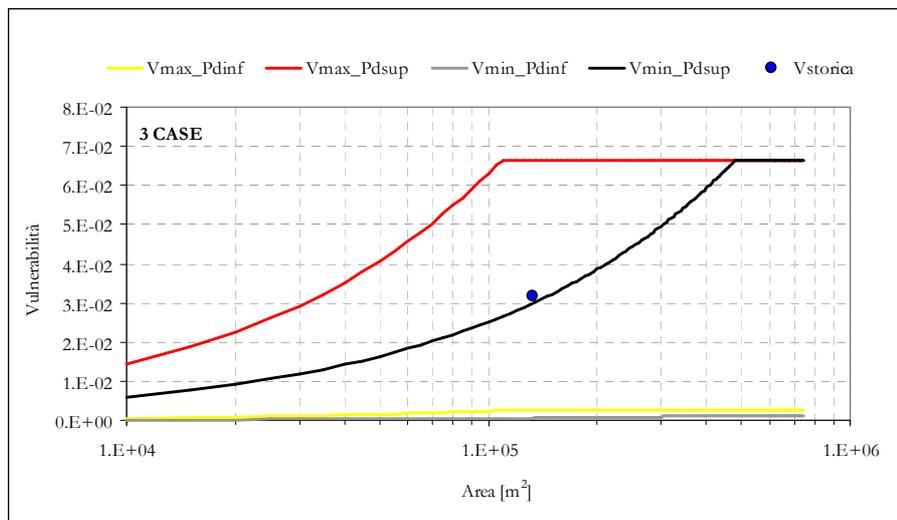


**Figura 5.80.** Area di studio del Bacino del Volturno: Curve di vulnerabilità di aggregati di sette case collocati nella porzione media dei fenomeni franosi cartografati.



**Figura 5.81.** Area di studio del Bacino del Volturno: Curve di vulnerabilità di aggregati di due case collocati nella porzione di valle dei fenomeni franosi cartografati.

Dalla Figura 5.82 si osserva che per aggregati costituiti da 3 case e collocati nella porzione di valle dei fenomeni franosi, il massimo valore della vulnerabilità (all'incirca  $6.6 \cdot 10^{-2}$ ) si ottiene dalle curve  $V_{\max\_Pd\_sup}$  (per aree in frana  $\geq 105.000m^2$ ) e  $V_{\min\_Pd\_sup}$  (per aree in frana  $\geq 485.000m^2$ ). Nell'area di validazione della procedura, un solo aggregato da 3 case esibisce un danno equivalente pari a 0.5 e la corrispondente  $V_{storica}$  ben si colloca all'interno delle fasce individuate.



**Figura 5.82. Area di studio del Bacino del Volturno: Curve di vulnerabilità di aggregati di tre case collocati nella porzione di valle dei fenomeni franosi cartografati.**

Infine, si riporta in Fig. 5.83 un confronto del valore massimo della vulnerabilità ottenuto per aggregati distinti sia per il numero di case contenute al loro interno che per la posizione assunta rispetto all'area in frana. Da tale Figura si osserva che per aggregati costituiti, ad esempio, da due case, il valore più elevato lo si ottiene per quelli posizionati nella porzione di coronamento rispetto a quelli situati rispettivamente nella porzione di valle e porzione media dei fenomeni franosi.

Questo risultato è fortemente dipendente dalla distribuzione spaziale dei suddetti aggregati all'interno delle tre porzioni considerate dell'area in frana; in particolare, le analisi hanno fornito una diminuzione della vulnerabilità fisica al crescere del numero complessivo di aggregati appartenenti all'i-ma classe.

Si evidenziano (Fig. 5.83), altresì, valori della vulnerabilità **particolarmente bassi**, anche se un parere più circostanziato può essere espresso solo dopo un'accurata validazione della carta inventario redatta sulla base di criteri euristici che potrebbero avere dato luogo a stime eccessivamente cautelative in termini di fenomenologie franose cartografate (Cascini et al., 2008).

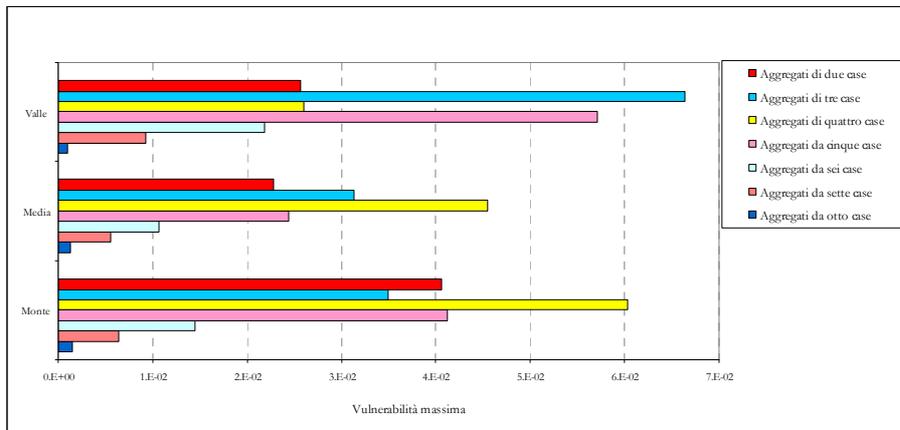


Figura 5.83. Vulnerabilità massima.

## 5.9 ZONAZIONE DELLA VULNERABILITÀ

Le analisi condotte nei paragrafi precedenti possono essere utilizzate per la zonazione della vulnerabilità a media scala. In particolare, a partire dai valori di vulnerabilità minima e massima ricavati, si possono redigere carte di vulnerabilità in aree omogenee per caratteri di franosità e densità dell'urbanizzato. Alcuni esempi di carte di vulnerabilità sono riportati in Figura 5.84 e Figura 5.85; ovviamente, a ciascun aggregato compete una vulnerabilità il cui valore dipende dalla posizione dello stesso rispetto all'area in frana.

Si osserva, infine, come i prodotti ottenuti pongano le basi per un affinamento delle procedure di zonazione sin qui adottate da parte delle Amministrazioni Pubbliche e degli Enti preposti alla gestione e alla pianificazione del territorio.

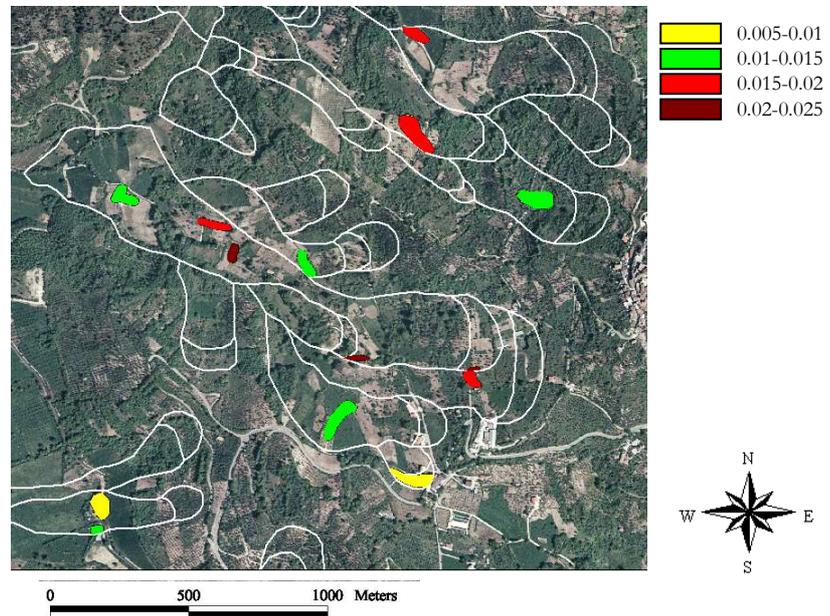


Figura 5.84. Carta della vulnerabilità massima.

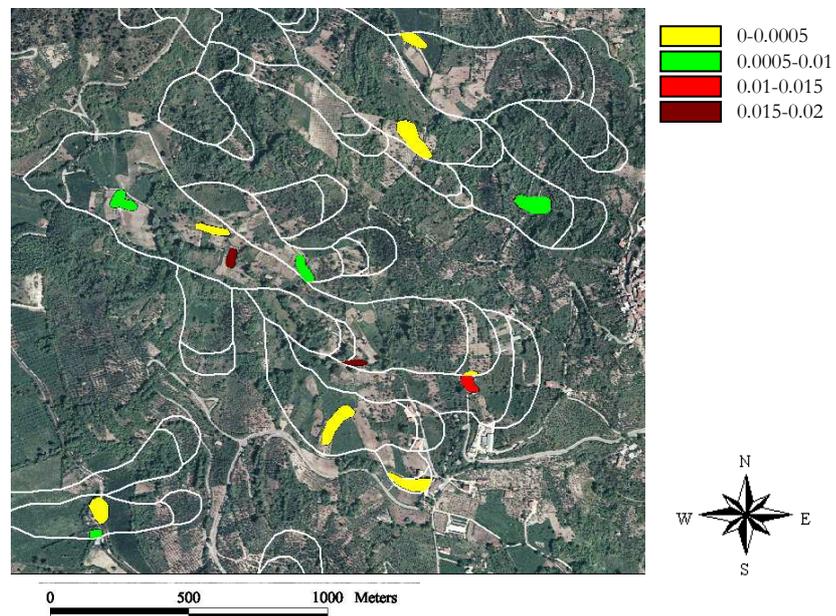


Figura 5.85. Carta della vulnerabilità minima.

## 6 ANALISI DELLA VULNERABILITA' FISICA A SCALA DI DETTAGLIO

### 6.1 PROPOSTA METODOLOGICA

L'analisi della vulnerabilità fisica a scala di dettaglio obbliga a seguire un percorso metodologico diverso da quello adottato a media scala; mutano, infatti, i parametri da considerare per la stima dell'intensità dei fenomeni franosi e la stessa definizione di vulnerabilità fisica si specializza in modo diverso.

Con particolare riferimento alle frane a cinematica lenta, l'intensità è da legare agli spostamenti differenziali (e alle grandezze da questi derivabili) che si localizzano in corrispondenza delle opere di fondazione degli edifici; la vulnerabilità fisica, invece, va innanzitutto riferita al singolo elemento esposto (edificio) e può, quindi, essere definita come "il grado di perdita atteso ad un edificio per effetto della attivazione/riattivazione di un fenomeno franoso di assegnata intensità" con il quale lo stesso edificio interagisce.

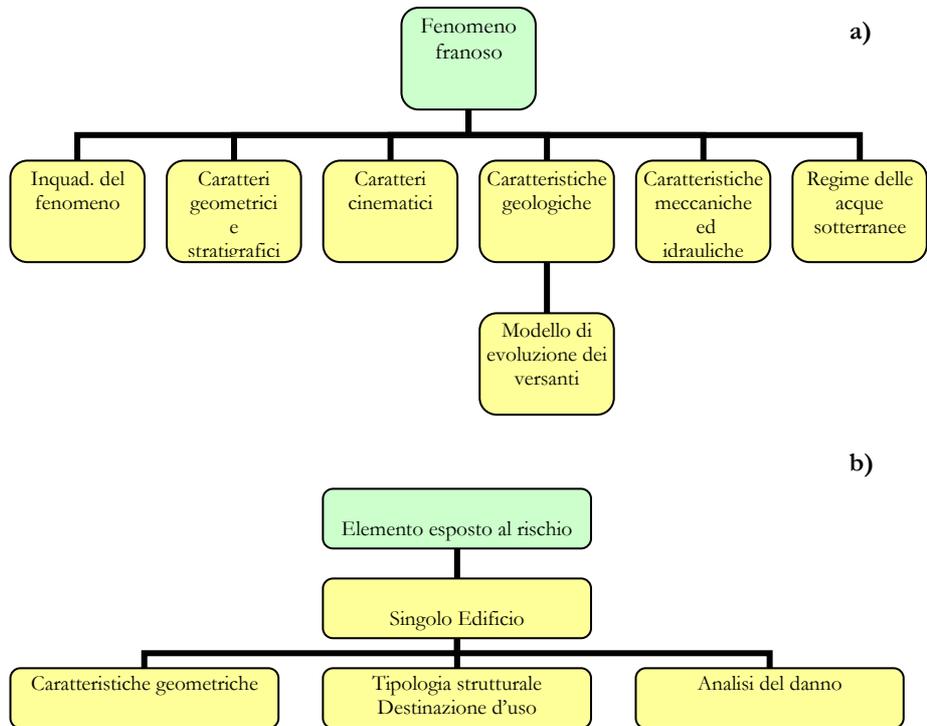
Il principale obiettivo delle analisi condotte a scala di dettaglio nell'ambito della presente tesi è consistito nella generazione di curve di vulnerabilità (par 3.3.4) attraverso un approccio che combina i risultati di analisi numeriche con quelli derivanti dall'applicazione di criteri di danneggiabilità degli edifici convalidati dall'esperienza. A tal riguardo, è appena il caso di osservare che, in generale, l'affidabilità dei risultati ottenuti dipende: *i)* dalla qualità dei dati disponibili per la stima quantitativa dei parametri che intervengono nei modelli costitutivi adottati e per la definizione delle condizioni iniziali e al contorno del problema in esame; *ii)* dalle informazioni acquisite sugli edifici esposti al rischio (in termini di stato di conservazione, tipologia strutturale della sovrastruttura e della struttura di fondazione, destinazione d'uso, numero di piani, ecc.); *iii)* dal livello di completezza del database dei danni registrati ad edifici a seguito di riattivazioni occorse nel passato. Una sintesi dei dati di input da contemplare, in termini di caratterizzazione del fenomeno franoso e dell'elemento esposto con esso interagente, ai fini di analisi di vulnerabilità fisica a scala di dettaglio è riportata in Fig. 6.1.

A partire da tali considerazioni e con riferimento a un caso di studio ben documentato (nella fattispecie, un fenomeno franoso occasionalmente riattivabile in terreni di alterazione nel Comune di San

Pietro in Guarano, CS), il percorso metodologico seguito si è articolato in due fasi.

La prima ha riguardato lo svolgimento di analisi numeriche mirate: *i)* alla ricostruzione del regime idrico sotterraneo in concomitanza di eventi pluviometrici noti per intensità e durata; *ii)* all'individuazione dei valori medi dei parametri di resistenza al taglio mobilitati a rottura lungo le superfici di scorrimento; *iii)* alla simulazione dei meccanismi di deformazione che precludono alla riattivazione del fenomeno.

La seconda fase è, invece, consistita nella interpretazione dei dati di output delle analisi numeriche attraverso criteri di danneggiabilità ai fini della generazione di curve di vulnerabilità.



**Figura 6.1. Dati di input per analisi della vulnerabilità a scala di dettaglio (1:2.000) da considerare per la: a) caratterizzazione del fenomeno franoso; b) caratterizzazione dell'elemento esposto al rischio.**

## 6.2 IL CASO DI STUDIO DI SAN PIETRO IN GUARANO (CS)

### 6.2.1 Inquadramento del fenomeno

La frana di via San Francesco (VSF), nel comune di S. Pietro in Guarano (CS) (Fig. 6.2), rappresenta un caso tipico di instabilità in terreni prodotti dall'alterazione di rocce originariamente lapidee (Cascini, 1986; Cascini et al., 1992). In particolare, il fenomeno franoso interessa una "coltre detritica di copertura" costituita da terreni residuali e saprolitici (classi VI e V così come definite nel paragrafo 6.2.4) e da colluvioni (classe VI). Il fenomeno in questione è caratterizzato da un **cinematismo roto-traslazionale** di tipo impulsivo e da spostamenti, nelle fasi parossistiche, di piccola entità che si esauriscono in intervalli di tempo molto brevi.

Le fenomenologie, che hanno sede nella coltre di copertura, sono caratterizzate da lunghi periodi di totale quiescenza, cui fanno seguito rapide riattivazioni prodotte da consistenti incrementi delle pressioni interstiziali in concomitanza di particolari eventi pluviometrici.

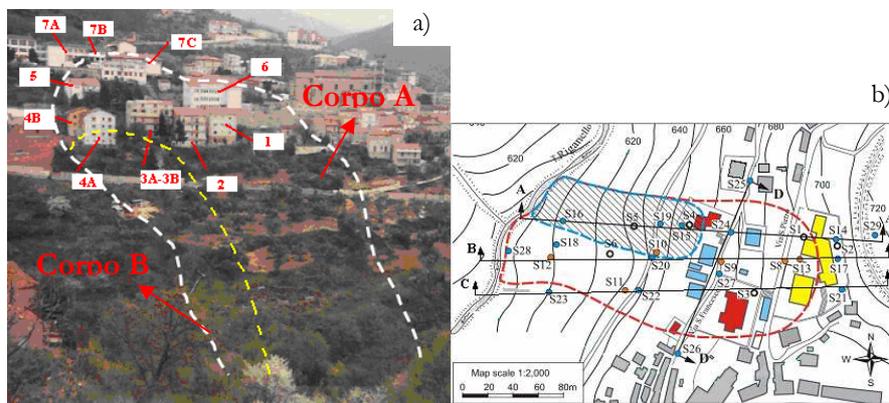


Figura 6.2. Frana di S. Pietro in Guarano (CS): a) vista dell'area; b) planimetria (Cascini 2008).

Nel passato si sono verificate numerose rimobilizzazioni della frana, la cui sequenza nel tempo è stata ricostruita sulla base di ricerche storiche e di testimonianze raccolte in loco (Cascini, 1983). Le riattivazioni totali (Corpo A, Fig. 6.2a) si sono registrate il 30.01.1931 ed il 26.01.1981, mentre le riattivazioni parziali (Corpo B, Fig. 6.2a) si sono registrate nel

'48, '53 e '76. Occorre rilevare che alcune delle riattivazioni hanno interessato vari edifici pubblici e privati (Tab. 6.1), alcuni dei quali sono stati evacuati a seguito delle instabilità e, successivamente, in parte o totalmente demoliti.

**Tabella 6.1 Edifici realizzati sull'area in frana tra il 1958 e il 1970**

Edifici		Edifici esposti al rischio da frana		Destinazione d'uso
n°	Anno di costruzione	Riattivazioni del 1931- 1948- 1953	Riattivazioni del 1976- 1981	
1	1969-70	No	Si	Privato
2	1969-70	No	Si	Privato
3A-3B	1960-1970	No	Si	Privato
4A-4B	1958	No	Si	Privato
5	1958-59	No	Si	Privato
6	1969-70	No	Si	Pubblico
7A- 7B-7C	1969-70	No	Si	Pubblico

Da questa breve premessa si intuisce come la frana di S. Pietro in Guarano (CS) rappresenti un caso di studio di estremo interesse sia per gli aspetti che ne caratterizzano la cinematica (tipicamente impulsiva) sia per le conseguenze che future rimobilizzazioni potranno determinare sul costruito.

### 6.2.2 Aspetti geometrici e stratigrafici della frana

La frana di VSF si sviluppa nella fascia altimetrica compresa tra 600 e 700 m s.l.m. (Fig. 6.2b). La riattivazione totale presenta una superficie in pianta di circa **1,7 ha** (circa **260 m** di lunghezza e **110 m** di larghezza) e un'inclinazione media di **22°** mentre la riattivazione parziale presenta una superficie in pianta di circa **0,5 ha**.

I rilievi di dettaglio eseguiti hanno messo in evidenza come il profilo di alterazione sia complesso e variabile da sito a sito. Dall'analisi di oltre 50 sondaggi a carotaggio continuo, scaturiscono schematicamente almeno tre orizzonti litologici (Fig. 6.3), i cui spessori e rapporti geometrici sono tuttavia estremamente variabili ed articolati.

L'orizzonte più superficiale (**orizzonte di copertura**) è quasi sempre presente ed è costituito da saproliti, colluvioni e terreni residuali (classi V e VI) e subordinatamente da cumuli di frana. Il suo spessore varia in funzione delle locali condizioni morfologiche e tettoniche del sito e di frequente supera i 10 m, raggiungendo in alcuni casi anche i 20 m. I

terreni saprolitici e residuali si presentano, anche, sotto forma di fasce di ampiezza dell'ordine di alcuni metri, distribuite lungo i principali piani di discontinuità strutturale.

Il **secondo orizzonte** è costituito da roccia alterata, ma dotata di una certa consistenza, con uno stato di fratturazione talora molto intenso; la compattezza dello gneiss, che assume caratteri tipici variabili da roccia tenera a quasi lapidea, aumenta con la profondità. Tale orizzonte è costituito da gneiss da altamente a moderatamente alterati (classi IV e III), talora completamente alterati (classe V); esso è stato sempre riconosciuto nei sondaggi con spessori sovente superiori ai 15-20 m ed in alcuni casi fino ai 60 m.

Il **terzo orizzonte**, rinvenuto solo nei sondaggi più profondi oltre i 40-50 m, ed attraversato per un massimo di 20 m, è costituito da roccia debolmente o per nulla alterata (classi II e I).

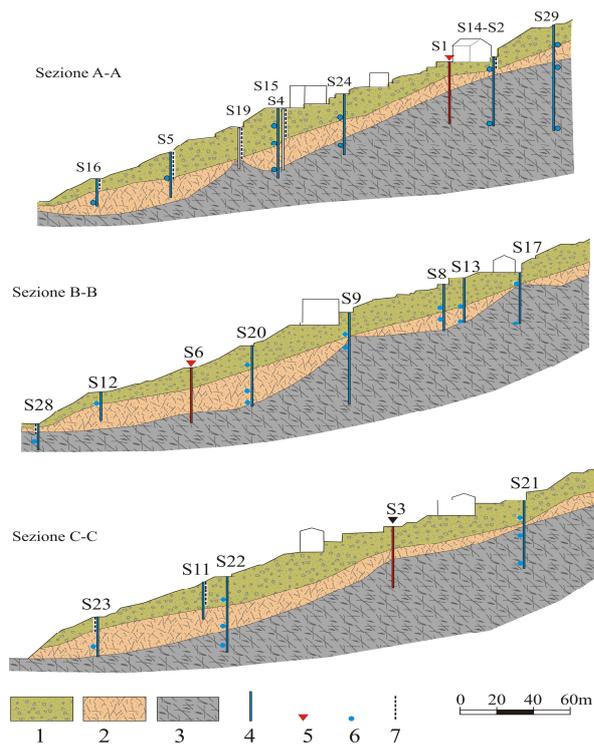


Figura 6.3. Sezioni stratigrafiche della frana di VSF (Cascini et al., 2006).

### 6.2.3 Caratteri cinematici

Le testimonianze raccolte relativamente alle rimobilizzazioni indicano nel loro insieme, che il movimento della frana di VSF presenta:

- un carattere impulsivo (la fase parossistica dura all'incirca **24÷48** ore);
- gli spostamenti pre-rottura sono sostanzialmente assenti;
- gli spostamenti nella fase parossistica sono di entità limitata (alcune decine di **centimetri** nelle **porzioni medio alte del pendio e dell'ordine del metro al piede dell'area in frana**);
- gli spostamenti post-rottura sono contenuti e si esauriscono in un tempo molto limitato;
- gli spostamenti fra due rimobilizzazioni successive sono assenti.

Relativamente alla mobilitazione del gennaio 1981, sono disponibili alcune indicazioni strumentali per la fase post-rottura (Cascini, 1983; 1986), ottenute dal controllo di alcune spie installate. Per accertare la presenza o meno degli spostamenti che costituiscono tale fase, sono state effettuate frequenti misure, mediamente ogni quindici giorni (dal 23 maggio al 22 dicembre del 1981) e come risultato hanno mostrato spostamenti massimi dell'ordine dei 5 mm per due spie e spostamenti nulli per le altre. Nella primavera del 1981, nel corso di una delle prime fasi d'indagine, sono state eseguite tre verticali di sondaggio (S1, S3 ed S6, Fig. 6.3) strumentate con tubi inclinometrici aventi profondità d'installazione di 39 m per S1, 36,5 m per S3, 35 m per S6. Le elaborazioni di tali misure hanno evidenziato modesti spostamenti superficiali e profondi della frana di VSF, dell'ordine di 1 cm, i quali sono stati controllati per un certo periodo con misure strumentali; inoltre hanno fornito indicazioni circa la presenza di una superficie di rottura ad una profondità massima di 15-25 m (Cascini, 1983). Ulteriori controlli effettuati nel 1987 si sono basati sull'utilizzo di solo cinque delle diciassette spie installate nel 1981; dalle misure eseguite a cadenza prefissata si è potuto rilevare che a circa 64 mesi dall'ultima lettura effettuata (dicembre 1981), lo spostamento massimo rilevato è risultato dell'ordine dei 5 mm. Si può dunque concludere che la frana di VSF da un punto di vista cinematico è uno scorrimento roto-traslazionale caratterizzato da un meccanismo di riattivazione impulsivo, da spostamenti pre-rottura difficilmente rilevabili per la loro limitata entità e per la rapidità con cui si passa alla fase parossistica, da spostamenti nella

fase parossistica contenuti e dell'ordine delle decine di centimetri, da spostamenti post-rottura di piccola entità e rapidamente tendenti a zero, e da spostamenti nelle fasi di stasi sostanzialmente nulli.

#### 6.2.4 Grado di alterazione degli gneiss

La particolare concentrazione di elementi geologici, predisposti all'alterazione, è confermata dalla presenza di spessori di roccia alterata di circa 50÷60 m nell'area del Comprensorio Comunale di S. Pietro in Guarano (Cascini et al.,1992). Volendo operare un confronto con quanto emerge dalla letteratura, si osserva che rocce alterate fino a 20-50 m sono state rinvenute rispettivamente nei graniti del Giappone e di Hong Kong (Mori, 1985; Phillipson e Brand, 1985); roccia degradata fino a 100 m di profondità è stata, viceversa, rilevata in alcune formazioni gneissiche della Germania (Kany e Herrmann,1985). Al riguardo non è superfluo sottolineare l'importanza dell'ambiente climatico nello sviluppo dei processi fisici e chimici, che portano all'alterazione delle rocce; per esempio Sandroni, 1985 rileva spessori di gneiss degradati variabili da 5 a 30 m rispettivamente in zone a clima semi arido ed umido. Da un punto di vista spaziale, la degradazione si concretizza nello sviluppo di profili di alterazione, nell'ambito dei quali si ritrovano materiali con caratteri fisico-meccanici talora molto differenti. In particolare, i profili di alterazione possono essere distinti in “*semplici*”, quando sono costituiti da una successione ordinata di materiali, aventi grado di alterazione decrescente dall'alto verso il basso, o “*complessi*”, quando sono presenti fuori sequenza zone con grado di alterazione più o meno avanzato (Little, 1969; Deere e Patton, 1971; Dearman, 1974; Geotechnical Control Office, 1988). Nel caso di studio, i profili di alterazione sono senz'altro complessi; infatti, un dettagliato rilievo di superficie (Cascini et al.,1990) e numerose indagini in sito hanno messo in luce la presenza di vallecole sepolte, riempite di materiali a diverso grado di alterazione. Risulta dunque di fondamentale importanza una classifica del grado di alterazione sia a livello di ammasso, per la definizione dei profili di alterazione, che a livello di materiale. Allo stato attuale non esiste una classifica universalmente accettata, anche se i numerosi schemi proposti dalla *letteratura tecnico-scientifica* (Little, 1969; Deere e Patton, 1971; Dearman, 1974; Irfan e Dearman, 1978; Geotechnical Control Office, 1984) sembrano potersi raggruppare in tre tipi principali, rispettivamente basati sulla *stima delle proprietà meccaniche a*

*mezzo di semplici test, sull'analisi visiva di alcune caratteristiche geologiche o sulla considerazione di fattori sia geologici che meccanici* (Lee e De Freitas, 1989). Nell'area di studio, Cascini (1992), Gullà (1990), hanno fatto riferimento ad una metodologia del terzo tipo ed in particolare a quella elaborata presso il **Geotechnical Control Office di Hong Kong** (1984; 1988) con la quale vengono distinte sei classi di alterazione, attraverso l'osservazione di vari caratteri geologici e la valutazione di alcuni semplici indici correlabili alla consistenza della roccia.

Utilizzando tale metodologia, opportunamente modificata e adattata, gli Autori hanno distinto per gli gneiss di San Pietro in Guarano sei classi di alterazione, sulla base di:

- analisi di alcuni caratteri geologici (tessitura, decolorazione, compattezza, granulometria);
- stima della consistenza meccanica tramite semplici test (*Martello di SCHIMIDT, immersione in acqua di campioni, ecc.*);
- analisi petrografiche (*indice micropetrografico  $I_p$  ed indice di decomposizione  $X_d$* ).

Gli *gneiss freschi* (classe I) si presentano come una roccia nella quale non sono presenti segni di alterazione o decolorazione.

Gli *gneiss debolmente alterati* (classe II) si presentano come una roccia, distinta per le seguenti proprietà:

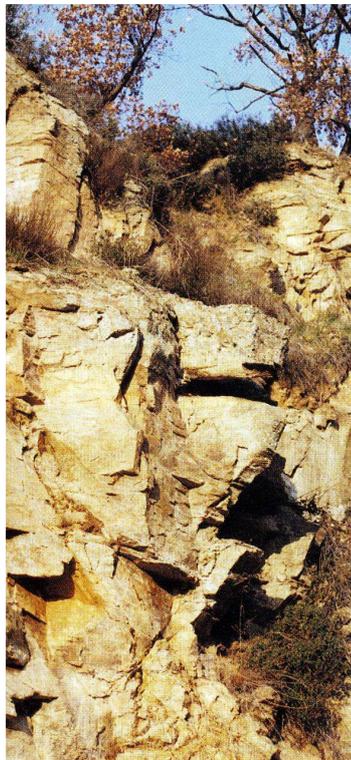
1. colore grigio-verdastro, passante al marrone lungo le fratture;
2. la decolorazione avviene solo lungo le discontinuità;
3. la resistenza è prossima a quella della roccia non alterata.

In particolare, gli *gneiss freschi* e gli *gneiss debolmente alterati* non sono presenti in affioramento, mentre solo localmente si ritrovano gli *gneiss moderatamente alterati*.

Gli *gneiss moderatamente alterati* (classe III) (Fig. 6.4) si presentano come una roccia, distinta per le seguenti proprietà:

1. colore grigio-verdastro, passante al marrone-rossastro lungo le discontinuità;
2. la decolorazione della roccia è pressoché completa, tranne che in alcuni punti lontani dalle fratture, dove si rinvenivano tracce della colorazione originaria;
3. la struttura e la tessitura originaria della roccia sono interamente preservate;
4. l'indice micropetrografico, in media pari a 7.8, evidenzia una debole alterazione chimica dello gneiss, che si presenta

- caratterizzato da microfrazture intergranulari pervase da ossidi di ferro e da plagioclasti parzialmente alterati;
5. frammenti di grosse dimensioni non si rompono con le mani;
  6. il materiale non si disgrega se immerso in acqua;
  7. i caratteri meccanici sono qualitativamente quelli tipici di una roccia lapidea;
  8. il martello di Schmidt fornisce valori medi di rimbalzo compresi tra 26 e 25.

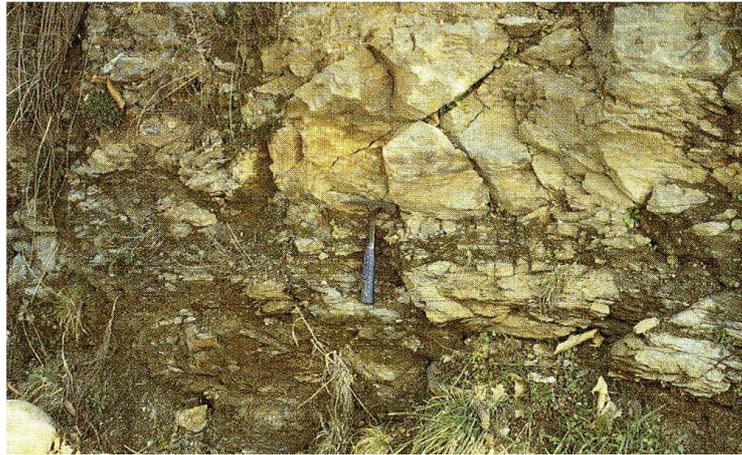


**Figura 6.4. Gneiss moderatamente alterati (classe III)**  
(Cascini et al., 1992).

Gli *gneiss altamente alterati* (classe IV) (Fig. 6.5) si presentano come una roccia, distinta per le seguenti proprietà:

1. colore marrone, con tonalità variabile dal grigiastro al rossastro;
2. la decolorazione della roccia è pressoché completa;

3. fortemente alterata chimicamente e caratterizzata da una elevata degradazione fisico-meccanica, ma continua a conservare gli originari caratteri tessiturali e le superfici di discontinuità;
4. i plagioclasti risultano molto alterati e la roccia è microfratturata;
5. l'indice micropetrografico assume valori mediamente pari a 3.8;
6. frammenti di grosse dimensioni possono essere rotti con le mani, ma non sgretolati;
7. il materiale si disgrega solo in piccola parte se immerso in acqua;
8. i caratteri meccanici sono qualitativamente quelli tipici di una roccia tenera;
9. il martello di Schmidt fornisce valori medi di rimbalzo compresi tra 11 e 29.



**Figura 6.5. Gneiss altamente alterati (classe IV)  
(Cascini et al., 1992).**

Gli *gneiss completamente alterati* o «*saprolite*» (classe V) (Figura 6.6) si presentano come una roccia, distinta per le seguenti proprietà:

1. colore marrone, con tonalità variabile dal rossastro al giallastro;
2. risulta profondamente decolorata;
3. i caratteri meccanici sono quelli tipici di una roccia completamente disgregata, avente la consistenza di un terreno;
4. i plagioclasti sono completamente alterati e lo gneiss, interessato da una intensa microfratturazione, è caratterizzato da un Ip compreso indicativamente tra 0.8 e 1.3;
5. pezzi di roccia si sgretolano con le mani;

6. il materiale si disgrega se immerso in acqua;
7. il martello di Schmidt fornisce valori medi, compresi tra 0 e 16, di rimbalzo molto bassi.



**Figura 6.6. Gneiss completamente alterati o «saprolite» (classe V)  
(Cascini et al., 1992).**

I *terreni residuali* e le *colluvioni* (classe VI) sono costituiti da rocce sciolte a granulometria variabile da sabbia con ghiaia in matrice limosa a limo con sabbia argillosa, di colore variabile da marrone a marrone-giallastro, nelle quali è completamente distrutta la tessitura originaria della roccia.

I terreni residuali (Fig. 6.7) sono il prodotto finale dei processi di alterazione in posto; essi non hanno subito un trasporto significativo e non presentano alcuna traccia dell'originaria tessitura.

Le colluvioni (Fig. 6.8), invece, presentano una struttura disorganizzata in cui si riconoscono allineamenti suborizzontali di piccoli ciottoli a spigoli vivi; tali terreni danno valori di rimbalzo, al martello di Schmidt, prossimi allo zero. Con riferimento a questo ultimo mezzo d'indagine, il confronto tra i dati conseguiti sugli gneiss studiati e quelli relativi a litotipi alterati affioranti in altri contesti regionali, evidenzia una

sostanziale omogeneità dei vari campi di variabilità, relativi alle varie classi di alterazione.



**Figura 6.7. Terreni residuali (classe VI)**  
(Cascini et al., 1992).



**Figura 6.8. Colluvione (classe VI)**  
(Cascini et al., 1992).

Infine, un raggruppamento a parte è quello dei cumuli di frana (*detrito di frana*), nei quali si distinguono due differenti tipologie, entrambe a struttura caotica; la prima si presenta con granulometria prevalentemente sabbioso-limosa ed è assimilabile, dal punto di vista meccanico, ai terreni della classe VI; la seconda è caratterizzata da una matrice a granulometria ghiaioso-sabbiosa (Fig. 6.9), inglobante blocchi gneissici con grado di alterazione riferibile alle classi IV e V.



**Figura 6.9. Detrito di frana (Cascini et al., 1992).**

I filoni pegmatitici (Fig. 6.10), presenti nella massa rocciosa gneissica, sono caratterizzati dalle seguenti proprietà:

1. colore biancastro;
2. bassa alterazione ed elevata fratturazione;
3. granulometria variabile da sabbia limosa a limo argilloso.



**Figura 6.10. Filoni pegmatitici  
(Cascini et al., 1992).**

### **6.2.5 Modelli di evoluzione dei versanti**

Nella maggior parte dei casi, i versanti sono caratterizzati da un profilo topografico irregolare o complesso, a causa del diverso grado di erodibilità legato alla differente composizione mineralogica o al diverso grado di alterazione degli gneiss. Tali irregolarità sono da mettere in relazione, oltre che a fenomeni di erosione differenziale, anche a dislocazioni tettoniche. In particolare lungo i versanti ed i crinali si possono osservare discontinuità altimetriche e gradini con salti variabili dal metro fino ad alcune decine di metri. I crinali sono modellati secondo forme arrotondate, si presentano in pianta con uno sviluppo prevalentemente rettilineo e sono localmente interessati da zone conformate a sella. Lungo i versanti si osservano **vallecole a conca** (Fig. 6.11) di larghezza variabile da poche decine ad un centinaio di metri e costituiscono il risultato di intensi fenomeni di trasporto colluviale, localizzato in depressioni originariamente sede di ruscellamento concentrato o di movimenti franosi ricorrenti, i cui corpi di frana siano

stati evacuati dall'attiva erosione secondo il modello proposto da Dietrich (Fig. 6.12).

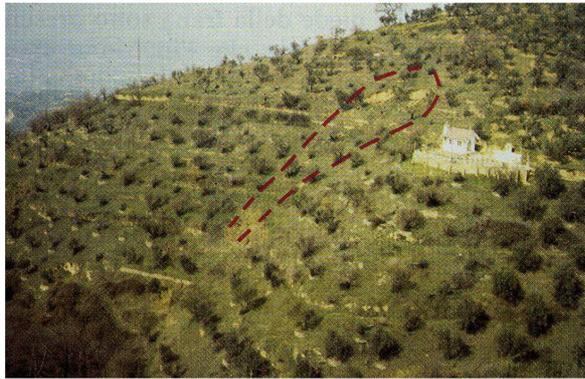


Figura 6.11. Frana in una vallecchia parzialmente sepolta (classe VI) (Cascini et al., 1992).

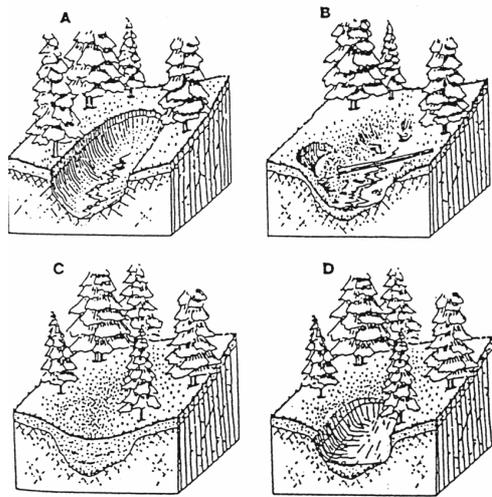
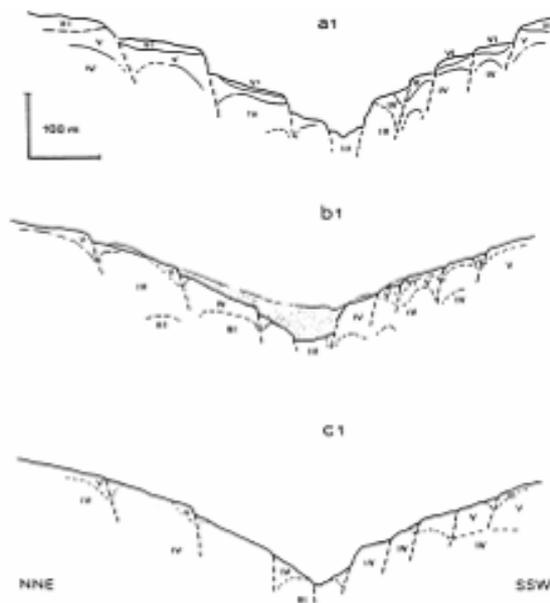


Figura 6.12. Modello evolutivo delle vallecchie a conca in roccia (Dietrich et al., 1982): a) una frana in roccia produce una iniziale concavità lungo il versante; b) la concavità viene riempita da detrito di frana, da colluvioni e da depositi torrentizi; c) nella conca sepolta vi è la formazione di un flusso idrico sotterraneo; d) svuotamento della vallecchia a seguito di frane per scorrimento di detrito.

Un secondo modello evolutivo considera le condizioni precedenti l'ultimo stadio glaciale durante il quale lungo i fondovalle si sviluppava una profonda erosione di tipo lineare, mentre le porzioni alte dei versanti erano ricoperte da coltri di materiali residuali e saprolitici derivanti da processi di alterazione chimica della roccia (Fig. 6.13a).

Successivamente, durante l'ultimo stadio freddo wurmiano, a seguito di intensi processi di disfacimento fisico-meccanico nella parte alta dei versanti, i fondovalle furono riempiti da coltri detritiche formate da collusioni, terreni di frana con blocchi rocciosi e terreni sciolti di varia natura (Fig. 6.13b). Con la conseguente variazione delle temperature, riprese la circolazione idrica sotterranea e in concomitanza di livelli critici si realizzava una completa evacuazione delle coltri (Fig. 6.13c).



**Figura 6.13.** Schema evolutivo per valli presenti nell'area di studio: a) stadio di sviluppo dei profili di alterazione sui versanti e di incisione lungo il fondovalle (pre-Wurm III); b) stadio di degradazione fisica degli gneiss e di riempimento del fondovalle (Wurm III); c) evacuazione delle coltri detritiche.

## 6.3 CARATTERIZZAZIONE FISICO-MECCANICA DEI TERRENI

### 6.3.1 Identificazione e Granulometria

Nell'ambito dei terreni prodotti dall'alterazione di ammassi rocciosi, l'identificazione in laboratorio assume notevole rilievo sia per la ricostruzione di dettaglio delle verticali indagate che per la classificazione dei campioni sottoposti a prove meccaniche. Dall'esame della letteratura, si rileva che la determinazione della granulometria richiede, per i terreni di alterazione, estrema attenzione poiché spesso le tecniche *di pre-trattamento e di prova* possono influenzare in modo rilevante i risultati sperimentali (Brand e Phillipson, 1985).

In particolare, i fattori di disturbo segnalati sono:

1. la durata e l'accuratezza del pestellamento;
2. il tipo di tecnica usata per l'essiccamento, in stufa o all'aria;
3. il tipo di setacciatura, per via secca o per via umida (Sandroni, 1985);
4. il tipo di agente disperdente utilizzato per preparare il materiale da sottoporre a sedimentazione (Gidigasù, 1976; 1980);
5. il tempo di agitazione del materiale (Gidigasù, 1976; 1980);
6. le dimensioni della maglia del setaccio, utilizzato per selezionare il materiale per la sedimentazione (Sandroni, 1985).

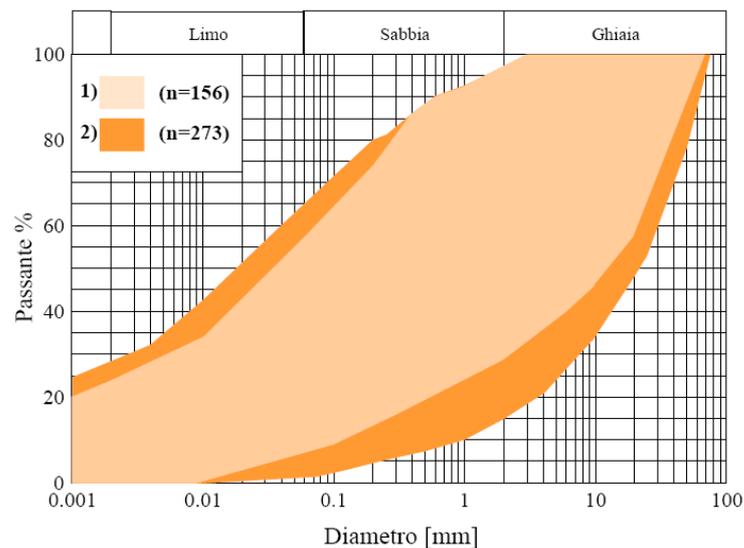
Per i terreni oggetto di studio (classi VI e V), è stata condotta un'ampia sperimentazione da Cascini et al., 1993 che ha riguardato alcuni degli aspetti precedentemente citati, ottenendo i seguenti risultati:

1. il confronto delle curve granulometriche, ottenute per via secca con pestellamento molto accurato e per via umida, ha evidenziato una modesta variazione;
2. il tempo di agitazione usato per preparare il campione da sottoporre a sedimentazione e il tipo di essiccamento, sono risultati di scarso peso, sia per la determinazione delle curve granulometriche che per la valutazione dei limiti di Atterberg.

Per i terreni prodotti dall'alterazione degli **gneiss biotitici e biotitici - granatiferi**, è stato quindi accertato l'utilizzo delle tecniche standard nella determinazione delle curve granulometriche (Gullà, 1990a);

verifiche e risultati analoghi sono stati ottenuti per i terreni provenienti dalle zone di cataclasi (Gullà, 1990a; Cascini e Gullà, 1992a).

Nella Figura 6.14 sono riportati i fusi granulometrici di campioni globali di 500-1000 gr, relativi a terreni delle classi V e VI, provenienti da diversi siti della Sila Occidentale e provenienti dal sito interessato dalla frana di studio. Si rileva un buon livello di sovrapposizione e, per entrambi i fusi, si osserva una notevole variabilità granulometrica: si passa da *limo con sabbia e argilla a ghiaia sabbiosa*.



**Figura 6.14. Confronto tra i fusi granulometrici ottenuti dall'analisi di campioni globali di terreno delle classi V e VI (Cascini e Gullà, 1993): 1) Campioni prelevati nella frana di VSF; 2) Campioni prelevati nell'Area di Studio della Sila Occidentale.**

Se si prendono in considerazione singole curve granulometriche, determinate su campioni sicuramente classificabili come residuali o saprolitici, si osserva che la frazione **G + S** (ghiaia più sabbia) o **L + A** (limo più argilla) e la forma delle curve consentono di differenziare, con un certo margine di affidabilità, i terreni della classe V da quelli della classe VI (Cascini e Gullà, 1992a). Si rileva infatti, al progredire del grado di alterazione, una riduzione della percentuale **G+S**, osservata anche in terreni di alterazione di graniti (Lumb, 1962), insieme ad una variazione della forma della curva granulometrica (Fig. 6.15).

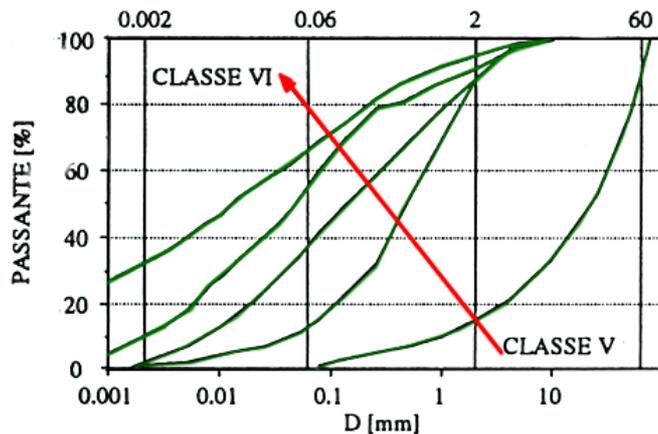


Figura 6.15. Esempio di riduzione della frazione G + S e di variazione della forma delle curve granulometriche al progredire del grado di alterazione (Cascini e Gullà 1993, mod.).

### 6.3.2 Compressibilità

Cascini et al., 1993 riportano i risultati di 21 prove di compressione edometrica, di cui la maggior parte sono state condotte su campioni di terreni delle classi V e VI.

Nella Figura 6.16 sono illustrate, in funzione del diverso grado di alterazione, le curve  $e\text{-log } \sigma$  ottenute per le classi V e VI, e per ogni gruppo individuato sono riportate le curve granulometriche dei provini sottoposti a prova.

Le curve  $e\text{-log } \sigma$  dei provini appartenenti ai diversi gruppi si addensano in zone ben distinte e l'indice dei vuoti si riduce progressivamente passando dai **terreni residuali (EDR1)** ai **terreni di transizione da residuali a saprolitici (EDRS1)** e successivamente ai **terreni saprolitici (EDS1)**. Il peso secco dell'unità di volume, la percentuale **G + S** ed il carico di preconsolidazione aumentano passando dal gruppo **EDR1** al gruppo **EDS1**, mentre si riduce il coefficiente di compressibilità. I risultati illustrati mettono in evidenza l'esistenza di un legame tra alterazione e pressione di preconsolidazione ed inoltre rafforzano l'ipotesi di poter classificare il grado di alterazione sulla base della granulometria e delle proprietà indici.

La particolare pericolosità dal punto di vista ingegneristico dei terreni residuali collassabili deriva, nel caso studiato, dal fatto che gli stessi sono stati rinvenuti a discrete profondità (Cascini e Gullà, 1992a). In generale si produce una **destrutturazione** (quindi una riduzione dell'indice dei vuoti) negli strati più superficiali quando si arriva alla formazione di una struttura collassabile causata dai processi d'infiltrazione e di essiccamento (Baynes e Dearman, 1978).

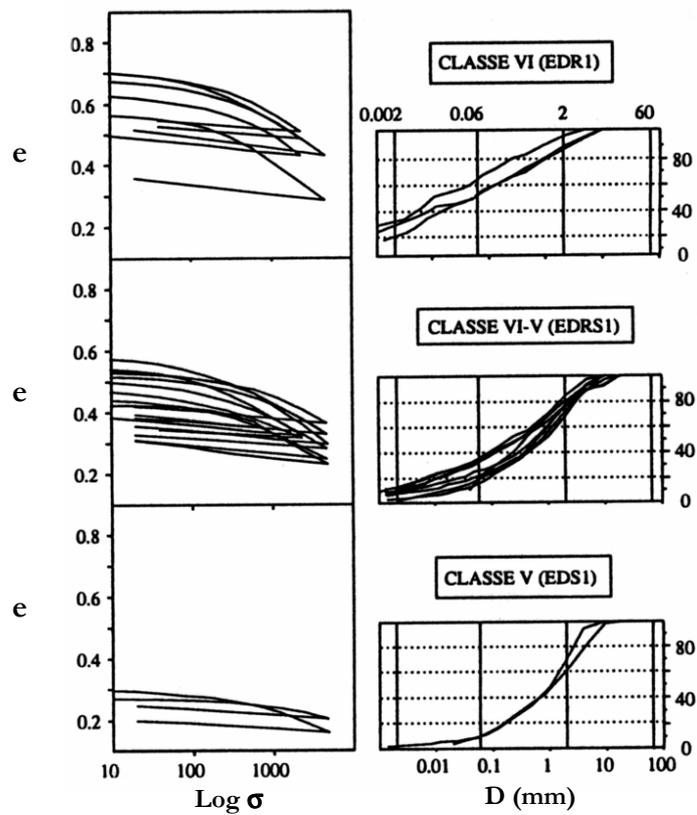


Figura 6.16. Prove di compressione edometrica e curve granulometriche di alcuni provini delle classi VI a V (Cascini e Gullà, 1993).

### 6.3.3 Resistenza a rottura

Un'adeguata conoscenza dei parametri di resistenza a rottura dei terreni appartenenti alle diverse classi di alterazione risulta di fondamentale importanza per la comprensione dei fenomeni di instabilità che hanno sede nel comprensorio di S. Pietro in Guarano ed in particolare della frana di via S. Francesco.

Un'analisi di risultati disponibili in letteratura richiede, tuttavia, una preliminare disamina delle tecniche di prova che possono giocare un ruolo non secondario sui parametri di resistenza a rottura.

In particolare, le *prove di taglio diretto* risultano le più utilizzate (Brand e Phillipson, 1985) e vengono eseguite su provini a sezione quadrata di lato 60 mm ed altezza di 20 mm. I provini, preventivamente saturati per immersione e consolidati, sono generalmente portati a rottura con velocità di deformazione tale d'assicurare il sussistere di condizioni drenate.

Prove condotte con elevata velocità di deformazione, sui provini non saturi, sono state eseguite per avere indicazioni circa l'aliquota di resistenza dovuta alle pressioni neutre negative (Sowers, 1985). Prove di taglio veloci, condotte invece su provini saturati con immersione in acqua per 24 ore, sono state utilizzate in Brasile, con risultati ritenuti non soddisfacenti (Ferreira, 1967) per simulare le condizioni che s'instaurano in un pendio a seguito di forti precipitazioni. Con riferimento alle prove di taglio diretto, il loro scarso utilizzo in alcuni ambiti regionali viene motivato dalla dispersione dei dati sperimentali e dalle conseguenti difficoltà di interpretazione (Lee et al., 1985) che possono attribuirsi in generale ad eterogeneità di dettaglio e alle dimensioni non adeguate dei provini. L'utilizzo di provini di grandi dimensioni, normalmente guidato dalle dimensioni massime dei granelli presenti, può in parte risolvere i problemi segnalati; Phillipson e Brand (1985) illustrano esperienze eseguite su provini di lato 300 mm. Con riferimento a provini di così rilevanti dimensioni non vanno, tuttavia, trascurate le difficoltà di campionamento ed i problemi che possono insorgere per un più lento e disuniforme riequilibrio delle pressioni neutre.

Le *prove di compressione triassiale* sono risultate per un certo periodo il principale strumento d'indagine (Lumb, 1962) e nella quasi totalità dei casi si opera su provini preventivamente saturati, in generale con applicazione di back-pressure. I valori di **back-pressure** necessari per ottenere un adeguato grado di saturazione ( $S=0,95\div 0,97$ ) variano in

funzione del particolare tipo di terreno. Operando con i valori di 700 KPa e di 300÷400 KPa indicati rispettivamente da Sandroni (1985) e da Phillipson e Brand (1985), si possono indurre disturbi nel provino sottoposto in laboratorio a condizioni più severe di quelle presenti in sito.

La saturazione per percolazione, provoca sicuramente meno problemi, ma consente di pervenire a gradi di saturazione non superiori a 0,60÷0,70. Le usuali dimensioni dei provini sottoposti a prova sono quelle standard (Ø3,5/7,0cm), che causano la presenza di strutture relitte o di grosse dimensioni e di conseguenza non inducono a risultati soddisfacenti. Blight (1985) afferma che il diametro minimo, affinché un provino triassiale di un terreno residuale sia rappresentativo, è di 75mm; Kany e Herrmann (1985) segnalano l'utilizzo di provini di diametro 300 mm, nonostante vi siano le difficoltà connesse alla preparazione degli stessi. Per quanto riguarda le modalità di prova si eseguono prevalentemente **le prove consolidate drenate** e **le consolidate non drenate** con misura delle pressioni neutre. In alcuni ambiti regionali (Lumb, 1964; Wong, 1982; Richards, 1985) è particolarmente diffusa la prova **multi-stage** che consente notevoli risparmi di tempo. Recentemente sono state avanzate alcune riserve al riguardo (Phillipson e Brand, 1985; Lambe e Hertz, 1988), in quanto gli involucri di rottura risultano più piatti rispetto a quelli forniti d'altre prove in conseguenza di eccessive deformazioni nella prima fase di carico (Phillipson e Brand, 1985).

### 6.3.3.1 Prove di taglio diretto

Tenendo ben presente le numerose problematiche riassunte (Cascini e Gullà, 1993), è stato rilevato un ampio programma sperimentale che si è essenzialmente basato su prove di taglio diretto e di compressione triassiale. In particolare, per le classi V e VI sono state eseguite in totale oltre 50 prove di taglio diretto su provini (di dimensioni 60 x 60 x 20 mm) accuratamente preparati e saturati con immersione in acqua per 24 ore. I terreni residuali (**TDR1**) mostrano un comportamento complessivo di **tipo plastico e contraente**, mentre i terreni saprolitici (**TDS1**) si comportano generalmente come un mezzo **fragile e dilatante**; comunque, il passaggio fra questi due comportamenti estremi avviene in modo graduale (Fig. 6.17).

Infatti, passando dai terreni della classe V a quelli della classe VI è stato osservato un aumento iniziale delle resistenza a taglio a parità di tensione verticale (**TDRS1**), una successiva accentuazione del comportamento dilatante (**TDRS**) ed infine l'insorgere di un comportamento fragile a rottura (**TDSR1**).

I dati di Fig. 6.17, interpretabili in termini di *resistenze di picco*, danno luogo a inviluppi (Fig. 6.18) caratterizzati da una variazione graduale della coesione intercetta (da 18 a 113KPa) passando dai terreni residuali a quelli saprolitici e da una variazione dell'angolo di attrito da 28° a 41°. Per quanto concerne la *resistenza residua* si rileva, per alcuni dei raggruppamenti individuati, un'ulteriore disaggregazione dei dati sperimentali. In particolare i terreni residuali (**TDR1**) si disgregano in due gruppi **TDR1a** e **TDR1b**, in base alla diversa percentuale di frazione fina che compete a ciascuno di essi. Un comportamento analogo si rileva per il gruppo di transizione **TDRS1** e anche in questo caso le motivazioni della disaggregazione sono legate alla granulometria.

Al ridursi dell'alterazione si ha una riduzione dell'indice dei vuoti, un incremento del peso secco dell'unità di volume ed un incremento della frazione granulometrica **G + S** (Tab. 6.2). Risulta, quindi, che le proprietà indici e le caratteristiche granulometriche sono, congiuntamente all'osservazione dei caratteri generali (colore, tessitura, discontinuità relitte, etc.), utili per definire con un buon grado di affidabilità il grado di alterazione dei provini impiegati nella sperimentazione.

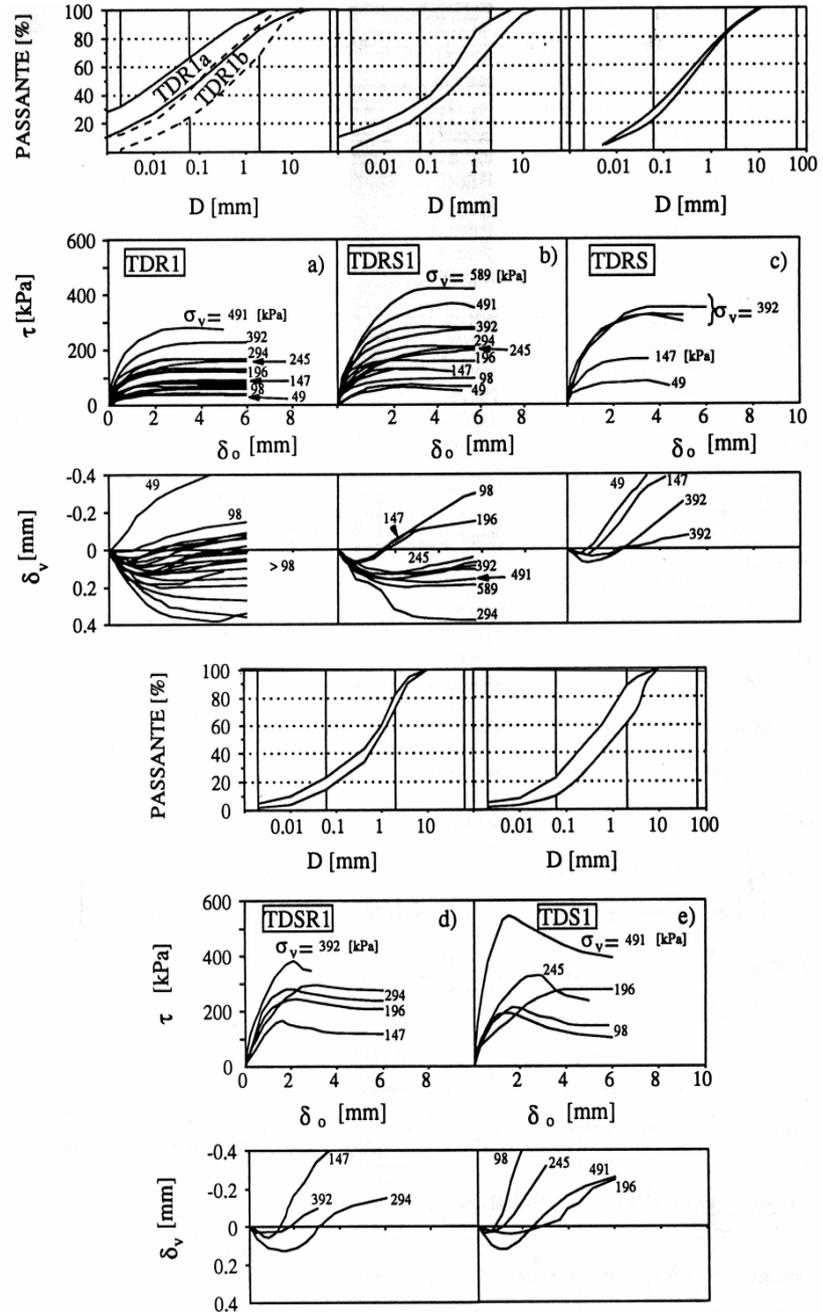


Figura 6.17. Prove di taglio diretto (Cascini e Gullà, 1993).

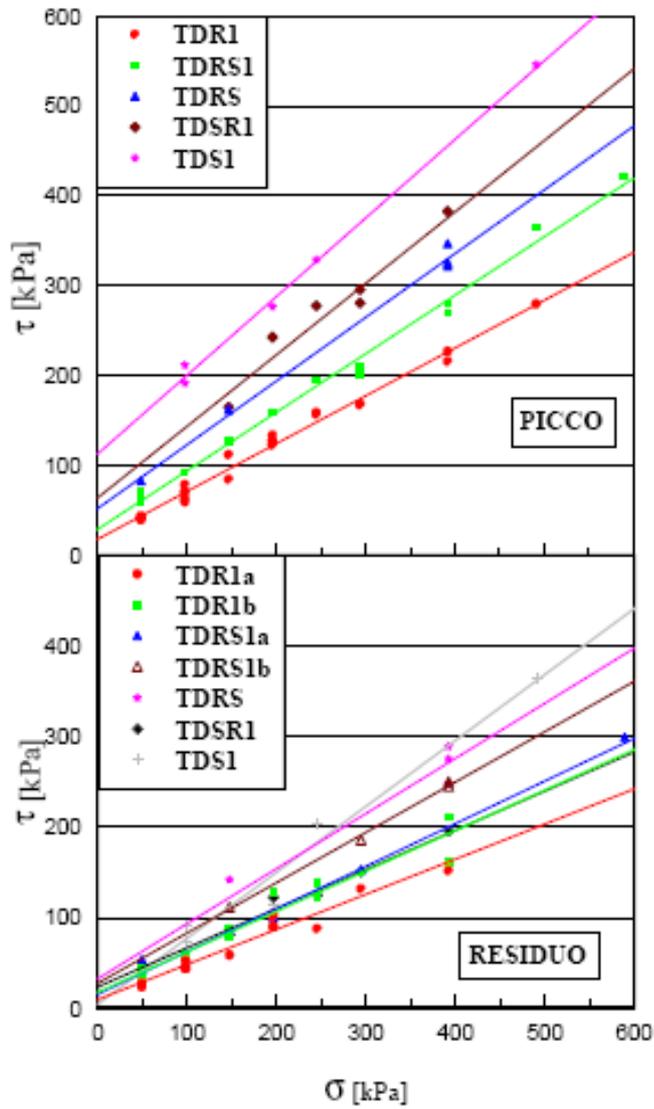


Figura 6.18. Involuppi di rottura delle classi VI e V (Cascini e Gullà, 1993).

**Tabella 6.2 Proprietà indici, caratteri granulometrici e parametri di resistenza a rottura dei provini delle classi da VI e V sottoposti a prove di taglio diretto (Cascini e Gullà, 1993)**

Provini	$\gamma_d$ [KN/m <sup>3</sup> ]	e	G+S [%]	L+A [%]	PARAMETRI INVILUPPO						
					PICCO			RESIDUO			
					c'p [KPa]	$\varphi'$ p [°]	n	c'r [KPa]	$\varphi'$ r [°]	n	
<b>TDR1</b>	16,3-17,9	0,56-0,67	33-77	23-67	18	28°01'	23	10 18	21°16' 24°03'	14 13	<b>TDR1a</b> <b>TDR1b</b>
<b>TDRS1</b>	17,8-18,3	0,46-0,55	65-71	29-35	29	33°07'	13	16 28	25°18' 29°03'	7 4	<b>TDRS1a</b> <b>TDRS1b</b>
<b>TDRS</b>	17,3-18,6	0,44-0,53	80-85	15-20	52	35°35'	5	33	31°27'	5	-
<b>TDSR1</b>	18,5-18,8	0,52-0,53	75-86	14-25	64	38°49'	6	24	23°35'	5	-
<b>TDS1</b>	19,3-21,3	0,36-0,51	76-87	13-24	113	41°17'	5	5	36°02'	5	-

### 6.3.3.2 Prove di compressione triassiale

Con l'apparecchio triassiale si sono eseguite 20 prove consolidate drenate su provini di dimensioni standard appartenenti alle classi V e VI (Cascini e Gullà, 1992a). I provini sono stati saturati con back-pressure applicata a gradini fino a valori di 100-200 KPa mentre le pressioni di confinamento si sono fatte variare fra 50 e 600 KPa.

Il ridotto numero di prove eseguite, non consente di delineare un quadro generale delle proprietà meccaniche. L'analisi complessiva dei dati, fornisce risultati in termini di resistenza comparabili con quelli ottenuti operando su provini di diametro 80 mm (Cascini e Gullà, 1990). I provini della classe VI (**TXR1**) mostrano complessivamente un comportamento plastico e contraente (Fig. 6.19a), mentre i provini, che in misura più o meno marcata hanno attinto la rottura lungo discontinuità relitte (Fig. 6.19b) (**TXD1**), mostrano un comportamento molto più articolato d'attribuire probabilmente allo stato delle discontinuità (lisce, ruvide, etc.).

Interpretando i dati in termini di resistenza di picco, per i terreni residuali è stato individuato l'inviluppo di rottura mostrato nella Fig. 20a e definito dai parametri riportati nella Tab. 6.3; inoltre, combinando i dati relativi ai provini per i quali la rottura si è verificata lungo le discontinuità relitte, è stata ottenuta la retta di Fig. 20b.

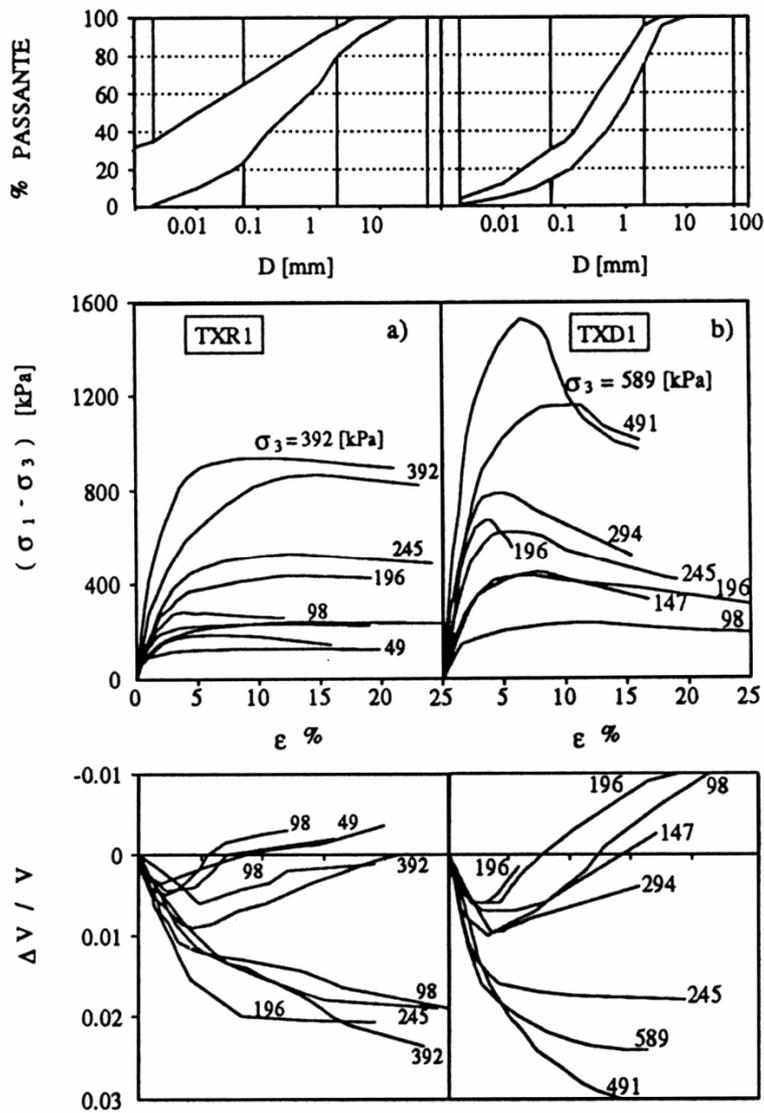


Figura 6.19. Prove di compressione triassiale CD e fusi granulometrici dei provini delle classi VI e V (Cascini e Gullà, 1993): a) (TXR1) Terreni residuali; b) (TXD1) Terreni saprolitici per i quali la rottura è stata raggiunta lungo discontinuità relitte.

**Tabella 6.3. Proprietà indici, caratteri granulometrici e parametri di resistenza a rottura dei provini delle classi VI e V sottoposti a prove di compressione triassiale (Cascini e Gullà, 1993)**

Provini	$\gamma_d$ [KN/m <sup>3</sup> ]	e	G+S [%]	L+A [%]	PARAMETRI INVILUPPO		
					c' [KPa]	$\varphi'$ [°]	n
<b>TXR1</b>	14,3-17,7	0,52-0,85	34-72	28-66	10	31°24'	9
<b>TXD1</b>	16,4-18,7	0,41-0,61	51-86	14-49	11	33°31'	8

Se si opera un confronto con quanto emerge dalle prove di taglio diretto, per i terreni residuali (**TXR1-TDR1**), si rileva che le prove triassiali portano ad una sottostima della coesione e ad una sovrastima dell'angolo d'attrito.

In conclusione le differenze riscontrate sono poco rilevanti per quanto concerne l'angolo d'attrito, in quanto potrebbero essere una conseguenza delle diverse dimensioni dei campioni di dati disponibili per i due tipi di prova. In base al ruolo delle strutture relitte nelle prove di compressione triassiale, un confronto tra terreni saprolitici (**TXD1-TDS1**) e quelli di transizione (**TDRS1-TDRS-TDSR1**) risulta non immediato; inoltre per i primi la resistenza di picco valutata con prove triassiali (**TXD1**), assume valori generalmente compresi tra la resistenza di picco e quella residua determinata con le prove di taglio diretto per gli stessi terreni e per quelli di transizione (**TDS1-TDRS1-TDRS-TDSR1**).

In particolare Sandroni e Maccarini (1981) segnalano una modesta sovrastima dell'inviluppo valutato con le prove di taglio diretto; mentre Phillipson e Brand (1985), per i terreni che manifestano un comportamento fragile a rottura, e che quindi appartengono presumibilmente alla classe V, indicano valori dei parametri di resistenza dedotti con le prove di taglio diretto più elevati di quelli forniti dalle prove triassiali.

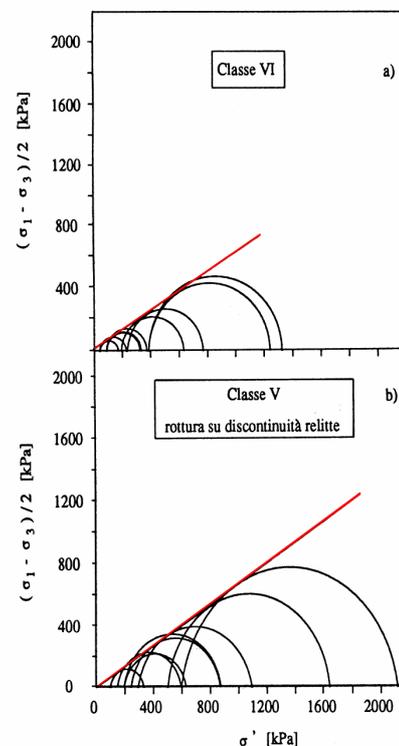


Figura 6.20. Involuppi di rottura delle classi VI e V forniti dalle prove di compressione triassiale (Cascini e Gullà 1993).

### 6.3.4 Stima delle proprietà idrauliche dei terreni

Le analisi granulometriche e le prove di identificazione hanno preliminarmente evidenziato un'estrema eterogeneità della coltre, essendo in essa presenti terreni residuali, di transizione e saprolitici (Cascini e Gullà, 1993). Per la determinazione diretta delle proprietà idrauliche, sono state eseguite prove in sito (*prove in fori di sondaggio, prove in piezometri*) e di laboratorio (*prove di permeabilità in edometro*), sia nell'area direttamente coinvolta dal movimento franoso che in zone limitrofe.

La predilezione per le prove in sito è scaturita dalla considerazione che le ridotte dimensioni dei provini impiegati in laboratorio non sempre sono in grado di riprodurre i percorsi di drenaggio che governano i moti filtranti nei problemi al finito.

Infatti, i terreni di alterazione, oltre a presentare al loro interno numerose strutture relitte, sono fortemente eterogenei come chiaramente messo in luce dalle analisi granulometriche e di identificazione in precedenza discusse. Ne scaturisce che in tali terreni, le diverse tecniche di prova possano fornire valori che differiscano in funzione del volume di terreno indagato e della genesi dei processi di alterazione, come è testimoniato da numerosi Autori (Deere e Patton, 1971; Wolle et al., 1978; Vargas, 1974).

A tal proposito, un'eccezione è rappresentata dai risultati ottenuti da Lumb (1975) con riferimento ai terreni residuali di origine granitica ricadenti nell'area di Hong Kong, per i quali si osserva un buon accordo tra i valori della permeabilità stimati in sito ed in laboratorio; tuttavia, come riportato in letteratura, lo stesso Autore rileva notevole differenze ( $K_{\text{sito}} \geq 100 K_{\text{lab}}$ ), per quei terreni sempre ricadenti nell'area di Hong Kong, prodotti dall'alterazione di rocce vulcaniche.

Nel caso d'interesse, i risultati conseguiti con *le prove in foro di sondaggio* (Cascini, 1986), sono caratterizzati da diversi valori della permeabilità per la coltre di detrito e per il basamento. Infatti, la coltre mostra una notevole variabilità della permeabilità, nell'ambito dell'intervallo  $7,50 \cdot 10^{-6} \div 3,50 \cdot 10^{-3}$  cm/s, mentre il basamento mostra valori meno dispersi nell'ambito dell'intervallo  $8,80 \cdot 10^{-5} \div 1,7 \cdot 10^{-4}$  cm/s.

I risultati conseguiti con *le prove in piezometri* (Cascini, 1986), eseguite sia a carico costante che a carico variabile, sono anch'essi caratterizzati da diversi valori della permeabilità per la coltre di detrito e per il basamento, assumendo rispettivamente valori compresi negli intervalli  $7,62 \cdot 10^{-6} \div 3,40 \cdot 10^{-4}$  cm/s e  $8,20 \cdot 10^{-5} \div 3 \cdot 10^{-4}$  cm/s.

Per quanto concerne la sperimentazione in laboratorio, *le prove di permeabilità in edometro*, condotte a carico variabile, hanno individuato valori compresi nell'intervallo  $2,92 \cdot 10^{-5} \div 1,09 \cdot 10^{-6}$  cm/s (Cascini, 1986). I dati acquisiti confermano, quindi, che il sottosuolo è estremamente eterogeneo, sia per quanto riguarda la coltre di copertura in frana che il sottostante basamento.

Inoltre, la rappresentazione spaziale dei dati (Fig. 6.21, sembra infatti confermare la presenza, alla base della coltre, di una zona di spessore limitato costituita da terreni più fini, alla quale compete un valore della permeabilità più bassa sia rispetto alla coltre stessa che al basamento.

La determinazione delle proprietà idrauliche in condizioni di parziale saturazione, si è avvalsa di un programma sperimentale orientato alla determinazione delle **curve caratteristiche**, le quali traducono il legame funzionale che intercorre tra  $\theta$  (contenuto d'acqua in volume) e  $K$  (coefficiente di permeabilità) con l'altezza piezometrica  $\psi$ . Per la determinazione di tali parametri non è stato possibile condurre una sperimentazione diretta su campioni prelevati nell'area d'interesse; sono invece disponibili i risultati di un più ampio programma d'indagine relativo ai terreni di alterazione di Hong Kong. Presso il **Laboratorio di Idraulica-Agraria di Portici**, sono, altresì, disponibili i risultati di prove eseguite su campioni prelevati in aree non molto distanti da quella sede del movimento franoso.

I risultati scaturiscono da *prove di evaporazione* di campioni saturi, consistenti essenzialmente nell'indurre in un campione di terreno, indisturbato e confinato lateralmente da un cilindro metallico, un *moto transitorio monodimensionale* della fase fluida. Tale moto viene innescato imponendo, con l'ausilio di un ventilatore, un flusso di evaporazione in corrispondenza della base superiore del campione e ad intervalli di tempo prefissati, vengono rilevati il peso del campione e le altezze piezometriche. Sono stati sottoposti a questo tipo di sperimentazione, 8 campioni indisturbati appartenenti alle classi VI (terreni residuali) e V (terreni residuali). Le curve relative al contenuto d'acqua in volume ottenute per i due tipi di terreni considerati, evidenziano una netta differenziazione tra le classi di alterazione VI e V dovuta, almeno in parte, ai loro differenti caratteri granulometrici; la stessa differenziazione si può rilevare per le curve caratteristiche relative al coefficiente di permeabilità (Fig. 6.22).

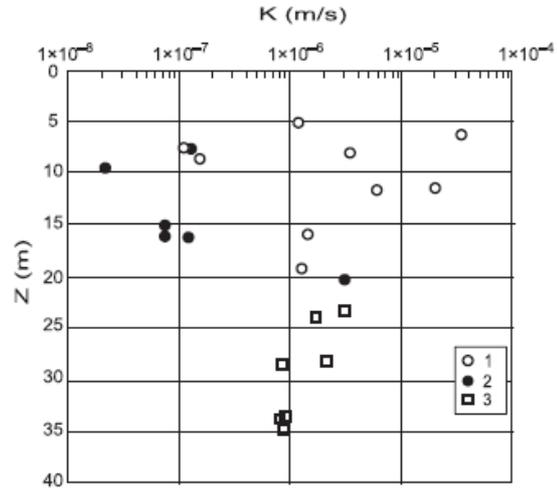


Figura 6.21. Andamento della permeabilità saturata con la profondità per la zona di studio di S. Pietro in Guarano: 1) coltre gneissica; 2) parte inferiore della coltre; 3) Basamento (Cascini et al., 2006).

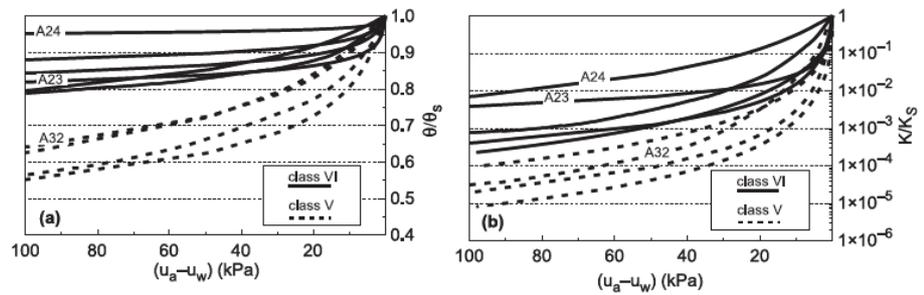


Figura 6.22. Curve caratteristiche (Cascini et al., 2006).

#### 6.4 CARATTERI DEL REGIME DELLE ACQUE SOTTERRANEE.

Nel corso di tre indagini, eseguite rispettivamente nel 1981, 1983 e 1987, al fine di delineare i caratteri salienti del regime delle acque sotterranee, sono stati installati un totale di 46 piezometri: 35 Casagrande ed 11 a tubo aperto (Fig. 6.2b). A valle della prima indagine (1981) si disponeva di elementi in grado di delineare le caratteristiche dei moti filtranti per i soli terreni di copertura.

I piezometri installati indicavano rapide e consistenti escursioni dei livelli piezometrici, i quali erano marcatamente dipendenti dagli eventi pluviometrici stagionali (Cascini e Gullà, 1988) e lasciavano ipotizzare la presenza di afflussi proveniente dal sottostante basamento (Cascini e Versace, 1986). Di conseguenza la strumentazione utilizzata nella seconda indagine è stata integrata con piezometri installati prevalentemente nel basamento le cui misure, oltre a confermare le rapide escursioni nella coltre detritica, hanno messo in evidenza livelli piezometrici più depressi nel basamento, aventi andamenti indipendenti dagli eventi pluviometrici stagionali. Nel complesso, e per ampie porzioni dell'area in frana, sembrava quindi delinearsi la presenza di due falde distinte: una con sede nel basamento, l'altra nella coltre di detrito in frana, anche se dall'analisi dei dati disponibili è emerso che nella zona di monte dell'area in frana non vi era un'evidente distinzione tra le due falde (Fig. 6.23).

La strumentazione ha inoltre evidenziato che lungo la sezione trasversale D-D (Fig. 6.24) le due falde sono completamente differenti in corrispondenza del piezometro 24 (Sezione A-A), mentre procedendo verso sud le differenze tra le stesse si riducono.

Nella zona situata in prossimità del torrente **Riganello**, che costituisce il recapito naturale delle acque superficiali e profonde, si sono osservati livelli piezometrici costantemente superiori al piano campagna.

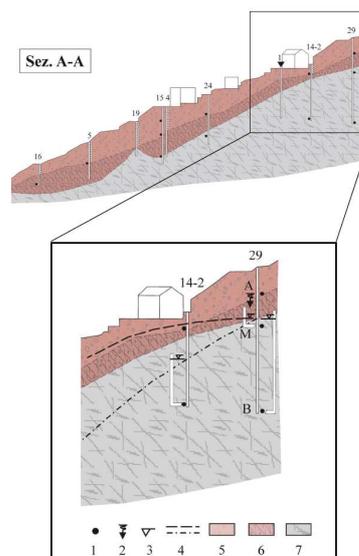
Successivamente, utilizzando anche le misure ottenute dalla terza indagine, è stato possibile definire un quadro completo di conoscenze che poteva essere esteso a tutta l'area in frana e caratterizzato nel modo seguente:

- per la coltre di copertura è emersa una stretta relazione tra eventi meteorici invernali ed innalzamenti dei livelli piezometrici i quali, pur cospicui (sino a 8m), si sono tuttavia mantenuti sempre a quote notevolmente inferiori rispetto al piano campagna;

- per il basamento i livelli misurati hanno continuato a mostrare un andamento annuale o pluriennale, con variazioni modeste nei mesi invernali.

In conclusione, le conoscenze acquisite hanno suggerito che i livelli piezometrici critici in grado di determinare condizioni di instabilità dipendono da un meccanismo di risalita della falda presente nella coltre causato sia dall'*infiltrazione diretta delle piogge*, sia dal contributo dell'*infiltrazione delle acque profonde* del basamento.

A seguito della riattivazione del 1981, il primo intervento di emergenza e di stabilizzazione adottato (Fig. 6.25), nasceva dalla necessità di mantenere il livello di falda nella coltre detritica nettamente al di sotto di quello frequentemente registrato nella stagione invernale; a tal fine furono realizzati dei dreni sub-orizzontali che determinarono un effetto positivo sulle condizioni di stabilità del pendio.



**Figura 6.23.** Livelli piezometrici misurati nella stagione estiva nella coltre detritica e nel basamento, a monte della frana (Cascini et al., 2006). 1) Piezometro Casagrande; 2) piezometro secco; 3) livello nel piezometro; 4) superfici freatiche; 5) gneiss delle classi VI e V; 6) gneiss delle classi IV-V, IV e III; 7) gneiss delle classi II e I con presenza di fault gouge.

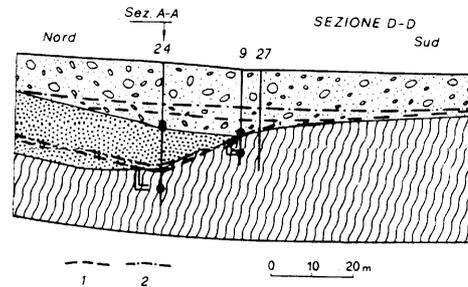


Figura 6.24. Livelli piezometrici della falda profonda (1) e della falda superficiale (2) con indicazione del livello piezometrico estivo e invernale (Cascini et al., 2006).

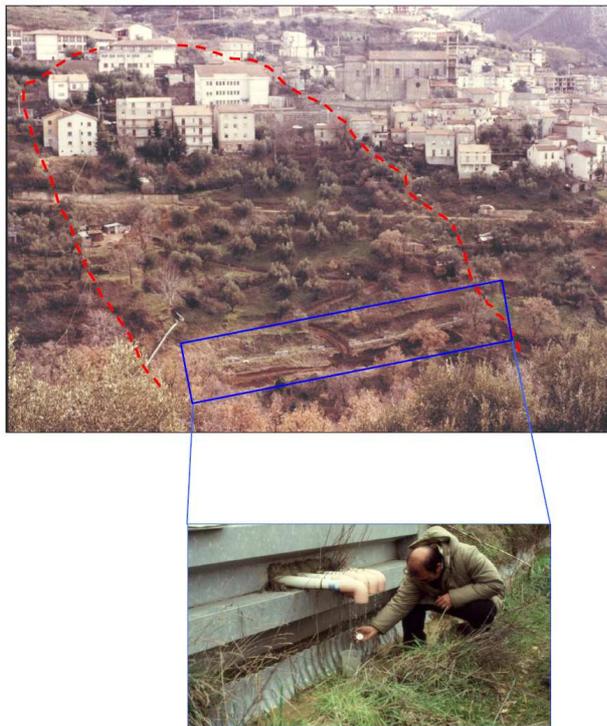


Figura 6.25. Intervento di stabilizzazione realizzato con dreni sub-orizzontali (Gullà, 2003).

## 6.5 ELEMENTI VULNERABILI

Come già detto nel primo par 6.1, negli studi a grande scala (1:2.000), l'elemento esposto si fa coincidere con la singola struttura (Fig. 6.2a) interagente con il corpo di frana. A seguito dell'ultima riattivazione storica del 1981, alcuni degli edifici ricadenti nell'area in frana sono stati danneggiati (*4A- 4B "Case popolari", corpo 7A e 7C "Scuola Media", 6 "Scuola Elementare"*); i rimanenti, avendo subito essenzialmente una traslazione rigida verso valle non hanno presentato gravi lesioni.

### 6.5.1 Descrizione degli edifici pubblici

L'edificio sede della *Scuola Media* (anno di costruzione 1969-70) si componeva di tre corpi separati da giunti di dilatazione (Fig. 6.26).

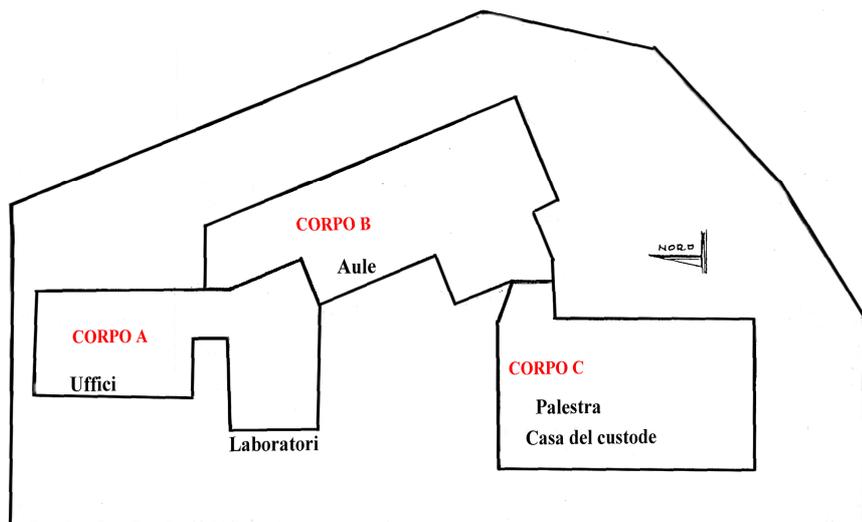


Figura 6.26. Planimetria della scuola media.

#### ▪ *Corpo A*

Il **Corpo A** si sviluppa su tre piani e comprende locali adibiti ad uffici e servizi a nord e biblioteca e laboratori a sud; inoltre le due parti sono collegate attraverso un vano scala ed un corridoio. La struttura situata a

nord è realizzata con una serie di telai portanti a due campate, mentre quella situata a sud presenta una struttura portante costituita da telai ad una sola campata di 7.7 m di luce. Nel complesso le travi di fondazione hanno una sezione rettangolare di 50 x 100cm e le travi di collegamento una sezione di 50 x 80cm.

▪ **Corpo B**

Il **Corpo B** posto in proseguimento del corpo A, si sviluppa con una pianta allungata regolare su due piani ed ospita i locali adibiti ad aule. I telai portanti sono caratterizzati da due campate di luci disuguali 2.9 e 7.3 m, sono posti in direzione est-ovest ad un interasse di 3.12 m. Le travi di fondazione e di collegamento sono dello stesso tipo di quelle impiegate nel corpo A.

▪ **Corpo C**

Il Corpo C sede della palestra e dell'abitazione del custode, è quello più articolato, poiché presenta alcune strutture non ordinarie. La parte destinata a palestra presenta una superficie in pianta di 12.5 x 23.5 m ed è realizzata strutturalmente con una serie di quattro portali a falde inclinate di 13 m di luce. Le sezioni di base di ogni portale sono collegate tra di loro mediante tiranti in cemento armato ed inoltre i vari portali sono collegati fra di loro da tre cordolature, delle quali una è posta a metà altezza dei pilastri, un'altra di coronamento in corrispondenza dell'attacco trave-pilastro, mentre la terza è posta sulla linea di colmo.

La zona del vestibolo, costituita da un ambiente di 6 x 13.20m, è realizzata con ossatura ad un solo piano suddivisa in due maglie. La prima, ad ovest, è coperta con un solaio ordito in direzione est-ovest, mentre la seconda, ad est, presenta una copertura ad orditura resa più complessa dalla presenza di un lucernario.

Ad est del vestibolo è presente un'appendice irregolare che si affaccia sul giunto di dilatazione a cui si innesta il corpo B. Ad ovest della palestra, il fabbricato prosegue in una struttura a più livelli comprendente gli ambienti destinati a spogliatoi e servizi della palestra (situati sullo stesso livello); al piano sottostante sono presenti ambienti destinati agli impianti tecnici e alla scala. Le fondazioni della palestra sono realizzate con travi a sezione rettangolare.

L'edificio **6** “**Scuola Elementare**” (anno di costruzione 1969-70) (Fig. 6.2a) che ricade nell'area compresa tra via S. Francesco e via S. Bruno, è composto da un corpo di fabbrica a tre piani e da un solaio di sottotetto praticabile. Tale struttura è costituita da un'ossatura in c.a. e solai latero-cementizi. Il piano terra comprende un vasto spazio di 8.2 x 13.4 m, costituito ad est da *uffici, corridoio* e quattro *aule* (6 x 5m), a sud da un vano scala e a nord da un gruppo di servizi. Al piano superiore si ritrova la stessa disposizione in pianta, mentre al piano cantinato (parzialmente interrato) mancano i locali adibiti ad *aule*. Per la presenza di quest'ultimo, la maglia dei telai è in parte realizzata con una serie di telai portanti zoppi posti in direzione est-ovest.

### 6.5.2 Descrizione degli edifici privati

L'edificio **2** (anno di costruzione 1969-70, Fig. 6.2a) presenta una dimensione di 13 x 12m in pianta, si sviluppa su quattro piani, la struttura in elevazione è in muratura e le fondazioni sono continue in calcestruzzo.

Gli edifici **3A** e **3B** (costruiti rispettivamente nel 1960 e 1970, Fig. 6.2a) presentano una dimensione di 11 x 6 m in pianta, si sviluppano su quattro piani, la struttura in elevazione è in muratura per l'edificio 3A e in cemento armato per l'edificio 3B e le fondazioni sono rispettivamente *Continue in Calcestruzzo Debolmente Armate e travi rovesce in cemento armato*.

L'edificio **5** (anno di costruzione 1958-59, Fig. 6.2a) presenta una dimensione di 13 x 11 m in pianta, si sviluppa su due piani, la struttura in elevazione è in muratura con cordoli in cemento armato e le fondazioni sono *Continue in Calcestruzzo Debolmente Armate e sottofondazioni con micropali*. Gli edifici **4A** e **4B** (anno di costruzione 1957-58, Fig. 6.2a) sono ubicati a valle della sezione A-A, presentano una dimensione di 10 x 10 m in pianta, si sviluppano per quattro piani, la struttura in elevazione è in muratura e le fondazioni sono continue in calcestruzzo con sottofondazioni in micropali.

L'edificio **1** (anno di costruzione 1969-70, Fig. 6.2a) presenta una dimensione di 12 x 12 m in pianta, si sviluppa su quattro piani, la struttura in elevazione è in muratura e le fondazioni sono continue in calcestruzzo.

### 6.5.3 Dissesto statico degli edifici pubblici

Nel seguito si riportano i danni segnalati per l'edificio della “**Scuola Media**”:

#### ***Danni al corpo A***

La **parte nord** non ha manifestato alcuna forma significativa di dissesto sia nelle parti strutturali che non strutturali (tramezzi e muri di tamponamento esterni). La **parte sud** ha presentato uno stato di dissesto abbastanza articolato, rappresentato da un sensibile abbassamento della parte ad ovest verso valle e da un'inclinazione degli orizzontamenti, che nel mese di luglio del '81, era rappresentata da un dislivello di circa 5cm su di una lunghezza di 9.2 m. Le lesioni prodottesi nella parete nord di quest'ultima parte (la cui entità va dai 4/10 di millimetro fino ai 7 mm) mostravano, in corrispondenza dei pannelli di tamponamento sottofinestra, un andamento prevalentemente inclinato verso valle. Tali danni sono conseguenti ad una **rotazione** e ad una **traslazione** del corpo verso valle.

#### ***Danni al corpo B***

Nel **Corpo B** sono state riscontrate microlesioni nelle tramezzature presenti a tutti i piani in corrispondenza della pilastrata centrale, che separavano gli ambienti delle aule dal corridoio e in alcuni solai degli ambienti più a sud sono apparse isolate e visibili sulla superficie di intradosso in direzione est-ovest (lesioni causate dall'evento sismico del febbraio del '80, piuttosto che dal movimento franoso).

#### ***Danni al corpo C***

Il **Corpo C** ha presentato lesioni alquanto diffuse e pronunciate. Per quanto riguarda la palestra, sono state riscontrate fessure di circa 3cm nel pavimento in gomma, per le quali era stata ipotizzata inizialmente come causa uno stiramento dei tiranti reggispinta dei portali e trovandone, successivamente, conferma nelle lesioni trasversali di 6mm rinvenute su i due tiranti. Le lesioni riscontrate (ampiezza massima di 3mm) sui pannelli di muratura di tamponamento delle pareti a sud e a ovest hanno mostrato un andamento verticale e di distacco dai pilastri e dal cordolo

intermedio di collegamento, mentre sulla parete a est non si sono avute lesioni significative. La parete a nord presentava un quadro più complesso, caratterizzato sia da lesioni di distacco e da lesioni oblique che da lesioni di 7 mm nell'estremità est della parete, direttamente collegabili allo stiramento della trave intermedia del telaio perimetrale.

Inoltre, tutte le teste dei pilastri sono state tagliate da lesioni orizzontali in corrispondenza delle riprese di getto. Si consideri che i danni gravi manifestati nella palestra sia alle parti strutturali che non strutturali, hanno indotto l'Amministrazione Comunale ad ordinarne la demolizione (Fig. 6.27). Per ciò che riguarda il vestibolo, il muro di tamponamento della parete est presentava una serie di lesioni oblique di ampiezza limitata, un quadro più grave si riscontrava nella parete a nord caratterizzato da fessure diagonali ed inclinate verso nord, mentre lesioni di ampiezza superiore a 1 cm si riscontravano nella **parete a ovest** con un aggravamento dello stato di dissesto procedendo verso nord. Lesioni diffuse erano presenti nell'appendice di collegamento tra il corpo in esame ed il **Corpo B**, dove si osservava l'apertura del giunto di dilatazione per un'ampiezza di circa 3 cm. Per quanto riguarda la **struttura a più livelli** posta ad ovest della palestra, le pareti poste in direzione **nord-sud** non presentavano lesioni significative, mentre quelle in direzione **est-ovest** risultavano solcate da numerose lesioni prevalentemente di tipo obliquo, inclinate verso valle, con ampiezza da 2 a 4mm.

Le condizioni statiche dell'edificio della "**Scuola Elementare**" (Fig. 6.28) sono state compromesse sia dalla gravità dei dissesti che interessavano gli elementi strutturali della costruzione e sia dalla situazione di precaria stabilità del terreno circostante la costruzione, come evidenziato dalle deformazioni del muro di sostegno a valle dell'edificio e della scalinata posta in corrispondenza dell'accesso principale. Lesioni piuttosto diffuse erano presenti nelle travi e nei pilastri dei telai di luce più grandi posti nella parte centrale del fabbricato. Mentre al **piano terra** si riscontravano lesioni ridotte, al **piano cantinato** e al **primo piano**, le travi erano solcate da una serie di lesioni di spessore variabile da 0,3 a 0,6 mm situate in corrispondenza degli incastri e della mezzeria; per le parti superiori dei pilastri si sono avute lesioni di circa 0,5 mm, mentre nella zona verso **nord** si sono osservate lesioni più vistose dell'ordine da 2 a 4 mm, raggiungendo in alcuni tramezzi valori superiori a 10 mm. L'ispezione del **sottotetto**, invece, ha rilevato una serie di lesioni nelle zone di attacco dei pilastri con le travi di

copertura; in particolare, la testa di un pilastro appare tranciata con un piano di lesione che interessa tutta la sezione. Lo stato di dissesto complessivo, visibile anche dall'esterno, dove si notavano diverse lesioni di distacco dei riquadri dei muri di tamponamento dalle maglie del telaio, ha fatto supporre che cedimenti locali del terreno di particolare entità si siano concentrati in corrispondenza della parete nord-ovest del fabbricato.

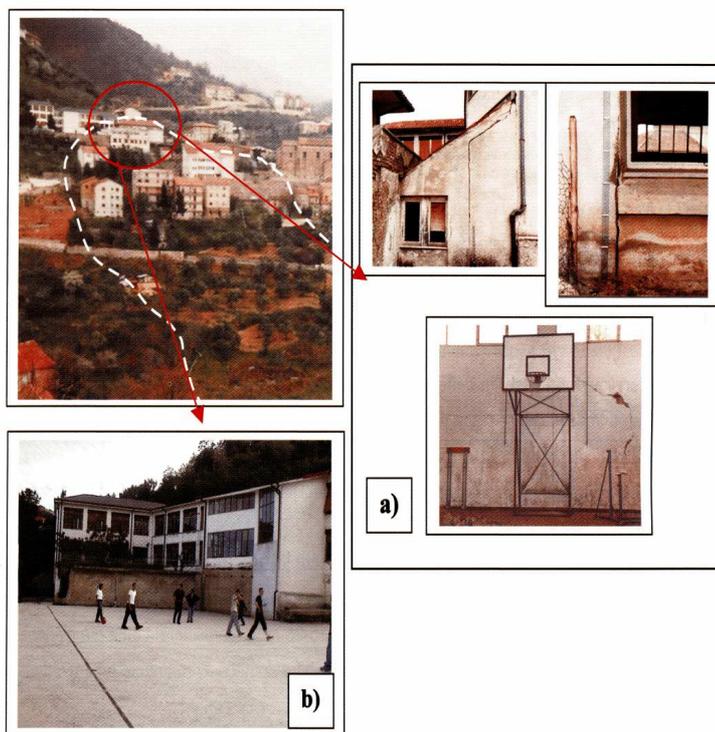


Figura 6.27. Palestra della scuola media: a) gli effetti della riattivazione del 1981; b) l'area occupata dall'edificio dopo la sua demolizione (Gullà, 2003).

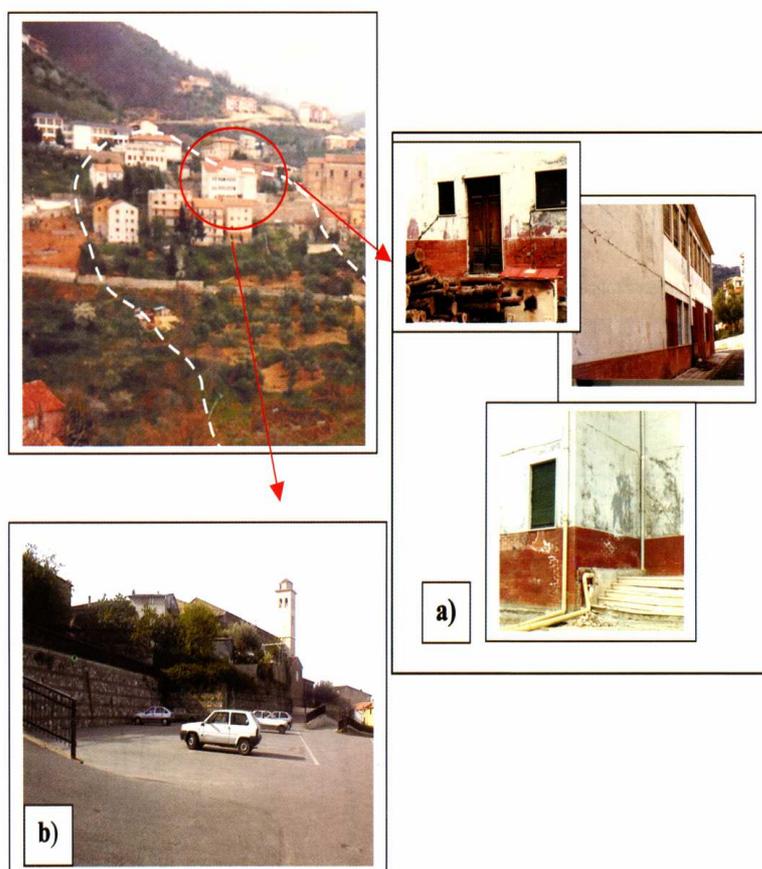


Figura 6.28. Scuola elementare: a) gli effetti della riattivazione del 1981; b) l'area occupata dall'edificio dopo la sua demolizione (Gullà, 2003).

#### 6.5.4 Dissesto statico degli edifici privati

Gli edifici **1**, **2**, **3A** e **5** hanno presentato lesioni lievi nelle murature, mentre in corrispondenza dell'edificio **3B** si sono manifestate nelle tramezzature. *Tale stato di dissesto riconducibile ad una traslazione rigida verso valle, non ha determinato uno stato fessurativo significativo.*

Gli edifici **4A-4B** (Fig. 6.29) sono risultati molto danneggiati con lesioni diffuse nelle murature (<3 cm) ed abbassamenti del pavimento.



**Figura 6.29. Quadro fessurativo delle Case popolari (Gullà, 2003).**

## 6.6 Modelli matematici

Come già detto nel par. 6.1, il percorso metodologico per la stima della vulnerabilità fisica a scala di dettaglio (1:2.000) si articola in due fasi. La prima riguarda lo svolgimento di analisi numeriche mirate: i) ricostruzione del regime idrico sotterraneo in concomitanza di eventi pluviometrici noti per intensità e durata; ii) all'individuazione dei valori medi dei parametri di resistenza di taglio mobilitati a rottura lungo le superfici di scorrimento; iii) alla simulazione dei meccanismi di deformazione che precludono alla riattivazione del fenomeno.

La seconda fase, invece, consiste nella interpretazione dei dati di output delle analisi numeriche attraverso criteri di danneggiabilità ai fini della generazione di curve di vulnerabilità.

Con riferimento al punto i), i modelli matematici suggeriti dalla “*letteratura tecnica e scientifica*” per descrivere le relazioni tra eventi meteorici e movimenti franosi sono numerosi.

Essi possono ricondursi a due categorie principali:

- **Modelli idrologici** che sono finalizzati all'individuazione di relazioni empiriche tra piogge e movimenti franosi senza analizzare gli aspetti più strettamente idrogeologici e geotecnici, come l'andamento delle falde sotterranee;
- **Modelli completi di versante** che, al contrario, tentano di riprodurre matematicamente i fenomeni fisici che avvengono nel pendio e in particolare la variazione delle pressioni neutre in funzione degli eventi meteorici.

### 6.6.1 Modelli idrologici

I modelli idrologici si propongono di individuare, all'interno di una regione ben definita e per particolari tipi di frane, i valori soglia delle precipitazioni al di sopra dei quali i movimenti franosi possano innescarsi. I metodi e le relazioni utilizzate da vari Autori (Campbell, 1975; Guidicini ed Iwasa, 1977; Crozier ed Eyles, 1980; Moser ed Hohensin, 1983; Govi et al, 1984) si basano sulla disponibilità di informazioni storiche relative ai movimenti franosi (individuazione temporale della loro riattivazione) e sulla conoscenza delle precipitazioni meteoriche che hanno preceduto la mobilitazione. Gli studi idrologici hanno individuato tre modelli per la frana oggetto di studio (Cascini e Versace, 1986), rispettivamente finalizzati all'oggettivazione degli eventi

pluviometrici quale causa innescante la riattivazione, all'individuazione dei livelli piezometrici in concomitanza degli eventi pluviometrici critici e all'analisi del regime delle acque sotterranee portando in conto gli aspetti fisici del problema.

Il primo modello mette in relazione **la probabilità di riattivazione** del movimento franoso con la probabilità che in un determinato lasso di tempo le piogge cumulate assumano un valore critico. A tale scopo le serie storiche delle piogge giornaliere, disponibili fin dal 1923, furono elaborate con i metodi dell'idrologia statistica dando luogo alla distribuzione teorica delle piogge cumulate per differenti periodi di ritorno (Fig. 6.30). Tali distribuzioni furono confrontate con le curve ottenute cumulando a ritroso le piogge giornaliere antecedenti la riattivazione, a partire dal giorno in cui quest'ultima si era manifestata.

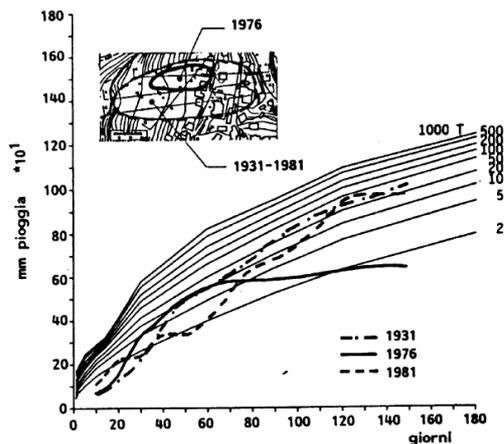


Fig. 6.30. Modello idrologico per la valutazione delle piogge innescanti il movimento franoso (Cascini e Versace, 1986).

Così operando, emerse che le piogge cumulate di circa 900 mm su 100 ÷ 110 giorni con periodo di ritorno di 50 anni, rappresentavano la principale causa innescante della riattivazione totale mentre le piogge cumulate di circa 550 mm su 60 giorni con periodo di ritorno di 10 anni, rappresentarono la principale causa innescante della riattivazione parziale.

Il secondo modello correla le escursioni piezometriche agli eventi pluviometrici, sulla base di un'analisi statistica delle piogge giornaliere e delle misure eseguite ad un piezometro installato nella coltre detritica (**Piezometro P4**). In particolare, tale piezometro è dotato di una serie molto lunga di misure perché è stato uno dei primi ad essere installato e le modalità di risalita sono

complessivamente rappresentative di quanto si verifica nella coltre detritica. Tale modello ha definito un intervallo di valori dei livelli piezometrici (da 7.23 a 10.16 m dal p.c.) (Fig. 6.31) che separa la **condizione di stabilità da quella di instabilità** (Cascini et al., 1992).

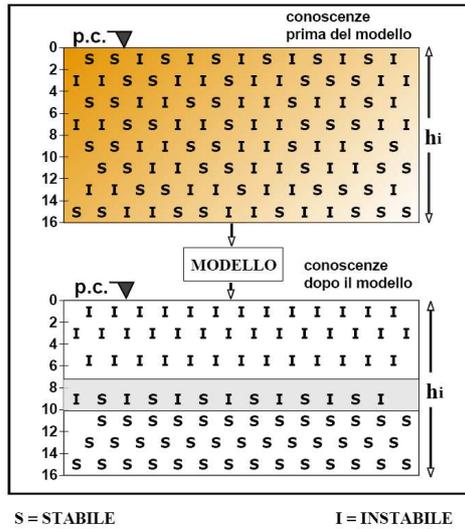


Figura 6.31. Quadro delle conoscenze precedenti e successive al modello matematico che pone in relazione piogge e livelli piezometrici (Cascini et al., 1992).

### 6.6.2 Modelli completi di versante

Per quanto concerne tali modelli, la letteratura è alquanto vasta e variegata (comprende numerose discipline quali l'idraulica, l'agricoltura e la geotecnica), ed inoltre simula gli aspetti fisici del problema che consentono di pervenire alla stima delle pressioni neutre in funzione degli eventi meteorici.

I vari modelli disponibili vengono raggruppati in due grandi categorie:

1. nella prima, rientrano quelli che fanno riferimento alla formulazione classica del problema dei moti di filtrazione a superficie libera in regime di moto vario; in essi, le equazioni differenziali che reggono la filtrazione, vengono applicate alla sola parte satura del mezzo poroso;

2. nella seconda categoria invece rientrano quei modelli le cui formulazioni fanno riferimento all'intero dominio fisico sede del fenomeno ed analizzano i processi di moto che hanno luogo nelle zone sature e parzialmente sature.

Quest'ultima categoria riflette l'intento di modellare la reale natura trifase (*aria-acqua-terreno*) del mezzo poroso. A tal fine negli ultimi anni ha ricevuto numerosi contributi sia teorici che sperimentali ed ha consentito di ottenere risultati particolarmente soddisfacenti nella modellazione di numerose situazioni di campo. E' questo il caso ad esempio della formazione e dell'evoluzione delle falde sospese (Anderson, 1984; Rulon e Freeze, 1985), dei meccanismi naturali o artificiali di ricarica degli acquiferi (Vauclin et al., 1979) e in generale dell'insieme dei processi che presiedono all'infiltrazione susseguente alle precipitazioni meteoriche. Considerando le *fasi fluide (aria ed acqua immiscibili)*, la formulazione matematica del problema viene a tradursi nella scrittura dell'equazioni di continuità e della legge di *Darcy* per ciascuna delle fasi fluide presenti:

$$\operatorname{div}(\rho_i \mathbf{q}_i) = -\frac{\partial}{\partial t} (n \rho_i S_{r_i}) \quad (6.1)$$

$$\mathbf{q}_i = -\mathbf{K}_i(\psi_i) \nabla \left( z + \frac{u_i}{\rho_i g} \right) \quad (6.2)$$

dove  $\rho_i$ ,  $u_i$ ,  $S_{r_i}$ ,  $k_i$ ,  $\psi_i = u_i / (\rho_i g)$ ,  $n$  rappresentano rispettivamente densità, pressione, portata specifica, grado di saturazione, permeabilità del fluido  $i$ , altezza piezometrica e porosità dello scheletro solido.

Nell'ipotesi di *fluidi incomprimibili* ed, inoltre, considerando disaccoppiato il moto delle fasi fluide dal contemporaneo processo deformativo dello scheletro solido, l'equazioni reggenti sono rappresentate dalle 6.1) e 6.2) che combinate opportunamente con riferimento a ciascuna fase possono essere così riformulate:

$$\frac{\partial \vartheta_w}{\partial t} = \nabla [ \mathbf{K}_w(\psi_w) \nabla (z + \psi_w) ] \quad (6.3)$$

$$\frac{\partial \vartheta_a}{\partial t} = \nabla [K_a(\psi_a) \nabla (z + \psi_a)] \quad (6.4)$$

dove  $\vartheta_w = nS_{rw}$  e  $\vartheta_a = nS_{ra}$  costituiscono rispettivamente i volumi d'acqua e di aria contenuti in un volume totale unitario.

In campo geotecnico, tali equazioni (la cui risoluzione comporta un notevole onere computazionale) sono state utilizzate con riferimento a problemi di consolidazione mono, bi e tridimensionale da Fredlund e Hasan (1979), Lioret e Alonso (1980), Fredlund (1984), Alonso et al. (1987). In letteratura si ritrovano molto di frequente analisi condotte con l'ipotesi aggiuntiva di *indeformabilità dello scheletro solido*, che contemplano la dipendenza del contenuto in volume della fase fluida e della permeabilità dalla sola altezza piezometrica.

In tal caso, per ciascuna delle fasi fluide presenti, i legami funzionali possono essere rappresentati in un piano dalle ben note curve caratteristiche  $\vartheta_i = \vartheta_i(\psi_i)$  e  $k_i = k_i(\psi_i)$ . Un'ulteriore semplificazione nella modellazione matematica del fenomeno consiste nel considerare, sempre nell'ipotesi di scheletro solido indeformabile, come unica fase fluida in movimento la sola acqua, assegnando alla fase aeriforme un valore della pressione  $\mu_a$  costante e pari a quella atmosferica.

L'equazione reggente è in tal caso fornita dalla (6.3), che può riscriversi come:

$$m_v(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial t} = \nabla [K(\psi) \nabla (z + \psi)] \quad (6.5)$$

dove il termine  $m_v = d\vartheta/d\psi$  descrive la pendenza della curva caratteristica  $\vartheta = \vartheta(\psi)$ . Occorre peraltro rilevare che l'assunzione di un valore costante della pressione dell'aria comporta differenze trascurabili nella modellazione delle caratteristiche del moto della fase fluida, come evidenziato in letteratura (Morel-Seytoux, 1973; Vauclin, 1984; Morel-Seytoux e Billica, 1985).

La modellazione delle acque sotterranee viene condotta con l'ausilio della (6.5) che, nelle zone sature ( $\psi \geq 0$ ), si riduce all'equazione del moto transitorio nei mezzi saturi con  $m_v$  e  $k$  caratterizzati da valori indipendenti dall'altezza piezometrica; nelle zone parzialmente sature ( $\psi < 0$ ), la (6.5) contempla la dipendenza di tali grandezze dai valori

assunti dall'altezza piezometrica nel rispetto delle curve caratteristiche del mezzo.

### 6.6.3 Risultati del modello completo di versante

Le misure ai numerosi piezometri installati (35 Casagrande ed 11 a tubo aperto), acquisite nel periodo di osservazione che si estende dal 1987 al 1991, hanno evidenziato una circolazione idrica piuttosto articolata, associata alla esistenza di due falde, ciascuna con un proprio regime, aventi sede, rispettivamente, nel basamento e nella coltre di detrito. In particolare, dall'analisi delle misure piezometriche si evince, per la falda che ha sede nella coltre, una stretta relazione tra eventi meteorici invernali ed innalzamenti dei livelli piezometrici, con escursioni massime di circa 8 m; la falda che ha sede nel basamento ha, invece, un andamento annuale o pluriennale, con escursioni modeste.

Per la modellazione di tale complesso regime idrico sotterraneo appare necessario il ricorso ad un "modello completo di versante", come messo in luce da Cascini et al. (2006). Con particolare riferimento alla sezione A-A di Figura 6.32, gli Autori hanno proceduto all'integrazione per via numerica dell'equazione (6.5) avvalendosi del codice di calcolo agli Elementi Finiti denominato **SEEP/W** e distribuito della **GEO-SLOPE International Ltd (LAM et al., 1987)**.

Vista l'assenza di elementi utili ad evidenziare la presenza di stratificazioni, gli Autori hanno assunto, in una prima fase, che il sottosuolo potesse essere assimilato ad un mezzo omogeneo (Fig. 6.32a); alla coltre di detrito è stato assegnato un coefficiente di permeabilità satura pari a  $10^{-3}$  cm/s.

In considerazione del fatto che, durante i periodi estivi, si stabiliscono filtrazioni in condizioni di regime stazionario, le condizioni al contorno da introdurre per l'integrazione della (6.5) sono state rappresentate da una condizione di flusso nullo lungo la superficie topografica, da un contorno impermeabile alla base del dominio di integrazione e da quote piezometriche lungo le verticali **AB** e **CD** corrispondenti ai livelli misurati in corrispondenza dei piezometri **P14** e **P16**.

In condizioni di "moto transitorio" le condizioni al contorno introdotte sono state rappresentate da una condizione di flusso lungo la superficie topografica *pari ai valori di altezza di pioggia giornaliera*, da un contorno inferiore impermeabile e da una distribuzione di quote piezometriche di

tipo idrostatico con valore variabile nel tempo e corrispondente ai livelli misurati nei piezometri lungo le verticali **AB** e **CD**.

Le *proprietà idrauliche* da attribuire al mezzo parzialmente saturo sono state calibrate a partire dal confronto tra i livelli piezometrici misurati e quelli simulati; in particolare, la curva caratteristica che meglio approssima i valori massimi registrati corrisponde alla curva **A23** di Fig. 6.33.

I risultati conseguiti per il periodo compreso tra il 7 gennaio ed 16 aprile del 1988 (Curva 2, Fig. 6.34) evidenziano, nella zona di monte (P24A), una ottima previsione dei tempi di risalita ed una discreta stima dei massimi livelli piezometrici misurati. Invece, per i piezometri P19U e P4U, posti nella zona centrale, si colgono in maniera soddisfacente, seppur con qualche ritardo temporale, soltanto le massime escursioni. Infine, in corrispondenza del piezometro P5, i livelli simulati sottostimano di circa  $6 \div 8$  m i livelli misurati.

Sempre nel caso di mezzo omogeneo, al fine di poter ottenere una migliore simulazione del regime idrico sotterraneo, si è introdotta una immissione concentrata (in corrispondenza del piezometro P5U) e una sottrazione concentrata in corrispondenza del piezometro P19U.

Dai risultati ottenuti, emerge che in corrispondenza dei piezometri P19U e P4 il modello di mezzo omogeneo con condizioni locali di flusso non consente una corretta simulazione dell'effettivo andamento nel tempo dei livelli piezometrici (Curva 3, Fig. 6.34).

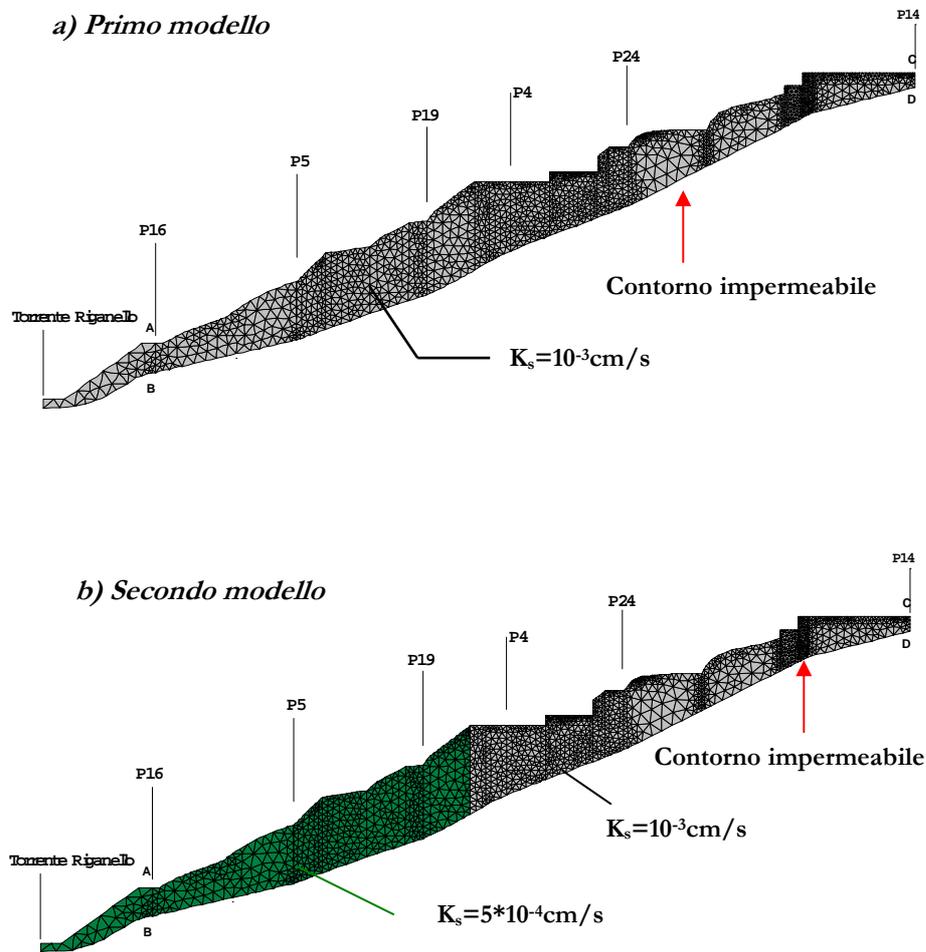
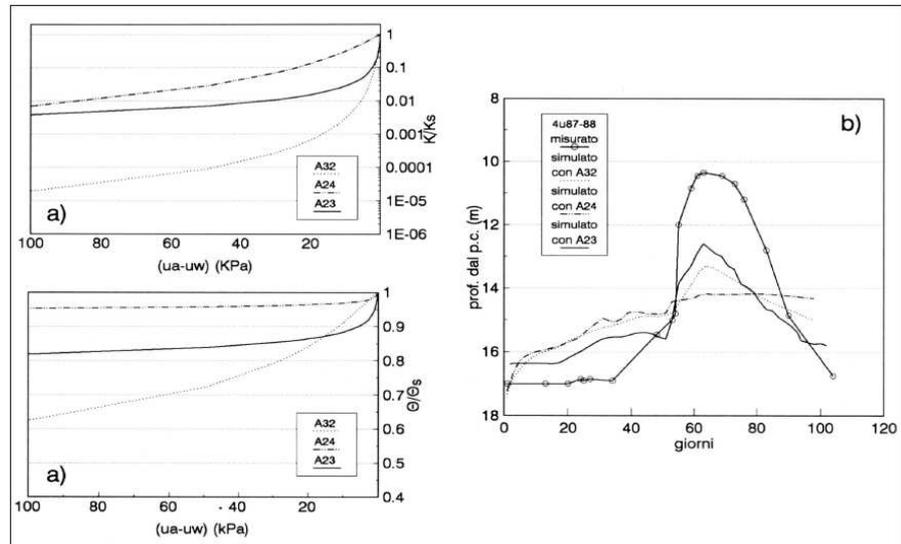


Figura 6.32. Discretizzazione della coltre agli elementi finiti a) Mezzo omogeneo; b) Mezzo eterogeneo (Cascini et al., 2006 mod.).

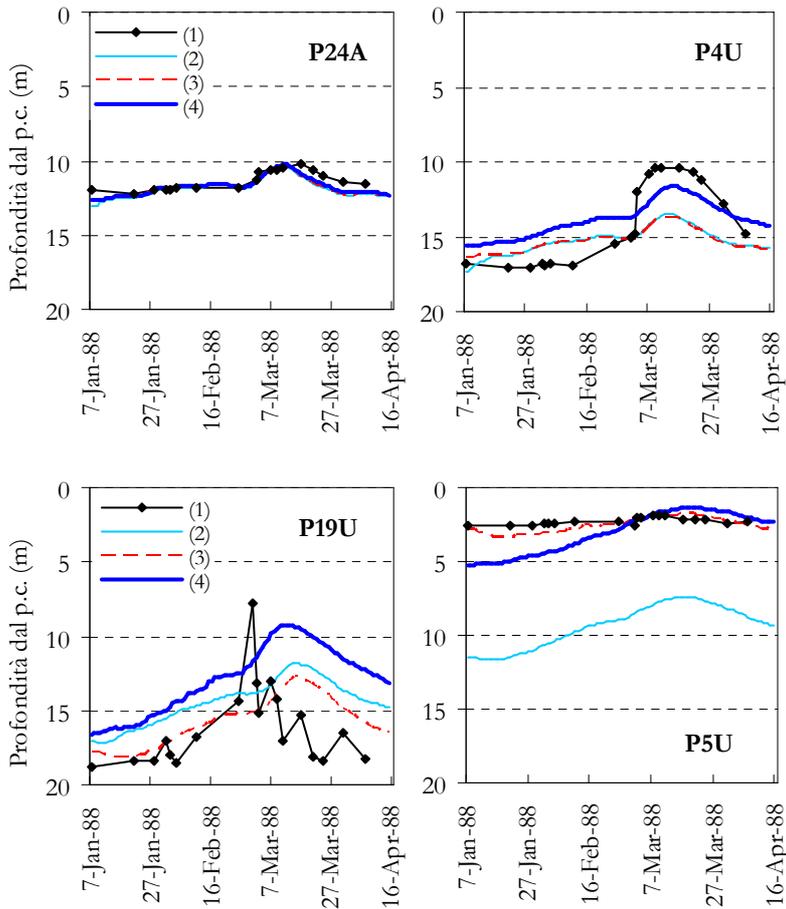


**Figura 6.33. Confronto tra i livelli piezometrici misurati e quelli simulati per alcune curve caratteristiche rappresentative della coltre di detrito con riferimento al periodo 7/1/88 - 16/4/88 (Cascini et al., 1994).**

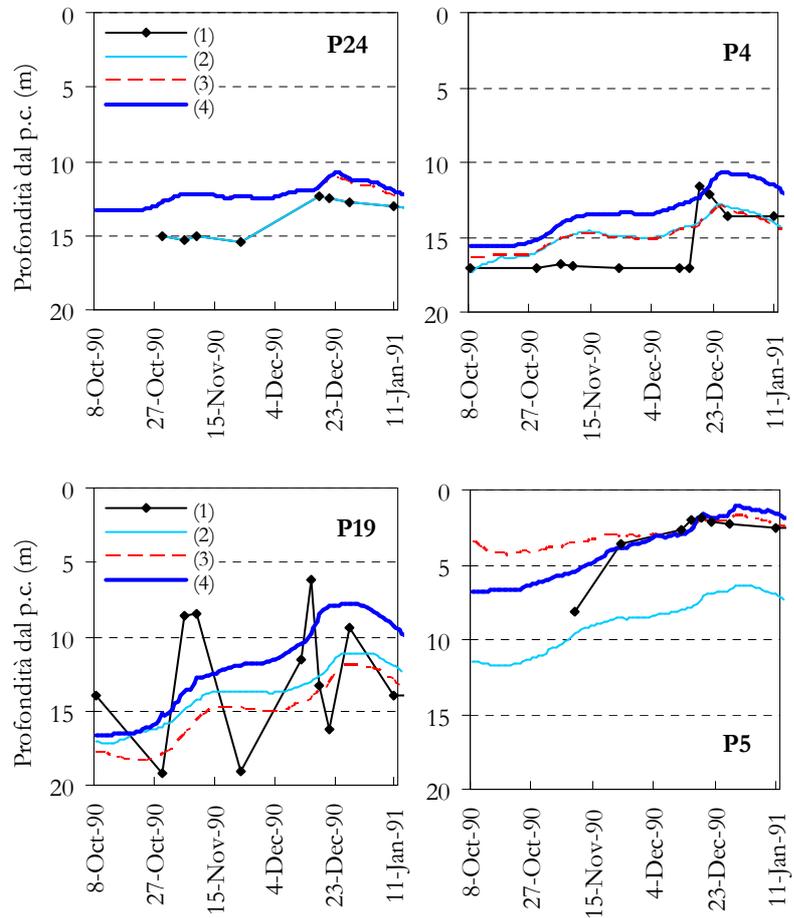
Si sono, pertanto, affinati i caratteri stratigrafici della sezione A-A, portando in conto la presenza, alla base della coltre di detrito, di un deposito di materiale la cui granulometria si caratterizza per una percentuale complessiva di argilla e limo maggiore del 32%; a tale materiale è stata assegnati un coefficiente di permeabilità satura pari a  $5 \cdot 10^{-4}$  cm/s (Fig. 6.32b). I risultati ottenuti sulla base delle nuove assunzioni poste (Fig. 6.34) evidenziano una buona coincidenza tra i livelli simulati (curva 4) e quelli misurati (curva 1).

Il modello geotecnico caratterizzato da condizioni locali di flusso e da una coltre eterogenea è stato successivamente validato dagli Autori; in particolare, con riferimento al periodo che intercorre dal 8 ottobre del 1990 al 11 gennaio del 1991, i risultati ottenuti (Fig. 6.35) mostrano un'ottima simulazione (curva 4) dei livelli piezometrici misurati (curva 1). In virtù dei risultati conseguiti, il modello è stato esportato per il periodo di riattivazione dell'evento franoso per il quale non si disponeva di misure piezometriche. In particolare, le analisi volte alla simulazione del transitorio (Fig. 6.36) sono state condotte adottando una distribuzione iniziale delle pressioni neutre pari a quella corrispondente alla condizione di stazionarietà (ricavata per gli altri periodi presi in considerazione) ed

assegnando alle piogge i valori registrati nel periodo che intercorre dal **14/1/1980** al **24/3/1981**.



**Figura 6.34.** Confronto per i piezometri lungo la Sez. A-A tra i livelli misurati e simulati per il periodo compreso tra il 07/01/1988 ed il 16/04/1988: 1) Livelli misurati; 2) Livelli simulati assumendo la coltre omogenea; 3) Livelli simulati assumendo una coltre omogenea e locali condizioni di flusso; 4) Livelli simulati assumendo una coltre eterogenea locali condizioni di flusso (Cascini et al., 2006 mod.).



**Figura 6.35. Confronto per i piezometri collocati lungo la Sez. A-A tra i livelli misurati e simulati per il periodo compreso tra il 08/10/1990 ed il 15/01/1991: 1) Livelli misurati; 2) Livelli simulati assumendo la coltre omogenea; 3) Livelli simulati assumendo una coltre omogenea e locali condizioni di flusso; 4) Livelli simulati assumendo una coltre eterogenea locali condizioni di flusso.**

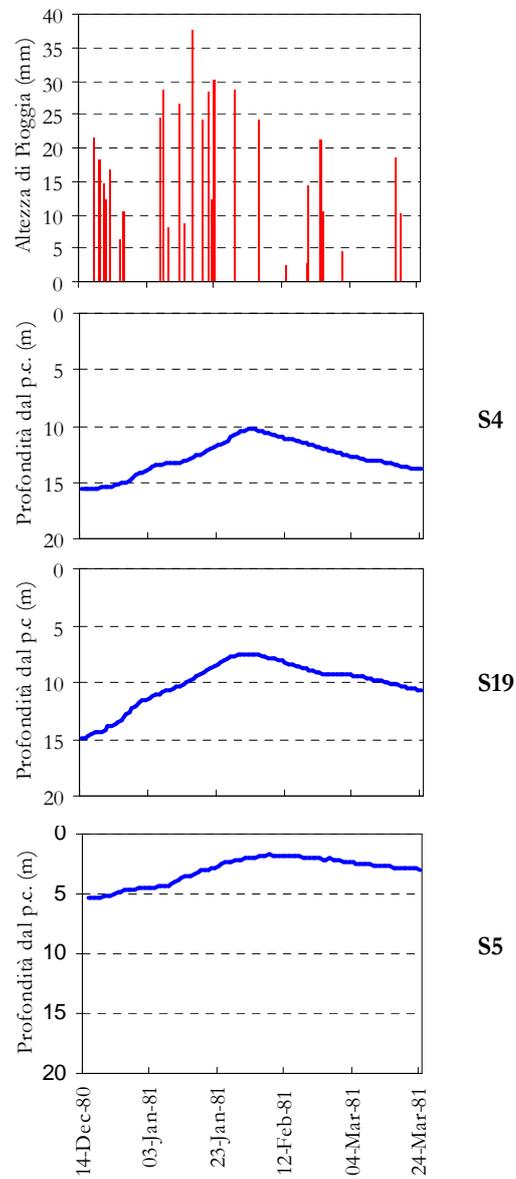
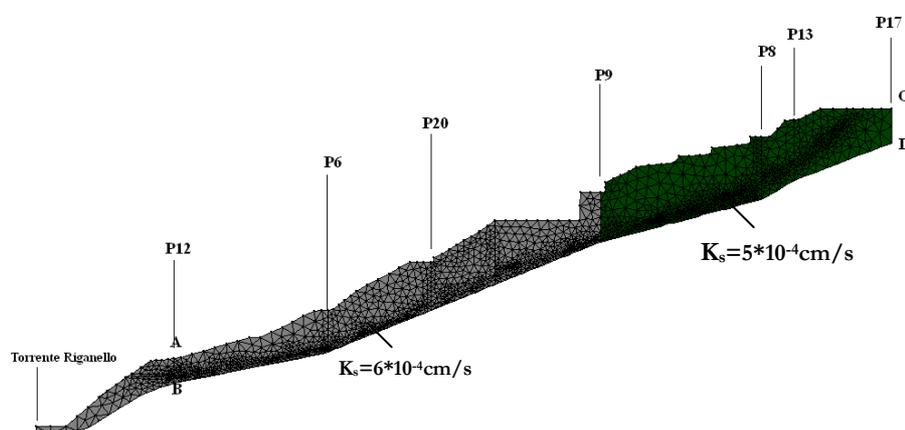


Figura 6.36. Livelli simulati per i piezometri collocati lungo la sez. A-A per il periodo compreso tra il 14/12/1980 ed il 24/03/1981 (Cascini et al., 2006).

Sulla base della metodologia proposta da Cascini et al. (2006), nella presente tesi si è condotta una modellazione del regime idrico sotterraneo con riferimento alle sezioni B-B e C-C dell'area in frana (Fig. 2b).

Ancora una volta, in considerazione del fatto che nei periodi estivi si stabiliscono condizioni stazionarie di filtrazione, le condizioni al contorno adottate sono corrisposte a una condizione di flusso nullo lungo il piano campagna, a un contorno impermeabile alla base del dominio di integrazione e a quote piezometriche lungo le verticali **AB** e **CD** (Fig. 6.37) pari ai livelli misurati in corrispondenza dei piezometri **P12** e **P17**.



**Figura 6.37. Discretizzazione della coltre agli elementi finiti: Mezzo eterogeneo.**

Qualora si stabilisca una filtrazione in regime transitorio, le condizioni al contorno da introdurre sono rappresentate da una condizione di flusso lungo il piano campagna *pai ai valori di altezza di pioggia giornaliera*, da un contorno inferiore impermeabile e da una distribuzione di quote piezometriche di tipo idrostatico, con valore variabile nel tempo e corrispondente ai livelli misurati nei piezometri lungo le verticali **AB** e **CD**.

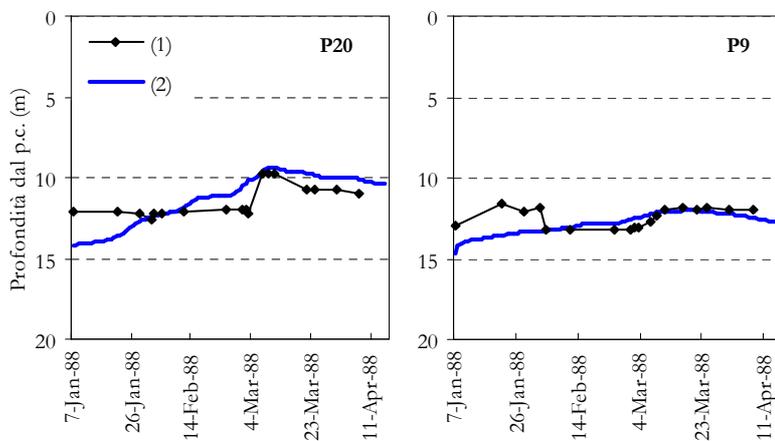
Per quanto concerne l'ipotesi di *omogeneità del mezzo*, nel corso di uno studio condotto, si sono delineati i caratteri stratigrafici della sezione B-B, che evidenziano nella parte sommitale della coltre di detrito, un

materiale a granulometria più fine con percentuale di argilla più limo maggiore del 32%.

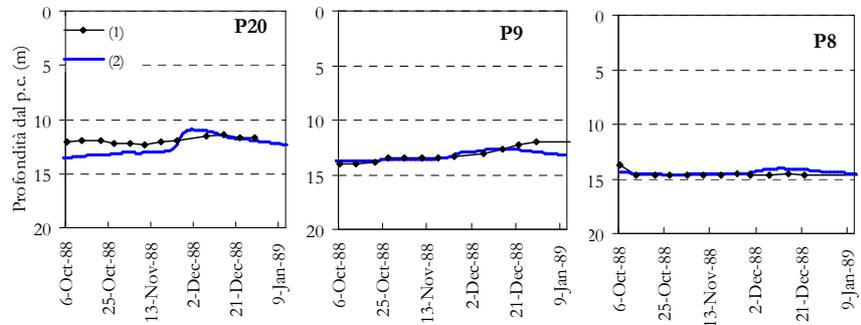
Alla luce di tale evidenza, si è assegnato al materiale costituente la parte sommitale del pendio un coefficiente di permeabilità satura pari a  $5 \cdot 10^{-4}$  cm/s (Fig. 6.37) mentre, per quello collocato nella porzione al piede, il valore del coefficiente di permeabilità satura è stato calibrato in modo da ottenere livelli simulati confrontabili con quelli misurati.

In particolare, per un valore di  $K_s$  pari a  $6 \cdot 10^{-4}$  cm/s, i risultati conseguiti per il periodo di calibrazione che intercorre dal 7 gennaio al 16 aprile del 1988 evidenziano, nella zona di monte (P9) e in quella centrale del pendio (P20), una buona coincidenza dei tempi di risalita ed un'ottima stima dei massimi livelli piezometrici misurati (Fig. 6.38).

Il modello geotecnico di coltre eterogenea è stato, altresì, validato con riferimento al periodo di osservazione che intercorre dal 8 ottobre del 1990 al 11 gennaio del 1991; i risultati mostrano un'ottima simulazione (curva 2 di Fig. 6.39) dei livelli piezometrici misurati (curva 1 di Fig. 6.39).



**Figura 6.38. Confronto per i piezometri collocati lungo la Sez. B-B tra i livelli misurati e simulati per il periodo compreso tra il 07/01/1988 ed il 16/04/1988: 1) Livelli misurati; 2) Livelli simulati assumendo la coltre eterogenea.**



**Figura 6.39. Confronto per i piezometri lungo la Sez. B-B tra i livelli misurati e simulati per il periodo compreso tra il 06/10/1988 ed il 14/01/1988: 1) Livelli misurati; 2) Livelli simulati assumendo la coltre omogenea.**

Sulla scorta dei risultati conseguiti, la procedura adottata è stata esportata per il periodo di riattivazione dell'evento franoso per il quale non si disponeva di misure piezometriche; in particolare, le analisi volte alla simulazione del transitorio (Fig. 6.40) sono state condotte utilizzando una distribuzione iniziale delle pressioni neutre pari a quella corrispondente alla condizione di stazionarietà (ricavata per gli altri periodi presi in considerazione) e assegnando alle altezze di pioggia i valori corrispondenti al periodo che intercorre dal **14/1/1980** al **24/3/1981**.

Per quanto concerne, invece, la modellazione delle acque sotterranee della sezione C-C, occorre rilevare che per i periodi presi in considerazione non erano disponibili misure ai piezometri P22, P3, P11. Le analisi, nell'ipotesi di mezzo omogeneo (Fig. 6.41), si sono rivolte alla stima dei livelli critici per il periodo di riattivazione dell'evento. Nel caso di moto stazionario, le condizioni al contorno impiegate sono rappresentate da una condizione di flusso nullo lungo il piano campagna, da un contorno impermeabile alla base del dominio di integrazione e da un carico imposto lungo le verticali **AB** e **CD** pari ai livelli misurati in corrispondenza dei piezometri **P23** e **P21**.

Per modellare il "moto transitorio", le condizioni al contorno impiegate sono, invece, rappresentate dalla condizione di flusso lungo il piano campagna che corrisponde ai valori di altezza di pioggia giornaliera registrati nel periodo che intercorre dal **14/1/1980** al **24/3/1981**, da un

contorno inferiore impermeabile e da una distribuzione di quote piezometriche di tipo idrostatico con valore variabile nel tempo e corrispondente ai livelli misurati nei piezometri lungo le verticali **AB** e **CD**.

Nonostante le incertezze derivanti dalle ipotesi adottate per la ricostruzione del modello geotecnico rappresentativo della Sezione C-C, i risultati ottenuti in corrispondenza della verticale A-A (Fig. 6.41) consentono di individuare un livello critico della falda (a profondità di 8 m dal p.c.) che appare in accordo con quello riportato nella letteratura scientifica (Cascini et al., 2006).

Occorre, infine, rilevare che le analisi numeriche svolte prescindono dagli effetti indotti dalla realizzazione di opere di drenaggio al piede del pendio. Tali interventi, realizzati nella fase post-emergenziale seguita agli eventi del 1981, ha consentito di mitigare il rischio connesso ad eventuali ulteriori riattivazioni (Cascini et al., 1992).

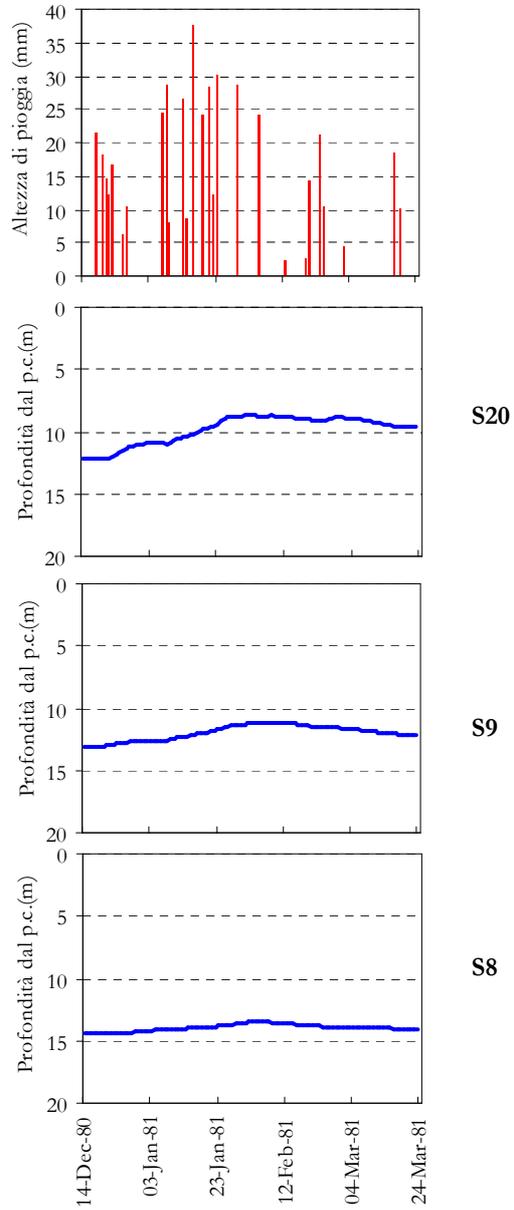


Figura 6.40. Livelli simulati per i piezometri lungo la sez. B-B per il periodo compreso tra il 14/12/1980 ed il 24/03/1981.

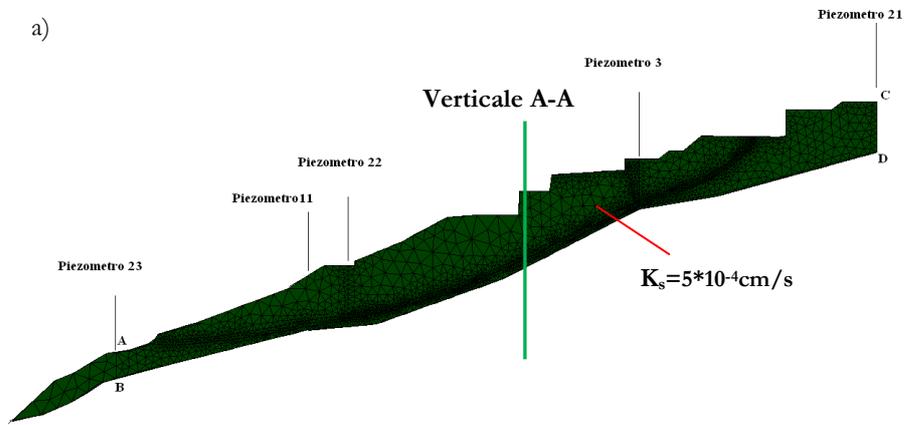


Figura 6.41. Discretizzazione della coltre agli elementi finiti: a) Mezzo omogeneo.

## 6.7 ANALISI A RITROSO DEL FENOMENO FRANOSO

Una volta ricostruito il regime delle acque sotterranee che interessa i terreni coinvolti nei fenomeni di instabilità, un ulteriore aspetto da investigare riguarda la stima dei valori medi dei parametri di resistenza al taglio ( $c'$ ,  $\varphi'$ ) che si mobilitano lungo la superficie di scorrimento nel corso delle riattivazioni occasionali.

A tal fine, torna utile il ricorso ad analisi a ritroso delle riattivazioni occorse nel passato; in tali analisi, in particolare, si assume che il corpo di frana si trovi in una condizione di equilibrio limite, ovvero che il coefficiente di sicurezza  $F_s$  lungo la superficie di scorrimento risulti pari all'unità.

Le analisi a ritroso sono state condotte ricorrendo ai cosiddetti “metodi delle strisce”, a loro volte rientranti nei metodi dell'equilibrio limite.

Le ipotesi generali che contraddistinguono tali metodi sono le seguenti:

- legame costitutivo del mezzo con il quale si schematizza il comportamento del terreno di tipo *rigido perfettamente plastico* (Fig. 6.42b) con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb (Fig. 6.42a);
- problema piano nelle deformazioni;
- rottura contestuale in tutti i punti della superficie di scorrimento.

Le forze agenti su una generica striscia sono (Fig. 6.43):

- $\mathbf{W}$  = peso della striscia di larghezza  $\mathbf{b}$  e di altezza  $\mathbf{h}$ ;
- $\mathbf{N}$  = forza normale alla base della striscia;
- $\mathbf{S}_m$  = forza di taglio alla base della striscia;
- $\mathbf{E}_L$  e  $\mathbf{E}_R$  = forze normali orizzontali tra le strisce;
- $\mathbf{X}_L$  e  $\mathbf{X}_R$  = forze di taglio tra le strisce;
- $\mathbf{KW}$  = carico sismico applicato nel centro della striscia;
- $\mathbf{A}_n$  = risultante dei carichi idraulici esterni;
- $\mathbf{D}$  = carico esterno.



**Tabella 6.4. Descrizione del numero di equazioni disponibili**

Numero di equazioni	Descrizione
n	Equilibrio delle forze nella direzione orizzontale.
n	Equilibrio delle forze nella direzione verticale.
n	Equilibrio dei momenti.
n	Criterio di resistenza (Relazione fra la forza di taglio $S_m$ e la forza normale)
<b>4n</b>	<b>Numero totale di equazioni</b>

**Tabella 6.5. Descrizione del numero di incognite**

Numero dell'incognite	Descrizione
n	Forza normale agente alla base della striscia [N].
n	Punto di applicazione della forza normale agente alla base di striscia.
n-1	Forze normali orizzontali tra le strisce [ $E_L$ e $E_R$ ].
n-1	Forze di taglio tra le strisce [ $X_L$ e $X_R$ ].
n-1	Punto di applicazione delle forze tra le strisce.
n	Forza di taglio alla base di ogni striscia [ $S_m$ ].
1	Coefficiente di sicurezza.
<b>6n-2</b>	<b>Numero totale delle incognite.</b>

Poiché il numero delle incognite supera quello delle equazioni (il problema è **2n-2** volte indeterminato) vengono introdotte delle ipotesi semplificative che sono differenti in funzione del metodo adottato.

A tal riguardo, i metodi all'equilibrio limite vengono suddivisi in “*metodi approssimati*” e “*metodi rigorosi*”. I primi consistono nel trascurare alcune delle forze che agiscono sulle strisce, o assegnare loro direzione e punto di applicazione; in tal caso si elimina un numero maggiore d'incognite, che permette di ridurre il numero di equazioni da utilizzare. Ne consegue che la soluzione a cui si perviene non è equilibrata, visto che le forze calcolate, dopo aver determinato il valore del coefficiente di

sicurezza, non soddisfano tutte le condizioni di equilibrio. In particolare tali metodi possono essere, a loro volta, distinti in ulteriori sottogruppi: quelli che utilizzano l'equazione dell'equilibrio alla rotazione dell'intero masso per il calcolo del coefficiente di sicurezza, trascurando di verificare l'equilibrio alla traslazione orizzontale (*Metodo di Bishop semplificato*), e quelli che trascurano l'equilibrio dei momenti considerando soltanto l'equilibrio delle forze; in entrambi, l'equilibrio alla traslazione verticale o l'equilibrio nella direzione normale alla base di ciascuna striscia, non sono soddisfatti contemporaneamente.

I secondi sono detti *rigorosi* (*Metodi di Morgenstern-Price, Price, Sarma*) perché rispettano le condizioni di equilibrio globale del masso, anche se le differenze con gli altri metodi, in termini di valori del coefficiente di sicurezza, sono generalmente esigue.

Vari Autori hanno condotto, a tal riguardo, indagini sull'influenza delle ipotesi alla base di alcuni dei metodi proposti sul valore del fattore di sicurezza ottenuto (Hanse, 1996; Fredlund e Krahn, 1977; Duncan e Wright, 1980). Con i metodi semplificati tali differenze possono essere accentuate, in particolare, da una scelta non appropriata del metodo di calcolo in relazione alle caratteristiche cinematiche dell'instabilità trattata (utilizzo di un metodo delle forze per calcolare il coefficiente di sicurezza di un'instabilità di pendio cinematicamente riferibile ad uno scorrimento rotazionale, impiego di un metodo dei momenti per calcolare il fattore di sicurezza di un'instabilità di pendio riferibile cinematicamente ad uno scorrimento traslazionale).

Inoltre, i metodi all'equilibrio limite assumono un valore del coefficiente di sicurezza costante lungo l'intera superficie di scorrimento, il che è una semplificazione soprattutto se tale superficie interseca più strati con diverse caratteristiche meccaniche.

### 6.7.1 Risultati dell'analisi a ritroso

Le analisi a ritroso volte alla determinazione dei parametri di resistenza da attribuire al materiale presente lungo le superfici di scorrimento in una condizione di equilibrio limite, sono state svolte avvalendosi del metodo rigoroso proposto da *Morgenstern e Price* utilizzando il codice di calcolo SLOPE/W della GEO-SLOPE International Ltd. (LAM et al., 1987). In particolare, per la **sezione A-A** dell'area in frana, le analisi si sono avvalse di tre differenti meccanismi di rottura: *i) parziale* la cui superficie di scorrimento si estende dal piede del pendio fino alla quota d'imposta degli edifici 4A-4B (Fig. 6.44a); *ii) globale* la cui superficie di scorrimento si estende dal piede del pendio fino agli edifici 7A-7B (Fig. 6.44b); *iii) retrogressivo* che contempla l'inserimento di due superfici di scorrimento di cui la prima si sviluppa dal piede del pendio fino alla quota di imposta delle "*Case Popolari*" (**Edifici 4A-4B**) mentre la seconda si estende fino alla zona di monte laddove ricadono gli edifici 7A-7B (Fig. 6.44c).

Le analisi sono state condotte utilizzando il livello critico di falda desunto dal "modello completo di versante" (Cascini et al., 2006), facendo variare la coesione efficace  $c'$  nell'intervallo determinato dalle prove di taglio diretto (da 0 a 32 kPa, con riferimento ai valori residui della resistenza al taglio). Per ciò che concerne i primi due meccanismi di rottura considerati, la sovrapposizione dei dati ottenuti in laboratorio (Cascini e Gullà, 1993) con la retta rappresentativa delle coppie di valori ( $c'$ ,  $\varphi'$ ) cui corrisponde un coefficiente di sicurezza unitario (Fig. 6.45) ha consentito di individuare i valori dei parametri di resistenza da attribuire al materiale presente lungo le superficie di scorrimento.

I risultati evidenziano che le caratteristiche del materiale sono riferibili ai valori residui delle prove di taglio diretto; inoltre, la retta lungo cui si allineano le coppie di punti ( $c'$ ,  $\varphi'$ ) cui corrisponde  $FS = 1$  è prossima ai valori ottenuti da prove sperimentali su materiali residuali e saprolitici (**TRS1A** e **TDSR1**) (Fig. 6.45a, meccanismo di rottura parziale) e su materiali residuali (**TDR1a** e **TDR1b**) (Fig. 6.45b, meccanismo di rottura globale). Volendo operare un confronto dei risultati ottenuti, si osserva che la retta che nel piano ( $c'$ ,  $\varphi'$ ) deriva dalle analisi a ritroso condotte con riferimento al meccanismo di rottura parziale è posta al di sopra di quella ottenuta con considerando il meccanismo globale, a testimonianza di una *maggiore suscettibilità alla riattivazione* nei riguardi del

meccanismo parziale, come peraltro confermato dal maggior numero di eventi che si sono verificati nel corso degli anni **1948, 1953, 1976**.

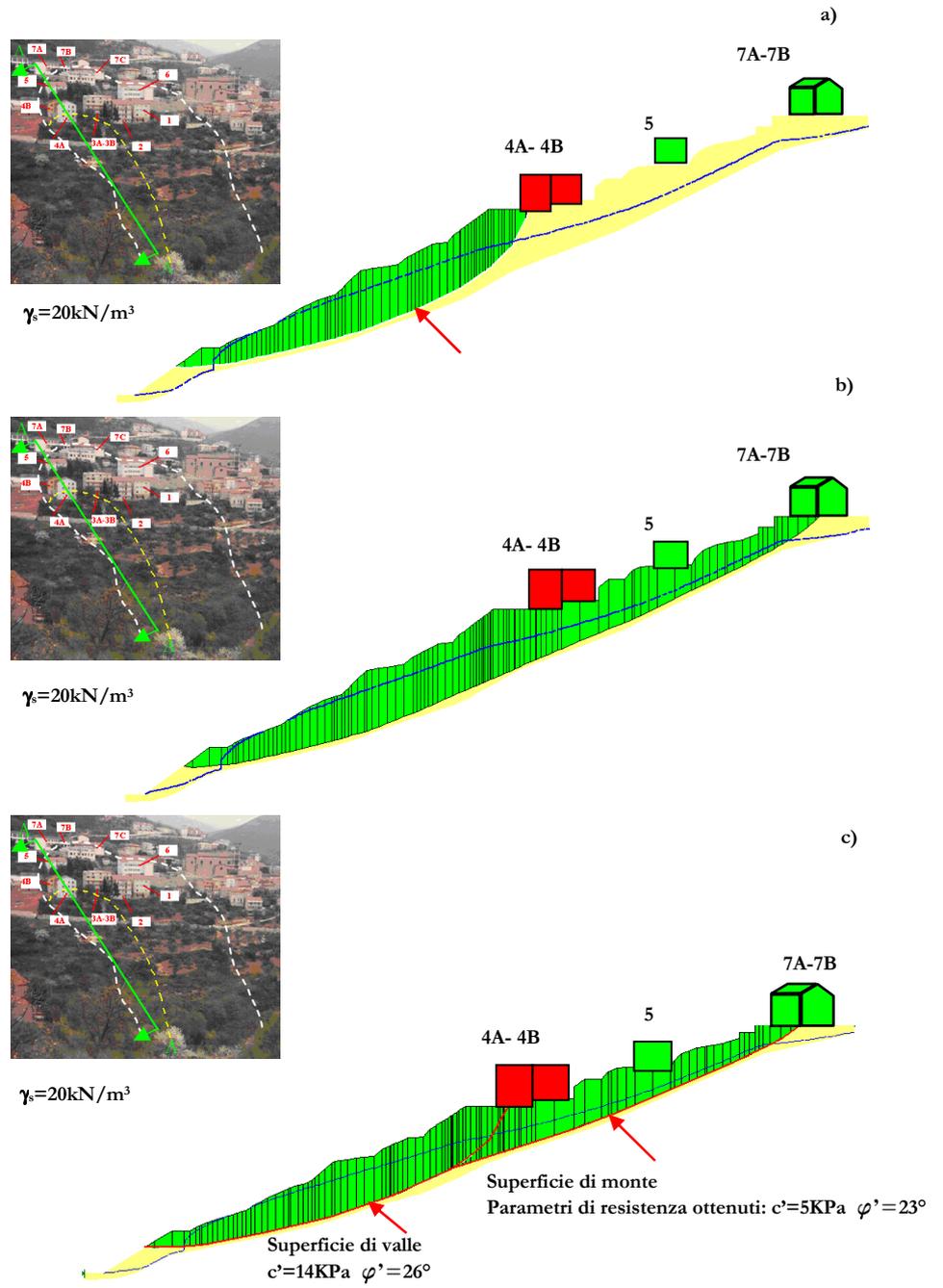
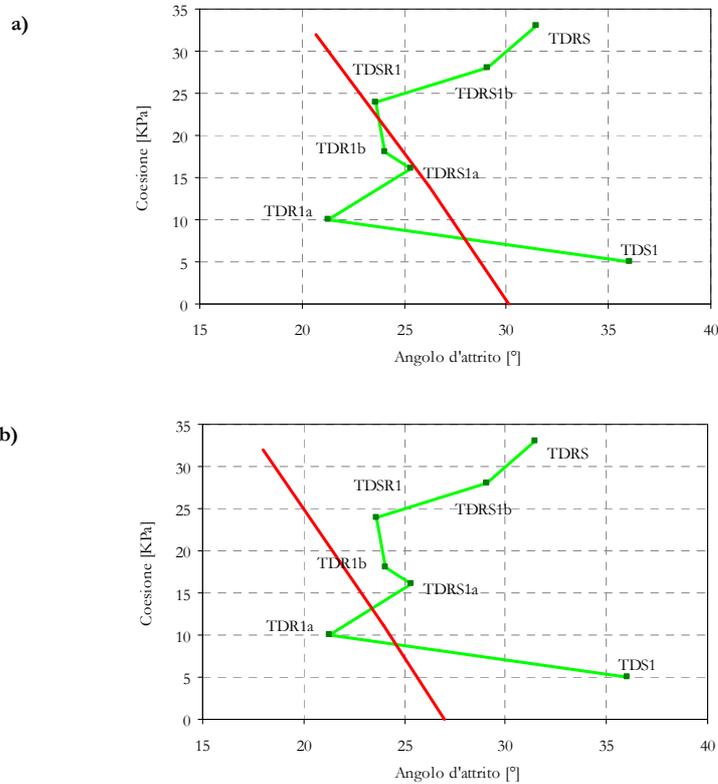


Figura 6.44. Meccanismi di rottura della Sezione A-A: a) parziale; b) globale; c) retrogressivo.



**Figura 6.45. Confronto fra le coppie  $c'-\varphi'$  desunte sperimentalmente (Cascini e Gullà, 1993) e quelle che individuano la condizione di equilibrio limite (FS=1): a) meccanismo di rottura parziale; b) meccanismo di rottura globale.**

Secondo quanto riportato da Gullà (2003), la sezione A-A si caratterizza per un meccanismo di rottura di tipo retrogressivo (Fig. 6.44c). A tal riguardo, le analisi a ritroso si sono rivolte alla stima dei parametri di resistenza che si mobilitano a rottura lungo la superficie di scorrimento a monte (Fig. 6.44c), attribuendo a quella di valle i valori medi ricavati dalle analisi relative al primo meccanismo di rottura considerato (Fig. 6.44a); occorre rilevare che i parametri di resistenza ottenuti sono congruenti con quelli suggeriti da Gullà (2003).

In Figura 6.46 vengono riportati, infine, i meccanismi di rottura globale che potrebbero innescarsi lungo le Sezioni B-B e C-C. in

concomitanza del livello critico di falda desunto attraverso il “modello completo di versante”.

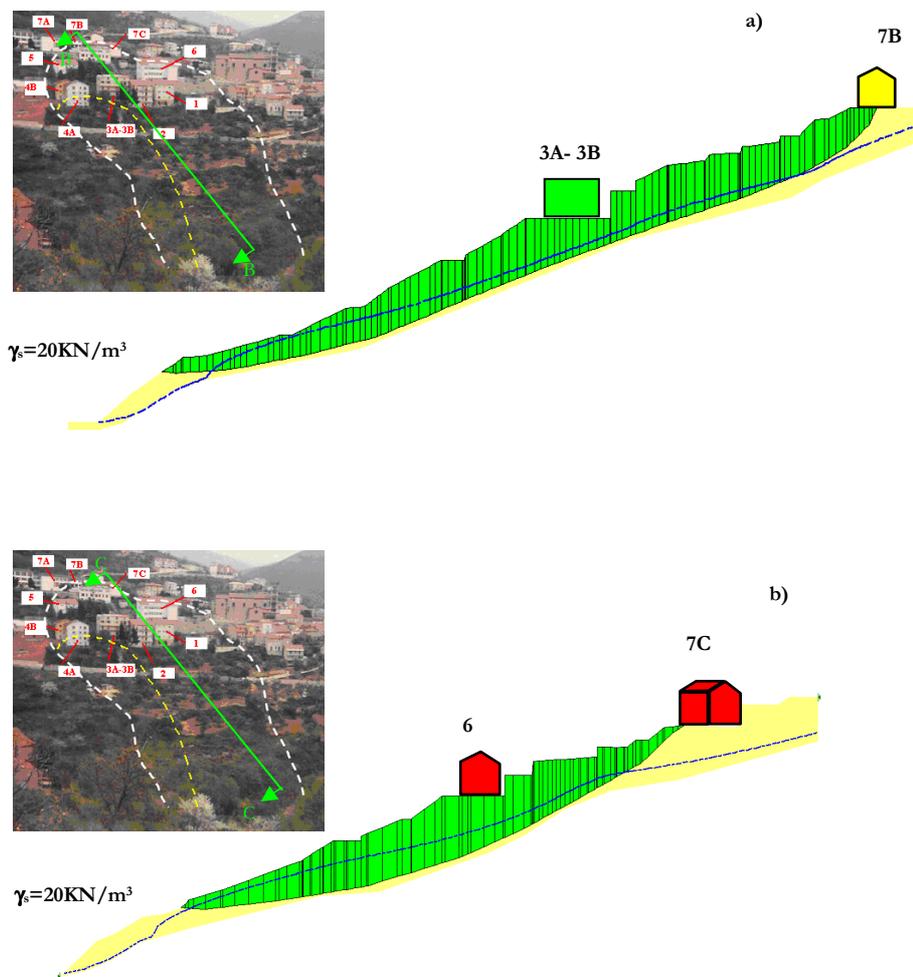


Figura 6.46. Meccanismo di rottura globale: a) Sezione B-B; b) Sezione C-C.

I risultati ottenuti con riferimento alle sezioni B-B e C-C (Fig. 6.47) evidenziano che lungo le superfici di scorrimento si mobilitano a rottura parametri di resistenza riferibili ai valori residui delle prove di taglio diretto; in particolare, le rette di Fig. 6.54 cui corrisponde FS=1 sono

prossime al punto della spezzata corrispondente ai parametri ottenuti da prove su materiali residuali **TDR1a**.

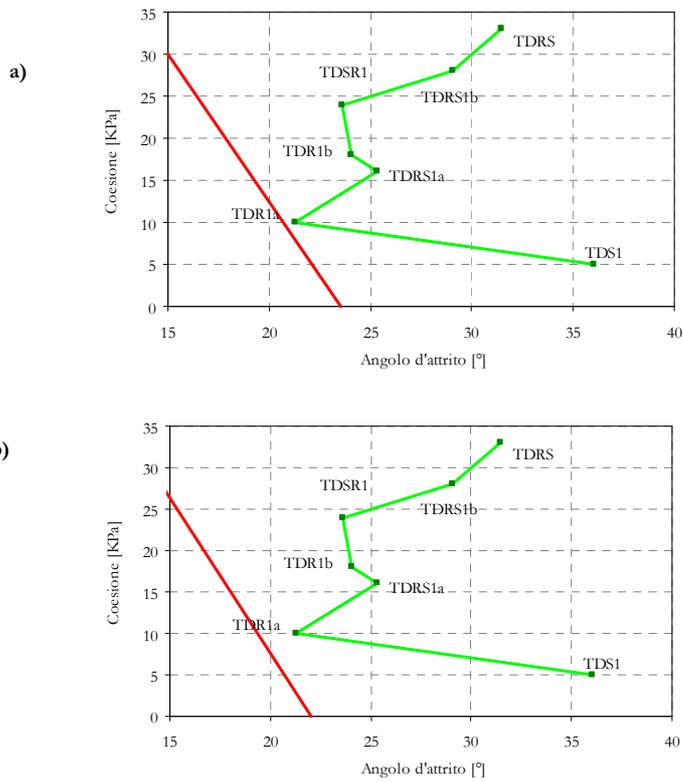


Figura 6.47. Confronto fra le coppie  $c'-\varphi'$  desunte sperimentalmente (Cascini e Gullà, 1993) e quelle che individuano la condizione di equilibrio limite (FS=1): a) Sezione B-B; b) Sezione C-C.

## 6.8 ANALISI IN CAMPO ELASTICO-PERFETTAMENTE PLASTICO

### 6.8.1 Aspetti generali della modellazione svolta

Per la ricostruzione dello stato di tensione e di deformazione del corpo di frana nelle diverse fasi di movimento che hanno accompagnato la riattivazione del 1981 le analisi si sono avvalse dell'uso di alcuni codici di calcolo (SIGMA/W della GEO-SLOPE International Ltd, 2004; PLAXIS, 2005) basati su metodi numerici che prevedono la discretizzazione del continuo in elementi finiti. Una delle fasi più significative della modellazione svolta, ha riguardato la generazione della “**mesh**” di calcolo.

A tal fine, occorre segnalare come la geometria del problema sia condizionata dall'andamento della *superficie topografica* (le cui quote risultano comprese tra 600 e 700 m s.l.m.) nonché *dalla presenza della coltre di copertura* (di spessore variabile dai 10 ai 30 m), *del basamento e delle zone lungo le quali si sono concentrati gli scorrimenti*.

A tal riguardo, per tener conto del meccanismo di rottura che caratterizza la **sezione A-A**, sono state inserite due zone di taglio (di spessore compreso tra 1,5 e 2 m); la prima si sviluppa dal piede del pendio fino alla quota di imposta degli Edifici 4A-4B “Case Popolari”, mentre la seconda si estende fino alla zona di monte laddove ricadono gli Edifici 7A e 7B della “Scuola Media” (Fig. 6.48a); per le sezioni B-B e C-C è stata, invece, inserita un'unica zona di taglio (Fig. 6.48b, Fig. 6.48c).

Si sottolinea, ancora, come le condizioni di vincolo lungo il contorno sono state rappresentate da incastri lungo il bordo inferiore e da carrelli lungo i bordi laterali.

In considerazione del fatto che l'innesco è legato all'innalzamento della superficie freatica della falda che ha sede nella coltre, a sua volta connesso alle piogge occorse nel periodo che intercorre dal **14/12/1980** al **24/3/1981**, si sono utilizzati codici di calcolo che consentono di importare dati di output di simulazioni numeriche di filtrazioni in regime stazionario o transitorio, come meglio specificato nei paragrafi successivi.

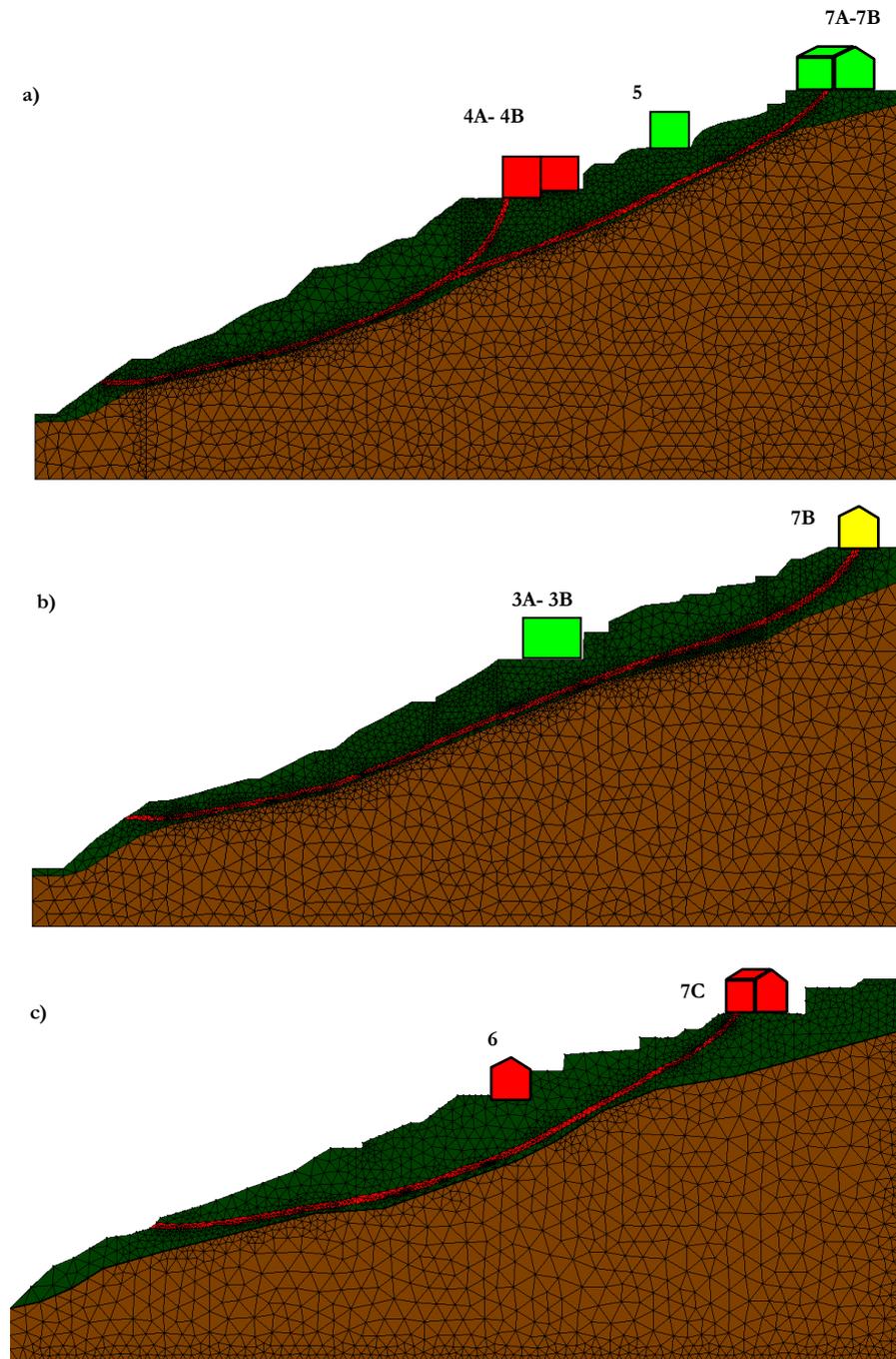


Figura 6.48. Discretizzazione agli elementi finiti: a) Sezione A-A; b) Sezione B-B; c) Sezione C-C.

### 6.8.2 Calcolo dello stato tensionale iniziale

Un recente stato dell'arte pubblicato da Duncan (1996) riporta più di cento esempi relativi ad applicazioni di analisi numeriche e stabilisce quali siano i requisiti necessari per l'ottenimento di risultati quanto più possibile accurati.

Tali requisiti si riferiscono sia ad una corretta determinazione dello **stato tensionale iniziale**, che dipende a sua volta da una varietà di fattori (quali *la storia geologica del pendio, la presenza di strutture ed infrastrutture interagenti con esso e il regime delle pressioni neutre*), sia ad una corretta scelta del modello costitutivo da assegnare ai materiali coinvolti.

Per quanto concerne il primo aspetto, nell'ambito delle analisi condotte con l'ausilio dei codici di calcolo commerciali SIGMA/W (2004) e PLAXIS (2005), si è curata con la massima attenzione la fase di determinazione dello stato tensionale iniziale che compete al pendio quando al suo interno si stabiliscono condizioni stazionarie di filtrazione. Al riguardo, si è esplorata la possibilità d'impiego di sei diversi metodi di valutazione dello stato tensionale iniziale, evidenziandone potenzialità e limiti nell'ambito dei confini di interesse dello studio.

In particolare, di seguito, si riporta una breve descrizione dei suddetti metodi:

- **Load deformation** (implementata all'interno del codice di calcolo SIGMA/W della GEO-SLOPE International, 2004): Le tensioni efficaci orizzontali vengono calcolate al di sotto del livello di falda come prodotto del coefficiente di spinta laterale  $K_0$ , espresso dalla relazione  $\nu'/(1-\nu')$ , e delle tensioni efficaci verticali; al di sopra del livello di falda, vengono calcolate, invece, come il prodotto tra il **coefficiente  $K_0$**  e **le tensioni verticali totali**;
- **Insitu 1** (implementata all'interno del codice di calcolo SIGMA/W della GEO-SLOPE International, 2004): I limiti di tale procedura risiedono nel fatto che può essere applicata solamente nel caso di piano campagna orizzontale ( $\tau_{xy}=0$ ) ed il comportamento del materiale può essere assimilato solamente a quello dei materiali con legame costitutivo elastico lineare. Occorre evidenziare, altresì, che il valore di  $K_0$  può essere arbitrariamente assegnato;

- **Insitu 2** (implementata all'interno del codice di calcolo SIGMA/W della GEO-SLOPE International, 2004): tale procedura può essere applicata a pendii avente una qualsiasi forma del piano campagna ed il comportamento del materiale può essere assimilato solo a quello di materiali con legame costitutivo elastico lineare;
- **Uncoupled Consolidation** (implementata all'interno del codice di calcolo SIGMA/W della GEO-SLOPE International, 2004): Tale procedura valuta le tensioni efficaci orizzontali come il prodotto del coefficiente di spinta laterale  $K_o$ , espresso dalla relazione  $\nu'/(1-\nu')$ , e delle tensioni efficaci verticali. Può essere applicata a pendii avente una qualsiasi forma del piano campagna e legami costitutivi più complessi, rispetto all'elastico lineare, possono essere adottati;
- **Ko-Procedure** (implementata all'interno del codice di calcolo PLAXIS, 2005): I limiti di tale procedura risiedono nel fatto che può essere applicata solamente nel caso di piano campagna orizzontale ( $\tau_{xy}=0$ ) ed il valore di  $K_o$  può essere arbitrariamente assegnato;
- **Gravity Loading** (implementata all'interno del codice di calcolo PLAXIS, 2005): Tale procedura genera le tensioni iniziali per incremento della gravità ed il valore del coefficiente di spinta laterale  $K_o$  viene espresso dalla relazione  $\nu'/(1-\nu')$ . Al di sopra del livello di falda, le tensioni efficaci verticali e totali coincidono come conseguenza del fatto che le pressioni neutre negative vengono azzerate.

Per quanto concerne il secondo aspetto, occorre partire dall'evidenza che il comportamento meccanico delle terre è molto complesso (Nova, 2002); infatti, esso è non lineare, irreversibile e dipende dal percorso di carico seguito (path dependent). Per tale ragione, appare necessario il ricorso a modelli costitutivi concepiti all'interno della teoria della plasticità. In particolare, nelle analisi svolte, si è assimilato il comportamento dei terreni costituenti la coltre a quello di materiali con legame costitutivo *elastico-perfettamente plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb*.

A partire da tale ipotesi di lavoro e sulla base dei risultati ottenuti con la modellazione delle acque sotterranee, si è preceduto alla modellazione

dello stato tensionale iniziale del pendio soggetto al peso proprio, in presenza di una filtrazione in regime stazionario.

In particolare, in una prima fase, si è ipotizzato il pendio nella configurazione geometrica attuale (Fig. 6.54), trascurando in tal modo sia i processi evolutivi di formazione del versante sia gli interventi antropici che ne sono all'origine.

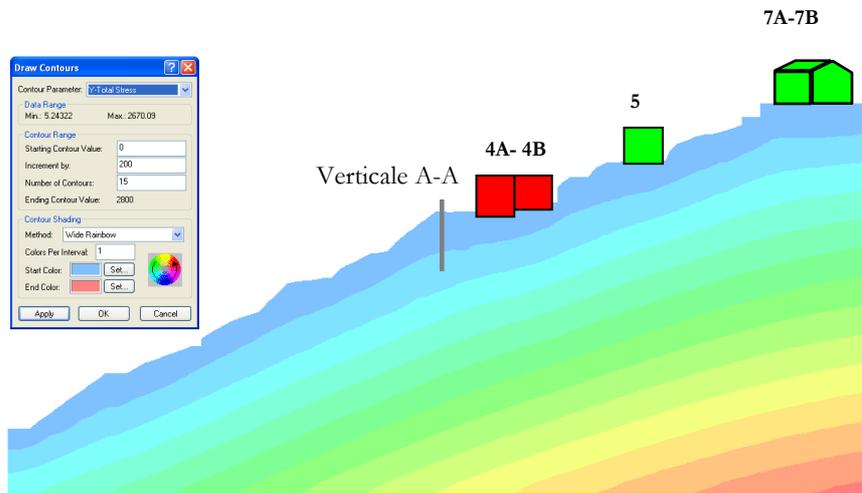
Per quanto concerne le analisi disaccoppiate (implementate all'interno del codice di calcolo SIGMA/W), il peso dell'unità di volume ( $20 \text{ kN/m}^3$ ) è stato applicato al terreno in 10 step con inserimento della falda al sesto step. Al materiale costituente le zone di taglio sono stati attribuiti i parametri di resistenza ottenuti dalla back-analysis (par. 6.7.1); al materiale costituente la restante parte della coltre sono stati, invece, assegnati i parametri di picco derivanti da prove di laboratorio su materiali residuali **TDR1a**.

La Figura 6.49 riporta la distribuzione, all'interno del pendio, delle tensioni verticali efficaci e totali ottenute.

Risultati a questi analoghi sono stati ottenuti riproducendo il graduale processo di formazione del versante secondo il modello evolutivo di vallecole a conca in roccia proposto da Dietrich et al. (1982). In particolare, l'analisi è stata condotta in campo elasto-plastico simulando la successiva deposizione di strati di terreno fino a raggiungere la configurazione attuale (Fig. 6.50).

La bontà della metodo di analisi scelto e del legame costitutivo adottato è confermata dalla pratica assenza di spostamenti (Fig. 6.51) del pendio lungo una generica verticale (A-A di Fig. 6.49), al primo step della analisi della risposta meccanica del corpo di frana in concomitanza della filtrazione in regime transitorio. Al contrario, se le analisi vengono condotte con la procedura **Insitu 2** o **Load deformation**, adottando un legame costitutivo elastico lineare, si genera uno stato tensionale non "equilibrato" con quello calcolato al primo step della fase transitoria cui corrispondono spostamenti, sempre lungo la verticale A-A, dell'ordine dei centimetri.

Qualora si utilizzi la procedura Gravity Loading implementata all'interno del codice di calcolo PLAXIS (2005), l'analisi fornisce stati tensionali al di sotto del livello di falda, laddove si sviluppa prevalentemente la zona di taglio, coincidenti con quelli ottenuti dalle analisi disaccoppiate (Fig. 6.49).



b)

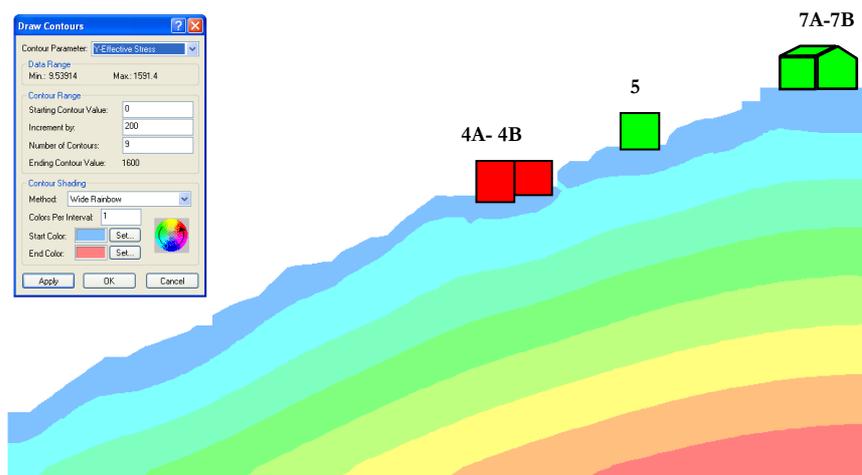


Figura 6.49. Andamento delle tensioni nel pendio: a) Tensioni verticali Totali; b) Tensioni verticali Efficaci.

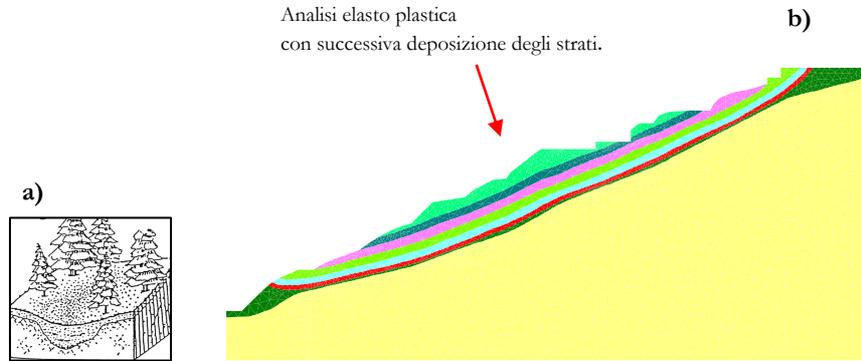


Figura 6.50. Modello evolutivo di valleciole: a) Modello di Dietrich et al., 1982; b) Modello adottato nelle analisi.

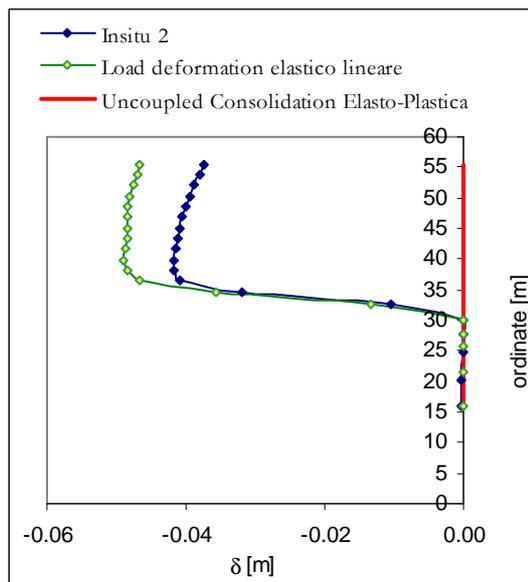


Figura 6.51. Diagramma degli spostamenti lungo la verticale A-A di Fig. 6.49, al primo step delle analisi tensio-deformative in presenza di filtrazione in regime transitorio.

Le analisi svolte hanno, quindi, consentito di verificare che i metodi che meglio consentono di ricostruire lo stato tensionale iniziale sono quelli che si rifanno all'impiego di analisi "disaccoppiate" (Sigma/W, 2004) e di analisi del tipo Gravity Loading (PLAXIS, 2005).

### 6.8.3 Modellazione del campo di spostamenti

Una volta determinato lo stato tensionale iniziale all'interno del pendio, sono state condotte analisi numeriche finalizzate alla simulazione del comportamento del pendio in concomitanza degli eventi pluviometrici che, nel 1981, ne hanno determinato la riattivazione.

Tali analisi – condotte utilizzando i codici SIGMA/W e PLAXIS – hanno consentito, tra l'altro, di poter tarare il valore del modulo di Young (pari a 15 MPa per la banda di taglio) che interviene nel modello costitutivo scelto al fine di ottenere spostamenti massimi al piede confrontabili con quelli occorsi durante l'ultima riattivazione del 1981.

Utilizzando previamente il codice SIGMA/W sono state eseguite analisi del tipo **“Uncoupled Consolidation”** per le quali le equazioni di continuità e di equilibrio non vengono risolte simultaneamente; a tal riguardo, le variazioni di pressioni neutre derivante dal modello completo di versante sono richiamate ad ogni step di carico per determinare le corrispondenti variazioni di tensioni efficaci.

Tali analisi sono state svolte assegnando ai materiali coinvolti nel fenomeno di instabilità un legame costitutivo elastico perfettamente plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb e legge del flusso plastico non associata (in tal caso, l'angolo di attrito  $\varphi'$  coincide con l'angolo di dilatanza  $\psi$ ).

In Fig. 6.52 è riportata la configurazione deformata della sezione A-A allorché il livello della falda raggiunge la sua massima escursione; le zone del pendio che, contestualmente, risultano plasticizzate – che si localizzano in corrispondenza e in vicinanza delle zone di taglio – sono invece riportate in Fig. 6.53a.

Dall'analisi dei risultati scaturisce che, in corrispondenza dei livelli massimi di falda, gli spostamenti del terreno sono dell'ordine **di un metro al piede dell'area in frana e di una decina di centimetri nelle porzioni medio-alte del pendio**; tali valori, sulla base di quanto riportato nella letteratura scientifica (Gullà, 2003), appaiono congruenti con l'effettivo stato di deformazione manifestato dal corpo di frana nel corso della riattivazione del 1981. Volendo entrare maggiormente nelle risultanze del calcolo, in Fig. 6.53b e Fig. 6.53c viene riportato l'andamento degli spostamenti nel tempo di due generici nodi, appartenenti alla zona di scorrimento posta a valle.

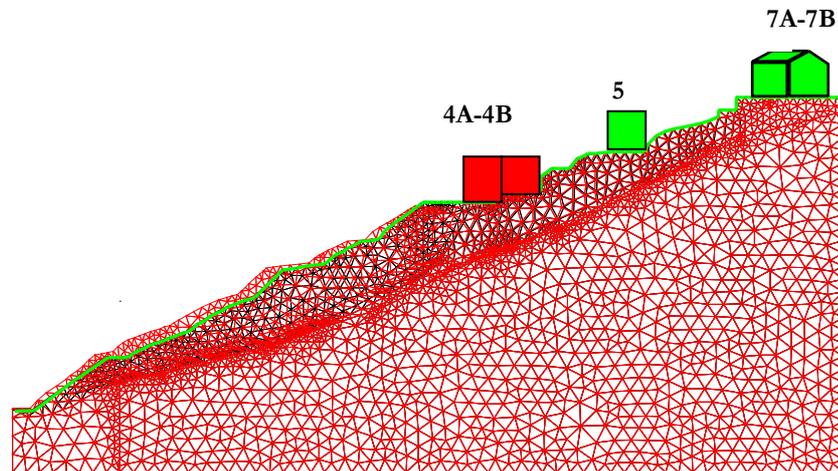


Figura 6.52. Deformata della Sezione A-A.

Con riferimento alle curve ottenute (Fig. 6.53b, Fig. 6.53 c), si osserva che gli spostamenti sono di lieve entità (essenzialmente di natura elastica) fino circa al venticinquesimo giorno dall'inizio del periodo temporale considerato a riferimento; successivamente si assiste ad un incremento degli spostamenti con un gradiente progressivamente crescente che raggiunge il massimo valore proprio tra il giorno che ha preceduto e quello che corrisponde alla fase di riattivazione del movimento franoso.

In considerazione del fatto che il legame costitutivo non appariva adeguato a cogliere, quantomeno, il comportamento del terreno all'interno della zona di taglio, si è ritenuto necessario un affinamento delle analisi mediante il ricorso ad una legge del flusso plastico associata (angolo di dilatanza  $\psi=0$ ) rappresentativa del fatto che a rottura, la deformazione volumetrica del materiale si mantiene costante.

A tal riguardo, si è reso necessario il ricorso al codice PLAXIS (2005) per superare seri problemi di convergenza, imputabili ad un andamento estremamente irregolare della superficie topografica, riscontrati con l'adozione del codice distribuito dalla GEO-SLOPE.

Le analisi svolte adottando la procedura denominata "**Plastic**" (simile, nella sua formulazione, all'Uncoupled Consolidation del SIGMA/W) sono state volte alla determinazione dei meccanismi di deformazione del

corpo di frana associati al progressivo innalzamento della superficie freatica e al suo successivo abbassamento.

Le curve rappresentative degli spostamenti dei punti A e B (Fig. 6.53b, Fig. 6.53c) indicano spostamenti di lieve entità, essenzialmente di natura elastica, fino al 45 giorno dalla data di inizio della fase di filtrazione in regime transitorio (14.12.1980); successivamente si assiste ad un improvviso incremento degli spostamenti con un gradiente che raggiunge il massimo valore proprio tra il giorno che ha preceduto e quello che corrisponde alla fase di riattivazione. Dal confronto dei risultati ottenuti utilizzando i codici di calcolo SIGMA/W e PLAXIS (Fig. 6.53b; Fig. 6.53c), *si osserva che le analisi svolte considerando una legge del flusso plastica associata consentono di cogliere al meglio il comportamento – tipicamente impulsivo - del corpo di frana prima, durante e dopo la riattivazione occasionale.*

In analogia alla sezione A-A, le analisi svolte per le sezioni B-B e C-C consentono di giungere a risultati simili, caratterizzati da spostamenti dell'ordine del metro al piede del corpo di frana e di una decina di centimetri nelle porzioni medio-alte in concomitanza del livello critico della falda.

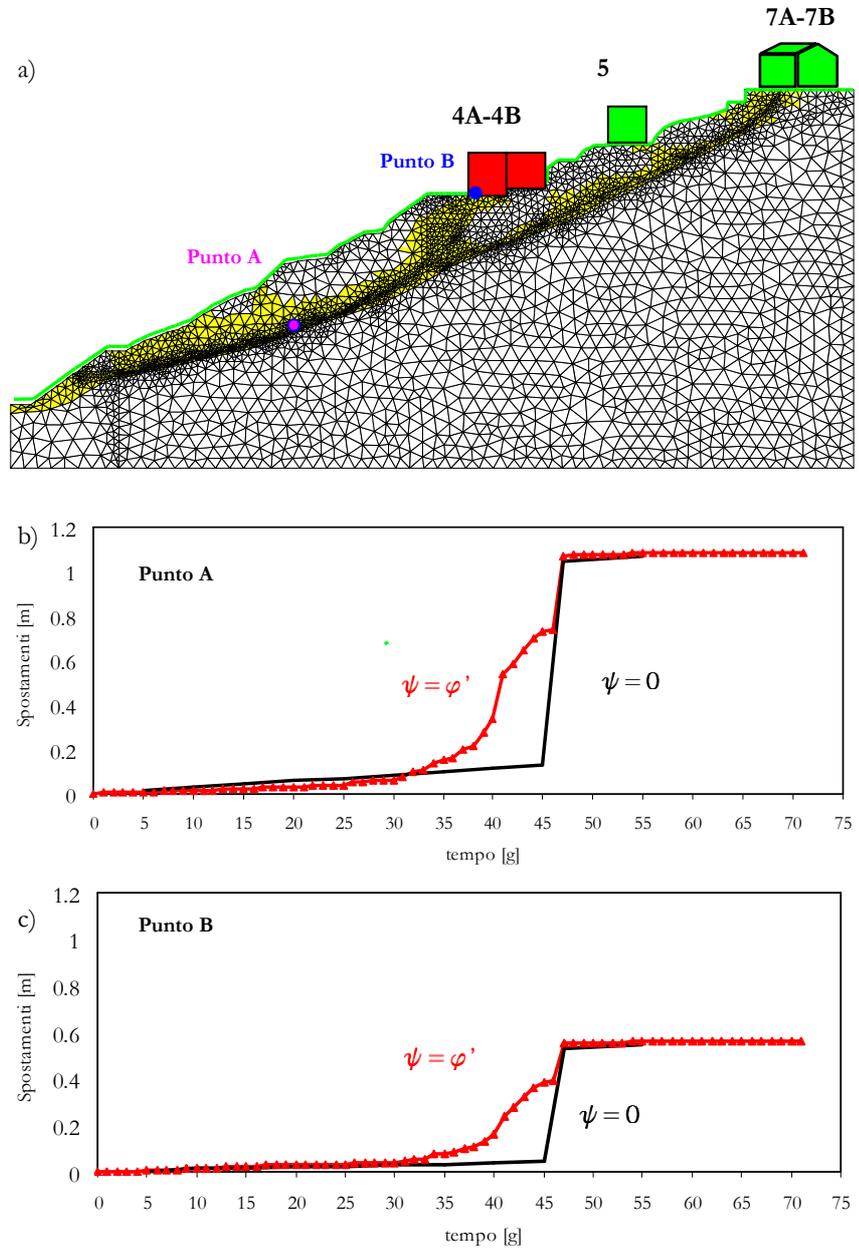


Figura 6.53. Illustrazione dei risultati: a) zone plasticizzate; b) diagramma degli spostamenti del punto A; c) diagramma degli spostamenti del punto B.

## 6.9. SCENARI DI DANNO DEL COSTRUITO ESISTENTE

A scala di dettaglio, la vulnerabilità fisica è stata definita come *“il grado di perdita atteso ad un singolo edificio per effetto della attivazione/riattivazione di un fenomeno franoso di assegnata intensità”* con il quale lo stesso edificio interagisce. Nella presenti tesi si è assunto che l'intensità dell'evento franoso fosse da legare agli spostamenti differenziali (e alle grandezze da questi derivabili) che si localizzano in corrispondenza delle opere di fondazione degli edifici.

Per la stima dei predetti spostamenti differenziali, con riferimento alle analisi condotte, si è ipotizzato di trascurare il problema di interazione terreno-struttura; in sintesi, si è assunto che gli spostamenti delle opere fondali degli edifici interagenti con il corpo di frana coincidessero con quelli desumibili da analisi numeriche condotte in condizioni di *free-field*. Tale ipotesi di lavoro consente, da un lato, di poter impiegare criteri di danneggiabilità convalidati dall'esperienza e, dall'altro, di superare le difficoltà insite nella simulazione numerica di sistemi geotecnici (terreno-fondazione) nei quali si ha un forte contrasto di rigidzze.

A partire, quindi, dai risultati ottenuti con il codice di calcolo SIGMA/W e illustrati nel par. 6.8 – relativi alle configurazioni deformate del corpo di frana in concomitanza dei livelli di falda che ne hanno determinato la riattivazione – si sono ottenuti, in corrispondenza dei piani d'imposta degli edifici indicati con i simboli 4A e 4B (Fig. 6.54), valori dei cedimenti differenziali rispettivamente pari a 33,04 cm e 30,54 cm; le corrispondenti distorsioni angolari  $\beta_{\max}$  sono risultate pari a 0,036 (1/28) e 0,0021 (1/476) (Fig. 6.55). Per l'edificio **4A** viene, quindi, superato il valore limite (1/150) della distorsioni angolare che, secondo Skempton a McDonald (1956), corrisponde alla prima comparsa di lesioni nelle strutture portanti. Al contrario, per l'edificio **4B**, si ottiene un valore della distorsione angolare prossima al limite che gli Autori individuano come “ammissibile” (1/500).

Per ciò che concerne, invece, l'edificio **5** la distorsione angolare ottenuta in corrispondenza della zona d'imposta dell'edificio risulta pari a 0,001 (1/1000) essendo il cedimento differenziale pari a 1,14 cm.

Per l'edificio **7B** e per la parte nord dell'edificio **7A** i valori delle distorsioni angolari (1/20.000 e 1/526) (Fig. 6.55) risultano inferiori al limite ammissibile.

In definitiva, i risultati ottenuti risultano in ottimo accordo con le evidenze dei danni registrati nel corso della riattivazione storica del 1981 con riferimento agli edifici collocati lungo la Sezione A-A (par. 6.5.3; par. 6.5.4).

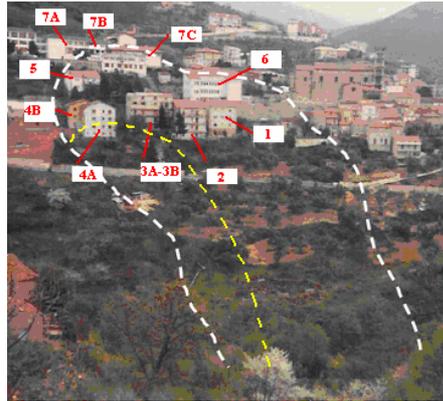


Figura 6.54. Localizzazione degli edifici.

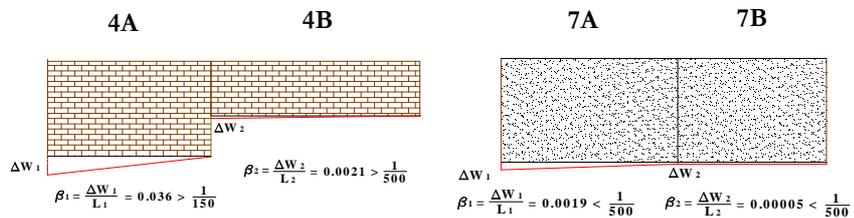


Figura 6.55. Distorsioni angolari  $\beta_{\max}$  delle opere fondali degli edifici collocati lungo la sezione A-A.

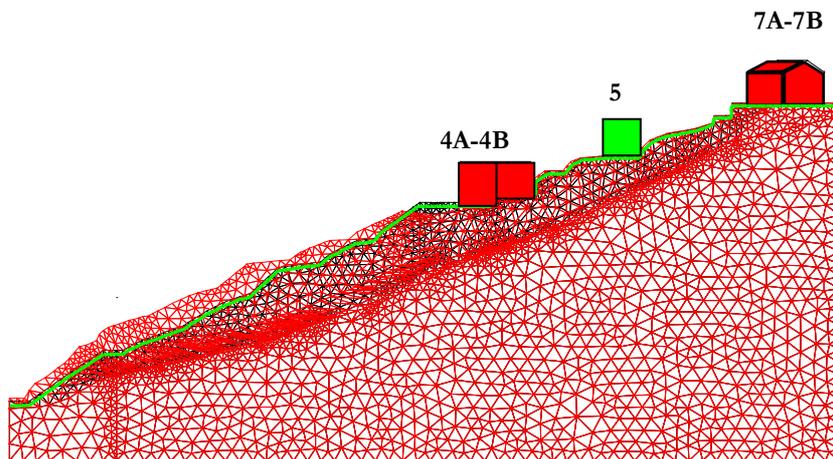
Per l'edificio 3A e per l'edificio 7B, collocati lungo la Sezione B-B, i valori delle distorsioni angolari derivanti dal calcolo risultano, rispettivamente, pari a rispettivamente a 1/1712 e 1/499.

Ancora una volta, i risultati della modellazione numerica riproducono quanto osservato nel 1981, oggettivando la circostanza per la quale gli edifici collocati sulla superficie topografica del versante lungo la Sezione B-B subirono, a seguito della riattivazione occasionale, rispettivamente un danno molto lieve e lieve.

Per l'edificio 6 e per l'edificio 7C, i valori calcolati delle distorsioni angolari (rispettivamente pari a 1/32 e 1/31) risultano di molto superiori al valore limite ammissibile. Anche per questi ultimi casi, i risultati del modello

*numerico consentono di oggettivare i danni, classificati come gravi, registrati nel corso dell'evento del 1981 agli edifici disposti lungo la Sezione C-C.*

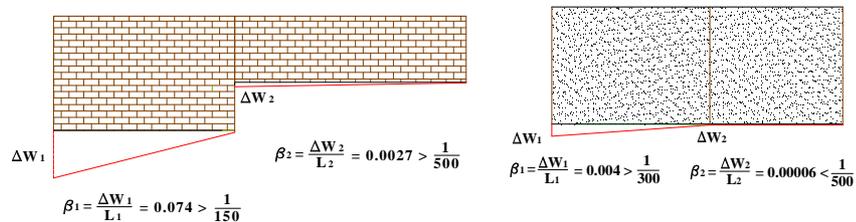
Ai fini dell'individuazione degli **scenari di danno** che si sarebbero potuti riscontrare negli stessi edifici danneggiati a seguito della riattivazione storica del 1981 qualora si fossero verificati eventi pluviometrici con periodo di ritorno  $T$  diverso da quello dell'evento del 1981 ( $T = 50$  anni), si sono ripetute le modellazioni illustrate nel precedente paragrafo considerando un evento pluviometrico con periodo di ritorno di **100 anni**. A tal riguardo, sulla base dei risultati del modello idrologico di Cascini et al., (1986), si è shiftata verso l'alto la curva delle piogge cumulate con periodo di ritorno di 50 anni fino a renderla tangente alla curva di probabilità pluviometrica cui corrisponde un periodo di ritorno pari a 100 anni; dalla curva shiftata è stato possibile ricavare a ritroso i valori di altezza di pioggia giornaliera da immettere, come condizione al contorno, nel modello tensio-deformativo implementato nel codice di calcolo SIGMA/W. Rispetto ai risultati della modellazione numerica svolta con riferimento ad un evento pluviometrico con  $T = 50$  anni, qualora si consideri un evento pluviometrico con periodo di ritorno pari a 100 anni, si ottengono, in corrispondenza della massima escursione della falda, vettori rappresentativi del campo di spostamenti di modulo più elevato, sia al piede del corpo di frana (due metri circa) e sia nelle porzioni medio-alte del pendio (Fig. 6.56).



**Figura 6.56. Configurazione deformata del corpo di frana per un periodo di ritorno delle piogge pari a 100 anni.**

A partire dalle informazioni che è possibile acquisire dalla configurazione deformata del corpo di frana, è possibile desumere i valori di distorsione angolare che competono alle aree di imposta degli edifici **3A-3B, 4A-4B, 5, 6, 7A, e 7B**.

Con riferimento a quanto suggerito da Skempton e McDonald (1956), il modello numerico fornisce, per tutti i casi esaminati, valori delle distorsioni angolari superiori al limite ammissibile, ad eccezione degli edifici **5, 3A-3B, 7B**; inoltre in corrispondenza dell'edificio **7A**, la distorsione angolare assume un valore pari a  $1/250$  (Fig. 6.57) indicativo della possibilità di avere, in concomitanza dell'evento pluviometrico scelto, danni classificabili come gravi.



**Figura 6.57. Distorsioni angolari  $\beta_{\max}$  delle opere fondali degli edifici collocati lungo la sezione A-A.**

*In conclusione, in presenza di altezze di pioggia cumulata corrispondenti ad eventi con periodo di ritorno di 50 anni, la modellazione numerica svolta consente di oggettivare l'entità dei danni registrati alle Case Popolari, alla Palestra della Scuola Media, e all'edificio ospitante la Scuola elementare nel corso della riattivazione occasionale del 1981; qualora, invece, si considerino eventi pluviometrici con periodo di ritorno di 100 anni, gli spostamenti che il corpo di frana manifesterebbe sarebbero tali da determinare gravi danni anche all'edificio 7A che, invece, nel 1981 subì danni molto lievi.*

## 6.10 CURVE DI VULNERABILITÀ

Per la generazione delle **curve di vulnerabilità** a scala di dettaglio, si è seguito un approccio che combina i risultati ottenuti dalle analisi numeriche con quelli derivanti dall'applicazione del criterio danneggiabilità proposto da Burland e Wroth (1974), secondo i quali la

formazione di lesioni è da mettere in relazione con un valore critico della deformazione media di estensione.

Sulla base del modello interpretativo adottato dagli Autori, l'edificio **4A**, la cui tipologia strutturale è in **muratura**, è stato modellato come una **trave equivalente** ( $L/H=0.76$ ) priva di peso, con comportamento elastico lineare, isotropa nei riguardi dei parametri elastici ( $E/G = 2.6$  per  $\nu = 0.3$ ) e soggetta ad un carico uniformemente distribuito.

Le analisi si sono rivolte alla determinazione dei valori del rapporto di inflessione  $\Delta/L$  (espressione 6.6) (Burland e Wroth, 1974) corrispondenti ai limiti inferiori degli intervalli di valori (Boscarding e Cording, 1989) all'interno dei quali la deformazione critica di estensione è tale da determinare un assegnato grado di danno (Tab. 6.6); a ciascun grado di danno, sulla base di quanto proposto da Amatruda et al. (2004), sono stati associati i valori di vulnerabilità riportati in Tab. 6.7.

I risultati delle analisi svolte sono sintetizzati nella curva di vulnerabilità di Fig. 6.58 che individua un valore di vulnerabilità pari all'unità per valori di  $\Delta/L \geq 0.00178$  cui corrisponde una deformazione critica di estensione  $\geq 0.3\%$ .

$$\frac{\Delta}{L} = \left[ \frac{5}{12} \left( \frac{L}{H} \right)^2 \left( \frac{G}{E} \right) + \frac{1}{2} \right] = \epsilon_{lim} \quad (6.6)$$

**Tabella 6.6. Relazione tra la categoria di danno e deformazione limite di estensione (Boscarding e Cording, 1989)**

Categoria	Grado	$\epsilon_{lim}$ (%)
0	Trascurabile	0 - 0,05
1	Molto lieve	0,05 - 0,075
2	Lieve	0,075 - 0,15
3	Moderato	0,15 - 0,3
4	Grave o molto grave	> 0,3

**Tabella 6.7** Descrittori della vulnerabilità fisica (Amatruda et al., 2004)

Categoria	Descrittori di vulnerabilità	Range di perdita	Valore
0	Trascurabile	0	0
1	Molto lieve	1 ÷ 25%	0.25
2	Lieve	26 ÷ 50%	0.50
3	Moderato	51 ÷ 75%	0.75
4	Grave o molto grave	76 ÷ 100%	100

Allo scopo di ricavare i valori di  $\Delta/L$  che corrispondono ad un valore noto della distorsione angolare massima  $\beta_{max}$ , si è utilizzata la relazione 6.7, valida nell'ipotesi che il carico agente sulla trave equivalente sia uniformemente distribuito (Burland et al., 2004).

$$\frac{\beta_{max}}{\Delta/L} = 3.2 \cdot \left[ \frac{1 + \frac{18EI}{L^2HG}}{1 + \frac{144EI}{10L^2HG}} \right] \quad (6.7)$$

Da tale relazione, per  $\beta_{max}$  pari a 0.036, si ottiene un valore di  $\Delta/L$  pari a 0.0092 al quale corrisponde una vulnerabilità unitaria (Fig. 6.58).

Se invece si considera  $\beta_{max}$  pari a 0.074, valore che deriva dalle analisi tensio-deformative condotte considerando un evento pluviometrico con periodo di ritorno pari a 100 anni, si ottiene, rispetto al caso precedente, un valore più elevato (pari all'incirca a 0.0191) di  $\Delta/L$  (Fig. 6.58).

E' appena il caso di osservare che i risultati ottenuti adottando il criterio di danneggiabilità di Burland e Wroth (1974) sono, con riferimento al caso esaminato, in piena armonia con quelli derivanti dall'applicazione del criterio di Skempton e McDonald (1956).

L'edificio 7A, la cui tipologia strutturale è in cemento armato, è stato modellato, invece, come una trave equivalente ( $L/H = 1.04$ ) isotropa ( $E/G=2.6$ ) soggetta ad un carico concentrato in mezzeria; le analisi si sono rivolte, anche in questo caso, alla determinazione dei valori  $\Delta/L$  mediante l'utilizzo dell'espressione 6.8 (Burland et al., 2004)

$$\frac{\frac{\Delta}{L}}{\left[ \frac{1}{6} \left( \frac{L}{H} \right) + \frac{1}{4} \left( \frac{E}{G} \right) \left( \frac{H}{L} \right) \right]} = \varepsilon_{\text{lim}} \quad (6.8)$$

I risultati delle analisi svolte sono sintetizzati nella curva di vulnerabilità di Fig. 6.59 che individua un valore di vulnerabilità pari all'unità per valori di  $\Delta/L \geq 0.0023$  cui corrisponde una deformazione critica di estensione  $\geq 0.3\%$ .

Allo scopo di ricavare i valori di  $\Delta/L$  che corrispondono ad un valore noto della distorsione angolare massima  $\beta_{\text{max}}$ , si è utilizzata la relazione 6.9, valida nell'ipotesi di carico concentrato in mezzeria (Burland et al., 2004).

$$\frac{\beta_{\text{max}}}{\Delta/L} = 3 \cdot \left[ \frac{1 + \frac{12EI}{L^2 HG}}{1 + \frac{18EI}{10L^2 HG}} \right] \quad (6.9)$$

Da tale relazione, con  $\beta_{\text{max}}$  pari a 0.019, si ottiene un valore di  $\Delta/L$  pari a 0.000252 al quale corrisponde una vulnerabilità pari a 0.13 (Fig. 6.64).

Se invece si considera  $\beta_{\text{max}}$ , pari a 0.004, valore calcolato con riferimento ad un evento pluviometrico con periodo di ritorno pari a 100 anni, si ottiene, rispetto al caso precedente, un valore più elevato (pari all'incirca a 0.000531) di  $\Delta/L$  (Fig. 6.63) cui corrisponde una vulnerabilità pari a 0.43.

E' appena il caso di osservare che i risultati ottenuti adottando il criterio di danneggiabilità di Burland e Wroth (1974) sono, con riferimento al caso esaminato, ancora una volta in piena armonia con quelli derivanti dall'applicazione del criterio di Skempton e McDonald (1956); dall'altro permettono di effettuare delle previsioni sul grado di danno (nella fattispecie, lieve) che lo stesso edificio avrebbe potuto subire qualora la riattivazione del corpo di frana fosse stata causata da un evento pluviometrico con periodo di ritorno pari a 100 anni.

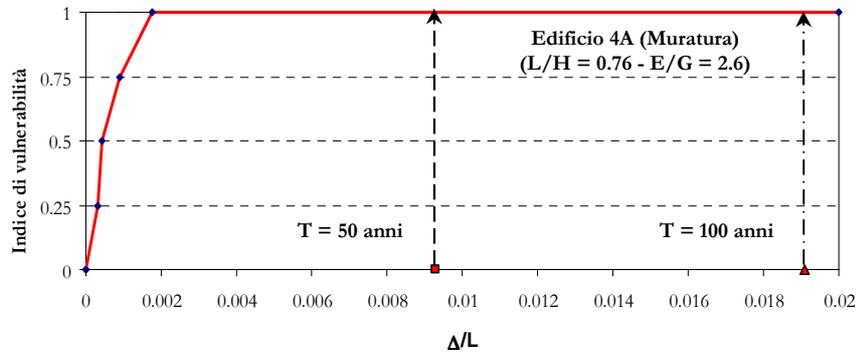


Figura 6.58. Curva di vulnerabilità dell'edificio 4A.

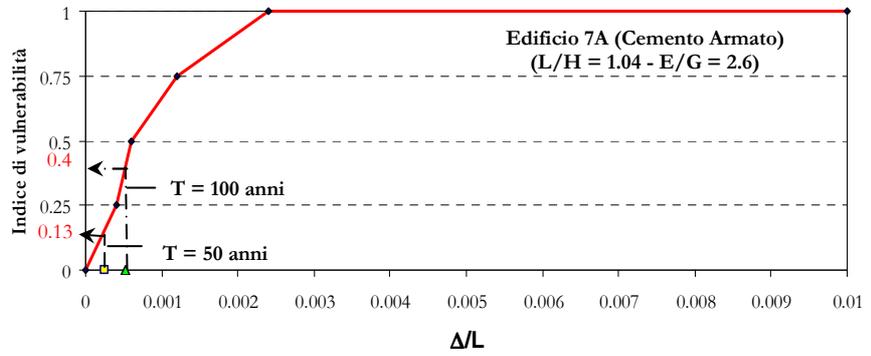


Figura 6.59. Curva di vulnerabilità dell'edificio 7A.

## 6.11 ZONAZIONE DELLA VULNERABILITÀ

I risultati delle analisi illustrati nei paragrafi precedenti possono essere ultimamente impiegati per la zonazione della vulnerabilità fisica a scala di dettaglio. La zonazione, in particolare, può essere condotta sulla base dei descrittori di vulnerabilità fisica riportati in Tab. 6.8, a partire dai risultati delle modellazioni numeriche interpretati alla luce del criterio di danneggiabilità di Skempton e McDonald (1976).

Alcuni esempi dei prodotti finali della zonazione (carte di vulnerabilità) sono riportati in Figura 6.60.

**Tabella 6.8. Descrittori di vulnerabilità**

Descrittori di vulnerabilità	Distorsione angolare	Range di perdita
Molto Lieve	$\beta \leq 1/500$	1 ÷ 25%
Lieve	$1/500 < \beta < 1/300$	26 ÷ 50%
Grave	$1/300 < \beta < 1/150$	51 ÷ 75%
Molto grave	$\beta \geq 1/150$	76 ÷ 100%

In particolare, la Fig. 6.60a fa riferimento ai risultati delle modellazioni numeriche ottenute considerando un evento pluviometrico con periodo di ritorno pari a 50 anni; la carta riprodotta coglie pienamente gli effetti indotti agli edifici, alcuni dei quali di interesse pubblico, dalla riattivazione storica del 1981 (Fig. 6.61). In Figura 6.60b viene riportata, invece, la carta di vulnerabilità ottenuta ipotizzando che l'evento pluviometrico innescante la riattivazione occasionale del corpo di frana avesse un periodo di ritorno di 100 anni.

Rispetto al caso in precedenza esaminato, si osserva, come l'edificio 7A incrementi il proprio grado di perdita atteso passando da molto lieve a grave.

Si sottolinea, infine, come i prodotti ottenuti possono risultare di grande ausilio ai progettisti incaricati della mitigazione dei rischi connessi alla riattivazione di corpi di frana attraverso interventi strutturali (quali si configurano, tra l'altro, gli interventi di consolidamento degli edifici).

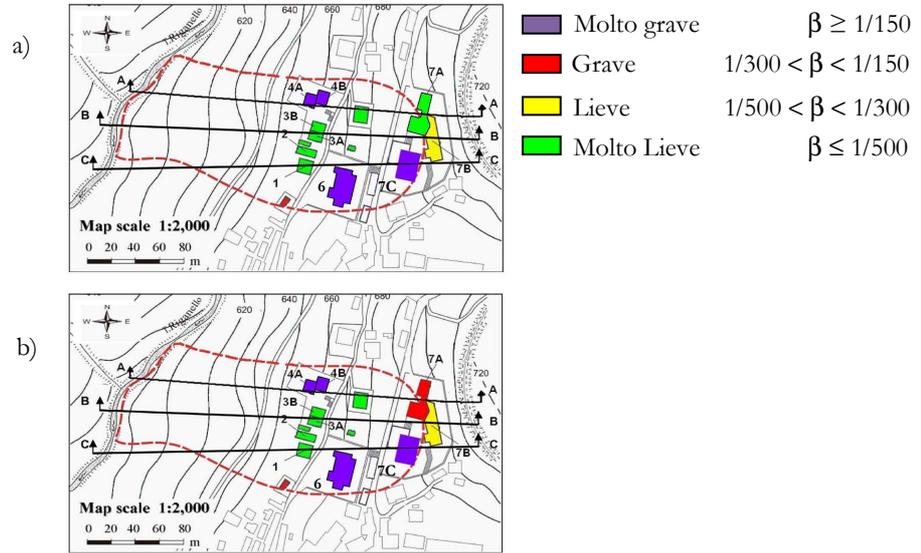


Figura 6.60. Carta della vulnerabilità: a)  $T = 50$  anni; b)  $T = 100$  anni.

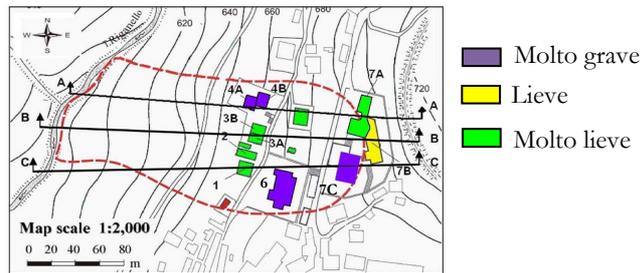


Figura 6.61. Carta storica del danno.

## 7 CONCLUSIONI

Le attività di studio e di ricerca svolte nella presente tesi si sono rivolte all'analisi, a due differenti scale di riferimento, della vulnerabilità fisica di elementi che interagiscono con corpi di frane a cinematica lenta attiva o, se quiescenti, occasionalmente riattivabili. Le procedure di analisi si sono rivolte alla messa a punto di approcci innovativi finalizzati alla generazione di curve di vulnerabilità, il cui significato si modula in funzione della scala di lavoro.

Con riferimento ad alcune aree di studio dell'Italia centro-meridionale, ricadenti all'interno del territorio di competenza dell'Autorità di Bacino Nazionale dei fiumi "Liri-Garigliano e Volturno", le attività a scala media (1:25.000) sono state finalizzate alla determinazione della vulnerabilità fisica di elementi vulnerabili costituiti, nella fattispecie, da unità omogenee di edifici (per destinazione d'uso, per condizioni geometriche, ecc.). Grazie alla disponibilità di una carta inventario particolarmente accurata, le analisi si sono preliminarmente indirizzate all'analisi della distribuzione spaziale della franosità all'interno di contesti geo-litologici omogenei. Si è proceduto, quindi, alla individuazione degli elementi vulnerabili nonché all'analisi dei danni a questi registrati, la cui conoscenza è stata resa possibile grazie alla disponibilità di un esteso database. Le informazioni acquisite, hanno consentito di pervenire al legame funzionale (*curve di vulnerabilità*) che si stabilisce tra frane di assegnata estensione areale e danno atteso agli aggregati in dipendenza della loro collocazione spaziale rispetto ai corpi di frana.

Tali curve sono state validate, verificando che gli indici della vulnerabilità storica rappresentativi di un'area omogenea a quella di calibrazione - in termini di densità areale delle fenomenologie franose oggetto di studio - e non impiegati nella fase preliminare di taratura dei valori di  $V_{\min}$  e di  $V_{\max}$ , ricadessero all'interno o, al più, sui confini delle fasce di vulnerabilità individuate.

Sulla base dei risultati ottenuti è stato possibile redigere carte di vulnerabilità il cui valore dipende fortemente dalla posizione che una generica unità omogenea assume rispetto al corpo di frana. Dallo studio svolto emergono valori molto modesti della vulnerabilità massima, anche se tale circostanza potrebbe essere una conseguenza di una stima conservativa delle fenomenologie franose cartografate nella carta inventario. Tale aspetto pone le basi per ulteriori approfondimenti finalizzati ad una eventuale rivisitazione - da parte degli Enti preposti alla

gestione del territorio - della carta inventario, anche in considerazione del numero particolarmente elevato di fenomeni riconosciuti quiescenti.

A scala di dettaglio (1:2.000), con riferimento ad un fenomeno franoso occorso nel Comune di S. Pietro in Guarano (CS), le attività di studio si sono prevalentemente rivolte alla messa a punto di modelli avanzati per la previsione della riattivazione occasionale del fenomeno franoso in concomitanza di eventi pluviometrici critici e degli effetti che, in termini di danno, è lecito attendersi sul singolo edificio interagente con il corpo di frana riattivato.

In particolare, le attività sono state rivolte, dapprima, alla messa a punto di modelli per la simulazione del regime delle acque sotterranee. Successivamente si sono effettuate numerose analisi a ritroso volte alla stima dei valori dei parametri di resistenza da attribuire al materiale presente nella zona di taglio. Infine, si è proceduto alla modellazione dei meccanismi di deformazione del pendio in concomitanza delle variazioni del pelo libero della falda, a loro volta connesse agli eventi pluviometrici occorsi nel periodo compreso tra il 14/12/1980 al 24/3/1981.

I risultati ottenuti dalle analisi numeriche hanno consentito di verificare la stretta corrispondenza, sia dal punto di vista spaziale (in termini di spostamenti massimi registrati al piede) che temporale (in termini di previsione della data di innesco) tra le informazioni derivanti dall'impiego dei modelli e quelle disponibili sui meccanismi realmente osservati. I dati di output, interpretati alla luce di due criteri di danneggiabilità hanno, consentito, di giustificare l'entità e la distribuzione dei danni che si sono manifestati, nel corso della rimobilizzazione storica del 1981, in edifici, alcuni dei quali di pubblico interesse, collocati sulla superficie topografica del versante.

Si rileva, infine, come le procedure di analisi proposte hanno contribuito alla previsione di scenari di danno del costruito esistente, in dipendenza di fissati valori del periodo di ritorno di altezze di piogge cumulate. Tale risultato appare di grande interesse alla luce dei più recenti indirizzi della letteratura scientifica sul tema della stima quantitativa del rischio da frana (QRA).

- ALEXANDER, D. (1989) - *Urban landslides*. Progress in Physical Geography 13, pp. 157-191.
- ALEXANDER, D. (2005) - *Vulnerability to Landslides*. In Landslide Hazard and Risk, Edited by Glade, Anderson and Crozier, 175-198. ISBN: 0-471-48663-9.
- ALONSO, E.E., GENS, A., HIGHT, D.W. (1987) - *General Report on Special Problems Soils*. Proc. of IX ECSMFE, Dublino, vol. III, p. 60.
- AMATRUDA, G., BONNARD, CH., CASTELLI, M., FORLATI, F., GIACOMELLI, L., MORELLI, M., PARO, L., PIANA, F., PIRULLI, M., POLINO, R., PRAT, P., RAMASCO, M., SCAVIA, C., BELLARDONE, G., CAMPUS, S., DURVILLE, J.-L., POISEL, R., PREH, A., ROTH, W., TENTSCHERT, E.H. (2004) - *A key approach: the IMIRILAND project method*. In: Identification and mitigation of large landslide risks in Europe. Ch. Bonnard, F. Forlati, C. Scavia (Ed.), pp. 13-43.
- ANDERSON, M.G. (1984) - *Prediction of soil suction for slopes in Hong Kong*. GCO Publication n. 1, p. 143.
- ANGELI, M.G., GASPARETTO, P., MENOTTI, R. M., PASUTO, A., SILVANO, S. (1996) - *A visco-plastic model for slope analysis applied to a mudslide in Cortina d'Ampezzo, Italy*. Quarterly Journal of Engineering Geology 29, pp. 233-240.
- ANGELI, M.G., PONTONI, F. (2000) - *The innovative use of large diameter microtunnelling technique for deep drainage of a great landslide in an inhabited area: the case of Assisi (Italy)*. In E.N. Bromhead, N. Dixon, M.L. Ibsen (eds), Landslides in Research, Theory and Practice, proceed. 8<sup>th</sup> Int. Symp. on Landslides, 26-30 June, Cardiff, 3, pp. 1665-1672. Thomas Telford, London.
- ANTRONICO, L., FERRARI, E., GULLÀ, G., SORRISO-VALVO, M., TANSI, C., TERRANOVA, O., ACETO, L., NICEFORO, D. (2003) - *Linee guida per interventi di stabilizzazione di pendii in aree urbane da riqualificare*. Regione Calabria - P.O.P. 1994/99.
- ATKINSON P.M., MASSARI, R. (1998) - *Generalised linear modelling of susceptibility to landsliding in the central Apennines, Italy*. Computers & Geosciences vol.24, n.4, pp. 373-385.
- BAYNES, F.J., DEARMAN, W.R. (1978) - *The relationship between the microfabric and the engineering properties of weathered granite*. Bulletin of the International Association of Engineering Geology, n. 18, pp. 191-197.
- Bjerrum L. (1963) - *Allowable Settlement of Structures*. Proc. Eur. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden, Vol. III, pp. 135-137.

- Blight, G.E. (1985) - *Residual soils in South Africa*. Sampling and Testing of Residual soil, Edited by E.W. Brand and H.B. Phillipson, Scorpion Press, pp. 159-168.
- BLONG, R.J. (1973) - *A numerical classification of selected landslides of the debris slide-avalanche-flow type*. Engineering Geology, 7, pp. 99-144.
- BLONG, R.J. (2003) - *A review of damage intensity scales*. Natural Hazards, 29, pp. 57-76.
- BONNARD, CH., FORLATI, F., SCAVIA, C. (2004) - *Identification and mitigation of large landslides risks in Europe*. IMIRILAND PROJECT - European Commission - Fifth Framework Program. A.A. Balkema Publishers, p. 317.
- BOONE, S.J. (1995) - *Ground-movement-related building damage*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 122(11), pp. 886-896.
- BOSCARDIN, M.D., CORDING, E.J. (1989) - *Building response to excavation induced settlement*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 115 N. 1, pp. 1-21
- BRABB, E.E. (1984) - *Innovative approaches to landslide hazard mapping*. Proceedings 4<sup>th</sup> International Symposium on Landslides, Toronto, 1, pp. 307-324.
- BRABB, E.E., HARROD, B.L. (1989) - *Landslides: Extent and economic significance*. AA. Balkema Publisher, Rotterdam, p. 385.
- BRAND, E.W., PHILLIPSON, H.B. (1985) - *Review of international practice for sampling and testing of residual soils*. Sampling and Testing of Residual Soil, Edited by E.W. Brand and H.B. Phillipson, Scorpion Press, pp. 7-21.
- BURLAND, J.B., WROTH, C.P. (1974) - *Allowable and Differential Settlement of Structures, Including Damage and Soil-Structure Interaction*. Proc. Conf. on Settlement of Structures, Cambridge University, pp. 611-654.
- BURLAND, J.B., WROTH, C.P. (1974) - *Settlement of buildings and associated damage*. SOA Review. Proc. Conf. Settlement of Structures, Cambridge. Pentech Press, London, pp. 611-654.
- BURLAND, J.B., BROMS, B.B., DE MELLO (1977) - *Behaviour of foundations and structures*. SOA Report. Proc. 9<sup>th</sup> Int. Conf. SMFE, Tokio, vol. 2, pp. 495-546.
- BURLAND, J.B., MAIR, R.J., STANDING, J.R. (2004) - *Ground performance and building response due to tunnelling*. Advances in Geotechnical

- Engineering. Proc. of the Skempton Conference. Thomas Telford, London, pp. 291-342.
- CALABRESI, G., IZZO, S., LAZZAROTTO, A., MENICORI, P., PIERUCCINI, U. (1994) - *Movimenti gravitativi nell'area di Pienza*. Memorie della Società Geologica Italiana.
- CAMPBELL, R.H. (1975) - *Soil slips, debris flows, and rainstorms in the Santa Monica mountains and vicinity, southern California*. U.S. Geological Survey, Professional Paper 851.
- CARDINALI, M., REICHENBACH, P., GUZZETTI, F., ARDIZZONE, F., ANTONINI, G., GALLI, M., CACCIANO, M., CASTELLANI, M., SALVATI, P. (2002) - *A Geomorphological approach to the estimation of landslide hazard and risks in Umbria, Central Italy*. Natural Hazards and Earth System Sciences 2(1/2), pp. 57-72.
- CARRARA, A. (1983) - *A multivariate model for landslide hazard evaluation*. Mathematical Geology, 15, pp. 403-426.
- CARRARA, A., CARDINALI, M., DETTI, R., GUZZETTI, F., PASQUI, V., REICHENBACH, P. (1991a) - *GIS Techniques and statistical models in evaluating landslide hazard*. Earth Surface Processes and Landform 16:5, pp. 427-445.
- CARRARA, A., BITELLI, G., CARLÀ, R. (1997) - *Comparison of techniques for generating digital terrain models from contour lines*. International Journal Geographical Information System 11: pp. 451-473.
- CASCINI, L. (1983) - *Dati preliminari sulla frana di S. Pietro in Guarano*. Rapporto Interno del Dipartimento di Difesa del Suolo, Università della Calabria.
- CASCINI, L. (1986) - *Movimenti discontinui di una coltre di detrito nella Sila Grande*. Atti del XVI Convegno Nazionale di Geotecnica, Bologna, vol. I, pp. 181-190.
- CASCINI, L., VERSACE, P. (1986) - *Eventi pluviometrici e movimenti franosi*. Atti del XVI Convegno Nazionale di Geotecnica. Bologna, 14-16 Maggio, pp. 171-184.
- CASCINI, L., CANUTI, P., DRAMIS, F., PELLEGRINO, A., PICARELLI, P. (1988) - *Landslides in Italy: occurrence, analysis and control*. International Workshop on Natural Disasters in European-Mediterranean Countries, Perugia.
- CASCINI, L., GULLÀ, G. (1988) - *Sulle acque sotterranee di una coltre di detrito in frana*. Atti del Convegno cartografia e monitoraggio dei movimenti franosi, Sessione Monitoraggio, C.N.R.-G.N.D.C.I., Bologna 10-11 novembre, pp. 85-95.

- CASCINI, L., VERSACE, P. (1988) - *Relationship between rainfall and landslide in a gneissic cover*. Proc. of the 5th ISL, 10-15 July 1988, Lausanne. vol. I, pp . 565-570.
- CASCINI, L., GULLÀ, G. (1990) - *Caratterizzazione fisico-meccanica di una coltre di detrito in frana*. Atti del seminario Annuale del Gruppo Nazionale di Coordinamento per gli Studi di Ingegneria Geotecnica, CNR, Roma, Maggio, pp. 71-75.
- CASCINI, L., CRITELLI, S., DI NOCERA, S., GULLÀ, G. (1991) - *Osservazioni preliminari sulla franosità del comprensorio di S. Pietro in Guarano (CS)*. Atti del Convegno Fenomeni Franosi - interventi per la salvaguardia del territorio e proposte per la pianificazione urbana, Riva del Garda, 23-25 Maggio 1990, in Studi Trentini da Scienze Naturali, Acta Geologica, vol. LXVIII/II, pp . 135-153.
- CASCINI, L., GULLÀ, G., SORBINO, G. (1991) - *Modellazione delle acque sotterranee in una coltre di detrito in frana: risultati preliminari*. Atti del Seminario Annuale del Gruppo Nazionale di Coordinamento degli Studi di Ingegneria Geotecnica, C.N.R., Roma, giugno, pp.149-151.
- CASCINI, E., CASCINI, L., GULLÀ, G. (1992) - *A back-analysis based on piezometers response*. Proc. of the 6<sup>th</sup> ISL, Christchurch, vol. II , pp . 1123-1128.
- CASCINI, L., CRITELLI, S., DI NOCERA, S., GULLÀ, G. (1992) - *A methodological approach to landslide hazard assessment: a case history*. Proc. of the 6<sup>th</sup> ISL , Christchurch, vol. II, pp. 899-904.
- CASCINI, L., CRITELLI, S., DI NOCERA, S., GULLÀ, G., MATANO, F. (1992) - *Grado di alterazione e franosità negli gneiss del massiccio Silano: l'area di San Pietro in Guarano (CS)*. Geologia Applicata e Idrogeologia, vol. XXVII, pp. 49-76.
- CASCINI, L., GULLÀ, G. (1992a) - *Analisi di dettaglio delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni prodotti dall'alterazione degli gneiss di S. Pietro in Guarano (CS)*. CNR-IRPI, Rapporto Interno n. 362.
- CASCINI, L., GULLÀ, G. (1992b) - *Grado di alterazione e meccanismi di rottura nei terreni prodotti dall'alterazione degli gneiss di S. Pietro in Guarano (CS)*. Risultati preliminari. CNR-IRPI, rapporto Interno n. 363.

- CASCINI, L., GULLÀ, G., (1993) - *Caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni prodotti dall'alterazione di rocce gneissiche*. Rivista Italiana di Geotecnica, n. 2, pp. 125-147.
- CASCINI, L., CRITELLI, S., DI NOCERA, S. and GULLÀ, G.(1994) - *Weathering and landsliding in Sila Grande Massif gneiss (Northern Calabria, Italy)*. In Proceedings of the 7th International IAEG Congress, Lisbon, Portugal, 5-9 September 1994. Edited by R. Oliveira, L.F., Rodrigues, A.G. Coelho, and A.P. Cunha. A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands. pp. 1613-1622.
- CASCINI, L., GULLÀ, G., SORBINO, G., (1995) - *Modellazione delle acque sotterranee di una coltre di detrito in frana: risultati preliminari*. Rivista Italiana di Geotecnica 3, pp. 201-223.
- CASCINI, L. (2002) - *Il rischio da frana in aree urbane dell'Appennino Centro-meridionale*. Atti del XXI Convegno Nazionale di Geotecnica. L'Aquila, 11-13 Settembre. Patron Editore, pp. 127-134.
- CASCINI, L. (2005) - *Risk assessment of fast landslide—From theory to practice. General Report*. In Proc. Int. Conference on “Fast Slope Movements – Prediction and Prevention for Risk Mitigation”. Patron Editore, (2) pp. 33-52.
- CASCINI, L., BONNARD, CH., COROMINAS, J., JIBSON, R., MONTERO-OLARTE, J. (2005). - *Landslide hazard and risk zoning for urban planning and development. State of the Art report*. Atti della International Conference on Landslide Risk Management, Hungr, Fell, Couture & Eberhardt (eds), pp. 199-235, A.A. Balkema Publishers.
- CASCINI, L., GULLÀ, G., SORBINO, G. (2006) - *Groundwater modelling of a weathered gneissic cover*. Canadian Geotechnical Journal 43(11), pp. 1153-1166.
- CASCINI, L., DI NOCERA, S., FERLISI, S., FORNARO, G., PEDUTO, D., (2007) – *A land subsidence study via DinSAR technique over large urbanized areas*. Urban Remote Sensing Joint Event URS 2007, Parigi. 11-13 April 2007. IEEE Catalogue number: 07EX1577, ISBN:1-4244-0712-5.
- CASCINI, L., FERLISI, S., DI NOCERA, S., FORNARO, G., PEDUTO, D., PISCIOTTA, G. (2008) - *Multitemporal DinSAR data and damage to facilities as indicators for the state of activity of slow-moving landslides*. Accepted for International Symposium on Landslides, Xjian, China, 2008.
- CHUNG, C.-J. F., FABBRI, A.G., VAN WESTEN, C.J. (1995) - *Multivariate regression analysis for landslide hazard zonation*. In: Carrara, A. and Guzzetti, F. (eds.) Geographical Information Systems in Assessing Natural

- Hazards, Kluwer Academic Publisher, Dordrecht, The Netherlands, pp. 107-142.
- CHUNG, C.-J. F., FABBRI, A.G. (1998) - *Three Bayesian prediction models for landslide hazard*. In: Buccianti, A., Nardi, G. and Potenza, R. (eds.). Proceedings of International Association for Mathematical Geology 1998 Annual Meeting (IAMG'98), Ischia, Italy, October 1998, pp. 204-211.
- CHUNG, C.-J. F., FABBRI, A.G. (1999) - *Probabilistic prediction models for landslide hazard mapping*. Photogrammetric Engineering & Remote Sensing, 65:12, pp. 1389-1399.
- COE, J.A, GODT, J.W., TACKER, P. (2004) - *Map showing recent (1997-98 El Nino) and historical landslides, Crow Creek and vicinity, Alameda and Contra Costa Counties. California*. U.S. Geological Survey Scientific Investigations Map, SIM-2859, 16 p.
- COLESANTI, C., FERRETTI, A., NOVALI, F., PRATI, C., ROCCA, F. (2003) - *SAR monitoring of progressive and seasonal round deformation using the permanent scatters technique*. IEEE Transaction on Geoscience and Remote Sensing, 41 (7) , pp. 1685-1701.
- COROMINAS, J., MOYA, J., LEDESMA, A., LLORET, A., GILI, J.A. (2005) - *Prediction of ground displacements and velocities from groundwater level changes at the Vallcebre landslide (Eastern Pyrenees, Spain)*. Landslide, 2, pp. 83-96.
- COTECCHIA, V. (2006) - *The Second Hans Cloos Lecture. Experience drawn from the great Ancona landslide of 1982*. Bull. Eng. Geol. Env., 65, pp. 1-41.
- CRESCENTI, V., CIANCETTI, G.F., NANNI, T., RAINONE, M., TAZIOLI, G.S., Vivalda, P., Coltori, M., Dramis, F., Gentili, B., Pambianchi, G., MELIDORO, G., SEMENZA, E., SORRISO-VALVO, M. (1983) - *La grande frana di Ancona del 1982*. In Associazione geotecnica Italiana (ed), proceed. 15<sup>th</sup> Nat. Geotechnical Conf., 4-6 May, Spoleto, pp. 3, 13-46.
- CROSTA, G., FRAITINI, P., STERLACCHINI, S. (2001) - *Valutazione e gestione del rischio da frana. Principi e Metodi*. Volume 1. Milano: Regione Lombardia and Università di Milano Bicocca.
- CROZIER, M.J., GLADE, T. (2005) - *Landslide hazard and risk: issues, concepts and approach*. In: Giade, T., Anderson, M.G. and Crozier, M.J. (eds.) Landslide risk assessment. John Wiley, pp. 1-40.

- CRUDEN, D.M. (1991) - *A simple definition of a landslide*. Bulletin International Association of Engineering Geology, pp. 43, 27-29.
- CRUDEN, D.M. VARNES, D.J. (1996) - *Landslide types and processes*. In: Tumer, A.K. and Schuster, R.L. (eds.) Landslides, Investigation and Mitigation, Transportation Research Board Special Report 247, Washington D.C., pp. 36-75.
- DAI, F.C., LEE, C.F., NGAI, Y.Y. (2002) - *Landslide risk assessment and management: an overview*. Engineering Geology, 64: pp. 1, 65-87.
- DE BOSIS, F. (1859) - *Il Montagnolo: studi ed osservazioni*. Encicl Contemp, Gabrielli, Fano. Final Technical Report EV research project "Landslide evolution controlled by climatic factors in seismic areas". (1996). Istituto di Geologia Applicata e Geotecnica del Politecnico di Bari, Ecolè de Mines, City University. 3 vols. EC Contract EV5V-CT94-0451. Unpublished
- DEERE, D.U., PATTON, E.D. (1971) - *Slope stability in residual soils*. Proc. 4th Panamer. Conf. Soil Mech. Found. Engng., San Juan (Puerto Rico), Am. Soc. Civ. Eng., pp. 1, 87-170.
- DEL PRETE, M., GIACCARDI, E., TRISORO-LIUZZI, G. (1992) - *Rischio da frane intermittenti a cinematica lenta nelle aree montuose e collinari urbanizzate della Basilicata*. Pubbl. n. 841 GNDCI (Gruppo Nazionale per la Difesa delle Catastrofi Idrogeologiche). Potenza: Centro nazionale delle Ricerche.
- DIETRICH, W.E., DUNNE, T., HUMPHREY, N.S., REID, L.M. (1982) - *Construction of sediment budgets for drainage basins*. In: «Sediment budgets and routing in forested drainage basins» (ed. by Swanson F.S., Jande R.J., Dunne T., Swanson D.N.). U.S. Dept. Agr., For. Serv., Gen. Techn. Rep., PNW 141, pp. 5-23.
- DI NOCERA, S., FENELLI, G.B., LACCARINO, G., PELLEGRINO, A., PICARELLI, L., URCIUOLI, G. (1995) - *An example of the geotechnical implications of geological history*. In Danish Geotechnical Society (ed), The interplay between Geotechnical Engineering and Engineering Geology, proceed., 11th Europ. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, 28 May - 1 June, Copenhagen, pp. 8, 39-48.
- DI NOCERA, S. (2008) - Personal Communication.
- DRM DELEGATION AUX RISQUES MAJEURS (1990) - *Les études préliminaires à la cartographie réglementaire des risques naturels majeurs*. Secrétariat d'Etat auprès du premier Ministre chargé de l'Environnement et de la Prévention des Risques technologiques et naturels majeurs. La Documentation Française, p. 143 (in French).

- DUNCAN, J.M. (1996) - *State-of-the-art: Static stability and deformation analysis. Stability and performance of slopes and embankments-II*, 1, pp. 223-266.
- EINSTEIN, H.H. (1988) - *Spectral lecture, landslide risk assessment*. Proc. 5<sup>th</sup> Int. Symp. On Landslides, Lausanne, Switzerland. A.A Balkema, Rotterdam, 2, pp. 1075-1090.
- EINSTEIN, H.H. (1997) - *Landslide risk - systematic approaches to assessment and management*. In *Landslide Risk Assessment*, Cruden & Fell (eds), Balkema, Rotterdam, pp. 25-50.
- FAELLA, C., NIGRO, E. (2003) - *Dynamic impact of the debris flows on the constructions during the hydrogeological disaster in Campania-1998: failure mechanical models and evaluation of the impact velocity*. In: *Proceedings of the International Conference on "Fast Slope Movements – Prediction and Prevention for Risk Mitigation"*, 1. Pàtron Editore, pp. 179-186.
- FEDERICO, F., FERLISI, S., JAPPELLI, R. (2001) - *Safety evolution of masonry leaning towers on deformable soils*. *Proceedings of XVth Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Istanbul, Turchia. Balkema, vol. 1, pp. 679-682.
- FELL, R. (1994) - *Landslide risk assessment and acceptable risk*. *Canadian Geotechnical Journal*, 31, pp. 261-272.
- FELL, R., HARTFORD, D. (1997) - *Landslide risk management*. In *Landslide Risk Assessment*, Cruden & Fell (eds), Balkema, Rotterdam, pp. 51-110.
- FELL, R., HO, K.K.S., LACASSE, S., LEROI, E. (2005) - *A framework for landslide risk assessment and management. State of the Art Report (SOA1)*. *Proceedings of the International Conference on "Landslide Risk Management"*, Vancouver (Canada). O. Hungr, R. Fell, R. Couture and E. Eberthardt (eds.). Taylor and Francis, London, pp. 3-25.
- FEMA (2004) - *Federal Emergency Management Agency: HAZUS-MH. Software tool for loss estimation [Online]*.  
<http://www.fema.gov/hazus/index.shtm>
- FENELLI, I, G.B., PELLEGRINO, A., PICARELLI, L. (1986) - *Stability problems of old towns built on relict plateaux resting on clay deposits*. In C. Viggiani (ed) *Geotechnical Engineering for the Preservation of*

- Monuments and Historic Sites, proceed. int. symp., 3-4 October, Napoli, pp. 163-174.
- FERLISI, S., PISCIOTTA, G. (2007) - *A preliminary study of landslide induced property damages towards consequence analysis*. Proceedings of the First North American Landslide Conference. Vail (Colorado), 3-9 June. Editors: V.R. Schuster, R.L. Schuster, A.K. Tumer. AEG Publication n. 23. ISBN 978-0-975-4295-3-2. (on CD-ROM).
- FERREIRA, M.S. (1967) - *Comparative study of the properties of residual and colluvial soils involved in the Guanabara slide*. Proc. 1st Symp. Protecao Contra Calamidades Publicas, CERJ, p. 35.
- FORNARO, G., PAUCIULLO A., SERAFINO, F. (2007a) - *Multipass SAR Processing for Urbanized Areas Imaging and Deformation Monitoring at Small and Large Scales, Urban Remote Sensing Joint Event URS 2007 Paris*. 11-13 April 2007. IEEE Catalog number: 07EX1577, ISBN:1-4244-0712-5.
- FORNARO, G., PAUCIULLO A., SERAFINO, F. (2007b) - *Deformation monitoring over a large area via the ESD technique with data takes on adjacent tracks*. Proc IEEE Int. Geosci. and Remote Sensing Symp 07 (IGARSS'07), Barcelona, Spain, 23-27 July 2007.
- FREDLUND, D.G., HASAN, J.V. (1979) - *One-dimensional consolidation theory: unsaturated soils*. Can. Geotech. Jnl, vol. XVI, 3, pp. 521-531.
- FREDLUND, D.G. (1984) - *Consolidation of unsaturated porous media*. Fundamentals of transport phenomena in porous media, Martinus Nijhoff Publ., pp. 527-578.
- FRUZZETTI, V., SCARPELLI, G. (2004) - *Il consolidamento di edifici fondati superficialmente, in pendii instabili: proposta di metodologia operativa*. In L. Picarelli (ed) Living with Landslides: Effects on Structures and urban Settlement. Strategies for Risk Reduction, proceed, int. work., 27-28 October, Anacapri, Hevelius, pp. 95-105.
- GABRIEL, A.K, GOLDSTEIN, R.M., ZEBKER, H.A. (1989) - *Mapping small elevation changes over large areas differential radar interferometry*. J. Geophys. Res., 94 (B7): pp. 9183-9191.
- GALLI, M., GUZZETTI, F. (2007) - *Landslide Vulnerability Criteria: A Case Study from Umbria, Central Italy*. Environ Manage, 40:6, 49-664 DOI 10.1007/s00267-006-0325-4.
- GEOTECHNICAL CONTROL OFFICE (1984) *Geotechnical manual for slopes*. G.C.O. Hong Kong, Engng. Dev. Dept., p.189.
- GEOTECHNICAL CONTROL OFFICE (1988) - *Guide to rock and soils descriptions*. G.C.O. Hong Kong, Civ. Engng Serv. Dept., pp. 1-175.

- GEO-SLOPE INTERNATIONAL Ltd. (2004) - Seepage Modeling with Seep/W, user guide version 6.02. GEO-SLOPE INTERNATIONAL Ltd. Calgary, Alta.
- GEO-SLOPE INTERNATIONAL Ltd. (2004). Stress and Deformation Modeling with Sigma/W, user guide version 6.02. GEO-SLOPE INTERNATIONAL Ltd. Calgary, Alta.
- GIDIGASU, M.D. (1976) - *Lateritic soil engineering*. Elsevier, Amsterdam, p. 554.
- GIDIGASU, M.D. (1980) - *Some contributions to tropical soils engineering in Ghana*. Proc. 7th African Reg. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Accra, vol. II, pp. 509-626.
- GIDIGASU, M.D. (1985) - *Sampling and testing of residual soils in Ghana*. Sampling and Testing of Residual Soil, Edited by. E.W. Brand and H.B. Phillipson, Scorpion Press, pp. 65-74.
- GLADE, T. (2003) - *Vulnerability assessment in landslide risk analysis*. Die Erde, 134, pp. 123-146.
- GLADE, T., CROZIER, M.J. (2005b) - *A review of scale dependency in landslide hazard and risk analysis*. In: Giade, T., Anderson, M.G. and Crozier, M.J. (eds.) *Landslide risk assessment*. John Wiley, pp. 75-138.
- GOVI, M., MORTARA, G., SORZANA, P.F. (1984) - *Eventi idrologici e frane*. Geologia Applicata ed Idrogeologica, vol. XVIII, n. 3.
- GRANT, R., CHRISTIAN, J.T., VANMARCKE, E.H. (1974) - *Differential Settlement of Buildings*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 100, GT9, pp.973-991.
- GRIFFITHS, D.V., GORDON, A., FENTON. (2004) - *Probabilistic slope stability analysis by finite elements*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 130, No.5.
- GRIFFITHS, D.V., LANE, P.A. (1999) - *Slope stability analysis by finite elements*. Geotechnique 49, No. 3, pp. 387-403.
- GRUNTHAL, G. (1993) - *European Macroseismic Scale 1992 (up-dated MSK-scale)*. European Seismological Commission, Conseil de l'Europe, Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Luxembourg, vol. 7, p. 79.

- GUIDICINI, G., IWASA, O.Y. (1977) - *Tentative correlation between rainfall and landslides in a humid tropical environment*. Symposium on landslides and Other Mass Movements, Praha, Bull. IAEG 16.
- GULLÀ, G. (1990a) - *Osservazioni sull'identificazione in laboratorio di alcuni terreni di alterazione di origine gneissica*. CNR-IRPI, Rapporto Interno n. 295.
- GULLÀ, G. (1990b) - *Procedura per il rilievo di dettaglio del grado di alterazione su fronti (stesura preliminare)*. CNR-IRPI, Rapporto Tecnico – Scientifico n. 296.
- GUTHRIE, R., EVANS, S.G. (2004) - *Analysis of landslide frequencies and characteristics in a natural system, Coastal British Columbia*. Earth Surface Processes Landforms, 29, pp. 1321-1339.
- GUZZETTI, F., CARRARA, A., CARDINALI, M. AND REICHENBACH, P. (1999a) - *Landslide hazard evaluation: an aid to a sustainable development*. Geomorphology, 31, pp. 181-216.
- GUZZETTI, F. (2005) - *Landslide hazard and risk assessment*. PhD Thesis.
- HANSEN, B. (1996) – *Comparison of methods for stability analysis*. Bulletin No 21, Danish Geotechnical Institute.
- HEWITT, K. (1997) - *Regions of Risk: A Geographical Introduction to Disasters*. Harlow, UK: Addison Wesley Longman.
- HO, K.K.S., LEROI, E. ROBERDS, W.J. (2000) - *Quantitative risk assessment applications, myths and future direction*. Proceedings GeoEng 2000, International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, Melbourne, pp. 269-312.
- HUNGR, O. (1997) - *Some methods of landslide hazard intensity mapping*. In: D.M. Cruden and R. Fell (Editors), Landslide risk assessment Proceedings of the Workshop on Landslide Risk Assessment, Honolulu, Hawaii, USA, 19-21 February 1997. Balkema, Rotterdam, pp. 215-226.
- HUTCHINSON, J.N. (1973) - *The response of London Clay Cliffs to Differing Rates of Toe Erosion*. Geologia Applicata e Idrologia, vol. 8, pp. 221-239.
- HUTCHINSON, J.N., GOSTELOW, T.P. (1976) - *The Development of an Abandoned Cliff in London Clay at Hadleigh, Essex*. Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Series A, vol. 283, pp. 557-604.
- HUTCHINSON, J.N. (1988) - *General report: Morphological and géotechnical parameters of landslides in relation to geology and hydrology*. Proceedings 5th International Symposium on Landslides, Lausanne, 1, p. 335.

- IOVINE, G., PETRUCCI, O., RIZZO, V., TANSI, C. (2006) - *The March 7th 2005 Cavallerizzo (Cerzeto) landslide in Calabria - Southern Italy*. IAEG2006, The Geological Society of London, pp. 1-12.
- IRFAN, T.Y., POWELL, G.E., (1985) Engineering geological investigations for pile foundations on a deeply weathered granitic rock in Hong Kong. *Bull. Int. Ass. Engng Geol.*, pp. 32, 67-80.
- IUGS WORKING GROUP ON LANDSLIDES - Committee on Risk Assessment (1997) - *Quantitative assessment for slopes and landslides - The state of the art*. In: D.M. Cruden and R. Fell (Editors), *Landslide risk assessment - Proceedings of the Workshop on Landslide Risk Assessment*, Honolulu, Hawaii, USA, 19-21 February 1997. Balkema, Rotterdam, pp. 3-12.
- JAPPELLI, R., MUSSO, A. (1986)- *La progettazione geotecnica per la stabilizzazione dei pendii*. Atti del XVI Convegno Nazionale di Geotecnica Bologna, 14-16 Maggio 1986. Vol. III, pp. 21-53.
- JOINT TECHNICAL COMMITTEE ON LANDSLIDES AND ENGINEERED SLOPES (JTC-1) (2008a) - *Guidelines for landslide susceptibility, hazard and risk zoning for land use planning*. Engineering Geology. Submitted to Engineering Geology.
- KALTEZIOTIS, N., ZERVOGIANNIS, H., FRANK, R., SÈVE, G., BERCHE, J.C. (1998) - *Experimental study of landslide stabilization by large diameter piles*. In A. Anagnostopoulos, F. Schlosser, N. Kalteziotis, R. Frank (eds), *Geotechnical Engineering of hard Soils Soft Rocks*, proceed. int. symp., 20-23 September, Athens, 2, 1115-1124, Balkema, Rotterdam.
- KALY, V., BRIGUGLIO, L., MCLEOD, H., SCHMALL, S., PRATT, C., Pal, R. (1999) - *Environmental Vulnerability Index (EVI) to summarise national environmental vulnerability profiles*. South Pacific Applied Geoscience Commission (SOPAC) Technical Report 275, Suva, Fiji, p. 67.
- KANY, M., HERRMANN, R. (1985) - Sampling and testing of residual soil in the Federal Republic of Germany. In: *Sampling and Testing in Residual Soil*. (ed: by E.W. BRAND, H.B. PHILLIPSON), Scorpion Press, pp. 57-63.
- KONG, W.K. (2002) - *Risk assessment of slopes*. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 35(3), pp. 213-222.

- KRAHN, J., MORGENSTERN, N.R. (1979) - *The Ultimate Frictional Resistance of Rock Discontinuities*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science. Vol. 16, N.2, pp. 127-133.
- LAMBE, P.C., HEARTZ, W.T. (1988) - *Consolidated drained triaxial testing of piedmont residual soil*. Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock, ASTM STP 977, Philadelphia, pp. 311-320.
- LEE, S.L., LO K.W., LEUNG, C.F. (1985) - *Sampling and testing in residual soils in Singapore*. Sampling and testing of Residual Soil, Edited by E.W. Brand and H.B. Phillipson, Scorpion Press, pp. 153-157.
- LEE, S.G., DE FREITAS, M.H. (1989) - *A revision of the description and classification of weathered granite and its application to granite in Korea*. Quart. Jour. Engng Geol., 22, pp. 31-48.
- LEE, S., MIN, K. (2001) - *Statistical analysis of landslide susceptibility at Yongin, Korea*. Environmental Geology, 40, pp. 1095-1113.
- LEE, S., TALIB, J.A (2005) - *Probabilistic landslide susceptibility and factor effect analysis*. Environmental Geology, 47:7, 982-990.
- LEHMANN, D.R., GUPTA, S., STECKEL, J.H. (1998) - *Marketing Research*. Addison-Wesley, Massachusetts.
- LEONE, F., ASTÉ, J.P., LEROI, E. (1996) - *Vulnerability assessment of elements exposed to mass-movement: Working toward a better risk perception*. In: K. Senneset (Editor), Landslides - Glissements de Terrain. Balkema, Rotterdam, pp. 263-270.
- LEROI, E. (1996) - *Landslide hazard - risk maps at different scales objectives, tools and developments*. Proc. Int. Symp. On Landslides, Trondheim, pp. 35-52.
- LEROI, E. (1997) - *Landslide risk mapping: Problems, limitations and developments*. In: D.M. Cruden and R. Fell (Editors), Landslide risk assessment - Proceedings of the Workshop on Landslide Risk Assessment, Honolulu, Hawaii, USA, 19-21 February 1997. Balkema, Rotterdam, pp. 239-249.
- LEROUEIL, S., VAUGHAN, P.R. (1990) - *The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks*. Geotechnique, 40, n. 3, pp. 467-488.
- LEROUEIL, S., VAUNAT, J., PICARELLI, L., LOCAT, J., LEE, H.J., FAURE, R. (1996) - *Geotechnical characterization of slope movements*. Proc. 7th Int. Symp. on Landslides, Trondheim, v.1, pp. 53-74.
- LEROUEIL, S., LOCAT, J. (1998) - *Slope movements – Geotechnical characterisation, risk assessment and mitigation*, Geotechnical Hazards, Balkema, Rotterdam. pp. 95-106.

- LITTLE, A. (1969) - *The engineering classification of residual tropical soils*. Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., 1, pp. 1-10.
- LLORET, A., ALONSO, E.E. (1980) - *Consolidation of unsaturated soils including swelling and collapse behaviour*. Géotechnique. vol. XXX, pp. 449-477.
- LLORET, A., ALONSO, E.E. (1985) - *State surfaces for partially saturated soils*. Proc. of 11th ICSMFE, S. Francisco, vol. II. pp. 557-562.
- LLORET, A., ALONSO, E.E. (1980) - *Consolidation of unsaturated soils including swelling and collapse behaviour*. Géotechnique. vol. XXX, pp. 449-477.
- LUMB, P. (1962) - *The properties of decomposed granite*. Geotechnique, vol. XII, pp. 226-243.
- LUMB, P. (1964) - *Multi-stage triaxial tests on undisturbed soil*. Civil Eng. and Pub. Works Review, vol. XCV, pp. 591-595.
- LUMB, P. (1975) - *Slope failures in Hong Kong*. Quarterly Journal of Eng. Geol., vol. VIII. pp. 31-65.
- MALAMUD, B.D., TURCOTTE, D.L., GUZZETTI, F., REICHENBACH, P. (2004a) - *Landslide inventories and their statistical properties*. Earth Surface Processes and Landforms, 29:6, pp. 687-711.
- MAQUAIRE, O., THIERY, Y., MALET, J.P., WEBER, C., PUISANT, A., WANIA, A. (2004) - *Current practices and assessment tools of landsides vulnerability in mountains basins - identification of exposed elements with a semi-automatic procedure*. In: Proc. of the IX International Symposium on Landslides, Lacerda, Ehrlich, Fontoura & Sayào (eds), I, AA Balkema Publishers, pp. 171-176.
- MASTRODICASA, S. (1998) - *Dissesti statici delle strutture edilizie*. Hoepli Publisher.
- MCCOMBIE, P.F., COOK, D.A. (2000) - *Deformation of masonry in shallow landslips in the Bath area - the use of reinforcement in maintenance and repair*. In E. Bronnhead, N. Dixon, M.L. Ibsen (eds), Landslides in Research, Theory and Practice, proceed. 8th Int. Symp. on Landslides, 26-30 June, Cardiff, 2, 1041-1046. Thomas Telford, London.
- MITCHELL, J.M., SITAR, N. (1982) - *Engineering properties of tropical residual soils*. Proc. ASCE Special Conference Engineering and Construction in Tropical and Residuals Soils, Honolulu, pp. 30-57.

- MOREL – SEYTOUX, H.J. (1973) - Two-phase flow in porous media. in *Adv. in Hydrosience*, 9, pp. 119-202.
- MOREL – SEYTOUX, H.J., BILLICA, J.A. (1985) - *A two-phase numerical Model for prediction of infiltration: case of impervious bottom*. *Water Resour. Res.*, XXI, 9, pp. 1389-1396.
- MORSY, M.M., CHAN, D.H., MORGENSTERN, N.R. (1995) - *An effective stress model for creep of clay*. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 32: pp. 819 – 834.
- MOSER, M., HOHENSIN, F. (1983) – *Geotechnical aspects of soil slips in alpine regions*. *Engineering Geology*, p. 19.
- NEMCOK, A., PASEK, J., RYBÁR, J. (1972) - *Classification of landslides and other mass movements*. *Rock Mechanics*, 4, pp. 71-78.
- PAGLIARO, S. (2001) - *Inquadramento Geologico dell'area*. In: *L'ambiente Geologico della Campania*, CVEN, pp. 39-56.
- PHILLIPSON, H.B., BRAND, E.W. (1985) - *Sampling and testing of residual soils in Hong Kong*. *Sampling and Testing of Residual Soil*, Edited by E.W. Brand and H.B. Phillipson, Scorpion Press, pp. 75-82.
- PICARELLI, L. (2000) - *Mechanisms and rates of slope movements in fine grained soils*. *Int. Conf. on Geotechnical and Geological Engineering GEOENG2000*, Melbourne, pp. 1618-1670.
- PICARELLI, L., SIMONELLI, AL. (2001) - *Monitoring of a slow movement in colluvial soils*. In M. Durand, D. Fabre (eds) *proceed. 4<sup>ème</sup> Entretiens du Centre Jacques Cartier, Colloque 4: Géotechnique et Environnement*, 5-7 December, Grenoble.
- PICARELLI, L., RUSSO, C. (2004) - *Remarks on the mechanics of slow active landslides and the interaction with man-made works*. In Lacerda, W. (ed), *Proc. 9<sup>th</sup> International Symposium on Landslides*, Rio de Janeiro, Balkema, v. 2, pp. 1141-1176.
- PICARELLI, L., URCIUOLI, G., RUSSO, C. (2004) - *The role of groundwater regime on behaviour of clayey slopes*. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 41: pp. 467-484.
- PISCIOTTA, G. (2008) – *Physical vulnerability of elements at risk in landslide prone areas*. Tesi di dottorato. Università di Salerno.
- PITILAKIS, K., ALEXOUDI, M., ARGYROUDIS, S., MONGE, O. and MARTIN, C. (2006) – *Vulnerability and risk assessment of lifelines*. In C. Oliveira, A. Roca and X. Goula. (editors), 2006, *Assessing and Managing Earthquake Risk: Geo-scientific and Engineering Knowledge for Earthquake Risk Mitigation: developments, tools, techniques*, Ed., Springer Netherlands, 185-211.

- PLAXIS 2D - Version 8 (2005) - Edited by R.B.J. Brinkgreve Delft University of technology & Plaxis b.v., the Netherlands.
- POLSHIN, D.E., TOKAR, R.A. (1957) - *Maximum allowable Nonuniform settlement of structures*. In Proceed. 4<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.1, London, pp. 402-406.
- POTTS, D.M., DOUNIAS, G. T, VAUGHAN, P. R. (1990) - *Finite element analysis of progressive failure of Carsington embankment*. Géotechnique 40, No.1, pp. 79 -101.
- POTTS, D.M. (2003) - *Numerical analysis: a virtual dream or practical reality?*. Géotechnique 53(6), pp. 535-573.
- PRINA, E., BONNARD, Ch., VULLIET, L. (2004) - *Vulnerability and risk assessment of a mountain road crossing landslides*. Rivista Italiana di Geotecnica, pp. 67-79.
- PROGETTO IFFI (2007) - *Rapporto sulle frane in Italia. Metodologia, risultati e rapporti*. APAT (Agenzia per la protezione dell'ambiente e per i servizi tecnici).
- RAHARDJO, H., LI, X. W., TOLL, D.G., LEONG, E.C. (2001) - *The effect of antecedent rainfall on slope stability*. Geotechnical and Geological Engineering 19: pp. 371-399.
- REMONDO, J., GONZALEZ-DIEZ, A., DE TERAN, J.R.D., CENDRERO, A., FABBRI, A., CHUNG C.-J. F. (2003a) - *Validation of Landslide Susceptibility Maps; Examples and Applications from a Case Study in Northern Spain*. Natural Hazards, 30, pp. 437-449.
- REMONDO, J., GONZALEZ-DIEZ, A., DIAZ TERAN, J.R., CENDRERO, A. (2003b) - *Landslide Susceptibility Models Utilising Spatial Data Analysis Techniques. A Case Study from the Lower Deba Valley, Guipúzcoa (Spain)*. Natural Hazards, 30:3, pp. 267-279.
- REMONDO, J., BONACHEA, J., CENDRERO, A. (2005) - *A statistical approach to landslide risk modelling at basin scale: from landslide susceptibility to quantitative risk assessment*. Landslide, 2, pp. 321-328.
- RICHARDS, B.G. (1985) - *Geotechnical aspects of residual soils in Australia. Sampling and Testing of Residual Soil*, Edited by E.W. Brand and H.B. Phillipson, Scorpion Press, pp. 23-30.
- RIGHI, P.V., MARCHI, G., DONDI, G. (1986) - *Stabilizzazione mediante pozzi drenanti di un movimento franoso nella città di Perugia*. In Associazione

- Geotecnica Italiana (ed), 16<sup>th</sup> Nat. Geotechnical Conf., 1416 Maggio, Bologna, 2, pp. 167-178.
- ROBERDS, W. (2005) - *Estimating temporal and spatial variability and vulnerability. State-of-the art Lecture (SOA5)*. In: Proceedings of the International Conference on Landslide Risk Management 18<sup>th</sup> Annual Vancouver Geotechnical Society Symposium, Hungr, Fell, Couture & Eberhardt (eds.). A.A. Balkema Publishers, pp. 129-157.
- RULON, J.J., FREEZE, R.A. (1985) - *Multiple seepage faces on layered slopes and their implications for slope-stability analysis*. Can. Geotech. Journ., 22, pp. 347-356.
- RUSSO, C., URCIUOLI, G. (gennaio - marzo 1999) - *Influenza delle variazioni di pressioni neutre sugli spostamenti di frane lente*. Rivista Italiana di Geotecnica, p. 47.
- SAMTANI, N.C., DESAI, C., VULLIET, L. (1996) - *An interface model to describe viscoplastic behaviour*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics vol. 20, pp. 231-252.
- SANDRONI, S.S. (1985) - *Sampling and testing of residual soils in Brazil*. Sampling and Testing of Residual Soil, Edited by. E.W. Brand and H.B. Phillipson, Scorpion Press, pp. 31-50.
- SASSA, K. (1988) - *Special lecture: Geotechnical model for the motion of landslides*. Proc. V Int. Symp. on Landslides, Lausanne, vol. 1, pp. 37-55.
- SASSA, K., FUKUOKA, H., SHUZUI, H., HOSHINO, M. (2002) - *Landslide risk evaluation in the Machu Picchu world heritage*. In K. Sassa (ed), Landslide Risk Mitigation and Protection of Cultural and Natural Heritage, pro ceed. int. symp., 21-25 January, Kyoto, pp. 469-488.
- SEGRÈ, C. (1920) - *Criteri geognostici per il consolidamento della falda franosa del Montagnolo, litorale Ancona-Falconara*. Boll. Soc. Geo. It., 38, pp. 99-131.
- SKEMPTON, A.W. (1953) - *The colloidal activity of clays*. Proc, 3rd Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng, 1, 7-61, Zurich.
- SKEMPTON, A.W., MacDONALD, D.H. (1956) - *The allowable settlement of buildings*. Proceed. Institution of Civil Engineers, Part III, Vol.5, pp.727-768.
- SKEMPTON, A.W. (1970) - *First-Time Slides in Over-Consolidated Clays*. Geotechnique, vol. 20, N.3, pp. 320-324.
- SOETERS, R., VAN WESTEN, C.J. (1996) - *Slope instability recognition, analysis and zonation*. In A.K. Tumer and R.L. Schuster (eds.). Landslides Investigation and Mitigation. TRB Special Report 247, National Academy Press, Washington D.C., pp. 129-177.

- TERZAGHI K., PECK R.B. (1948) - *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 1<sup>st</sup> Ed., John Wiley & Sons, New York.
- TOBIN, G.A., MONTZ, B.E. (1997) - *Natural Hazard: Explanation and Integration*. New York: Guilford.
- TRONCONE, A. (2005) - *Numerical analysis of a landslide in soils with strain-softening behaviour*. *Geotechnique* 55, No. 8, pp. 585-596.
- UNDRO (1991) - *Mitigating Natural Disasters. Phenomena, Effects and Options*. United Nations, New York, p.164.
- UZIELLI, M., NADIM, F., LACASSE, S., KAYNIA, A. in press (2008) - *A conceptual framework for quantitative estimation of physical vulnerability to landslides*. *Engineering Geology*.
- KAYNIA, A.M., KÖHLE, P., NEUHÄUSER, B., RATZINGER, K., WENZEL, H., MEDINA-CETINA, Z. (2008) - *Probabilistic assessment of vulnerability to landslide: Application to the village of Lichtenstein, Baden-Württemberg, Germany*. *Engineering Geology*, pp. 33-48.
- VANDINE, D.F., MOORE, G., WISE, M., VANBUSKIRK, C., GERATH, R. (2004) *Technical terms and methods*. In Wise M., Moore G., Vandine, D. (eds). *Landslide risk case studies in forest development planning and operations*. B.C., Ministry of Forests, Forest Science Program, abstract of land management handbook 56, pp. 13-26.
- VAN WESTEN, C.J., VAN DUREN, I., KRUSE, H.M.G., TERLIEN, M.T.J. (1993) - *GLISSIZ: training package for geographic information systems in slope instability zonation*. ITC Publication number 15, 2 volumes, ITC, Enschede, The Netherlands.
- VAN WESTEN, C.J., RENGERS, N., TERLIEN, M.T.J., SOETERS, R. (1997) *Prediction of the occurrence of slope instability phenomenon through GIS-based hazard zonation*. *Geologische Rundschau*, 86: pp. 404-414.
- VAN WESTEN, C.J., RENGERS, N., SOETERS, R. (2003) - *Use of geomorphological information in indirect landslide susceptibility assessment*, *Natural Hazards*, 30: pp. 399-419.
- VAN WESTEN, C.J. (2004) - *Geo-Information tools for landslide risk assessment: an overview of recent developments*. *Proceedings of the IX International Symposium on Landslides*, Lacerda, Ehrlich, Fontoura & Sayão (eds.), 1, A.A. Balkema Publishers, pp. 39-56.

- VAN WESTEN, C.J., VAN ASCH, T.W.J., SOETERS, R. (2006) – *Landslide hazard and risk zonation-why is it still so difficult?* Bull Eng Geol Env (2006) 65, 167-184 D0110.1007/s10064-005-0023-0.
- VARGAS, M. (1953) - *Some engineering properties of residual clay soils occurring in southern Brazil*. Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mechanics, Zurich, vol. I, pp. 66-71.
- VARGAS, M. (1974) - *Engineering properties of residual soils from south – central of Brasil*. Proc. 2nd Int. Congr. Int. Ass. Engng. Geol., I, (4), 5, 1-26, 1974.
- VARGAS, M. (1988) - *Characterization, identification and classification of tropical soils*. Proc. of the 2nd Int. Conf. on Geomechanics in Tropical Soils, Singapore, 12-14 December, vol. I, pp. 71-75.
- VARNES, D.J. (1978) - *Slope movements: types and processes*. In: Schuster, R.L. and Krizek, R.J. (eds.) *Landslide analysis and control*, National Academy of Sciences, Transportation Research Board Special Report 176, Washington, pp. 11-33.
- VARNES, D.J. (1984) - *Landslide hazard zonation: A review of principles and practice*. The International Association of Engineering Geology Commission on Landslides and Other Mass Movements 1984. Natural Hazards, 3-63. Paris, France. UNESCO.
- VAUCLIN, M., KHANIJ, D., VACHAUD, G. (1979) - *Experimental and numerical study of a transient two-dimensional unsaturated-saturated water table recharge problem*. Water Res. Research, vol.XV, pp. 1089- 1101.
- VAUCLIN, M. (1984) - *Infiltration in unsaturated soils. Fundamentals of Transport Phenomena in Porous Media*. Martinus Nijhoff Publ., pp. 259-313.
- VAUGHAN, P.R. (1988) - *Characterising the mechanical properties of in-situ residual soil*. Proc. of the 2nd Int. Conf. on Geomechanics in Tropical Soils, Singapore, 12-14 December, vol. II, pp. 469-487.
- VLCKO, J. (2002) - *Monitoring - an effective tool in safeguarding the historic structures*. In K. Sassa (ed), *Landslide Risk Mitigation and Protection of Cultural and Natural Heritage*, proceed. int. symp., 21-25 January, Kyoto, pp. 267-278.
- VULLIET, L., HUTTER, K. (1988) - *Continuum model for natural slopes in slow movement*. Geotechnique 38, No. 2, pp.199-217.
- VULLIET, L., HUTTER, K., (1988) - *Viscous-type sliding laws for landslides*. Can. Geotechnical. J. 25, pp. 467-477.
- VULLIET, L., (gennaio – marzo 1999) - *Modelling creeping slopes*. Rivista italiana di geotecnica, p. 71.

- WHITMAN, R.V. (1984) - *Evaluating calculated risk in geotechnical engineering*. J. Geotechnical Engineering, ASCE 110(2), pp. 145-188.
- WONG, H.N., Ho, K.K.S., CHAN, Y.C. (1997) - *Assessment of consequence of landslides*. Proceedings of the International Workshop on Landslide Risk Assessment, Honolulu, Hawaii (USA), A.A. Balkema Publishers, pp. 111-147.
- WONG, H.N. (2005) - *Landslide risk assessment for individual facilities. State of the Art Report (SOA8)*. Proceedings of the International Conference on "Landslide Risk Management", Vancouver (Canada). O. Hungr, R. Fell, R. Couture and E. Eberthardt (eds.). Taylor and Francis, London, pp. 237-296.
- WOLLE, C.M., GIUDICINI, G., ARAUJO, J., PEDROSA, J.A. (1978) - A slide mechanism in the region of Serra do Mar. Proc. of the 3<sup>rd</sup> Int. Conf. Southeastern Brazil.
- WONG, H.Y. (1982) - *An evaluation of various methods of triaxial testing and analysis for residual soils in Hong Kong*. Proc. 7<sup>th</sup> S.E. Asian Geotechnical Conference, Hong Kong, vol. I, pp. 901-913.
- WP/WLI - International Geotechnical societies' UNESCO Working Party on World Landslide Inventory (1990) - *A suggested method for reporting a landslide*. International Association Engineering Geology Bulletin, 41: pp. 5-12.
- WU, T.H., Tang, W.H., EINSTEIN, H.H. (1996) - *Landslide hazard and risk assessment; in landslides investigations and mitigation*. Transportation Research Board Special report 247, national Research Council Washington DC.
- ZEZERE, J.L. (2002) - *Landslide susceptibility assessment considering landslide typology*. A case study in the area north of Lisbon (Portugal). Natural Hazards and Earth System Sciences, 2, pp. 73-82.
- ZHENG, H., LIU, D.F., LI, C.G., (2005) - *Slope stability analysis based on elasto-plastic finite element method*. Int. J. Numer. Meth. Eng. 64: pp. 1871-1888.