



# Metodologie per la valutazione puntuale del rischio idrogeologico in aree fortemente antropizzate e strumenti per le strategie di sviluppo regionale



Unione europea  
Fondo sociale europeo



UniorPress





**METODOLOGIE PER LA VALUTAZIONE  
PUNTUALE DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO  
IN AREE FORTEMENTE ANTROPIZZATE E  
STRUMENTI PER LE STRATEGIE DI SVILUPPO  
REGIONALE**

**APPLICAZIONE AL CASO STUDIO DEL  
“CORRIDOIO INFRASTRUTTURALE STRATEGICO” (CIS)  
DI LIVELLO REGIONALE: TRATTO AUTOSTRADALE  
SALERNO-CAVA DE’ TIRRENI – A3 NAPOLI – SALERNO  
E DELLE ALTRE INFRASTRUTTURE VIARIE A VALLE  
DELLO STESSO**



UniorPress  
Napoli 2021

## **UniorPress**

Via Nuova Marina 59, 80133 Napoli



This work is licensed under a Creative Commons  
Attribution 4.0 International License

Questo volume è disponibile in accesso aperto al sito:  
<http://www.fedoabooks.unina.it/index.php/fedoapress>

ISBN 978-88-6719-251-9

## Indice

<b>Prefazione</b> .....	15
<b>Premesse istituzionali</b> .....	17
<b>Introduzione</b> .....	19
<b>Metodologie di integrazione e ottimizzazione delle basi topografiche</b>	
1. Introduzione .....	25
2. Trasformazione e omogeneizzazione dei Sistemi di Riferimento .....	26
3. Integrazione del DBT con il LiDAR .....	28
4. Generazione del Modello Digitale del Terreno (DTM) .....	30
5. Ottimizzazione di generazione delle curve di livello .....	32
6. Predisposizione delle Basi Topografiche 3D .....	34
7. Conclusioni .....	34
Riferimenti bibliografici .....	35
<b>Metodologie per i rilievi della rete di infrastrutture con tecniche di telerilevamento attivo e passivo</b>	
1. DEM su area vasta da immagini satellitari ad altissima risoluzione (HRSI) .....	37
2. Area di Approfondimento del Vallone e del Viadotto Olivieri .....	41
3. Modello BIM del Vallone e del Viadotto Olivieri .....	43
4. Area di Approfondimento del Monte San Liberatore .....	45
5. Conclusioni .....	47
Riferimenti bibliografici .....	48
<b>Metodologie geologiche</b>	
1. Introduzione .....	49
2. Inquadramento geologico .....	51

3. Rilevamento geologico .....	51
<i>Substrato mesozoico</i> .....	52
<i>Depositi di copertura</i> .....	56
4. Assetto tettonico .....	56
Riferimenti bibliografici e sitografici .....	58

### **Metodologie idrogeologiche**

1. Introduzione .....	59
2. Conoscenze idrogeologiche pregresse .....	59
3. Dati e metodi .....	60
4. Complessi idrogeologici .....	61
5. Modello idrogeologico concettuale .....	63
6. Interferenze tra circolazione idrica e opere in sottterraneo .....	64

### **Metodologie di cartografia geomorfologica**

1. Introduzione .....	67
2. Il Sistema Informativo Geomorfologico dell'Università di Salerno (GmIS_UNISA 2009- 2012) .....	69
3. Aggiornamento della Legenda Geomorfologica Nazionale (2014-2018) e nuove Linee Guida (ISPRA, 2018) .....	72
4. Limiti delle cartografie tradizionali .....	73
5. Metodologie di Cartografia " <i>object-oriented</i> " .....	76
6. Metodologie geomorfometriche e geomorfiche .....	78
7. Oggettivazione geomorfometrica su forme campioni .....	82
Riferimenti bibliografici e sitografici .....	85
8. Classificazione " <i>object-oriented</i> " delle frane .....	88

### **Metodologie geo-applicative per la valutazione della suscettibilità da frana (crolli)**

1. Suscettibilità da frane in roccia in area vasta .....	91
<i>Caratterizzazione degli ammassi rocciosi</i> .....	91
<i>Analisi della suscettibilità</i> .....	92

2. Suscettibilità da frana in roccia nel sito campione di M. San Liberatore .....	94
<i>Caratterizzazione dell'ammasso roccioso</i> .....	95
<i>Analisi con Rotomap GIS</i> .....	96
<i>Analisi con Rockyfor3D</i> .....	98
Riferimenti bibliografici e sitografici .....	100

### **Metodologie geo-applicative per la definizione della suscettibilità da frana nelle coltri piroclastiche campane**

1. Fattori geologici predisponenti la franosità delle coltri piroclastiche .....	103
2. Criteri per la definizione puntuale della suscettibilità all'innesco, transito e deposito .....	106
3. I modelli dinamici per la modellazione della propagazione delle frane per flusso .....	108
4. Criteri per la modellazione dinamica delle frane da flusso .....	111
5. Applicazione nel bacino del Vallone Olivieri .....	112
6. Conclusioni .....	114
Riferimenti bibliografici .....	116

### **Verifiche di stabilità dei pendii con coltri di terreno piroclastico**

1. Introduzione .....	121
2. Caratterizzazione geotecnica della coltre di terreno piroclastico .....	121
3. Analisi di stabilità della coltre di terreno piroclastico .....	125
4. Pericolosità all'innesco di frane pluvio-indotte .....	126
Riferimenti bibliografici .....	131

### **Metodologie idrologiche e idrauliche per studi di dettaglio**

1. Introduzione .....	133
2. Caratterizzazione idrologica e idraulica dei bacini .....	136
3. Modellazione idrologica pluriennale .....	139

4. Modellazione idrologica della risposta durante eventi di precipitazione estremi .....	142
<i>Idrogrammi di piena</i> .....	142
<i>Idrogrammi delle portate solide</i> .....	147
5. Modellazione idraulica .....	148
<i>Considerazioni preliminari</i> .....	148
<i>Dimensionalità del modello di calcolo</i> .....	149
<i>Valutazione della scabrezza</i> .....	150
<i>Rappresentazione dei risultati dei calcoli</i> .....	151
<i>Modellazione della propagazione di colate di fango</i> .....	151
6. Conclusioni .....	154
Riferimenti bibliografici .....	154

### **Metodologie di studio della composizione floristica e vegetazionale**

1. Studi floristici .....	157
2. Valutazione della capacità di copertura del suolo e del possibile sviluppo radicale delle specie vegetali locali .....	163
Riferimenti bibliografici e sitografici .....	168

### **Le linee guida per la zonazione della suscettibilità, pericolosità e rischio da frana ai fini della pianificazione territoriale**

1. Introduzione .....	171
2. Definizioni .....	172
3. Processo di gestione del rischio da frana .....	173
4. Descrizione della zonazione della suscettibilità, della pericolosità e del rischio da frana per la pianificazione territoriale .....	175
5. Scelta del tipo e del livello di zonazione .....	175
6. Scale di zonazione e descrittori per la zonazione della suscettibilità, della pericolosità e del rischio da frana .....	178
7. Metodi per la zonazione finalizzata alla pianificazione territoriale ....	182



8. Affidabilità della zonazione ai fini di pianificazione territoriale .....	191
Riferimenti bibliografici .....	192

**Valutazione della forza di impatto su gallerie paramassi:  
il modello EFIM**

1. Introduzione .....	193
2. Breve riesame e valutazione dei modelli esistenti .....	195
<i>Premessa</i> .....	195
<i>Metodo giapponese (JRA)</i> .....	196
<i>Le linee guide svizzere ASTRA (2008)</i> .....	198
<i>Formula di Labiouse et al.</i> .....	199
<i>Metodo di Siming et al. (2008) calibrazione Wang et al. (2020)</i> .....	200
<i>Metodo di Calvetti e Di Prisco</i> .....	203
3. Motivazioni per un nuovo modello di impatto .....	204
4. Il modello EFIM .....	205
<i>Approccio energetico</i> .....	205
<i>Il modello di fondazione equivalente (EFIM)</i> .....	207
<i>Influenza della geometria del blocco di roccia</i> .....	210
5. Confronto con le prove sperimentali disponibili .....	210
6. Sintesi dei risultati e discussione .....	211
Riferimenti bibliografici e sitografici .....	213

**Metodologie per la valutazione della risposta dinamica  
di gallerie paramassi: il caso studio della galleria  
San Liberatore sulla A3**

1. Introduzione .....	217
2. Metodologia per la valutazione delle azioni dovute all'impatto .....	218
3. Caso studio .....	222
<i>Modello agli elementi finiti</i> .....	224
<i>Verifiche allo Stato Limite Ultimo</i> .....	226
4. Considerazioni conclusive .....	230
Riferimenti bibliografici e sitografici .....	231

## **Metodologia per la valutazione della vulnerabilità delle opere d'arte autostradali: caso studio viadotto Olivieri**

1. Aspetti metodologici .....	233
2. Descrizione del sito .....	236
3. Aspetti geologici e geomorfologici .....	236
4. Classificazione del viadotto .....	238
5. Descrizione dello stato di fatto .....	239
6. Analisi del progetto originario .....	242
7. Caratterizzazione meccanica dei materiali .....	243
8. Modello meccanico .....	244
<i>Modello piano 2D</i> .....	245
<i>Modello tridimensionale 3D</i> .....	248
9. Descrizione dei risultati principali .....	250
10. Curve di fragilità per cedimenti imposti .....	253

## **Metodologie per l'analisi e la stima di impatti sul sistema di trasporto in scenari di rischio da frana**

1. Introduzione .....	257
2. Delimitazione dell'area di studio e zonizzazione .....	258
3. Identificazione delle infrastrutture rilevanti .....	261
4. Definizione del grafo di rete e sua caratterizzazione .....	261
5. Stima della matrice di domanda .....	263
6. Confronto di scenari (approccio descrittivo) .....	264
7. Considerazioni conclusive .....	266
Riferimenti bibliografici e sitografici .....	266

## **Gli effetti del dissesto idrogeologico sul sistema infrastrutturale e sull'economia del territorio: questioni estimative**

1. Valori patrimoniali e danno all'infrastruttura di mobilità per dissesto idrogeologico .....	267
--	-----

2. Stima degli effetti dell'accessibilità sui prezzi degli immobili urbani .....	269
3. Sulla stima del costo delle opere necessarie per il ripristino dello status quo ante .....	274
4. Conclusioni .....	278
Riferimenti bibliografici .....	279

### **Metodologie semplificate per l'analisi del rischio di infrastrutture in area vasta**

1. Premessa .....	283
2. Analisi del rischio per le infrastrutture .....	284
<i>Introduzione</i> .....	284
<i>Definizione del Rischio</i> .....	285
<i>Rischio per le Infrastrutture</i> .....	287
3. Linea Guida – DM 586/2020 .....	287
<i>Approccio multilivello delle Linee Guida</i> .....	288
4. Analisi del rischio .....	293
<i>Indicatori di Pericolosità Sismica</i> .....	293
<i>Indicatori di Pericolosità Frane</i> .....	293
<i>Indicatori di Esposizione</i> .....	294
<i>Matrice di Rischio</i> .....	296
5. Bibliografia .....	296

### **Metodologie per la gestione giuridica del rischio idrogeologico e profili generali di responsabilità**

1. Il diritto internazionale ambientale .....	299
2. Disposizioni comunitarie: la gestione delle risorse idriche e la prevenzione del danno .....	299
<i>La gestione qualitativa e quantitativa delle risorse: il monitoraggio nella Direttiva quadro sulle acque 1000/60/CE</i> .....	299
<i>La gestione del rischio di alluvione nella Direttiva 2007/60/CE</i> .....	300
3. Aggiornamento normativo nazionale e regionale .....	301
<i>Il testo unico ambientale: il decreto legislativo n° 152/2006</i> .....	301
<i>La gestione del rischio idrogeologico e le infrastrutture</i> .....	302

4. Il sistema nazionale di protezione civile .....	305
<i>Soggetti e competenze</i> .....	306
<i>Le diverse tipologie di attività di prevenzione</i> .....	306
5. Normativa regionale della Campania: la difesa del suolo .....	306
<i>Gli Strumenti</i> .....	307
<i>I livelli di pianificazione</i> .....	308
6. Il Regime delle Responsabilità .....	309
<i>La responsabilità penale</i> .....	309
<i>I soggetti e le attribuzioni nella gestione del dissesto</i> .....	310
<i>Responsabilità civile e la responsabilità da cose in custodia</i> .....	310
<i>La responsabilità amministrativa</i> .....	312
Bibliografia .....	313

## **Metodologie per la gestione giuridica della responsabilità da dissesto idrogeologico**

1. Profili generali: la gestione del rischio idrogeologico e le infrastrutture .....	315
<i>Il legame tra infrastrutture e dissesto idrogeologico</i> .....	315
<i>La disciplina generale di prevenzione del rischio idrogeologico:     l'individuazione e la perimetrazione delle aree a rischio</i> .....	316
<i>La necessità di una visione strategica integrata     delle infrastrutture e dissesto idrogeologico</i> .....	316
<i>Una prima sinergia tra la geologia e le opere da progettare: la geotecnica</i> .....	317
<i>La programmazione strategica nazionale: la Cabina di regia     e il Piano nazionale per la mitigazione dei rischi idrogeologici</i> .....	317
2. Le linee guide per la “classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti” ...	318
<i>Le fasi della procedura per la gestione della sicurezza dei ponti</i> .....	318
<i>Classificazione e gestione del rischio e valutazione del rischio frane</i> .....	319
<i>La valutazione della sicurezza</i> .....	319
<i>Sistema di sorveglianza e monitoraggio</i> .....	319
3. La pericolosità e il rischio geologico: due termini confusi, ma con diversi livelli di responsabilità .....	320
<i>I concetti di pericolosità e di rischio</i> .....	320
4. Attori e responsabilità' per infrastrutture .....	321

<i>L’Agenzia nazionale per la sicurezza delle ferrovie e delle infrastrutture .....</i>	321
<i>I soggetti responsabili delle infrastrutture secondo la normativa vigente .....</i>	322
<i>La responsabilità “integrata” per frane rispetto ai ponti e opere d’arte stradali: l’art. 31 c.d.s. ....</i>	324
<i>Bibliografia .....</i>	325



## Prefazione

*On. Vincenzo De Luca*

Presidente della Regione Campania

Il tema della fragilità territoriale legata al rischio idrogeologico rappresenta per la Giunta regionale una priorità, il rafforzamento della capacità di governance in termini di implementazione di modelli valutativi e transdisciplinari rappresenta un percorso necessario per garantire una pianificazione più attenta e avveduta.

Il progetto, **“CUR\_CIS2020 Metodologie per la valutazione puntuale del rischio idrogeologico in aree fortemente antropizzate e strumenti per le strategie di sviluppo regionale”**, finanziato dalla Giunta Regionale, realizzato attraverso la stretta collaborazione e interazione tra le Università coinvolte e le Direzioni Generali interessate (Difesa Suolo, Lavori Pubblici e Mobilità) ha garantito creazione di un modello di valutazione, gestione e monitoraggio di aree particolarmente critiche in termini di rischio da frana e da alluvioni caratterizzate dalla compresenza di infrastrutture di trasporto multiple concentrate in un ambito urbano fortemente antropizzate e ad alta valenza socio-economica.

Il lavoro svolto ha consentito, in particolare, di disporre di uno strumento operativo, un modello di valutazione complessivo del rischio idrogeologico, che ha trovato applicazione concreta nel Corridoio infrastrutturale Strategico tra Salerno e Cava de' Tirreni.

I risultati conseguiti, nonostante le difficoltà realizzative nella fase di disseminazione e formazione a causa delle restrizioni legate alla emergenza sanitaria, hanno comunque consentito di raggiungere gli obiettivi di partenza, realizzando un modello che, testato nel CIS\_2020 dimostratore di Salerno, ha le caratteristiche di innovazione tecnico-scientifica, applicabilità concreta, supporto all'incremento della capacità di *governance* dei sistemi decisionali in materia di rischio infrastrutturale e implementazione trans-disciplinare con i soggetti gestori delle reti infrastrutturali strategiche.

Lo studio, mi piace evidenziare, oltre le evidenti valenze scientifiche ha messo in luce, una grande capacità di dialogo istituzionale, con il coinvolgimento, per il tramite del Comitato Universitario Regione, di ben sette Università Campane, segno ineludibile di una grande maturità del sistema e di importanti doti personali di quanti hanno contribuito alla realizzazione.

Un grazie, quindi, a tutti coloro che a vario titolo hanno collaborato all'implementazione dello studio, dimostrando, con il loro lavoro, le grandi capacità professionali di cui la nostra regione è ricca.





## Premesse istituzionali

Prof. Vincenzo Loia

Presidente del Comitato Universitario Regionale

Con Delibera di Giunta n. 219 del 18/05/2016, la Regione Campania ha approvato uno schema di Protocollo d'Intesa con le sette Università Campane per la definizione di progetti di collaborazione volti a promuovere ricerche, strumenti e metodologie che favoriscano il miglioramento della qualità e dell'efficienza delle Amministrazioni pubbliche. Con successiva Delibera n. 513 del 27/09/2016, la Giunta ha approvato lo schema di Accordo Quadro di collaborazione tra la Regione Campania, il Comitato Universitario Regionale (CUR) e le sette Università campane, per disciplinare lo svolgimento in collaborazione di attività di interesse comune, poi sottoscritto in data 22 novembre 2016.

Con la Delibera n. 743 del 20/12/2016, la Giunta ha programmato risorse complessive pari a € 7.000.000,00, nell'ambito dell'Asse IV del POR FSE 2014/2020, a valere sull'obiettivo specifico 18 (RA) 11.3 "Miglioramento delle prestazioni della Pubblica Amministrazione" e sull'obiettivo specifico 21 (RA) 11.6 "Miglioramento della *governance* multilivello e della capacità amministrativa e tecnica delle pubbliche amministrazioni nei programmi d'intervento pubblico".

Successivamente, con il Decreto Dirigenziale n. 54 del 24/03/2017, sono state specificate le linee di intervento attivabili nell'ambito dell'obiettivo specifico 18 (RA) 11.3 "Miglioramento delle prestazioni della Pubblica Amministrazione") e dell'obiettivo specifico 21 (RA 11.6 "Miglioramento della *governance* multilivello e della capacità amministrativa e tecnica delle pubbliche amministrazioni nei programmi d'intervento pubblico"), per la realizzazione di studi e ricerche a supporto delle politiche strategiche regionali e locali, rinviando a singoli atti convenzionali di dettaglio la definizione delle attività da finanziare a valere sul POR FSE 2014/2020.

A seguito di pregresse attività di concertazione tra le Università campane, nella seduta del 29 luglio 2019, il CUR ha approvato il progetto: "*Metodologie per la valutazione puntuale del rischio idrogeologico in aree fortemente antropizzate e strumenti per le strategie di sviluppo regionale*". L'Autorità di Gestione del POR-FSE, ha convocato il Comitato di Coordinamento allo scopo di esaminare il sopra richiamato progetto, il quale, nella seduta del successivo 4 settembre, come da verbale agli atti, è stato ritenuto coerente con il programma e le finalità concordate nell'Accordo di Collaborazione sottoscritto dalla Regione

Campania con le Università campane. Nella medesima seduta, il Comitato ha approvato il piano finanziario del progetto pari ad € 400.000,00.

La presente Monografia sintetizza i risultati cui il progetto è pervenuto, perseguendo gli obiettivi generali a supporto delle competenti strutture della Regione Campania, attraverso la creazione di un modello di valutazione, gestione e monitoraggio di aree particolarmente critiche in termini di rischio da frana e da alluvioni caratterizzate dalla compresenza di infrastrutture di trasporto multiple concentrate in un ambito urbano ad alta valenza socio-economica.

Il progetto ha ampiamente rispettato gli impegni istituzionali di cui le Università campane erano state investite, ha dimostrato ulteriormente che il Sistema delle Università, governato dal CUR, riesce a lavorare in sinergia e motivazione rispetto ai compiti di notevole impatto socio-economico assegnati ed, infine, ha rispettato il ruolo di soggetto che supporta la Regione Campania e gli Enti Locali ad essi collegati ai fini dell'incremento di capacità di *governance* in materia di rischio idrogeologico.

## Introduzione

A cura di Stefano Aversa e Domenico Guida

Attraverso la collaborazione istituzionale tra la Regione Campania e le Università campane, anche in riferimento all'Accordo Quadro del 22/11/2016, la Regione si pone gli obiettivi generali di finanziare attività di ricerca e studi a supporto delle politiche strategiche regionali e locali, individuare progetti innovativi, fornire metodologie scientifiche e procedure operative per il miglioramento della qualità e della efficienza delle Amministrazioni Pubbliche campane.

In coerenza con tali obiettivi generali, il Responsabile della Programmazione Unitaria e Vice-Capo Gabinetto, dott.ssa Maria Grazia Falciatore, inviava al Presidente del CUR formale richiesta per l'attivazione del Tavolo *"Metodologie per la valutazione puntuale del rischio idrogeologico in aree fortemente antropizzate e strumenti per le strategie di sviluppo regionale"*. Con la medesima lettera si chiedeva di individuare uno o più Dipartimenti universitari con i quali attivare delle procedure di supporto tecnico-scientifico alle Direzioni Generali dei Lavori Pubblici, della Difesa del Suolo e dell'ACaMIR volte alla definizione di modelli di analisi per la *"definizione di una metodologia di approccio alle problematiche di rischio idrogeologico in ambiti di aree fortemente antropizzate e dei modelli di intervento conseguenti ai risultati di tali analisi"*.

In riferimento a tale richiesta, il CUR ha provveduto ad istituire uno specifico Tavolo regionale, indicando l'Università di Napoli Parthenope quale Capofila e il Prof. Ing. Stefano Aversa, del Dipartimento di Ingegneria di tale Ateneo, come coordinatore dei rappresentanti dei Dipartimenti universitari individuati.

A seguito delle successive riunioni operative del Tavolo, sono state definite le tematiche dei modelli di analisi, gli areali da sottoporre ad analisi territoriale, le attività da porre in essere, i ruoli e le competenze di ciascun Dipartimento, i risultati cui si intendeva pervenire e il cronoprogramma delle medesime attività, con particolare riferimento alla fase di interazione con le Direzioni Generali della Regione Campania, interessate dal tema. Si è anche deciso di fare riferimento al caso studio del "Corridoio Infrastrutturale Strategico" (CIS) di livello regionale (Tratto autostradale Salerno-Cava de' Tirreni - A3 Napoli - Salerno e delle altre infrastrutture viarie a valle della stessa), acronimo intervento: "CIS\_2020", come geograficamente individuato in **Figura 1**.

In considerazione del caso di studio scelto, il Prof. Aversa ha chiesto al Prof. Domenico Guida, del Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università

di Salerno e direttore del C.U.G.R.I. (Consorzio inter-Universitario, denominato Centro di Ricerca per la previsione e prevenzione dei Grandi Rischi), che aveva già condotto studi e ricerche in tale area, di affiancarlo nel coordinamento del progetto.

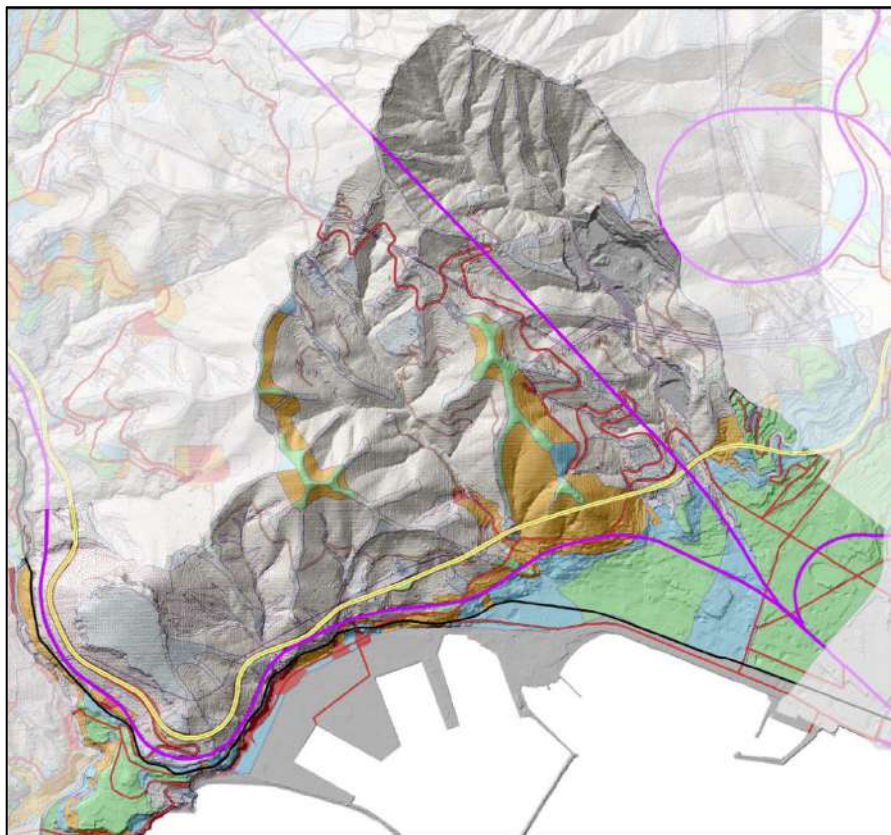
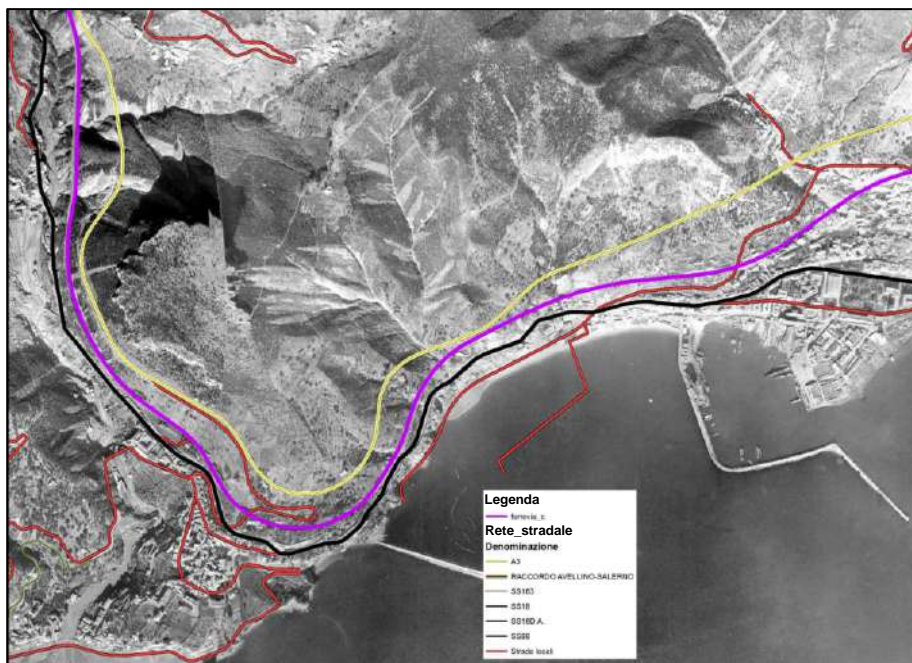


Figura 1 - Area di studio

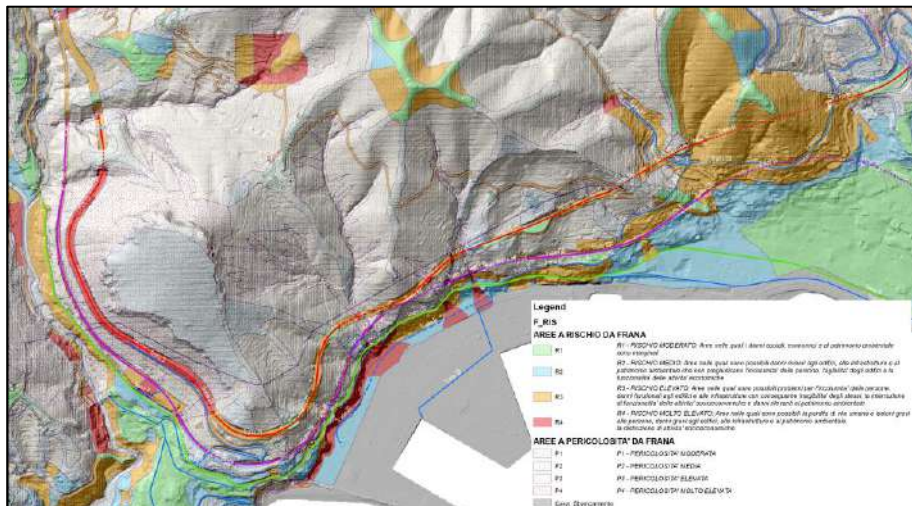
Sia le tematiche e sia l'areale di studio rivestono una importanza fondamentale negli interventi integrati di interesse comune nei settori di tutela dell'ambiente, difesa del territorio e mobilità sostenibile, in relazione al rischio idrogeologico da frana e da alluvioni. Più specificatamente, tali tematiche sono state ritenute improrogabili in contesti territoriali caratterizzati da pericolosità e rischio da frana e da alluvioni elevate o molto elevate che vanno ad incidere su un areale fortemente urbanizzato e caratterizzato da infrastrutture strategiche di interesse regionale e nazionale.

Il progetto, nel suo sviluppo, ha perseguito gli obiettivi generali di creazione di modelli di valutazione, gestione e monitoraggio di aree particolarmente critiche in termini di rischio da frana e da alluvioni caratterizzate dalla compresenza di infrastrutture di trasporto multiple concentrate in un ambito urbano ad alta valenza socio-economica.

Infatti, la fascia territoriale compresa tra Salerno e Cava dei Tirreni rappresenta uno dei più critici “Corridoi Infrastrutturali Strategici” (CIS) a livello regionale, nazionale e internazionale, rientrando in ambiti geomorfologici significativi ad altissimo rischio idrogeologico, come dimostrano gli eventi storici, anche fortemente luttuosi, occorsi in un contesto territoriale e temporale meno vulnerabile e strategico rispetto a quello attuale. La **Figura 2** mostra le situazioni di disastro territoriale generalizzato indotte dall’evento pluviometrico estremo del 24-25 ottobre 1954, rispetto alle principali infrastrutture di trasporto esistenti alla data di inizio progetto CIS2020.



**Figura 2** - Sistemazione informatica delle più importanti infrastrutture di trasporto riportate sulla base delle aerofoto post- evento ottobre 1954. Fonte: Banca Dati “Grandi Rischi” del C.U.G.RI., con ogni diritto di riserva, utilizzabile per gli scopi della ricerca CUR\_CIS2020.



**Figura 3** - Individuazione degli Ambiti Geomorfoloici Significativi e di Competenza delle infrastrutture di trasporto stradali e ferroviarie (Elaborazione informatica dalle cartografie ufficiali del PSAI Rischio Frane redatte dall'ex Autorità di Bacino Regionale Campania Sud. Fonte [distrettoappenninomeridionale.it/index.php/elaborati-di-piano-menu/ex-adb-destra-sele-menu/pai-rischio-frana-menu](http://distrettoappenninomeridionale.it/index.php/elaborati-di-piano-menu/ex-adb-destra-sele-menu/pai-rischio-frana-menu)).

La peculiarità di questo “Corridoio” è che, a differenza di altre zone a rischio elevato e molto elevato, sia da frana sia da alluvioni, esso comprende contemporaneamente e “a cascata” (**Figura 3**):

- il tratto Cava-Salerno dell’Autostrada NA-SA, in giallo;
- il tratto ferroviario Salerno-Cava, in viola;
- la Strada Statale ex 18 “Tirrena Inferiore”, in nero;
- le Strade Regionali per la Costiera Amalfitana, in rosso, oltre
- le Strade di Collegamento al Porto Commerciale di Salerno e altre strade di interesse locale.

La pianificazione di bacino vigente, essendo stata concepita a scala sovramunicipale e in un contesto normativo che ancora risentiva delle procedure post-emergenziali, si è basata su un modello di valutazione del rischio idrogeologico di area vasta di tipo statico, cioè attraverso la sovrapposizione ed intersezione informatica di livelli tematici ritenuti significativi, variamente indicizzati e pesati. Per tale motivo, essa perimetra tali aree, ne regola l’uso, individua i criteri di interventi per ciascuna area a rischio, ma non fornisce un

modello di valutazione complessivo e di gestione integrata che affronti scientificamente, istituzionalmente e operativamente la problematica in termini collettivi e coordinati di pianificazione, programmazione e progettazione delle azioni a livello puntuale. Essa, inoltre, non fornisce procedure di *governance* istituzionali, misure strutturali e non strutturali, né interventi di mitigazione del rischio idrogeologico a scala di sottobacino o di ambiti geomorfologici significativi multipli e interconnessi. Mancano, inoltre, modelli adeguati di trasferimento dei dati dalla pianificazione di bacino vigente a quelli di pianificazione urbanistica generale e attuativa, e, soprattutto, alla pianificazione di emergenza e di protezione civile. Gli obiettivi specifici del progetto, pertanto, sono consistiti in un aggiornamento conoscitivo, accompagnato da un approfondimento tecnico-scientifico oggettivo/quantitativo, nel miglioramento dei contenuti del sistema di pianificazione del rischio vigente e nella proposizione di un modello di valutazione del rischio da frana e da alluvioni sviluppato alla luce delle nuove conoscenze scientifiche e dei nuovi supporti di analisi territoriale. Tale modello tecnico-scientifico potrà essere reso disponibile, utile, effettivo ed efficace per il trasferimento agli enti locali mediante procedure di coinvolgimento, condivisione e implementazione nelle attività tecnico-istituzionali delle Amministrazioni Regionali competenti nei settori della Difesa del Suolo, Lavori Pubblici e Gestione delle Reti Infrastrutturali. Ciò sarà favorito dalla possibilità di interazione con i funzionari regionali già attori nella precedente fase di pianificazione, con le strutture di protezione civile, i tecnici e gli uffici provinciali e comunali, nonché le strutture tecnico-amministrative dei soggetti gestori delle reti infrastrutturali. L'interazione con questi ultimi potrà avvenire anche in forza di una attività parallela dagli stessi portata avanti con separata convenzione di ricerca operativa di supporto ai loro processi decisionali, già avviata in pregresse Riunioni Operative e coordinata dalla Regione Campania ed ancora in fase di definizione.

Gli scriventi, a nome e per conto di tutti i responsabili scientifici dei Dipartimenti afferenti alle sette Università campane: Proff. Domenico Calcaterra (UNINA Federico II), Francesco Maria Guadagno (UNISannio), Roberto Greco (UNICampania), Vincenzo Piluso (UNISalerno), Paola Cennamo (UNISOB) e Emma A. Imparato (UNIOR), ringraziano la Regione Campania per aver finanziato le attività di studio e ricerca, in particolare il Presidente, on. Vincenzo De Luca, il Vice Presidente on. Fulvio Bonavitacola e l'on. Luca Cascone. Ringraziano, inoltre, il Comitato di Coordinamento per la decisiva interlocuzione, in particolare con l'ing. Mauro Biafore, anche come delegato del dott. Italo Giulivo, Direttore Generale dei Lavori Pubblici, nonché il dott. Michele Palmieri, Direttore Generale della Difesa del Suolo ed Ecosistema e



l'arch. Giuseppe Grimaldi, all'epoca Direttore Generale dell'ACaMIR per la fattiva collaborazione. Si ringraziano, infine, tutti i collaboratori tecnico-scientifici per il decisivo contributo al completamento delle attività scientifiche e tutte le risorse tecnico-amministrative per la rendicontazione finanziaria.

Un particolare ringraziamento è rivolto al dott. PhD Mario Valiante che si è dedicato alla impaginazione ed alla formattazione della presente monografia, a partire dai testi dei singoli contributi

Il Progetto è stato originariamente articolato in tre fasi (Concertazione, Pianificazione e Disseminazione), ma a causa della pandemia e delle relative restrizioni, sono state rese necessarie le opportune riformulazioni dei tempi e delle modalità di disseminazione, limitate al Convegno di Presentazione delle attività del Progetto, tenutosi nel luglio 2021 a Vietri sul Mare (SA).

Le "Metodologie" sinteticamente riportate nella presente Monografia seguono l'articolazione in fasi, attività e prodotti contenuti nel progetto, i cui prodotti completi sono stati consegnati dall'Università Capofila agli uffici preposti della Regione Campania.



# Metodologie di integrazione e ottimizzazione delle basi topografiche

Margherita Fiani, Alessandro Di Benedetto, Nicoletta Guida,  
Lucas Gujski

## *Abstract*

Per l'analisi della resilienza delle infrastrutture stradali ai rischi naturali e antropici possono essere utilizzati come base geometrica i Data Base Topografici (DBT) regionali e i dati Lidar del Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare (MATM). I due set di dati, aventi diversa natura, devono essere correttamente integrati. Sull'area oggetto dello studio, attraversata da una rete di infrastrutture lineari di grande rilevanza strategica e soggetta a rischio idrogeologico, è stato implementato e testato un processo automatizzato, in ambiente ArcGis, al fine di omogeneizzare i dati nel sistema di riferimento nazionale. La componente planimetrica proviene dal DBT, mentre i dati LiDAR sono stati utilizzati per attribuire la componente altimetrica agli elementi estratti, per generare le breakline necessarie per una corretta interpolazione delle quote e produzione del DTM, per estrarre la quota delle falde degli edifici individuati dai poligoni del DBT, per infine generare e filtrare le curve di livello.

## 1. Introduzione

I DBT sono realizzati dalle Pubbliche Amministrazioni a fini di pianificazione e gestione del territorio. In Italia, le Regioni hanno realizzato DBT generalmente associati a cartografia a scala 1:5000, abbastanza dettagliata da richiedere un frequente aggiornamento per seguire la dinamica di evoluzione del territorio; in assenza di aggiornamento, il DBT perde progressivamente di affidabilità.

Una applicazione derivata del DBT di grande interesse per tutti i Paesi che, come l'Italia, sono caratterizzati dalla presenza di vaste aree ad alto rischio idrogeologico, riguarda la protezione ambientale, la suscettibilità dei versanti, la valutazione del rischio e la resilienza delle infrastrutture stradali agli agenti naturali e antropici [1,2]. Poiché queste tematiche non sono generalmente al centro degli interessi al momento della realizzazione del DBT, al tempo del loro utilizzo a questi scopi i prodotti possono mostrare criticità, non solo dovute alla precisione intrinseca alla scala di progetto, ma anche in relazione alla loro affidabilità rispetto alla realtà del territorio. Inoltre, tradizionalmente i controlli e gli aggiornamenti sulla cartografia erano mirati a verificarne la correttezza in ambito planimetrico; attualmente con lo sviluppo degli attuali sistemi per l'analisi e la visualizzazione dei

dati cartografici in ambiente 3D, la correttezza della componente altimetrica diviene un requisito fondamentale. Le analisi condotte sul DBT Regionale hanno evidenziato in particolar modo errori in altimetria, specialmente sulle classi dell'edificato e delle strade. Altri dati preziosi per la conoscenza del territorio sia urbano sia extraurbano, ottenibili con relativa rapidità su aree vaste, sono quelli acquisiti con la tecnica Aerial Laser Scanning (ALS), basata sulla tecnologia LiDAR. I dati rilevati sono ad alta densità e sono caratterizzati da una precisione in altimetria dell'ordine del decimetro [3].

Sull'area di studio sono disponibili: il DBT derivato dalla Carta Tecnica Regionale Numerica alla scala 1:5.000, realizzato dalla Regione Campania secondo le specifiche del D.M. 10 novembre 2011 e i dati LiDAR acquisiti dal Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare (MATTM) nell'ambito del Piano Straordinario di Telerilevamento Ambientale (PST-A) (legge 179 del 31 luglio 2002 art. 27).

Per realizzare l'integrazione in ambiente GIS di dati 2D e 3D di diversa provenienza e natura ai fini della modellazione 3D del territorio antropizzato, sono state studiate e messe a punto alcune procedure operative [4]. Tali procedure sono state poi applicate all'area di studio, area di grande interesse per le problematiche idrogeologiche che hanno forte impatto sulla viabilità.

In dettaglio, è stato implementato uno script sviluppato in Python utilizzando la libreria "ArcPy" di ArcGIS, con la finalità di eseguire analisi, conversione e gestione dei dati geografici in modo automatizzato. Le trasformazioni dei sistemi di riferimento (planimetrico e altimetrico) sono avvenute implementando i grigliati forniti dall'IGM (Istituto Geografico Militare) all'interno dello script sviluppato.

Per quanto riguarda i modelli digitali del terreno (DTM), i prodotti forniti dal Ministero non rispettano i requisiti richiesti dalla maggior parte degli esperti e utilizzatori della cartografia di base [5]. Di conseguenza, lo script implementato contiene alcuni processi in grado di generare e ottimizzare le curve di livello a partire dalla nuvola di punti LiDAR, in modo tale da permettere la rappresentazione di piccoli dettagli geomorfologici con la loro tipica forma, rendendoli immediatamente percepibili.

## **2. Trasformazione e omogeneizzazione dei Sistemi di riferimento**

Per un uso integrato dei prodotti del DBT e LiDAR, sono stati implementati algoritmi in ambiente GIS per la trasformazione di coordinate e l'omogeneizzazione dei dati. Poiché i sistemi di riferimento adottati sono differenti, devono essere fatte trasformazioni di coordinate/Datum, che devono essere il più possibile aderenti alle

specifiche imposte in ambito nazionale, anche per l'interoperabilità tra Regioni [6]. Nel caso dell'Europa, e quindi anche per l'Italia, il sistema scelto è l'ETRS89, realizzazione ETRF2000. L'impiego del sistema ETRF2000 (epoca 2008.0) è infatti un obbligo per la Pubblica Amministrazione, sancito dal decreto ministeriale 10 novembre 2011, oltre ad essere indicato nella direttiva europea INSPIRE (Technical Guidelines Annex I – D2.8.I.1).

Le trasformazioni tra le realizzazioni ETRF89 (dei dati LiDAR) e ETRF2000 (in cui sono riferiti i dati del DBT) sono state effettuate utilizzando i grigliati forniti dall'IGM (in formato \*.GK2) che coprono l'estensione di un foglio della carta d'Italia a scala 1:50.000.

L'algoritmo implementato per la trasformazione in planimetria si basa sulla conversione del file GK2 (contenente le informazioni organizzate in colonna) in due matrici planimetriche (grigliati), una con le correzioni della Longitudine ( $\Delta\lambda$ ) e una con le correzioni della Latitudine ( $\Delta\varphi$ ). Per ogni blocco di correzione i dati sono organizzati in griglie 6x6 con passo 7.50' sessadecimali in longitudine e 5' in latitudine. L'ordine della creazione delle matrici è da Ovest verso Est e da Sud verso Nord. L'individuazione dei valori delle correzioni (latitudine e longitudine) da associare alle coordinate planimetriche della nuvola di punti è effettuata mediante interpolazione bilineare. È bene evidenziare che per trasformazioni che interessano la nuova realizzazione ETRF2000, bisogna eseguire una doppia trasformazione; la prima dal sistema di riferimento di input (dedotto dai metadati) al sistema ETRS89 con realizzazione ETRF89, successivamente va eseguita la nuova trasformazione tramite grigliati dalla realizzazione ETRF89 alla realizzazione ETRF2000 epoca 2008, materializzata dalla rete RDN2008 (EPSG:6706).

L'ultima fase del calcolo riguarda la trasformazione da coordinate geografiche a cartografiche UTM\_ETRF2000, cioè da RDN2008 (EPSG:6706) a UTM33/RDN2008 (EPSG:7792) effettuata mediante il tool Project.

Nel sistema geodetico si usa la quota ortometrica, cioè quella riferita al livello medio del mare, individuato per l'Italia continentale dal mareografo di Genova e per le isole da quello di Catania e Cagliari. Per convertire le quote ellissoidiche in ortometriche occorre conoscere il valore dell'ondulazione geoidica. In Italia, attualmente, viene utilizzato il modello ITALGEO2005. I grigliati GK2, oltre a contenere i parametri per la trasformazione delle coordinate planimetriche, contengono anche i valori di ondulazione del Geoide (ITALGEO2005) rispetto all'ellissoide di riferimento e consentono quindi di trasformare le quote da ellissoidiche a ortometriche.

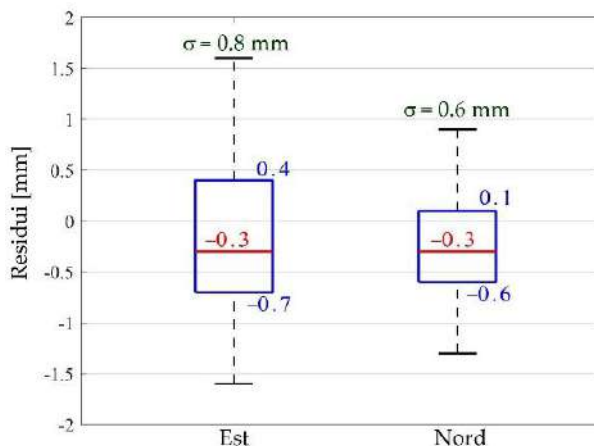
Analogamente a quanto fatto per la planimetria si procede per le ondulazioni, generando un grigliato con passo di 2', composto da 14 colonne e 10 righe. L'individuazione dei valori di ondulazione in corrispondenza delle coordinate planimetriche

della nuvola di punti è effettuata mediante interpolazione bilineare. Lo script sviluppato in Python è in grado di eseguire l'input del dato LiDAR (.xyz) e compiere le trasformazioni in modo rapido e accurato, direttamente in ambiente GIS (ArcMap). Questo aspetto è fondamentale perché consente di eseguire l'intero processo nello stesso ambiente in cui è contenuto il DBT. La verifica del processo di trasformazione delle coordinate è stata effettuata in relazione ai risultati ottenuti mediante l'uso del software ufficiale di conversione dell'IGM (Verto3k). La media delle differenze su 1000 campioni estratti in modo random è di circa 0.3 mm con scarto quadratico medio pari a 0.8 mm per le coordinate Est e 0.6 mm per le coordinate Nord (Figura 4).

### 3. Integrazione del DBT con il LiDAR

I dati LiDAR del MATTM, oltre ad essere più aggiornati, hanno un livello di precisione nella componente altimetrica molto più elevato rispetto a quello di un DBT al 5000. L'integrazione del DBT con la componente altimetrica del dato LiDAR ha lo scopo di consentire la ricostruzione dei volumi di ciascun oggetto mediante la definizione dell'attributo spaziale 3D, cioè ai fini della modellazione tridimensionale e per correggere alcune aberrazioni altimetriche presenti nei poligoni del DBT.

Gli attributi relativi alla componente spaziale sono essenziali per la descrizione geometrica di un oggetto (Posizione, Forma, Dimensioni, Proprietà Topologiche). Se a questi si aggiunge la componente altimetrica, è possibile estrarre l'oggetto e definirne il volume.



**Figura 4** - BoxPlot dei residui delle differenze tra coordinate cartografiche UTM ottenute da Verto e quelle ottenute dal processo implementato.

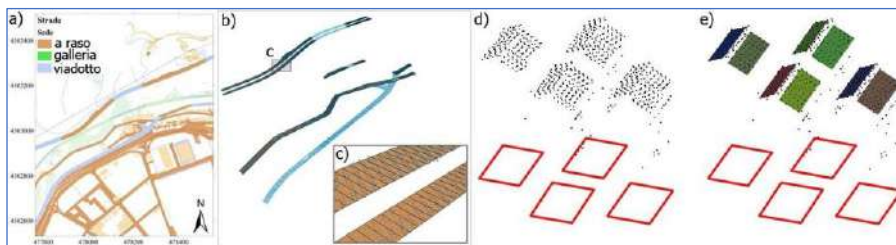
La ricostruzione del modello tridimensionale avviene mediante unione di volumi elementari. Un volume elementare è un solido che viene generato dall'estrusione lungo la verticale di una superficie, detta superficie di estrusione, fino ad una quota data, detta quota di estrusione. Essendo le quote di estrusione valori assoluti, il verso di estrusione potrà essere verso l'alto o verso il basso, a seconda dei casi.

L'obiettivo di questa attività è dunque l'integrazione in un GIS di dati 2D e 3D di diversa natura per la modellazione 3D del territorio relativo allo strato dell'edificato e delle infrastrutture. A tale scopo, è stato messo a punto un processo in grado di estrapolare informazioni altimetriche dalla nuvola di punti LiDAR con l'obiettivo di attribuirle ai poligoni 2D implementati nel DBT. In particolare, l'integrazione è stata sviluppata in due processi distinti, uno implementato per le infrastrutture e uno implementato per gli edifici. Entrambi i processi sono stati implementati in ambiente ArcMap, con l'ausilio di alcuni algoritmi esterni sviluppati in Matlab e Python.

Il processo che mira all'attribuzione dei valori di elevazione ai poligoni delle infrastrutture si basa sull'estrazione della superficie stradale a partire dai dati LiDAR; sono dapprima estratti i Poligoni 2D da DBT relativi allo strato immobili e antropizzazioni (Figura 5a) e successivamente suddivisi, lungo la direzione longitudinale, in subpoligoni di lunghezza assegnata (Figura 5b). Mediante un processo di *joint* con la nuvola di punti, è aggiunto un campo (una colonna) alla tabella attributi dei poligoni; la colonna conterrà i valori di elevazione medi dei punti all'interno dei sub-poligoni. Infine, è effettuata la conversione dei poligoni 2D in poligoni 3D mediante attribuzione dei valori di elevazione contenuti all'interno della tabella attributi (Figura 5c). La discretizzazione in sub-poligoni è funzione dell'andamento altimetrico della strada. L'estrazione dei punti LiDAR appartenenti alla superficie stradale è stata effettuata mediante un algoritmo di filtraggio geometrico, che permette di estrarre i soli punti appartenenti alla carreggiata.

I poligoni degli edifici contenuti nel DBT sono privi di informazioni altimetriche; per cui sono utilizzati come "footprint" (impronta) per la successiva operazione di estrusione. Il processo per l'estrusione degli edifici si basa sull'estrazione dei poligoni 2D relativi allo strato degli edifici del DBT; successivamente sono estratti i punti LiDAR all'interno di ogni poligono (Figura 5d) e generati i piani di falda (roof) in modo semiautomatico, mediante metodi di interpolazione basati su algoritmi RANSAC (RANDOM SAMPLE CONSENSUS) [7], un algoritmo di tipo iterativo per la stima dei parametri di un modello matematico (Figura 5e). Utilizzando la singola primitiva "piano", è possibile estrarre singolarmente le falde degli edifici individuati dai poligoni 2D

del DBT. Per ogni singolo piano è determinata un'altezza negativa di estrusione (dalla falda verso il terreno) mediante il calcolo della differenza di elevazione tra il DTM (quota media dell'area di sedime) e la quota minima del piano di falda. Tutte le procedure e gli algoritmi implementati sono stati sviluppati con l'obiettivo di ottimizzare l'intero processo sia in termini di risorse computazionali, sia di tempo.



**Figura 5** - Integrazione LiDAR-DBT; a) Poligoni DBT; b, c) Joint Lidar-Poligoni; d) Punti LiDAR estratti a partire da poligoni 2D DBT; e) RANSAC con primitive Piano.

#### 4. Generazione del modello digitale del Terreno (DTM)

Il Modello Digitale del Terreno (DTM) costituisce un prodotto di base per l'analisi di fenomeni ambientali e geomorfologici. La nuvola di punti ottenuta da una misura LiDAR contiene tutti gli elementi presenti sulla scena e di conseguenza è necessario effettuare un filtraggio del dato prima di sottoporlo a processi di interpolazione. Tale filtraggio consiste nell'eliminazione semiautomatica dei punti non appartenenti alla superficie del terreno. I soli punti appartenenti al suolo nudo, senza vegetazione, edifici o altri oggetti, verranno utilizzati per generare il DTM. I dati LiDAR forniti dal MATTM hanno già subito un prefiltraggio; nel processo implementato è stata utilizzata questa classificazione per automatizzare la fase di preparazione del dato. La nuvola di punti trasformata nel sistema di riferimento EPSG:7792, con quote ortometriche, è stata sottoposta a processi di interpolazione spaziale in modo da generare il DTM, che può essere di tipo TIN (Triangulated Irregular Network) o GRID (a griglia regolare o irregolare).

I TIN sono interpolatori esatti, particolarmente adatti per rappresentare forme complesse del terreno e evidenziare le discontinuità orografiche, pur se risentono di eventuali errori (outliers) presenti nei dati.

I GRID, invece, tendono a rappresentare il terreno più "arrotondato e liscio" rispetto al più "spigoloso" modello TIN, in quanto derivano dalla applicazione di un algoritmo di interpolazione dei punti misurati sui nodi di un grigliato, i cui eventuali errori influiscono meno sul modello costruito.

Nel nostro caso, la modellazione del terreno è stata fatta con un TIN, la ricostruzione delle forme del terreno avviene tramite triangoli i cui vertici sono i punti direttamente misurati. La dimensione variabile dei triangoli si traduce in un modello a risoluzione variabile, che consente di rappresentare la superficie vera in modo più efficace rispetto al modello a griglia.

Lo script implementato realizza la triangolazione TIN mediante il tool Create TIN, secondo il criterio di Delaunay e mediante l'aggiunta di linee di discontinuità (breaklines).

Il metodo di interpolazione utilizzato è di tipo lineare, ciascun triangolo (faccia) appartenente al TIN individua un piano nello spazio, passante per i tre vertici del triangolo stesso. Tramite questo piano interpolante vengono calcolati i valori di elevazione della cella raster corrispondente. In genere, all'aumentare della risoluzione, il *raster* di output rappresenterà più fedelmente la superficie TIN. Poiché il raster è una struttura cellulare, non è in grado di rappresentare allo stesso modo i bordi rigidi e morbidi delle linee di discontinuità presenti nel TIN, pertanto è bene utilizzare un passo congruente con l'acclività e la morfologia dell'area.

La fase successiva consiste nella mascheratura, mediante il tool Delineate TIN, dei lati dei triangoli di bordo aventi lunghezze estreme a causa delle caratteristiche concave delle aree coperte dal TIN. L'algoritmo richiede in input la lunghezza massima dei lati dei triangoli, tutti i triangoli aventi i lati con una lunghezza maggiore o uguale a quella impostata saranno eliminati.

L'ultima fase è consistita nel processo di rasterizzazione, cioè nella conversione del TIN 3D in una immagine raster 2D ai cui pixel è associato un valore di elevazione. Scelta la dimensione del pixel in funzione dell'accuratezza e della densità del dato di input, la quota è calcolata per interpolazione lineare dalle facce triangolari costituenti il TIN 3D.

All'aumentare della risoluzione, il raster di output rappresenterà più fedelmente la superficie TIN. Poiché il raster è una struttura cellulare, non è in grado di rappresentare allo stesso modo i bordi rigidi e morbidi delle linee di discontinuità presenti nel TIN. La rasterizzazione è effettuata mediante l'implementazione del tool TIN to Raster.

La Figura 6 mostra le mappe in *shaded relief* del DTM fornito da MATTM (Figura 6a) e quello generato mediante il processo implementato (Figura 6b). In particolare, nella Figura 6a è possibile notare le problematiche inerenti alle infrastrutture e la quadrettatura dovuta probabilmente a un'interpolazione non corretta dei dati. La Figura 6b riporta il DTM di output dal processo di ottimizzazione e mostra come siano più evidenti alcuni particolari geomorfologici, comprese alcune aree modificate da processi antropici (scarpate, sede

stradale, ecc.). La rasterizzazione del TIN è stata effettuata utilizzando un pixel con dimensioni pari a 20 cm.

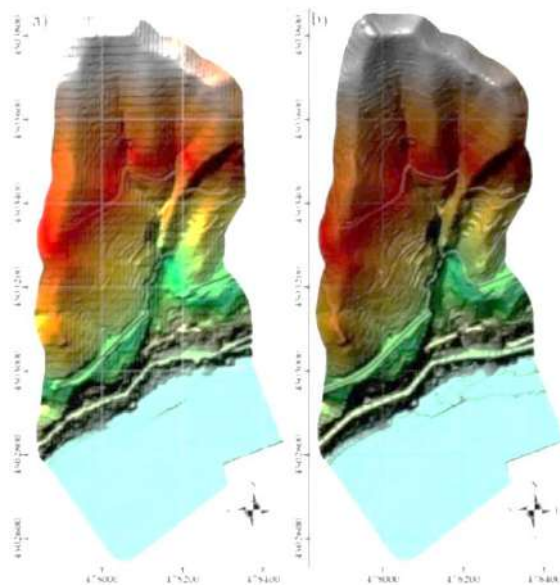


Figura 6 - a) Stralcio del DTM del MATTM; b) Stralcio del DTM ottimizzato.

## 5. Ottimizzazione di generazione delle curve di livello

Le curve di livello devono rappresentare piccoli dettagli geomorfologici con la loro tipica forma, rendendoli immediatamente percepibili [8]. Questo richiede talvolta l'accentuazione di certe forme del terreno, generalmente filtrate e lisce nei processi standard. Nei casi di discordanza generalizzata di interi elementi rispetto al contesto, soprattutto nelle aree con acclività nelle quali l'andamento delle curve di livello assume una fondamentale importanza, le configurazioni ritenute "anomale" devono essere corrette o eliminate. A tal proposito, il processo implementato non si limita solo alla generazione delle curve di livello, ma prevede un processo di filtraggio geometrico e di "smoothing" delle stesse. Alla tabella attributi del layer delle curve di livello sono aggiunti nuovi campi che rappresentano le caratteristiche geometriche relative a ogni curva di livello. Per ogni singola curva di livello sono calcolati: (i) la lunghezza; (ii) coordinate dei vertici.

Mediante la combinazione dei parametri calcolati e delle informazioni altimetriche relative a ogni singola curva, l'algoritmo implementato elimina/corregge tutte le possibili aberrazioni o elementi che non dovrebbero

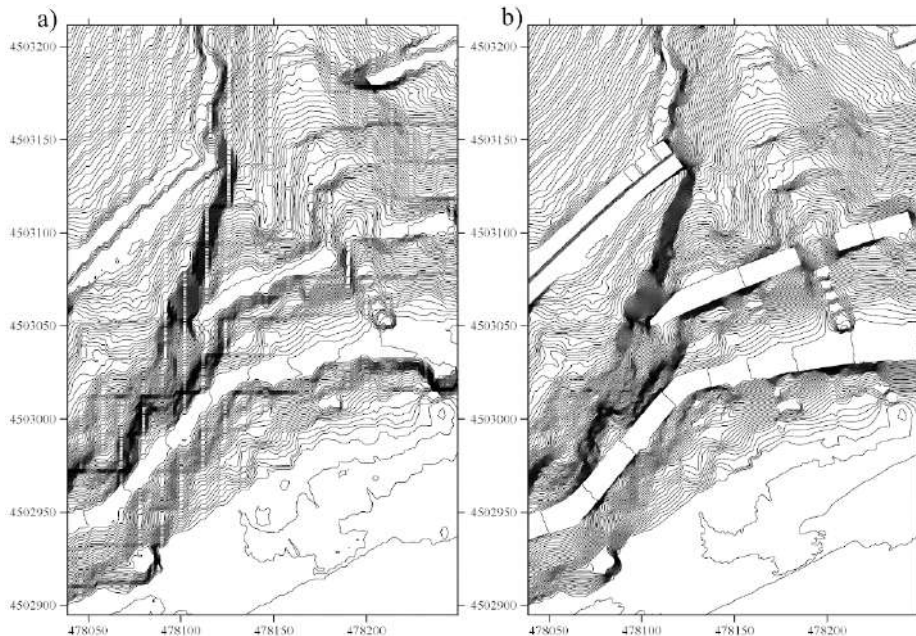


essere presenti a una prefissata scala della rappresentazione. Tra questi: occhi di bue, incongruenze altimetriche, spigoli non coincidenti, aree non chiuse.

Per accentuare o lisciare alcune forme del terreno, è necessario smussare gli spigoli senza alterare le parti lineari delle curve. L'algoritmo di smoothing utilizzato si basa su un'interpolazione locale polinomiale.

L'algoritmo smussa le linee in base a una tolleranza assegnata; la tolleranza controlla la distanza massima tra la polilinea interpolata e il vertice della spezzata. Minore è la lunghezza, maggiore sarà il dettaglio che verrà preservato e maggiore sarà il tempo di elaborazione.

Le curve di livello riportate in Figura 7a sono caratterizzate da discontinuità, legate essenzialmente al processo di interpolazione del DTM del MATTM e visibile anche nella mappa shaded relief in Figura 6a. Le aberrazioni sono state rimosse con il processo automatizzato di filtraggio della geometria, il processo di smoothing è stato effettuato impostando la tolleranza a 2m. Risultati soddisfacenti si ottengono impostando una tolleranza (nel processo di smoothing) pari al doppio dell'equidistanza (Figura 7b); in questo modo è possibile accentuare alcune forme del terreno senza alterare eccessivamente gli spigoli o le parti lineari delle curve.

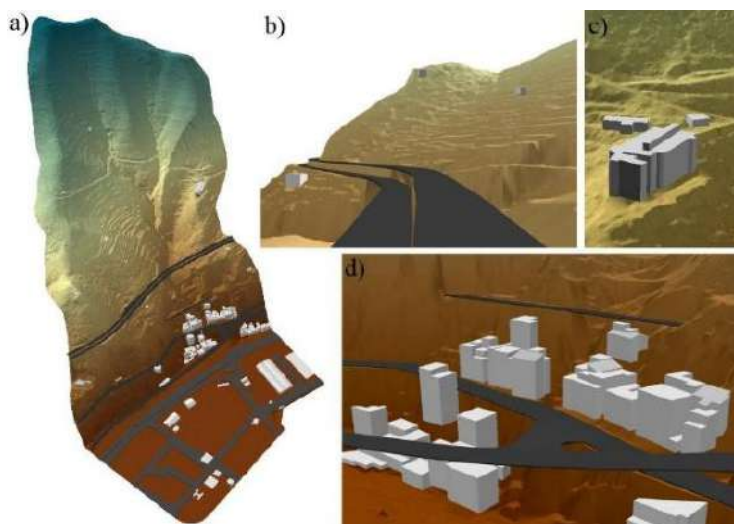


**Figura 7** - Stralcio mappe a curve di livello con equidistanza 1m. a) Curve di livello da DTM fornito dal MATTM; b) curve di livello da DTM ottimizzato.

## 6. Predisposizione delle Basi Topografiche 3D

La particolare morfologia del territorio necessita di informazioni di diversa natura e livello di dettaglio, in certe circostanze rappresentabili solo in un dominio tridimensionale. I diversi prodotti ottenuti sono fusi in modo da ottenere l'intera scena in 3D. La metodologia implementata offre una rappresentazione tridimensionale ottimizzata e dettagliata del territorio, delle infrastrutture e dell'urbanizzato, utile all'individuazione e all'analisi dei fenomeni morfoevolutivi che possono impattare sulle attività antropiche.

I modelli 3D possono essere utilizzati con successo anche in altri settori; nella progettazione di reti di telecomunicazioni, per scopi turistici, amministrativi, nella documentazione dei beni culturali, nelle verifiche idrauliche e nella verifica degli impatti ambientali. Inoltre, l'implementazione di un database tridimensionale consentirà l'analisi di dati spaziali da una scala che va dalla cartografia urbana fino ad arrivare alla progettazione architettonica di dettaglio, caratterizzati, inoltre, da una notevole complessità geometrica. La Figura 8 riporta un esempio di scena 3D inerente al vallone Olivieri.



**Figura 8** - a, b, c, d) viste prospettive del modello 3D del Vallone e Viadotto Olivieri generato a partire dall'integrazione DBT-LiDAR con ottimizzazione del DTM.

## 7. Conclusioni

Lo studio effettuato ha messo in evidenza le potenzialità dell'uso integrato di DBT regionali e dei dati LiDAR del MATTM, tramite procedure automatiche implementabili con l'ausilio di tools presenti in ambiente ArcGis.

È da sottolineare che per un uso integrato dei due prodotti (LiDAR e DBT), realizzati da soggetti diversi in tempi diversi, è prioritario curare la georeferenziazione che deve avvenire nel Sistema Geodetico Nazionale e quindi richiede procedure specifiche per trasformazione di Datum e omogeneizzazione del tipo di quote. Le trasformazioni dei sistemi di riferimento (planimetrico e altimetrico) sono avvenute implementando i grigliati forniti dall'IGM all'interno dello script sviluppato, e il confronto con i convertitori ufficiali ha permesso la validazione della procedura.

Il processo automatizzato consente di ottimizzare il DTM generato a partire dai dati LiDAR, mediante correzione e attribuzione della componente altimetrica alle geometrie contenute nel DBT. Il processo di correzione della quota delle geometrie del DBT serve, inoltre, per generare le breaklines, utilizzate in fase di interpolazione del DTM. L'intero algoritmo è stato implementato in ambiente Python, utilizzando le librerie contenute in ArcMap.

## Riferimenti bibliografici

- [1] Peggion, M.; Bernardini, A.; Masera, M. Geographic information systems and risk assessment. Scientific and Technical Research series EUR, Office for Official Publications of the European Communities, Luxembourg 2008.
- [2] Swiderska, M.; Ellul, C. How can 3d gis be used to better store, integrate and communicate results of environmental impact assessments. *Int. Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences* 2018, 42, 193-200.
- [3] Pirotti, F.; Guarnieri, A.; Vettore, A. State of the art of ground and aerial laser scanning technologies for high-resolution topography of the earth surface. *European Journal of Remote Sensing* 2013, 46, 66-78.
- [4] Zhu, L.; Lehtomäki, M.; Hyyppä, J.; Puttonen, E.; Krooks, A.; Hyyppä, H. Automated 3d scene reconstruction from open geospatial data sources: Airborne laser scanning and a 2d topographic database. *Remote Sensing* 2015, 7, 6710-6740.
- [5] Barbarella, M.; Cuomo, A.; Di Benedetto, A.; Fiani, M.; Guida, D. Topographic base maps from remote sensing data for engineering geomorphological modelling: An application on coastal mediterranean landscape. *Geosciences* 2019, 9, 500.

- [6] Cima, V.; Carroccio, M.; Maseroli, R. In Corretto utilizzo dei sistemi geodetici di riferimento all'interno dei software gis, Proceedings of the Atti 18a Conferenza Nazionale ASITA, Firenze, Italy, 2014; pp 14-16.
- [7] Derpanis, K.G. Overview of the ransac algorithm. Image Rochester NY 2010, 4, 2-3.
- [8] Barbarella, M.; Di Benedetto, A.; Fiani, M.; Guida, D.; Lugli, A. Use of dems derived from tls and hrsi data for landslide feature recognition. ISPRS Int. Journal of Geo-Information 2018, 7.

# Metodologie per i rilievi della rete di infrastrutture con tecniche di telerilevamento attivo e passivo

Salvatore Barba, Margherita Fiani, Alessandro Di Benedetto, Marco Limongiello, Anna Sanseverino

## *Abstract*

Le variazioni morfologiche dell'ambiente naturale e del costruito causate da eventi endogeni o esogeni, possono essere monitorate nel tempo tramite il confronto di DEMs (Digital Elevation Models) e di ortofoto, generati a partire da prodotti telerilevati acquisiti in epoche diverse. Tra questi, si citano le immagini satellitari ad altissima risoluzione o da drone e le scansioni LiDAR (Light Detection And Ranging). Le tecniche di telerilevamento consentono il monitoraggio a differenti scale e la mappatura a distanza di vaste aree; inoltre, il continuo progresso tecnologico dei sensori e degli algoritmi di elaborazione ne sta favorendo una sempre più ampia utilizzazione e diffusione. Le immagini satellitari assumono oggi un ruolo fondamentale nella gestione e pianificazione del territorio su vasta scala.

Per l'analisi e la gestione di contesti più ristretti, a una scala locale, sono però necessarie immagini aeree o da drone a una più spinta risoluzione, oltre a tecniche in grado di rilevare il terreno al di sotto della vegetazione, come la tecnica Laser Scanner (LS), basata sulla tecnologia LiDAR. L'uso combinato di queste sorgenti multiple di informazione garantisce l'identificazione delle problematiche in modo sempre più accurato e completo, le informazioni estraibili costituiscono un grande patrimonio informativo, sia quantitativo che qualitativo. L'obiettivo è l'integrazione tra i dati telerilevati con tecniche diverse in ambiente GIS, in modo da supportare l'analisi delle dinamiche di sviluppo del territorio, fornendo da un lato l'informazione di carattere qualitativo, relativa ad esempio alla tipologia di copertura vegetativa, dall'altro di carattere geometrico, relativa alla morfologia del territorio. In dettaglio, è stata elaborata una stereocoppia Pleiades ad altissima risoluzione, acquisita nel mese di febbraio 2020, sull'area vasta e sono state acquisite ed elaborate immagini da drone e scansioni da Laser Scanner Terrestre (Terrestrial Laser Scanner, TLS) per le analisi a grande scala. È stato realizzato così un modello BIM del Viadotto e del Vallone Olivieri con l'obiettivo di realizzare una completa integrazione tra BIM e GIS mediante l'utilizzo e la combinazione dei punti di forza di entrambe le tecniche.

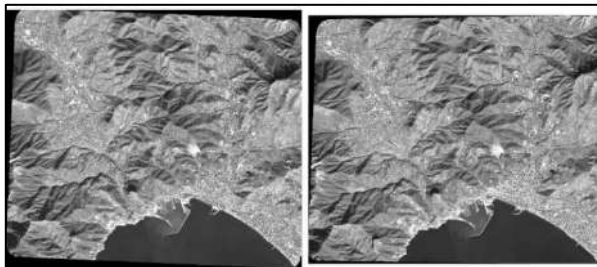
## **1. DEM su area vasta da immagini satellitari ad altissima risoluzione (HRSI)**

Le immagini satellitari, grazie alla crescente disponibilità delle piattaforme satellitari, all'introduzione di nuovi sensori ad altissima risoluzione e al continuo miglioramento degli algoritmi di georeferenziazione, ortorettifica e estrazione del modello digitale di elevazione (Digital Elevation Model, DEM), sono diventate utili strumenti per la produzione e l'aggiornamento di cartografia a media e grande scala [1].

Nell'ultimo decennio numerosi studi hanno evidenziato le potenzialità metriche delle immagini satellitari ad altissima risoluzione, dimostrando come sia ormai possibile ottenere prodotti con un grado di precisione elevato [2]. In particolare, le variazioni morfologiche subite nel tempo possono essere valutate tramite il confronto di DEM derivati da immagini acquisite in epoche diverse [1]. Le immagini satellitari sono anche dei validi strumenti di supporto alla realizzazione di carte geomorfologiche dello stato di fatto, riducendo il numero di sopralluoghi in situ e di conseguenza i costi dell'intera attività di rilievo [3].

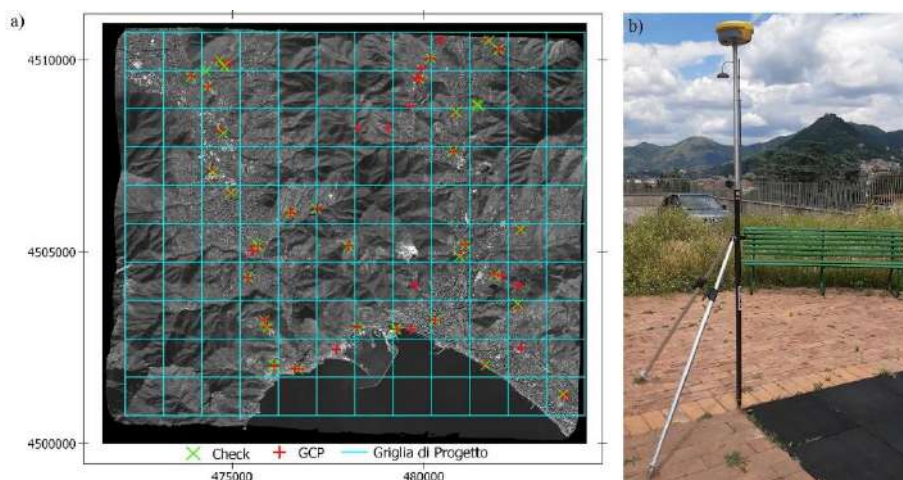
Le immagini satellitari sono acquisite da sensori ottico-passivi montati su piattaforme satellitari che percorrono orbite quasi circolari, in modo da garantire una distanza costante dalla superficie terrestre. I piani orbitali sono quasi polari in modo da garantire acquisizioni sincrone con il sole.

La stereo-coppia utilizzata per l'analisi dell'area vasta è stata acquisita nel periodo invernale (28 febbraio 2020) alle ore 15:08, dalla piattaforma Pléiades-HR 1A. Il sensore è dotato di quattro bande spettrali (blu, verde, rosso e IR) ed è in grado di fornire immagini con una frequenza di rivisitazione di un giorno. Le risoluzioni spaziali ricampionate sono di 2 m per il canale multispettrale e di 0.5 m per il canale pancromatico. Le immagini acquisite sono caratterizzate da una precisione nominale plano-altimetrica di 3 m senza punti di appoggio (Ground Control Point, GCP) e di 1 m con l'utilizzo di GCP. La Figura 9 mostra i fotogrammi della stereo-coppia acquisita, che copre un'area di circa 128 km<sup>2</sup>. L'acquisizione è avvenuta in completa assenza di copertura nuvolosa. A causa della complessità della geometria di acquisizione, le immagini telerilevate sono affette da distorsioni geometriche che rendono necessario un processo di pre-elaborazione prima di poter essere utilizzate in applicazioni cartografiche [4]. Per avere una corretta relazione matematica tra le coordinate tridimensionali dell'oggetto e le corrispondenti coordinate bidimensionali nel piano dell'immagine, è necessario georeferenziare le immagini in modo da ricostruire la geometria di presa dei sensori. Il modello utilizzato in questa applicazione è quello parametrico, un modello rigoroso in grado di ricostruire il processo fisico-geometrico di acquisizione delle immagini.



**Figura 9** - Fotogrammi (Pancromatici) della stereo-coppia Pléiades-HR 1A.

La georeferenziazione è stata effettuata con l'utilizzo di GCP, tramite il software Socet GXP (della BAE Systems), all'interno del quale è implementato il modello rigoroso. Sia i GCP sia i punti di controllo (Check Points, CP) sono stati misurati a terra con ricevitori GNSS in modalità NRTK (Network Real Time Kinematic). Vista l'esigenza di avere una distribuzione omogenea dei punti sull'area, è stata progettata una rete GPS i cui vertici sono stati scelti in prossimità dei nodi di una griglia regolare (Figura 10a). Le dimensioni della maglia sono state scelte tenendo conto del numero di punti necessari per la georeferenziazione, funzione del modello matematico utilizzato e dell'accuratezza richiesta. Grazie alla celerità della misura NRTK, oltre al punto scelto in fase di progettazione, sono stati misurati anche una serie di punti limitrofi in modo tale da avere un set di punti candidati a diventare GCP più ampio e scegliere quello meglio collimabile sull'immagine e misurato con maggiore precisione (Figura 10b). La scelta dei punti da misurare è stata fatta in modo che ogni zona avesse sia un GCP sia un CP. Sono stati misurati in totale 89 punti. In dettaglio sono stati utilizzati 50 GCP e 39 CP. Le aree periferiche dell'immagine sono caratterizzate da zone montuose prive di manufatti o altri particolari naturali stabili e ben riconoscibili sulle immagini satellitari, di conseguenza non è stato possibile misurare punti su tali zone. Il sistema di riferimento adottato è UTM 33/RDN2008 (EPSG 7792) con quote ortometriche. Il modello di geoida utilizzato è l'ITALGEO2005. L'accuratezza della misura in planimetria è mediamente subcentimetrica e in altimetria raggiunge al massimo i 2.5 cm.

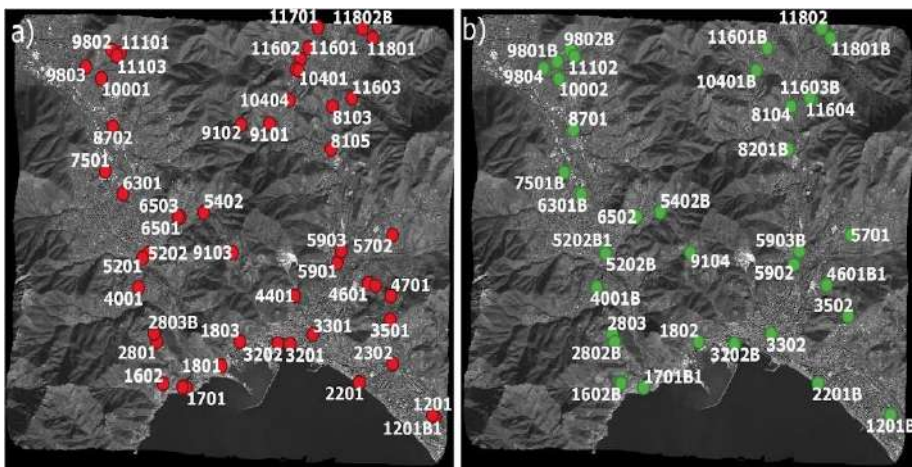


**Figura 10** - a) Progettazione della disposizione dei GCP e dei CP, b) Misura GCP con antenna GNSS su asta con bipede.

La Figura 11a mostra la distribuzione dei GCP utilizzati per la georeferenziazione, la Figura 11b la distribuzione dei CP utilizzati per la stima dell'accuratezza della formazione del modello. In Figura 12 sono riportati i box-plot che mostrano la statistica dei residui del calcolo sui GCP e sui CP, nelle tre componenti. Gli scarti quadratici medi dei residui sui CP (Figura 12b) sono inferiori alle dimensioni del GSD (Ground Sample Distance).

L'estrazione del DEM, di tipo GRID a passo 50 cm, è stata fatta utilizzando l'algoritmo Next Generation Automatic Terrain Extraction (NGATE). Per verificare il grado di successo del processo di autocorrelazione digitale delle immagini, sono stati analizzati i canali di correlazione (score channel) elaborati contemporaneamente alla generazione del DEM. La Figura 13a mostra la mappa classificata dello Score Channel; utilizzando un'opportuna scala cromatica è possibile associare ad ogni colore un diverso grado di correlazione in modo tale da ottenere una mappa da cui è possibile interpretare con facilità la bontà del processo.

Le aree con elevata pendenza o fortemente in ombra o radiometricamente omogenee (come ad esempio il mare), non permettono una perfetta individuazione di punti omologhi tra le due coppie di immagini e questo comporta valori di correlazione molto bassi o nulli (pixel rossi, Figura 13a). Questa situazione si verifica anche per aree con folta vegetazione arborea o arbustiva caratterizzate da valori di correlazione bassi. Al contrario, per le aree pianeggianti o edificate si ottiene un migliore riconoscimento dei pixel omologhi, e di conseguenza una migliore correlazione (pixel verdi). Il processo ha comunque prodotto un DEM caratterizzato da buoni valori di correlazione.



**Figura 11** - a) Disposizione dei 50 GCP sull'immagine; b) Distribuzione dei 39 CP.



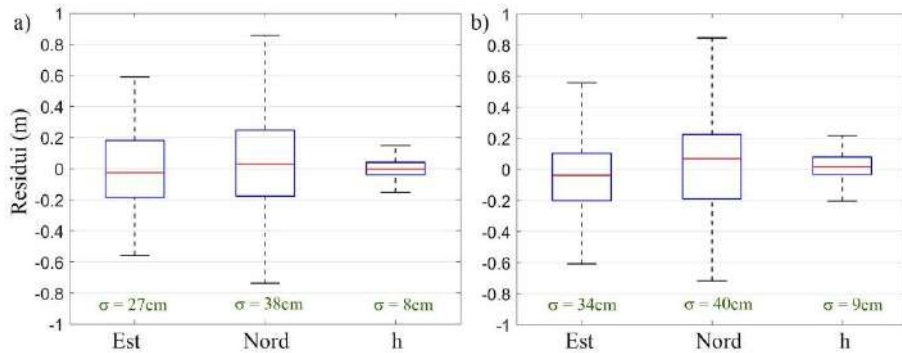


Figura 12 - Box-Plot, statistica dei residui. a) Residui sui 50 GCP; b) Residui sui 39 CP.

Il DEM è stato editato per rimuovere la vegetazione e i manufatti ed estrarre il modello digitale del terreno (Digital Terrain Model, DTM).

Il processo di editing è avvenuto in modo semi-automatico, secondo due fasi. Nella prima fase è stato effettuato un filtraggio automatizzato mediante un tool implementato nel software; note le dimensioni medie dei fabbricati e la tipologia di vegetazione è possibile eliminare gran parte degli elementi presenti sul terreno. Nella seconda fase, è stato effettuato un editing manuale data la complessa morfologia del terreno e la particolare antropizzazione. La Figura 13b mostra uno stralcio del DTM ottenuto in visualizzazione “shaded relief”.

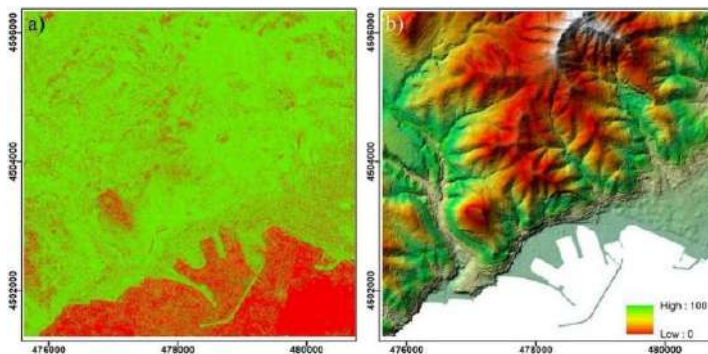


Figura 13 - a) Score Channel; b) Stralcio DTM su area di interesse.

## 2. Area di Approfondimento Vallone e Viadotto Olivieri

Il laser scanner terrestre (Terrestrial Laser Scanner, TLS) è uno strumento in grado di acquisire le coordinate spaziali di una data regione rispetto a un sistema di riferimento locale che ha l’origine nel centro dello strumento. Oltre

alle coordinate spaziali, gli scanner integrano i dati con il valore della riflettanza. La tecnica si basa sulla tecnologia LiDAR (Light Detection and Ranging) e permette di determinare la distanza di un oggetto o di una superficie utilizzando uno o più impulsi laser. I sistemi a scansione laser operano in modo quasi completamente automatico e sono in grado di acquisire un numero notevole di punti al secondo, fino ad alcune migliaia. Alcuni laser scanner sono in grado di acquisire oggetti a portate che possono arrivare sino ad alcuni chilometri, consentendo l'esecuzione di rilievi in zone difficilmente raggiungibili [5].

Il rilievo TLS è una delle più efficaci e celeri tecniche di Telerilevamento per l'acquisizione di informazioni tridimensionali, caratterizzate da un elevato grado di dettaglio e di accuratezza [6]. Il vantaggio di poter operare su un modello tridimensionale rispondente all'oggetto reale è indubbiamente enorme: non più dati numerici o rappresentazioni piane, incapaci di rappresentare l'oggetto nella sua reale complessità, ma una base di riferimento tridimensionale utile per controlli geometrici di qualunque tipo. La possibilità di eseguire il rilievo a distanza permette infatti, specialmente quando si ha a che fare con infrastrutture di trasporto, di aumentare il grado di sicurezza tanto per gli operatori quanto per l'utenza che le usa.

La campagna di rilievo effettuata aveva come finalità la conoscenza delle caratteristiche geometriche del Viadotto Olivieri, la catalogazione degli elementi strutturali, dei materiali costruttivi e delle superfici esterne di ciascun elemento strutturale e la modellazione del vallone sottostante.

La misura è stata effettuata con un TLS Optech Polaris della Teledyne, strumento a impulsi che sfrutta la tecnologia ToF (Time of Flight) con caratteristiche ideali per il rilievo del territorio, ma anche per applicazioni di corta e media portata. Lo scanner produce un impulso laser multi-eco, capace di generare fino a 4 ritorni, utili per filtrare la vegetazione. L'accuratezza nominale sulla distanza è di 5 mm @ 100m ( $1\sigma$ ), la precisione è di 5 mm @ 100m ( $1\sigma$ ). Sono state effettuate complessivamente 10 stazioni di misura (8 in prossimità del viadotto Olivieri e 2 sulla strada provinciale SS18 a valle del vallone), la disposizione dei punti di stazione è stata scelta in modo da:

- ridurre al minimo ombre e occlusioni;
- avere una buona sovrapposizione tra le scansioni per ottimizzare il processo di allineamento;
- minimizzare l'angolo di incidenza con la superficie scansionata;
- garantire un'omogenea densità spaziale dei punti;

- avere una buona visibilità dei target: un criterio per la scelta delle posizioni di scansione è la visibilità completa di più target da utilizzare sia in fase di allineamento delle scansioni sia per la georeferenziazione. Almeno 3 target dovranno essere presenti all'interno di ogni scansione.

La risoluzione di scansione impostata è di circa 4mm @100m. Per la co-registrazione e la georeferenziazione delle scansioni sono stati utilizzati tre target piani, in materiale polimerico ad alta riflettanza, montati su asta munita di livella sferica e bipede. La posizione dei target è stata misurata con ricevitori GNSS nel sistema di riferimento Nazionale italiano in vigore UTM33/RDN2008 (EPSG 7792), con quote ellissoidiche. In fase di post-processing le quote ellissoidiche sono state convertite in quote ortometriche utilizzando i grigliati GK2 forniti dall'IGM; il datum altimetrico utilizzato è ITAL-GEO2005.



**Figura 14** - Nuvola di punti Vallone e Viadotto Olivieri.

Le scansioni sono state co-registrate e allineate utilizzando il software proprietario ATLAScan (sempre della Teledyne), l'errore medio di allineamento dei punti corrispondenti è risultato pari a 4 mm. La Figura 14 mostra alcune viste prospettiche della nuvola di punti allineata e georeferenzziata.

### **3. Modello BIM del Vallone e del Viadotto Olivieri**

Le attività che competono al gestore di una infrastruttura sono molteplici e comprendono sia il censimento sempre aggiornato del proprio patrimonio infrastrutturale sia l'acquisizione di dati di tipo geometrico e l'accertamento dello stato di salute delle opere d'arte [7]. Altra attività di interesse del gestore può essere il recupero di informazioni progettuali perse o parzialmente mancanti o la generazione di dettagliati modelli geometrici dello stato attuale dell'infrastruttura (as-built) per valutare eventuali scostamenti tra stato di fatto e di progetto. L'uso del Building Information Modeling (BIM) è certamente in aumento, soprattutto nel settore dell'Ingegneria Civile. Negli ultimi anni c'è un crescente interesse per l'integrazione del BIM e del GIS (Geographic Information System), nota come GeoBIM. Tuttavia, la maggior parte

della ricerca si concentra principalmente sull'importazione e interoperabilità di dati BIM in ambiente GIS e viceversa.

L'obiettivo del nostro lavoro era quello di realizzare un modello integrato BIM e GIS (Geographic Information System), combinando i punti di forza di entrambe le tecnologie: la componente semantica e spaziale del GIS con le informazioni 3D aventi caratteristiche di alto livello di dettaglio, provenienti dal modello BIM [8]. Il modello così generato consente una gestione della struttura e/o dell'infrastruttura in un contesto più ampio e completo; non solo quindi a livello locale ma applicabile a opere che hanno forte impatto con il territorio e situate in aree a rischio idrogeologico. L'integrazione di un GeoBIM è effettuata mediante l'analisi di alcune principali caratteristiche: i) l'armonizzazione e la coerenza dei dati (es. stima dell'accuratezza, rappresentazione geometrica e semantica, quantità di dettaglio, georeferenziazione); ii) l'interoperabilità dei dati provenienti da differenti fonti; iii) la trasformazione di un insieme di dati in un unico formato standardizzato.

Sono stati sviluppati i modelli BIM che hanno permesso di organizzare le informazioni utili a definire l'intero viadotto: ogni elemento virtuale è stato "informato" con tutti i parametri e le caratteristiche dell'elemento strutturale.

Per ottimizzare la modellazione in ambiente BIM dell'opera infrastrutturale, è stato necessario suddividere la nuvola di punti acquisita con TLS in sei regioni (due inerenti agli impalcati e quattro alla zona delle pile); per l'operazione è stato utilizzato il software ReCap (di Autodesk). Successivamente, si è organizzato un modello federato, tramite un Tool del software Revit (sempre di Auto-desk), il "BIM Authoring", che contenesse tanto il modello del vallone e i volumi rappresentativi del contesto urbano, quanto il modello BIM del viadotto (Figura 15).

Un primo modello approssimato del terreno è stato sviluppato a partire dalle curve di livello, procedendo a definire in maniera più dettagliata le superfici rappresentative del sistema infrastrutturale, mentre il contesto urbano è stato riprodotto solo volumetricamente all'interno di un secondo file Revit (con estensione RVT). Per quanto concerne nello specifico la modellazione del viadotto, essendo per lo più composto da elementi non standardizzati, si è proceduto, all'interno di un terzo progetto, generando famiglie parametriche ad hoc delle varie parti strutturali (impalcato con doppia altezza a valle e a monte, pile composte da pilastri e muri di collegamento e arco con relative nervature); per gli elementi delle barriere di sicurezza, in quanto standardizzati e regolari, la modellazione, semiautomatica, è stata effettuata mediante l'implementazione di uno script in Dynamo (plug-in di Revit). La fase succes-

siva del lavoro è stata dedicata allo studio di un workflow in grado di integrare il contributo della metodologia BIM in un GIS realizzato con strumenti ESRI. In questo modo, il modello parametrico prodotto in Revit è convertito in GeoDatabase.

Una delle incongruenze più evidenti tra BIM e GIS è nella georeferenziazione dei dati: i progettisti BIM lavorano in un sistema cartesiano locale mentre la morfologia del terreno è riferita a un sistema geodetico di riferimento. Per integrare i prodotti, si è adottato un sistema di riferimento unico, associando quello nazionale in vigore (UTM33N/RDN2008) al modello principale, che funge quindi da ospite, per i modelli in esso collegati, passaggio fondamentale per la “pubblicazione”, a quest’ultimi, delle stesse coordinate; tali informazioni sono state acquisite in modo semiautomatico dalla nuvola di punti e dal modello digitale del Vallone Olivieri. L’impiego di un sistema di riferimento condiviso ha così permesso di assemblare, a valle della modellazione, i tre progetti sviluppati separatamente al fine di produrre gli elaborati grafici d’insieme (piante e sezioni, Figura 15).



Figura 15 - Visualizzazione del modello BIM del Viadotto Olivieri.

#### 4. Area di Approfondimento del Monte San Liberatore

Il rilievo di versanti e pareti rocciose con tecniche geomatiche rappresenta un considerevole supporto per studi di carattere geo-strutturale, diretti principalmente alla progettazione di interventi di messa in sicurezza. L’obiettivo del lavoro svolto era quello di fornire la documentazione metrica necessaria per effettuare elaborazioni geomeccaniche dettagliate di stabilità e analisi geomorfologiche di dettaglio. Un aspetto importante è la possibilità di integrare i dati ottenuti dal rilievo laser con quelli ricavati da altre tecniche del telerilevamento, in particolare fotogrammetria da drone o da satellite. A tale scopo, il lavoro svolto è stato finalizzato all’impiego delle tecniche laser scanning per il rilievo del versante instabile del Monte San Liberatore; il dato laser è stato integrato con quello proveniente da fotogrammetria da drone.

Un approccio di tipo integrato ha permesso di ottenere modelli multi-risoluzione con la possibilità di migliorare i risultati ottenibili dalle singole tecni-

che, combinando un'accurata informazione metrica con una descrizione fotografica di alta qualità. Algoritmi basati su tecniche di visione artificiale, in particolare lo Structure from Motion (SfM), permettono di ottenere modelli tridimensionali densi e precisi a partire da serie di immagini digitali acquisite senza l'uso di complessi sistemi di orientamento delle camere. Da un lato, la tecnica TLS non consente di ottenere informazioni di tipo continuo; l'estrazione della stratificazione del costone roccioso è resa complessa dalla modalità stessa di acquisizione del TLS ed è funzione principalmente della densità del dato stesso. Dall'altro lato, le tecniche di matching fotogrammetrico non permettono di estrarre punti autocorrelati laddove sia assente la texture dell'oggetto, ad esempio in corrispondenza di zone d'ombra o al di sotto della vegetazione. Inoltre, i prodotti ottenuti non sono direttamente utilizzabili ma è necessario applicare processi di filtraggio semiautomatico con software specifici e, nella maggior parte dei casi, anche editing di tipo manuale. I fotogrammi sono stati acquisiti con sistema SAPR (Sistema Aereo a Pilotaggio Remoto) leggero, un quadricottero DJI Mavic 2 Pro. Il drone, di circa 900 gr di peso, è dotato di una camera con sensore CMOS con dimensione di 1" e risoluzione da 20 MPixel (pixel size di 2,4 micron), FoV di 77° e focale equivalente di 28 mm. Sono state acquisite sia immagini nadirali sia immagini oblique, per restituire interamente il modello 3D del monte San Liberatore, caratterizzato da pareti sub-verticali e cavità (Figura 16). Le immagini nadirali sono state acquisite con un volo a singola griglia acquisendo 101 fotogrammi, coprendo un'estensione territoriale di circa 79 ettari. Il piano di volo è stato progettato tenendo conto dei requisiti generali adottati in fase di restituzione; un GSD minimo di circa 3.7 cm, overlap del 70% e sidelap del 60%. Per le acquisizioni delle immagini oblique, per un numero totale di 672 fotogrammi, si è scelto di operare in modalità di pilotaggio manuale, così da scegliere le migliori angolazioni per rilevare il costone roccioso. L'estrazione del modello digitale a partire dai fotogrammi acquisiti necessita i parametri di orientamento interno ed esterno della camera. La determinazione della posizione e dell'assetto delle prese con metodi diretti risulta un processo oneroso e molto complesso; pertanto, si è preferito calcolare l'orientamento relativo in modo automatico, a partire dai soli fotogrammi acquisiti. Questo metodo presuppone, necessariamente, l'utilizzo di GCP per orientare e scalare il modello e di punti di controllo per valutare l'accuratezza del modello finale. I GCP sono stati materializzati mediante target fotogrammetrici e posizionati sull'intera area, la loro posizione è stata misurata con ricevitori GNSS, in modalità NRTK. La scelta della posizione dei GCP è stata fatta in modo da avere una distribuzione omogenea dei punti sull'area e in modo da evitare ostacoli per la ricezione del

segnale dai satelliti [9]. La generazione del modello finale è avvenuta utilizzando tecniche di matching multimmagine implementate nel software Agisoft Metashape. L'errore medio ottenuto in fase di georeferenziazione è di circa 5 cm. La qualità del modello è stata valutata tramite analisi statistiche dell'errore di riproiezione [9], allo scopo di eliminare valori anomali presenti sulla nuvola di punti autocorrelata. La nuvola autocorrelata è stata integrata con misure TLS. Analogamente a quanto fatto per il Viadotto Olivieri, la progettazione dei punti di stazione laser è stata studiata in modo tale da soddisfare le esigenze di grado di accuratezza da raggiungere. Per la co-registrazione e la georeferenziazione delle scansioni sono stati utilizzati tre target sferici, disposti in prossimità del cordolo superiore della galleria paramassi e tre target piani montati su asta e bipede e disposti in prossimità dei punti di stazione. La posizione dei target è stata misurata con ricevitori GNSS nello stesso sistema di riferimento adottato per la misura dei target fotogrammetrici, il sistema di riferimento Nazionale, con quote ortometriche. La Figura 16 riporta alcune immagini inerenti ai fotogrammi acquisiti dal volo SARP, i target fotogrammetrici materializzati e il prodotto finale ottenuto per integrazione.

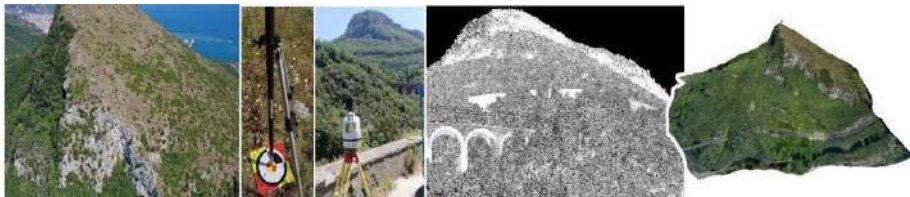


Figura 16 - Modello di San Liberatore.

## 5. Conclusioni

Per supportare correttamente le analisi geomeccaniche, fare valutazioni sulla geometria delle pareti rocciose o per l'analisi di infrastrutture complesse immerse in scenari particolarmente critici da un punto di vista idrogeologico, è necessario disporre di una affidabile documentazione su aree estese e, parallelamente, di un elevato grado di accuratezza e dettaglio. I risultati delle attività svolte confermano i vantaggi offerti dall'integrazione dei dati provenienti dai diversi sensori di Telerilevamento. Uno dei punti di forza delle tecniche adottate risiede nella possibilità di documentare aree di notevole estensione difficilmente o completamente inaccessibili, con risultati soddisfacenti. Lo schema di acquisizione delle prese fotogrammetriche effettuate da drone e da satellite si presta, inoltre, all'osservazione stereoscopica, utile per la corretta interpretazione della conformazione delle rocce da parte degli esperti del settore.

## Riferimenti bibliografici

- [1] Barbarella, M.; Cuomo, A.; Di Benedetto, A.; Fiani, M.; Guida, D. Topographic base maps from remote sensing data for engineering geomorphological modelling: An application on coastal mediterranean landscape. *Geosciences* 2019, 9, 500.
- [2] Dadrass Javan, F.; Samadzadegan, F.; Mehravar, S.; Toosi, A.; Khatami, R.; Stein, A. A review of image fusion techniques for pansharpening of high-resolution satellite imagery. *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing* 2021, 171, 101-117.
- [3] Saleem, N.; Huq, M.E.; Twumasi, N.Y.D.; Javed, A.; Sajjad, A. Parameters derived from and/or used with digital elevation models (dems) for landslide susceptibility mapping and landslide risk assessment: A review. *ISPRS International Journal of Geo-Information* 2019, 8, 545.
- [4] Poli, D.; Toutin, T. Review of developments in geometric modelling for high resolution satellite pushbroom sensors. *The Photogrammetric Record* 2012, 27, 58-73.
- [5] Abellán, A.; Vilaplana, J.M.; Martínez, J. Application of a long-range terrestrial laser scanner to a detailed rockfall study at vall de núria (eastern pyrenees, spain). *Engineering Geology* 2006, 88, 136-148.
- [6] Boehler, W.; Vicent, M.B.; Marbs, A. Investigating laser scanner accuracy. *The International Archives of Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences* 2003, 34, 696-701.
- [7] Truong-Hong, L.; Laefer, D.F. Application of terrestrial laser scanner in bridge inspection: Review and an opportunity. *International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE)*: 2014.
- [8] de Laat, R.; van Berlo, L. Integration of bim and gis: The development of the citygml geobim extension. In *Advances in 3d geoinformation sciences*, Kolbe, T.H.; König, G.; Nagel, C., Eds. Springer Berlin Heidelberg: Berlin, Heidelberg, 2011; pp 211-225.
- [9] Barba, S.; Barbarella, M.; Di Benedetto, A.; Fiani, M.; Gujski, L.; Limongiello, M. Accuracy assessment of 3d photogrammetric models from an unmanned aerial vehicle. *Drones* 2019, 3.



# Metodologie geologiche

Alessandro Iannace, Antonio Pignalosa, Stefano Vitale

## *Abstract*

A detailed geological field investigation has been performed in the whole Project area, with particular emphasis on the two demonstrator areas (Mt. San Liberatore and Vallone Olivieri). Two main geological layers have been produced for the GIS, one for the bedrock and one for the recent cover deposits. Several Formations, Members, and Lithofacies have been distinguished in the bedrock map, consisting of dolostones and limestones with ages ranging from Upper Triassic to Lower Jurassic. Also, tectonic features have been investigated, including local mesoscale folds and several fracture sets, which highlighted the complex history of contractional and extensional tectonics. Seven types of Recent cover deposits have been distinguished and mapped, integrating the fieldwork with morphological analysis of satellite images and DEMs.

## 1. Introduzione

Le caratteristiche geologiche del territorio del salernitano, dominate da rocce dolomitiche con caratteristiche sedimentarie e tessiturali estremamente eterogenee, producono comportamenti delle rocce molto diversificati. Ciò impone una definizione di metodi di indagine che producano elaborati idonei per un'efficace impostazione della progettazione degli interventi per la difesa di infrastrutture. Tale azione presuppone una conoscenza completa della natura geologica dei rilievi che circondano l'area di interesse in termini di caratteristiche del substrato e dei depositi di copertura.

Per la caratterizzazione del substrato, partendo da una conoscenza di base derivabile da cartografie geologiche, bisogna implementare osservazioni geologiche al fine di ottenere rappresentazioni dettagliate del territorio sufficienti per la progettazione degli interventi a scale molto maggiori (1:5000 e 1:2000). La descrizione del substrato si basa sulla suddivisione in Formazioni e Membri. Si tratta di oggetti che hanno una precisa connotazione genetica e cronologica e, in genere, geometrie relativamente semplici, desumibili da dati giacitureali. Formazioni e Membri, tuttavia, ammettono un'eterogeneità interna che diventa determinante distinguere nel caso di rappresentazioni a grande scala. In particolare, è fondamentale giungere alla caratterizzazione di elementi omogeni dal punto di vista litologico e geotecnico che, nel caso di successioni sedimentarie antiche, prendono il nome di litofacies. Le litofacies sono ragionevolmente omogenee dal punto di vista delle caratteristiche tecniche e utili per la descrizione degli ammassi rocciosi. A completamento, anche il pattern strutturale va indagato alla scala opportuna.

Per quanto riguarda la caratterizzazione delle coperture nel caso di carte geologiche, in scala 1:5000 e 1:2000 bisogna procedere con rilievi diretti di grande dettaglio, coprendo la maggior parte del territorio percorribile e integrando l'approccio geologico con quello geomorfologico.

Come esempio di applicazione di questo approccio metodologico, di seguito sono riportati i risultati del rilevamento stratigrafico-strutturale nell'area di studio di M. San Liberatore (Figura 17).

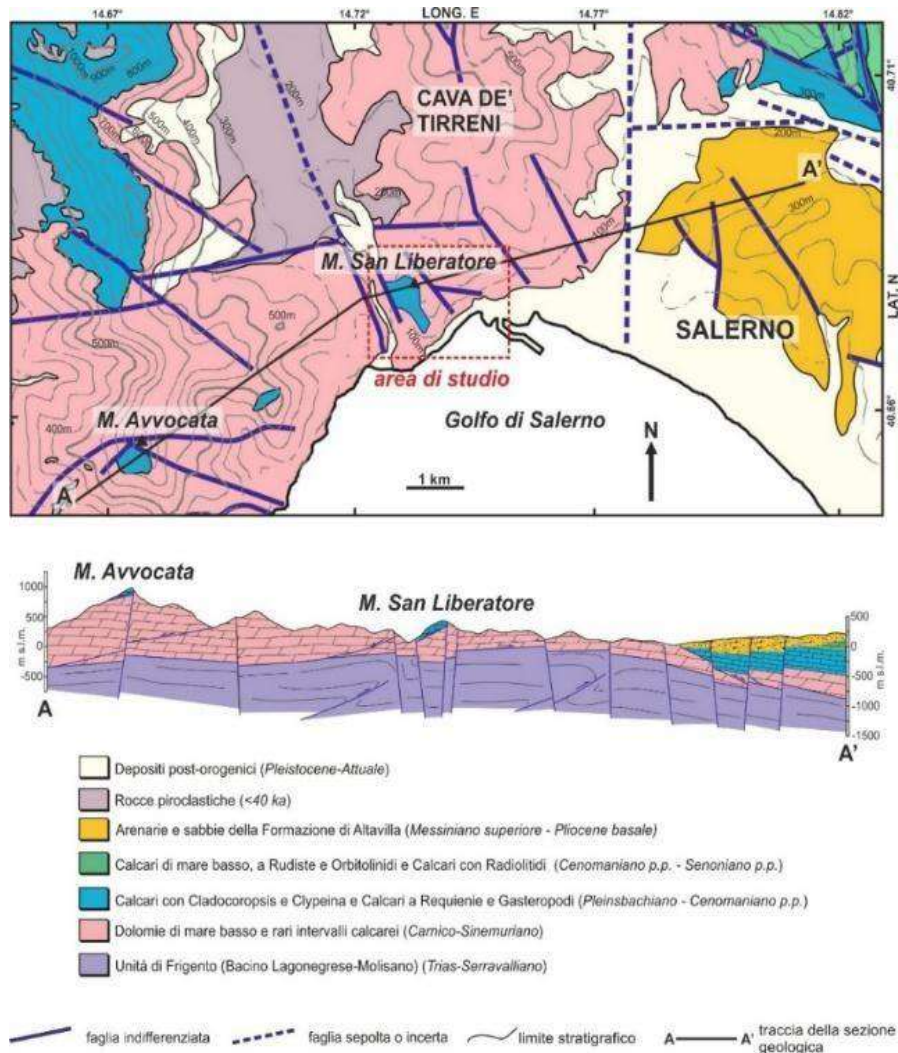


Figura 17 - Carta e sezione geologica dell'area compresa tra Monte Avvocata e Salerno.

## 2. Inquadramento geologico

L'area di studio è situata nell'Appennino meridionale e comprende il rilievo di M. San Liberatore (Monti Lattari, Figura 17). L'area è caratterizzata da una successione carbonatica mesozoica del complesso della Piattaforma Appenninica, ricoperta da depositi clastici e vulcano-clastici pleistocenici e recenti. Tale rilievo si è strutturato in diverse fasi tettoniche [1], dapprima nel Serravalliano, con il sovrascorrimento delle successioni carbonatiche della Piattaforma Appenninica sui terreni bacinali lagonegresi-molisani (unità di Frigento) e successivamente con i sovrascorrimenti fuori sequenza, esposti nelle aree vicine delle finestre tettoniche di Giffoni e Campagna [2]. Faglie normali a basso angolo (LANFs) sono presenti nell'area tra i Monti Lattari e i Picentini.

## 3. Rilevamento geologico

Con riferimento all'Attività II\_1, che riguarda il rilevamento geologico-strutturale del substrato mesozoico e delle coperture, in una prima fase è stata eseguita una analisi della bibliografia esistente utilizzando: le cartografie CARG in scala 1:25.000 e 1:50.000 (Foglio Salerno [3], Foglio Sorrento [4] e le relative note illustrative), le carte tecniche regionali, le foto satellitari di Google Satellite e le ortofoto del Portale Cartografico Nazionale, la bibliografia scientifica di riferimento tra cui il lavoro di Iannace et al. (2011) [5], fondamentale per le caratterizzazioni del substrato. Successivamente, il lavoro è iniziato con una fase di telerilevamento, utilizzando i modelli digitali e le cartografie disponibili, per procedere ad una prima zonazione delle coperture. I metodi e le classi di deposito utilizzate sono quelle già riconosciute nell'ambito del PAI dell'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale. In questa fase è stata creata una carta a supporto del rilevamento di campo, utile per la verifica dei contatti e l'attribuzione delle caratteristiche litologiche e tessiturali.

Il rilevamento di campo è stato effettuato tramite un'applicazione per tablet (FieldMove). Per il substrato mesozoico sono stati annotati: composizione litologica; aspetti stratigrafici e tessiturali e valutazione delle facies deposizionali; spessore della stratificazione; intensità della fratturazione; giaciture della stratificazione; restituzione in mappa delle litofacies riconosciute. Per i depositi di copertura sono stati annotati: composizione litologica; granulometria; tessitura; stato di cementazione e di addensamento; spessore; mappatura dei depositi distinti per caratteristiche deposizionali e grado di rimaneggiamento. Le ultime fasi hanno riguardato l'elaborazione dati e sono state orientate so-

prattutto alla rappresentazione di sintesi dei dati rilevati attraverso cartografie inerenti alle coperture quaternarie, con particolare riferimento alle aree di approfondimento in scala 1:2000, e all'assetto stratigrafico e strutturale dell'area.

Partendo da tale metodologia, la suddivisione delle successioni sedimentarie nelle unità geologiche e la loro rappresentazione in carta ha tenuto conto anche delle finalità tecniche del lavoro, acquisendo, per ciascun affioramento e litotipo, informazioni di natura geologico-tecnica riguardanti l'intensità della fratturazione, il numero medio di famiglie di discontinuità, le loro condizioni geomeccaniche medie e la morfologia. È stato così possibile attribuire una connotazione genetica al comportamento meccanico delle singole litofacies fortemente condizionato dalle caratteristiche stratigrafiche degli ammassi che influenzano la loro risposta alla deformazione e all'erosione.

### **Substrato mesozoico**

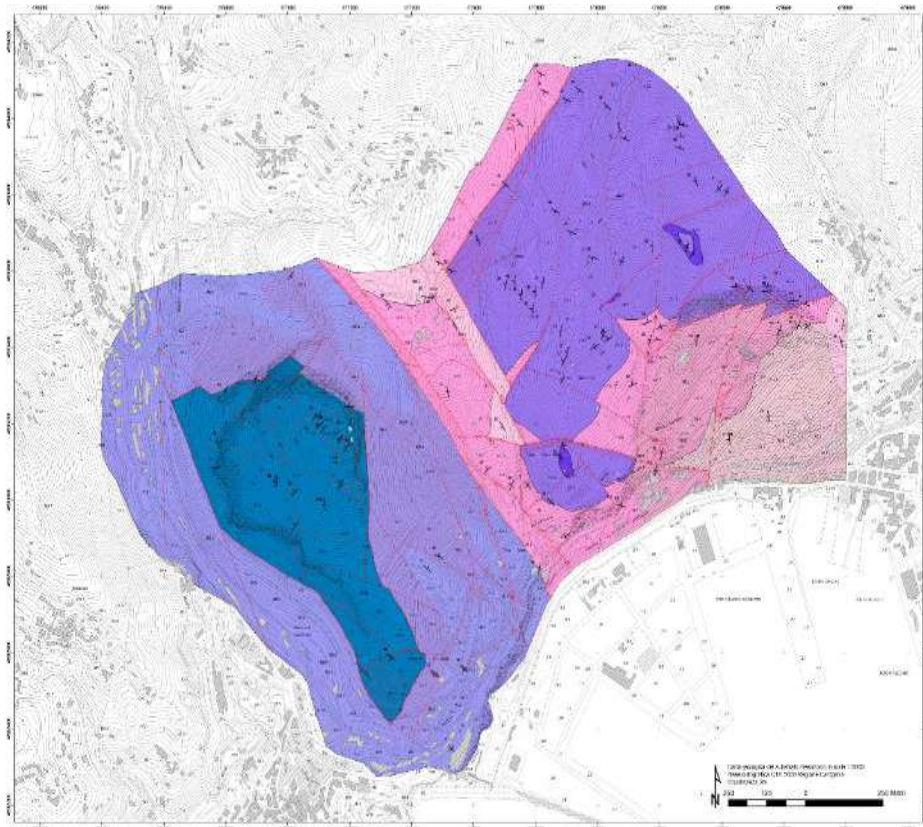
In Figura 18 è mostrata la Carta Geologica del substrato mesozoico dell'area di M. San Liberatore, risultante dal rilevamento condotto in questo studio, mentre la Figura 19 illustra la legenda, lo schema stratigrafico adottato in questo studio e la descrizione delle varie litofacies affioranti. Il rilevamento geologico di dettaglio del substrato, in gran parte costituito da dolomie, e subordinatamente calcari, del Triassico Superiore - Giurassico Inferiore, è stato guidato dal modello paleoambientale sviluppato negli anni '90 e 2000 per questo intervallo stratigrafico dai ricercatori della Federico II (es., [5] cum biblio), perfezionato ed arricchito di contenuti geologico-tecnici (Figura 20).

Tale modello prevede variazioni laterali di facies abbastanza brusche, dovute alla presenza di numerosi bacini poco profondi che si aprivano nel corpo della grande piattaforma epicontinentale appenninica. L'area oggetto del rilevamento (Monti Lattari) doveva ricadere tra un alto morfologico con facies di piattaforma (Vietri-Cetara) ed il depocentro di un bacino a circolazione ristretta (Giffoni Valle Piana).

L'area interessata dal rilevamento è costituita da dolomie che dovrebbero essere state deposte in una piccola scarpata sottomarina che connetteva l'alto di Vietri-Cetara con Giffoni. Le dolomie esposte in queste aree, specialmente nella porzione orientale dell'area di indagine, presentano facies del tutto compatibili con tale interpretazione. Si tratta di successioni dolomitiche ben stratificate, con strati generalmente compresi tra 10 e 50

cm, frequentemente laminate e di colore sia grigio scuro che avana (“membro delle dolomie a bande”; DBS2). Le laminazioni sono generalmente dovute a correnti torbide diluite di bassa energia, ma non mancano evidenze di lamine ciano-batteriche, dovute alla colonizzazione di tappeti algali durante le fasi di scarsa sedimentazione meccanica. Di estremo interesse, per le conseguenze geologico-tecniche, è stato il rinvenimento di facies biocostruite nel settore occidentale dell’area di studio, alle pendici del M. San Liberatore, nel blocco di letto della struttura tettonica ivi presente.

Con riferimento alla Figura 19, la corrispondenza tra litofacies e proprietà meccaniche è esplicitata in Tabella 1, dove sono sintetizzate le strutture degli ammassi caratteristici per le diverse litofacies e le proprietà meccaniche prevalenti delle discontinuità osservate. Per ogni litofacies è inoltre indicato il range di valori del Geological Strength Index (GSI, <sup>[6]</sup>).



**Figura 18** - Estratto della Carta geologica del substrato roccioso mesozoico.



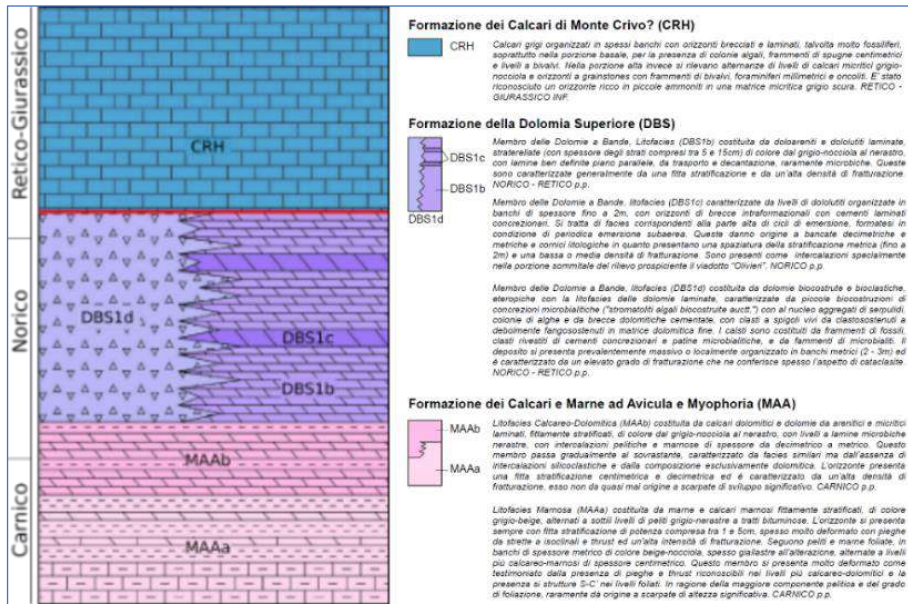


Figura 19 - Schema stratigrafico del substrato carbonatico mesozoico ed estratto della legenda della Carta geologica allegata.

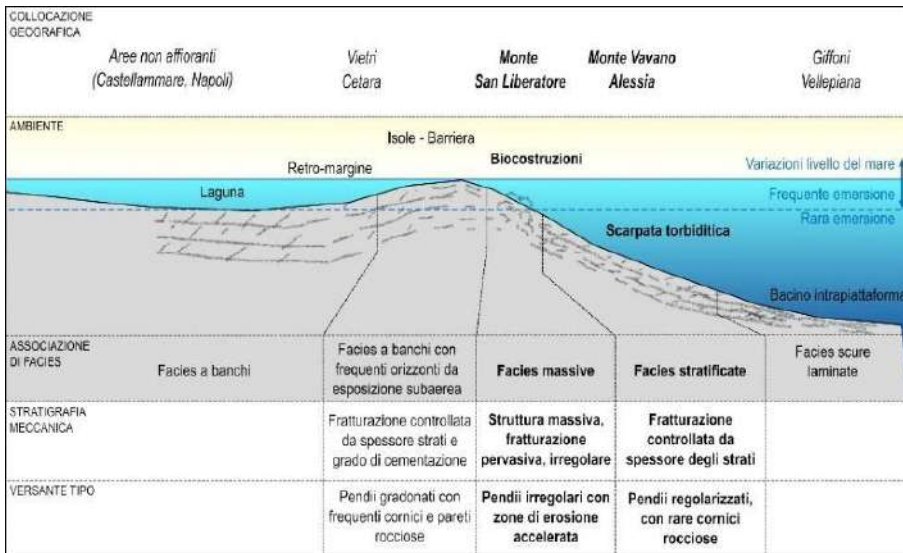


Figura 20 - Modello concettuale paleoambientale con indicazione delle litofacies e delle loro principali caratteristiche meccaniche.

**Tabella 1** - Sintesi delle caratteristiche delle litofacies e delle proprietà meccaniche e indice GSI prevalente per ogni formazione cartografata.

SIGLA Litotipo	Descrizione struttura prevalente dell'ammasso	Descrizione caratteristiche prevalenti delle discontinuità	GSI prevalente
<b>Formazione dei Calcari di Monte Crivo</b>			
<b>CRH</b>	Ammassi rocciosi organizzati in banchi di spessore metrico (2-4 m) che si presentano da massivi (1-2 sistemi di discontinuità) a fratturati ( <i>blocky</i> , 2-3 sistemi), con discontinuità con spaziatura metrica.	Le discontinuità si presentano solitamente moderatamente rugose e debolmente alterate.	55-85
<b>Formazione della Dolomia Superiore</b>			
<b>DBS1b</b>	Ammassi rocciosi organizzati in strati di spessore compreso tra 5 e 15 cm, interessati da una alta densità di fratturazione per discontinuità stratabound, che conferiscono loro una struttura da molto fratturata a quasi disturbata.	Le discontinuità si presentano solitamente rugose e poco alterate.	40-60
<b>DBS1c</b>	Ammassi rocciosi organizzati in banchi di spessore da 1,5 a 2 m, interessati da pochi sistemi di discontinuità (2-3) con spaziatura da pluridecimetrica a metrica, che conferiscono loro una struttura fratturata.	Le discontinuità si presentano solitamente buone, con superfici rugose e debolmente alterate (decolorate).	60-70
<b>DBS1d</b>	Ammassi rocciosi mal stratificati, a livelli organizzati in banchi di spessore metrico, sono solitamente interessati da una fratturazione densa e pervasiva che conferisce loro un aspetto da disturbato a disgregato.	Le discontinuità si presentano di solito moderatamente rugose, ma al contempo alterate.	25-40
<b>Formazione dei Calcari e Marne ad Avicula e Myophoria</b>			
<b>MAAb</b>	Ammassi rocciosi organizzati in strati di spessore centimetrico, interessati da un'alta densità di frat-	Le discontinuità si presentano solitamente da debolmente levigate a	30-50

	turazione per discontinuità soprattutto di tipo stratabound. La struttura si presenta da molto fratturata a disturbata/piegata.	moderatamente alterate.	
<b>MAAa</b>	Ammassi eterogenei costituiti da alternanze di marne e calcari con fitta stratificazione (1-5 cm) e assetto molto deformato, con una foliazione pervasiva nei livelli più pelitici, pieghe da strette ad isoclinali nei livelli più calcarei.	Le discontinuità si presentano solitamente levigate e debolmente alterate.	25-40

## Depositi di copertura

I depositi di copertura (5) comprendono depositi quaternari formati in ambienti diversi (fluviale, pedemontano, etc.) a seguito di diverse dinamiche deposizionali e morfoevolutive. Essi comprendono depositi più antichi, costituiti essenzialmente da breccie di versante, cementate e clastosostenute, depositi alluvionali, costituiti da breccie clastosostenute embriate in matrice sabbiosa, accumulate lungo i principali alvei. Sopra questi si rinvengono spesso i depositi vulcanoclastici e piroclastici più recenti, sia in deposizione primaria, sia rimaneggiati da fenomeni gravitativi. La componente vulcanoclastica è talvolta inglobata anche negli orizzonti superiori dei depositi alluvionali. Infine, si rinvengono suoli che si sono sviluppati soprattutto laddove le coperture vulcano-clastiche e piroclastiche hanno raggiunto i maggiori spessori. Nell'ambito di tali coperture sono state riconosciute sette litofacies riportate nella carta di Figura 21.

## 4. Assetto tettonico

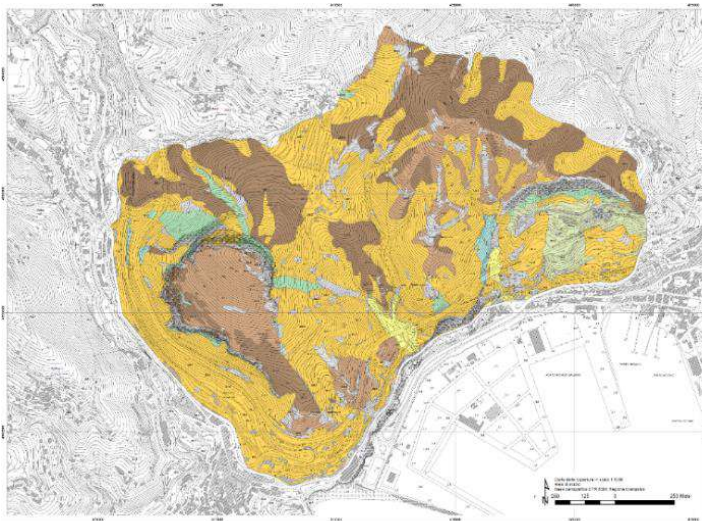
L'area di studio presenta un assetto tettonico piuttosto complesso, caratterizzato da diversi sistemi di strutture associate a varie fasi deformative, sia compressive sia distensive, alle quali sono spesso associate anche importanti zone di trascorrenza, che hanno determinato zone di transpressione e di transtensione. Nell'insieme, l'area è suddivisibile in tre settori dominati da assetti tettonici diversi. Ad E, nella zona compresa tra M. Vavano ed il porto, si riconosce un'area dominata dalle successioni carbonatiche delle formazioni dei calcari ad Avicula e Myophoria e della Dolomia Superiore, interessate dalla prevalenza di faglie a medio ed alto angolo ad andamento appenninico (faglie con direzione NO-SE) e anti-appenninico (faglie con direzione NE-SO).

Nell'area centrale, che si estende verso SSE dalla località Campetto, fino al porto, è presente un alto strutturale bordato da sistemi di faglie trascorrenti



ad alto angolo, faglie normali ad alto e basso angolo, ad andamento appenninico ed anti-appenninico.

Nell'area occidentale si registra il contatto tettonico tra la litofacies calcareo-dolomitica della Formazione dei Calcari ad Avicula e Myophoria, con la successione dolomitica di margine, delle dolomie bioclastiche e biocostruite, e tra questa e i sovrastanti calcari retico-giurassici di Monte Crivo. Quest'area presenta un assetto strutturale piuttosto complesso, sia per la presenza di un gran numero di sistemi di faglie sia ad alto angolo che a basso angolo, sia per la presenza di un elevato grado di disturbo tettonico a discapito dei litotipi dolomitici.



**Depositi di copertura sciolti o poco addensati a prevalente matrice piroclastica/vulcanoclastica**

- Suoli autoctoni o alloctoni discontinui e di spessore esiguo - sciolti o poco addensati
- Depositi piroclastici in deposizione primaria - da sciolti a moderatamente addensati
- Depositi piroclastici rimaneggiati con incluse ghiaie carbonatiche fangosostenute - sciolti
- Alternanze di ghiaie clastosostenute e sabbie ghiaiose di deposizione fluviale - da sciolte a poco addensate
- Ghiaie carbonatiche a spigoli vivi clastosostenute in matrice piroclastica - non cementate, sciolte o poco addensate

**Depositi di conoide e di copertura antichi addensati e cementati**

- Breccie calcaree clastosostenute cementate con matrice debole o assente - Cementate/itoidi
- Ghiaie marnose e arenacee clastosostenute in matrice sabbiosa - addensate, debolmente cementate

**Figura 21** - Estratto della Carta delle coperture con indicazione delle litofacies.

## Riferimenti bibliografici e sitografici

- [1] Vitale S., Ciarcia, S., “Tectonostratigraphic and kinematic evolution of the southern Apennines/Calabria-Peloritani Terrane system (Italy)”, *Tectono-physics*, 583:164 – 182, 2013.
- [2] Vitale S, Prinzi E.P., Monda M., Tramparulo F.D.A. Ciarcia S., “Structural and Stratigraphic Setting of Campagna and Giffoni Tectonic Windows: New Insights on the Orogenic Evolution of the Southern Apennines (Italy)”, *Geosciences*, 10(10): 405, 2020b.
- [3] ISPRA, Foglio 467 “Salerno”. <https://www.isprambiente.gov.it/>, 2021.
- [4] ISPRA, Foglio 466 “Sorrento”. <https://www.isprambiente.gov.it/>, 2021.
- [5] Iannace A., Capuano M., Galluccio L., “Dolomites and dolomites” in “Mesozoic platform carbonates of the Southern Apennines: Geometric distribution, petrography and geochemistry”, *Palaeogeography Palaeoclimatology Palaeoecology*, 310(3):324-339, 2011.
- [6] Hoek E., “Strength of rock and rock masses”, *ISRM News Journal*, 2(2), 4-16, 1994.

# Metodologie idrogeologiche

Allocca V., Catani V., De Vita P., Esposito L., Fiorillo F., Limongiello M.

## *Abstract*

Among the other geohazards affecting infrastructures of the study area, CIS-2020 Project deals with the assessment of interferences of groundwater circulation with underground infrastructures such as railway and road tunnels. At this scope, based on results of geological surveys, carried out during the project, and bibliographic data, hydrostratigraphic units were identified and a conceptual hydrogeological model of groundwater circulation of the Salerno Mts. was reconstructed. Particular attention was paid to bibliographic data regarding the construction of the Nocera-Salerno (Santa Lucia) railway tunnel, finished in the '70s of the last century. This tunnel, which caused a severe impact on groundwater circulation of the Salerno Mts. carbonate aquifer determining a relevant drainage of groundwater reserves, a general lowering of piezometer levels and disappearance of many springs.

## 1. Introduzione

Tra le pericolosità geologiche che interessano l'area di studio, il progetto CIS-2020 ha considerato le interferenze della circolazione idrica sotterranea con le opere infrastrutturali sotterranee.

Le caratteristiche della circolazione idrica sotterranea rappresentano un aspetto fondamentale nella progettazione di opere infrastrutturali e nella gestione dei rischi connessi, sebbene la valutazione di tali rischi non sia stata ancora codificata in norme tecniche di riferimento per ciò che attiene alle procedure ed alle metodologie di studio.

Il caso dell'area di studio del progetto CIS-2020 rappresenta un esempio di grande rilevanza, soprattutto per la concentrazione spaziale di numerose infrastrutture strategiche il cui sviluppo lineare è caratterizzato da ampi tratti in sotterraneo (galleria ferroviaria Santa Lucia e gallerie "Porta Ovest"), per le quali, l'interferenza con la circolazione idrica sotterranea rappresenta una delle principali problematiche geologiche da valutare.

Lo studio della problematica della circolazione idrica sotterranea è stato affrontato secondo approcci adottabili in casi simili.

## 2. Conoscenze idrogeologiche pregresse

L'area di studio si riferisce alla parte meridionale dell'acquifero carbonatico dei Monti di Salerno, costituito prevalentemente da dolomie liassico-triassiche e, subordinatamente, da calcari del Cretaceo inferiore, appartenenti all'unità tettonica dei Monti Lattari-Picentini [1].

La serie carbonatica mesozoica è in rapporti di sovrapposizione tettonica sull'Unità tettonica del bacino di Lagonegro [2], che ne costituisce il limite idrogeologico inferiore, mentre quelli laterali sono: a S il Mar Tirreno ed i depositi quaternari della piana costiera di Salerno; ad E e W due importanti direttrici tettoniche, la faglia Vietri-Nocera Sup. e quella della valle dell'Irno (limiti a flusso imposto, [3]); a N i depositi detritico-piroclastico-alluvionali della valle del T. Solofrana.

Prima della realizzazione della galleria Santa Lucia, la falda di base aveva recapito verso le sorgenti di Mercato San Severino (circa 0,150 m<sup>3</sup>/s), la falda dei depositi detritico-piroclastico-alluvionali della valle del T. Solofrana le sorgenti della valle del F. Irno (circa 0,040 m<sup>3</sup>/s) le sorgenti della valle del T. Cavaioia, Volla I-III e Gruppo Cologna (circa 0,200 m<sup>3</sup>/s). Successivamente è stata osservata una variazione delle direzioni di flusso verso sud della falda di base della porzione meridionale del massiccio, oltre che uno svuotamento di circa 100 × 10<sup>6</sup> m<sup>3</sup> delle riserve dell'acquifero [3].

La valutazione delle risorse idriche sotterranee della struttura idrogeologica, indica una potenzialità di circa 16,6 × 10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>/anno [4].

### 3. Dati e metodi

L'articolazione dello studio idrogeologico dell'area considerata ha tenuto conto di tutti i dati pregressi, noti dalla letteratura scientifica, come anche di quelli acquisiti dai progetti di infrastrutture in corso di realizzazione (gallerie del progetto "Salerno Porta Ovest"). In particolare, i dati stratigrafici ricavati dai sondaggi a carotaggio continuo, e idrogeologici, consistenti nei rilievi piezometrici, sono stati ritenuti di particolare importanza.

La complessità geologica e strutturale del territorio studiato rende problematica la sua caratterizzazione idrogeologica e rappresentazione cartografica mediante l'istituzione di unità idrostratigrafiche. Da questo deriva che l'aspetto metodologico fondamentale di questo studio è stato incentrato sulla istituzione di unità geologiche rappresentative dei processi di deflusso idrico sotterraneo (unità idrogeologiche).

In particolare, è stato adottato il concetto di complesso idrogeologico [5] definito come "insieme di litotipi aventi un tipo di permeabilità prevalente, un grado di permeabilità variabile, in un campo ristretto, una comprovata unità spaziale e giaciturale e un deflusso idrico sotterraneo sostanzialmente omogeneo".

La suddivisione del territorio esaminato in complessi idrogeologici è stata effettuata i) attenendosi ad uno schema geologico comune derivante dal rilevamento geologico in scala 1:2000, ii) conservando il dettaglio idrogeologico

più elevato possibile delle varie unità litostratigrafiche e tettoniche in riferimento alla scala di rappresentazione, iii) rispettando i rapporti geometrici tra le unità litostratigrafiche e tettoniche, iv) individuando le unità idrogeologiche e gli schemi di circolazione idrica sotterranea [6]. Il prodotto interpretativo di questo lavoro è la Carta idrogeologica (Elaborato II\_01\_02), alla scala 1:2000, nella quale sono stati rappresentati tutti i complessi idrogeologici che hanno rilevanza nel contesto dell'area di studio CIS-2020, anche in termini di tipo e grado di permeabilità relativa.

#### 4. Complessi idrogeologici

Nell'area-studio sono stati riconosciuti e caratterizzati i seguenti complessi idrogeologici, così come riportati nell'estratto della carta idrogeologica di Figura 22, suddivisibili in i) appartenenti ai depositi di copertura (Quaternario) e ii) appartenenti al substrato carbonatico (Mesozoico):

- 1) Complesso piroclastico (a, b): costituito da depositi piroclastici da caduta in deposizione primaria, rimaneggiati e suoli piroclastici discontinui e di spessore esiguo ascrivibili essenzialmente alle eruzioni del Somma-Vesuvio. Tale complesso è caratterizzato da uno spessore massimo di 4 m, un'elevata porosità primaria, un tipo di permeabilità essenzialmente per porosità e un grado di permeabilità relativa variabile da scarso a medio. Esso regola i processi di infiltrazione-evapotraspirazione-ricarica delle acque sotterranee del sottostante acquifero carbonatico e può ospitare, occasionalmente, una limitata circolazione idrica sotterranea, sospesa e/o di alta quota.
- 2) Complesso ghiaioso (c): costituito da: ghiaie marnoso-arenacee clastosostenute, in matrice sabbiosa, addensate e debolmente cementate; ghiaie carbonatiche a spigoli vivi, clastosostenute, non cementate, in matrice piroclastica; alternanze di ghiaie clastosostenute e sabbie ghiaiose di deposizione fluviale, da sciolte a poco addensate. Tale complesso è caratterizzato da uno spessore massimo di 5 m, un'elevata porosità primaria, un tipo di permeabilità essenzialmente per porosità e da un grado di permeabilità relativa medio. Esso regola i processi di infiltrazione-evapotraspirazione-ricarica delle acque sotterranee del sottostante acquifero carbonatico e può ospitare, occasionalmente, una limitata circolazione idrica sotterranea, sospesa e/o di alta quota.
- 3) Complesso conglomeratico (d): costituito da una breccia carbonatica, a giacitura molto variabile, prevalentemente calcarea, clastosostenuta, fortemente cementata, caratterizzata dalla quasi totale assenza di matrice fine e

localmente clino-stratificato. Tale complesso, di età tardo-pleistocenica, è caratterizzato da uno spessore massimo di 6 m, un'elevata porosità primaria, un tipo di permeabilità essenzialmente per porosità e da un grado di permeabilità relativa medio. Tale complesso regola i processi di infiltrazione-evapotraspirazione-ricarica delle acque sotterranee del sottostante acquifero carbonatico e può ospitare, occasionalmente, una limitata circolazione idrica sotterranea, sospesa e/o di alta quota.

- 4) Complesso calcareo (CRH): rappresentato dalla Formazione dei Calcari di Monte Crivo (Retico-Giurassico Inferiore) in contatto tettonico per faglie a basso angolo e ad alto angolo, lateralmente e alla base, con il sovrastante complesso dolomitico, ha uno spessore maggiore di 350 m. Tale complesso è caratterizzato da una scarsa porosità primaria, un tipo di permeabilità essenzialmente per fratturazione e subordinatamente carsismo e da un grado di permeabilità relativa elevato. Esso costituisce la zona insatura del sottostante acquifero dolomitico, tuttavia, può essere sede di una circolazione idrica sotterranea sospesa e/o di alta quota per lo più occasionale.
- 5) Complesso dolomitico (DSB1): costituito dalla Formazione della Dolomia Superiore (Norico-Retico), localmente rappresentata dal membro delle Dolomie a Bande. Tale complesso è caratterizzato da una scarsa porosità primaria, un tipo di permeabilità essenzialmente per fratturazione e un grado di permeabilità relativa medio. Esso è sede principalmente di un acquifero basale e di una falda in rete con elevati valori di soggiacenza (dell'ordine di centinaia di metri), il cui deflusso è diretto verso la linea di costa, nel settore occidentale (M. San Liberatore) e orientale dell'area di studio. Considerato il complesso assetto stratigrafico e strutturale ed il relativo contrasto di permeabilità con il sottostante complesso calcareo-marnoso-dolomitico, può essere sede anche di una circolazione idrica sotterranea sospesa e/o di alta quota nella porzione sommitale per lo più occasionale.
- 6) Complesso calcareo-marnoso-dolomitico (MAA): rappresentato dalla Formazione dei Calcari e Marne ad Avicula e Myophoria (Carnico p.p.), è caratterizzato da una media porosità primaria, da un tipo di permeabilità per porosità (componente pelitica e marnosa) e per fratturazione (componente calcarea) e da un grado di permeabilità relativa variabile da scarso a medio. Tale complesso è sede principalmente di un acquifero basale e di una falda in rete con elevati valori di soggiacenza (centinaia di metri), il cui deflusso è diretto verso la linea di costa. Tuttavia, può essere sede anche di una circolazione idrica sotterranea sospesa e/o di alta quota per lo più occasionale.

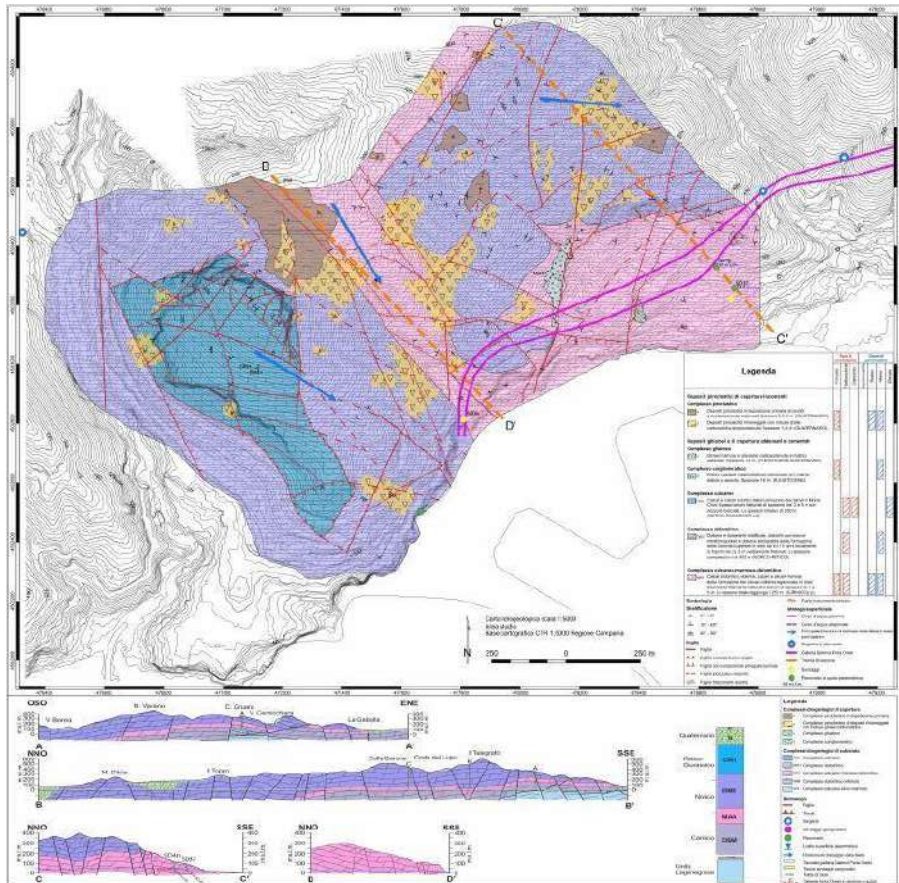


Figura 22 - Estratto della Carta Idrogeologica.

#### 4. Modello idrogeologico concettuale

Il modello idrogeologico concettuale dell'area compresa tra M. San Liberatore e il vallone Olivieri è riconducibile a quello degli altri acquiferi di piattaforma carbonatica dell'Appennino meridionale [7] i cui aspetti idrogeologici si possono sintetizzare come segue:

- 1) l'area costituisce il settore SW costiero dell'acquifero dei Monti di Salerno;
- 2) i limiti idrogeologici sono rappresentati a S dalla linea di costa e dai depositi alluvionali quaternari della piana costiera di Salerno, a W dalla discontinuità tettonica del T. Bonea e alla base dal sovrascorrimento tettonico sulle

unità calcareo-silico-marnose del Bacino Lagonegrese, dal contatto con il complesso calcareo-marnoso-dolomitico, o dall'interfaccia acqua dolce-salata;

3) il settore acquifero è sede di un corpo idrico basale e di una falda in rete, il cui deflusso è orientato verso la linea di costa, per la porzione più occidentale (blocco di M. San Liberatore) e verso la linea di costa, ovvero verso la galleria ferroviaria Santa Lucia, per la porzione più orientale (vallone Olivieri);

4) la circolazione idrica sotterranea è tipica dei mezzi discontinui, eterogenei ed anisotropi (deflusso in regime laminare);

5) alcune faglie con andamento appenninico (E di M. San Liberatore) possono determinare una compartimentazione dell'acquifero costiero in più sottobacini per riduzione della conducibilità idraulica;

6) la ricarica della falda in rete è dovuta alle precipitazioni e al deflusso in entrata proveniente da settori posti a monte dell'area di studio;

7) il recapito principale della falda in rete è rappresentato dalla linea di costa dove si creerebbe una interfaccia acqua dolce-acqua salata;

8) a scala locale, sorgenti ubicate a mezza costa lungo i versanti meridionali costituiscono ulteriori recapiti della circolazione idrica sotterranea riconducibile a falde sospese all'interno del mezzo fratturato.

## **5. Interferenze tra circolazione idrica e opere in sotterraneo**

La galleria Santa Lucia delle Ferrovie dello Stato e le gallerie "Salerno Porta Ovest" rappresentano le principali opere in sotterraneo nell'area di studio.

La galleria Santa Lucia rappresenta un caso esemplificativo delle interferenze che un'opera in sotterraneo, non correttamente progettata, può determinare sull'idrodinamica di un acquifero fratturato [3]. La galleria ha attraversato l'intera unità idrogeologica dei Monti di Salerno (sezione A-A', Figura 22). La scelta di impostare il piano-galleria ad una quota molto più bassa rispetto a quella delle sorgenti basali ha causato un fenomeno di svuotamento delle riserve idriche sotterranee stimato in circa  $100 \times 10^6$  m<sup>3</sup>, con conseguenti effetti irreversibili sulla circolazione idrica sotterranea. Un'ulteriore conseguenza dell'azione drenante della galleria fu l'abbassamento dei livelli piezometrici delle falde delle piane limitrofe. Il confronto tra l'avanzamento dello scavo in galleria e le portate drenate [3] evidenzia che le venute d'acqua furono registrate quando lo scavo ha interessato le dolomie superiori più permeabili.

Le gallerie "Salerno Porta Ovest" interessano il settore costiero SW dell'acquifero dei Monti di Salerno. Per la maggior parte della loro estensione intercettano il complesso calcareo-marnoso-dolomitico e il sovrastante complesso dolomitico. Sono entrambi sede di una falda di base e/o falde sospese, il cui



recapito è rappresentato dal mare e dalle principali incisioni vallive. Dal confronto altimetrico tra detti livelli di falda e le quote del piano galleria (sezione C-C', Figura 22) si evince che non c'è alcuna interferenza tra il tunnel e le acque sotterranee circolanti della falda di base. Di conseguenza l'opera in sotterraneo non dovrebbe apportare sostanziali modificazioni all'assetto idrogeologico dell'area studio, già modificato dalla realizzazione del tunnel ferroviario "Santa Lucia".

### Riferimenti bibliografici

- [1] Pappone G., Casciello E., Cesarano M., D'Argenio B., Conforti A. (2009). Note illustrative alla Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000. Foglio 467 Salerno.
- [2] Civita M., Nicotera P. (1974). The perturbing effect of railroad tunnel on the hydrogeological equilibrium of a dolomite structure covering a whole region. 2nd Intern. Congr. of Inter. Assoc. of Engineering Geology, San Paolo, Brasile.
- [3] Celico P., Civita M., Macchi A., Nicotera P. (1977). Il sistema idrogeologico dei monti calcareo-dolomitici di Salerno. Idrodinamica, riserve globali e loro degradazione a seguito dello scavo della galleria ferroviaria S. Lucia. Mem. e Note Ist. Geol. Appl., 13, pp. 1-44, Napoli.
- [4] Allocca V., Manna F., De Vita P. (2014). Estimating annual groundwater recharge coefficient for karst aquifers of the southern Apennines (Italy). Hydrol. Earth Syst. Sci., 18, 803-817.
- [5] Civita M. (1975). Idrogeologia. In: Geologia Tecnica, ISEDI, pp. 179-231.
- [6] United Nations Educational, Scientific and Cultural Organizations (UNESCO), World Meteorological Organization (WMO) (1977). Preparation of groundwater maps, in Hydrological maps. Louvain, International Association of Hydrological Sciences, Studies and Reports in Hydrology n. 20, pp. 135-192.
- [7] De Vita P., Allocca V., Celico P. et al. (2018). Hydrogeology of continental southern Italy. Journal of Maps.



# Metodologie di cartografia geomorfologica

Domenico Guida & Mario Valiante

## *Abstract*

Since time, geomorphology and related geomorphological mapping provide methodologies, procedures, tools and materials to perform reliable landslide hazard assessment. In the last decades, geomorphologically-based approaches are considered subjective, qualitative and time-consuming in respect to so-called quantitative approaches using remote sensing ground displacement and geomorphometric analysis of the predisposing instability factors. Starting from the scientific management of the Campania region Emergency (1996-2000) and Landslide Risk Planning (2000-2010), a new approach in geomorphological analysis and mapping has been experienced at the University of Salerno (DICIV and C.U.G.R.I.). This approach, encompassing the traditional, symbol-based and static analysis and representation, includes a quantitative, objective and step-by-step procedure defined as GmIS\_UNISA and currently used. In the CUR\_CIS2020 Project, this approach has been applied by means grid-based landform recognition, Geomorphic Process Domains and a new Landslide Object-Oriented Mapping (LOOM). In our opinion, the application in the case study demonstrates the actual possibility to improve the GmIS\_UNISA in landslide hazard planning up-to-date, where urban and transport infrastructures vulnerability is very high.

## 1. Introduzione

La cartografia geomorfologica applicativa, pur largamente utilizzata nelle attività di gestione del territorio nazionale, non sempre ha assunto, come avvenuto in Campania, il ruolo di base conoscitiva essenziale per la pianificazione delle pericolosità geomorfologiche, la programmazione degli schemi di assetto e difesa del suolo, nonché la progettazione degli interventi di mitigazione dei rischi idrogeologici [1] [2] [3].

Infatti, a partire dal gennaio 1997 in tutta la Campania e poi, nel maggio 1998, nei cinque comuni di Bracigliano, Quindici, San Felice a Cancelli, Sarno e Siano, si verificarono ripetuti eventi di flussi rapidi di materiale piroclastico, che provocarono diverse vittime. Ciò indusse gli organi preposti a richiedere alla comunità scientifica nazionale, tra le altre attività, la perimetrazione delle aree soggette a rischio residuo nei citati cinque comuni e successivamente la individuazione e perimetrazione delle aree della regione Campania soggette ad analogo rischio [4] [5] [6].

La gestione scientifica della prima emergenza, infatti, impose la necessità di disporre di dati territoriali quantitativi ed a "limiti certi" a supporto delle decisioni di protezione civile e comportò la scelta di utilizzare, per quanto possibile, una cartografia geomorfologica "a copertura completa e non esclu-

sivamente in forma simbolica”, nel senso che tutte le forme significative dovevano essere rappresentate con i loro specifici limiti areali, giustapposti a quelli delle forme adiacenti [5] [7]. La richiesta impellente di dati e cartografie impose, inoltre, l'utilizzazione di sistemi informatici, tipo G.I.S., capaci di immagazzinare, elaborare e produrre dati e cartografie derivanti da fonti e da tematiche differenziate in tempo reale ed a scala di estremo dettaglio.

La mancanza di specifiche tecniche ufficiali di cartografia ed elaborazione informatica di dati territoriali spaziali di sintesi suggerì di utilizzare le metodologie e le procedure proposte da [8] per la pianificazione ambientale, a partire da originali di autore di natura simbolica.

A seguito della emanazione del DPCM 180/98 e ss.mm.ii., la comunità tecnico-scientifica campana, inizialmente coordinata dal C.U.G.RI. (Consorzio interUniversitario tra Università di Napoli “Federico II” e l'Università di Salerno, denominato Centro di Ricerca per la Previsione e Prevenzione dei Grandi Rischi), ha supportato l'avviamento della pianificazione post-emergenziale di bacino (“Piani Straordinari (PS) per la individuazione e perimetrazione delle aree a maggiore rischio idrogeologico”) di competenza delle Autorità di Bacino Regionali della Campania (AdBRC: Nord-Occidentale (AdBRNO), Sarno (AdBRSRN), Destra Sele (AdBDxSele) e Sinistra Sele (AdBSxSele). Analoghe cartografie geomorfologiche sono state redatte a supporto dei PSAI relativi alle altre AdB Regionali e, con modeste variazioni, anche dall'AdB Nazionale Liri-Volturno e Garigliano, ora tutte accorpate nell'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale.

Successivamente alla fase emergenziale ed alla Pianificazione Straordinaria del rischio idrogeologico, le varie Autorità di Bacino hanno provveduto alla redazione di ulteriori cartografie geomorfologiche di maggiore dettaglio e risoluzione, anche sulla scorta delle cartografie tecniche regionali e relative ortofoto. A partire dal 2005, in seno al C.U.G.RI., è stata avviata una attività di revisione sistematica della legenda geomorfologica e delle frane finalizzate alla valutazione della suscettibilità da frana ed alla stabilità dei versanti, nell'ambito di un Accordo di Programma con l'Autorità di Bacino Nazionale del Liri, Volturno e Garigliano (Responsabile Scientifico Domenico Guida).

In considerazione della rilevanza che l'Ente di riferimento (ex AdB Nazionale), ora Distretto Idrografico dell'Appennino Meridionale, quelle Specifiche Tecniche, furono di riferimento per i successivi approfondimenti nell'ambito delle attività poste in essere dall'Associazione Italiana di Geografia Fisica e Geomorfologia (AIGeo) a partire dal 2007, prima e dal 2014, poi, in accordo con l'ISPRA ed il Consiglio Nazionale dei Geologi. Queste ultime attività, ancora in corso per la parte di informatizzazione, sono state formalizzate nel Quaderno 13 (ISPRA, Campobasso, 2018), di cui si discuterà nella sezione seguente.

## 2. Il Sistema Informativo Geomorfologico dell'Università di Salerno (GmIS\_UNISA, 2009- 2012)

Durante l'Assemblea AIGeo che si tenne a Torino nel 2007, fu costituita una Commissione AIGeo<sup>1</sup> che si è riunita dal 2007 al 2009, producendo linee di indirizzo di carattere generale. Il documento di riferimento era [9] che illustrava le metodologie in uso all'Università di Salerno<sup>2</sup>. Successivamente, durante l'Assemblea AIGeo che si tenne a Modena nel 2009, fu presentato un ulteriore contributo [10], supportato da tre poster contenenti una proposta di legenda che riprendeva e ottimizzava tutte le proposte precedentemente elaborate.

In [11] furono, successivamente, enunciati i principi, gli scopi ed i metodi per una nuova cartografia geomorfologica ad oggetti, che, prendendo spunto dalle precedenti esperienze e proposte, formalizzava il problema, diventando, da allora, riferimento riconosciuto a livello internazionale, discusso ed analizzato in un Workshop promosso dall'Associazione Internazionale di Geomorfologia, che si tenne a Salerno nell'ottobre del 2012.

Per valorizzarne la portata a livello nazionale estesa a una più vasta utenza nazionale, fu pubblicato l'articolo [12], anche al fine di rendere noto ad un più vasto ambito tecnico-professionale le metodologie illustrate in [11]. L'articolo presentava una panoramica della cartografia geomorfologica, dall'approccio "tradizionale" a simboli ai recenti modelli GIS ad "oggetti", capaci di realizzare un valido supporto cartografico all'analisi ambientale ed ai progetti di pianificazione territoriale.

Negli ultimi decenni la disponibilità di nuovi strumenti (quali immagini satellitari, GPS, DEM e GIS) ha consentito approcci più efficaci nell'acquisizione, archiviazione e rappresentazione delle forme del rilievo terrestre. In questo modo i geologi possono produrre modelli geomorfologici consistenti in elementi superficiali ("oggetti"), disposti in classi gerarchicamente organizzate aventi proprietà variabili nello spazio e nel tempo e dotate di relazioni geometriche, topologiche e funzionali.

A differenza delle carte "tradizionali", i modelli ad "oggetti" possono fornire una più completa descrizione geometrica delle forme superficiali e dei depositi a queste correlati. Procedure di generalizzazione/decomposizione consentono, inoltre, di traslare gli oggetti geomorfologici dalle scale più grandi a quelle più piccole e viceversa. Un esempio di modello geomorfologico a oggetti, applicato con successo in diversi progetti di zonazione di pianificazione territoriale, è rappresentato dal Sistema Informativo Geomorfologico in atto presso l'Università di Salerno (GmIS\_UNISA). L'innovazione principale legata all'introduzione del GmIS\_UNISA rispetto ai criteri

<sup>1</sup> Per l'aggiornamento delle linee guida per la cartografia geomorfologica nazionale.

<sup>2</sup> Durante l'emergenza idrogeologiche che in Campania tra il 1998 e il 2006.

cartografici “tradizionali” è che, mentre questi ultimi producono “carte statiche”, uniche e non modificabili dopo la loro stampa, il sistema informativo geomorfologico citato consente, invece, di produrre rappresentazioni cartografiche differenziate in tempo reale continuamente aggiornabili, di svolgere analisi numeriche e di estrarre dati combinati per produrre tematismi derivati da utilizzare in specifici settori di ricerca, applicativi e professionali.

Nonostante gli sforzi profusi dalla comunità scientifica geomorfologica per aggiornarlo e adeguarlo ai nuovi strumenti di lavoro, l’approccio cartografico “tradizionale” a simboli (*symbol-based mapping system*), non sembrava più pienamente idoneo a fornire una rappresentazione completa e dimensionalmente corretta della complessità del paesaggio fisico (processi, forme ed evoluzione) alle diverse scale [11]. Esso risulta, inoltre, insufficiente a rispondere alle esigenze scientifiche e pratiche della società, come zonazione delle pericolosità geomorfologiche, gestione dei geositi, cartografia dei suoli, ecologia del paesaggio, ingegneria ambientale, idrologia, scienze forestali ed agronomia.

Gli sforzi più rilevanti nell’attuale cartografia geomorfologica possono, pertanto, essere sintetizzati nei seguenti aspetti: interoperabilità dei dati, struttura gerarchica e multiscalare; rappresentazione a copertura completa (*full-coverage mapping*) e gestione dei dati orientati agli oggetti (*object-oriented data management*) [11]. Tralasciando il tema specialistico dell’interoperabilità, riteniamo opportuno, in questa sede, affrontare le problematiche legate all’approccio gerarchico e multiscalare ed alla realizzazione di carte geomorfologiche a copertura completa, oggettivate con procedure geomorfometriche.

La teoria gerarchica, in generale, comprende una serie di principi atti a ordinare sistemi multilivello strutturalmente e funzionalmente complessi come quelli geomorfologici, dotati di relazioni a simmetria orizzontale ed asimmetria verticale, verso l’alto e verso il basso. L’approccio gerarchico consente di integrare le metodologie “tradizionali” basate su legende simboliche con i sistemi di classificazione delle unità di paesaggio gerarchicamente ordinate, già ampiamente applicati in differenti settori delle scienze ambientali [8], [13], [14], [15], [16]. I simboli diventano limiti, attributi o tendenze evolutive “poggiati” su entità areali “nidificate” in sequenze nelle quali ciascun livello gerarchico include gli effetti cumulativi del livello più basso [17].

La cartografia geomorfologica a copertura completa ed orientata agli oggetti può essere realizzata secondo due diverse procedure: a) *expert judgment supervised* e b) *fully automatic un-supervised*. La prima procedura, partendo dall’approccio “tradizionale” ed implementando progressivamente i risultati del riconoscimento e delimitazione delle forme attraverso l’analisi *object-based*

su DEM appropriato, è controllata *step-by-step* dal giudizio esperto del geomorfologo. La seconda, sempre partendo da DEM, imposta ricorsivamente algoritmi di calcolo basati su logica *fuzzy* ricavando automaticamente le entità geomorfiche (*fully automatic unsupervised*) che vengono successivamente tarate sul terreno con opportuni criteri di campionamento o, in laboratorio, sulla base di modelli morfo-evolutivi fisicamente basati. Il risultato di entrambe le procedure porta alla realizzazione di cartografie geomorfologiche “oggettive” e “ripetibili” tanto per la individuazione delle forme, definizione dei limiti che per la determinazione degli attributi rappresentativi.

La struttura-quadro del sistema consiste nell’implementazione della tassonomia gerarchica in una banca dati e in un sistema di output multi-scalare. I diversi livelli tassonomici sono organizzati in termini di “entità topologiche nidificate” rappresentate da poligoni chiusi, linee aperte, punti, simboli-campiture e simboli puntuali. Come avviene per i normali geo-database, ciascuna di queste entità è supportata da attributi caratterizzati da regole di transizione tra livelli gerarchici verso l’alto (*upscaling*) e verso il basso (*downscaling*). Partendo dal livello focale, aprioristicamente scelto in rapporto alle finalità dello studio, vengono utilizzati “valori soglia di scala” (*scale thresholds*), definiti tramite giudizio esperto o regole di *scaling*, che consentono di generalizzare le entità verso l’alto (poligoni che possono trasformarsi in linee e punti in ambiente vettoriale ed oggetti che possono accorparsi prima in aggregati di pixel via via più comprensivi in ambiente raster e poi in poligoni con la tecnica della segmentazione). Al contrario, verso livelli più bassi, i punti si trasformano in linee e in poligoni.

La procedura operativa adottata per la realizzazione della cartografia geomorfologica segue il protocollo di [10] e include i seguenti step:

1. produzione di una carta geomorfologica “tradizionale” a simboli (symbol-based), derivata da rilievi di terreno;
2. delimitazione sulla base dell’interpretazione di foto aeree e codifica delle entità geomorfologiche simbolizzate nello step precedente al fine di produrre una carta geomorfologica a copertura completa;
3. trasformazione topologica delle primitive grafiche supportate da una lista di attributi;
4. costruzione del modello concettuale del modello cartografico geomorfologico basato su oggetti e implementabile nel sistema GIS, sia layer-based che object-based/-oriented;

5. analisi geomorfometriche da DEM seguite dal riconoscimento (supervised) automatico delle forme, basato su segmentazione e classificazione fuzzy, possibilmente integrato dall'analisi di immagini satellitari;
6. costruzione e validazione della carta geomorfologica gerarchica e multiscalare attraverso la strutturazione nidificata (Guida et al., 2009);
7. costruzione, se richiesto, di carte a scala più grande di settori dell'area di studio mediante decomposizione delle forme rilevate alla scala focale con il supporto di attributi già presenti nel database e di indagini supplementari.

I presupposti teorici e procedurali che sono alla base del metodo possono costituire riferimento ed un punto di partenza per definire uno “standard” cartografico condiviso e riconosciuto a livello nazionale, nonché per avviare un'utile discussione a livello internazionale. Le ricadute pratiche, già ampiamente sperimentate nel campo della pianificazione territoriale, valutazione delle pericolosità geomorfologiche e gestione delle risorse, consentono di dimostrare, anche, la concreta possibilità di diffondere progressivamente questi nuovi approcci di cartografia geomorfologica a livello professionale.

### **3. Aggiornamento della Legenda Geomorfologica Nazionale (2014-2018) e nuove Linee Guida (ISPRA, 2018)**

Al fine di aggiornare le linee guida della cartografia nazionale, nel 2014, è stata costituita una Commissione inter-istituzionale tra ISPRA, AIGEO e Consiglio Nazionale dei Geologi. Di seguito, si sintetizzano i contenuti nel primo fascicolo del Quaderno 13, fascicolo 1 [18], già pubblicati on line.

A differenza del modello cartografico “tradizionale”, ampiamente diffuso in Italia e applicato nel Progetto CARG [19], il nuovo modello di carta geomorfologica proposto, discusso in precedenza, non usa come base la litologia del substrato, ma rappresenta l'intera superficie cartografata in termini di entità geomorfologiche (forme s.l. e depositi associati). La base litotecnica rilevata alla stessa scala e geo-referenziata, è comunque presente nel database e, qualora necessario, visualizzabile e riproducibile. Apposite regole di transizione sono predisposte per i passaggi di scala, così da poter disporre, in ogni caso, di una base litotecnica confrontabile con la rappresentazione geomorfologica.

Il nuovo modello cartografico trova la sua piena espressione attraverso l'utilizzo di procedure informatiche “orientate agli oggetti”, mediante i quali è possibile selezionare i dati rappresentati e interrogarli per conoscere non solo gli attributi a essi collegati, ma anche i moduli funzionali e ricavarne informazioni supplementari.



La sua applicazione comporta:

1. un incremento delle combinazioni dei dati geomorfologici gestibili e rappresentabili;
2. una facile interazione, in fase di rappresentazione e analisi dei dati, con altri settori disciplinari;
3. la conformità con i più accreditati standard internazionali basati sul sistema di metadata, al fine di consentire l'interoperabilità tra sistemi informativi geografici differenti.

Il modello cartografico proposto potrà essere applicato anche alla cartografia geomorfologica ufficiale del Servizio Geologico d'Italia e alle carte geomorfologiche elaborate dalla comunità scientifica attraverso la "traduzione ad oggetti" delle forme ivi simbolicamente rappresentate.

Nel secondo fascicolo del Quaderno n. 13, in corso di definizione, saranno esplicitate le regole di "traduzione" e i metodi di strutturazione della rappresentazione simbolica in termini di "oggetti", che trovano già una loro anticipazione nelle applicazioni effettuate nel Progetto CUR\_CIS2020.

I passaggi di scala dal livello di rilevamento verso rappresentazioni di minore dettaglio comprendono sia la generalizzazione delle forme del rilievo, in funzione delle loro dimensioni reali e della loro riproducibilità su carta alle varie scale mediante poligoni o linee aperte, sia il loro accorpamento in simboli più inclusivi mediante l'uso di appositi codici e di specifiche regole di transizione, sempre con il giudizio esperto del geomorfologo.

I passaggi di scala mediante apposite regole e codici di transizione riguardano anche base geologica a orientamento lito-tecnico che sempre si accompagna alla carta geomorfologica. Il tema della multi-scalarità e della transizione tra i diversi livelli gerarchici saranno trattati in dettaglio nel fascicolo 2, insieme agli aspetti tecnico-informatici relativi all'inserimento nel database dei dati rilevati, alla loro analisi e alla loro riproduzione sullo schermo e in stampa. I lavori della Commissione "Informatizzazione" (2018-2020) sono ancora in itinere per la redazione del Quaderno 13, fascicolo 2. In attesa di questo completamento, nel successivo paragrafo (Metodologie di Cartografia Geomorfologica Quantitativa e ad Oggetti), sono illustrate le procedure ed i risultati cui si è pervenuti nella cartografia geomorfologica del CUR\_CIS2020, con particolare riferimento alla recente proposta di modello cartografico delle frane LOOM (Landslide Object-Oriented Model) [20].

#### **4. Limiti delle cartografie tradizionali**

La cartografia di Piano, ricalcando le procedure GmIS\_UniSA, rispondeva, al tempo della sua redazione, ad alcuni dei requisiti richiesti e/o proposti nelle

ultime linee guida. In particolare, l'aspetto che più di tutti denota l'avanzamento della cartografia di Piano rispetto alle linee guida del 1994 [6], è la "copertura totale". Inoltre, l'aggregazione delle aree che costituiscono la copertura totale sulla base delle categorie di forme descritte utilizzate, permetteva di classificare l'intero territorio in base all'agente morfogenetico dominante; questa riclassificazione può essere approssimativamente correlata alla definizione delle Unità Geomorfo-Topografiche di Base descritte nelle citate Linee Guida ISPRA (2018). Al netto delle innovazioni citate in precedenza, la cartografia di Piano presenta, però, alcune criticità rispetto alle ultime proposte metodologiche, sia da normativa, che da letteratura specializzata:

- Struttura dei dati basata sul modello relazionale;
- Inconsistenza delle relazioni topologiche tra gli oggetti rappresentati;
- Disomogeneità gerarchica delle forme rappresentate.

In base agli ultimi standard per la gestione e manipolazione dei dati geografici (ISO serie 19100) ed alle direttive della banca dati comunitaria INSPIRE, il modello ottimale per la interoperabilità dei dati geografici è stato individuato nel modello "ad oggetti".

Rispetto a quest'ultimo, il modello relazionale, che resta ad oggi ancora il più diffuso ed utilizzato, è basato sulla suddivisione dei dati in tabelle, dove ogni entità è rappresentata da una riga di tabella (*record*) e l'identità e la tipologia del dato è espressa solitamente tramite attributi. In un modello di dati "ad oggetti", invece, la strutturazione di una banca dati prevede una fase preliminare di modellizzazione dei dati, dove vengono dapprima definite le classi dei dati che si vogliono gestire e le relazioni che intercorrono tra di esse, le entità che popoleranno le classi sono definite oggetti. In questo modo il dato viene classificato "a priori", a prescindere dai propri attributi, data l'appartenenza ad una classe specifica definita in precedenza, anche le relazioni con oggetti appartenenti ad altre classi sono definite automaticamente.

Una banca dati ad oggetti può essere realizzata anche utilizzando formati non tabellari. Ad esempio, uno dei formati che si sta sempre più utilizzando è il formato GML (*Geography Markup Language*), basato sul più celebre e generalizzato XML (*eXtensible Markup Language*). Un esempio di banca dati basata sul modello a oggetti, ma realizzata seguendo un approccio ibrido, cioè basato su tabelle, è rappresentato dai Database GeoTopografici realizzati o in corso di realizzazione dagli enti Regionali (DM 10/11/2011) e relative Specifiche di Contenuto.

Ai fini del Progetto CUR\_CIS2020, quindi, sono state mantenute le forme ed i morfotipi di piano nella loro struttura originaria e sono state ristrutturare,

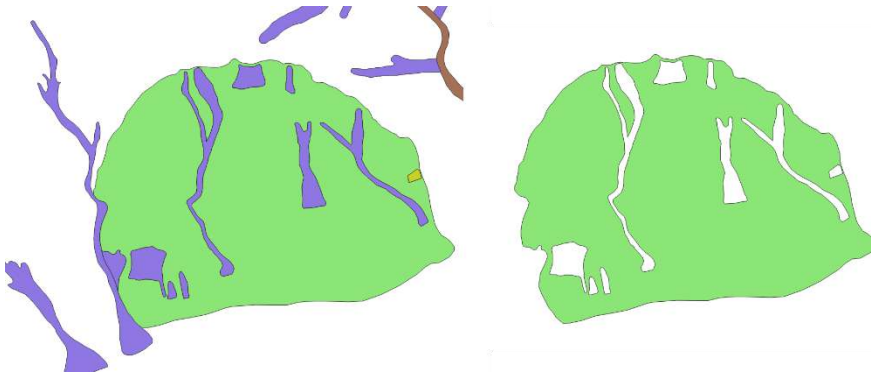
secondo un modello a oggetti, le sole forme relative ai dissesti ed ai processi gravitativi, essenzialmente le frane di crollo e di scorrimento-flussi. Tale modello sarà discusso con maggiore dettaglio nel paragrafo successivo. Tale scelta è stata dettata dal fatto che non è ancora stata definita in modo univoco, rigoroso e condiviso dalla comunità scientifica geomorfologica, un modello ontologico e semantico, essenziale per una strutturazione ad oggetti, tale da poterlo applicare alla totalità delle forme (Fascicolo 2 del citato Quaderno 13 ISPRA, di prossima pubblicazione, ma anticipato nel Fascicolo 1, in termini di proposta).

Ai fini della interoperabilità con gli strumenti informatici ed i software più diffusi attualmente, il modello a oggetti per le forme legate alla gravità è stato comunque realizzato con un sistema basato su tabelle (*SQLite*), dove in ogni tabella sono contenuti gli oggetti appartenenti ad una sola classe in forma di *records*. La seconda criticità riguarda le relazioni topologiche esistenti tra le entità rappresentate nei prodotti del Piano, difatti, esse si riducono alla sola relazione di adiacenza. Questo deriva dalla consuetudine di rappresentare il dato spaziale areale tramite poligoni giustapposti tra loro con i bordi in condivisione secondo uno schema che potrebbe essere definito “a mattonella” o “a mosaico”. Tale procedura porta alla definizione di un livello informativo che “ammanta” l’area di interesse senza sovrapposizioni tra le entità appartenenti alla stessa tabella. Nonostante questo modello sia utile per numerose applicazioni, come ad esempio i dati catastali, confini amministrativi, copertura del suolo, etc., per la rappresentazione dei dati geomorfologici risulta insufficiente.

La mosaicatura delle forme e dei depositi, in effetti, crea una inconsistenza concettuale tra il dato e la realtà che si vuole rappresentare, difatti, molto spesso, in natura si hanno sovrapposizioni di più depositi e forme (Figura 1). In tale contesto risulta indispensabile dover strutturare il dato in modo tale da mantenere quelle relazioni topologiche che meglio approssimano la situazione reale. In particolare, risulta essenziale riuscire a mantenere i rapporti di sovrapposizione spaziale secondo un modello che può essere definito 2,5D o addirittura 3D.

In riferimento al modello a oggetti proposto nelle già citate nuove linee guida geomorfologiche dell’ISPRA, da un punto di vista gerarchico, la legenda utilizzata negli elaborati di Piano, elenca come forme entità che potrebbero costituire sistemi geomorfologici (es. versante fluvio-denudazionale, valle torrentizia, piana costiera), complessi geomorfologici (es. falde detritiche, aree a calanchi) oppure componenti di forme (es. scarpata di terrazzo, orlo di superficie, scarpata di fosso). Questo deriva in parte da quella che era

la legenda per la cartografia geomorfologica in vigore ai tempi di redazione del piano, dove qualsiasi entità geomorfologica era riportata genericamente come “forma”. Dal confronto con i livelli di dettaglio utilizzati per le frane, si è ritenuto opportuno assimilare le “forme” descritte dal Piano come complessi geomorfologici. Anche per i suddetti motivi, è stato necessario utilizzare, almeno per le frane, un approccio di gestione del dato capace di conservare le relazioni topologiche tra oggetti nel modo più fedele possibile alla realtà. L’approccio orientato agli oggetti utilizzato (*LOOM - Landslide Object-Oriented Model* [20]) è basato sul presupposto che i singoli oggetti (le singole frane) vengano rappresentati interamente, comprese le parti in sovrapposizione con altri oggetti, in modo tale da conservare le relazioni spaziali e, indirettamente, anche quelle temporali. L’ordinamento sopra-sotto, infatti, viene poi effettuato in fase di visualizzazione su base temporale, sia assoluta che relativa.



**Figura 23** - Esempio di incongruenza topologica nella strutturazione della cartografia geomorfologica elaborata nel PSAI Campania Sud.

## 5. Metodologie di Cartografia “object-oriented”

Partendo dal tema generale della definizione delle relazioni tra complesse sovrapposizioni/successioni spazio-temporali di frane, ai fini del progetto CUR\_CIS2020 è stato utilizzato un nuovo modello di inventario prototipato in [21] e proposto in [20], ovvero il modello LOOM (*Landslide Object-Oriented Model - Modello Orientato agli Oggetti per le Frane*).

Tale modello definisce una ontologia basata sul concetto di “**sistema di frane**” [3] per la descrizione delle associazioni di frane e le loro relazioni spazio-temporali e la implementa in una struttura di banca dati capace di immagazzinare sia l’informazione spaziale che temporale in un unico *dataset*, evitando la frammentazione del dato e l’inconsistenza logico-topologica (Figura

24). Tale struttura permette di derivare rapidamente informazioni circa il numero di fenomeni interagenti, la loro occorrenza relativa (quindi l'evoluzione di un versante), le loro relazioni spaziali e così via.

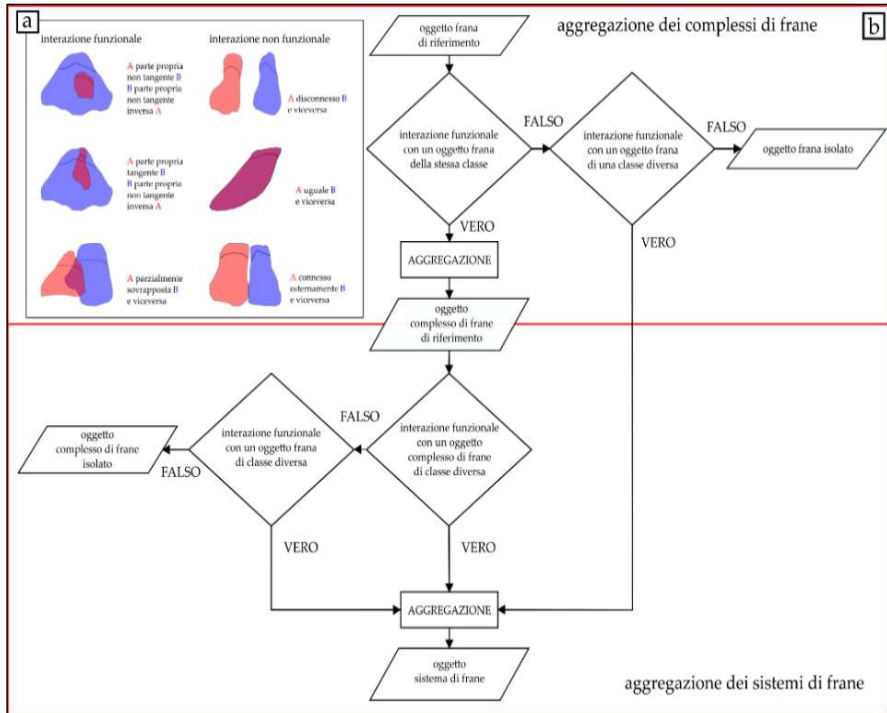


Figura 24 - Schema delle relazioni topologiche degli insiemi di frana e processo di aggregazione.

Il modello LOOM è stato sviluppato sulla base di una originale classificazione gerarchica e orientata agli oggetti definita in [20] a seguito della emanazione delle nuove linee guida per la cartografia geomorfologica [18] e sulla base del lavoro prototipale di [11]. Il **livello focale** (livello 0) della gerarchia è composto dalle frane stesse definite dalla *classe Frana*, la quale a sua volta è specializzata in 21 sottoclassi in base alla tipologia principale di movimento.

Due livelli di aggregazione descrivono gli insiemi di frane: i) i complessi di frana risultano dall'aggregazione di frane della stessa tipologia spazialmente connesse e, come per la classe precedente, la *classe Complesso di frane* è specializzata in 21 sottoclassi (**livello +1**); ii) i sistemi di frane sono definiti come insiemi di frane di diversa natura spazialmente connesse e sono descritti dalla *classe Sistema di frane* (**livello +2**).

Due ulteriori livelli di scomposizione, invece, descrivo le componenti di frana, tramite la classe *Componente di frana*, a specializzazione variabile in base alla tipologia focale (**livello -1**), e gli elementi di componenti di frana descritti nella classe *Elemento di frana*, anch'essi a specializzazione variabile (**livello -2**).

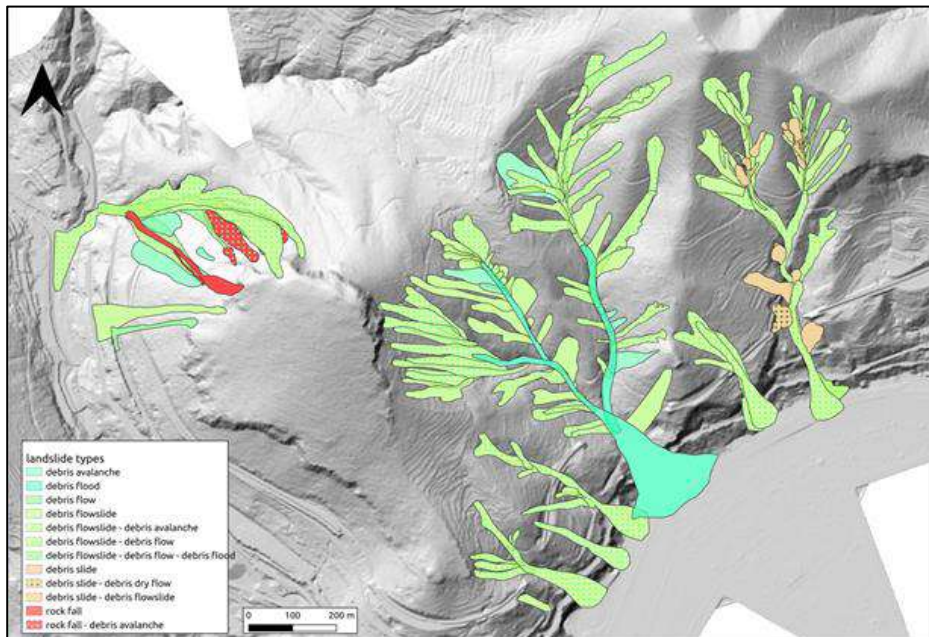


Figura 25 - Rappresentazione topologica degli insiemi di frana.

## 6. Metodologie geomorfometriche e geomorfiche

Al fine di oggettivare le forme del rilievo superficiale di tipo gravitativo e degli Ambiti Geomorfologici Significativi, ai sensi delle recenti NTC2018 e relativa Circolare applicativa, sono stati utilizzati degli indici geomorfometrici ritenuti più appropriati.

### 1.1 Indice di Posizione topografica

L'Indice di Posizione Topografica (*Topographic Position Index - TPI*) è stato utilizzato da tempo per definire le forme del rilievo. Questo indice è stato definito da [22] come la differenza di elevazione tra un punto e la media di un suo intorno arbitrario, di dimensione e forma definite dall'utente:

$$TPI = z_0 - z_{media}$$

Ai fini di questo lavoro, è stata scelta una geometria di intorno circolare con raggio variabile. Solitamente, la scelta della dimensione dell'intorno è soggettiva e dipende dalle finalità dello studio [23].

Per ovviare a questa soggettività nella scelta delle dimensioni dell'intorno è stata utilizzata la procedura sviluppata in [24], ovvero sono stati utilizzati diversi raggi secondo una sequenza esponenziale di 2<sup>n</sup> celle dtm, da 2<sup>0</sup> a 2<sup>10</sup>. Successivamente, la sequenza di output è stata mediata sia utilizzando i dataset di output diretto sia utilizzando i dataset standardizzati secondo la formula:

$$TPI_{std} = \left( \frac{TPI - medie}{deviazione\ standard} \right) * 100$$

In questa equazione, media e deviazione standard si riferiscono alle statistiche del singolo *dataset* che viene standardizzato di volta in volta. Il risultato di questa operazione consiste in due *stack* di 11 *raster dataset* ognuno, il primo contenente gli output diretti del calcolo TPI ai diversi raggi, il secondo contenente le rispettive versioni standardizzate.

Alla fine, entrambi gli *stack* sono stati aggregati calcolandone la media.

I valori di TPI sono stati classificati utilizzando 3 livelli gerarchici progressivi: le Unità Topografiche di Base (UTB) [18], le posizioni di versante [22] e le forme del rilievo, definite nell'ambito di questo progetto.

Il punto di partenza per la classificazione è costituito dalla definizione delle posizioni di versante, basate sulla classificazione dei valori di TPI sulla base della sua deviazione standard (

Tabella 2).

Successivamente, le UTB vengono derivate per aggregazione delle precedenti posizioni di versante, mentre le forme del rilievo derivano dalla ulteriore scomposizione dei valori di TPI con l'aggiunta dei valori di pendenza, secondo lo schema mostrato in Tabella 1.

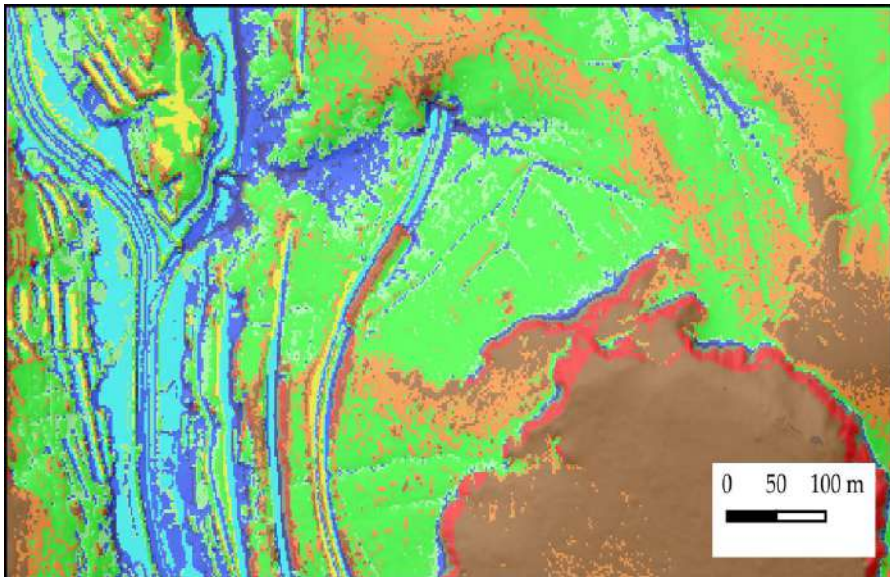
In questo modo, a partire dalle 3 Unità Topografiche di Base e passando per 5 Posizioni di Versante, si arriva alla definizione di 13 forme del rilievo elementari.

**Tabella 2** - Classificazione gerarchica del TPI (vedi testo per parametri)

UTB	Posizioni di Versante	Forme del rilievo
Sommità	TPI > std = Crinale	TPI > std & P > 60° = Scarpata
		TPI > std & 5° < P ≤ 60° = Crinale
		TPI > 2std & P ≤ 5° = Cima, cresta, pinnacolo



		$\text{std} < \text{TPI} \leq 2\text{std} \ \& \ P \leq 5^\circ = \text{Ripiano sommitale}$
	$0,5\text{std} < \text{TPI} \leq \text{std} = \text{Versante sommitale}$	$0,5\text{std} < \text{TPI} \leq \text{std} \ \& \ P > 60^\circ = \text{Scarpata}$ $0,5\text{std} < \text{TPI} \leq \text{std} \ \& \ P \leq 60^\circ = \text{Spalla, crinale secondario, sella}$
Versante	$-0,5\text{std} < \text{TPI} \leq 0,5\text{std} = \text{Versante intermedio}$	$-0,5\text{std} < \text{TPI} \leq 0,5\text{std} \ \& \ P > 60^\circ = \text{Scarpata}$
		$-0,5\text{std} < \text{TPI} \leq 0,5\text{std} \ \& \ 5^\circ < P \leq 60^\circ = \text{Versante}$
	$-\text{std} < \text{TPI} \leq -0,5\text{std} = \text{Piede di versante}$	$-0,5\text{std} < \text{TPI} \leq 0,5\text{std} \ \& \ P \leq 5^\circ = \text{Ripiano intermedio}$
		$-\text{std} < \text{TPI} \leq -0,5\text{std} \ \& \ P > 60^\circ = \text{Scarpata erosiva}$
Fondovalle	$-\text{std} < \text{TPI} \leq -0,5\text{std} = \text{Piede di versante}$	$-\text{std} < \text{TPI} \leq -0,5\text{std} \ \& \ 5^\circ < P \leq 60^\circ = \text{Piede di versante}$
		$-\text{std} < \text{TPI} \leq -0,5\text{std} \ \& \ P \leq 5^\circ = \text{Piana alluvionale}$
		$\text{TPI} \leq -\text{std} = \text{Fondovalle}$
		$\text{TPI} \leq -\text{std} \ \& \ P > 60^\circ = \text{Scarpata erosiva}$
		$\text{TPI} \leq -2\text{std} \ \& \ P \leq 60^\circ = \text{Fondovalle, canale inciso,}$



**Figura 26** - Rappresentazione cartografica della classificazione TPI; per la legenda fare riferimento alla Tabella 2.



## 6.2 *Analisi Slope/Area per la individuazione dei Domini di Processo*

Una procedura da tempo utilizzata per la stima della tipologia dei processi geomorfici dominanti sui versanti, incluse le frane di flusso, è graficare la pendenza in funzione dell'area drenata [25], [26], [27], [28].

Sulla base di osservazioni relative al caso di studio, ovvero un paesaggio costituito principalmente da rilievi carbonatici ammantati da coltri piroclastiche, il dominio Pendenza-Area è stato suddiviso in 6 regioni identificative di diverse tipologie di fenomeni, in particolare, rispetto a quanto riportato in letteratura, le regioni I e III sono state suddivise sulla base delle osservazioni effettuate durante le attività di rilevamento (Figura 5):

**Ia** Processi diffusivi – areali su crinale: corrisponde al primo tratto della curva Area/Pendenza, caratterizzata da un iniziale aumento delle pendenze con l'aumentare dell'area drenata a monte fino al picco della funzione:

**Ib** Superato il picco della funzione, la tendenza precedente si inverte e la pendenza comincia a decrescere con l'aumentare dell'area drenata;

**II** Processi erosivi – concentrati: la seconda soglia è individuata in corrispondenza del primo centro di curvatura della funzione Pendenza-Area, corrispondente al primo massimo-minimo della derivata seconda della pendenza;

**IIIa** Processi erosivi – transizionali: la terza soglia viene individuata al primo punto di flesso della funzione Pendenza, ovvero in corrispondenza del primo zero nella derivata seconda;

**IIIb** Processi erosivo-deposizionali – incanalati: la quarta soglia viene individuata in corrispondenza del primo cambio di pendenza della funzione individuato dal valore zero della derivata prima;

**IV** L'ultima soglia viene posta in corrispondenza del tratto terminale della curva che sarà caratterizzato da un andamento sempre decrescente, viene quindi individuato in corrispondenza dell'ultimo punto di flesso della funzione.

A seconda della funzione che si va ad analizzare, non sempre è possibile individuare distintamente tutte e cinque le soglie, può infatti capitare che in alcuni casi un particolare dominio non sia affatto presente.

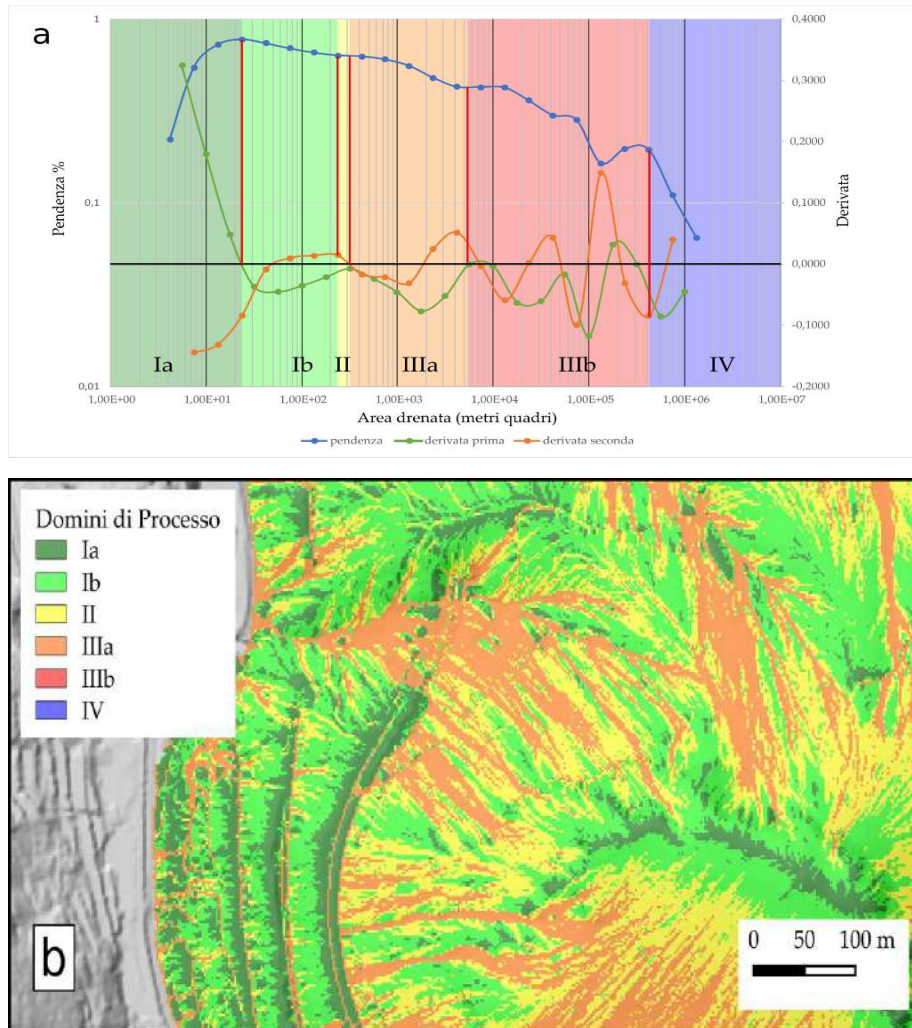


Figura 27 – a) Grafico e b) Cartografia raster dei Domini di Processo.

## 7. Oggettivazione geomorfometrica su forme campioni

Le forme cartografate nell'ambito del PSAI Destra Sele con approccio a copertura completa e le forme del rilievo, calcolate con un approccio puramente geomorfometrico, sono state messe a confronto utilizzando la matrice di confusione [29]. Il confronto è stato condotto prendendo come riferimento la forma "Crinale". Tale scelta è dovuta al fatto che i crinali sono

forme generiche descrittive della morfologia del territorio e non sono legate a processi ben precisi, difatti nella cartografia di Piano rientrano nelle “unità morfologiche e forme associate di genesi complessa”; ciò fa sì che la forma “Crinale” possa essere derivata anche da analisi puramente geomorfometriche basate su celle raster (“grid-based”) come, ad esempio, l’Indice di Posizione Topografica e la Pendenza. Nell’analisi effettuata vengono confrontati i crinali derivati dalla cartografia di Piano con i crinali derivati dall’analisi geomorfometrica (Figura 6).

Dal confronto dei dati risulta che la metodologia utilizzata per definire la forma “Crinale” ha un’accuratezza dell’88% circa ed una precisione di circa il 28%. L’elevata accuratezza può essere ricondotta all’alto tasso di veri negativi (90%), dovuto principalmente al fatto che la maggior parte dell’area investigata non è costituita da crinali, difatti, assumendo che il dato di Piano sia quello “reale”, circa il 94% dell’area non è classificato come “Crinale”.

**Tabella 3** - Matrice di confusione per "Crinale" (valori espressi in n. di celle)

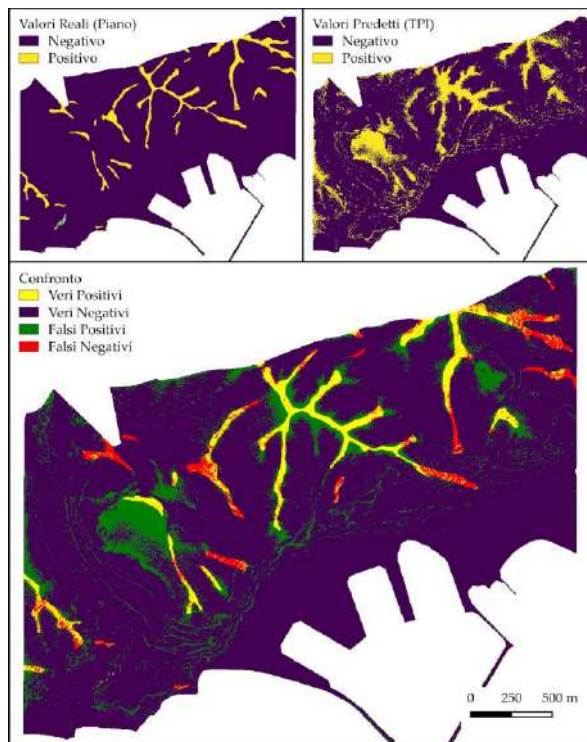
Totale (T) 1.521.992	Predetti		
	Reali	Veri Positivi (VP) 55.423	Falsi Negativi (FN) 38.478
Falsi Positivi (FP) 142.334		Veri Negativi (VN) 1.285.757	Falsi Reali (FR) 1.428.091
Giudizi in disaccordo (GD) 180.812	Predizioni Positive (PP) 197.757	Predizioni Negative (PN) 1.324.235	Giudizi in accordo (GA) 1.341.180
Tasso di Veri Positivi VP/VR 59,02%			
Precisione VP/PP 28,03%			
Accuratezza GA/T 88,12%			

La bassa precisione può essere invece correlata al mediocre tasso di veri positivi (59% circa). Questo può essere dovuto a diversi fattori, primo fra

tutti le tipologie di dato che sono stati messi a confronto. Le analisi geomorfometriche sono state condotte su un dato molto risoluto, ovvero un DTM prodotto da dati LiDAR con risoluzione di cella pari a 2m, e dato che la tecnica classifica come crinale qualsiasi forma abbia le caratteristiche morfologiche di un crinale indipendentemente dalla dimensione e quindi dalla scala, paradossalmente si possono avere anche crinali delle dimensioni di 2 celle (circa 4 m).

Nella realtà viene classificato come crinale una forma che abbia le caratteristiche di un crinale, ma anche la persistenza spaziale richiesta dalla scala di analisi, per cui i crinali riportati nella cartografia di Piano sono quelli che effettivamente soddisfano questi requisiti.

Per contro, la cartografia di Piano è restituita ad una scala inferiore rispetto al DTM utilizzato per le analisi, per cui alcuni dei valori che sono stati definiti come falsi positivi potrebbero effettivamente corrispondere a forme non contenute nel Piano per una questione di scala e quindi di rappresentabilità.



**Figura 28** - Rappresentazione dell'analisi di oggettivazione delle forme PSAL.

## Riferimenti bibliografici e sitografici

- [1] Guida D., Guida M., Iaccarino G., Metcalf G., Vallario A., Vecchio V. & Zicari G. (1979) - Il bacino del fiume Mingardo (Cilento): evoluzione geomorfologica, fenomeni franosi e rischio a franare. *Geologia Applicata e Idrogeologia*, 14.
- [2] Guida D., Guida M., Luise D., Salzano G. & Vallario A. (1981) - Geologia e franosità del bacino del Fiume Lambro (Cilento). *Geologica Romana*, 20, 197-218.
- [3] Guida D., Iaccarino G. & Perrone V. (1988) - Nuovi dati sulla successione del flysch del cilento nell'area di Monte Centaurino: relazioni tra unità litostratigrafiche, unità litotecniche e principali sistemi franosi. *Mem. della Società Geologica Italiana*, 41, 299-310.
- [4] Ministero dell'Interno - Ordinanza N. 2787 - Primi interventi urgenti per fronteggiare i danni conseguenti alle avversità atmosferiche e agli eventi franosi che nei giorni 5 e 6 maggio 1998 hanno colpito il territorio delle province di Salerno, Avellino e Caserta.
- [5] U.O. 2.38 (1998a) - Relazione sull'attività svolta dall'U.O. dell'Università di Salerno dal 21/05/1998 al 05/07/1998. G.N.D.C.I. - Dipartimento di Ingegneria Civile, Università di Salerno.
- [6] Servizio Geologico Nazionale (1994). Carta Geomorfológica d'Italia - 1:50.000 - Guida al rilevamento. Quaderni Serie III, 4, 42 pp.
- [7] U.O. 2.38 (1998b) - Ricerca storica sulle colate di fango in terreni piroclastici della Campania. G.N.D.C.I. - Dipartimento di Ingegneria Civile, Università degli Studi di Salerno.
- [8] Guida D., Guida M., Lanzara R. & Vallario A. (1996) - Unità Territoriali di Riferimento per la pianificazione ambientale: esempi a diversa scala nell'area di M.te Bulgheria (Cilento, Campania). *Geologia Tecnica & Ambientale*, 3.
- [9] De Pippo T., Guida D., Lanzara V., Siervo V. & Valente A. (2007) - Criteri, metodi e procedure innovative per la redazione di cartografia geomorfologica gerarchica multiscalare: proposte operative in ambiente GIS. Convegno Nazionale AIGEO "Ambiente Geomorfologico e Attività dell'Uomo: Risorse, Rischi, Impatti", Torino, 28-30 marzo 2007, 230-234.
- [10] Guida D., De Pippo T., Cestari A., Siervo V. & Valente A. (2009) - Applications of the hierarchic GIS-based geomorphological mapping system. In: Marchetti M. & Soldati M. (Eds.), *The Role of Geomorphology in Land Management, Abstract Volume*, 3rd AIGEO National Conference, September 13-18, Modena, Italy, 109-110.

- [11] Dramis F., Guida D. & Cestari A. (2011) - Nature and Aims of Geomorphological Mapping. In: Smith M., Paron P. & Griffiths J. (Eds.), *Geomorphological Mapping: methods and applications* (2011), Elsevier, Capitolo 3, 39-74.
- [12] Dramis F., Guida D., Cestari A., Siervo V. & Palmieri V. (2011) – Dalla cartografia geomorfologica al sistema cartografico geomorfologico: metodologie, procedure e applicazioni. *Geologia Tecnica & Ambientale*, 3-3/2011, 10-25.
- [13] Dikau R., Brabb E.E. & Mark R.M. (1991) - Landform classification of New Mexico by computer. U.S. Department of the Interior. U.S. Geological Survey. Open-file report, 91-634.
- [14] Bisci C. & Dramis F. (1992) - Geomorphologic-seismic zonation of the Marche Region (Central Italy) using computer aided techniques: preliminary considerations. *ITC Journal*, 1992-2, 196-201.
- [15] Blasi C., Guida D., Siervo V., Paolanti M., Michetti L., Capotorti C. & Smiraglia D. (2007) - Defining and mapping the landscape of Italy. *Advances and Applications of Landscape Character Mapping, Proceedings of the 7th IALE Congress- part 1*, 572-573.
- [16] Paron P. & Vargas R. (2007) - Landform of selected study areas in Somaliland and Southern Somalia. Integrated landform mapping approach at semi-detailed scale using remote sensing and GIS techniques. FAO-SWALIM, project report. L-02, Nairobi, Kenya.
- [17] Slaymaker O., Spencer T. & Dadson S. (2009) - Landscape and landscape-scale processes as the unfilled niche in the environmental change debate: an introduction. In: Slaymaker O., Spencer T. & Embleton-Hamann C. (Eds.), *Geomorphology and Global Environment Change*, Cambridge University Press, UK, pp. 1-36.
- [18] Campobasso C., Carton A., Chelli A., D'Orefice M., Dramis F., Graziotti R., Guida D., Pambianchi G., Peduto F. & Pellegrini L. (2018) - Aggiornamento ed integrazioni delle linee guida della Carta Geomorfologica d'Italia alla scala 1:50.000. *Quaderni Serie III*, 13, 95 pp.
- [19] Brancaccio L., Cinque A., Romano P., Roskopf C., Russo F. & Santangelo N. (1994) - L'evoluzione delle pianure costiere della Campania: geomorfologia e neotettonica. *Memorie della Società Geologica Italiana*, 53, 313-337.
- [20] Valiante M., Guida D., Della Seta M. & Bozzano F. (2021) - A spatiotemporal object-oriented data model for landslides (LOOM). *Landslides*, 18 (4), 1231-1244.

- [21] Valiante M., Bozzano F., Della Seta M. & Guida D. (2020) - A Hierarchical Model for the Rocca di Sciara Northeastern Slope Instabilities (Sicily, Italy). In: *Applied Geology: Approaches to future resource management*, Capitolo 8, 131-144.
- [22] Weiss A.D. (2001) - Topographic position and landforms analysis. *ESRI User Conference*, San Diego, CA.
- [23] Tagil S. & Jenness J. (2008) - GIS-based automated landform classification and topographic, landcover and geologic attributes of landforms around the Yazoren Polje, Turkey. *Journal of Applied Sciences*, 8 (6), 910-921.
- [24] Valiante M. (2020) - Integration of object-oriented modelling and geomorphometric methodologies for the analysis of landslide systems. *Tesi di Dottorato*, Sapienza Università di Roma.
- [25] Montgomery D.R. & Foufoula-Georgiou E. (1993) - Channel Network Source Representation Using Digital Elevation Models. *Water Resources Research*, 29, 3925–3934.
- [26] Booth A.M., Roering J.J. & Rempel A.W. (2013) - Topographic signatures and a general transport law for deep-seated landslides in a landscape evolution model. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, 118, 603–624.
- [27] Tseng C.M., Lin C.W., Dalla Fontana G. & Tarolli P. (2015) - The topographic signature of a major typhoon. *Earth Surface Processes and Landforms*, 40 (8), 1129–1136.
- [28] Vergari F., Troiani F., Faulkner H., Del Monte M., Della Seta M., Ciccacci S. & Fredi P. (2019) - The use of the slope–area function to analyse process domains in complex badland landscapes. *Earth Surface Processes and Landforms*, 44 (1), 273-286.
- [29] Powers D.M.W. (2007) - Evaluation: From Precision, Recall and F-Factor to ROC, Informedness, Markedness & Correlation. *Technical Report SIE*.

## 8. Classificazione “object-oriented” delle frane

**Tabella 3** - Sottoclassi di frana e tipologie di frana (traduzione da Hungr et al. (2014), a cura di Domenico Calcaterra Francesco Maria Guadagno, Domenico Guida, Mario Valiante, Paola Revellino).

Sottoclasse di Frana (livello 0)	Tipologie di Frana
classe Crollo di roccia	crollo di roccia
	crollo di ghiaccio
classe Crollo di terra	crollo di massi
	crollo di detrito
	crollo di limo
classe Ribaltamento di roccia	ribaltamento di blocchi di roccia
	ribaltamento flessurale
classe Ribaltamento di terra	ribaltamento di blocchi di ghiaia
	ribaltamento di blocchi di sabbia
	ribaltamento di blocchi di limo
classe Scorrimento rotazionale di roccia	scorrimento rotazionale di roccia
classe Scorrimento planare di roccia	scorrimento planare di roccia
classe Scorrimento di cuneo di roccia	scorrimento di cuneo di roccia
classe Scorrimento composito di roccia	scorrimento composito di roccia
classe Scorrimento irregolare in roccia	scorrimento irregolare di roccia
classe Scorrimento rotazionale di terra	scorrimento rotazionale di argilla
	scorrimento rotazionale di limo
classe Scorrimento planare di terra	scorrimento planare di argilla
	scorrimento planare di limo
	scorrimento traslativo di ghiaia
	scorrimento traslativo di sabbia
	scorrimento traslativo di detrito
classe Scorrimento composito di terra	scorrimento composito di argilla
	scorrimento composito di limo
classe Espansione di roccia	espansione di roccia
classe Espansione di terra granulare	espansione per liquefazione di sabbie
	espansione per liquefazione di limo
classe Espansione di terra coesiva	espansione di argille sensitive
classe Valanga di roccia	valanga di roccia
	valanga di ghiaccio
classe Flusso di terre asciutte Flusso secco di terra	flusso secco di ghiaia
	flusso secco di sabbia



	flusso secco di limo
	flusso secco di detrito
classe Colata di terra granulare umida	scorrimento-colata di sabbia
	scorrimento-colata di limo
	scorrimento-colata di detrito
	colata di detrito
	trasporto di detrito
	valanga di detrito
classe Colata di terra coesiva umida	scorrimento-colata di argille sensitive
	colata di fango
	colata di terra
	colata di torba
classe Deformazione profonda	deformazione gravitativa profonda
	deformazione di versante roccioso
classe Deformazione superficiale di versante	deformazione di versante di terra
	reptazione
	soliflusso

**Tabella 4** - Scomposizione in componenti ed elementi di frana

Sottoclasse di frana	Sottoclasse Componente di frana	Sottoclasse di elemento di frana
Crollo di roccia	zona di distacco/innesco	superficie di distacco
		blocco sospeso
		orlo di coronamento
		frattura di trazione sommitale
	zona di transito	traccia/buca di impatto
		traccia/solco di trascinamento
	zona di invasione/di arresto	traccia/solco di arresto
		buca di arresto
		blocco/i singolo/i
		deposito
Scorrimento planare di terra	zona di innesco	nicchia di distacco
	zona di transito	fianchi
		fondo
	area di recapito	area di invasione
		area di accumulo

90 – Progetto CUR\_CIS2020

Colata di terra granulare	zona di innesco	fondo
		fianco
	canale di transito	fondo
		fianco
	area di recapito	area di invasione
		area di accumulo

# Metodologie geo-applicative per la valutazione della suscettibilità da frana (Crolli)

Domenico Calcaterra, Pantaleone De Vita, Diego Di Martire, Luigi Guerriero, Miriam Limongiello, Antonio Pignalosa, Giacomo Russo

## *Abstract*

To define a procedure for evaluating the susceptibility to rockfall in terms of block detachment, propagation and arrival at both large and to local small scales, data derived by outcrops analysis, numerical cartography and literature review were used. At the large scale, the assessment of rockfall susceptibility was based on the simplified "Cone Method" [1]. Through such approach it was possible to identify the propagation area and to estimate the susceptibility of a rock collapse, for quick analyses that took into account the geometric and topographic characteristics of the slope and some empirical considerations. At the local small-scale concerns, a procedure consisting in the analysis of discontinuity sets by direct field measurements and indirect laser scanner surveys were initially carried out allowing the characterization of the rock mass and of the areas more prone to rockfall initiation by the Slope Mass Rating method. Subsequently, GIS processing and propagation modeling in both Rotomap GIS and Rockyfor3D environments, the latter considering the effect of vegetation, was established. This procedure was applied to the NW slope of Mt. San Liberatore, significant for the presence of the A3 Napoli-Salerno highway and the Napoli-Salerno railway. Both applications indicate a higher susceptibility to rockfall propagation and block arrivals of the area near to the southern portal of the San Liberatore highway tunnel, suggest the effectiveness of existing protection measurements and indicate how vegetation acts as a mitigating element limiting block propagation along the slope.

## **1. Suscettibilità da frane in roccia in area vasta Caratterizzazione degli ammassi rocciosi**

La caratterizzazione della qualità dell'ammasso roccioso è stata effettuata mediante approccio qualitativo, basato sulla stima del GSI (Geological Strength Index) durante le operazioni di rilevamento geologico. Il GSI è un indice di qualità dell'ammasso roccioso basato sulla comparazione visiva delle condizioni strutturali dell'ammasso roccioso e delle discontinuità in esso rilevate secondo lo schema di riferimento riportato in [2], [3].

Nel caso specifico, ad ogni unità litostratigrafica del substrato, è stato attribuito un intervallo di variazione del GSI ed è stata posta particolare attenzione alla caratterizzazione delle fasce contraddistinte da disturbo tettonico (damage zone).

Sulla base di un principio di cautela, è stata elaborata una carta in scala 1:5000 delle aree che comprendono M. San Liberatore e il viadotto Olivieri, rappresentativa del valore minimo del GSI (Elaborato II\_01\_05). Di seguito si riportano i risultati di tale caratterizzazione:

- CRH, Calcari di monte Crivo (Retico - Giurassico inf.): il valore GSI minimo è pari a 55 e, per quanto riguarda le zone di faglia all'interno di questa formazione, il valore GSI minimo è pari a 25.
- DBS1b, litofacies della Dolomia superiore (Norico – Retico): il valore GSI minimo è di 40 e, in corrispondenza delle zone di faglia si osservano ampie fasce cataclastiche il cui GSI minimo è di 15.
- DBS1c, litofacies della Dolomia superiore (Norico p.p.): il valore del GSI minimo è di 60 e, nelle principali zone di faglia dell'ammasso, il GSI minimo è di circa 25.
- DBS1d litofacies, Dolomia superiore (Norico – Retico p.p): il GSI minimo è di 25 e, presso le zone di faglia principali della formazione, il GSI minimo è pari a 10.
- MAaA, litofacies dei Calcari e Marne ad Avicula e Myophoria (Carnico p.p): il GSI minimo stimato è di 25 e, lungo le zone di faglia, il GSI minimo è di 20.
- MAAb, litofacies dei Calcari e Marne ad Avicula e Myophoria (Carnico p.p): il valore minimo del GSI di 30 e, in corrispondenza delle zone di faglia, il valore minimo del GSI è di 20.

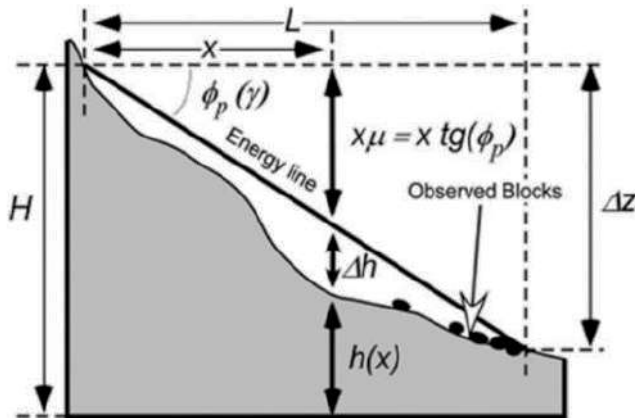
### **Analisi della suscettibilità**

Sulla base della caratterizzazione della qualità degli ammassi rocciosi, con lo scopo di analizzare la suscettibilità all'innesco, transito ed invasione per frane in roccia sull'intero areale di studio, è stato scelto il "Metodo dei coni" semplificato di [1], implementato in ambiente GIS e fondato sulle teorie elaborate da [4].

Heim propose l'esistenza di un angolo  $\beta$  (travel angle o reach angle), risultante dalla relazione tra una grandezza orizzontale e verticale, di un'area colpita dal fenomeno di caduta massi. Il "Metodo dei coni" si basa sulla definizione di questo parametro e, partendo dalla potenziale zona di distacco di blocchi, permette di stimare la massima distanza raggiungibile mediante poligoni a forma di cono, rappresentativi delle aree potenziali di innesco, transito ed invasione dei fenomeni in analisi. Tale metodologia è stata implementata nel software CONEFALL i quali hanno sviluppato un programma utile per una preliminare stima della potenziale zona di propagazione di un crollo in roccia. Il concetto fisico sul quale si basa il l'intero software è quello di

energy line, illustrato in **Figura 29**, empiricamente definito nel piano verticale dalla retta che connette la sorgente con il punto di arresto più lontano raggiunto da un blocco in caduta.

Basato sugli stessi principi di CONEFALL, il plugin QPROTO (QGIS Predictive ROckfall TOol [4] implementato software open source QGIS 3.4. è in grado di eseguire la procedura sopra proposta. Assumendo che all'apice del cono sia collocata una sorgente di caduta massi, il cono di visibilità può assumere il significato di cono di invasione e tutte le aree visibili della superficie topografica possono essere raggiunte da un masso in caduta [5]. Con questa interpretazione, gli angoli caratteristici del cono sono:  $\phi_p$ : angolo di energy line;  $\alpha$ : angolo di dispersione laterale;  $\omega$ : angolo di immersione del versante (dip direction). Dopo aver definito così il cono di invasione, attraverso un approccio energetico è possibile stimare la velocità di un blocco in caduta per ogni punto della superficie topografica del pendio che ricade nel cono. In questo modo, conoscendo la massa del blocco, si può ricavare l'energia cinetica  $E(x,y)$  per ogni punto posto al di sotto dell'energy line.



**Figura 29** - Variabili utilizzate per calcolare velocità ed energie basate sul concetto di energy line [1].

I valori di energia cinetica ottenuti tramite QPROTO sono simulati attraverso un moto equivalente di scivolamento lungo un piano con angolo di inclinazione  $\phi_p$ . In aggiunta, il software restituisce il parametro propensity to detachment index ID, che permette di determinare pericolosità relativa.

Al fine di determinare la suscettibilità per frane da crollo, sono state dapprima selezionate le potenziali aree di innesco mediante un'analisi del DTM disponibile con risoluzione  $10 \times 10$  m. E' stato quindi associato ad ogni punto

un codice identificativo (ID); una quota (ELEVATION) ed un'esposizione (ASPECT) estratti dal DTM; il peso stimato del blocco potenziale (BOULDER MASS), posto pari a 1300 kg; una propensione all'innesco (PROPENSITY TO DETACHEMENT INDEX) posta pari ad 1 in assenza di studi di dettaglio su area vasta; un ENERGY LINE ANGLE e un LATERAL SPREADING ANGLE pari rispettivamente a 35° e 15°, come suggerito dagli autori; ed, infine, una VISIBILITY DISTANCE pari a 500 m, ottenuta mediante analisi in ambiente GIS.

Dalla carta derivata (Elaborato\_II\_1\_06\_02) sono state definite cinque classi di suscettibilità variabile da molto bassa a molto elevata. Nel complesso si può affermare che l'area di studio, a grande scala, è caratterizzata da una suscettibilità piuttosto limitata, con alcuni settori, invece, nei quali la suscettibilità è elevata (**Figura 30**).



**Figura 30** - Esempio della suscettibilità nel settore meridionale dell'area di studio.

## 2. Suscettibilità da frana in roccia nel sito campione (M. San Liberatore)

Al fine di valutare la suscettibilità all'innesco, al transito e all'invasione da frane per crollo in roccia nell'area del M. San Liberatore, sono stati utilizzati: i) i dati cartografici disponibili, ii) i dati inerenti alle proprietà dall'ammasso roccioso, derivati dall'analisi degli affioramenti e dalla letteratura. Su questa

base sono state eseguite specifiche di intersezione in ambiente GIS, e la modellazione della propagazione attraverso i software Rotomap GIS e Rockyfor3D, quest'ultimo per valutare anche l'effetto della vegetazione.

### **Caratterizzazione dell'ammasso roccioso**

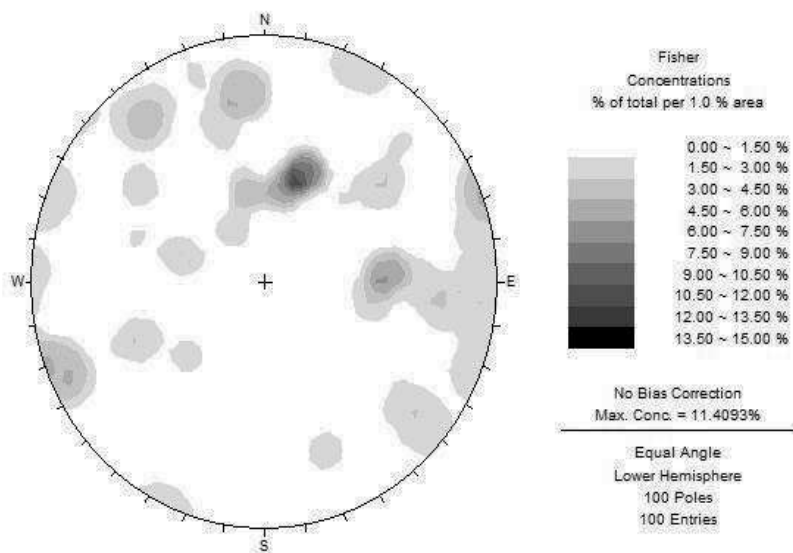
Le proprietà geologico-tecniche di un ammasso roccioso possono essere ricavate mediante metodi parametrici, basati sul considerare la caratterizzazione sia della roccia intatta che dei sistemi di discontinuità che pervadono l'ammasso stesso [6]. La caratterizzazione quantitativa dei sistemi di discontinuità rappresenta un aspetto di fondamentale importanza nella caratterizzazione degli ammassi rocciosi e tiene in considerazione: i) carattere genetico della discontinuità; ii) giacitura della discontinuità; iii) persistenza spaziale; iv) spaziatura; v) rugosità del piano espressa attraverso l'indice JRC (Joint Roughness Coefficient; [7]; vi) materiale di riempimento; vii) apertura media delle discontinuità; viii) resistenza a compressione uniassiale delle pareti delle discontinuità.

La caratterizzazione geometrica e giaciturale dei sistemi di discontinuità è altresì effettuabile mediante metodologia indiretta, basata sul rilievo laser scanner 3D, e algoritmi che (RANSAC, [8] permettono di determinare automaticamente i piani di discontinuità.

I dati acquisiti mediante le suddette tecniche di rilevamento sono oggetto di analisi statistica finalizzata al raggruppamento (cluster analysis) delle discontinuità simili per carattere giaciturale, che formano gruppi caratterizzati da sub-parallelismo, denominati famiglie di discontinuità (set). In conseguenza di quest'analisi, ciascuna famiglia di discontinuità è sarà caratterizzata dai valori rappresentativi delle altre proprietà rilevate (es. spaziatura, scabrezza, apertura, riempimento, ecc.). Le suddette analisi sono basilari per l'applicazione delle tecniche di classificazione geomeccanica degli ammassi rocciosi come la classificazione geomeccanica di Bieniaswki [9] o Rock Mass Rating (RMR) e il GSI, Geological Strength Index [2]. I risultati di tale classificazione sono sintetizzati nell'Elaborato II\_01\_06\_01.

Altro aspetto fondamentale utilizzabile per la programmazione di interventi per la mitigazione del rischio è la stima del volume dei blocchi di roccia potenzialmente mobilizzabili (volume di progetto). A tal fine, è stato stimato il Block Size Index  $I_b$  [10] da cui è stato possibile determinare il volume dei blocchi. Successivamente, la qualità dell'ammasso roccioso di M. San Liberatore è stata stimata considerando tutti i dati geomeccanici rilevati con la tecnica della scanline che è stata applicata su tre affioramenti dell'ammasso roccioso nel settore, comprese le discontinuità presenti lungo le pareti rocciose,

lungo le pareti posizionate a NNW del versante. I dati relativi alle giaciture di tutti i piani di discontinuità derivati dagli stendimenti, sono riportati in **Figura 31**. A completamento dell'analisi è stato possibile calcolare il volume dei blocchi medio presenti nell'ammasso roccioso, stimato in  $0.54 \text{ m}^3$ .



**Figura 31** - Contour plot delle famiglie di discontinuità rappresentative, effettuata mediante analisi di cluster.

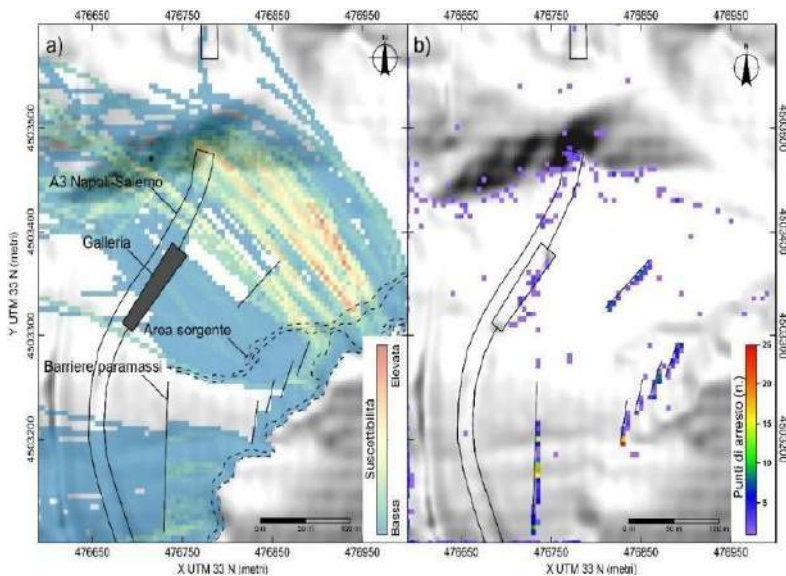
## Analisi con Rotomap GIS

Il software Rotomap GIS [11] permette di effettuare analisi di propagazione bidimensionale di fenomeni di crollo secondo procedure di simulazione di propagazione di blocchi rocciosi basate su dati raster. Le simulazioni utilizzano mappe parametriche, che permettono di associare ad ogni singola cella specifici parametri utili alla definizione delle traiettorie dei blocchi di roccia. In particolare, è necessario disporre di: i) modello digitale del terreno (DTM) dell'area della sperimentazione; ii) perimetrazioni delle aree individuate come sorgenti dei blocchi rocciosi; iii) stima della massa dei blocchi; iv) stima dei coefficienti di restituzione normale  $K_n$ , tangenziale  $K_t$  e di attrito ( $\varphi$ ) per le diverse zone del versante; v) presenza e distribuzione spaziale di eventuali opere di difesa (es.: barriere paramassi) in formato vettoriale.



La suscettibilità al transito e all'invasione di frane per crollo nell'area del M. San liberatore è stata condotta considerando i dati cartografici disponibili e dati derivati da rilievi di sito e analisi di laboratorio. La generazione del modello digitale del terreno, con una risoluzione finale di 5 m, è stata eseguita ricampionando i dati LiDAR disponibili per l'area. La perimetrazione delle aree sorgenti è stata eseguita campionando il modello digitale del terreno per valori maggiori e/o uguali a 50°. La massa dei blocchi è stata stimata considerando il peso di volume del materiale costituente il versante risultato pari a circa 2.5 t/m3. La stima dei coefficienti di restituzione e di attrito è stata eseguita mediante una preliminare zonazione dell'area di studio in termini di caratteristiche della superficie del versante e associando specifici coefficienti di attrito, di restituzione normale e tangenziale [12].

Le simulazioni eseguite mediante il software Rotomap GIS hanno permesso di identificare: i) suscettibilità al transito, ii) distribuzione dei punti di arresto (indicativa della suscettibilità all' invasione), iii) altezze massime di transito, iv) energia cinetica massima, v) energia cinetica media. La suscettibilità al transito e invasione è riportata nella **Figura 32** derivata dall'Elaborato II\_5\_05\_01\_01.



**Figura 32** - Risultati delle simulazioni in termini di: a) suscettibilità al transito e b) suscettibilità all'invasione.

## Analisi con Rockyfor3D

Analogamente al software Rotomap GIS, Rockyfor3D [14] permette di effettuare analisi di propagazione bidimensionale di fenomeni di crollo, secondo procedure di simulazione basate su dati raster. Il valore aggiunto di Rockyfor3D, rispetto a Rotomap GIS, è rappresentato dalla possibilità di contemplare la geometria dei blocchi e l'effetto di smorzamento legato all'eventuale presenza della vegetazione nell'area di propagazione.

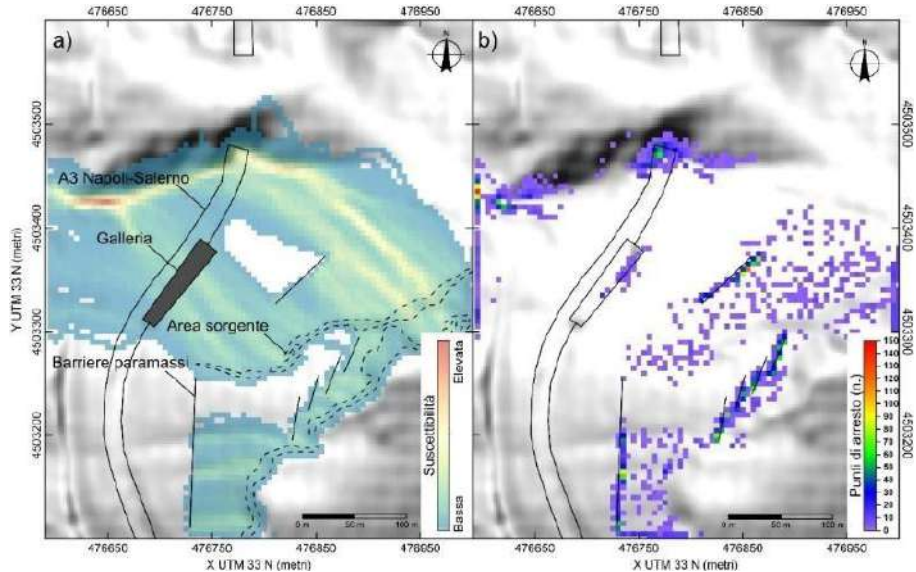
Ai fini della simulazione è necessario disporre di: i) modello digitale del terreno (DTM) dell'area della sperimentazione; ii) distribuzione della densità dei blocchi; iii) distribuzione delle dimensioni dei blocchi; iv) distribuzione delle forme dei blocchi; v) distribuzione della scabrezza del versante dovuta alla presenza di depositi da crollo eterometrici; vi) proprietà del substrato in termini di elasticità ( $K_n$ ), attraverso l'utilizzo di otto modelli predeterminati. In caso di simulazione con presenza di vegetazione queste informazioni devono essere integrate con raster rappresentativi di: i) numero di alberi per ettaro; ii) percentuale media di conifere; iii) deviazione standard del diametro dei fusti presenti nelle zone discriminate sulla base del numero di alberi per ettaro; e iv) media del diametro dei fusti per le stesse zone. In caso di presenza di opere di protezione, il software permette di tenerne conto considerandone le caratteristiche geometriche, la distribuzione nello spazio, il numero, la loro altezza e l'energia di assorbimento.

La suscettibilità al transito e all'invasione è stata valutata utilizzando buona parte dei dati di input utilizzati per il software Rotomap GIS. Inoltre, la forma dei blocchi è stata considerata, sulla base delle osservazioni di sito, cubica. La stima dei coefficienti di restituzione normale è stata eseguita considerando la codifica implementata nel software.

Considerata la presenza di vegetazione in buona parte dell'area di studio, sono stati eseguiti specifici rilievi di sito al fine di identificare l'effettiva densità di alberi per ettaro, l'eventuale presenza di conifere, la distribuzione del diametro medio dei fusti e la relativa deviazione standard. Sono state quindi mappate tre aree a presunta densità omogenea caratterizzate dalla presenza di bosco ceduo appena dopo il taglio (140 a/ha), bosco intatto (2300 a/ha) e da assenza di vegetazione. Per quanto riguarda l'analisi dei diametri dei fusti, i valori medi e le deviazioni standard sono stati stimati in, rispettivamente, in 9 e 2 cm per il bosco ceduo e 14 e 7 cm per il bosco intatto.

Le simulazioni realizzate hanno permesso di ottenere stime distribuite di: i) suscettibilità al transito; ii) distribuzione dei punti di arresto, indicativa della suscettibilità all'invasione; iii) altezze massime delle traiettorie; iv) energia cinetica massima; v) energia cinetica media; vi) effetto della vegetazione

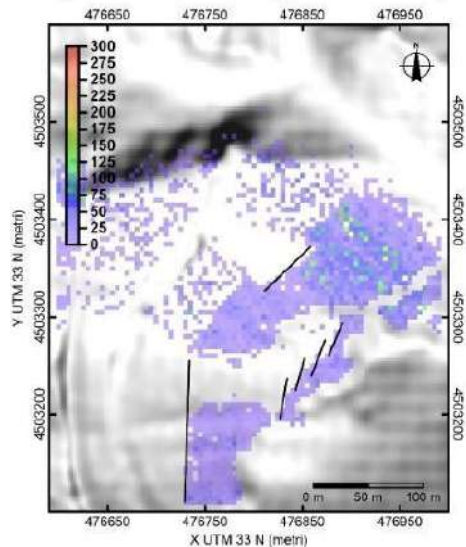
in termini di impatti; e vii) velocità massima. La suscettibilità al transito e invasione è riportata nella **Figura 33** (i e ii) e nell'Elaborato II\_5\_05\_01\_02.



**Figura 33** – Risultati delle simulazioni in termini di: a) suscettibilità al transito e b) suscettibilità all'invasione.

Per quanto riguarda l'effetto della vegetazione, la **Figura 34** indica come nel transito lungo il versante, i blocchi interagiscono con la vegetazione presente attraverso impatti multipli. Tale interazione creerebbe le condizioni per un rallentamento generale dei blocchi e occasionalmente porterebbe ad un loro contenimento in aree non protette dalle barriere paramassi.

### Impatti con la vegetazione (n.)



**Figura 34** - Risultati delle simulazioni in termini di: a) altezza massima, b) energia cinetica massima e c) energia cinetica media.

## Riferimenti bibliografici e sitografici

- [1] M. Jaboyedoff, V. Labiouse, "Technical note: preliminary estimation of rock-fall runout zones", *Natural Hazards and Earth System Science*, 11: 819-28, 2011
- [2] E. Hoek, E.T. Brown, "Practical estimates of rock mass strength", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science Abstract*, 34: 1165-1186, 1997.
- [3] E. Hoek, P. Marinos, "GSI: a geologically friendly tool for rock mass strength estimation" in *Proceedings of GeoEng 2000 at the International Conference on Geotechnical and Geological Engineering (Melbourne, Victoria, Australia)*, Lancaster (PA): Technomic Publishers, 1422 - 1446, 2000.
- [4] A. Heim, "Bergsturz und Menschenleben", *Beiblatt zur Vierteljahrsschrift der Naturforschenden Gesellschaft in Zürich*, 77: 1-127, 1932.
- [5] G. Torsello, "La modellazione del fenomeno di caduta massi a piccola scala: valutazione dei parametri necessari per analisi speditive", *Tesi di laurea, Corso di laurea magistrale in Ingegneria Edile - Politecnico di Torino. Rel. Castelli M. 2019.*
- [6] International Society for Rock Mechanics (ISRM), "Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, 15: 319-368, 1978.
- [7] N.R. Barton, V. Choubey, "The shear strength of rock joints in theory and practice" *Rock Mechanics*, 10 (1-2): 1-54, 1977.
- [8] R.C. Holies, M.A. Fischler, "A RANSAC-based approach to model fitting and its application to finding cylinders in range data", in: *Proceedings of the 7th International Joint Conference on Artificial Intelligence*, 637- 643.
- [9] Z.T. Bieniawski, "Engineering Rock Mass Classification", Wiley, New York, 1989.
- [10] A. Palmström, "The volumetric joint count - A useful and simple measure of the degree of rock mass jointing", *IAEG Congress, New Delhi*: 221 - 228, 1982.
- [11] G. Scioldo, "ROTOMAP: analisi statistica del rotolamento dei massi", *Ass. Min. Subalpina, Atti del Convegno La meccanica delle rocce a piccola profondità*, 31/10/1991, Torino, Italia.
- [12] E. Hoek, "Rock fall: a program in BASIC for the analysis of rock falls from slopes". *Golder Associates, Vancouver, BC*, 1987.

- [13] T. J. Pfeiffer, T. B. Bowen, "Computer simulation of rock falls", *Bulletin of the Association of Engineering Geologists*, 26 (1): 135 – 146, 1989.
- [14] L.K.A. Dorren, S. Simoni, "Rockyfor3D Descrizione trasparente del modello 3D di caduta massi", *EcorisQ Paper* ([www.ecorisq.org](http://www.ecorisq.org)): 27, 2014.



# **Metodologie geo-applicative per la definizione della suscettibilità da frana nelle coltri piroclastiche campane**

Francesco Maria Guadagno, Paola Revellino, Davide Mazza

## *Abstract*

Landslide hazard of the Campania carbonate slopes covered by pyroclastic deposits is mainly connected to the occurrence of high-velocity debris avalanches and debris flows. Analyses on case histories show that landslides start as small translational slides then transforming into debris avalanches and debris flows and involving the shallow pyroclastic deposits of the steep, vegetated slopes. The initial landsliding process is controlled by the interaction of numerous factors, both natural and human-induced. Geomorphological settings play a decisive role in locating the source failures of landslides. On this basis, in landslide hazard assessment it is crucial: a) recognize the geomorphological control factors in terms of source areas and flows paths; b) determine parameters defining landslide intensity in terms of velocities, volumes and runout distance. An approach combining geomorphology and numerical analysis is here adopted. The main objective is to verify a procedure which aims to simulate landslide intensity scenarios predicting the runout behaviour of potential debris avalanches-debris flows by using a dynamic model previously calibrated on observed events. The selected test area is a sector of Monte Sole close to Salerno Town where geomorphological factors controlling landslide susceptibility were identified. Subsequently, in order to define those landslide intensity characteristics, a dynamic modelling of landslides that could potentially occur were tried in the drainage sub-basins by using the model previously calibrated in the Sarno/Quindici and Cervinara areas.

## **1. Fattori geologici predisponenti la franosità delle coltri piroclastiche**

La pericolosità da frana dei versanti carbonatici campani ricoperti da depositi piroclastici è principalmente connessa all'innescò di flussi a cinematica veloce. Gli assetti geomorfologici giocano un ruolo decisivo nel localizzare sia le aree sorgenti dei flussi sia le zone di transito e di invasione, quest'ultima considerata anche come area di possibile impatto su eventuali strutture presenti. La definizione degli scenari non può quindi prescindere dalla individuazione dei fattori geomorfologici di controllo dell'innescò e della propagazione nonché dalla definizione dei parametri che ne descrivono l'intensità (velocità, volume, distanza di propagazione) [1].

Le instabilità possono essere analizzate in un comune schema esplicativo alla base del quale è possibile individuare le cause predisponenti, i fattori d'inesco e i comportamenti evolutivi che, di fatto, risultano estremamente simili pur nella locale variabilità degli assetti. In particolare, le analogie riguardano il tipo di frana (iniziali scorrimenti traslativi evolventi in flussi fluidoviscosi), i materiali coinvolti, lo scorrimento lungo versanti aperti o il possibile confinamento in profondi canali e fossi d'erosione se presenti, l'elevata velocità e la conseguente capacità erosiva che inducono il progressivo incremento dei volumi [2]. Innescati da intense e prolungate precipitazioni nonché da condizioni di piovosità antecedente significativa, il movimento iniziale è generalmente connesso ad uno scorrimento traslativo di una porzione, sottile ma relativamente ampia, di materiale piroclastico (da alcuni decimetri fino a 2-4 m di spessore) anche se non mancano casi di inneschi connessi a fenomeni di crollo (frana di Monte San Costanzo, in penisola Sorrentina, del 1974; [3]). La massa iniziale è in grado di destabilizzare le coperture sottostanti, anche attraverso meccanismi liquefattivi (es. frana di Palma Campania, 1980; [4] o di piccole instabilità (es. frana di Pozzano, 1997, [5]), con la risultante trasformazione in valanghe detritiche (debris avalanches, sensu [6]) estremamente rapide caratterizzate da cospicuo incremento di volume a seguito dell'erosione e inglobamento dei materiali di pendio.

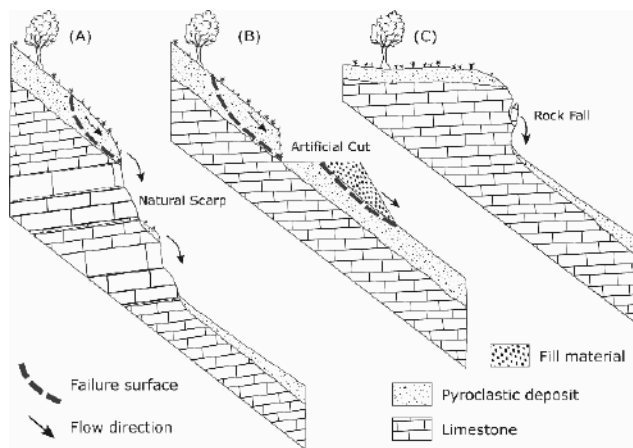
La loro forma è tipicamente triangolare nelle zone di primo distacco mentre la superficie di scorrimento si colloca generalmente lungo contatti litologici entro la stessa sequenza dei depositi o anche al contatto con gli ammassi calcarei di substrato. La possibile incorporazione di acqua può trasformare i fenomeni in colate detritiche o anche in flussi iperconcentrati (debris flows o hyperconcentrated flows sensu [7]).

La ricostruzione di eventi di frana del recente passato (dal 1986 al 2019) ha consentito di evidenziare assetti geomorfologici ricorrenti che determinano la localizzazione delle rotture iniziali. Considerate, infatti, le caratteristiche degli scorrimenti plastici iniziali, divengono determinanti, nelle condizioni di stabilità la presenza di discontinuità morfologiche (scarpate naturali presenti nel substrato calcareo o tagli antropici nelle coltri superficiali) che possono indurre condizioni di libertà cinematica delle masse piroclastiche presenti a monte [8]. Scenari meno frequenti riguardano invece le instabilità che si innescano immediatamente a valle dei tagli antropici coinvolgendo materiali di riporto e quelli direttamente innescati da fenomeni di crollo di masse calcaree che impattano sui sottostanti versati (cfr. [9] [10]).

Nella **Figura 35** sono quindi illustrati, schematicamente, i principali assetti morfologici riconosciuti nelle aree sorgenti per le quali è determinate il ruolo



della circolazione idrica superficiale e profonda. Infatti, le osservazioni di campo mostrano che, oltre ai processi di infiltrazione generale regolati peraltro dalle complesse stratigrafie delle coltri, lungo i pendii le acque possono concentrarsi e infiltrarsi inducendo, localmente, lo sviluppo di pressioni dei pori destabilizzanti e fornendo l'acqua necessaria per la fluidificazione delle masse [11]. In ciò giocano un ruolo significativo la detta presenza delle discontinuità morfologiche, l'effetto di locale concentrazione dei flussi idrici superficiali indotti dalla presenza di strutture viarie nonché gli assetti litostratigrafici delle coltri e del substrato.



**Figura 35** - Principali assetti morfologici riconosciuti nelle aree di primo distacco (da [10]).

Quanto descritto evidenzia la fragilità di un sistema geomorfologico che potrebbe essere paragonato, per morfologia e meccanismi delle instabilità, a quello dei pendii montani ricoperti da manti nevosi che si destabilizzano inducendo fenomeni valanghivi. Essi però mostrano anche come gli assetti locali, topografici, morfologici, geologici e idrogeologici assumono un ruolo fondamentale spesso non derivabile dall'analisi delle cartografie topografiche tradizionali. Di fatto sussiste, quindi, la necessità, oltre che di definire le locali condizioni litostratigrafiche, anche di disporre rilievi di dettaglio che rappresentino al meglio la realtà naturale che può manifestarsi in modo anche particolarmente articolato. A riguardo rilievi topografici a elevata risoluzione sono di specifico ausilio in questi casi poiché sono in grado di riprodurre dati ad elevato dettaglio, che, attraverso la definizione delle caratteristiche morfologiche locali, consente la ricostruzione dei fattori micromorfologici controllanti la suscettibilità da frana nelle aree sorgenti, anche ove la vegetazione può obliterare le reali condizioni dei versanti.

## **2. Criteri per la definizione puntuale della suscettibilità all'innescò, transitò e deposito**

Quanto in precedenza illustrato evidenzia l'importanza giocata dagli assetti geomorfologici locali nell'innescò delle fenomenologie di flusso e l'impossibilità di definire un unico modello geometrico d'innescò dei fenomeni, bensì la conseguente necessità di riferirsi ad una complessa varietà di assetti. Ciò, oltre a rendere particolarmente problematica la creazione di mappe di suscettibilità, rende inefficace l'utilizzo di modelli e procedure di valutazione d'insieme territoriale. Questa affermazione è avvalorata dalla considerazione che in pendii con analoghi assetti geomorfologici, le fenomenologie di frana si manifestano solo ove sussistono specifiche condizioni locali.

In linea generale, la previsione dei punti d'innescò dovrebbe basarsi su rilievi di sito che consentano l'individuazione di punti critici o zone suscettibili nell'ambito degli assetti geomorfologici individuati quali predisponenti le instabilità. Le modellazioni di queste zone devono essere completate attraverso l'acquisizione di dati litostratigrafici e geotecnici anche finalizzati alla valutazione delle condizioni di stabilità.

Le osservazioni su eventi del passato e le elaborazioni svolte da diversi autori [12] [13] [14] [15] [16] [17] [1] fanno ritenere di significativa importanza i seguenti fattori:

- angolo di pendio dei versanti;
- origine geomorfologica e conseguenti caratteristiche del pendio (ad esempio versanti di faglia o strato, pendii aperti ecc.);
- caratteristiche litostratigrafiche dei depositi piroclastici e loro assetto geometrico;
- caratteristiche geometriche di discontinuità geomorfologiche del substrato (ad es. scarpate naturali o cornici litologiche);
- caratteristiche delle discontinuità antropiche che interrompono l'originale continuità, fisica e idraulica, delle coltri piroclastiche ponendo masse in condizioni di libertà cinematica;
- possibilità di flussi d'acqua concentrati superficiali e caratteristiche della circolazione idrica.

Al fine quindi della valutazione puntuale delle condizioni di suscettibilità si è quindi fatto riferimento a criteri già calibrati in analisi post-frana su eventi del recente passato (1998-2005) e applicati in alcune aree campione campane, come quella dei Monti di Avella collocata in un contesto geomorfologico simile a quello qui trattato, su frane di prima generazione (cfr. [18]).

Questi criteri possono essere utilizzati se disponibili i dati di dettaglio relativi, da una parte, ai fattori geometrici e morfologici e, dall'altra, a quelli

litostratigrafici, che consentono di definire settori di versante potenzialmente suscettibili di instabilità che, come visto, innescano il processo di flusso.

Le discontinuità morfologiche (scarpate) del substrato carbonatico possono essere raggruppate in classi sulla base della loro altezza. L'altezza della scarpata è in realtà anche un criterio geomorfologico in quanto la maggiore altezza può indurre maggiori energie di impatto sulle masse sottostanti. Questo aspetto può consentire un più facile innesco del processo valanghivo anche per la formazione di fenomeni liquefattivi per carico non drenato [19]. È da evidenziare che lungo le scarpate possono attivarsi fenomeni di crollo in roccia che, come visto, produrrebbero effetti di destabilizzazione simili.

Analogamente, i tagli antropici, connessi in particolare a sedi stradali o percorsi di risalita dei versanti, devono essere individuati. Essi, ponendo le masse in libertà cinematica, rappresentano, come detto, uno dei più importanti elementi influenzanti la stabilità dei depositi piroclastici, originariamente continui. Inoltre, avendo conseguenze anche sulla circolazione idrica superficiale e sulla infiltrazione nei livelli più permeabili, le situazioni di criticità maggiore sono state individuate ove sussistono condizioni di recapito concentrato (es: gomiti e segmenti “a corda molle” dei percorsi di risalita) [10].

La successiva applicazione di modelli per la valutazione delle condizioni di stabilità delle coltri piroclastiche consente di effettuare una valutazione della suscettibilità all'innesco. In particolare, le verifiche di stabilità che possono essere utilizzate assimilano la configurazione delle coltri piroclastiche a quella del pendio indefinito. Il coefficiente di sicurezza è determinato secondo la relazione proposta da [], nella quale esso dipende dal grado di saturazione, dal valore di suzione oltre che dalla pendenza e dallo spessore della coltre che si destabilizza. In tal modo, la valutazione del coefficiente di sicurezza consente di classificare la suscettibilità all'innesco attraverso la definizione in classi di suscettibilità per intervalli di valori del coefficiente di sicurezza stesso. Dalla rappresentazione della suscettibilità all'innesco sono state dedotte le aree che devono essere considerate quali possibili zone di iniziale instabilità e quindi aree sorgente dei fenomeni di flusso oggetto delle modellazioni successive.

Definiti gli specifici assetti di riferimento delle zone d'innesco, la determinazione delle caratteristiche geomorfologiche dei versanti sottostanti diviene dirimente per definire modelli cinematici di propagazione e di invasione. A tale riguardo appare fondamentale definire la presenza di fossi incidenti i versanti e di eventuali depositi detritici occupanti gli alvei. Infatti, i materiali di riempimento dei fossi, peraltro generalmente saturi in occasione di eventi piovosi, inducono quelle condizioni base per l'incremento della magnitudo attraverso la loro presa in carico durante la propagazione delle masse [20] [21].

L'analisi degli scenari, e quindi di suscettibilità, è sviluppata per fasi successive riguardanti l'innesco, il transito e la propagazione e per le quali diviene fondamentale il preliminare inventario multi-temporale delle instabilità per l'area test prescelta. L'identificazione deterministica degli ammassi potenzialmente suscettibili all'innesco e la loro mappatura deve quindi essere supportata da valutazioni puntuali delle condizioni di stabilità anche finalizzate alla definizione degli scenari di massima magnitudo. In particolare, due sono i punti significativi al fine di sviluppare modellazioni, e quindi scenari, attendibili. Il primo è relativo alla definizione della massa iniziale la cui geometria, conseguenza degli assetti litologici e morfologici, è riferibile al cosiddetto angolo apicale e allo spessore della coltre, il secondo è invece relativo al modello dinamico prescelto nelle valutazioni.

La geometria delle aree sorgenti delle potenziali frane può essere definita utilizzando i parametri statistici derivati dalle analisi condotte sull'ampia casistica di dati disponibili nelle aree di Sarno-Quindici [9] [10] [22] e in particolare assumendo la minima e la massima apertura dell'angolo apicale per ogni assetto morfologico tipico. In base all'apertura dell'angolo apicale, sono state definite differenti geometrie di eventi potenziali allo scopo di valutare l'entità della propagazione di differenti volumi di materiali mobilizzati durante l'evento franoso

La propagazione dei flussi può essere definita attraverso metodi di simulazione dinamica per la previsione del comportamento di runout delle frane. L'interesse verso questi modelli è cresciuto notevolmente negli ultimi decenni anche per le potenzialità nell'ambito delle valutazioni di pericolosità da frana applicate ad aspetti pianificatori o di mitigazione. Una panoramica dei diversi modelli sviluppati in letteratura può essere trovata in [23] [24]. Nel successivo paragrafo sono quindi definiti alcuni criteri e riferimenti per il corretto utilizzo nell'ambito della valutazione degli scenari.

### **3. I modelli dinamici per la modellazione della propagazione delle frane per flusso**

L'obiettivo principale dell'utilizzo di modelli dinamici è quello di valutare il processo di propagazione delle masse (runout) in riferimento al materiale coinvolto e alla geometria delle traiettorie e dei percorsi, al fine di prevedere limiti ed estensione di aree potenzialmente soggette ad invasione. Queste analisi sono particolarmente importanti per le frane ad elevata velocità, quali le "valanghe di rocce", le "valanghe detritiche" e le "colate detritiche" che, propagandosi come flussi, sono in grado di muoversi a velocità estremamente rapide e invadere aree, spesso lontane dalle aree di innesco (cfr. [6]).

Con i riferimenti detti, riproducendo nello spazio e nel tempo il moto di ogni parte di una certa massa franosa, un'analisi dinamica condotta attraverso specifici modelli di simulazione mira ad ottenere la distribuzione dei parametri di intensità della frana stessa, in funzione delle caratteristiche geometriche dell'area di innesco e di quelle del percorso [25].

A tale riguardo è bene evidenziare, che l'intensità delle frane è intesa quale quella definita da [26] come un insieme di parametri quantitativi e qualitativi distribuiti spazialmente che determinano il potenziale distruttivo di un dato fenomeno di frana. Nello specifico, i parametri quantitativi includono tutti quelli che caratterizzano il comportamento di una frana e il suo potenziale distruttivo e possono essere riassunti in: a) Distanza di runout o di propagazione, che rappresenta lo spostamento totale dall'area di origine della frana; b) Velocità, da cui dipende il potenziale danno; c) Larghezza del corridoio di danneggiamento, consistente nella larghezza dell'area invasa dal flusso e soggetta al danno indotto da transito della massa; d) Altezza della massa in movimento, che influenza l'energia di impatto nella zona danneggiata; e) Spessore del materiale eroso dal flusso lungo il pendio, responsabile dell'incremento di volume della massa di frana iniziale; f) Spessore dei depositi, dopo l'arresto del movimento di massa.

I metodi disponibili in letteratura per la stima dei parametri di intensità delle frane possono essere di vario tipo e tengono in considerazione, di volta in volta, specifici fattori di controllo del runout. Seguendo quanto specificato da [27], i fattori di controllo significativi fanno riferimento ai seguenti aspetti: a) Caratteristiche topografiche e morfologiche del versante; b) Natura del materiale costituente il versante e il suo assetto; c) Meccanismo di distacco e modalità di movimento; d) Caratteristiche del percorso. Altri parametri rilevanti possono includere l'eventuale possibilità di confinamento in canali e la possibilità di aumentare il contenuto d'acqua raccogliendo acque di deflusso superficiale.

Di conseguenza ed idealmente, un metodo o un modello per simulare o prevedere le dinamiche di frana e il comportamento di runout dovrebbe essere in grado di tenere conto di tutti i parametri sopra menzionati, ma risulterebbe senza dubbio molto complesso e difficilmente realizzabile. Per questo motivo è necessario imporre una serie di semplificazioni per ottenere un modello teorico che possa essere applicato nella pratica.

Limitando l'analisi a movimenti simili a flussi ad elevata velocità, gli approcci di ricerca attuali e passati in questo campo differiscono l'uno dall'altro nel grado di semplificazione delle variabili che entrano in gioco. I più semplici includono i modelli empirici-statistici (ad es. l'angolo di "fahrböschung" di

[28], che raggruppano semplici relazioni matematiche con l'obiettivo di fornire strumenti pratici per prevedere la distanza di propagazione e la distribuzione del deposito di frana (es. [29] [30]); alcuni sono implementati in ambiente GIS (es. [31]). Relazioni più complesse invece vengono utilizzate nei modelli analitici (es. “modello a slitta” di [32]).

Tra questi ultimi, i modelli numerici in due o tre dimensioni nella meccanica del continuo (meccanica dei fluidi) sono caratterizzati da complesse equazioni di conservazione di massa, quantità di moto ed energia, che descrivono il movimento del materiale da frana, e modelli reologici (“fluido equivalente”, con comportamento simile a quello previsto per il corpo franoso), che definiscono il comportamento del materiale da frana (es. [33] [34] [35] [36]). In base a questi presupposti, risolvendo le serie di equazioni di governo e data la reologia più appropriata, è possibile simulare o prevedere velocità, distanza di propagazione e altri parametri.

I vantaggi dell'utilizzo dei modelli analitico nell'analisi della pericolosità da frana sono:

- Simulazione realistica del comportamento delle masse in frana dovute alla natura continua della modellazione;
- Possibilità di modificare la reologia del materiale durante il movimento; c) Analisi dettagliata dei processi dissipativi durante il moto;
- Stima della variazione delle caratteristiche geometriche e cinematiche durante il processo di frana;
- Simulazione delle aree di invasione delle frane in base alle caratteristiche topografiche del percorso senza definire preliminarmente la geometria della frana;
- elaborazione di una mappatura dei rischi più dettagliata e aiuto nella progettazione di opere di mitigazione più efficaci nelle aree di propagazione e deposito.

[33] ha sviluppato un modello Lagrangiano 2D (DAN) per frane simili a flussi con la possibilità di selezionare più reologie, anche per diversi segmenti del percorso, e definire lo spessore del materiale eroso durante il moto. Una versione 3-D del DAN è stata preparata da [37]. Diversi esempi di “back-analysis” e di calibrazione del modello per determinate aree possono essere trovati in letteratura (es. [38] [2] [39] [40]). Il modello è stato utilizzato anche per la previsione di frane di prima generazione dopo la calibrazione in un contesto geomorfologico simile e per tipi di frana simili in Campania da [18] e in altri contesti (ad es. [41]). Per tale motivo si è ritenuto di poter utilizzare tale modello

per la definizione delle aree potenzialmente coinvolgibili dagli eventi di frana che interessano le coltri piroclastiche dei versanti carbonatici campani.

#### **4. Criteri per la modellazione dinamica delle frane da flusso**

Al fine di applicare correttamente i modelli di simulazione dinamica e analizzare criticamente i risultati ottenuti, è necessario sviluppare alcune considerazioni. La corretta applicazione di un modello dinamico presuppone la conoscenza del meccanismo franoso e del modello geologico di riferimento. L'analisi morfologica degli eventi storici è, quindi, un fattore chiave nella definizione delle tipologie di frane ricorrenti e pone le basi per una corretta e accurata valutazione delle aree suscettibili al coinvolgimento nei flussi.

Pur consentendo una previsione delle caratteristiche dell'evento franoso, le relazioni costitutive dei modelli dinamici, che descrivono il comportamento dei materiali, sono caratterizzate da un certo grado di incertezza. La scelta di una reologia adeguata dovrebbe quindi essere supportata da prove di laboratorio o in situ o in alternativa da analisi a ritroso di instabilità avvenute in contesti geologici simili. Ovviamente, più complesso è il modello, più difficile sarà la validazione. Ciò dipende dalla difficoltà di ottenere dati sperimentali in situ e dalla parziale rappresentatività di quelli ottenuti da prove di laboratorio. Per questo motivo vanno preferiti modelli composti da poche variabili che entrano in gioco [24].

Analogamente, alcune incertezze sono associate alla stima di alcuni dati di input (ad es. volume iniziale e parametri di resistenza dei materiali). Per questo motivo un'analisi del runout può essere eseguita meglio se effettuata in un contesto probabilistico in cui tali parametri sono trattati come variabili casuali. Altre incertezze possono derivare dalla necessità di stimare l'ubicazione e l'area d'innescio iniziali. A tal proposito è da notare che indagini morfologiche e/o strutturali unitamente all'analisi statistica delle caratteristiche morfologiche di eventi passati possono aiutare a definire i siti più suscettibili. Per quanto attiene, invece, alla combinazione di frane che si originano contemporaneamente da più sorgenti, allo stato attuale, molti modelli 3D consentono di poter prevedere tale possibilità.

Un punto cruciale per la validità e l'attendibilità della modellazione è la necessità di calibrare attentamente il modello per il tipo di frana e il contesto ambientale analizzato. La procedura di calibrazione ha lo scopo di riuscire ad ottenere una certa affidabilità del modello e poterlo utilizzare nell'applicazione pratica. A tal fine, i risultati ottenuti dalla modellizzazione di casi reali devono essere testati criticamente e confermati dal confronto con parametri e misure reali [40]. I parametri che possono essere misurati direttamente in situ

o calcolati in back-analysis e utilizzati per il confronto attengono generalmente alle proprietà fisiche e meccaniche, alla geometria del percorso e del deposito, alla velocità e al volume mobilitato [42] [43].

Sulla base di quanto sopra esposto, l'analisi dinamica dei flussi dovrebbe essere effettuata combinando il metodo sperimentale con quello numerico e verificando la concordanza tra risultati e casi reali.

## 5. Applicazione nel bacino del Vallone Olivieri

Secondo gli sviluppi programmatici del progetto, l'area oggetto di analisi sperimentale è il vallone Olivieri prospiciente il tracciato autostradale Napoli-Pompei-Salerno.

Ramificato nella parte alta, dalla quota di circa 200 m s.l.m. è presente un unico impluvio che incide in direzione nord-sud il versante meridionale del Monte Sole, presente immediatamente ad ovest dell'abitato della città di Salerno sovrastando l'area portuale.

Le coperture quaternarie e oloceniche sono discontinue e comunque di spessore variabile come conseguenza dell'articolata configurazione morfologica del substrato. Tali coperture sono rappresentate principalmente da depositi piroclastici in sede e depositi di pendio e colluviali a prevalente matrice piroclastica. Gli angoli di pendio tendono ad incrementarsi passando dalle zone basse (0-20°) verso quelle di quota superiore (20-35°) e che contraddistinguono anche le zone d'interfluvio non interessate dalle incisioni dei fossi. Diversamente, dove essi intagliano il substrato calcareo, si definiscono angoli superiori a 45°. Gli stessi valori sono riscontrabili anche nella parte bassa del versante, ove sono indotti da tagli antropici realizzati per ospitare le diverse infrastrutture viarie e ferroviarie presenti.

Per completare il quadro delle situazioni morfologiche è da sottolineare la presenza lungo la parte alta del versante di interventi antropici correlati alla presenza di percorsi di risalita realizzati attraverso tagli nella copertura piroclastica. Come detto questi elementi giocano un ruolo fondamentale nelle dinamiche di innesco di frane coinvolgenti le coperture piroclastiche.

Quanto definito riporta alle configurazioni tipiche del settore appenninico delle dorsali carboniche ricoperto dai depositi piroclastici e interessati dai fenomeni di debris avalanches e debris flows, sebbene in quest'area sussistano gli effetti degli eventi del passato testimoniati anche dalla discontinuità delle coperture [44].

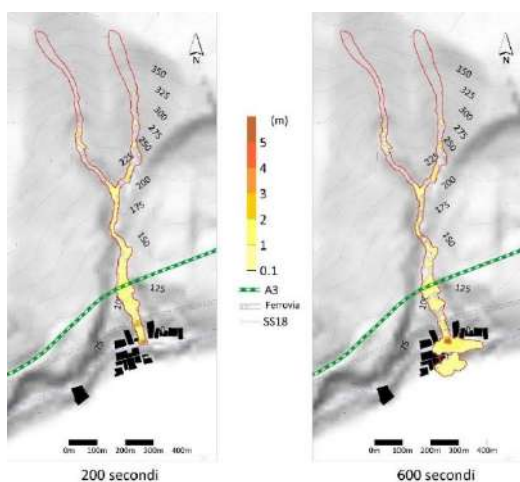
Al fine di definire le aree maggiormente suscettibili ad essere invase dai flussi. La modellazione è stata effettuata mediante l'utilizzo del software



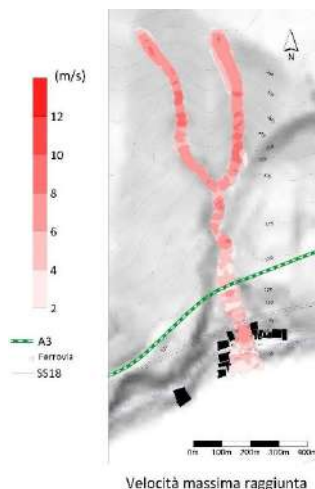
DAN-3D [37]. Esso considera la massa in frana come ‘fluido equivalente’, ovvero come un materiale ipotetico governato da semplici relazioni reologiche interne e alla base, i cui parametri sono dedotti in back-analysis attraverso la metodologia trial-and-error su casi reali.

Il programma offre la possibilità di scegliere tra varie reologie quella che meglio corrisponde in termini di comportamento alle caratteristiche del materiale in frana. Proprio i parametri reologici insieme al dato topografico, fornito attraverso diversi files di input in formato \*.GRD, permettono di dare il via alla simulazione. Il software è stato utilizzato per simulare il comportamento dinamico di un numero definito di eventi potenziali di frana interessanti il vallone Olivieri che hanno consentito di definire possibili scenari di pericolosità e per i quali sono stati calcolati i principali parametri di intensità. Data la similarità dell’ambiente geomorfologico con gli eventi avvenuti nel 1998-1999 nell’area Sarno-Quindici-Cervinara, i dati di input utilizzati sono stati desunti da quelli precedentemente calibrati sugli eventi reali suddetti. Per quanto attiene, invece, agli spessori di coltre piroclastica potenzialmente coinvolgibili nelle instabilità iniziali ed erodibili lungo il percorso, questi sono stati desunti dalla Carta delle Coperture realizzata nell’ambito di questo progetto. Sempre in similitudine con quanto accaduto per gli eventi precedentemente menzionati, le potenziali aree sorgenti sono state definite a monte di elementi micromorfologici di controllo della franosità (es. sentieri, scarpate, ecc) posti a quote più elevate e successivamente verificate tramite analisi di stabilità realizzata nell’ambito di questo progetto. Esse sono state definite secondo un’apertura d’angolo apicale massimo e minimo definito sulla base delle analisi statistiche sugli eventi del passato condotte da [10] e definite secondo la procedura esposta in [18]. Il modello reologico utilizzato è il ‘Voellmy model’ con i parametri calibrati per gli eventi di frana campani (cfr. [2] e già utilizzati in ambienti similari [39] [45]).

Nelle **Figura 36** e **Figura** sono illustrati possibili scenari di pericolosità definiti sulla base delle modellazioni effettuate. Nello specifico, per ogni scenario sono definite le massime altezze e le massime velocità del flusso lungo il percorso. Inoltre per ogni area sorgente, sono stati distinti due possibili scenari d’intensità: 1) scenario di massima intensità, corrispondente ad aree sorgenti definite secondo un’apertura massima dell’angolo apicale e ipotizzando la completa l’erosione dei depositi di copertura per uno spessore pari a quello massimo della classe; 2) scenario di media intensità, corrispondente ad aree sorgenti definite secondo un’apertura minima dell’angolo apicale e ipotizzando la completa l’erosione dei depositi di copertura per uno spessore pari a quello medio della classe.



**Figura 36** - Modellazione dinamica effettuata con il DAN per il vallone Olivieri: distribuzione delle altezze del flusso.



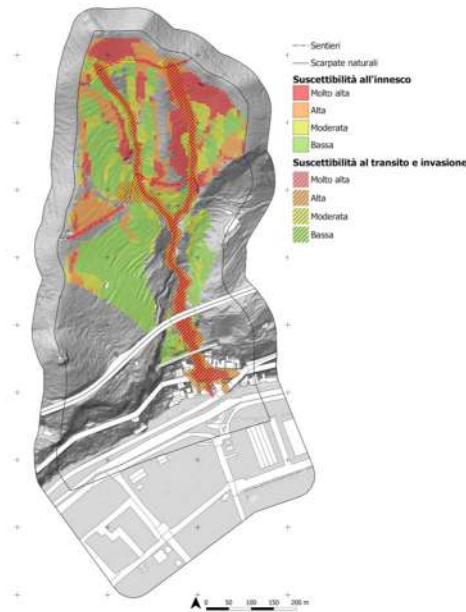
**Figura 37** - Modellazione dinamica effettuata con il DAN per il vallone Olivieri: distribuzione delle velocità massime.

Per ogni scenario sono definite le massime altezze e le massime velocità del flusso lungo il percorso. I dati di ogni modellazione relativi al percorso delle masse in frana, allo spessore del deposito e alle velocità sono stati utilizzati per effettuare una zonazione e definire le aree a maggiore suscettibilità al transito e all'invasione. In particolare, gli scenari di massima intensità sono stati associati ad una suscettibilità alta, mentre quelli di media intensità sono stati fatti corrispondere ad una suscettibilità molto alta al transito e invasione (**Figura 38**).

## 6. Conclusioni

Sulla base delle esperienze derivate dall'analisi degli eventi avvenuti in Campania negli ultimi 30 anni, nonché delle sperimentazioni effettuate in vari ambiti del settore appenninico campano in differenti condizioni di contorno di un ambiente che deve essere considerato un unicum, sono state realizzate modellazioni attraverso algoritmi simulanti i flussi. I risultati, qui brevemente descritti ed estensivamente riportati negli allegati conclusivi di progetto, mostrano che le procedure ibride morfologico-modellistiche che utilizzano codici quale il DAN3D forniscono un utile strumento per la valutazione del comportamento dinamico di potenziali debris avalanche e debris flow in Campania

e, di conseguenza, possono fornire utili elementi finalizzati alla definizione degli scenari.



**Figura 38** - Carta della suscettibilità all'innescamento-transito-invasione di frane da flusso. Esempio di applicazione al Vallone Olivieri.

Nello specifico, i modelli utilizzando il comportamento reologico Voellmy consentono di valutare i principali parametri d'intensità (massima distanza, velocità e spessore del deposito) degli eventi simulati alla base delle valutazioni di scenario predittivo dei possibili impatti sulle infrastrutture.

È da evidenziare che, modelli come quello proposto possono essere utilizzati ove sono disponibili specifiche conoscenze di ordine geologico, geomorfologico e geotecnico. Si ritiene che i risultati raggiunti siano di significativa importanza nell'ottica delle analisi da effettuarsi in un'area che, come visto, propone condizioni simili, in termini di assetti geomorfologici. Se la definizione delle aree suscettibili appare d'importanza fondamentale nell'ambito della pianificazione territoriale, la deduzione dei caratteri cinematici e dinamici degli eventi appare prioritaria anche per la verifica delle opere infrastrutturali potenzialmente coinvolgibili in fenomenologie di frana.

## Riferimenti bibliografici

- [1] Guadagno F.M., Revellino P. (2005). Debris avalanches and debris flows of the Campania Region (Southern Italy). In: Debris-Flow Hazards and Related Phenomena Matthias Jakob and Oldrich Hungr (eds.), Springer and Praxis editorials. ISBN: 978-3-540-20726-9.
- [2] Revellino, P., Hungr, O., Guadagno, F.M., and Evans, S.G. 2004. Velocity and runout simulation of destructive debris flows and debris avalanches in pyroclastic deposits, Campania region, Italy. *Environmental Geology*, 45: 295–311.
- [3] Civita M., de Riso R., Lucini P., Nota D'Elogio E. 1975 Studio delle condizioni di stabilità dei terreni della Penisola Sorrentina (Campania) *Geol. Appl. e Idrogeol.*, 10, 129-188, Bari
- [4] Celico P., Guadagno F.M. & Vallario A. 1986. Proposta di un modello interpretativo per lo studio delle frane nei terreni piroclastici *Geol. Appl. e Idrog.*, 21, 173-193
- [5] Calcaterra D., Santo A. (2004) - The January 10, 1997 Pozzano landslide, Sorrento Peninsula, Italy. *Engineering Geology*, 75: 181-200
- [6] Hungr O., Evans S.G., Bovis M.J., Hutchinson J.N. 2001 A review of the classification of landslides of the flow type. *Environmental & Engineering Geoscience*, 7, 221-238.
- [7] Pierson (2005) Hyperconcentrated flow — transitional process between water flow and debris flow. In: Debris-Flow Hazards and Related Phenomena Matthias Jakob and Oldrich Hungr (eds.), Springer and Praxis editorials. ISBN: 978-3-540-20726-9.
- [8] Sidle R. (2005) Influence of forest harvesting activities on debris avalanches and flows. In: Debris-Flow Hazards and Related Phenomena Matthias Jakob and Oldrich Hungr (eds.), Springer and Praxis editorials. ISBN: 978-3-540-20726-9.
- [9] Guadagno F.M., Martino S., Scarascia Mugnozza G. (2003) - Influence of man-made cuts on the stability of pyroclastic covers (Campania - Southern Italy): a numerical modelling approach. *Environmental Geology*, 43, 371-384.
- [10] Guadagno F.M., Forte R., Revellino P., Fiorillo F., Focareta M. (2005) - Some aspects of the initiation of debris avalanches in the Campania region: the role of morphological slope discontinuities and the development of failure. *Geomorphology*, 66 (2005), 237-254

- [11] De Vita et al. (2018) Seasonal and Event-Based Hydrological and Slope Stability Modeling of Pyroclastic Fall Deposits Covering Slopes in Campania (Southern Italy) *Water* 2018, 10, 1140; doi:10.3390/w10091140
- [12] de Riso R. & Nota D'Elogio E. 1973. Sulla franosità della zona sud-occidentale della Penisola Sorrentina (Campania). *Mem. Ist. di Geol. Appl.*, vol. 12, 1975, Napoli; Univ. di Napoli Istituto Geologia Applicata Facoltà di Ingegneria, Pubbl. n. 266
- [13] Del Prete M., Guadagno F.M. & Hawkins A.B. (1998) - Preliminary report on the landslides of 5 May 1998, Campania, southern Italy. *Bull. Eng. Geol. Env.*, 57: 113-129.
- [14] Brancaccio L., Cinque A., Russo F., Sgambati D. 1998 Le frane del 4-5 maggio 1998 nel gruppo montuoso del Pizzo d'Alvano: primi risultati di uno studio geomorfologico In: *L'instabilità delle coltri piroclastiche delle dorsali carbonatiche in Campania: primi risultati di uno studio interdisciplinare: Rapporto informativo della U.O. 4.21N del CNR-GNDICI, Napoli: 1-15*
- [15] Guadagno F.M. (2000) - The landslides of 5 May 1998 in Campania, Southern Italy: are they natural disaster or also man-induced phenomena? *Journal of Nepal Geological Society*, 22: 463-470.
- [16] Fiorillo F., Guadagno F.M., Aquino S., De Blasio A. (2001) - The December 1999 Cervinara landslides: further debris flows in the pyroclastic deposits of Campania (southern Italy). *Bull. Eng. Geol. Env.*, 60: 171-184.
- [17] Calcaterra D., Parise M., Palma B. (2003) - Combining historical and geological data for the assessment of the landslide hazard: A case study from Campania, Italy. *Natural Hazards and Earth System Science* 3 (1-2), pp. 3-16
- [18] Revellino P., Guadagno F. M., Hungr O. (2008). Morphological methods and dynamic modelling in landslide hazard assessment of the Campania Apennine carbonate slope. *Landslides*. 5, 59-70
- [19] K. Sassa, G.H. Wang 2005 Mechanism of landslide-triggered debris flows: liquefaction phenomena due to the undrained loading of torrent deposits M. Jakob, O. Hungr (Eds.), *Debris-Flow Hazards and Related Phenomena*, Springer, Berlin (2005), pp. 81-104
- [20] McDougall, S., and Hungr, O. 2005. Dynamic modelling of entrainment in rapid landslides. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(5): 1437-1448.

- [21] Hungr O., McDougall S., Bovis M. (2005) Entrainment of material by debris flows. In: Debris-flow Hazards and Related Phenomena. Springer Praxis Books. Springer, Berlin, Heidelberg. [https://doi.org/10.1007/3-540-27129-5\\_7](https://doi.org/10.1007/3-540-27129-5_7). Publisher Name Springer, Berlin
- [22] Di Crescenzo G., Santo A. (2005) - Debris slides-rapid earth flows in the carbonate massifs of the Campania region (Southern Italy): Morphological and morphometric data for evaluating triggering susceptibility. *Geomorphology*, 66 (2005), 255-276.
- [23] Quan Luna, B., Blahut, J., van Asch, T., van Westen, C., Kappes, M. 2016 ASCHFLOW - A dynamic landslide runout model for medium scale hazard analysis Open Access *Geoenvironmental Disasters* 3(1),29
- [24] Mc Dougall, 2017 Landslide runout analysis – current practice and challenges. *Can. Geotech. J.* 54: 605–620 (2017)
- [25] Hungr O. (2002). Analytical models for slides and flows. *Procs*, 2nd. International Symposium on Landslide Risk Mitigation and Protection of Cultural and Natural Heritage, UNESCO and Kyoto University, 21-25 January 2002, Kyoto, Japan.
- [26] Hungr O. (1997). Some methods of landslide hazard intensity mapping. *Procs.*, Landslide Risk Workshop, R.Fell and D.M. Cruden, Eds., Balkema, Rotterdam , 215-226;
- [27] Dai F.C., Lee C.F., Ngai Y.Y., (2002). Landslide risk assessment and management: an overview. *Eng. Geol.*, 64, 65-87
- [28] Heim A. (1932). Landslides and human lives. (*Bergsturz und Menschenleben*). N. Skermer, Editor, Bi-Tech Publishers, Vancouver, pp. 196;
- [29] Rickenmann, D. 1999. Empirical relationships for debris flows. *Natural Hazards* 19(1): 47-77;
- [30] Rickenmann, D. 2005. Runout prediction methods. In: *Debris-Flow Hazards and Related Phenomena* Matthias Jakob and Oldrich Hungr (eds.), Pages 305-324 Springer and Praxis editorials. ISBN: 978-3-540-20726-9
- [31] Berti, M., and Simoni, A. 2014. DFLOWZ: A free program to evaluate the area potentially inundated by a debris flow. *Computers and Geosciences*, 67: 14– 23.
- [32] Sassa K. (1988). Geotechnical model for the motion of landslides (Special lecture). *Procs.*, 5th International Symposium on Landslides, Lausanne. Balkema, Rotterdam, 1, 37-55;

- [33] Hungr, O. 1995. A model for the runout analysis of rapid flow slides, debris flows, and avalanches. *Canadian Geotechnical Journal*, 32(4): 610–623
- [34] Iverson, R.M., and George, D.L. 2014. A depth-averaged debris-flow model that includes the effects of evolving dilatancy. I. Physical basis. *Proceedings of the Royal Society of London A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, 2170: 20130819.
- [35] Cuomo S, Pastor M, Cascini L, Castorino GC (2014) Interplay of rheology and entrainment in debris avalanches: a numerical study. *Can Geotech J* 51(11):1318–1330
- [36] Mergili, M., Fischer, J. T., Krenn, J., and Pudasaini, S.P. 2017. r.ava-flow v1, an advanced open-source computational framework for the propagation and interaction of two-phase mass flows. *Geoscientific Model Development*, 10: 553–569
- [37] McDougall, S., and Hungr, O. 2004. A model for the analysis of rapid landslide motion across three-dimensional terrain. *Canadian Geotechnical Journal*, 41(6): 1084–1097.
- [38] Ayotte, D., and Hungr, O. 2000. Calibration of a runout prediction model for debris-flows and avalanches. In *Proceedings of the Second International Conference on Debris-Flow Hazards Mitigation*. Edited by G.F. Wieczorek and N.D. Naeser. A.A. Balkema, Rotterdam. pp. 505–514.
- [39] Revellino P., Guerriero L., Grelle G., Hungr O., Fiorillo F., Esposito L., Guadagno F.M. (2013) Initiation and propagation of the 2005 debris avalanche at Nocera Inf. (Southern Italy). *Italian Journal of Geosciences*, 132, 3, 366-379.
- [40] Mitchell, A. D., McDougall, S. D., and Aaron, J. B. (2018). “Benchmarking exercise: Dan3D with objective calibration methods,” in *Proceedings of the second JTC1 workshop, triggering and propagation of rapid flow-like landslides*, Hong Kong, 3–5 December 2018.
- [41] Gianvito Scaringi I Xuanmei Fan I Qiang Xu I Chun Liu I Chaojun Ouyang I Guillem, Domènech I Fan Yang I Lanxin Dai, 2018. Some considerations on the use of numerical methods to simulate past landslides and possible new failures: the case of the recent Xinmo landslide (Sichuan, China). *Landslides* (2018) 15:1359–1375
- [42] Brideau, M. A., Stead, D., Millard, T.H., Ward, B.C. 2019. Field characterisation and numerical modelling of debris avalanche

runout on Vancouver Island, British Columbia, Canada Land-slides 16(5), pp. 875-891

- [43] Cola, S., Brezzi, L., Gabrieli, F. 2019. Calibration of rheological properties of materials involved in flow-like landslides Rivista Italiana di Geotecnica (1), pp. 5-43
- [44] Fiorillo F., Guerriero L., Capobianco L, Pagnozzi M, Revellino P, Russo F, Guadagno F.M. (2019) Inventory of Vietri-Maiori landslides induced by the storm of October 1954 (southern Italy), Journal of Maps, 15:2, 530-537
- [45] Guerriero L, Revellino P, De Vito A, Grelle G and Guadagno FM (2014). Triggering conditions and runout simulation of the San Mango sul Calore debris avalanche, Southern Italy. In: Storminess and Environmental Changes: climate forcing and responses in Mediterranean region, Diodato N & Bellocchi G (eds.), Springer and Praxis editorials.
- [46] Vanapalli, S., Fredlund, D., Pufahl, D.E., Clifton, A.W (1996). Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. Canadian Geotechnical Journal - 33. 379-392. 10.1139/t96-06.



# Verifiche di stabilità dei pendii con coltri di terreno piroclastico

Enza Vitale, Giacomo Russo, Settimio Ferlisi, Pantaleone De Vita, Diego Di Martire, Sabrina Moretti, Domenico Calcaterra, Stefano Aversa

## *Abstract*

Stability conditions of pyroclastic soil covers and the hazard of rainfall-induced landslides were studied with reference to one of the two sample areas considered in the project, namely the Olivieri gully which is representative of risk scenarios associated with the mentioned landslides.

## 1. Introduzione

Nell'ambito del progetto si è condotto uno studio relativo alle condizioni di stabilità di coltri di terreno piroclastico e della pericolosità all'insacco di frane pluvio-indotte. Lo studio ha riguardato una delle due aree campione considerate nel progetto, ovvero il vallone Olivieri che è rappresentativo di scenari di rischio associabili alle frane menzionate. La caratterizzazione geotecnica delle coltri è stata condotta sulla base di indagini di sito e di laboratorio che hanno consentito la definizione di un modello geotecnico di riferimento. La stabilità delle coltri, nelle naturali condizioni di stato fisico, è stata verificata mediante un codice di calcolo numerico con riferimento ad alcune sezioni rappresentative dei versanti del vallone Olivieri.

Nell'ipotesi che la probabilità all'insacco delle frane coincida con quella della loro causa innescante (ovvero la pioggia), l'analisi di pericolosità è stata svolta sulla base di curve di probabilità pluviometrica compatibili con l'area di interesse, che hanno condotto alla selezione di diversi eventi di pioggia con intensità e durata variabili e tempi di ritorno crescenti. Mediante il medesimo codice di calcolo numerico si è simulata l'infiltrazione e la conseguente modifica dello stato iniziale delle coltri in termini di contenuto d'acqua e di suzione. L'analisi di infiltrazione è stata accoppiata a quella di stabilità, in modo da valutare l'effetto degli eventi meteorici sul coefficiente di sicurezza delle sezioni di calcolo considerate. In tal modo è stato possibile correlare i caratteri degli eventi di pioggia attesi (con differente probabilità di accadimento) con l'insacco di fenomeni franosi nell'area di studio.

## 2. Caratterizzazione geotecnica della coltre di terreno piroclastico

L'area campione (**Figura 38**) è caratterizzata da pendenze con acclività media variabile e ampie zone con coperture piroclastiche di spessore non maggiore di due metri, ad eccezione (localmente) degli impluvi. In larghe parti del

vallone il substrato risulta affiorante, e ciò accade specialmente nelle zone di maggiore acclività. La parte inferiore del versante risulta attraversata dal viadotto Olivieri dell'autostrada A3 Napoli-Salerno, oltre alla linea ferroviaria Napoli-Salerno e altre infrastrutture.



**Figura 38** - Area di studio del vallone Olivieri.

Nell'area di studio si sono effettuate delle indagini in sito per la ricostruzione della stratigrafia e prove in sito (di tipo penetrometrico) per la caratterizzazione geotecnica della coltre di terreno piroclastico. Nella **Figura 39** è riportata l'ubicazione dei pozzetti e delle prove penetrometriche.

Per i tre pozzetti realizzati si osserva uno spessore della copertura piroclastica non maggiore di un metro, e la stessa copertura di origine piroclastica è caratterizzata da una granulometria medio-fina.





**Figura 39** - Ubicazione dei pozzetti esplorativi e delle prove penetrometriche.

Nel corso dello scavo dei pozzetti si sono prelevati campioni a disturbo limitato (**Figura 40**) per l'esecuzione di prove di laboratorio per la determinazione delle proprietà meccaniche, nonché campioni disturbati per la determinazione delle proprietà indice. Le prove penetrometriche dinamiche leggere sono state realizzate in corrispondenza dei pozzetti esplorativi e in zone limitrofe (**Figura 41**).



**Figura 40** - Prelievo di campioni a disturbo limitato.





**Figura 41** - Esecuzione di prove penetrometriche dinamiche leggere.

I campioni di terreno si presentano con tessitura medio-fine di origine piroclastica, caratterizzata da granulometria a prevalente frazione limosa-sabbiosa e subordinatamente ghiaiosa con occasionali clasti di natura carbonatica e a spigoli vivi con dimensione massima di 8 cm e diffusi apparati radicali. Le prove di caratterizzazione fisica dei campioni di terreno sono state finalizzate alla determinazione del peso specifico dei grani ( $\gamma_s = 25,2 \text{ kN/m}^3$ ), dei limiti di Atterberg (limite liquido  $w_L = 45\%$ , limite plastico  $w_P = 39\%$ , indice di plasticità  $IP = 5\%$ ). Tenendo conto del disturbo limitato in fase di campionamento, si sono determinate le caratteristiche fisiche generali medie della formazione (porosità  $n = 53\%$ , peso dell'unità di volume, contenuto d'acqua naturale  $w = 13\%$ ).

La determinazione della risposta meccanica dei campioni di terreno a disturbo limitato è stata ottenuta attraverso l'esecuzione di prove di taglio diretto in condizioni di saturazione dei provini. I valori caratteristici dei parametri di resistenza al taglio di picco sono stati assunti pari a  $\phi' = 37^\circ$  per l'angolo di resistenza al taglio, e  $c' = 2,4 \text{ kPa}$  per la coesione intercetta.

La configurazione dei versanti e la relativa omogeneità degli spessori della coltre consentono di ipotizzare che la coltre di terreno piroclastico sia validamente rappresentata da uno schema di pendio indefinito al tetto della formazione rocciosa di base, con spessore variabile in un intervallo limitato di valori dello spessore, e comunque non maggiore di 2 metri. Ai fini delle analisi di stabilità della coltre di terreno piroclastico e alla luce dei risultati delle indagini in sito e delle prove di laboratorio, alla coltre di terreno piroclastico è stato attribuito un peso dell'unità di volume pari a  $15 \text{ kN/m}^3$ ; i valori dei parametri

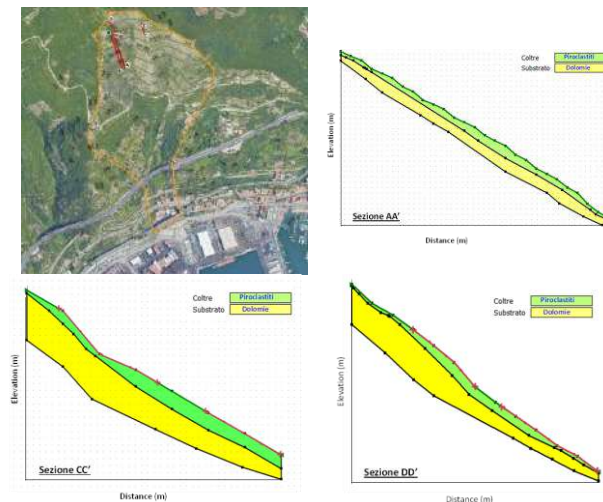
di resistenza al taglio si sono fatti coincidere con quelli caratteristici di picco. Detti valori sono in accordo con quanto suggerito da Ferlisi e De Chiara [1] per le formazioni piroclastiche di Monte Albino (Nocera Inferiore, SA).

### 3. Analisi di stabilità della coltre di terreno piroclastico

Le analisi di stabilità sono state svolte con il codice di calcolo agli elementi finiti SLOPE/W (GeoStudio, 2012). Il codice consente di applicare il metodo dell'equilibrio limite per la valutazione del fattore di sicurezza di un pendio.

Nel caso considerato si è fatto riferimento al metodo di Morgenstern e Price [2], avvalendosi del criterio di resistenza di Mohr-Coulomb in termini di tensioni efficaci, in caso di pressioni interstiziali positive. In caso di pressioni interstiziali negative, il codice di calcolo consente di quantificare la resistenza del materiale in condizioni non sature mediante l'equazione di Vanapalli et al. [3] che tiene conto della curva di ritenzione idrica del materiale e dei parametri efficaci di resistenza al taglio. Le tracce delle sezioni considerate per l'analisi di stabilità sono indicate nella **Figura 42** e costituiscono situazioni che, in termini di pendenza e spessori della coltre di terreno piroclastico, possono essere considerate rappresentative dell'area del vallone Olivieri. Nella medesima **Figura 43** sono riportate nel dettaglio le sezioni considerate, denominate rispettivamente AA', CC' e DD'.

La valutazione della stabilità della coltre di terreno piroclastico in condizioni di parziale saturazione richiede la definizione della curva di ritenzione idrica che è stata implementata nel codice di calcolo facendo riferimento a parametri tipici per formazioni di granulometria intermedia come quella considerata.



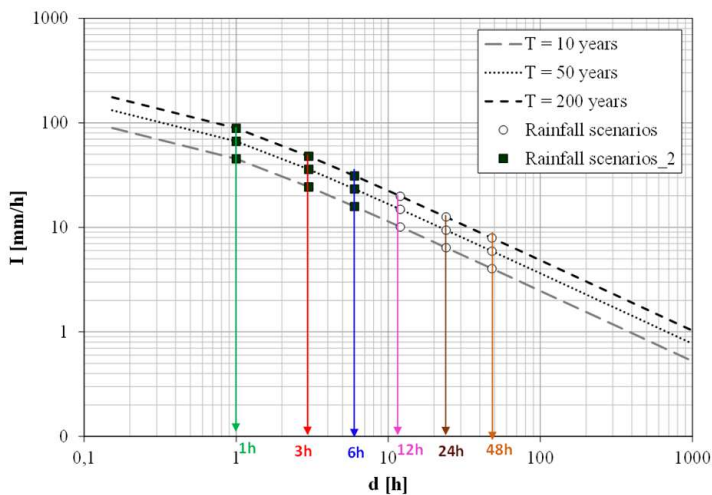
**Figura 42** - Sezioni per le verifiche di stabilità.

Per quanto riguarda le condizioni iniziali del calcolo, il profilo di suzione nella coltre di terreno piroclastico in condizioni di parziale saturazione, a vantaggio di sicurezza, è stato considerato costante con la profondità e pari a  $s = 36$  kPa. Tale valore di  $s$  corrisponde, sulla curva di ritenzione idrica adottata per la formazione considerata, ad un valore del grado di saturazione della coltre pari a  $S_r = 0,70$ , valore indicato in letteratura come rappresentativo del grado di saturazione medio delle coltri di terreno piroclastico nell'area. Tale profilo di suzione è destinato ad essere modificato in caso di eventi di pioggia, in seguito all'aliquota delle acque meteoriche che si infiltra nella coltre e non ruscella lungo la superficie del pendio, come discusso nel paragrafo seguente.

I valori dei coefficienti di sicurezza delle sezioni considerate, con riferimento alle condizioni iniziali appena richiamate, sono tutti superiori al valore unitario ( $FS_{\text{sezione AA}'} = 4,1$ ;  $FS_{\text{sezione CC}'} = 2,7$ ;  $FS_{\text{sezione DD}'} = 1,7$ ).

#### 4. Pericolosità all'innesco di frane pluvio-indotte

Ai fini dell'analisi della pericolosità all'innesco di frane pluvio-indotte si sono selezionati eventi meteorici attesi nell'area in base alle curve di probabilità pluviometrica fornite da Rossi e Villani [4]. Dette curve sono state specializzate per la quota assoluta del sito considerato e sono riportate in **Figura 43**.

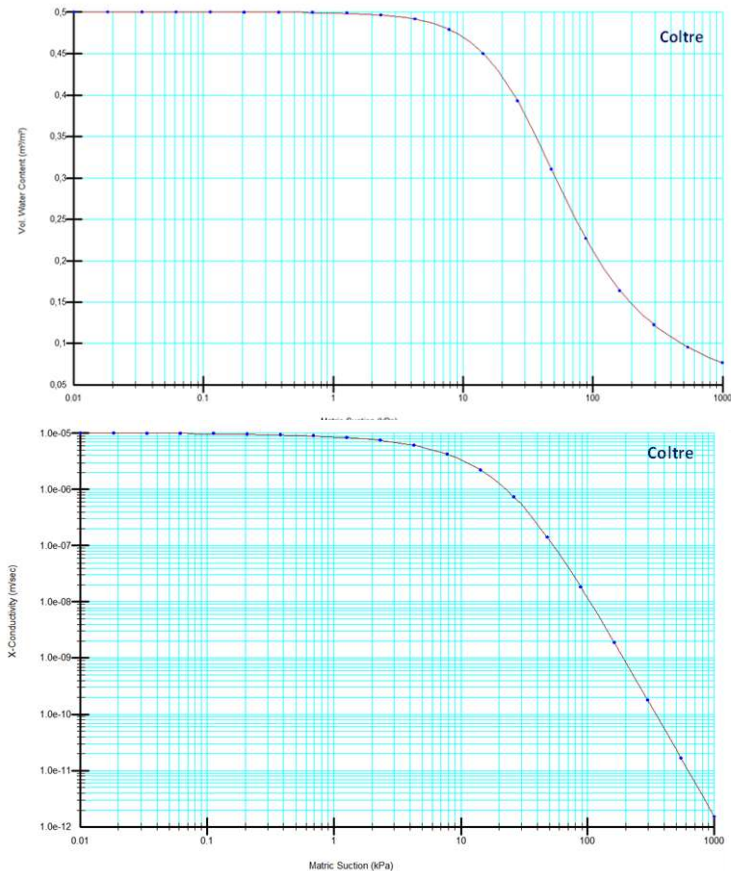


**Figura 43** - Selezione degli eventi meteorici attesi.

Per i tre periodi di ritorno di  $T = 10$  anni, 50 anni e 200 anni si sono considerate durate crescenti (1h, 3h, 6h, 12h, 24h, 48h) ottenendo così le intensità

corrispondenti. Tali valori di intensità e durata hanno costituito il dato in ingresso per le elaborazioni numeriche relative all'infiltrazione nelle coltri di terreno piroclastico.

L'analisi della stabilità è stata condotta mediante il codice di calcolo introdotto al paragrafo precedente, con riferimento alle medesime sezioni di verifica già indicate, assumendo lo stesso modello geotecnico di pendio. Ai fini del calcolo numerico si sono stabilite sia le proprietà di ritenzione idrica sia la conducibilità idraulica della coltre di terreno piroclastico. La curva di ritenzione idrica assunta per la coltre di terreno piroclastico (**Figura 44**) fornisce il valore di contenuto d'acqua volumetrico (o di grado di saturazione) in funzione della suzione.



**Figura 44** - Curve di ritenzione e di conducibilità idraulica della coltre di terreno piroclastico.

Per la coltre di terreno piroclastico è stato possibile stimare la curva caratteristica sulla base della distribuzione granulometrica determinata attraverso prove di laboratorio e integrando tale curva con il valore della porosità calcolato. La conducibilità idraulica è rappresentata in funzione della suzione nella **Figura 44**. Tale parametro è stato stimato mediante la relazione proposta da Van Genuchten [5] a partire dalle proprietà di ritenzione idrica.

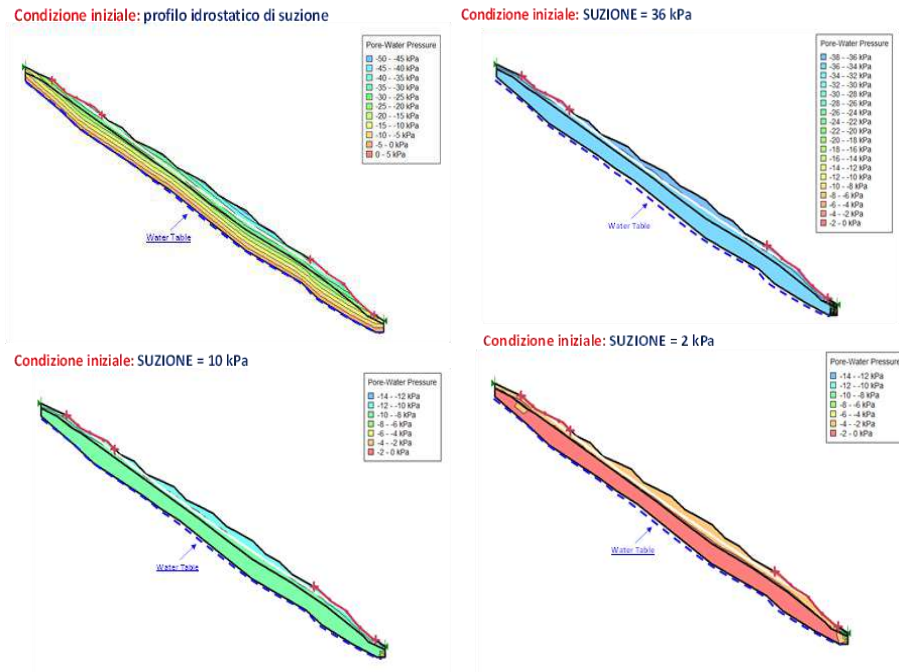
La simulazione numerica dell'infiltrazione indotta dagli eventi di pioggia considerati, condotta con il codice agli elementi finiti SEEP/W (GeoStudio, 2020), è basata sull'integrazione dell'equazione del moto e l'equazione di conservazione della massa (o di continuità), nella forma estesa a condizioni non sature (Richards, 1931; Fredlund e Rahardjo, 1993):

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( k_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( k_y \frac{\partial H}{\partial x} \right) + Q = \frac{\partial \theta}{\partial t}$$

dove, H = carico totale;  $k_x$  = conducibilità idraulica in direzione x;  $k_y$  = conducibilità idraulica in direzione y; Q = portata unitaria;  $\theta$  = contenuto d'acqua volumetrico, t = tempo.

Si sono considerate differenti condizioni iniziali della coltre di terreno piroclastico in termini di suzione (**Figura 45**). Tale aspetto determina sensibilmente l'evoluzione dell'infiltrazione durante l'evento di pioggia e, di conseguenza, lo stato tensionale nel pendio. Per tale motivo, in assenza di misure di suzione effettuate in sito, si sono considerati differenti regimi di suzione iniziale nel pendio al fine di determinare l'evoluzione dello stato tensionale derivante dagli eventi meteorici considerati, e la conseguente condizione di stabilità. I valori di suzione assunti come valori iniziali caratterizzanti la coltre di terreno piroclastico sono rispettivamente  $s = 2$  kPa, 10 kPa e 36 kPa. I primi due valori sono giustificabili considerando la coltre di terreno piroclastico a contenuto d'acqua elevato, come usualmente accade al termine della stagione piovosa. Il valore di  $s = 36$  kPa corrisponde invece ad un grado di saturazione della coltre pari a  $S_r = 0,70$  che si ritiene indicativo delle condizioni medie di saturazione e di contenuto d'acqua volumetrico della coltre. È stata infine considerata una condizione iniziale caratterizzata dalla distribuzione di tipo idrostatico della suzione, valutata ipotizzando la superficie libera della falda coincidente con il tetto della formazione rocciosa di base.





**Figura 45** - Condizioni iniziali della coltre.

Gli eventi di pioggia considerati sono stati assunti come condizione al contorno per la simulazione numerica dell'infiltrazione. A vantaggio di sicurezza, l'analisi è stata condotta assumendo che l'apporto idrico si infiltri interamente nella coltre di terreno piroclastico e non vi sia ruscellamento superficiale.

I risultati delle analisi di stabilità per le sezioni AA', CC', DD' sono riportati rispettivamente nelle **Figura 46-Figura 48**. Le curve riportate in ogni grafico si riferiscono ad una determinata condizione iniziale della coltre di terreno piroclastico in termini di suzione. Ciascuna curva si associa ad un valore del periodo di ritorno ed esprime la variazione del coefficiente di sicurezza del pendio considerato in corrispondenza di eventi di pioggia di durata crescente. Le condizioni di innesco di frane pluvio-indotte corrispondono ad eventi di pioggia che per durata e intensità riducono il coefficiente di sicurezza alla stabilità del pendio a valori pari o inferiori all'unità.

Per elevati valori della suzione iniziale nella coltre di terreno piroclastico (come, per esempio, nel caso di profilo di suzione idrostatico o suzione  $s = 36$  kPa), le condizioni di innesco si attingono solo per eventi meteorici con periodo di ritorno elevato ed elevata durata.

Ciò vale per ognuna delle tre sezioni di verifica considerate nell'analisi.

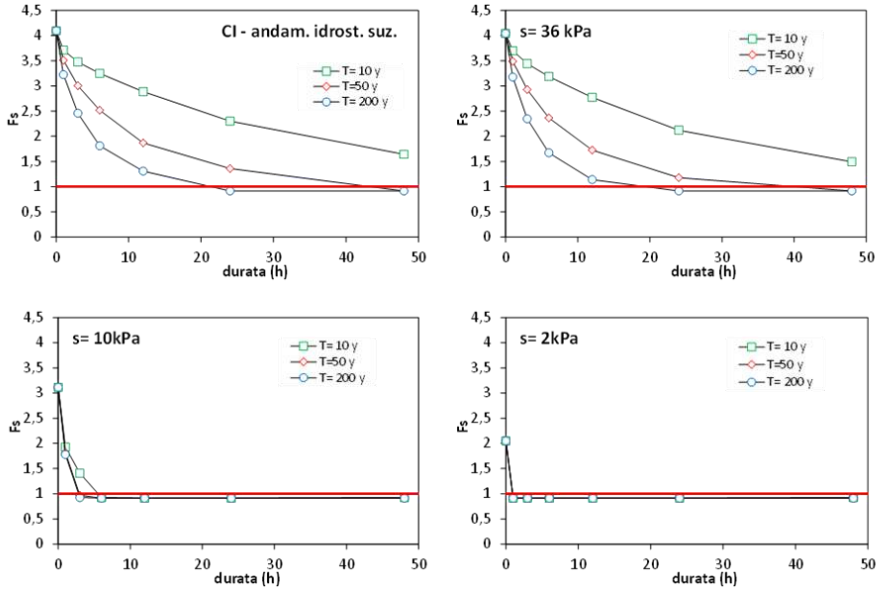


Figura 46 - Sezione di verifica AA' – Variazione del coefficiente di sicurezza al crescere della durata della pioggia innescente di assegnato periodo di ritorno.

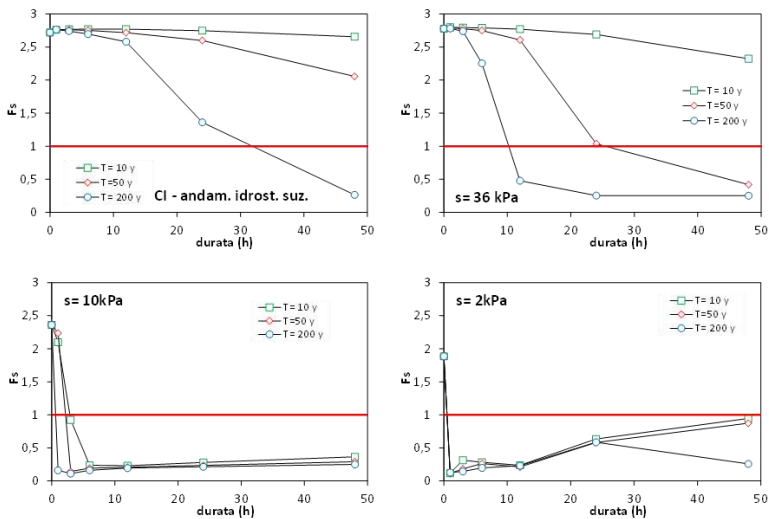
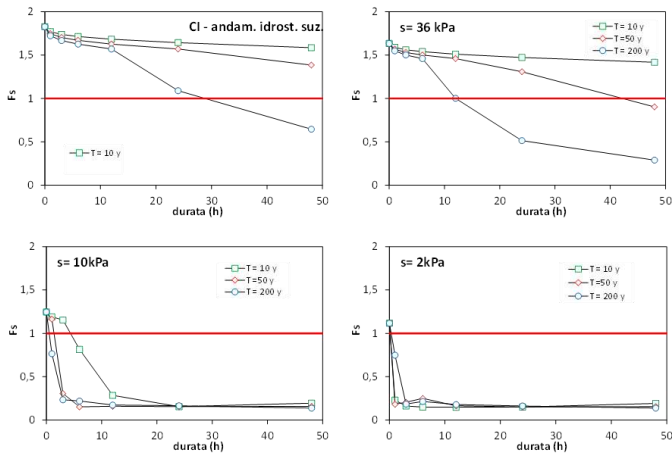


Figura 47 - Sezione di verifica CC' – Variazione del coefficiente di sicurezza al crescere della durata della pioggia innescente di assegnato periodo di ritorno.



**Figura 48** - Sezione di verifica DD' – Variazione del coefficiente di sicurezza al crescere della durata della pioggia innescante di assegnato periodo di ritorno.

Per valori ridotti della suzione iniziale (per esempio,  $s = 2$  kPa,  $s = 10$  kPa) il coefficiente di sicurezza risulta maggiore del valore unitario solo per eventi di pioggia di breve durata; non appena intensità e durata aumentano si osserva come si verifichi la condizione di innesco della frana pluvio-indotta.

## Riferimenti bibliografici

- [1] S. Ferlisi, G. De Chiara, "Risk analysis for rainfall-induced slope instabilities in coarse-grained soils: Practice and perspectives in Italy" in *Landslides and Engineered Slopes. Experience, Theory and Practice* – Aversa et al. (Eds) Associazione Geotecnica Italiana, Rome, Italy, ISBN 978-1-138-02988-0, 2016.
- [2] N. R. Morgenstern, V. E. Price, "The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces". *Géotechnique*, 15(1): 79 – 93, 1965.
- [3] S. Vanapalli, D. Fredlund, D. E. Pufahl, A. W. Clifton, "Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction". *Canadian Geotechnical Journal*, 33(3): 379 – 392, 1996.
- [4] F. Rossi, P. Villani, *Valutazione delle Piene in Campania*, Dipartimento di Ingegneria Civile, Università degli Studi di Salerno, GNDICI-CNR, Publ. N. 1470, 1995
- [5] M. T. van Genuchten, "A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils". *Soil Science Society of America Journal*, 44(5): 892 – 898, 1980.

- [6] D.G. Fredlund, H. Rahardjo, "Soil Mechanics for Unsaturated Soils". John Wiley and Sons, New York, 1993.
- [7] L.A. Richards, "Capillary Conduction of Liquids through Porous Mediums". Journal of Applied Physics, 1, 318-333. 1931.

# Metodologie Idrologiche e Idrauliche per Studi di Dettaglio

Roberto Greco, Michele Iervolino, Mario Minale

## *Abstract*

The complete methodology for the assessment of hydrologic and hydraulic hazard in small catchments is presented. The various steps of the procedure are described with emphasis on interdisciplinary information exchange and data requirements. Aiming at the general applicability of the proposed methodology, the modelling issues are discussed with different levels of complexity, based on available information. The methodology can be applied within risk assessment procedures either for territorial planning or for emergency management.

## **1. Introduzione**

In questo capitolo, vengono sinteticamente ripercorse tutte le attività da sviluppare per la valutazione puntuale della pericolosità idraulica, che nel progetto sono state dettagliatamente definite ed esemplificativamente applicate all'area campione. Al fine di conferire maggiore generalità alla metodologia sviluppata, sono stati presi in considerazione tutti i diversi fenomeni a rapido innesco tipici di bacini poco estesi, quali piene-lampo, flussi bifasici ad elevata concentrazione di solidi sospesi e colate di fango o detriti. Le attività di modellazione idrologica ed idraulica necessarie per la valutazione della pericolosità devono avvalersi di numerosi contributi interdisciplinari, che in questo progetto sono stati sviluppati grazie alle diverse competenze coinvolte.

Uno dei principali aspetti innovativi della metodologia proposta per la valutazione della pericolosità idraulica consiste nell'affrontare separatamente la modellazione della risposta idrologica dei bacini alle forzanti climatiche, che si sviluppano su scale temporali stagionali o pluriennali, dalla modellazione dei fenomeni che si sviluppano all'interno dei bacini durante gli eventi meteorici estremi, la cui durata, legata alle caratteristiche del bacino ed dei fenomeni di interesse (piene o frane), è in ogni caso decisamente più breve, potendo variare da pochi minuti ad alcune ore. Questo tipo di approccio rientra nel concetto di separare la modellazione delle cause predisponenti da quella dei fenomeni innescanti, che si sta sempre più affermando nella letteratura scientifica internazionale [1][2].

È ben noto, infatti, che le coltri che ricoprono i versanti all'interno di un bacino idrografico manifestano un comportamento spiccatamente non lineare per quanto riguarda i processi di infiltrazione e di formazione del deflusso

superficiale. Questa non linearità ha come effetto la grande diversità della risposta del bacino ad eventi meteorici che, pur con caratteristiche simili, si verificano in periodi diversi dell'anno. A questo riguardo è pertanto fondamentale la conoscenza delle condizioni idrologiche ricorrenti, che si sviluppano stagionalmente nel bacino per effetto dell'andamento locale del clima. Tale conoscenza, infatti, permette di sviluppare due punti estremamente importanti per una corretta valutazione della pericolosità:

- stabilire le più realistiche condizioni iniziali per la modellazione della risposta a eventi di breve durata, quali sono sia quelli che determinano la formazione delle massime portate liquide, sia quelli che possono portare all'insacco di movimenti franosi superficiali;
- definire le caratteristiche degli eventi meteorici critici, in termini di durata ed intensità di precipitazione, nei riguardi sia della formazione delle massime portate liquide, sia dell'insacco dei fenomeni franosi di massima entità in termini di volume mobilizzato.

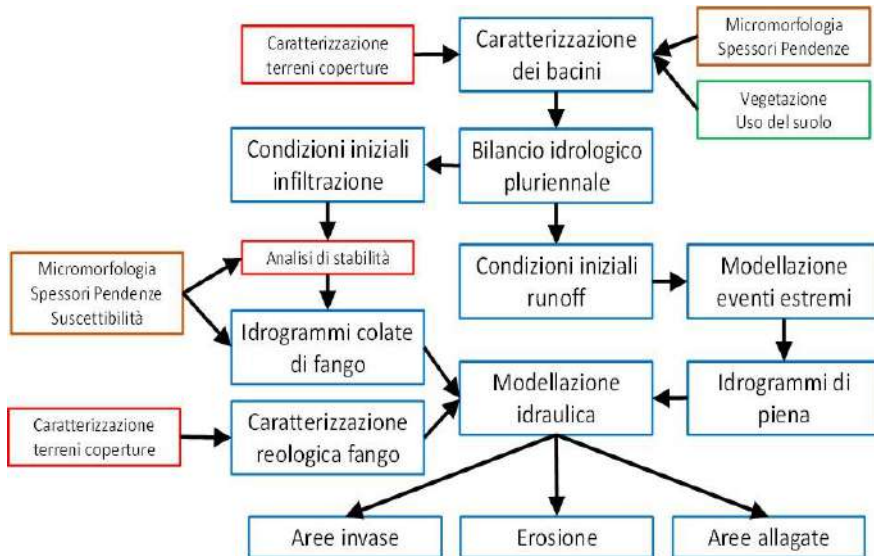
Questi due risultati permettono la successiva applicazione dei modelli di maggiore dettaglio per la valutazione della risposta del sistema agli eventi critici di assegnati periodi di ritorno: un modello idraulico e geotecnico di dettaglio per la previsione dell'insacco di frane superficiali; un modello idrologico per la previsione delle piene.

Per quanto attiene strettamente alla modellazione idrologica, i processi che assumono maggiore importanza nella risposta del bacino alle due diverse scale temporali di interesse sono diversi, e di conseguenza sono diverse le impostazioni dei due modelli ed i parametri atti a descrivere in modo attendibile il comportamento del bacino. La metodologia proposta, che può essere in ogni caso sviluppata utilizzando diversi strumenti modellistici, prevede infatti l'impiego di un modello concettuale a parametri concentrati per simulare la risposta stagionale del bacino, riservando l'uso di modelli di maggiore dettaglio alla simulazione della risposta agli eventi di breve durata. Su questo ultimo aspetto, poiché l'effettiva applicabilità di modelli complessi è spesso limitata dalle informazioni disponibili, le valutazioni sono state esemplificativamente sviluppate utilizzando due modelli a diverso livello di complessità.

I risultati dei modelli idrologici sviluppati alle due diverse scale temporali forniscono tutte le informazioni utili all'applicazione dei modelli di simulazione dei fenomeni innescati da eventi di pioggia di breve durata. In particolare, essi permettono: l'applicazione di modelli di infiltrazione e di stabilità dei pendii per la determinazione del possibile insacco di frane superficiali lungo i versanti del bacino; l'applicazione di modelli idraulici per lo studio

della propagazione a valle delle onde di piena e dei materiali mobilizzati dalle frane, che in alcuni casi possono evolvere come colate rapide a causa del fenomeno della liquefazione.

Il diagramma di flusso, rappresentato nella **Figura 49**, mostra le varie fasi di cui si compone l'attività di valutazione della pericolosità idraulica, mettendo in evidenza i più significativi momenti di interazione interdisciplinare. Insieme alle metodologie avanzate di indagine e di modellazione che sono state applicate, l'approccio interdisciplinare seguito in questo progetto costituisce di per sé un elemento innovativo particolarmente significativo della metodologia proposta.



**Figura 49** - Diagramma di flusso delle attività da sviluppare per la valutazione della pericolosità idraulica per fenomeni a rapido innesco (i riquadri in azzurro riportano attività, riferite ad aspetti idrologici/idraulici, sviluppate direttamente dall'unità di ricerca dell'Università della Campania; i riquadri in altri colori riportano i contributi interdisciplinari forniti da altre unità di ricerca).

Come mostrato nella **Figura 49**, la valutazione di pericolosità attiene a tre diversi possibili effetti dei fenomeni considerati: l'impatto delle colate di fango e detriti (schematicamente indicate dal riquadro "aree invase"); l'azione erosiva delle intense correnti che defluiscono lungo le aste torrentizie (riquadro "erosione"); i fenomeni di allagamento derivanti dalle piene più intense (riquadro "aree allagate"). Grazie alle simulazioni idrauliche, è possibile

quantificare l'entità degli effetti, sia con riferimento alla propagazione delle colate di fango e delle piene (in termini di tiranti idrici e velocità), sia con riferimento alle possibili azioni erosive (in termini di sforzi tangenziali esercitati dalle correnti sulle pareti dell'alveo).

Tutti questi effetti possono determinare una condizione di rischio per le infrastrutture, le strutture e, più in generale, le attività che si localizzano all'interno delle aree interessate. Il progetto sviluppato è specificamente dedicato alle infrastrutture di trasporto, che rendono l'area oggetto dello studio particolarmente strategica. Tuttavia, laddove i risultati sviluppati per l'area campione hanno evidenziato, all'interno delle zone ad elevata pericolosità, il coinvolgimento di altri potenziali bersagli, quali il piazzale del porto di Salerno o gli edifici prospicienti, ciò è stato posto nella opportuna evidenza, non solo per permettere una più completa valutazione del rischio nell'area di studio, ma anche perché l'impatto su edifici ed attività immediatamente prospicienti gli assi strategici di trasporto potrebbe in ogni caso comportare degli effetti sulla loro regolare fruibilità.

Nel seguito, le varie fasi della procedura di valutazione della pericolosità, esemplificativamente applicata nel progetto all'area campione del vallone Olivieri, sono ripercorse in modo sintetico, scorporando al loro interno le varie operazioni che le compongono, in modo da definire una metodologia riproducibile anche in altri contesti.

## **2. Caratterizzazione idrologica e idraulica dei bacini**

La prima fase della metodologia di valutazione della pericolosità idraulica è rappresentata dalla acquisizione di tutte le informazioni utili alla caratterizzazione idrologica e idraulica dei bacini idrografici in studio. Tale caratterizzazione mira alla definizione dei modelli idrologici, necessari a prevedere la risposta dei bacini alle diverse scale temporali, e dei modelli idraulici, che, in base ai risultati della modellazione idrologica, permettono di definire nel dettaglio le zone impattate dagli effetti dei fenomeni potenzialmente pericolosi.

Come specificato precedentemente, per definire in modo appropriato la pericolosità, in una prima fase è necessario distinguere due diversi modelli idrologici: un primo modello, per studiare la risposta dei bacini alle forzanti climatiche di lungo periodo; un secondo modello, per simulare il comportamento del bacino durante gli eventi meteorici estremi. Nella seconda fase, in base ai risultati derivanti dalla applicazione di entrambi i modelli idrologici, è possibile, attraverso modelli idraulici e geotecnici, la simulazione delle correnti idriche e delle colate di fango e detriti, al fine di valutare le aree che possono esserne significativamente impattate.



**Tabella 4** - Principali dati per la caratterizzazione idrologica e idraulica dei bacini finalizzata alla valutazione puntuale della pericolosità idraulica (il grassetto indica i dati indispensabili per la corrispondente fase della modellazione).

<b>Categoria di informazioni</b>	<b>Dato</b>	<b>Modello idrologico lungo periodo</b>	<b>Modello idrologico eventi estremi</b>	<b>Modello idraulico</b>	<b>Possibili fonti dei dati</b>
Idrometeorologia	Temperature medie mensili	X			Annali idrologici
	Temperature giornaliere	X			Annali idrologici
	Piogge medie mensili	X			Annali idrologici
	Piogge giornaliere	X			Annali idrologici Protezione Civile
	Curva di possibilità pluviometrica		X		Rapporto VAPI Protezione Civile
	Ricarica acquiferi	X			Annali idrologici
Topografia	Cartografia 1:5000	X	X		Regione
	Cartografia 1:1000		X	X	Comune
	DEM 1m x 1m			X	Comune
	Rilievo topografico			X	Indagini ad hoc
Geomorfologia	Spessori ricoprimenti	X		X	Indagini ad hoc
	Dissesti	X			Cataloghi ad accesso libero (e.g. Franeitalia)

	Geologia del substrato	X			ISPRA
Caratterizzazione terreni	Classificazione	X	X	X	Indagini ad hoc
	Distribuzione granulometrica	X	X	X	Indagini ad hoc
	Conducibilità idraulica satura	X	X		Indagini ad hoc
	Curva di ritenzione		X		Indagini ad hoc
Uso del suolo	Carta uso del suolo	X	X	X	Regione Database CORINE
	Caratteristiche vegetazione	X	X	X	Regione Database CORINE

L'applicazione della catena modellistica brevemente descritta necessita di informazioni di varia natura sui bacini: topografiche, climatiche, morfologiche, geologiche, idrauliche, geotecniche, sulla vegetazione e sull'uso del suolo. Il modello utilizzato per definire la risposta idrologica alle forzanti climatiche stagionali fa uso di informazioni in parte diverse rispetto a quelle necessarie per il modello idrologico che simula gli eventi di breve durata, così come ancora diverse sono le informazioni necessarie per la definizione del modello idraulico.

Il livello di dettaglio al quale le informazioni sono disponibili può condizionare la scelta dell'approccio modellistico più appropriato.

Nella **Tabella 4** sono elencate le varie informazioni utili alla caratterizzazione del sistema idrologico ai fini della valutazione della pericolosità idraulica. Per ciascuna tipologia di dato, sono indicate: la natura dei dati; la fase (o le fasi) della catena modellistica in cui i dati sono utilizzati; l'eventuale indispensabilità (senza alcuni dati non è possibile sviluppare alcun tipo di valutazione, qualunque sia l'approccio modellistico prescelto); le possibili fonti dove reperire i dati.

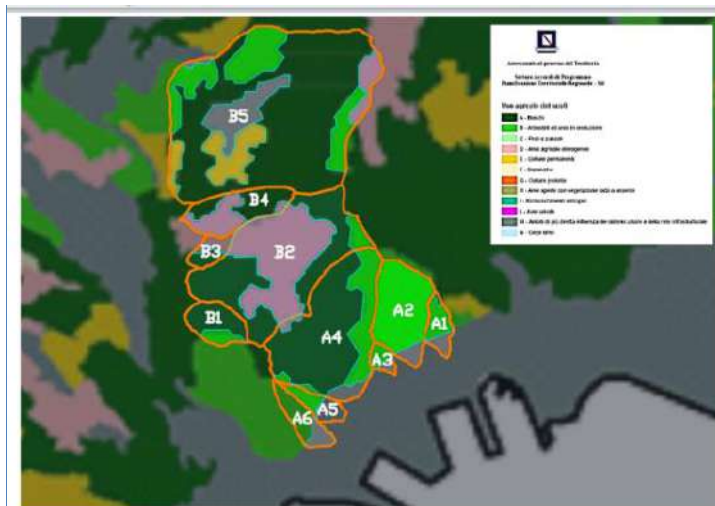
L'implementazione in un Sistema Informativo Territoriale è uno strumento molto utile per la gestione dei dati disponibili, e per effettuare le sovrapposizioni di diversi tematismi necessaria alle successive valutazioni. A

titolo di esempio, nelle **Figura 50** **Figura 51** sono riportate le carte tematiche dell'uso del suolo e degli spessori delle coltri per i bacini che insistono sul Corridoio Infrastrutturale Strategico.

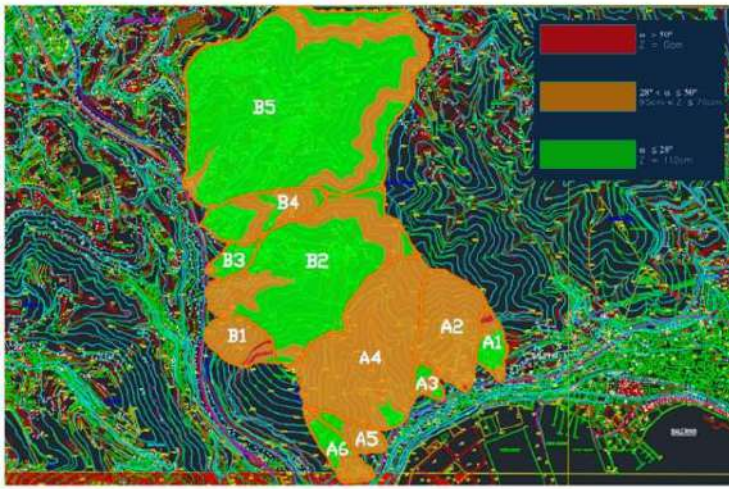
### 3. Modellazione idrologica pluriennale

L'obiettivo di questa fase è la definizione di un modello capace di riprodurre l'andamento del bilancio idrologico nei principali sottosistemi che interagiscono all'interno del bacino (le coltri che ricoprono i versanti, il sottosuolo e le acque superficiali). Lo sviluppo di un simile modello idrologico, che rappresenta uno degli aspetti innovativi della metodologia di valutazione della pericolosità idraulica qui proposta, permette di definire le condizioni di umidità dei versanti tipiche delle varie stagioni, nonché quelle più estreme, che si verificano in occasione di periodi particolarmente piovosi o particolarmente siccitosi. Queste informazioni, incrociate con quelle relative alla frequenza degli eventi di pioggia contenute nelle curve di possibilità pluviometrica, possono fornire informazioni più attendibili circa la probabilità di verificarsi degli effetti che sono valutati nella successiva fase di analisi della risposta idrologica agli eventi estremi.

Ai fini di una attendibile modellazione idrologica di lungo periodo, soprattutto per il caso di bacini non strumentati direttamente (che è la circostanza di gran lunga più frequente per bacini di piccola estensione), è opportuno adottare modelli semplici e caratterizzati da pochi parametri, come sono i modelli a parametri concentrati.



**Figura 50** - Mappa dell'uso del suolo per i bacini ricadenti nell'area di interesse.



**Figura 51** - Mappa delle classi di pendenza e spessore per i bacini ricadenti nell'area d'interesse in base al modello proposto da [3].

Più che la struttura del modello, infatti, è estremamente importante stimare attendibilmente, a partire dai dati idrometeorologici disponibili, i flussi in entrata ed in uscita dal bacino: l'afflusso meteorico,  $P$ ; l'evapotraspirazione,  $ET$ ; la ricarica degli acquiferi profondi,  $R$ . Per la durata  $\Delta t$  dell'intervallo di tempo considerato, il modello prescelto permetterà di ripartire la differenza tra tali flussi tra la variazione dell'immagazzinamento di acqua nelle coltri che ricoprono i versanti,  $\Delta S$ , e il deflusso superficiale,  $Q$ :

$$P - ET - R = Q + S\Delta t$$

Per la calibrazione del modello idrologico pluriennale, è necessario disporre delle seguenti serie storiche di dati idrometeorologici, per una durata complessiva di almeno dieci anni e con una risoluzione almeno settimanale:

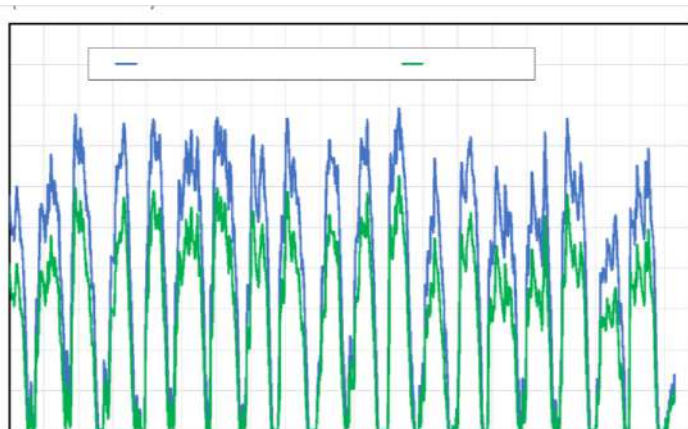
- altezze di pioggia rilevate in una stazione pluviometrica situata nelle vicinanze del bacino di interesse (a non più di 10 km di distanza) e, possibilmente, posta ad una altitudine prossima a quella media del bacino ed orientata in modo analogo al bacino rispetto ai principali rilievi montuosi della zona di studio;
- temperature medie giornaliere rilevate in una stazione vicina al bacino di interesse (a non più di 30 km di distanza) e, possibilmente, orientata in modo analogo al bacino rispetto ai principali rilievi montuosi della zona di studio;

- stima della ricarica media annua degli acquiferi profondi nella zona in cui ricade il bacino di interesse.

Inoltre, è necessario poter stimare lo spessore medio delle coltri di materiali sciolti che ricoprono i versanti nel bacino di interesse (ad esempio da una carta degli spessori, che in alcuni casi può essere definita in base a considerazioni statistiche, da integrare in ogni caso con osservazioni di campo), e la porosità media delle coltri. La valutazione dell'andamento dell'immagazzinamento  $S$  e del deflusso superficiale  $Q$ , lungo un arco temporale di alcuni anni, può essere effettuata con risoluzione mensile o settimanale (risoluzioni temporali più spinte non appaiono necessarie per la finalità della modellazione di lungo periodo della risposta del bacino). I risultati permettono di conoscere le massime fluttuazioni che tali variabili assumono nel corso dell'anno, permettendo:

- di individuare i periodi dell'anno in cui i versanti si trovano solitamente in condizioni tali da predisporli massimamente all'innescò di piene intense e/o di frane;
- di caratterizzare la dipendenza del coefficiente di deflusso (rapporto tra deflusso superficiale e afflusso meteorico) sia dalle condizioni di umidità dei versanti che dalla durata ed intensità della precipitazione.

A titolo esemplificativo, nella **Figura 52** è riportato l'andamento pluriennale simulato del grado di saturazione medio delle coltri per due dei bacini che insistono sul CIS.



**Figura 52** - Andamento settimanale del grado di saturazione medio delle coltri che ricoprono i versanti di due tra i bacini dell'area di interesse, stimato con il modello Budyko [4], per il periodo 1975-1993.

In particolare, la **Tabella 5** riassume le variabili più significative che scaturiscono dall'analisi della risposta pluriennale del bacino, specificando quale sia la successiva fase della metodologia di valutazione della pericolosità idraulica che si avvale dell'informazione ottenuta.

#### 4. Modellazione idrologica della risposta durante eventi di precipitazione estremi

Si tratta di una fase fondamentale della metodologia di valutazione della pericolosità idraulica, nella quale vengono quantificati gli effetti prodotti da eventi di pioggia, di assegnato periodo di ritorno, aventi le durate critiche nei riguardi delle due tipologie di fenomeni che possono causare danni alle infrastrutture e strutture presenti nel bacino o immediatamente a valle della sezione di chiusura: le piene e le colate rapide di fango e detriti. Le durate critiche sono individuate grazie all'analisi della risposta pluriennale del bacino, sviluppata al punto precedente della metodologia proposta.

#### Idrogrammi di piena

Il calcolo degli idrogrammi di piena in risposta ad eventi di pioggia di assegnato periodi di ritorno può essere sviluppato con diversi approcci modellistici, il cui grado di complessità è condizionato dal dettaglio delle informazioni disponibili riguardo alle caratteristiche geomorfologiche del bacino.

**Tabella 5** - Risultati della modellazione della risposta pluriennale dei bacini, e successivo utilizzo nelle fasi della metodologia di valutazione della pericolosità.

<p>Coefficiente di deflusso (rapporto tra deflusso superficiale e afflusso meteorico) al variare delle condizioni di umidità dei versanti e della durata ed intensità della precipitazione</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Definizione del coefficiente di deflusso per il calcolo dell'idrogramma di piena.</li> <li>• Calcolo delle perdite per infiltrazione durante la formazione del deflusso superficiale.</li> </ul>
<p>Durata del periodo in cui le coltri che ricoprono i versanti hanno elevata umidità (mesi)</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Definizione della probabilità di condizioni predisponenti l'innescò di fenomeni di instabilità dei versanti.</li> <li>• Definizione della probabilità di condizioni predisponenti la generazione di intenso deflusso superficiale.</li> </ul>

<p>Grado di saturazione medio delle coltri nel periodo umido, <math>S_{wetSmax}</math> (mm/mm)</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Condizioni iniziali per le analisi di stabilità dei versanti durante gli eventi di pioggia.</li> <li>• Definizione del coefficiente di deflusso per il calcolo dell'idrogramma di piena.</li> <li>• Calcolo delle perdite per infiltrazione durante la formazione del deflusso superficiale.</li> </ul>
<p>Grado di saturazione medio delle coltri nel periodo intermedio, <math>S_{medSmax}</math> (mm/mm)</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Definizione del coefficiente di deflusso per il calcolo dell'idrogramma di piena.</li> <li>• Calcolo delle perdite per infiltrazione durante la formazione del deflusso superficiale.</li> </ul>
<p>Grado di saturazione medio delle coltri nel periodo asciutto, <math>S_{drySmax}</math> (mm/mm)</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Definizione del coefficiente di deflusso per il calcolo dell'idrogramma di piena.</li> <li>• Calcolo delle perdite per infiltrazione durante la formazione del deflusso superficiale.</li> </ul>
<p>Deficit di saturazione delle coltri nel periodo umido, <math>S_{max-Swet}</math> (mm)</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Definizione delle caratteristiche degli eventi di pioggia critici nei riguardi di fenomeni di instabilità dei versanti.</li> </ul>

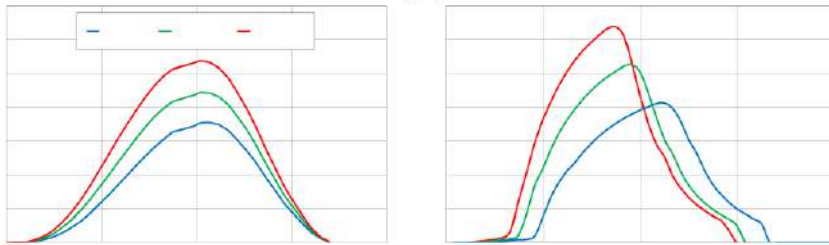
Qualunque sia il modello applicato, per ottenere idrogrammi di piena attendibili sono fondamentali due aspetti:

- la corretta stima delle perdite per infiltrazione durante il processo di formazione del deflusso superficiale;
- la corretta stima della durata critica degli eventi di pioggia considerati.

Al fine di definire una metodologia di applicabilità generale, vengono proposti due possibili approcci modellistici. Il primo, speditivo, è utilizzabile quando le informazioni disponibili sul bacino siano limitate alla cartografia

topografica in scala 1:5000, o inferiore, ed alle carte geologiche e di uso del suolo in scala 1:50000, e consiste nell'applicazione del metodo cinematico per la determinazione dell'idrogramma di piena. Il secondo, di tipo semidistribuito, è utilizzabile quando si disponga di cartografia topografica in scala 1:2000 o 1:5000, e quando le informazioni geologiche e sull'uso del suolo desumibili dalle cartografie siano state arricchite grazie ad indagini in sito che forniscano: le principali proprietà fisiche dei terreni costituenti le coltri che ricoprono i versanti all'interno del bacino; le caratteristiche della superficie dei versanti per poterne stimare la scabrezza idraulica.

Come evidenziato dalla **Figura 53**, relativa all'esempio di applicazione della metodologia al vallone Olivieri, con un'opportuna scelta dei parametri dei modelli si perviene a stime confrontabili degli idrogrammi di piena.



**Figura 53** - Idrogrammi di piena per vari periodi di ritorno, ottenuti per il vallone Olivieri: modello cinematico (sinistra); modello semidistribuito SWMM [5] (destra).

### Modellazione speditiva

A partire dalla cartografia, la durata degli eventi di pioggia critici può essere stimata mediante l'applicazione di alcune tra le numerose espressioni empiriche proposte nella letteratura tecnico-scientifica per la valutazione del tempo di risposta di bacini idrografici naturali [6]. È opportuno utilizzare, ove possibile, formulazioni ricavate con riferimento a contesti geomorfologici simili al bacino in studio (per estensione, pendenza dei versanti, sviluppo del reticolo idrografico, caratteristiche geologiche delle coltri e del substrato, caratteristiche climatiche). In ogni caso, è bene procedere alla stima del tempo di risposta applicando diverse formule e mediando i risultati da esse forniti, eventualmente scartando quelle che conducano a stime troppo discoste dalle altre (il procedimento è stato esemplificativamente applicato a tutti i bacini ricadenti nell'area campione).

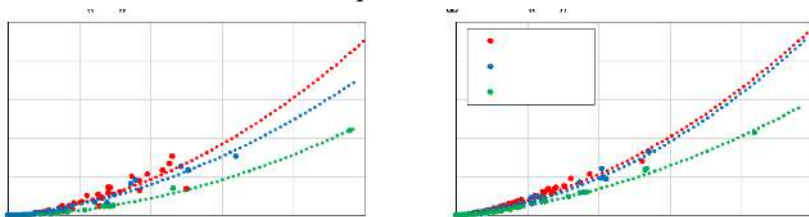
Gli eventi di pioggia critici sono quelli con durata  $t_c$  prossima al tempo di risposta così determinato, e la loro intensità  $I$  (mm/h) può essere calcolata, per



ogni scelta di periodo di ritorno, attraverso la curva di possibilità pluviometrica rappresentativa della zona in cui ricade il bacino in studio.

La valutazione delle perdite per infiltrazione può essere condotta in due modi diversi, a seconda della possibilità di stimare la conducibilità idraulica del terreno che prevalentemente costituisce le coltri che ricoprono i versanti.

Se non si dispone di informazioni utili a tale stima, si può semplicemente determinare il coefficiente di deflusso  $\phi$ , che fornisce il rapporto tra il volume di acqua che attraversa la sezione di chiusura del bacino durante l'evento di piena considerato e il corrispondente volume che affluisce al bacino per effetto delle precipitazioni che generano la piena. La scelta del più opportuno valore di  $\phi$  per le condizioni di umidità considerate e per gli eventi di pioggia è desumibile dall'andamento di tale rapporto durante le simulazioni della risposta idrologica pluriennale del bacino. Infatti, tali simulazioni permettono di quantificarne la dipendenza sia dalla durata che dalla intensità della pioggia considerata. Nella **Figura 54** sono riportati, a titolo esemplificativo, i risultati della modellazione delle trasformazioni afflussi-deflussi nel bacino del vallone Olivieri per due diverse scale temporali. Appare evidente il ruolo delle condizioni iniziali di umidità dei versanti sulla formazione del deflusso superficiale.



**Figura 54** - Trasformazione degli afflussi meteorici in deflussi nel vallone Olivieri, per piogge settimanali e giornaliere, al variare delle condizioni iniziali di umidità.

Il valore così ottenuto potrà essere confrontato con le indicazioni reperibili nella letteratura tecnico-scientifica per versanti dalle caratteristiche geomorfologiche e con copertura vegetale simili a quelle dei versanti del bacino considerato [6]. Con il valore del coefficiente di deflusso così stimato, è possibile procedere alla applicazione del metodo cinematico considerando l'intensità di precipitazione netta  $I_n = \phi I$ . La portata al colmo di piena potrà essere stimata attraverso la formula razionale  $Q_{max} = \phi I A$ , in cui  $A$  rappresenta l'area dell'intero bacino.

Se le informazioni sulla distribuzione granulometrica dei terreni costituenti le coperture prevalenti lungo i versanti permettono di stimarne la conducibilità idraulica in condizioni di saturazione  $k_{sat}$ , è possibile calcolare le

perdite per infiltrazione con migliore approssimazione, stimando l'andamento della capacità di infiltrazione  $I_{maxt}$  del terreno durante l'evento di pioggia e calcolando il corrispondente andamento della precipitazione netta  $I_{nt}=I-I_{maxt}$ , da utilizzare per l'applicazione del metodo cinematico. L'andamento di  $I_{maxt}$  potrà essere stimato applicando uno dei modelli empirici proposti nella letteratura tecnico-scientifica, stimandone i parametri in modo che per tempi lunghi sia  $I_{max} \approx k_{sat}$ , e che, considerando l'intera durata  $t_c$  dell'evento di pioggia critica, risulti  $I_{nt} \approx \phi$ .

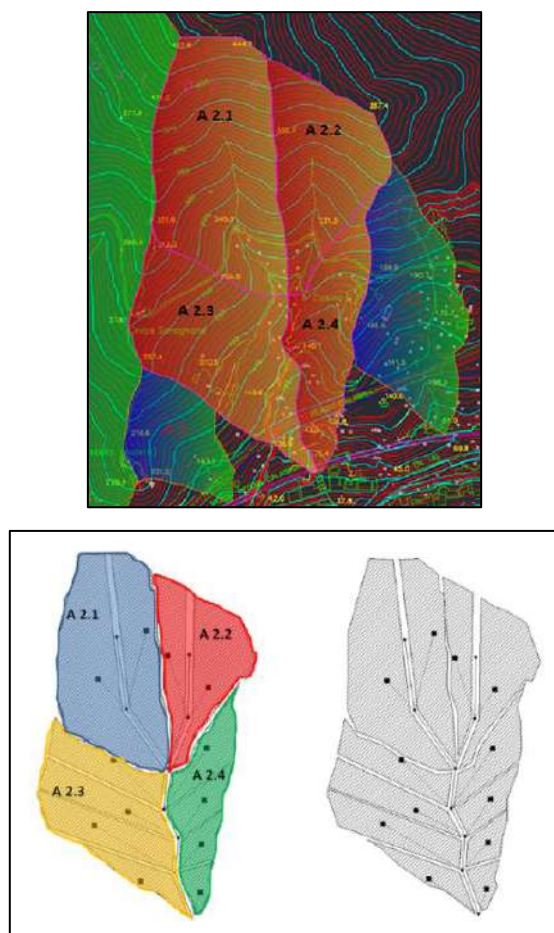
### Modellazione semidistribuita

Allorquando siano disponibili dettagliate informazioni sul bacino, sia cartografiche che geomorfologiche, nonché dati sulle proprietà idrauliche dei terreni prevalenti nelle coltri che ricoprono i versanti e sulla copertura vegetale degli stessi, è possibile adottare un approccio più complesso alla modellazione della risposta del bacino alle precipitazioni estreme. In particolare, per le finalità di valutazione della pericolosità idraulica connessa agli eventi di piena, una modellazione di tipo semidistribuito appare la più appropriata. Infatti, la modellazione semidistribuita permette di suddividere il bacino in un opportuno numero di sottobacini omogenei per caratteristiche geomorfologiche e di copertura vegetale. Il contributo al deflusso superficiale di ciascun sottobacino confluisce in un nodo del reticolo idrografico, all'interno del quale si somma a quelli provenienti dagli altri sottobacini. Nella **Figura 55**, è rappresentato il modello semidistribuito del bacino del vallone Olivieri, oggetto dell'esempio di applicazione della metodologia proposta. La sottrazione di volumi al processo di formazione del deflusso viene in questo caso calcolata applicando un modello di infiltrazione su base fisica, con parametri riferibili alle caratteristiche del terreno costituente la coltre all'interno di ciascuno dei sottobacini. Ciò permette di valutare la risposta del bacino agli eventi estremi a partire da diverse condizioni iniziali, in modo da poter tenere conto della diversità di risposta in funzione della variabilità stagionale delle condizioni di umidità dei versanti.

In questo caso, la durata dell'evento critico potrà essere determinata applicando ripetutamente il modello, per ciascun periodo di ritorno considerato, con riferimento ad eventi di pioggia di diverse durate, ed individuando la condizione che conduce alla massima portata al colmo di piena. Gli idrogrammi di piena ottenuti con la modellazione semidistribuita tengono conto della dipendenza della risposta del bacino dalle condizioni iniziali di umidità, la quale si riflette sia sulla durata della pioggia critica che sulla forma dell'idrogramma stesso.

## Idrogrammi delle portate solide

Le analisi geotecniche di stabilità dei versanti permettono di definire, all'interno del bacino, quali sono i tratti di versante, che raggiungono condizioni di instabilità per effetto dei processi di infiltrazione che si accompagnano agli eventi di pioggia di durata critica (definiti in base ai risultati dell'analisi della risposta pluriennale del bacino) e di assegnato periodo di ritorno, ed i corrispondenti volumi di terreno mobilizzato dalla rottura del versante.



**Figura 55** - Modello semidistribuito del bacino Olivieri: suddivisione dei sottobacini (A2.1, A2.2, A2.3 e A2.4) con evidenziati i nodi di confluenza del deflusso superficiale nelle aste del reticolo idrografico.

L'impatto di tali masse di terreno sulle infrastrutture e sulle strutture poste a valle, necessario alla valutazione del rischio, passa per la modellazione idraulica della loro propagazione all'interno del bacino e del reticolo idrografico. Per poter sviluppare compiutamente tale modellazione, è necessario definire le modalità con cui i volumi di terreno che si mobilitano entrano nel reticolo idrografico, sotto forma di onde di portata ad elevata concentrazione di solido.

La valutazione della modalità di distacco ed accelerazione della massa frangente è estremamente complessa, soprattutto perché i materiali piroclastici costituenti le coltri, se raggiungono la rottura in condizioni prossime alla saturazione (come avviene lungo versanti con inclinazione prossima all'angolo di attrito del terreno), possono dare luogo a frane che evolvono sotto forma di colate rapide di fango e detriti, che si comportano come fluidi viscosi non newtoniani e sono in grado di raggiungere velocità estremamente elevate.

Nell'ambito della metodologia di valutazione della pericolosità qui proposta, gli idrogrammi di portata solida all'ingresso nel reticolo idrografico, in base ai quali sviluppare le successive modellazioni idrauliche, vengono valutati nell'ipotesi che essi abbiano forma triangolare asimmetrica, con ramo ascendente di durata pari alla quarta parte della durata totale dell'idrogramma. In tale ipotesi, la durata dell'idrogramma risulta  $T=4LV$ , e la portata massima  $Q_{max}=Vol \times V/2L$ , essendo  $L$  la distanza tra il centro della nicchia di distacco ed il punto di immissione nel reticolo idrografico, e  $V \approx 1.08 + 0.014L$  (m/s) la velocità raggiunta dalla massa in frana al termine di tale distanza.

## 5. Modellazione idraulica

### Considerazioni preliminari

La modellazione idraulica si svolge in diretta prosecuzione dell'analisi idrologica, recependo da quest'ultima i suoi risultati conclusivi (idrogrammi associabili ai fenomeni di piena, in termini di portata liquida e/o di apporto solido, nonché i fangogrammi associabili ad eventuali eventi di instabilizzazione delle coltri detritiche presenti sui versanti), che rivestono tipicamente il ruolo di condizioni al contorno da imporre all'estremo di monte del dominio di indagine. Pertanto, anche al fine di recepire ed integrare a livello geografico-informativo le informazioni comuni alle analisi idrologiche ed idrauliche, la metodologia sviluppata nel Accord ed esemplificativamente illustrata con riferimento al Vallone Olivieri, si basa sulla implementazione di modelli di simulazione idraulica dei processi di trasporto mediante interfacce di tipo GIS. Tale approccio, in linea peraltro con importanti iniziative e direttive anche a carattere comunitario (direttiva INSPIRE), garantisce l'interoperabilità

dei risultati ottenuti e la loro più semplice elaborazione nell'ambito delle procedure che, a partire dalla disponibilità del dato relativo alla pericolosità idraulica, consentono, ad esempio di addivenire ad una valutazione del rischio, o di progettare delle adeguate misure di mitigazione.

D'altro canto, l'intento qui perseguito di indicare metodologie replicabili nel modo più agevole possibile ha suggerito l'individuazione di strumenti di modellazione e simulazione che fossero accessibili senza oneri per il tecnico, e che al contempo disponessero di una consolidata validazione nei propri ambiti di applicazione.

In base ad una analisi dei codici di calcolo disponibili, è apparso che le suddette finalità possano essere adeguatamente conseguite mediante l'utilizzo dei seguenti prodotti:

- IDRA2D-H: sviluppato dalla Betastudio SRL e disponibile previa registrazione presso il Geoportale Nazionale del Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare, pienamente integrato con l'applicativo GIS (anch'esso liberamente accessibile) AdB Toolbox. Tale codice consente la simulazione di flussi idrici bidimensionali secondo il modello delle c.d. acque basse, e si caratterizza per la semplicità di implementazione e la robustezza computazionale.
- HEC-RAS: sviluppato dall' U.S. Army Corps of Engineers, consente la simulazione di moti a superficie libera mediante schematizzazioni monodimensionali, bidimensionali e ibride. La schematizzazione del processo di moto si fonda, in ogni caso, sulla teoria delle acque basse. A partire dalla versione 6.0, HEC-RAS include anche le funzionalità utili alla simulazione della propagazione di colate di fango, il cui comportamento possa essere descritto mediante modelli reologici tradizionali. Le fasi di implementazione del modello di calcolo e la restituzione dei risultati delle elaborazioni possono essere svolte in un ambiente GIS proprietario (RAS-MAPPER), il che agevola l'interoperabilità dei dati.

### **Dimensionalità del modello di calcolo**

Dal punto di vista metodologico, si raccomanda il ricorso ad una modellazione bidimensionale in tutte quelle circostanze in cui non sia individuabile a priori una direzione preferenziale di flusso: ad esempio, in corrispondenza di vaste aree golenali, nelle zone in cui si teme l'interazione con manufatti in grado di deviare il corso naturale delle acque, in aree in cui è prevedibile l'espansione dell'onda di piena. Tuttavia, la modellazione monodimensionale consente la

più agevole rappresentazione di singolarità idrauliche che possono incontrarsi lungo il moto (ad esempio: soglie di fondo, traverse, manufatti speciali), nonché una considerevole riduzione degli oneri computazionali. La possibilità di una modellazione ibrida consente di cogliere il meglio dei due approcci, combinando la rappresentazione mediante corrente monodimensionale per i tratti di alveo inciso e mediante deflusso bidimensionale in tutti i casi in cui tale modello non appaia adeguato, garantendo un compromesso anche in termini di tempi di elaborazione del calcolo. L'esame della cartografia del sito, da condursi necessariamente caso per caso, consente di orientare al meglio la scelta: come indicazione di larga massima, si preferirà un approccio monodimensionale per gli alvei incisi e laddove siano da escludersi esondazioni significative, mentre appare opportuno raccomandare di prendere in considerazione la modellazione bidimensionale nelle aree urbane (specialmente quelle più densamente edificate), laddove un eventuale deflusso risentirà primariamente della presenza di ostacoli sostanzialmente impermeabili.

Quale che sia la dimensionalità del modello considerato, la disponibilità di una cartografia vettoriale e/o di un modello digitale del terreno consentirà agevolmente la generazione dei dati geometrici necessari alla modellazione mediante l'utilizzo degli applicativi GIS integrati nei codici di calcolo considerati. Fondamentale è tuttavia la fase di preliminare revisione di tali dati cartografici, onde garantirsi della effettiva continuità plano-altimetrica delle linee di deflusso, quali impluvi e alvei, per le quali non sempre il dato cartografico di partenza risulta di qualità adeguata. Inevitabile, in questo malaugurato caso, il ricorso a rilievi integrativi.

## Valutazione della scabrezza

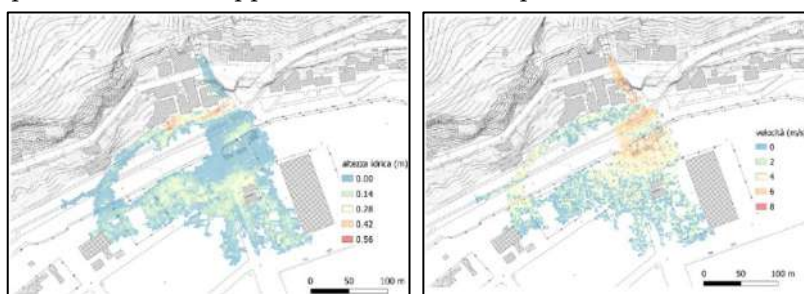
Come tipico nelle modellazioni idrauliche, particolare cura andrà riposta nella caratterizzazione dei coefficienti di scabrezza. L'integrazione del modello di calcolo con un database tipo, quale quello sviluppato nell'ambito del progetto, può consentire, in linea di principio, di assegnare con adeguata risoluzione spaziale i valori dei coefficienti di scabrezza, tenendo conto per i tratti d'alveo della granulometria del materiale di fondo o delle caratteristiche dei materiali di rivestimento, ed attingendo ad una valutazione basata sull'uso del suolo e sulla manualistica tecnica (e.g.: [7]) per le aree golenali o di prevedibile esondazione. Si riporta nella **Tabella 6** lo schema di assegnazione dell'indice di Manning in base alla natura della regione di interesse, in particolare a seconda che si tratti di un'area scoperta (per la quale ci si riferisce ai dati del Layer "coltri" della Base Digitale Tridimensionale con dati idrologici idraulici e reologici) o di un'area rivestita (nel qual caso si consulta il Layer "uso\_suolo").

**Tabella 6** - Risultati della modellazione della risposta pluriennale dei bacini, e successivo utilizzo nelle fasi della metodologia di valutazione della pericolosità.

Aree scoperte	Poligono del Layer "coltri"			
	"d10"	"d50"	"d10"	"n_f(d)"
Aree rivestite	Poligono del Layer "uso_suolo"			
	"uso_suolo"	"n_min"	"n_max",	"n_med" "n_scelto"

### Rappresentazione dei risultati dei calcoli

I risultati della modellazione idraulica di interesse per i successivi approfondimenti sono senz'altro da individuarsi nelle mappe georeferenziate di altezze idriche e velocità, tipicamente riferendosi ai valori massimi che si determinano nell'arco del fenomeno considerato. La **Figura 56** riporta a titolo di esempio i risultati dell'applicazione all'area campione del vallone Olivieri.



**Figura 56** - Applicazione della metodologia all'area campione del vallone Olivieri: massime altezze idriche (sinistra) e massime velocità (destra) per T=200 anni.

Per i tratti d'alveo non rivestiti, appare opportuno raccomandare la valutazione degli sforzi tangenziali massimi, in base ai quali potranno derivarsi le idonee considerazioni in relazione ai rischi di erosione localizzata e generalizzata, scalzamento, stabilità dei rivestimenti. In particolare, l'erodibilità potrà essere agevolmente valutata sulla base della interrogazione della Base Digitale Tridimensionale con dati idrologici idraulici e reologici, che nel Layer "coltri" riporta i dati essenziali per l'effettuazione delle usuali verifiche di trascinamento delle diverse frazioni granulometriche che caratterizzano il generico sito considerato.

### Modellazione della propagazione di colate di fango

Le medesime considerazioni metodologiche sulla dimensionalità da adottare per la simulazione appaiono valide anche per quanto attiene la simulazione della propagazione delle colate di fango. Particolare cura andrà in questo caso posta sulla caratterizzazione reologica della colata

Per studiare la propagazione di una colata rapida di fango è necessario conoscere l'equazione costitutiva del tensore degli sforzi del fango in esame. Partendo dal presupposto che il comportamento del fango è sostanzialmente inelastico, cioè non mostra differenze di sforzi normali in flusso ed ha un tempo di rilassamento praticamente nullo, è allora sufficiente conoscere solo la relazione costitutiva fra viscosità e velocità di scorrimento, la shear rate, in aggiunta ad un eventuale yield stress. Lo yield stress è lo sforzo di soglia al di sotto del quale il materiale non fluisce ed ha quindi un comportamento da solido.

Considerando che i fanghi presentano in generale uno yield stress [8], la relazione costitutiva proposta da Herschel and Bulkley [9] può essere considerata la più adatta a descrivere il comportamento del fango di interesse:

$$\tau = 0 + k n$$

dove  $\tau$  è lo sforzo tangenziale,  $0$  è lo yield stress,  $\dot{\gamma}$  è la shear rate,  $k$  è l'indice di consistenza e  $n$  è l'indice di flusso.

Per la scelta dei parametri costitutivi,  $0$ ,  $k$  e  $n$ , si possono usare approcci diversi, in funzione del tempo a disposizione, delle capacità sperimentali e delle possibilità di accesso ai siti di interesse.

Se è possibile caratterizzare reologicamente il fango allora: si dovrà prelevare un campione di terreno del sito di interesse; vagliarlo a 2 mm; valutare il contenuto di SOM per arricchire la banca dati; macinarlo a mano e vagliarlo in modo da poter misurare il fango con esso costituito con un reometro rotazionale; determinare la curva di flusso e lo yield stress con prove sperimentali. Stimare infine  $k$  e  $n$  dalla curva di flusso.

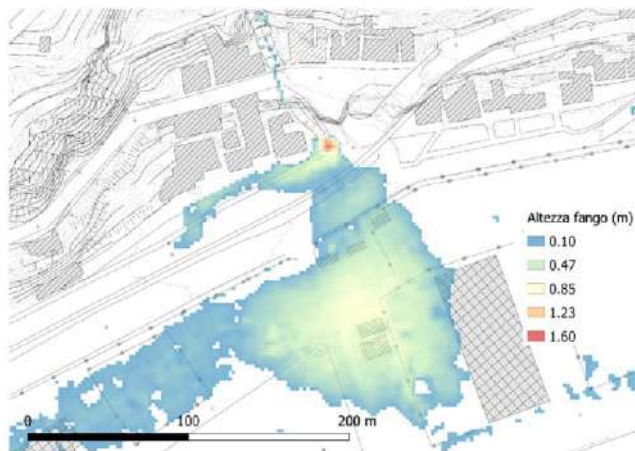
Se non è possibile caratterizzare reologicamente il fango, allora occorrerà: cercare in banche dati se esistono informazioni sui fanghi costituiti dai suoli del sito di interesse, nel qual caso usare i parametri costitutivi di questi suoli; cercare in banche dati se si conosce il contenuto di SOM e la mineralogia del suolo di interesse; cercare in banche dati se esistono informazioni reologiche sui fanghi costituiti da suoli con analoghi contenuti di SOM e con analoga mineralogia, nel qual caso usare i parametri costitutivi di questi fanghi.

Se nulla è noto, si consiglia di usare i parametri costitutivi di un fango ottenuto con una frazione volumetrica solida del 40% con un suolo prelevato in altro sito con copertura piroclastica di analoga origine, e condurre uno studio parametrico progettato per minimizzare le prove numeriche (la combinazione di valori che sovrastimano il rischio è costituita dall'insieme dei valori minimi dell'intervallo di variazione di ciascun parametro): l'indice di flusso può essere



mantenuto costante e pari a 0.0066 (si è visto sperimentalmente che fanghi ottenuti con suoli piroclastici prelevati da siti molto diversi hanno un indice di flusso molto simile); l'indice di consistenza può essere fatto variare di un ordine di grandezza avendo come punto medio il valore stimato per altri fanghi piroclastici, e.g.  $k$  fra 10 e 200 (sforzo espresso in Pa s); lo yield stress può essere fatto variare anche più di un ordine di grandezza, per esempio fra 2 e 200 Pa.

Appare opportuno raccomandare una valutazione della capacità della colata di trascinare (entrainment) altro materiale solido lungo il tragitto (effetto valanga). Va detto che l'applicazione di modelli di simulazione in grado di analizzare compiutamente tale processo alla scala di interesse per applicazioni di rilievo tecnico risente ancora oggi di notevoli margini di incertezza. Ciononostante, l'incremento di volume della colata per entrainment può in taluni casi risultare notevole. Laddove non sia possibile disporre delle informazioni necessarie ad una modellazione di dettaglio, si suggerisce di condurre una valutazione di massima a posteriori dei volumi mobilitabili, e di porli in relazione a quelli scaturiti dalla instabilizzazione dei versanti. Per la rappresentazione dei risultati della modellazione, ci si può riferire alle medesime indicazioni già fornite in relazione alle piene idriche (altezze di fango e velocità massime, sforzi tangenziali al fondo), con l'aggiunta, in relazione al tipico comportamento reologico della miscela fangosa, generalmente caratterizzato da uno sforzo sterile non nullo, della valutazione della configurazione finale raggiunta dal volume di fango al termine della propria propagazione, mostrati esemplificativamente nella **Figura 57** per l'area campione del vallone Olivieri.



**Figura 57** - Distribuzione finale delle altezze di fango al termine della colata per il caso esemplificativo del vallone Olivieri.

## 6. Conclusioni

La metodologia innovativa di valutazione della pericolosità idraulica, qui presentata, per gli aspetti idrologici e idraulici, con riferimento a piccoli bacini in cui possono svilupparsi fenomeni repentini legati sia all'intenso deflusso superficiale che al distacco di frane superficiali con possibile evoluzione in forma di colata rapida di detriti, è parte di una più complessa metodologia di valutazione del rischio, che necessita del contributo di numerose altre discipline.

Insieme alle metodologie modellistiche e di indagine innovative di cui viene suggerito l'impiego in tutte le fasi della valutazione del rischio, l'approccio multidisciplinare rappresenta l'elemento saliente della metodologia proposta, che può certamente contribuire al miglioramento della capacità tecnica dell'amministrazione Regionale (l'obiettivo principale del progetto), sia per le attività di pianificazione territoriale che per gli interventi di protezione civile.

## Riferimenti bibliografici

- [1] T. A. Bogaard, R. Greco, "Landslide hydrology: from hydrology to pore pressure", Wiley Interdisciplinary Reviews: Water, 3 (3): 439 – 459, 2016.
- [2] T. A. Bogaard, R. Greco. "Invited perspectives: Hydrological perspectives on precipitation intensity-duration thresholds for landslide initiation: proposing hydro-meteorological thresholds", Natural Hazards and Earth System Sciences, 18: 31 – 39, 2018.
- [3] P. De Vita, D. Agrello, F. Ambrosino, "Landslide susceptibility assessment in ash-fall pyroclastic deposits surrounding Mount Somma-Vesuvius: Application of geophysical surveys for soil thickness mapping", Journal of Applied Geophysics, 59 (2): 126 – 139, 2006.
- [4] L. Zhang, N. Potter, K. Hickel, Y. Zhang, Q. Shao, "Water balance modeling over variable time scales based on the Budyko framework–Model development and testing", Journal of Hydrology, 360 (1-4): 117 – 131, 2008.
- [5] L. Rossman, Storm Water Management Model (SWMM version 5.0) user's manual, United States Environment Protection Agency, 2004.
- [6] AA. VV., Handbook of Hydrology (D. R. Maidment, ed), New York (NJ): McGraw-Hill, 1993.

- [7] V. T. Chow, *Open-channel hydraulics*. New York (NJ): McGraw-Hill, 1959.
- [8] P. Coussot, D. Laigle, M. Arattano, A. Deganutti, L. Marchi, “Direct Determination of Rheological Characteristics of Debris Flow”, *Journal of Hydraulic Engineering*, 124: 865 – 868, 1998.
- [9] W. H. Herschel, R. Bulkley, “Konsistenzmessungen von Gummi-Benzollösungen”, *Kolloid-Zeitschrift*, 39: 291 – 300, 1926.



# Metodologie di studio della composizione floristica e vegetazionale

Paola Cennamo, Emanuele Del Guacchio, Daniele De Luca

## Abstract

The research activity presented here concerns the floristic analysis of two areas of interest and the assessment of the possible use of local plant species to counteract the instability of slopes at hydrogeological risk. The investigated areas encompass the NW and SW sides of Monte San Liberatore (municipalities of Vietri sul Mare and Salerno) and are located nearby the A3 highway (Salerno port and Vietri Sul Mare exit, respectively).

## 1. Studi floristici

Sebbene la Penisola sorrentina sia studiata intensamente dai botanici locali e forestieri sin dal XVII secolo [1], l'area di studio è stata raramente investigata, se si eccettuano sporadiche raccolte di Giovanni Gussone conservate nell'Erbario dell'Orto Botanico di Napoli, alcuni dati pubblicati da Michele Guadagno [2] e raccolte di pochi altri studiosi. Le indagini floristiche preliminari effettuate in occasione di questo studio, sebbene molto limitate, hanno confermato la presenza di alcune specie endemiche e rare, di cui la Penisola sorrentina è peraltro molto ricca [1][3]. Le indagini effettuate rappresentano un contributo all'acquisizione di nuovi dati della distribuzione di endemismi ed entità a distribuzione frammentaria della Campania. Le specie osservate e in parte raccolte nelle aree di studio sono riportate in **Tabella 7**. Per la nomenclatura è stato seguito il Portale della Flora d'Italia [4]. Il segno "§" indica specie di origine esotica ormai naturalizzate nell'area, mentre l'asterisco contrassegna specie endemiche italiane e # le specie rare.

**Tabella 7** - Elenco delle specie identificate.

Nome scientifico e nome italiano
<i>Acer opalus</i> Mill. subsp. <i>obtusatum</i> (Wald. & Kit. ex Willd.) Gams – Acero d'Ungheria
<i>Ailanthus altissima</i> (Mill.) Swingle§ – Ailanto, Albero del paradiso
<i>Allium subhirsutum</i> L. subsp. <i>subhirsutum</i> – Aglio pelosetto
<i>Ampelodesmos mauritanicus</i> (Poir.) T.Durand&Schinz – Tagliamani
<i>Anthemis arvensis</i> L. subsp. <i>incrassata</i> (Loisel.) Nyman – Camomilla selvatica
<i>Anthericum liliago</i> L.* – Lilioasfodelo maggiore
<i>Anthoxanthum odoratum</i> L. – Palèo odoroso

<i>Antirrhinum majus</i> L. subsp. <i>Tortuosum</i> (Bosc ex Lam.) Rouy§ – Bocca di Leone cespugliosa
<i>Arbutus unedo</i> L. – Corbezzolo
<i>Arisarum vulgare</i> O.Targ.Tozz. subsp. <i>vulgare</i> – Arisaro comune
<i>Arundo plinii</i> Turra – Canna di Plinio
<i>Asparagus acutifolius</i> L. – Asparago pungente
<i>Asphodelus ramosus</i> L. subsp. <i>ramosus</i> – Asfodelo mediterraneo
<i>Asplenium onopteris</i> L. – Asplenio maggiore
<i>Avena barbata</i> Pott ex Link – Avena barbata
<i>Bituminaria bituminosa</i> (L.) C.H.Stirt. – Trifoglio bituminoso
<i>Blackstonia perfoliata</i> (L.) Huds. subsp. <i>perfoliata</i> – Centauro giallo
<i>Brachypodium distachyon</i> (L.) P.Beauv. – Palè annuo
<i>Brachypodium retusum</i> (Pers.) P.Beauv. – Palè delle garighe
<i>Brassica fruticulosa</i> Cirillo subsp. <i>fruticulosa</i> – Cavolo rapiciolla
<i>Brassica incana</i> Ten.# – Cavolo biancastro
<i>Briza maxima</i> L. – Sonaglino maggiore
<i>Bromus madritensis</i> L. – Forasacco dei muri
<i>Calendula arvensis</i> (Vail.) L. – Fiorrancio selvatico, Calendula dei campi
<i>Campanula erinus</i> L. – Campanula minore
<i>Campanula fragilis</i> Cirillo subsp. <i>fragilis</i> # – Campanula fragile
<i>Carduus pycnocephalus</i> L. subsp. <i>pycnocephalus</i> – Cardo saettone
<i>Carex flacca</i> Schreb. subsp. <i>erythrostachys</i> (Hoppe)Holub – Carice glauca
<i>Carlina corymbosa</i> L. – Carlina
<i>Carpinus orientalis</i> Mill. subsp. <i>orientalis</i> – Carpino orientale
<i>Catapodium rigidum</i> (L.) C.E.Hubb. – Logliarello ruderale
<i>Centaurea deusta</i> Ten. subsp. <i>deusta</i> – Fiordaliso cicalino
<i>Centranthus ruber</i> (L.) DC. subsp. <i>ruber</i> – Valeriana rossa
<i>Ceratonia siliqua</i> L. § (?) – Carrubo.
<i>Chenopodium album</i> L. subsp. <i>album</i> – Farinaccio comune
<i>Cistus creticus</i> L. subsp. <i>eriocephalus</i> (Viv.) Greuter&Burdet – Cisto di Creta
<i>Cistus salviifolius</i> L. – Cisto femmina
<i>Clinopodium nepeta</i> (L.) Kuntze – Mentuccia comune
<i>Convolvulus elegantissimus</i> Mill.* – Convolvolo elegantissimo
<i>Coronilla valentina</i> L. – Cornetta di Valenza
<i>Cynoglossum creticum</i> Mill. – Lingua di Cane a fiori variegati
<i>Daucus carota</i> L. subsp. <i>carota</i> – Carota selvatica
<i>Digitalis micrantha</i> Roth – Digitale appenninica
<i>Echium vulgare</i> L. – Viperina azzurra

<i>Emerus major</i> Mill. <b>subsp. emerus</b> – Dondolino
<i>Erica arborea</i> L. – Erica arborea
<i>Erigeron canadensis</i> L. § – Saepcola canadese
<i>Erigeron sumatrensis</i> Retz. § – Saepcola di Naudin
<i>Erodium malachoides</i> (L.) L'Hér. <b>subsp. malacoides</b> – Becco di gru malvaceo
<i>Euphorbia characias</i> L. – Euforbia cespugliosa
<i>Euphorbia dendroides</i> L. – Euforbia arborescente
<i>Euphorbia peplus</i> L. – Euforbia minore
<i>Euphorbia pinea</i> L.# – Euforbia delle scogliere
<i>Ferula glauca</i> L. – Ferula glauca
<i>Ficus carica</i> L. – Fico comune
<i>Fraxinus ornus</i> L. – Orniello
<i>Fumana thymifolia</i> (L.) Spach ex Webb– Fumaria a foglie di timo
<i>Fumaria flabellata</i> Gasparr. – Fumaria a ventaglio
<i>Fumaria officinalis</i> L. <b>subsp. officinalis</b> – Fumosterno comune
<i>Geranium columbinum</i> L. – Geranio colombino
<i>Geranium lucidum</i> L. – Geranio lucido
<i>Geranium purpureum</i> Vill. – Geranio purpureo
<i>Geranium rotundifolium</i> L. – Geranio malvaccino
<i>Gladiolus byzantinus</i> Mill. § – Gladiolo maggiore
<i>Hedera helix</i> <b>subsp. helix</b> L. – Edera
<i>Helichrysum litoreum</i> Guss. # – Perpetuini litoraneo
<i>Hordeum murinum</i> L. <b>subsp. leporinum</b> (Link) Arcang. – Orzo selvatico
<i>Hypericum perforatum</i> L. – Erba di S. Giovanni
<i>Linaria purpurea</i> (L.) Mill. # – Linaiola purpurea
<i>Lobularia maritima</i> (L.) Desv. – Filigrana comune
<i>Lonicera implexa</i> Aiton <b>subsp. implexa</b> – Caprifoglio Mediterraneo
<i>Lotus ornatopodioides</i> L. – Trifogliolo piè d'uccello
<i>Lotus hirsutus</i> L. – Trifogliolo irsuto
<i>Lysimachia arvensis</i> (L.) U.Manns&Anderb. – Centonchio dei campi
<i>Medicago lupulina</i> L. – Erba medica
<i>Mercurialis annua</i> L. – Mercorella annua
<i>Micromeria graeca</i> (L.) Rchb. <b>subsp. graeca</b> – Issopo meridionale
<i>Muscari comosum</i> (L.) Mill. – Cipollaccio, Lampascione
<i>Myrtus communis</i> L. – Mirto
<i>Narcissus tazetta</i> L. <b>subsp. tazetta</b> – Narciso nostrale
<i>Oenanthe pimpinelloides</i> L. – Finocchio acquatico comune
<i>Oeosporangium acrosticum</i> (Balb.) L.Sáez& Aymerich – Felcetta odorosa

<i>Olea europaea</i> L. – Olivo
<i>Oloptum miliaceum</i> (L.) Röser&H.R.Hamasha – Miglio
<i>Ostrya carpinifolia</i> Scop. – Carpino nero
<i>Osyris alba</i> L. – Ginestrella comune
<i>Oxalis corniculata</i> L. § – Acetosella dei campi
<i>Parietaria judaica</i> L. – Erba muro, Vetriola minore
<i>Petrorhagia saxifraga</i> (L.) Link subsp. <i>saxifraga</i> – Garofanina spaccasassi
<i>Phagnalon rupestre</i> (L.) DC. subsp. <i>rupestre</i> – Scuderi comune
<i>Picris hieracioides</i> L. subsp. <i>hieracioides</i> – Aspraggine comune
<i>Pinus halepensis</i> Mill. subsp. <i>halepensis</i> – Pino d’Aleppo
<i>Pistacia lentiscus</i> L. – Lentisco
<i>Plantago major</i> L. – Piantaggine maggiore
<i>Poterium sanguisorba</i> L. subsp. <i>balearicum</i> (Bourg. ex Nyman) Stace – Salvastrella minore
<i>Quercus ilex</i> L. subsp. <i>ilex</i> – Leccio
<i>Quercus pubescens</i> Willd. subsp. <i>pubescens</i> – Roverella
<i>Raphanus raphanistrum</i> L. subsp. <i>landra</i> (Moretti ex DC.) Bonnier & Layens – Ravanello selvatico
<i>Reichardia picroides</i> (L.) Roth – Grattalingua comune, Caccialepre
<i>Reseda alba</i> L. subsp. <i>alba</i> – Reseda bianca
<i>Rostraria cristata</i> (L.) Tzvelev – Palèo cristato
<i>Rubia peregrina</i> L. – Robbia selvatica
<i>Rubus ulmifolius</i> Schott – Rovo comune
<i>Ruta chalepensis</i> L. – Ruta d’Aleppo
<i>Salvia rosmarinus</i> Spenn. – Rosmarino
<i>Satureja montana</i> L. subsp. <i>montana</i> – Santoreggia montana
<i>Scorpiurus subvillosus</i> L. – Erba lombrica pelosetta
<i>Selaginella denticulata</i> (L.) Spring – Selaginella denticolata
<i>Sherardia arvensis</i> L. – Toccamano
<i>Silene gallica</i> L. – Silene gallica
<i>Silene pendula</i> L. – Silene pendula
<i>Sisymbrium officinale</i> (L.) Scop. – Erba cornacchina comune
<i>Smilax aspera</i> L. – Stracciabraghe
<i>Solanum villosum</i> Mill. – Morella rossa
<i>Sonchus asper</i> (L.) Hill. subsp. <i>asper</i> – Grespino spinoso
<i>Sonchus tenerrimus</i> L. – Grespino sfrangiato
<i>Spartium junceum</i> L. – Ginestra odorosa
<i>Stachys ocymastrum</i> (L.) Briq. – Betonica a foglie di Basilico



<i>Stachys recta</i> L. – Stregona gialla
<i>Stellaria neglecta</i> Weihe L. – Centocchio
<i>Theligonum cynocrambe</i> L. – Porcaccia dei fossi
<i>Verbascum sinuatum</i> L. – Verbasco sinuoso
<i>Veronica cymbalaria</i> Bodard subsp. <i>cymbalaria</i> – Veronica a foglie di Cimbalaria
<i>Viburnum tinus</i> L. subsp. <i>tinus</i> – Laurotino
<i>Vicia angustifolia</i> L. – Veccia dolce
<i>Viola alba</i> Besser subsp. <i>dehnhardtii</i> (Ten.) W.Becker – Viola di Dehnhardt
<i>Ziziphora suaveolens</i> (Sm.) Melnikov – Acino pugliese

I versanti NO (Salerno, area T01) e SO (Vietri sul Mare, area T02) del Monte San Liberatore sono entrambi caratterizzati da una fascia mediterranea in cui si sviluppano diverse tipologie vegetazionali caratterizzate da una propria connotazione ecologica e strutturale e appartenenti a diversi stadi evolutivi (prati, garighe, arbusteti e boschi). La varietà di formazioni è più pronunciata nell'area T01 rispetto all'area T02, probabilmente in seguito al maggior impatto di dissesti, incendi e pascolo, tutti comunque da riportare in massima misura all'azione umana diretta o indiretta.

Per quanto riguarda l'area T01, la vegetazione arborea dominante è costituita da lecci (*Quercus ilex*), con alcuni esemplari di carrubo (*Ceratonia siliqua*). Si osservano poi diverse specie associate alla degradazione della lecceta e ad un'intensa attività pastorizia come l'euforbia cespugliosa (*Euphorbia characias*), il lentisco (*Pistacia lentiscus*), il mirto (*Myrtus communis*), il corbezzolo (*Arbutus unedo*) e l'Olivastro (*Olea europaea*). Nel tratto intermedio e verso la fine del percorso abbondano erbacee perenni e piccoli arbusti xerofili come il rosmarino (*Salvia rosmarinus*) ed il cisto di Creta (*Cistus creticus*). Queste specie sono tipiche di versanti con affioramenti rocciosi che hanno subito una forte erosione del suolo e sono spesso associate alle formazioni ad euforbia. Si osserva inoltre un sistema di praterie steppiche perenni dominato da ampelodesmi (*Ampelodesmos mauritanicus*). Queste formazioni rappresentano gli stadi terminali di degradazione della lecceta e della macchia e sono favorite dal passaggio costante del fuoco o dal pascolo particolarmente intenso.

Il percorso effettuato lungo l'area T02 si sviluppa principalmente lungo un sentiero asfaltato che costeggia il tratto autostradale. All'inizio del percorso si osservano sulle rupi numerose specie erbacee dalla vistosa fioritura, tra cui la valeriana rossa (*Centranthus ruber*), la bocca di leone cespugliosa (*Antirrhinum tortuosum*). Proseguendo lungo il sentiero e lungo i margini dei

muri che lo delimitano, dominano il paesaggio altre erbacee come il trifoglio bituminoso (*Bituminaria bituminosa*) e la viperina azzurra (*Echium vulgare*), insieme a specie arbustive come il cisto di Creta (*Cistus creticus*), l'erica arborea (*Erica arborea*) e la ginestra odorosa (*Spartium junceum*).



**Figura 58** - Elementi floristici rappresentativi dell'area T01 (versante NO Monte San Liberatore). a) sentiero con lecci; b) euforbia delle scogliere; c) lentisco; d) giovane pino d'Aleppo; e) ampelodesmo; f) vallone degradato con rovi e lecci.

Nelle siepi è possibile osservare alcune specie lianose, tra cui il caprifoglio mediterraneo (*Lonicera implexa*). La componente arborea è rappresentata prevalentemente dal leccio (*Quercus ilex*), dalla roverella (*Quercus pubescens*) e dall'olivo (*Olea europaea*). Tra le fessure dei muri e nelle crepe dell'asfalto dominano graminacee termofile come il sonaglino maggiore (*Briza maxima*), l'avena barbata (*Avena barbata*) e i palèi (*Brachypodium* spp.). Il sentiero asfaltato termina in una radura assolata dove si incontrano esemplari sparsi di acero d'Ungheria (*Acer opalus* subsp. *obtusatum*), il fico comune (*Ficus carica*) e diverse macchie di orniello (*Fraxinus ornus*). Proseguendo oltre la radura e nelle aree meno assolate si incontrano diverse specie di geranio (*Geranium columbinum*, *G. lucidum*, *G. purpureum*), e, nei punti più acclivi, la seleginella denticolata (*Selaginella denticulata*). È abbondante il rovo comune (*Rubus ulmifolius*).



**Figura 59** - Elementi floristici rappresentativi dell'area T02 (versante SO Monte San Liberatore). a) viperina azzurra; b) caprifoglio mediterraneo; c) ginestra odorosa; d) roverella; e) acero d'Ungheria; f) trifoglio campestre.

## 2. Valutazione della capacità di copertura del suolo e del possibile sviluppo radicale delle specie vegetali locali

La copertura vegetale svolge un ruolo fondamentale per la protezione e il consolidamento dei pendii e delle scarpate. L'apparato radicale di alcune specie di piante contribuisce a stabilizzare lo strato superiore del suolo, con conseguente riduzione dell'erosione e del trasporto solido a valle ed a rimuovere acqua dal suolo, che finisce nell'atmosfera mediante la traspirazione [5]. La parte aerea (foglie e fusti), invece, frena l'azione erosiva delle acque meteoriche ed il trasporto di materiale solido a valle, evitando così fenomeni di degrado [6]. A questa azione protettiva esercitata dalla vegetazione nei confronti dell'erosione del suolo, dei deflussi delle acque superficiali e dei fenomeni d'instabilità dei versanti, vanno però aggiunti interventi di ingegneria naturalistica atti a consolidare i versanti a rischio di frana [7].

Le aree di interesse del presente studio (tappe T01 e T02) riguardano rispettivamente il versante NO e SO del Monte San Liberatore. La prima area (T01) è nota per i numerosi dissesti di versante (colate e crolli), di cui l'ultimo nel 1954. La seconda area (tappa T02), in corrispondenza dello svincolo di Vie-

tri sul Mare, è predisposta a potenziali crolli di grande magnitudo lungo i costoni a SO del Monte San Liberatore. Dal punto di vista vegetazionale, entrambe le aree sono caratterizzate da una fascia mediterranea occupata attualmente da boschi misti di caducifoglie e sclerofille sempreverdi, tra le quali spicca il leccio (*Quercus ilex*), le cui formazioni forestali sono da considerare la vegetazione potenziale in assenza di disturbo antropico in parte del territorio in esame. All'interno di questa fascia si sviluppano diverse tipologie vegetazionali caratterizzate da una propria connotazione ecologica e strutturale, appartenenti a diversi stadi evolutivi (prati, garighe, arbusteti e boschi) e spazialmente suddivisi sulla base di diversi parametri ambientali (climatici, litologici, morfologici) [8]. La successione vegetazionale è più pronunciata nell'area T01 rispetto all'area T02, probabilmente in seguito al diverso impatto di dissesti, incendi e pascolo, tutti comunque da riportare in massima misura all'azione umana diretta o indiretta.

Le leccete vere e proprie occupano i versanti con acclività da media ad elevata (15-50°) e rappresentano la vegetazione prevalente lungo i versanti della fascia mediterranea [1]. Quando presenti nella fascia collinare, i lecci sono indice di forte disturbo dei versanti dovuti a pascolamento, perdita di suolo e ripetuto passaggio del fuoco. Associati al leccio, troviamo la roverella (*Quercus pubescens*) ed il carrubo (*Ceratonia siliqua*), che costituiscono le specie dominanti nell'area T01 (Salerno), mentre nell'area T02 (Vietri sul Mare), caratterizzata da esposizione più fresca, si aggiungono il carpino nero (*Ostrya carpinifolia*), l'acero d'Ungheria (*Acer opalus* subsp. *obtusatum*) e l'orniello (*Fraxinus ornus*). I nuclei di roverella sono sporadici in entrambe le aree e rappresentano probabilmente ciò che resta di formazioni in passato più estese. Data l'esiguità dei popolamenti e la mancanza di dati sulla copertura originaria, è difficile stabilire quali formazioni rappresentino lo stadio finale di una successione vegetazionale nella seconda stazione. Lungo il percorso effettuato nell'area T01, comunque, la presenza della roverella è prevalentemente testimoniata da sporadiche giovani piante e foglie sul suolo, ad indicare che le piante adulte si trovano a quote più alte.

Il bosco misto a caducifoglie è molto più variegato nell'area T02, con una prevalenza di specie quali l'acero d'Ungheria, il carpino nero e l'orniello. Le formazioni ad acero entrano in contatto nelle porzioni più basse con i lecci e nelle porzioni più alte con i carpini neri. Questi ultimi sono tipici di substrati strettamente carbonatici dove c'è un certo accumulo di suolo e con inclinazioni particolarmente elevate (20-50°) [8].

Per quanto riguarda le formazioni vegetali ad arbusti ed alberi di piccola taglia tipici della macchia mediterranea, in entrambe le aree ricorrono l'erica

arborea (*Erica arborea*), il lentisco (*Pistacia lentiscus*), il mirto (*Myrtus communis*) ed il corbezzolo (*Arbutus unedo*), cui si associano specie lianose come il caprifoglio mediterraneo (*Lonicera implexa*) e lo stracciabraghe (*Smilax aspera*). Tali formazioni si originano dalla degradazione della lecceta e costituiscono diversi stadi dell'evoluzione o della degradazione della macchia. Generalmente, la presenza di erica arborea, corbezzolo e lentisco definiscono le forme più evolute di tale vegetazione.

Nell'area T01 (Salerno) sono state osservate anche altre formazioni vegetali non riscontrate lungo il sentiero percorso nell'area T02 (Vietri). Una di queste è la fitocenosi caratterizzata da diverse specie di *Euphorbia* a cui si associano varie sclerofille strettamente mediterranee come il lentisco ed il carrubo. Tali formazioni rappresentano uno stadio di degradazione delle leccete termofile e a volte colonizzano ambienti particolarmente degradati che hanno subito forti perdite di suolo [7]. Nel tratto intermedio e verso la fine del sentiero lungo l'area T01 si osserva una vegetazione a garighe termofile in cui abbondano erbacee perenni e piccoli arbusti xerofili come il rosmarino (*Rosmarinus officinalis*) ed il cisto di Creta (*Cistus creticus*). Queste specie sono tipiche di versanti con affioramenti rocciosi che hanno subito una forte erosione del suolo e sono spesso associate alle formazioni ad euforbia. Insieme alle garighe termofile si osserva un sistema di praterie steppiche perenni dominato da ampeledesmi (*Ampelodesmos mauritanicus*) ed altre graminacee. Queste formazioni rappresentano gli stadi terminali di degradazione della lecceta e della macchia e sono favorite dal passaggio costante del fuoco o del pascolo particolarmente intenso che, provocando la perdita di suolo, contribuiscono alla loro espansione. Non mancano tuttavia formazioni rupicole originarie, su pareti calcaree più o meno ampie, sui cui si trovano alcune delle specie comuni sui pendii rupestri insieme a diverse altre specie, quali la valeriana rossa (*Centranthus ruber*), l'edera (*Hedera helix*) e la cornetta di Valenza (*Coronilla valentina*).

I dati vegetazionali sopraelencati, ottenuti dai sopralluoghi, sono stati confrontati con quelli presenti nella Carta della Natura della Campania [9]. Viene confermata in entrambi i siti campionati la presenza del leccio (*Quercus ilex*) come elemento vegetazionale dominante. Tuttavia, dal campionamento effettuato (a scala più fine rispetto alla documentazione aerea della Carta della Natura), emergono anche altre entità arboree come il pino d'Aleppo (*Pinus halepensis* subsp. *halepensis*) e l'orniello (*Fraxinus ornus*), con formazioni più o meno estese.

Sulla base dei dati ottenuti dall'esame delle aree di interesse, sono state scelte, per i possibili interventi di ingegneria naturalistica, le specie idonee,

ossia quelle dominanti appartenenti alla flora autoctona ed in grado di stabilizzare lo strato superiore del suolo a opera degli apparati radicali ed intercettare le acque meteoriche, con conseguente la riduzione dell'erosione e del trasporto solido a valle. L'elenco di tali specie, suddivise per portamento arboreo, arbustivo ed erbaceo, con le caratteristiche idonee e la loro occorrenze nei siti di interesse è fornito in Tabella 8.

Come caratteristiche tecniche sono state scelte:

- difesa dall'erosione (copertura del terreno e riduzione delle azioni indotte dalle precipitazioni);
- miglioramento dei parametri geotecnici da parte delle radici (es. coesione del terreno);
- regolazione del bilancio idrologico del terreno (fenomeni di evaporazione, formazione e miglioramento del suolo);
- riduzione della velocità di scorrimento superficiale e della forza di trascinamento dell'acqua.

Per quanto riguarda le caratteristiche biologiche (quelle proprie della pianta), sono state valutate quelle più utili per interventi di ingegneria naturalistica:

- capacità di rigenerazione e adattamento all'ambiente di inserimento;
- capacità di produzione di radici avventizie;
- capacità riproduttiva per via vegetativa;
- resistenza alla sommersione anche per lunghi periodi (impiego di salice o pioppo bianco).

Per stabilizzare un pendio, il tipo di apparato radicale svolge un ruolo cruciale nella scelta delle specie, con sistemi fittonanti più profondi piantati nel mezzo di un pendio e sistemi radicali a placche nella parte superiore del pendio [10]. Radici molto ramificate e resistenti riescono a trattenere il terreno ed impedire un pericoloso dilavamento. In generale, più dell'80% della biomassa radicale si sviluppa nei primi 40-50 cm di profondità [11]. Più le radici crescono in profondità, maggiore è la stabilità del pendio. Allo stesso tempo però, in substrati rocciosi, la crescita delle radici in fessure può causare l'insorgenza di crepe e provocare il cedimento del supporto [11]. Le querce, per esempio, hanno lunghe radici a fittone che penetrano nel suolo fino a 1,52 m di profondità, con radici laterali meno estese. Frassini e olmi producono anch'essi radici profonde (1,2-1,5 m) ma con meno ramificazioni rispetto alle querce e quindi minore ancoraggio al suolo [12]. I pini, i faggi e i pioppi invece, hanno generalmente apparati radicali fini e poco profondi ottimizzati, a seconda dei casi, per la crescita in terreni rocciosi e sabbiosi. Le erbe e le piante perenni hanno

una profondità media di radicazione di circa 0,75 m, mentre per le piante annuali è inferiore a 0,5 m, sebbene alcune possano raggiungere diversi metri [13]. Arbusti e alberi di piccole e medie dimensioni hanno una profondità di radicazione media che varia dai 2 agli 8 m a seconda del tipo di substrato [13].

Tuttavia, la forma del sistema radicale varia non solo tra le specie ma anche all'interno di una specie. Le prime fasi dello sviluppo delle radici sono determinate geneticamente e la forma non è molto variabile. Man mano che una pianta cresce, la morfologia del suo apparato radicale e la distribuzione delle radici nel suolo sono fortemente influenzate dall'ambiente circostante del suolo e dalle influenze esterne [14].

Anche la crescita orizzontale delle radici svolge una funzione importante nella stabilità del substrato. Alcune piante, infatti, producono radici poco ramificate che, con la crescita, si allontanano progressivamente dal fusto e lasciano dei vuoti nel suolo. Altre, invece, producono radici che vengono rinnovate continuamente dalla base del fusto e quindi creano una maglia intorno ad esse che trattiene il substrato [11].

Infine, lo spessore delle radici è un altro fattore rilevante nella scelta delle piante per interventi di ingegneria naturalistica. Radici spesse agiscono consolidando e rinforzando il terreno, mentre radici più sottili agiscono in tensione durante la rottura sui pendii e se attraversano la superficie di scivolamento, forniscono un contributo importante alla stabilità del pendio [14]. Su un pendio dove terreno sciolto e detriti possono accumularsi a monte di una pianta, le radici avventizie possono crescere in questo materiale, stabilizzandolo meglio di quanto potrebbero farlo delle radici più profonde [15].

È importante, a questo punto, ricordare che un pendio è stabilizzato dall'intera comunità di piante, e non dai singoli sistemi di radici in isolamento.

Tabella 8 - Lista delle specie selezionate.

Specie arboree	Caratteristiche	Sito T01	Sito T02
Acerò d'Ungheria ( <i>Acer opalus</i> subsp. <i>obtusatum</i> )	Adatto al consolidamento di terreni franosi e scarpate	No	Sì
Corbezzolo ( <i>Arbutus unedo</i> )	Ben adattabile e dalle buone capacità biotecniche	Sì	Sì
Carpino orientale ( <i>Carpinus orientalis</i> subsp. <i>orientalis</i> )	Si moltiplica bene sia per seme che per talea. Adatto al consolidamento di scarpate e terreni franosi	No	Sì

Leccio ( <i>Quercus ilex</i> )	Sempreverde, adatto per il consolidamento di terreni franosi e scarpate anche in zone marine	Sì	Sì
Orniello ( <i>Fraxinus ornus</i> )	Si propaga facilmente per innesto. Adatto alle opere di consolidamento di scarpate e terreni franosi	Sì	Sì
Pino d' Aleppo ( <i>Pinus halepensis</i> subsp. <i>halepensis</i> )	Adatto al consolidamento di terreni franosi/ scarpate in ambienti marini	Sì	Sì
Roverella ( <i>Quercus pubescens</i> )	Specie adatta per il consolidamento di terreni franosi e scarpate	Sì	Sì
<b>Specie arbustive</b>			
Ginestra odorosa ( <i>Spartium junceum</i> )	Adatto ad interventi di consolidamento di scarpate e terreni franosi, anche in zone marine	Sì	Sì
Laurotino, lentagine ( <i>Viburnum tinus</i> )	Specie sempreverde adatta al consolidamento di scarpate e terreni franosi, anche in ambienti marini	Sì	Sì
Mirto ( <i>Myrtus communis</i> )	Sempreverde, adatto per consolidare terreni franosi e scarpate	Sì	Sì
<b>Specie erbacee</b>			
Trifoglio bianco ( <i>Trifolium repens</i> )	Specie pioniera, rapida protezione e copertura del suolo	No	Sì
Trifoglio campestre ( <i>Trifolium campestre</i> )	Specie pioniera, rapida protezione e copertura del suolo	No	Sì

### Riferimenti bibliografici e sitografici

- [1] G. Caputo, V. La Valva, R. Nazzaro, M. Ricciardi, "La flora della Penisola Sorrentina", Delpinoa, (3132): 397, 1989-1990.
- [2] M. Guadagno, "La vegetazione della Penisola Sorrentina (IV Parte) [puntata 2a]" *Bullettino Orto Botanico della Regia Università di Napoli*, 8: 239-268, 1926.
- [3] E. Del Guacchio, M. Innangi, A. Giacò, L. Peruzzi, P. Caputo, "Taxa endemic to Campania (southern Italy): nomenclatural and taxonomic notes", *Phytotaxa* 449(3): 217–231, 2020.
- [4] PFI, "Portal to the Flora of Italy". Available at <http://dryades.units.it/floritaly> [Accessed: 12/05/2021], 2020.



- [5] J.E. Norris, A. Stokes, S.B. Mickovski, E. Cammeraat, L.P.H. van Beek, B. Nicoll, A. Achim, "Slope stability and erosion control: eco-technological solutions", Dordrecht (HL): Springer, 2008.
- [6] I. R. Calder, "Canopy processes: implications for transpiration, interception and splash induced erosion, ultimately for forest management and water resources". In *Tropical forest canopies: ecology and management*, Dordrecht (HL): Springer, 203-214, 2001.
- [7] G. Caneva, L. Cancellieri, "Il paesaggio vegetale della costa d'Amalfi", Roma (IT): Gangemi, 2007.
- [8] V. La Valva, "Piante endemiche o rare dell'Italia meridionale", *Delpinoa*, (23-24): 123-128, 1981-1982.
- [9] ISPRA. "Dati del Sistema Informativo di Carta della Natura della regione Campania", 2018.
- [10] F. Danjon, D. H. Barker, M. Drexhage, A. Stokes, "Using 3D plant root architecture in models of shallow-slope stability", *Annals of Botany* 101: 1281–1293, 2008.
- [11] A. Stokes, C. Atger, A. G. Bengough, T. Fourcaud, R.C. Sidle, "Desirable plant root traits for protecting natural and engineered slopes against landslides", *Plant and soil* 324(1): 1-30, 2009.
- [12] J. Hruska, J. Čermák, & S. Šustek, "Mapping tree root systems with ground-penetrating radar", *Tree physiology* 19: 125-130, 1999.
- [13] H.J. Schenk, R.B. Jackson, "Rooting depths, lateral spreads, and below-ground/above-ground allometries of plants in water-limited ecosystems", *Journal of Ecology* 90: 480–494, 2002.
- [14] R.W. Zobel, "Genetic control of root systems", In: *Plant roots: the hidden half* (Y. Waisel, A. Eshel, A. Kafkafi eds.) New York(USA): Marcel Dekker, pp 21–30, 1996.
- [15] L. Waldron, S. Dakessian, "Effect of grass, legume and tree roots on soil shearing resistance", *Journal of Soil Science Society of American* (46): 894–899, 1982.



# Le Linee Guida per la zonazione della suscettibilità, pericolosità e rischio da frana ai fini della pianificazione territoriale

A cura di Settimio Ferlisi

## *Abstract*

This Chapter synthesises the main contents of the “Guidelines for landslide susceptibility, hazard and risk zoning for land use planning” [1] whose translation in Italian was provided by S. Ferlisi (University of Salerno, Italy) on behalf of the Italian Geotechnical Society [2].

## 1. Introduzione

Le *Linee Guida per la zonazione della suscettibilità, della pericolosità e del rischio da frana ai fini della pianificazione territoriale* [1], pubblicate in italiano a cura dell'Associazione Geotecnica Italiana nel 2012 [2], rappresentano un riferimento molto autorevole per la predisposizione di analisi sia qualitative sia quantitative di suscettibilità, pericolosità e rischio da frana e per la redazione delle relative carte di zonazione. Per la chiara natura multidisciplinare del tema, tali Linee Guida sono state prodotte nell'ambito delle attività del JTC-1 (Joint ISSMGE, ISRM and IAEG Technical Committee on Landslides and Engineered Slopes) che riunisce i principali esperti di frane delle Società Internazionali di Meccanica delle Terre e Ingegneria Geotecnica (ISSMGE), Meccanica delle Rocce (ISRM) e Geologia Applicata (IAEG).

Le Linee Guida forniscono:

- definizioni e terminologia da utilizzare;
- descrizione dei tipi e dei livelli di zonazione;
- suggerimenti sulle aree nelle quali la zonazione e la pianificazione territoriale si rendono necessari per prevenire le conseguenze dovute alle frane;
- definizione dei livelli di zonazione e suggerimenti sulle scale di zonazione, portando in conto le esigenze e gli obiettivi di coloro i quali sono preposti alla pianificazione del territorio e al suo corretto uso nonché la finalità della zonazione;
- suggerimenti sulle informazioni richieste per i differenti livelli di zonazione, tenendo conto delle differenti tipologie di frana;
- suggerimenti sulla affidabilità, validità e limiti dei metodi;

- raccomandazioni sulla qualifica richiesta a coloro i quali sono incaricati della zonazione nonché sui passi che i consulenti dovrebbero seguire nella redazione di zonazioni finalizzate alla pianificazione territoriale.

Le Linee Guida riguardano le frane in pendii naturali e in pendii artificiali (scavi, rilevati e, anche, opere di sostegno).

Nel presente capitolo si sintetizzano gli aspetti principali di tali Linee Guida che sono state il riferimento per gli studi condotti e che – con l'applicazione al caso di studio proposto – sono state declinate in due situazioni di frana tipiche della Regione Campania.

## 2. Definizioni

Rinviando al documento già citato in precedenza, e in particolare all'Appendice A dello stesso, per tutte le definizioni in esso contenute, nel presente paragrafo se ne ricordano solo alcune, funzionali allo sviluppo della presente attività di ricerca. Nella trasposizione delle definizioni, per comodità di trattazione e per ragioni di spazio, queste sono state anche sintetizzate, eliminando i commenti e gli aspetti meno essenziali.

Si riportano le seguenti definizioni:

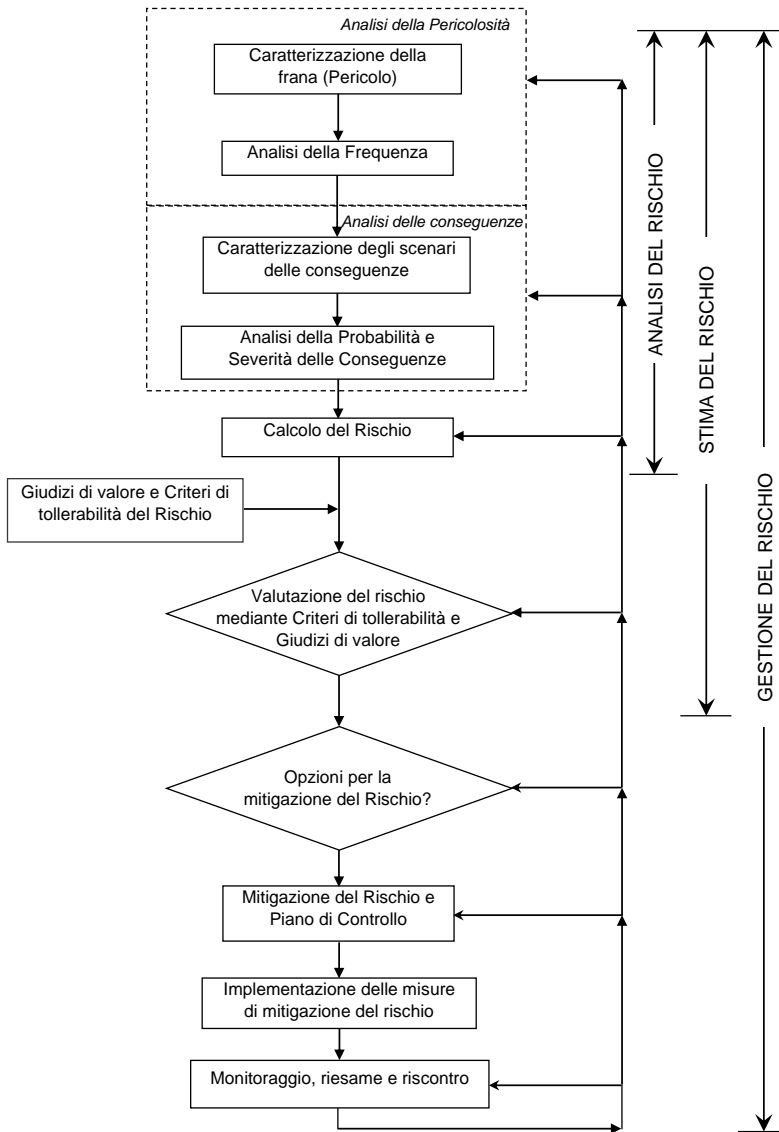
- *Inventario dei fenomeni franosi*. L'inventario contempla la localizzazione, la classificazione, il volume, lo stato di attività, la data di accadimento ed altre informazioni utili a caratterizzare le frane ricadenti all'interno di un'area.
- *Suscettibilità da frana*. Può intendersi la stima – quantitativa o qualitativa – della tipologia, del volume (o dell'area) nonché della distribuzione delle frane esistenti o che potrebbero verificarsi all'interno di una ben determinata area. La suscettibilità potrebbe anche includere una descrizione della velocità e della intensità delle frane esistenti o potenziali.
- *Pericolosità*. Individua una condizione con un potenziale tale da causare conseguenze indesiderate. La descrizione della pericolosità da frana dovrebbe includere la localizzazione, il volume (o l'area), la classificazione e la velocità delle frane potenziali – includendo ogni altro materiale che, una volta distaccato dalla sua sede naturale, ne risulta coinvolto – nonché la probabilità di accadimento in un assegnato intervallo di tempo.

- *Elementi a rischio*. La popolazione, gli edifici e le opere d'ingegneria, le attività economiche, le opere di interesse pubblico, altre infrastrutture e i beni ambientali in un'area potenzialmente affette da frane.
- *Vulnerabilità*. Grado di perdita atteso ad un elemento o ad un insieme di elementi posti all'interno di una data area per effetto di un fenomeno franoso. È espressa in una scala che va da 0 (nessuna perdita) a 1 (perdita totale). Per le proprietà, la perdita corrisponde all'entità economica del danno rapportata al valore della proprietà; per le persone, la vulnerabilità si fa coincidere con la probabilità che una particolare persona (elemento a rischio), tra tutte quelle interessate da una frana, perda la propria vita;
- *Rischio*. Entità della probabilità e della severità delle conseguenze dei fenomeni franosi sulla salute, sulla proprietà e sull'ambiente. Il rischio è spesso ottenuto come prodotto della probabilità di accadimento di un fenomeno di assegnato volume per le conseguenze attese, anche se un modello interpretativo più generale richiede il confronto della probabilità di accadimento e delle conseguenze senza passare necessariamente attraverso il loro prodotto. Il rischio è anche definito: (a) per la perdita di vita umana, come la probabilità annuale che una persona a rischio possa perdere la propria vita, tenendo conto della pericolosità del fenomeno franoso, della probabilità spazio-temporale e della vulnerabilità della persona; (b) per la perdita di proprietà, come la probabilità annuale che si verifichi un assegnato livello di danno o la perdita annuale che deriva dal portare in conto gli elementi a rischio, la loro probabilità spazio-temporale e la loro vulnerabilità.
- *Zonazione*. La partizione del territorio in aree o domini omogenei e la loro classifica (ranking) in accordo con i livelli di suscettibilità, pericolosità e rischio da frane attuali o potenziali ovvero con l'applicabilità di ben definite norme di attuazione.

Le Linee Guida raccomandano l'impiego delle classifiche di frana di Cruden e Varnes [3], Varnes [4] o Hutchinson [5] e la terminologia proposta da IAEG [6].

### 3. Processo di gestione del rischio da frana

La **Figura 60** riporta il diagramma di flusso che sintetizza le fasi caratterizzanti il processo di gestione del rischio da frana. Tale diagramma è stato proposto da Fell et al. [7] e ripreso nelle Linee Guida già citate.



**Figura 60** - Diagramma di flusso per la gestione del rischio da frana (da Fell et al. [1]).

Le Linee Guida raccomandano che tale diagramma sia utilizzato come riferimento per la zonazione della suscettibilità, della pericolosità e del rischio da frana indipendentemente dal fatto che si adotti un approccio quantitativo o qualitativo.

#### **4. Descrizione della zonazione della suscettibilità, della pericolosità e del rischio da frana per la pianificazione territoriale**

In base alle Linee Guida si possono distinguere le seguenti zonazioni:

- Zonazione della suscettibilità da frana: questa contempla la classificazione, l'area o il volume (magnitudo) e la distribuzione spaziale delle frane esistenti e potenziali all'interno di un'area di studio, talvolta con descrizione della distanza di propagazione, della velocità e dell'intensità della franosità esistente o potenziale. Può contemplare un inventario delle frane occorse nel passato unitamente all'individuazione delle aree nelle quali la franosità potrà manifestarsi nel futuro, senza procedere ad una stima della frequenza di accadimento (probabilità annuale).
- Zonazione della pericolosità: questa prende avvio dalla zonazione della suscettibilità da frana e introduce la stima della probabilità (annuale) di accadimento delle frane potenziali. Deve contemplare tutta la franosità che può interessare l'area di studio (frane che si sviluppano all'interno di essa; frane che, innescandosi a quote superiori, potrebbero propagarsi su di essa; frane che, sviluppandosi a quote inferiori, potrebbero regredire al loro interno). La pericolosità può essere espressa come la frequenza che compete a una specifica tipologia di frana di assegnato volume, ovvero a frane di assegnata tipologia, volume e velocità (che può variare con la distanza dalla zona d'innescio), o in alcuni casi come la frequenza di frane di assegnata intensità espressa per esempio in termini di energia cinetica (molto utile per i crolli in roccia e per colate di detrito).
- Zonazione del rischio da frana: questa si basa sul risultato della zonazione della pericolosità e contempla la stima dei danni potenziali alle persone (probabilità annuale di perdita di vita umana), alle proprietà (perdita annuale del valore della proprietà) e ai beni ambientali (perdita annuale del valore), portando in conto la loro vulnerabilità.

#### **5. Scelta del tipo e del livello di zonazione**

La zonazione è condotta a fini di pianificazione su scala regionale, locale e di sito. I prodotti della zonazione sono usualmente nella forma di uno o più dei seguenti elaborati: inventario dei fenomeni franosi; carte della suscettibilità, della pericolosità e del rischio; e relative relazioni di accompagnamento. Le Linee Guida invitano a definire il tipo ed il livello di dettaglio della zonazione e la scala di rappresentazione in funzione della zonazione e di una serie di altri fattori, quali: la fase di sviluppo del piano regolatore o del progetto ingegneristico che si

intende realizzare; il tipo di sviluppo urbano; la classificazione, lo stato di attività, il volume o l'intensità dei fenomeni franosi; le disponibilità economiche; la quantità e la qualità dei dati disponibili; la storia dell'area da zonare e l'evoluzione dell'uso del suo territorio; la scelta tra metodi qualitativi o quantitativi (preferibili); l'accuratezza richiesta con riferimento ai confini della zonazione; livello (preliminare, di dettaglio) della zonazione.

La **Tabella 9**, tratta dalle Linee Guida, mostra i tipi e i livelli di zonazione e le scale di rappresentazione che dipendono dagli obiettivi della zonazione.

**Tabella 9** - Raccomandazioni sui tipi, livelli e scale di zonazione (da Fell et al., [1]).

Finalità	Tipo di zonazione				Livello di zonazione			Scale di applicabilità
	Inventario	Suscettibilità	Pericolosità	Rischio	Preliminare	Intermedio	Avanzato	
<b>Zonazione a scala regionale</b>								
Informativa	X	X			X			da 1:25.000 a 1:250.000
Consultiva	X	X	(X)		X	(X)		
Prescrittiva								
<b>Zonazione a scala locale</b>								
Informativa	X	X	X	(X)	X	(X)		da 1:5.000 a 1:25.000
Consultiva	(X)	X	X	X	X	X	X	
Prescrittiva		(X)	X	(X)		X	X	
<b>Zonazione a scala di sito</b>								
Informativa	NON RACCOMANDATA							da 1:5.000 a 1:1.000
Consultiva	NON CORRENTEMENTE USATA							
Prescrittiva		(X)	X	X		X	X	
Progettuale		(X)	(X)	X		(X)	X	

Nota:

X = applicabile; (X) = potrebbe essere applicabile.



La **Tabella 10**, sempre tratta dalle Linee Guida, definisce i livelli di zonazione dell’inventario, della suscettibilità, della pericolosità e del rischio da frana sulla base di dati geotecnici e di altri dati di input.

**Tabella 10** - Attività richieste per i diversi livelli di zonazione della suscettibilità, della pericolosità e del rischio da frana (da Fell et al. [1]).

Tipo di zonazione	Rischio						
	Pericolosità						
	Suscettibilità						
	Inventario						
Livello di zonazione	Inventario delle frane esistenti	Caratterizzazione delle frane potenziali	Distanza di propagazione e velocità	Stima della frequenza	Probabilità spazio-temporale	Elementi a rischio	Vulnerabilità
preliminare	di base (1)(2)	di base (1)(2)	di base (1) intermedio (2)	di base (1,2)	di base (1,2)	di base (1,2)	di base (1,2)
intermedio	intermedio	intermedio	intermedio	intermedio	intermedio	intermedio	da intermedio a di base
avanzato	avanzato	da avanzato a intermedio	da intermedio ad avanzato	da intermedio ad avanzato	avanzato	avanzato	da intermedio ad avanzato

Note:

(1) Per zonazioni di tipo qualitativo; (2) per zonazioni di tipo quantitativo; (3) si veda la Sezione 8 delle Linee Guida (Fell et al., 2008) per la descrizione dei metodi (di base, intermedio e avanzato).

Secondo le Linee Guida, le relazioni di accompagnamento dei prodotti finali della zonazione dovrebbero contemplare la descrizione dell'area (geologia, geomorfologia, idrogeologia), delle tipologie di frana e del contesto all'interno del quale ricadono le medesime frane (per esempio, fattori predisponenti, cause innescanti). Inoltre, tali relazioni dovrebbero includere la illustrazione di: Carta inventario dei fenomeni franosi; Carte della suscettibilità; Carta(e) della pericolosità a una scala appropriata; Carta(e) del rischio a scala appropriata. La relazione dovrebbe anche riguardare l'inventario dei fenomeni franosi e la zonazione della suscettibilità e della pericolosità.

## 6. Scale di zonazione e descrittori per la zonazione della suscettibilità, della pericolosità e del rischio da frana

La **Tabella 11**, tratta dalle Linee Guida, sintetizza le scale di zonazione e i prodotti cartografici (inventario dei fenomeni franosi, suscettibilità, pericolosità, rischio) per i quali sono usualmente applicate.

Le Linee Guida evidenziano l'importanza dell'impiego di descrittori condivisi per rappresentare il livello di suscettibilità, di pericolosità e di rischio da frana. Riconoscono però che la standardizzazione dei descrittori di suscettibilità rappresenta un'operazione complessa.

**Tabella 11** - Scale di zonazione e loro applicazione (da Fell et al. [1]).

Descrizione della scala	Intervallo indicativo delle scale	Esempi di applicazione della zonazione	Estensione della superficie da zonare
Piccola	< 1:100,000	Carta inventario dei fenomeni franosi e di suscettibilità utili ad informare i responsabili politici e i cittadini.	> 10.000 km <sup>2</sup>
Media	da 1:100.000 a 1:25.000	Carta inventario dei fenomeni franosi e zonazione della suscettibilità per la pianificazione dello sviluppo urbano su base regionale o per grandi opere di ingegneria Carta della pericolosità di livello preliminare per aree campione.	1.000 ÷ 10.000 km <sup>2</sup>

Grande	da 1:25.000 a 1:5.000	Carta inventario dei fenomeni franosi, zonazione della suscettibilità e della pericolosità per aree campione. Zonazione, di livello da intermedio ad avanzato, della pericolosità per la pianificazione dello sviluppo urbano su base regionale. Zonazione di livello preliminare del rischio a scala municipale per aree campione e per le fasi avanzate di pianificazione per grandi opere di ingegneria (costruzioni, strade e ferrovie).	10 ÷ 1.000 km <sup>2</sup>
Di dettaglio	> 1:5.000	Zonazione di livello intermedio e avanzato della pericolosità e del rischio per aree e siti campione e per la fase di progettazione di grandi opere di ingegneria (costruzioni, strade e ferrovie).	da alcuni ettari a decine di km <sup>2</sup>

La **Tabella 12**, tratta dalle Linee Guida, fornisce degli esempi di descrittori di suscettibilità per alcuni scenari frequenti.

Secondo le Linee Guida, la stima qualitativa della suscettibilità si basa interamente sul giudizio della persona che conduce l'analisi. Nell'approccio geomorfologico i parametri di instabilità sono implicitamente portati in conto nel corso della zonazione. La suscettibilità può essere definita, per esempio, sulla base della densità spaziale delle aree in frana (intesa come proporzione dell'area di studio interessata da aree in frana) e le classi di suscettibilità possono essere definite nel modo seguente: maggiore di 0,5; da 0,1 a 0,5; da 0,01 a 0,1; e minore di 0,01 che sono, nell'ordine, indicative di una suscettibilità alta, moderata, bassa e molto bassa. Nelle carte "indice" l'esperto seleziona i fattori predisponenti critici, assegna a ciascuno di essi un valore pesato e sovrappone infine le carte relative ai differenti fattori. Le classi di suscettibilità possono essere definite in modi differenti; per esempio, la presenza di quattro, tre, due, uno o di nessun fattore predisponente corrisponde, nell'ordine a una suscettibilità molto alta, alta, moderata, bassa o molto bassa.

**Tabella 12** - Esempi di descrittori della suscettibilità da frana (da Fell et al. [1]).

Descrittori di suscettibilità	Crolli in roccia	Frane di piccole dimensioni su versanti naturali	Frane di grandi dimensioni su versanti naturali
-------------------------------	------------------	--	---

## (a) Descrittori di suscettibilità in termini quantitativi

Relativo	Rating geomeccanici (SMR, RMS)	Si attribuisce un punteggio ai fattori predisponenti individuati mediante tecniche di trattamento dati	
Assoluto	Valori del coefficiente di sicurezza derivanti da analisi di stabilità	Valori del coefficiente di sicurezza derivanti da analisi di stabilità	Valori del coefficiente di sicurezza derivanti da analisi di stabilità

## (b) Descrittori di suscettibilità in termini relativi

Analisi geomorfologica di campo	Presenza o assenza di fattori di instabilità potenziale (fratture, immersione degli strati). Densità di zone di distacco su un versante in roccia.	# di frane per $\text{km}^2$	Presenza o assenza di frane e loro grado di conservazione. Presenza o assenza di indicatori di attività.
Carta "indice" o cartografia tematica	Sovrapposizione delle carte "indice" con o senza ponderazione	Sovrapposizione delle carte "indice" con o senza ponderazione	

Sempre secondo le Linee Guida, i prodotti della stima quantitativa della suscettibilità possono essere sia relativi sia assoluti. Le tecniche di gestione dei dati consentono di valutare preliminarmente il significato relativo dei parametri e, quindi, di individuarne la combinazione che meglio di ogni altra può oggettivamente la distribuzione spaziale delle frane esistenti. I valori quantitativi di suscettibilità ottenuti attraverso tali tecniche sono riclassificati per ottenere classi di suscettibilità (per esempio, alta, media e bassa suscettibilità).

La suscettibilità può essere stimata in termini assoluti attraverso approcci deterministici come quelli che si rifanno all'impiego dei metodi per la stabilità dei pendii. L'utilizzo di descrittori di suscettibilità espressi in termini quantitativi presenta il vantaggio di agevolare il confronto della suscettibilità individuata con riferimento ad aree differenti.

Secondo le Linee Guida, il modo in cui può essere descritta la pericolosità da frana dipende dal tipo di frana. La **Tabella 13**, tratta dalle Linee Guida, riporta i descrittori suggeriti per le fenomenologie franose maggiormente diffuse.

**Tabella 13** - Descrittori raccomandati nella zonazione della pericolosità (da Fell et al. [1]).

Descrittore di pericolosità	Crolli in roccia da scarpate naturali o da tagli su versanti in roccia	Scorrimenti di sponde in scavo o in rilevato in corrispondenza di strade o ferrovie	Frane di piccole dimensioni su versanti naturali	Frane singole su versanti naturali
	Numero/anno/km di scarpate o tagli su versanti in roccia	Numero/anno/km di tagli o riempiimenti	Numero/km <sup>2</sup> /anno	Probabilità annuale di attivazione
Molto elevato	>10	>10	>10	10 <sup>-1</sup>
Elevato	1 ÷ 10	1 ÷ 10	1 ÷ 10	10 <sup>-2</sup>
Moderato	0,1 ÷ 1	0,1 ÷ 1	0,1 ÷ 1	10 <sup>-3</sup> ÷ 10 <sup>-4</sup>
Basso	0,01 ÷ 0,1	0,01 ÷ 0,1	0,01 ÷ 0,1	10 <sup>-5</sup>
Molto basso	< 0,01	< 0,01	< 0,01	< 10 <sup>-6</sup>

La **Tabella 14**, tratta dalle Linee Guida, fornisce alcuni esempi di descrittori raccomandati per la zonazione del rischio attraverso l'impiego di criteri di accettabilità/tollerabilità del rischio di perdita di vita umana.

**Tabella 14** - Esempio di descrittori raccomandati nella zonazione del rischio usando il criterio della perdita di vita umana (da Fell et al. [1]).

Probabilità annuale di morte o della persona maggiormente esposta al rischio in una zona	Descrittori di zonazione del rischio
> 10 <sup>-3</sup> /anno	Molto elevato
da 10 <sup>-4</sup> a 10 <sup>-3</sup> /anno	Elevato
da 10 <sup>-5</sup> a 10 <sup>-4</sup> /anno	Moderato
da 10 <sup>-6</sup> a 10 <sup>-5</sup> /anno	Basso
< 10 <sup>-6</sup> /anno	Molto basso

La **Tabella 15**, tratta dalle Linee Guida, riguarda invece il rischio per le proprietà.

**Tabella 15** - Un esempio di descrittori per la zonazione del rischio mediante un criterio di perdita della proprietà (da AGS [8] e Fell et al. [1]).

Probabilità		Conseguenze per la proprietà (con un costo indicativo del danno) <sup>(1)(3)</sup>				
	Valore indicativo della probabilità annuale approssimata	1: CATA-STROFICHE 200%	2: GRAVI 60%	3: MEDIE 20%	4: LIEVI 5%	5: INSIGNIFICANTI 0,5%
<b>A – quasi certo</b>	10 <sup>-1</sup>	VH	VH	VH	H	M o L <sup>(2)</sup>
<b>B – probabile</b>	10 <sup>-2</sup>	VH	VH	H	M	L
<b>C – possibile</b>	10 <sup>-3</sup>	VH	H	M	M	VL
<b>D – improbabile</b>	10 <sup>-4</sup>	H	M	L	L	VL
<b>E – raro</b>	10 <sup>-5</sup>	M	L	L	VL	VL
<b>F – poco attendibile</b>	10 <sup>-6</sup>	L	VL	VL	VL	VL

Note:

(1) Come percentuale del valore della proprietà.

(2) La casella A5 può essere suddivisa in modo tale che a una conseguenza minore dello 0.1% corrisponda un rischio basso.

(3) L basso, M medio, H elevato, VL molto basso, VH molto alto.

## 7. Metodi per la zonazione finalizzata alla pianificazione territoriale

Nelle tabelle che seguono, tutte tratte dalle Linee Guida si riportano tutte le indicazioni ritenute utili per la predisposizione della documentazione per la zonazione per frane. In particolare, la **Tabella 16** elenca le attività che saranno tipicamente richieste con riferimento ai livelli di base, intermedi e avanzati per la redazione della carta inventario dei fenomeni franosi.

**Tabella 16** - Attività richieste per la redazione della carta inventario dei fenomeni franosi (da Fell et al. [1]).

Caratterizzazione del metodo	Attività
<b>Di base</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Redigere un inventario delle frane nell'area di studio da foto aeree e /o da immagini satellitari nonché sa carte e documenti storici. L'inventario include l'ubicazione, la classificazione, il volume (o l'area) e, quando possibile, la data di accadimento dei fenomeni franosi.</li> <li>- Identificare le relazioni con i fattori topografici, geologici e geomorfologici.</li> <li>- Riportare queste informazioni sulle carte inventario unitamente a dati topografici che includono le curve di livello, i confini delle proprietà, la griglia di riferimento per la zonazione, le strade e altri importanti elementi come ruscelli e corsi d'acqua.</li> </ul>
<b>Intermedio</b>	<p>Le stesse attività richieste per i metodi di base alle quali si sommano le seguenti:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Identificare le diverse porzioni in cui si disarticolano i corpi di frana.</li> <li>- Riportare le caratteristiche dei fenomeni franosi e cartografare il loro perimetro.</li> <li>- Collazionare e valutare le informazioni storiche disponibili sull'attività delle frane.</li> <li>- Analizzare l'evoluzione storica dell'uso del suolo per comprendere se le attività umane hanno contribuito ad incrementare la diffusione spaziale dei fenomeni franosi</li> </ul>
<b>Avanzato</b>	<p>Le stesse attività richieste per i metodi intermedi alle quali si sommano le seguenti:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Costruire un database di dati geotecnici.</li> <li>- Realizzare indagini utili alla generazione del modello geotecnico di sottosuolo</li> <li>- Condurre analisi geotecniche al fine di prendere consapevolezza dei processi che preludono alla instabilità dei versanti.</li> <li>- Catalogazione avanzata delle riattivazioni che nel tempo hanno riguardato lo stesso fenomeno e dati derivanti dal monitoraggio strumentale di grandezze la cui variazione concorre alle predette riattivazioni in modo da generare un database che possa essere impiegato in processi di validazione avanzati.</li> </ul>

La **Tabella 17** elenca, invece, le attività richieste per caratterizzare le frane potenziali, la loro distribuzione spaziale all'interno dell'area d'interesse per la zonazione e la loro relazione con la topografia, la geologia e la geomorfologia.

**Tabella 17** - Zonazione della suscettibilità da frana. Attività richieste per caratterizzare le frane potenziali nonché per determinarne la distribuzione spaziale e la loro relazione con i fattori topografici, geologici e geomorfologici (da Fell et al. [1]).

Caratterizzazione del metodo	Attività
<b>Di base</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Redigere una carta geomorfologica <sup>(1)</sup></li> <li>- Redigere una carta inventario dei fenomeni franosi così come descritto nella Tabella 8 <sup>(1)</sup>.</li> <li>- Calcolare la percentuale delle frane che complessivamente rientrano in ciascuna classe di suscettibilità, la percentuale di aree in frana per ogni classe e la percentuale di ciascuna classe rispetto all'intera area di studio; procedere, quindi, ad una loro classificazione secondo quanto riportato nella Tabella 4.</li> <li>- Correlare l'incidenza della franosità con la geologia e la pendenza del versante al fine di delineare le aree suscettibili a franare.</li> <li>- Per la zonazione regionale, correlare l'incidenza di fenomeni franosi con le precipitazioni annuali o con lo scioglimento della neve e/o con le sollecitazioni sismiche.</li> <li>- Redigere la carta di zonazione della suscettibilità da frana sovrapponendola alla carta topografica e adoperando un'adeguata legenda.</li> <li>- Implementare i dati e la cartografia in ambiente GIS (raccomandato).</li> </ul>
<b>Intermedio</b>	<p>Le stesse attività richieste per i metodi di base alle quali si sommano le seguenti:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Classificare i terreni e ricavarne gli spessori all'interno dell'area di studio</li> <li>- Classificare le unità territoriali più complesse. Pervenire ad una graduatoria, in termini qualitativi, delle aree suscettibili mediante tecniche di sovrapposizione.</li> <li>- Sviluppare rating quantitativi (spesso in termini relativi) delle aree suscettibili mediante tecniche di trattamento dei dati.</li> <li>- Implementare i dati e la cartografia in ambiente GIS (raccomandato).</li> </ul>



<b>Avanzato</b>	<p>Le stesse attività richieste per i metodi intermedi alle quali si sommano le seguenti:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Redigere carte dettagliate e realizzare indagini geotecniche al fine di pervenire ad una chiara comprensione dei meccanismi caratterizzanti le frane e del regime idrico sotterraneo, necessari per la conduzione di analisi di stabilità.</li> <li>- Effettuare un'analisi di trattamento dei dati (discriminante, reti neurali, logica fuzzy, regressione logistica, ecc.) e sviluppare rating quantitativi per ottenere classi di suscettibilità.</li> <li>- Effettuare analisi di stabilità con procedure deterministiche e/o probabilistiche.</li> <li>- Implementare i dati e la cartografia in ambiente GIS (raccomandato).</li> </ul>
-----------------	--

Nota:

(1) Per la zonazione della suscettibilità di livello intermedio e avanzato, l'inventario delle frane e la carta geomorfologica dovrebbero essere congruente di livello intermedio e avanzato.

La **Tabella 18** elenca le attività richieste per stimare la distanza di propagazione e la velocità delle frane potenziali.

**Tabella 18** - Attività richieste per la valutazione della distanza di propagazione e della velocità di frane potenziali (da Fell et al. [1]).

Metodo di analisi della distanza di propagazione e della velocità	Attività
<b>Di base</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Raccogliere e valutare le informazioni storiche su distanze di propagazione e velocità.</li> <li>- Stimare le massime distanze di propagazione sulla base di dati geomorfologici e di antichi depositi.</li> <li>- Stimare i valori più probabili delle distanze di propagazione e delle velocità sulla base di elementi riguardanti la classificazione delle frane potenziali nonché di aspetti geologici e topografici.</li> <li>- Sulla base di queste informazioni stimare il limite (massimo) della più probabile distanza di propagazione per ciascuna tipologia di frana potenziale.</li> </ul>
<b>Intermedio</b>	<p>Le stesse attività richieste per i metodi di base alle quali si sommano le seguenti:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Valutare i probabili meccanismi caratterizzanti i fenomeni franosi e classificare i terreni coinvolti.</li> </ul>

	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Utilizzare metodi empirici basati sulla valutazione dell'angolo di propagazione o dell'angolo ombra portando in conto le incertezze insite negli stessi metodi empirici e nei dati di input utilizzati.</li> <li>- Stimare la velocità dei fenomeni, sulla base della loro energia potenziale, nonché la distanza di propagazione mediante semplici modelli "sliding-block".</li> </ul>
<b>Avanzato</b>	<p>Le stesse attività richieste per i metodi intermedi alle quali si sommano le seguenti:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Procedere all'analisi delle proprietà geotecniche dei terreni costituenti il pendio da implementare all'interno di modelli numerici.</li> <li>- Usare modelli numerici per stimare la distanza di propagazione e la velocità.</li> </ul>

Le **Tabella 19** e **Tabella 20** elencano, rispettivamente, le attività richieste per stimare la frequenza (pericolosità) di i) crolli in roccia, fenomeni di scorrimento che possono riguardare sponde in scavo/in rilevato ovvero opere di sostegno, nonché frane di piccole dimensioni; ii) frane di grandi dimensioni.

La carta della pericolosità da frana può essere sviluppata a partire dalla carta della suscettibilità, classificando le aree suscettibili in base alla frequenza (probabilità annuale) di accadimento dei fenomeni. Il modo in cui la frequenza può essere espressa dipende dalla classificazione e dal volume della frana potenziale. Per esempio:

- nel caso dei crolli in roccia, la pericolosità può essere espressa come numero di crolli di assegnato volume per anno che raggiungeranno l'area da zonare per km di parete;
- per scorrimenti che si originano in corrispondenza di sponde in scavo o di rilevato nonché di opere di sostegno, la frequenza può essere espressa come numero di frane di assegnata tipologia e di dato volume/anno/km di strada o /lotto edificato o /km<sup>2</sup>;
- per frane di piccole dimensioni in pendii naturali, la frequenza può essere espressa come numero di frane di assegnata tipologia, velocità e volume che interesseranno l'area da zonare. A questa potrebbero aggiungersi i valori più probabili di velocità o di spostamento totale della massa spostata.

La carta della pericolosità dovrebbe essere redatta alla stessa scala della carta della suscettibilità e dovrebbe fornire informazioni di tipo sia topografico e sia catastale come pure sul sistema di classificazione scelto per la zonazione delle aree.

**Tabella 19** - Attività richieste per la stima della frequenza di crolli in roccia, scorrimenti riguardanti fronti di scavo, in rilevato e muri di sostegno, e frane di piccole dimensioni su versanti naturali (da Fell et al. [1]).

Metodo di stima della frequenza	Attività
<b>Di base</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Stabilire la frequenza in base alla “freschezza” relativa delle caratteristiche morfologiche delle aree d’innescò (nicchie di distacco) e dei depositi di frana, tenendo conto della presenza di processi geomorfici attivi (ad es., scavi al piede operati dall’azione di fiumi o del mare).</li> <li>- Stabilire la frequenza in base all’interpretazione di frane rilevate da foto aeree acquisite secondo intervalli temporali noti.</li> <li>- Stimare la frequenza di crolli in roccia, di scorrimenti in corrispondenza di sponde in scavo e in rilevato e di muri di sostegno, o di frane di piccole dimensioni in versanti naturali mediante analisi di dati storici.</li> </ul>
<b>Intermedio</b>	<p>Le stesse attività richieste per i metodi di base alle quali si sommano le seguenti:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Stimare la frequenza di crolli in roccia, di scorrimenti in corrispondenza di sponde in scavo e in rilevato e di muri di sostegno, o di frane di piccole dimensioni in versanti naturali mediante analisi di dati storici. Dove appropriato, sviluppare ed utilizzare le curve frequenza-magnitudo.</li> <li>- Utilizzare <i>proxy data</i> come testimoni silenziosi (ad es., danni agli alberi e dendrocronologia).</li> <li>- Condurre un’analisi di maggior dettaglio delle piogge, contemplando anche gli effetti di piogge antecedenti nonché dell’intensità e della durata sull’innescò di fenomeni franosi singoli (soglie pluviometriche) o di numerosi fenomeni.</li> <li>- Per le frane sismo-indotte, bisogna individuare la relazione tra l’innescò dei fenomeni e la sollecitazione sismica portando in conto la massima accelerazione attesa al suolo e la magnitudo del terremoto all’interno di metodi empirici.</li> </ul>
<b>Avanzato</b>	<p>Le stesse attività richieste per i metodi intermedi alle quali si sommano le seguenti:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Stimare i parametri geotecnici del terreno. Analizzare la stabilità del pendio utilizzando i parametri geotecnici e i dati relativi alla frequenza delle piogge o alle misure piezometriche.</li> </ul>

	- Per le frane sismo-indotte, calcolare gli spostamenti permanenti mediante metodi di analisi dinamica semplificata (alla 'Newmark') e, per i terreni liquefacibili, valutarne le probabilità di liquefazione e di propagazione come fluido.
--	--

**Tabella 20** - Attività richieste per la stima della frequenza di frane di grandi dimensioni su versanti naturali (da Fell et al. [1]).

<b>Metodo di stima della frequenza</b>	<b>Attività</b>
<b>Di base</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Stimare la frequenza sulla base di un catalogo di dati storici che contempla indicatori di attività, quali edifici con presenza di lesioni, recinzioni spostate, alberi inclinati e piegati.</li> <li>- Stimare la frequenza mediante criteri soggettivi sulla base di evidenze geomorfologiche, come la "freschezza" delle aree d'innescio (nicchie di distacco) e di altre superfici legate al verificarsi del fenomeno franoso.</li> </ul>
<b>Intermedio</b>	<p>Le stesse attività richieste per i metodi di base alle quali si sommano le seguenti:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Come sopra, utilizzando anche <i>proxy data</i> come la datazione mediante la tecnica del Carbonio 14 o come la datazione mediante lichenometria della vegetazione rimasta sepolta a seguito dei fenomeni franosi o presenti in terrazze alluvionali formatesi a seguito di frane.</li> <li>- Mettere in relazione l'accadimento dei fenomeni franosi con l'intensità e la durata delle piogge, oltre che con quelle antecedenti l'evento, o con lo scioglimento delle nevi.</li> <li>- Stimare la probabilità di frane sismo-indotte dall'analisi del meccanismo che accompagna il fenomeno franoso. Usare metodi empirici e di analisi dinamica semplificata per valutare l'entità degli spostamenti permanenti durante il sisma.</li> <li>- In alternativa ai metodi che si avvalgono di dati storici, stimare la frequenza con criteri soggettivi (ad esempio, per stimare la probabilità di accadimento di un fenomeno franoso per un assegnato evento di pioggia o sismico).</li> </ul>

<b>Avanzato</b>	<p>Le stesse attività richieste per i metodi intermedi alle quali si sommano le seguenti:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Come sopra, correlando la storia pregressa di un fenomeno franoso o il suo coefficiente di sicurezza con gli eventi pluviometrici, la geometria del versante, i livelli piezometrici (laddove disponibili) e le proprietà geotecniche dei terreni.</li> <li>- Per le frane sismo-indotte, calcolare gli spostamenti permanenti mediante metodi di analisi dinamica semplificata (alla 'Newmark') e, per i terreni liquefacibili, valutarne le probabilità di liquefazione e di propagazione come fluido.</li> </ul>
-----------------	--

La **Tabella 21** sintetizza le attività per la stima (identificazione e quantificazione) degli elementi a rischio.

**Tabella 21** - Attività richieste per la stima degli elementi esposti al rischio (da Fell et al. [1]).

Metodo per la stima degli elementi esposti al rischio	Attività
<b>Di base</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Effettuare una stima: della popolazione che vive, lavora e viaggia all'interno dell'area di studio; delle proprietà quali case, edifici, strade, ferrovie e servizi permanentemente presenti nell'area; di proprietà come veicoli che transitano nell'area.</li> <li>- Per le aree urbane esistenti, la stima va effettuata sulla base dell'attuale uso del suolo e di quello proposto. Per le aree di sviluppo urbano, occorre tenere conto dell'uso del suolo proposto e delle tipologie di insediamento.</li> <li>- Laddove possibile, stimare il valore dei beni ambientali che potrebbero essere interessati da fenomeni franosi.</li> <li>- Effettuare una classificazione generica basata sulle principali categorie d'uso del suolo, vale a dire urbano, industriale, infrastrutturale o agricolo.</li> </ul>
<b>Intermedio</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Come sopra ma con un maggior grado di dettaglio. Possono essere contemplate le conseguenze in termini economici.</li> </ul>
<b>Avanzato</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Come sopra ma in dettaglio. Si stimeranno le conseguenze economiche come, ad esempio, quelle che si hanno a seguito della perdita di funzionalità di una strada di accesso a una città fino al suo completo ripristino.</li> </ul>

La **Tabella 22** elenca, invece, le attività richieste per la stima della probabilità spazio-temporale degli elementi a rischio.

**Tabella 22** - Attività richieste per la stima della probabilità spazio-temporale degli elementi esposti al rischio (da Fell et al. [1]).

Metodo per la stima della probabilità spazio-temporale degli elementi esposti al rischio	Attività
<b>Di base</b>	<p><i>Rischio di perdita di vita umana</i> Per le persone esposte al rischio in aree residenziali si assume che la probabilità spazio-temporale sia pari ad 1. Nel caso, invece, di persone all'interno di fabbriche e scuole, una stima approssimativa della probabilità spazio-temporale può desumersi dalla più consueta modalità d'uso degli edifici. Per strade e ferrovie, nonché per altre situazioni in cui l'insieme di persone esposte al rischio è quantitativamente variabile nel tempo, si effettua una stima approssimata della probabilità spazio-temporale sulla base dei volumi di traffico e delle velocità.</p> <p><i>Rischio di perdita della proprietà</i> Per gli edifici la probabilità spazio-temporale è pari ad 1. Per i veicoli, bisogna effettuare una stima approssimata della probabilità spazio-temporale sulla base dei volumi di traffico e delle velocità.</p>
<b>Intermedio</b>	<p><i>Rischio di perdita di vita umana</i> In tutti i casi, ai fini della stima della probabilità spazio-temporale occorre tenere conto delle caratteristiche dell'area urbana interessata, delle abitudini di vita e di lavoro delle persone, dell'esistenza di luoghi di protezione (ad es., rifugi rinforzati), delle caratteristiche del traffico (laddove rilevante) e dell'intensità della frana.</p> <p><i>Rischio di perdita della proprietà</i> Si procede analogamente a quanto operato con i metodi di base anche se con un maggior dettaglio (ad es., occorre tenere conto delle possibili traiettorie percorse da blocchi di roccia a seguito di crolli).</p>

<b>Avanzato</b>	Come sopra, con un maggior dettaglio nella stima, in particolare della distribuzione spazio-temporale degli elementi esposti al rischio.
-----------------	--

Le carte del rischio da frana devono essere redatte a partire dalla carta della pericolosità, introducendo gli elementi a rischio nonché la loro probabilità spazio-temporale e la loro vulnerabilità. Differenti carte dovranno essere redatte in dipendenza della tipologia di elemento esposto (persone o proprietà). Le carte del rischio da frana dovrebbero essere rappresentate alla stessa scala adottata per le carte della pericolosità e della suscettibilità. Inoltre, dovrebbero fornire informazioni di tipo sia topografico sia catastale come pure il sistema di classificazione scelto per la zonazione delle aree.

Nel caso in cui il rischio riguardi la perdita di vita umana, dovrebbe essere espresso in termini di rischio per l'individuo (ovvero come probabilità annuale che una persona perda la propria vita). Laddove ci si riferisca al rischio per la proprietà, la carta dovrebbe mostrare la perdita economica annuale (\$/anno o €/anno) mentre la relazione di accompagnamento potrebbe anche riportare il valore della perdita unitamente alla probabilità annuale di accadimento (per esempio, una probabilità annuale pari a 0,001 di avere una perdita economica pari a 10 milioni di dollari o 10 milioni di euro).

## **8. Affidabilità della zonazione ai fini di pianificazione territoriale**

Ci sono numerose fonti potenziali d'errore nel processo di zonazione. Le Linee Guida ne indicano diverse, tra le quali:

- limiti nella carta inventario dei fenomeni franosi su cui si basano la carta della suscettibilità e la carta della pericolosità;
- limiti nella stazionarietà delle serie temporali. Per esempio, la relazione tra le cause innescanti (per es., le piogge) e la frequenza di accadimento dei fenomeni franosi può mutare se l'area viene deforestata;
- limiti nel livello di dettaglio disponibile della carta topografica, geologica e geomorfologica, dei dati di pioggia e di altri dati di input;
- incertezze del modello, volendo così significare i limiti dei metodi usati per mettere in relazione l'inventario, la topografia, la geologia, la geomorfologia e le cause d'innescamento nell'analisi della suscettibilità, della pericolosità e del rischio da frana;
- inesperienza delle persone chiamate a condurre la zonazione.

## Riferimenti bibliografici

- [1] R. Fell, J. Corominas, Ch. Bonnard, L. Cascini, E. Leroi, W. Z. Savage on behalf of the JTC-1 Joint Technical Committee on Landslides and Engineered Slopes, “Guidelines for landslide susceptibility, hazard and risk zoning for land use planning”. *Engineering Geology*, 102: 85-98, 2008.
- [2] AGI, <https://associazionegeotecnica.it/notizie/linee-guida-per-la-zonazione-della-suscettibilita-della-pericolosita-e-del-rischio-di-frana-ai-fini-della-pianificazione-territoriale/> (ultimo accesso: 22 ottobre 2021), 2012.
- [3] D. M. Cruden, D. J. Varnes, “Landslide types and processes, in landslides” in *Investigation and Mitigation* (A. K. Turner, R. L. Schuster, eds.), Special Report, vol. 247. Transport Research Board, National Research Council, Washington D.C., 1996.
- [4] D. J. Varnes, “Slope movement types and processes” in *Special Report 176: Landslides: Analysis and Control* (R. L. Schuster, R. J. Krizek, eds.), TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 11-33, 1978.
- [5] J. N. Hutchinson, “Morphological and geotechnical parameters of landslides in relation to geology and hydrogeology” in *Landslides* (Ch. Bonnard ed.), *Proceedings of the 5th International Conference on Landslides*, vol. 1. Lausanne, pp. 3–35, 1988.
- [6] IAEG, “Suggested nomenclature for landslides”, *International Association of Engineering Geology Commission on Landslides. Bulletin IAEG*, 13–16 No. 41, 1990.
- [7] R. Fell, K. K. S. Ho, S. Lacasse, E. Leroi, “A framework for landslide risk assessment and management” in *Landslide Risk Management* (O. Hungr, R. Fell, R. Couture, E. Eberhardt, eds.), Taylor and Francis, London, pp. 3–26, 2005.
- [8] AGS, “Practice Note Guidelines for Landslide Risk Management”, *Australian Geomechanics Society Landslide Taskforce Landslide Zoning Working Group. Australian Geomechanics*, 42(1): 63-114, 2007.



# Valutazione della forza di impatto su gallerie paramassi: il modello EFIM

Vincenzo Piluso & Elide NASTRI

## *Abstract*

Even though the technical literature is very prolific concerning the formulations for the prediction of the impact force due to rockfalls, the problem is still far from an accurate solution because of the inherent uncertainties regarding the triggering phenomena, the run-out modelling and the impact modelling. This paper is aimed at the modelling of the maximum impact force due to the falling boulder taking explicitly into account the geotechnical properties of the shock-absorbing soil cushion layer. To this scope, a new impact model, called "Equivalent Foundation Impact Model" (EFIM) is proposed. The main feature of the model is the use of the soil properties which are most commonly adopted in the foundation's engineering, i.e. the cohesion and the friction angle. Before presenting the new model, the paper provides a critical review of the existing methods for predicting the impact force and a comparison with the available experimental test results. Such a comparison shows that the EFIM model has accuracy comparable to the most reliable empirical formulations with the advantage of not requiring any calibration to the experimental evidence. This feature is very important because it is expected that the accuracy of the model does not worsen when new experimental test results are investigated.

## 1. Introduzione

Tra i fenomeni franosi, i fenomeni di caduta massi sono tra i più pericolosi perché si verificano con un processo molto rapido con energie di impatto molto elevate. Pertanto, è necessario prevedere l'adozione di efficaci misure di mitigazione per ridurre i rischi associati. Tale esigenza è molto sentita nel contesto delle vie di trasporto e delle aree urbanizzate [1]. Le opere di difesa attive sono quelle che hanno la funzione di prevenire, ostacolare o ridurre il distacco, la caduta e il rotolamento degli ammassi rocciosi. Le opere che agiscono rallentando, deviando, ostacolando la caduta, il rotolamento e il movimento delle masse detritiche sono chiamate passive. Le gallerie paramassi artificiali sono opere passive il cui utilizzo è molto diffuso nella progettazione di vie di comunicazione stradali e ferroviarie [2].

Nonostante i recenti progressi in materia di mitigazione passiva del rischio di caduta massi, le procedure di progettazione delle opere di mitigazione appaiono ancora caratterizzate da una notevole incertezza dovuta alla natura fortemente aleatoria dei fenomeni in gioco. L'analisi dei fenomeni coinvolti ha un carattere fortemente multidisciplinare [1]. Si parte dall'analisi del fenomeno della caduta massi e della probabilità che si verifichi con una certa intensità [3-

<sup>71</sup> che richiede competenze nel campo della geologia e della statistica. L'analisi prosegue con lo studio della propagazione, ovvero delle traiettorie del moto dei blocchi rocciosi lungo il versante [1, 8-11]. Questa seconda fase richiede competenze nel campo della geologia e della geotecnica e deve essere necessariamente condotta utilizzando un approccio probabilistico. Infine, il problema dell'analisi dell'impatto sulle opere di mitigazione richiede competenze nel campo dell'ingegneria geotecnica, ad esempio per analizzare l'azione di attenuazione esercitata dallo strato ammortizzante che ricopre le gallerie, e nel campo dell'ingegneria strutturale. L'intera modellazione è influenzata da significative incertezze sia di natura epistemologica che aleatoria. L'analisi dell'innesco della caduta massi, la probabilità che si verifichi con una certa intensità e lo studio della propagazione esulano dallo scopo di questo lavoro. L'attenzione è qui focalizzata solo sul fenomeno dell'impatto.

Le gallerie paramassi sono ricoperte da uno strato di terreno di un certo spessore per smorzare la forza d'urto. Durante l'impatto da caduta massi sullo strato cuscino, l'intervallo di tempo in cui si verifica il fenomeno è breve e i meccanismi che portano alla conversione dell'energia cinetica sono complicati a causa del comportamento altamente non lineare dello strato ammortizzante e dell'interazione con la struttura di supporto. Pertanto, il processo di impatto è un problema complesso in cui l'analisi della risposta meccanica dello strato di suolo ammortizzante sotto impatto è uno dei temi chiave. Per questo molti studiosi stanno rivolgendo una crescente attenzione alla previsione della forza d'impatto e al ruolo esercitato dallo strato cuscino [12-28].

I primi tentativi verso lo sviluppo di formulazioni per la previsione della forza d'impatto si basavano sulla teoria di Hertz e sulla teoria di Thornton [12, 29-31]. Successivamente, Labiouse et al. hanno presentato un metodo semi-empirico per analizzare le forze di impatto basate su un'ampia campagna sperimentale [13-14]. Calvetti e Di Prisco hanno analizzato la risposta di strati ammortizzanti costituiti da terreno ghiaioso sotto impatto sulla base sia di esperimenti che di simulazioni numeriche [16,17,19]. Partendo dalla formula di Forrestal [32-34], Pichler et al. [12] hanno sviluppato un metodo di calcolo per la forza d'impatto e la profondità di penetrazione basate sulla definizione di un proiettile equivalente riferito a un masso cubico che cade di punta. La JRA [35-36] ha sviluppato un metodo di calcolo semi-empirico per la valutazione della forza di impatto utilizzando i risultati di test sperimentali che, pur non completamente accettati dagli esperti [21], ha grande importanza trattandosi di un'istituzione governativa. La forza di impatto è stata anche studiata sperimentalmente da Luo et al. [22] e Yu et al. [24]. Un metodo empirico è stato proposto anche da Q.X. Yang e B. S. Guan che hanno considerato anche l'effetto

dello spessore del cuscino ammortizzante [25]. Nonostante gli sforzi suddetti, il quadro normativo di riferimento è piuttosto limitato. Ad oggi, linee guida per la progettazione delle gallerie paramassi sono state pubblicate solo in Svizzera e in Giappone [35-37]. In molti paesi manca un quadro normativo o si lasciano ampi margini di discrezionalità al progettista. Nel caso di gallerie paramassi, spesso non ci sono indicazioni specifiche per la progettazione strutturale, in quanto l'argomento è completamente ignorato dalle norme tecniche per le costruzioni come la EN 1991-1-7 [38], che si occupa delle azioni accidentali nella progettazione strutturale e, in Italia, le NTC 2018 [39]. La modellazione dell'azione di impatto dovuto alla caduta massi è di primaria importanza. In particolare, la stima della massima forza d'urto è necessaria per il progetto strutturale mentre la stima della massima penetrazione del blocco di roccia nello strato cuscino è necessaria per progettare lo spessore del sistema ammortizzante. Per questi motivi, questo lavoro è finalizzato alla modellazione della forza massima d'impatto dovuta alla caduta del masso tenendo esplicitamente conto delle proprietà geotecniche del terreno ammortizzante. L'interazione dinamica tra il masso, lo strato di terreno e la struttura portante è fuori dallo scopo di questo lavoro; l'attenzione è focalizzata solo sulla modellazione della risposta non lineare dello strato-cuscino.

La Sezione 2 fornisce un breve riesame critico dei metodi esistenti per prevedere la forza di impatto e un confronto con i risultati sperimentali disponibili. Le motivazioni per lo sviluppo di un nuovo modello di impatto sono fornite nella Sezione 3. Un nuovo modello di impatto, chiamato "Equivalent Foundation Impact Model" (EFIM) è proposto nella Sezione 4. Il modello si caratterizza per l'utilizzo delle proprietà del suolo più comunemente adottate nell'ingegneria delle fondazioni, ovvero la coesione e l'angolo di attrito interno. Il confronto con i risultati sperimentali disponibili mostra che il modello EFIM ha un'accuratezza confrontabile con le formulazioni empiriche più affidabili con il vantaggio di non richiedere alcuna calibrazione basata sulla evidenza sperimentale.

## **2. Breve riesame e valutazione dei modelli esistenti**

### **Premessa**

La letteratura tecnica è molto prolifica per quanto riguarda i modelli per la previsione della massima forza di impatto. Di conseguenza, i tecnici che si trovano ad affrontare per la prima volta il problema per la progettazione delle strutture di protezione appaiono disorientati soprattutto nei Paesi dove non esistono specifiche indicazioni normative. Pertanto, per orientarsi tra le numerose proposte disponibili, è utile cercare di valutare il grado di accuratezza delle varie formulazioni proposte. Di seguito, viene presentata una rassegna

dei modelli più noti con la loro applicazione alla previsione della massima forza di impatto ottenuta durante alcune campagne sperimentali. In particolare, vengono considerati i test sperimentali condotti da Labiouse et al. [13, 14], i test condotti da Calvetti e Di Prisco [17, 19, 20] e alcuni test condotti da Schellenberg [21]. Tutti i test considerati, sono stati scelti avendo cura di selezionare strati di cuscino di spessore sufficiente. Ciò significa che la massima penetrazione dovuta all'impatto del masso roccioso nello strato cuscino è inferiore allo spessore del cuscino. Questa scelta si giustifica perché l'attenzione del modello presentato nella Sezione 4 è focalizzata sulla risposta del solo strato di suolo-cuscino; si trascura l'interazione con la struttura portante e la risposta dinamica dell'intero sistema strutturale.

Alla luce delle prove sperimentali, si è osservato che quando un blocco impatta sul terreno di copertura della struttura subisce una decelerazione causata dalla reazione offerta dal terreno. Questa reazione viene indicata come “forzante d’impatto” ed equilibra la forza d’inerzia associata alla decelerazione del blocco. L’arresto del blocco si compie in un lasso di tempo che dipende dalle proprietà meccaniche del terreno, dalla massa del blocco e dall’energia che esso possiede al momento dell’impatto, ossia dall’altezza di caduta. Inoltre, la forzante di impatto e il tempo necessario per l’arresto del blocco sono anche funzione della forma dello stesso e delle modalità di caduta. Un approccio di tipo disaccoppiato [16, 19] può essere impiegato solo ai fini della progettazione. Infatti, esso consente di scegliere lo spessore del cuscino ammortizzante in maniera tale da garantire che il moto del blocco venga arrestato prima che impatti sull’estradosso della struttura di protezione. Al contrario, nel caso della verifica di gallerie paramassi esistenti, l’approccio disaccoppiato risulta inadeguato quando lo spessore del cuscino ammortizzante risulta insufficiente. In questo caso, quando il valore della penetrazione del blocco di roccia nel cuscino ammortizzante raggiunge lo spessore dello stesso, il blocco di roccia impatta direttamente l’estradosso della galleria paramassi con una energia cinetica residua che risulta tanto maggiore quanto minore è lo spessore del cuscino.

## Metodo giapponese (JRA)

Nel 2000, la Japanese Road Association (JRA) [35, 36] ha proposto la formula seguente:

$$F_{max} = 2.108 \cdot (m \cdot g)^{2/3} \cdot \lambda^{2/5} \cdot H_f^{3/5} \quad (1)$$

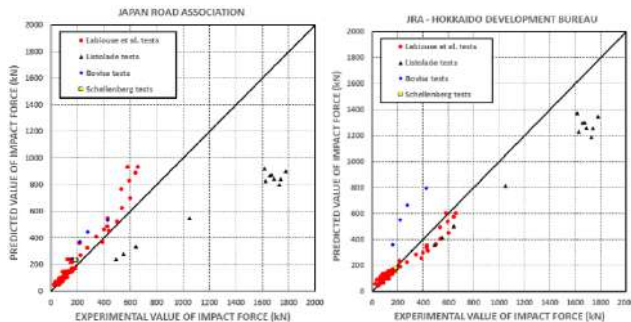
dove  $F_{max}$  è la massima forza d’impatto [kN],  $m$  è la massa del blocco di roccia in caduta [t],  $g$  è l’accelerazione di gravità [m/s<sup>2</sup>],  $H_f$  è l’altezza di caduta [m]

e  $\lambda$  è la seconda costante di Lamè del semispazio elastico ossia dello strato di terreno ammortizzante [kN/m<sup>2</sup>] data da:

$$\lambda = \frac{\nu \cdot E}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)} \quad (2)$$

in cui  $E$  è il modulo elastico e  $\nu$  è il coefficiente di Poisson del suolo.

Le linee guida degli ingegneri nell'area di Hokkaido [40] prevedono l'impiego dell'Eq. (1), ma senza il fattore di amplificazione dipendente del rapporto  $h_s/D$ . I risultati derivanti dall'applicazione dell'Eq. (1) sono stati confrontati con i risultati sperimentali (Figura 61, a sinistra). Secondo il manuale JRA, l'Eq. (1) è stata applicata usando  $\lambda = 1000 \text{ kN/m}^2$ . Il confronto con i risultati sperimentali mostra che la formula JRA porta ad una significativa sottostima della forza d'impatto nel caso delle prove sperimentali di Listolade. Ciò è probabilmente dovuto alla difficoltà di stimare la seconda costante di Lamè utilizzata per caratterizzare lo strato-cuscino. Infatti, anche se viene generalmente utilizzato il valore  $\lambda = 1000 \text{ kN/m}^2$ , i valori effettivi per gli strati cuscino comunemente usati vanno da 1000 a 10000  $\text{kN/m}^2$  a seconda della densità del suolo [18]. Tuttavia, dal punto di vista complessivo, si ottengono risultati soddisfacenti in quanto il rapporto medio tra il valore previsto della forza d'urto e il valore sperimentale è pari a 1.064 con una deviazione standard pari a 0.326. L'applicazione della raccomandazione proveniente dall'Hokkaido Development Bureau [40] consente un significativo miglioramento della previsione dei risultati dei tests di Listolade, ma nel caso dei test della Bovisa si ottiene una sovrastima non trascurabile della forza d'impatto (Figura 61, destra). Dal punto di vista complessivo si verifica un miglioramento dei risultati ottenuti in quanto il rapporto medio tra il valore previsto della forza d'urto e il valore sperimentale è pari a 1.019 con un piccolo aumento della deviazione standard, ora pari a 0.379.



**Figura 61** - Confronto tra risultati sperimentali e previsioni di JRA e Hokkaido Development Bureau

## Le linee guide svizzere ASTRA (2008)

Nel 2003, in Svizzera, è stato formato dall'ASTRA un gruppo di esperti incaricato di definire uno scenario di pericolo sulla rete stradale [21]. Nel 2008 è stato effettuato l'adeguamento delle disposizioni normative precedenti, ma il contenuto tecnico è rimasto lo stesso delle linee guida precedenti [37]. In particolare, si utilizza una forza statica equivalente  $A_d$  per considerare il carico d'urto  $F_k$  secondo l'equazione  $A_d = CF_k$  dove il coefficiente  $C$  dipende dalla tipologia di collasso attesa, assumendo per collasso duttile il valore  $C=0.4$  e per collasso fragile il valore  $C=1.2$ . Questo approccio è semplice da usare ma non copre il comportamento dinamico della struttura. Per quanto riguarda la forza d'urto, viene calcolata secondo la seguente relazione:

$$F_k = 2.8 \left( \frac{mv^2}{2} \right)^{0.6} (h_s)^{-0.50} R^{0.7} M_S^{0.4} \tan \varphi \quad (3)$$

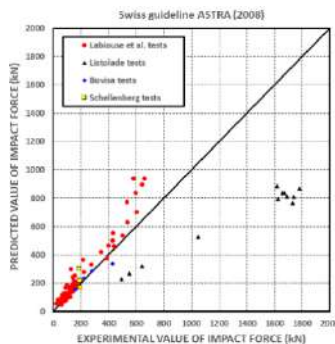


Figura 62 - Confronto tra risultati sperimentali e previsioni delle linee guida ASTRA

dove  $F_k$  è la forza di impatto massima [kN],  $m$  è la massa del blocco di roccia che cade [t],  $v$  è la velocità di impatto [m/s],  $h_s$  è lo spessore dello strato ammortizzante [m],  $R$  è il raggio della sfera equivalente che modella il masso in caduta [m] e  $M_S$  è il modulo del suolo dello strato di copertura [kN/m<sup>2</sup>].

A causa della mancanza di valori misurati, il modulo del suolo  $M_S$  è stato assunto pari a 3200 kN/m<sup>2</sup> come suggerito in [13] per cuscino di ghiaia. Il confronto con i risultati sperimentali (Figura 62) mostra che la formula proposta è in buon accordo con le evidenze sperimentali ad eccezione dei test di Listolade per i quali si ottiene una sottostima della forza d'urto. Tuttavia, per quanto riguarda le prove di Listolade, è da segnalare anche che gli autori delle stesse dichiarano un valore del modulo del suolo pari a 185 MPa [20], ma l'utilizzo di tale valore nell'Eq. (3) porta a risultati completamente sbagliati con inaccettabili sovrastime della forza d'impatto. Comunque, i risultati sembrano

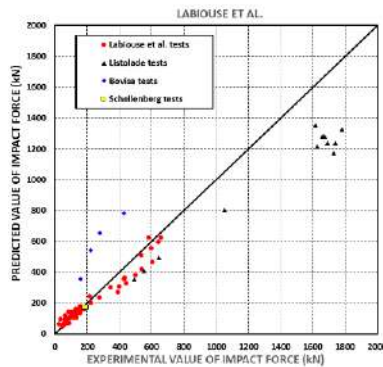
abbastanza soddisfacenti in quanto il rapporto medio tra il valore previsto della forza di impatto e il valore sperimentale è pari a 1.121 con una deviazione standard pari a 0.378.

### Formula di Labiouse et al.

Nel 1996, Labiouse et al. [13, 14] hanno sviluppato un metodo empirico basato su prove sperimentali che hanno previsto l'impiego di un blocco di forma cilindrica con una calotta sferica alla base. Secondo Labiouse la forza di impatto è stimabile mediante la seguente relazione:

$$F_{max} = 1.765 \cdot M_S^{2/5} \cdot R^{1/5} \cdot W^{3/5} \cdot H_f^{3/5} \quad (4)$$

dove  $W$  è il peso del blocco [kg],  $H_f$  è l'altezza di caduta [m],  $R$  è il raggio del fusto cilindrico del blocco [m],  $M_S$  è il modulo di reazione del terreno [ $kN/m^2$ ] da valutare mediante una prova di carico su piastra.



**Figura 63** - Confronto tra i risultati sperimentali e le previsioni della formula di Labiouse et al.

Il modulo di reazione del terreno  $M_S$  è stato assunto pari a  $3200 \text{ kN}/m^2$  come suggerito in [13] per cuscino di ghiaia. Il confronto con i risultati sperimentali (**Figura 63**) mostra che la formula proposta è in ottimo accordo con le evidenze sperimentali ma l'accordo è limitato ai risultati dei test che probabilmente costituiscono la base sperimentale adottata per calibrare la formula empirica, ovvero i test di Labiouse et al. [13, 14]. Nel caso delle prove sperimentali presso Bovisa si ottiene una significativa sovrastima della forza di impatto. Viceversa, si ottiene una sottostima della forza di impatto nel caso delle prove sperimentali di Listolade. Per questa serie di prove vale lo stesso commento, già fatto con riferimento alla formula proposta da ASTRA. Comunque,

nonostante le inevitabili incertezze in gioco, si ottengono risultati soddisfacenti in quanto il rapporto medio tra il valore previsto della forza di impatto e il valore sperimentale è pari a 1.052 con una deviazione standard pari a 0.384.

### Metodo di Siming et al. (2008) calibrazione Wang et al. (2020)

Un metodo recentissimo è quello proposto da Wang et al. [26] sulla base di un modello teorico sviluppato da Siming et al. [27, 28]. In particolare, il modello teorico di Siming et al. prevede che il blocco in caduta sia di forma sferica. Il fenomeno di impatto viene distinto in una fase di comportamento elastico, che viene analizzata mediante la teoria di Hertz, seguita da una fase di comportamento elasto-plastico. Nella fase di comportamento elastico, il legame forza-spostamento ( $F - \delta$ ) risulta espresso da:

$$F = \frac{4}{3}ER^{1/2}\delta^{3/2} \quad (5)$$

dove  $R$  è il raggio del blocco di roccia in caduta ed  $E$  è il modulo elastico equivalente dato da:

$$\frac{1}{E} = \frac{1 - \nu_s^2}{E_s} + \frac{1 - \nu_r^2}{E_r} \quad (6)$$

essendo  $\nu_s$  e  $\nu_r$  il coefficiente di Poisson del suolo e del blocco in caduta, rispettivamente, e  $E_s$  e  $E_r$  il modulo elastico del suolo e del blocco in caduta, rispettivamente. La condizione di plasticizzazione viene individuata applicando il criterio di Mohr-Coulomb. Il valore dello spostamento corrispondente alla plasticizzazione, nell'ipotesi di blocco rigido, viene ottenuto nella seguente forma adimensionale:

$$\xi_0 = 0.0274 + 1.1019(1 + \nu_s) \frac{1 - \sin\varphi}{3 + \sin\varphi} \quad (7)$$

dove  $\varphi$  è l'angolo di attrito interno del cuscino di sabbia ammortizzante. Il parametro  $\xi_0$  rappresenta il rapporto tra lo spostamento e il raggio dell'area di contatto  $a$ . La forza che determina la plasticizzazione ed il corrispondente spostamento sono dati da:

$$F_y = \frac{4}{3} \left( \frac{R}{E} \right)^2 \left( \frac{\pi c \cos\varphi}{C_1 - C_2 \sin\varphi} \right)^3 \quad \delta_y = R \left[ \frac{\pi c \cos\varphi}{E(C_1 - C_2 \sin\varphi)} \right]^2 \quad (8)$$

dove  $c$  è la coesione del cuscino di sabbia e i parametri  $C_1$  e  $C_2$  sono:

$$C_1 = \frac{3}{2} (1 + \xi_0^2)^{-1} - (1 + \nu_s) [1 - \xi_0 \tan^{-1}(1/\xi_0)] \quad (9)$$



$$C_2 = -\frac{1}{2}(1 + \xi_0^2)^{-1} - (1 + \nu_s)[1 - \xi_0 \tan^{-1}(1/\xi_0)] \quad (10)$$

La pressione massima corrispondente alla prima plasticizzazione risulta data da:

$$p_y = \frac{2c \cos\varphi}{C_1 - C_2 \sin\varphi} \quad (11)$$

La fase di comportamento elastoplastico viene analizzata assumendo per il suolo costituente il cuscino ammortizzante un legame costitutivo di tipo in-crudente che viene espresso mediante le seguenti relazioni:

$$p = p(\delta) = \frac{2E}{\pi} \sqrt{\frac{\delta}{R}} \quad \text{per } \sqrt{\delta} \leq \sqrt{\delta_y} \quad (12)$$

$$p = p(\delta) = p_y + k \left( \sqrt{\delta} - \sqrt{\delta_y} \right) \quad \text{per } \sqrt{\delta} > \sqrt{\delta_y} \quad (13)$$

dove  $k$  è il coefficiente che caratterizza il comportamento in-crudente. A tal riguardo, è utile precisare che il parametro in questione non è un parametro di tipo geotecnico, ma rappresenta solo lo strumento attraverso il quale viene modellato il comportamento in-crudente del cuscino di sabbia sotto impatto.

Con tale modellazione del comportamento del cuscino in fase elastoplastica, si perviene alla seguente espressione della forza corrispondente:

$$F_{ep} = F_y + \pi R(\delta - \delta_y) \left( p_y - k \sqrt{\delta_y} \right) + \frac{4}{3} k \pi R \left[ \delta^{3/2} - \left( \frac{\delta + \delta_y}{2} \right)^{3/2} \right] \quad (14)$$

La massima penetrazione del blocco di roccia nel cuscino di sabbia viene ricavata attraverso il principio di conservazione dell'energia:

$$\frac{1}{2} M v_0^2 = \int_0^{\delta_y} F_e(\delta) d\delta + \int_{\delta_y}^{\delta_{max}} F_{ep}(\delta) d\delta \quad (15)$$

dove  $M$  è la massa del blocco in caduta e  $v_0$  è la velocità di impatto. Lo sviluppo della (15) fornisce:

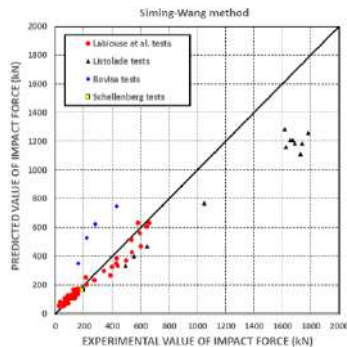
$$\begin{aligned} \frac{1}{2} M v_0^2 = & \frac{8}{15} E \sqrt{R} \delta_y^{5/2} + F_y (\delta_{max} - \delta_y) \\ & + \left( p_y - k \sqrt{\delta_y} \right) \frac{\pi R (\delta_{max} - \delta_y)^2}{2} \\ & + \frac{8}{15} k \pi R \left[ \delta_{max}^{5/2} - 2 \left( \frac{\delta + \delta_y}{2} \right)^{5/2} + \delta_y^{5/2} \right] \end{aligned} \quad (16)$$

La soluzione della Eq. (16) consente di calcolare la massima penetrazione  $\delta_{max}$  del blocco di roccia nel cuscino di sabbia. Sostituendo il valore  $\delta = \delta_{max}$  alla Eq. (14), si ottiene il valore massimo  $F_{max}$  della forza di impatto.

Le equazioni (5)-(16) definiscono compiutamente il modello teorico di Siming et al. [27,28]. L'applicazione pratica di tale modello si scontra dinanzi alla difficoltà di stabilire il valore da attribuire al parametro di incrudimento  $k$  che caratterizza il comportamento del cuscino ammortizzante in campo elastoplastico. Il problema della determinazione del parametro di incrudimento è stato affrontato da Wang et al. [26] che hanno proposto l'impiego di una "back analysis" dei risultati delle prove sperimentali disponibili. In particolare, sulla base dei risultati delle prove sperimentali eseguite da Labiouse et al. [13, 14], gli Autori hanno proposto i seguenti valori del parametro di incrudimento  $k$ :

$$k_{5\%} = 6.43 \cdot 10^5 \text{ N/m}^{5/2} \quad k_{50\%} = 1.59 \cdot 10^6 \text{ N/m}^{5/2} \quad k_{95\%} = 3.95 \cdot 10^6 \text{ N/m}^{5/2} \quad (17)$$

che corrispondono al frattile inferiore (5%), al valore medio (frattile 50%) e al frattile superiore (95%). Pertanto, i valori proposti risultano indipendenti dalle proprietà geotecniche del cuscino ammortizzante, ossia dalla coesione e dall'angolo di attrito interno.



**Figura 64** - Confronto tra risultati sperimentali e previsioni del metodo Siming-Wang

La procedura suggerita da Wang et al. [26] è stata applicata alla previsione della forza di impatto dei test sperimentali disponibili utilizzando il frattile 50% del parametro di incrudimento  $k$ . Il confronto con i risultati sperimentali (**Figura 64**) mostra che la procedura di Wang et al. è in ottimo accordo con le prove sperimentali quando si fa riferimento ai risultati dei test di Labiouse et al. [13,14]. Questo risultato era prevedibile perché le prove di Labiouse et al. sono state utilizzate nel lavoro originale di Wang et al. per calibrare il parametro di incrudimento  $k$  utilizzando una "back-analysis". Analogamente ad altri modelli, si ottiene una significativa sovrastima della forza di impatto nel caso delle prove sperimentali della Bovina, mentre una sottostima della forza di

impatto si ottiene nel caso delle prove sperimentali di Listolade. Comunque, da un punto di vista complessivo, si ottengono risultati molto soddisfacenti in quanto il rapporto medio tra il valore previsto della forza di impatto e il valore sperimentale è pari a 1.027 con una deviazione standard pari a 0.349.

### Metodo di Calvetti e Di Prisco

Le “Linee Guida per la progettazione delle gallerie paramassi” [19], redatte da F. Calvetti e C. di Prisco (2007), per conto di Veneto Strade S.p.A., propongono ai fini della previsione della massima forza di impatto la formula seguente:

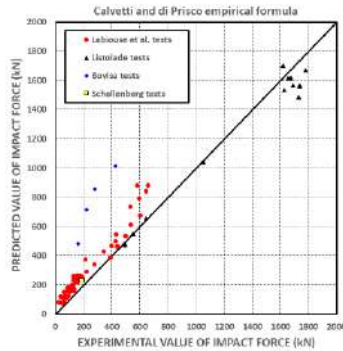
$$F_{max} = F_0 \left( \frac{E}{E_0} \right)^n \tag{18}$$

dove  $E_0 = 98.10 \text{ kJ}$  è l’energia cinetica di riferimento;  $E = mgH$  è l’energia potenziale del blocco di roccia di massa  $m$  in caduta dall’altezza  $H$ ;  $n$  ed  $F_0$  sono dei parametri empirici da determinare in funzione del raggio del blocco di roccia. Invero, le curve fornite da Calvetti et al. sono convenientemente esprimibili in forma analitica mediante una analisi di regressione che conduce a:

$$F_0 = 779.58 R^2 - 100.95 R + 669.48 \tag{19}$$

$$n = 0.0865 R^2 - 0.259 R + 0.667 \tag{20}$$

con un coefficiente di correlazione pari a 0.9987 e 1.0, rispettivamente.



**Figura 65** - Confronto tra i risultati sperimentali e le previsioni del metodo di Calvetti e di Prisco

Si evidenzia che il metodo, sebbene basato su simulazioni di tipo numerico, risulta del tutto empirico. Conseguentemente, la formula (20) per la determinazione della massima forza di impatto risulta indipendente dalla forma del blocco di roccia in caduta e dalle proprietà geotecniche del cuscino di sab-

bia. Il confronto con i risultati sperimentali mostra un accordo poco soddisfacente. In particolare, le previsioni riguardanti le prove sperimentali presso Bovisa sono significativamente sovrastimate (**Figura 65**). Il rapporto medio tra il valore previsto della forza d'impatto e il valore sperimentale è pari a 1.487 con una deviazione standard pari a 0.489. La ragione principale degli scarti risultanti dall'analisi di diverse serie di test può essere attribuita all'influenza delle proprietà geotecniche del cuscino di suolo ammortizzante che non sono considerate dalle equazioni (18-20). Questo inconveniente è stato riconosciuto anche da un successivo lavoro degli stessi autori che hanno fornito due diversi set di valori per i parametri  $F_0$ ,  $E_0$  ed  $n$ , uno per sabbia sciolta e uno per sabbia densa indipendentemente dalla dimensione del masso  $R$  [20].

### 3. Motivazioni per un nuovo modello di impatto

L'impiego di formulazioni a carattere empirico ricavate direttamente dall'analisi delle prove sperimentali disponibili comporta significativi vuoti di conoscenza e determina risultati non pienamente soddisfacenti ai fini progettuali. In particolare, tali formulazioni non tengono conto delle proprietà meccaniche della sabbia costituente il cuscino ammortizzante che, al contrario, hanno una influenza non trascurabile sui valori massimi sia della forza di impatto che della penetrazione del blocco di roccia nel letto di sabbia. Inoltre, il fenomeno del progressivo affondamento del blocco di roccia nel letto di sabbia risulta ben lontano da un comportamento puramente elastico.

Al fine di ottenere uno strumento progettuale agile, da impiegare nella normale pratica ingegneristica, la caratterizzazione dello strato di sabbia ammortizzante dovrebbe essere condotta mediante gli usuali parametri meccanici utilizzati nelle attività professionali, ossia il peso dell'unità di volume, la coesione e l'angolo di attrito interno. Allo stato attuale non esistono formulazioni, sia empiriche che teoriche, che adottino esplicitamente ed esclusivamente tali parametri. Infine, una ulteriore limitazione è dovuta al fatto che nessuna delle formulazioni proposte tiene conto della forma del masso di roccia in caduta.

Pertanto, sulla base dell'esame della letteratura esistente, il presente lavoro si pone l'obiettivo di pervenire alla formulazione di un nuovo modello di impatto che presenti le seguenti caratteristiche:

- la capacità di tenere conto esplicitamente delle proprietà meccaniche del letto di sabbia attraverso i parametri, già citati, comunemente impiegati nell'attività professionale;
- la capacità di tenere conto della non-linearità del comportamento del letto di sabbia, in quanto soggetto ad un flusso plastico continuo sotto l'azione della forza di impatto;

- la possibilità di calcolare esplicitamente sia la massima forza di impatto che il corrispondente valore del massimo affondamento del blocco di roccia nel letto di sabbia;
- la possibilità di includere facilmente l'influenza della forma del blocco di roccia in caduta.

Al fine di conseguire i suddetti obiettivi, il modello di impatto proposto si basa su di un approccio di tipo energetico. In particolare, il blocco di roccia possiede inizialmente una energia potenziale. A seguito dell'impatto, la variazione dell'energia potenziale si traduce, in minima parte, in energia elastica del blocco di roccia e, soprattutto, in energia dissipata in funzione della risposta non-lineare che riguarda prevalentemente il cuscino di sabbia. In particolare, l'energia dissipata risulta pari al lavoro compiuto dalla reazione offerta dal terreno per effetto dello spostamento dovuto al progressivo affondamento del blocco di roccia nel letto di sabbia. La risposta non-lineare del terreno viene modellata mediante una fondazione equivalente le cui caratteristiche variano mano a mano che il processo di affondamento del blocco di roccia nel letto di sabbia prosegue. Pertanto, tale risposta non-lineare consegue al flusso plastico continuo del terreno determinato dal carico trasmesso alla fondazione equivalente sotto l'azione di impatto. Per questo motivo, il modello proposto verrà denominato modello EFIM, ossia "Equivalent Foundation Impact Model". Tale approccio presenta un vantaggio enorme perché, da un lato, consente di tenere conto direttamente delle proprietà meccaniche del terreno, impiegando le usuali formulazioni per il calcolo del carico limite delle fondazioni superficiali, e, dall'altro, consente di includere facilmente anche l'influenza della forma del blocco di roccia in caduta che, evidentemente, governa la forma della fondazione equivalente. La massima forza di impatto si verifica quando l'affondamento del blocco di roccia in caduta determina l'uguaglianza tra l'energia dissipata dal letto di sabbia e la variazione dell'energia potenziale del blocco in caduta libera. Tale equazione di bilancio dell'energia risulta di tipo non-lineare e, pertanto, dovrà essere risolta con una semplice procedura di tipo numerico. La procedura consente di determinare sia la massima forza di impatto che il massimo valore dell'affondamento del blocco di roccia nel letto di sabbia.

## 4. Il modello EFIM

### Approccio energetico

Mentre il blocco di roccia si può assumere, con buona approssimazione, con comportamento elastico, al contrario il cuscino di sabbia ammortizzante risulta caratterizzato da un comportamento fortemente non-lineare dovuto ad

un processo di flusso plastico continuo che determina il progressivo affondamento del blocco nel letto di sabbia. Pertanto, il comportamento del cuscino di sabbia ammortizzante può essere espresso mediante un legame costitutivo non lineare  $F_s = F_s(v_s)$ , ossia con una reazione del terreno funzione non-lineare dell'affondamento  $v_s$  del blocco di roccia. Inoltre, è immediato osservare che il blocco di roccia risulta caratterizzato da una rigidità molto grande in rapporto a quella del cuscino ammortizzante. Conseguentemente, nella scrittura della variazione dell'energia potenziale del blocco risulta lecito trascurare lo spostamento  $v_r$  dovuto alla deformazione del blocco rispetto allo spostamento  $v_s$  dovuto alla deformazione del cuscino di sabbia. Pertanto, risulta:

$$\Delta U \cong Mg(H + v_s) \quad (21)$$

La variazione dell'energia potenziale si traduce in energia cinetica del blocco, energia elastica dovuta alla deformazione del blocco ed energia assorbita e dissipata dal cuscino di sabbia. Poiché il modello risulta finalizzato alla determinazione della massima forza di impatto e della corrispondente penetrazione del blocco di roccia nel letto di sabbia, risulta sufficiente soffermare l'attenzione sull'istante in cui lo spostamento  $v_s$  è massimo perché ad esso corrisponde la massima forza di impatto. Tenendo presente che in tale istante la velocità  $e$ , quindi, l'energia cinetica risultano nulle e che l'energia elastica del blocco di roccia risulta anch'essa nulla in virtù della ipotesi di blocco rigido, l'equazione di bilancio dell'energia nell'istante di massimo spostamento fornisce:

$$Mg(H + v_{s,max}) = E_{d,s}(v_{s,max}) \quad (22)$$

dove  $E_{d,s}(v_{s,max})$  rappresenta l'energia dissipata dal letto di sabbia fino all'istante considerato. La (22) costituisce una equazione non-lineare nell'incognita  $v_{s,max}$  l'energia dissipata dal cuscino di sabbia ammortizzante può essere espressa nella forma:

$$E_{d,s}(v_{s,max}) = \int_0^{v_{s,max}} F_s(v_s) dv_s \quad (23)$$

Pertanto, la massima penetrazione del blocco di roccia nel cuscino di sabbia si ottiene come soluzione della seguente equazione non-lineare:

$$Mg(H + v_{s,max}) = \int_0^{v_{s,max}} F_s(v_s) dv_s \quad (24)$$

Noto il valore di  $v_{s,max}$  la massima forza di impatto viene ricavata dal legame costitutivo forza-spostamento della fondazione equivalente:

$$F_{max} = F_{s,max} = F_s(v_{s,max}) \quad (25)$$

## Il modello di fondazione equivalente (EFIM)

La soluzione dell'equazione non-lineare (24) del bilancio di energia richiede la preventiva determinazione del legame forza-spostamento del cuscinio di sabbia ammortizzante. A tale scopo si assume che il letto di sabbia sotto l'azione di impatto risulti soggetto ad un flusso plastico continuo che si sviluppa in accordo con i cinematismi tipici delle fondazioni dirette superficiali. In particolare, se il blocco di roccia in caduta ha forma sferica, al tempo  $t=0$  il primo contatto risulta puntuale. Mano a mano che la penetrazione del blocco nel letto di sabbia procede, la superficie di contatto risulta circolare con un raggio che cresce progressivamente all'aumentare dell'affondamento  $v_s$ . Il piano di posa della "fondazione equivalente" aumenta di profondità, essendo pari a  $v_s$ . Quando l'affondamento raggiunge il valore  $v_s = R$ , essendo  $R$  il raggio del blocco di roccia, la superficie di contatto raggiunge il suo valore massimo per poi mantenersi costante all'aumentare di  $v_s$  (Figura 66).

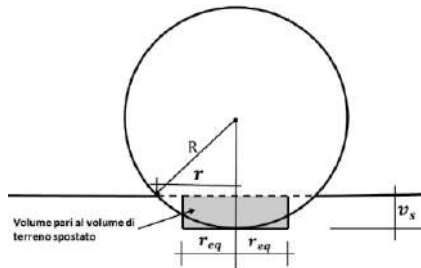


Figura 66 - Fondazione circolare equivalente

Pertanto, il raggio della superficie di contatto risulta dato da:

$$r = r(v_s) = R \sqrt{2 \frac{v_s}{R} - \left(\frac{v_s}{R}\right)^2} \quad (26)$$

per  $v_s \leq R$  e  $r_{eq} = R$  per  $v_s > R$ .

La definizione di "fondazione circolare equivalente" si basa su un criterio di equivalenza basato sul principio di uguaglianza del volume di terreno spostato per un abbassamento del piano di posa pari a  $v_s$ . Questo criterio di equivalenza è simile a quello adottato dal metodo australiano di Pichler et al. [12] per definire il proiettile equivalente da utilizzare nella formula di Forrestal. Tenendo conto che il volume di terreno effettivamente spostato dal blocco sferico risulta pari a:

$$V = \pi v_s^2 \left(R - \frac{v_s}{3}\right) = \pi v_s^2 R \left(1 - \frac{v_s}{3R}\right) \quad (27)$$

per  $v_s / R \leq 1$ , e:

$$V = \pi R^3 \left( \frac{v_s}{R} - \frac{1}{3} \right) \quad (28)$$

per  $v_s / R \geq 1$ , e che il volume di terreno spostato dalla “fondazione circolare equivalente” risulta dato da:

$$V_{eq} = \pi r_{eq}^2 v_s \quad (29)$$

il principio di uguaglianza  $V_{eq} = V$  fornisce:

$$r_{eq} = R \sqrt{\frac{v_s}{R} \left( 1 - \frac{1}{3} \frac{v_s}{R} \right)} \quad (30)$$

per  $v_s / R \leq 1$ , e:

$$r_{eq} = R \sqrt{1 - \frac{1}{3} \frac{R}{v_s}} \quad (31)$$

per  $v_s / R \geq 1$ .

Tenendo conto che il piano di posa della “fondazione circolare equivalente” ha profondità  $v_s$  progressivamente crescente, il flusso plastico continuo determina una reazione del letto di sabbia pari al corrispondente carico limite:

$$q_{lim} = q_{lim}(v_s) = \zeta_q N_q \gamma' v_s + \zeta_c N_c c' + \zeta_\gamma N_\gamma \gamma' r_{eq} \quad (32)$$

dove  $\gamma'$  è il peso dell'unità di volume e  $c'$  è la coesione della sabbia del cuscinio;  $N_q$ ,  $N_c$  ed  $N_\gamma$  sono i ben noti fattori di portanza e  $\zeta_q$ ,  $\zeta_c$  e  $\zeta_\gamma$  sono i coefficienti correttivi che tengono conto della geometria della superficie di contatto con il terreno. In particolare, risulta:

$$N_q = tg^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right) \exp(\pi tg \varphi') \quad (33)$$

$$N_c = (N_q - 1) ctg \varphi' \quad (34)$$

Per quanto riguarda il fattore di portanza  $N_\gamma$ , come è noto in letteratura non vi è unanime accordo. In particolare, la formulazione più frequentemente usata è quella proposta da Brinch-Hansen:

$$N_\gamma = 1.5 (N_q - 1) tg \varphi' \quad (35)$$



I coefficienti correttivi che tengono conto della forma della “fondazione equivalente”, nel caso di fondazione circolare, risultano dati da:

$$\zeta_q = 1 + tg\varphi' \quad \zeta_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \quad \zeta_\gamma = 0.60 \quad (36)$$

La reazione offerta dal letto di sabbia al crescere dell’affondamento del blocco di roccia viene, pertanto, calcolata mediante la seguente relazione:

$$F_s = F_s(v_s) = \pi r_{eq}^2 (\zeta_q N_q \gamma' v_s + \zeta_c N_c c' + \zeta_\gamma N_\gamma \gamma' r_{eq}) \quad (37)$$

La relazione (37) consente di calcolare mediante una semplice procedura numerica anche l’energia dissipata dal letto di sabbia al crescere della penetrazione del blocco di roccia nel cuscino ammortizzante:

$$E_{d.s}(v_s) = \int_0^{v_s} F_s(v_s) dv_s \quad (38)$$

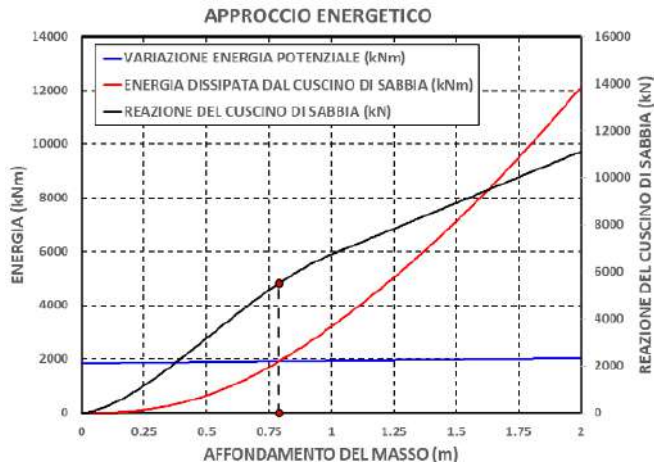


Figura 67 - Rappresentazione grafica della soluzione dell’equazione del bilancio dell’energia

È utile notare che la soluzione dell’equazione del bilancio di energia espressa dalla Eq. (24), si presta ad una semplice rappresentazione grafica riportante due funzioni. La prima funzione è data dalla retta di equazione (21) che esprime la variazione dell’energia potenziale all’ aumentare della penetrazione  $v_s$  del blocco di roccia nel letto di sabbia. La seconda funzione è la curva espressa dalla Eq. (38) che rappresenta la variazione non-lineare dell’energia dissipata dal cuscino di sabbia all’ aumentare dell’affondamento  $v_s$  del blocco

di roccia. L'intersezione tra le due funzioni rappresenta la soluzione dell'equazione del bilancio di energia dato dalla Eq. (24). Tale intersezione fornisce sia la massima penetrazione del blocco di roccia nel cuscino di sabbia che la massima forza di impatto (**Figura 67**).

### Influenza della geometria del blocco di roccia

Uno dei vantaggi del metodo proposto è che esso consente di tenere conto facilmente della geometria del blocco di roccia che impatta sul letto di sabbia. Infatti, risulta sufficiente valutare il volume di terreno spostato al variare della geometria del blocco. Nel seguito viene esaminato il caso di blocco cilindrico con calotta sferica di base che risulta di grande interesse, perché utilizzato in numerose prove sperimentali. Detto  $D$  il diametro del cilindro e  $R$  il raggio della calotta di base, l'altezza della calotta sferica di base risulta data da:

$$h_c = R \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{D/2}{R} \right)^2} \right] \quad (39)$$

È immediato riconoscere che, per  $v_s / h_c \leq 1$ , resta valida la Eq. (30) ricavata nel caso di blocco di forma sferica. Invece, nel caso  $v_s / h_c \geq 1$ , il volume di terreno spostato risulta pari a:

$$V = \pi h_c^2 \left( R - \frac{h_c}{3} \right) + \frac{\pi D^2}{4} (v_s - h_c) \quad (40)$$

cosicché, tenuto conto della Eq. (29), il principio di uguaglianza  $V_{eq} = V$  del volume di terreno spostato fornisce:

$$r_{eq} = \frac{D}{2} \sqrt{\frac{R}{v_s} \left( \frac{2h_c}{D} \right) \left( 1 - \frac{h_c}{3R} \right) + \left( 1 - \frac{h_c}{v_s} \right)} \quad (41)$$

## 5. Confronto con le prove sperimentali disponibili

Anche il modello EFIM è stato applicato ai fini della previsione della massima forza di impatto ottenuta nel corso delle prove sperimentali già menzionate. Il confronto tra i valori della forza di impatto prevista utilizzando il modello EFIM e i risultati sperimentali disponibili, come illustrato nella **Figura 68**, è molto incoraggiante; soprattutto perché il modello non si basa su alcuna calibrazione preliminare con le prove disponibili. I risultati sono soddisfacenti indipendentemente dalle diverse serie di test. Nel caso dei test di Listolade con la più alta energia di impatto, la sottostima della forza d'impatto varia tra il 20% e il 30%. Una simile sovrastima si verifica per i test di Labiouse et al. a

più bassa energia di impatto. Il rapporto medio tra il valore previsto e il valore sperimentale è pari a 1.082 con una deviazione standard pari a 0.412.

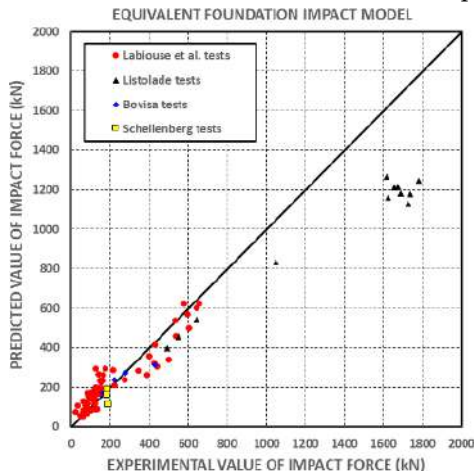


Figura 68 - Confronto tra i risultati sperimentali e le previsioni del modello EFIM.

## 6. Sintesi dei risultati e discussione

Per quanto riguarda il confronto tra i valori della forza di impatto prevista utilizzando i diversi metodi e i risultati sperimentali disponibili, una sintesi dei risultati è utile nel tentativo di ottenere alcune linee guida da questo lavoro. A tal fine, i principali risultati sono riassunti nella **Tabella 23**.

Tabella 23 - Sintesi dei risultati

METODO			NOTE
Metodo JRA	1.064	0.326	Prove di Listolade sottostimate significativamente
JRA – Hokkaido Development Bureau	1.019	0.379	Prove della Bovisa sovrastimate significativamente
Swiss guideline (ASTRA, 2008)	1.121	0.378	Prove di Listolade sottostimate significativamente
Labiouse et al. formula	1.052	0.384	Prove della Bovisa sovrastimate significativamente
Siming and Wang	1.027	0.349	Prove della Bovisa sovrastimate significativamente
Calvetti and di Prisco	1.487	0.489	Prove della Bovisa sovrastimate significativamente
EFIM	1.082	0.412	-

In particolare, per ogni metodo analizzato, la Tabella 1 fornisce il valore medio  $\mu$  del rapporto tra il valore previsto della forza d'impatto e il valore sperimentale. Inoltre, viene fornito il valore corrispondente della deviazione standard  $\sigma$ . Le note sono fornite nell'ultima colonna quando necessario.

Dall'analisi della Tabella 1, sembra che i migliori risultati si ottengano utilizzando la procedura di Siming e Wang. Tuttavia, si deve considerare che il metodo si basa sull'uso di una legge costitutiva del suolo non lineare che richiede un parametro di incrudimento che non appartiene alla pratica comune riguardante la modellazione meccanica dei terreni. Questo è il motivo per cui Wang ha calibrato questo fattore di incrudimento utilizzando una "back-analysis" dei risultati sperimentali disponibili. La maggior parte dei risultati sperimentali utilizzati per tale analisi sono quelli qui considerati. Qualche preoccupazione nasce quando si prendono in considerazione le imprecisioni derivanti dalla previsione dei test Bovisa, non compresi nella calibrazione originale del parametro di incrudimento. Le formulazioni più note, vale a dire JRA, ASTRA e Labiouse et al., forniscono risultati soddisfacenti. Tuttavia, anche in questo caso, sorge qualche preoccupazione quando si prendono in considerazione gli scarti rispetto ai valori sperimentali che si ottengono nella previsione dei test di Bovisa o di Listolade, non inclusi nella calibrazione originale delle formule empiriche. Infine, per quanto riguarda il nuovo metodo proposto, l'Equivalent Foundation Impact Model (EFIM), anche se esso non fornisce i migliori risultati, il valore ottenuto per  $\mu$  risulta comparabile con quelli ottenuti per i modelli attualmente codificati (JRA e ASTRA) e anche la deviazione standard è simile. Soprattutto, va considerato che il modello EFIM è l'unico a non aver richiesto alcuna calibrazione con i test sperimentali disponibili. Questo è probabilmente il motivo per cui l'accuratezza del modello è sostanzialmente indipendente dalla serie di prove sperimentali considerata. Al contrario, per tutti gli altri metodi sorgono preoccupazioni quando si tratta di nuovi test non appartenenti al database originale. Con particolare riferimento all'incertezza epistemologica nella modellazione del cuscino ammortizzante, ai fini progettuali, è opinione degli autori che sia opportuno l'utilizzo di valori estremi delle proprietà meccaniche del suolo. In particolare, è necessario utilizzare un "limite superiore" delle proprietà meccaniche del terreno per calcolare la forza massima di impatto. Questo perché la forza di impatto massima aumenta al migliorare delle proprietà geotecniche del cuscino di suolo ammortizzante. Viceversa, è necessario utilizzare un "limite inferiore" delle proprietà geotecniche del suolo per calcolare la massima penetrazione del blocco roccioso nello strato-cuscino. In questo modo, infatti, viene massimizzato lo spessore di progetto dello strato ammortizzante, tenendo conto che la massima penetrazione del blocco aumenta al peggiorare delle proprietà geotecniche del terreno che lo costituisce. Questo obiettivo può

essere semplicemente raggiunto dal modello EFIM selezionando opportunamente, nella progettazione della struttura di protezione contro la caduta massi, un valore limite inferiore e superiore per l'angolo di attrito interno del terreno costituente il cuscino. È importante sottolineare che lo stesso obiettivo può essere raggiunto anche mediante il metodo di Siming-Wang utilizzando il limite inferiore ( $k_{5\%}$ ) del parametro di incrudimento quando l'attenzione è focalizzata sulla progettazione dello spessore del cuscino ammortizzante e il limite superiore ( $k_{95\%}$ ) del parametro di incrudimento quando l'interesse è rivolto alla progettazione strutturale.

### Riferimenti bibliografici e sitografici

- [1] Volkwein A., Schellenberg K., Labiouse V., Agliardi F., Berger F., Bourrier F., Dorren L.K.A., Gerber W., Jaboyedoff M. (2011): "Rockfall characterisation and structural protection - a review". *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 2011, 11, p. 2617 - p. 2651.
- [2] Duncan C. Wyllie (2015): "Rock Fall Engineering", CRC Press, Taylor & Francis Group.
- [3] Varnes, D. J. (1984): IAEG Commission on Landslides & other Mass Movements, in "Landslide hazard zonation: a review of principles and practice", 63, UNESCO Press, Paris, 1984
- [4] Jaboyedoff, M., Baillifard, F., Hantz, D., Heidenreich, B., and Maz-zoccola, D. (2001): "Terminologie, in: Prevention des mouvements de versants et des instabilites de falaises", edited by Carere, K., Ratto, S., and Zanolini, F. E., 48–57, 2001.
- [5] Crosta, G. B. and Agliardi, F. (2003): "A methodology for physically-based rockfall hazard assessment", *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 3, 407–422, doi:10.5194/NHESS-3-407-2003, 2003.
- [6] Jaboyedoff, M., Dudt, J. P., and Labiouse, V. (2005): "An attempt to refine rockfall hazard zoning based on the kinetic energy, frequency and fragmentation degree", *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 5, 621–632, doi:10.5194/NHESS-5-621-2005, 2005.
- [7] Dussauge-Peisser, C., Grasso, J.-R., and Helmstetter, A. (2003): "Statistical analysis of rockfall volume distributions: Implications for rockfall dynamics", *J. Geophys. Res. Sol. Ea.*, 108, 1–11, 2003.
- [8] Azzoni, A., La Barbera, G., and Zaninetti, A. (1995): "Analysis and prediction of rockfalls using a mathematical model", *Int. J. Rock Mech. Min.*, 32, 709–724, 1995.

- [9] Dorren, L. and Seijmonsbergen, A. (2003): “Comparison of three GIS-based models for predicting rockfall runoff zones at a regional scale”, *Geomorphology*, 56, 49–64, 2003.
- [10] Crosta, G., Agliardi, F., Frattini, P., and Imposato, S. (2004): “A three dimensional hybrid numerical model for rockfall simulation”, *Geophys. Res. Abstr.*, 6, 2004.
- [11] Frattini, P., Crosta, G., Carrara, A., and Agliardi, F. (2008): Assessment of rockfall susceptibility by integrating statistical and physically-based approaches, *Geomorphology*, 94, 419–437, 2008.
- [12] Pichler B., Hellmich C., Mang H. (2005): “Impact of rocks onto gravel design and evaluation of experiments,” *International Journal of Impact Engineering*, vol. 31, no. 5, pp. 59–578, 2005.
- [13] Labiouse V., Descoeurdes F., and Montani S. (2018): “Experimental study of rock sheds impacted by rock blocks,” *Structural Engineering International*, vol. 6, no. 3, pp. 171–176, 2018.
- [14] Labiouse V., Descoeurdes F., Montani S., Schmidhalter C.-A. (1994): “Etude expérimentale de la chute de blocs rocheux sur une dalle en béton armé recouverte par des matériaux amortissants”, *Revue Française de Géotechnique*, N° 69, 4e trimestre 1994, pp. 41-62.
- [15] Heidenreich B. and Labiouse V. (2004): “Small-Scale Experimental Studies of Rockfall Impacts on Granular Slopes”, *Rivista Italiana di Geotecnica*, Italy, 2004.
- [16] Calvetti F., di Prisco C. (2018): “An uncoupled approach for the design of rockfall protection tunnels,” *Structural Engineering International*, vol. 19, no. 3, pp. 342–347, 2018.
- [17] Calvetti F., di Prisco C. (2005), Experimental and Numerical Study of Rock-Fall Impacts on Granular Soils, *Rivista Italiana di Geotecnica*, Vol. 4, *Rivista Italiana di Geotecnica*, Italy, 2005.
- [18] Kawahara S., Muro T. (2006): “Effects of dry density and thickness of sandy soil on impact response due to rockfall”, *Journal of Terramechanics*, 43, (2006), pp. 329–340.
- [19] Calvetti F., di Prisco C. (2007): “Linee guida per la progettazione di gallerie paramassi”, *Collana Tesi e Ricerca*, Starrylink Editrice, ISBN: 978-88-89720-79-0.
- [20] Calvetti F., di Prisco C. (2012): “Rockfall impacts on sheltering tunnels: real-scale experiments”, *Geotechnique* 62, No. 10, 865–876 [<http://dx.doi.org/10.1680/geot.9.P.036>]

- [21] Schellenberg K. (2009): "On the design of rockfall protection galleries", Institute of Structural Engineering Swiss Federal Institute of Technology Zurich, ETH Research Collection Report, January 2009.
- [22] Luo F., Zhou X., Wang Y., Zhang F. (2018): "Experimental Study on Rockfall Impact Force Applied to Frame Shed Tunnels", *Journal of Highway and Transportation Research and Development*, Vol. 12, No. 2, 2018, pp. 59-66.
- [23] SONG Shuzhi, KONG Jiming, WANG Chenghua, CHENG Zefu, YANG Zongji (2006): "Analysis of Rockfall and Its Impact on the Cut-and-Cover Tunnel in Dynamics", *Wuhan University Journal of Natural Sciences*, Vol. 11, No. 4, 2006, pp. 905-909.
- [24] Yu B., Yi W., Zhao H. (2017): "Experimental study on the maximum impact force by rockfall," *Landslides*, vol. 15, no. 2, pp. 233–242, 2017.
- [25] Yang Q. X., Guan B. S. (1996);, "Test and research on calculating method of falling stone impulsive force," *Journal of the China Railway Society*, vol. 18, no. 1, pp. 101–106, 1996.
- [26] Yusuo Wang, M. Xu, C. Yang, M. Lu, J. Meng, Zhilong Wang, Mingnian Wang (2020): "Effects of elastoplastic strengthening of gravel soil on rockfall impact force and penetration depth", *International Journal of Impact Engineering* 136, 2020, 103411.
- [27] Siming H., Xinpo L., Yong W. (2008): "Research on yield property of soil under rockfall impact.", *Yanshilixue Yu Gongcheng Xuebao/Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering* 2008, 27, pp. 2973–7.
- [28] Siming H., Xinpo L., Yong W. (2008): "Theoretical model on elastic-plastic granule impact". *Gongcheng Lixue/Engineering Mechanics* 2008, 25, pp. 19–24.
- [29] Thornton C. (1997): "Coefficient of restitution for collinear collisions of elastic-perfectly plastic spheres," *Journal of Applied Mechanics*, vol. 64, no. 2, p. 383, 1997.
- [30] Thornton C., Ning Z. (1998): "A theoretical model for the stick/bounce behaviour of adhesive, elastic-plastic spheres," *Powder Technology*, vol. 99, no. 2, pp. 154–162, 1998.
- [31] Cagnoli B., Manga M. (2003): "Pumice-pumice collisions and the effect of the impact angle," *Geophysical Research Letters*, vol. 30, no. 12, pp. 53–62, 2003.

- [32] Forrestal M.J., Altman B.S., Cargile S.J., Hanchak S.J. (1994): “An empirical equation for penetration depth of ogive-nose projectiles into concrete targets”, *Int J Impact Eng* 1994;15(4):395–405.
- [33] Forrestal M.J., Frew D.J., Hanchak S.J., Brar N.S. (1996): “Penetration of grout and concrete targets with ogive-nose steel projectiles”, *Int J Impact Eng* 1996;18(5):465–76.
- [34] Li Q.M., Chen X.W. (2003): “Dimensionless formulae for penetration depth of concrete target impacted by a non-deformable projectile”, *Int. J. Impact Eng.* 2003;28(1):93–116.
- [35] Japan Road Association (1983): “Manual for anti-impact structures against falling rocks” (in Japanese).
- [36] Japan Road Association (2000): “Manual for anti-impact structures against falling rocks” (in Japanese).
- [37] ASTRA (2008): “Einwirkungen infolge Steinschlags auf Schutzgalerien”, *Tech. rep.*, Bundesamt für Strassen, 2008.
- [38] EN 1991-1-7 (2006): “Eurocode 1 - Actions on structures - Part 1-7: General actions - Accidental actions”, CEN, Comité Européen de Normalisation.
- [39] D.M. 17/01/2018: “Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni””, *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, Roma, 20 febbraio 2018.
- [40] Hokkaido Development Bureau, Ministry of Land, Infrastructure and Transportation (2001): “Guideline for the design of structures to resist rockfall impacts” (in Japanese).
- [41] Bowles, J. (2001): “Foundation Analysis and Design”, 5th Edition, Mc Graw Hill, 2001.



# Metodologie per la valutazione della risposta dinamica di gallerie paramassi: il caso studio della Galleria San Liberatore sulla A3

Elide Nastri e Vincenzo Piluso

## *Abstract*

The present work aims at describing a methodology for the evaluation of effects of the impact loading of rock-fall galleries. The methodology has been applied to the case study of San Liberatore gallery on the A3 highway connecting Naples to Salerno. Dynamic linear analyses have been performed with different load conditions to check the actual dynamic response and vulnerability of the gallery. Some rockfall scenarios leading to the failure of the structural elements have been identified.

## 1. Introduzione

Il presente lavoro ha l'obiettivo di descrivere una metodologia per la valutazione della risposta dinamica di gallerie paramassi. La metodologia si basa sulla valutazione delle forze di impatto mediante una formulazione che valuta l'energia di impatto a partire dall'energia potenziale del blocco di roccia in caduta, mediante parametri di amplificazione o di riduzione, rispetto ad una energia definita di riferimento, che tengono in conto delle dimensioni del raggio del blocco di roccia in caduta, assunto di forma sferica. Inoltre, nota la massima forza di impatto, viene fissata la legge che descrive la variazione nel tempo della forzante. Gli effetti della forzante sull'estradosso della galleria risultano attenuati per la presenza di uno strato di suolo ammortizzante. Le pressioni agenti sull'estradosso della galleria si riducono all'aumentare della distanza dal punto di impatto. La metodologia seguita per l'analisi del caso studio riprende quanto riportato all'interno delle "Linee guida per la progettazione delle gallerie paramassi" [1] pubblicate a seguito di uno studio finanziato da Veneto Strade S.p.A.

Il caso studio (**Figura 69**) è rappresentato dalla galleria paramassi localizzata lungo l'Autostrada A3, Napoli-Salerno, in prossimità del Monte San Liberatore nel Comune di Vietri sul Mare (SA). L'area è caratterizzata da un livello di pericolosità e rischio frana tra "elevato" e "molto elevato".

La **Figura 70** riporta la Carta Geologica del sito e fornisce le informazioni riguardanti gli strati rocciosi superficiali. Le formazioni geologiche vengono valutate in funzione della loro materia costitutiva (litografia), della loro sequenza di età (stratigrafia) e della loro posizione (tettonica).



Figura 69 - Galleria paramassi ai piedi del Monte San Liberatore a Vietri (SA)

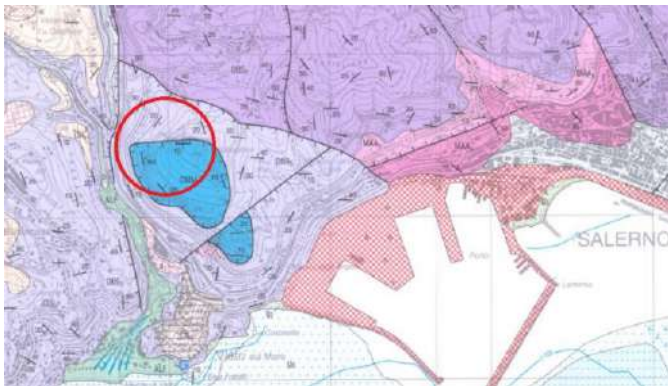


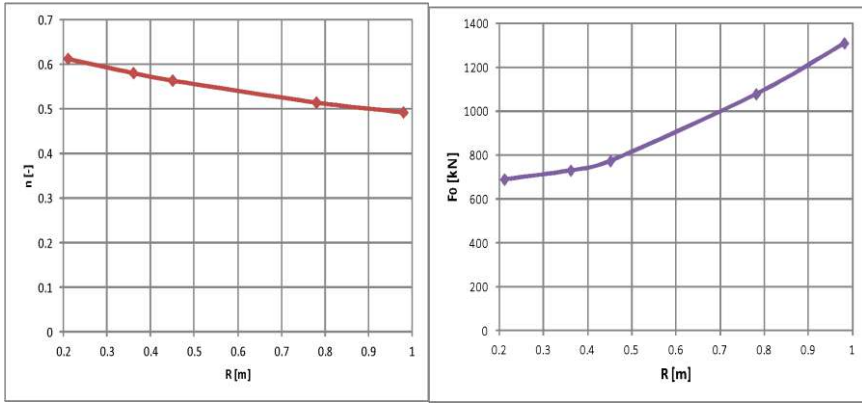
Figura 70 - Stralcio della Carta Geologica della zona d'interesse

## 2. Metodologia per la valutazione delle azioni dovute all'impatto

La massima forza di impatto è stata valutata mediante la formula:

$$F_{max} = F_0 \left( \frac{E}{E_0} \right)^n \quad (1)$$

dove  $E_0 = 98.10 \text{ kJ}$  è l'energia cinetica di riferimento;  $E = mgH$  è l'energia potenziale del blocco al momento del distacco dal letto di roccia;  $n$  ed  $F_0$  sono dei parametri da determinare attraverso gli abachi riportati in **Figura 71** in funzione del raggio.



**Figura 71** - Andamento dell'esponente  $n$  e del coefficiente  $F_0$  in funzione del raggio del blocco di roccia in caduta [1]

Per quanto riguarda la variazione della forza di impatto nel tempo, è necessario definire i quattro istanti temporali che caratterizzano la forma della forzante  $T_1, T_2, T_3, T_4$  tramite le seguenti equazioni:

$$\begin{cases} T_1 = 0.0191 \cdot R^{0.8} \cdot H^{-0.1454} & \text{per } 0.21 \text{ m} \leq R \leq 0.65 \text{ m} \\ T_1 = 0.0191 \cdot R^{0.3} \cdot H^{-0.1558} & \text{per } 0.65 \text{ m} < R \leq 0.98 \text{ m} \end{cases} \quad (2)$$

$$\begin{cases} T_2 = 0.0336 \cdot R^{0.8} \cdot H^{-0.1645} & \text{per } 0.21 \text{ m} \leq R \leq 0.65 \text{ m} \\ T_2 = 0.0428 \cdot R^{1.6} \cdot H^{-0.2035} & \text{per } 0.65 \text{ m} < R \leq 0.98 \text{ m} \end{cases} \quad (3)$$

$$\begin{cases} T_3 = 0.0472 \cdot R^{0.85} \cdot H^{0.173} & \text{per } 0.21 \text{ m} \leq R \leq 0.65 \text{ m} \\ T_3 = 0.0439 \cdot R^{0.6} \cdot H^{0.154} & \text{per } 0.65 \text{ m} < R \leq 0.98 \text{ m} \end{cases} \quad (4)$$

$$\begin{cases} T_4 = 0.0689 \cdot R^{0.85} \cdot H^{0.102} & \text{per } 0.21 \text{ m} \leq R \leq 0.65 \text{ m} \\ T_4 = 0.0570 \cdot R^{0.75} \cdot H^{0.118} & \text{per } 0.65 \text{ m} < R \leq 0.98 \text{ m} \end{cases} \quad (5)$$

dove  $R$  è il raggio del masso ed  $H$  l'altezza di caduta. Anche gli istanti temporali sono funzione del raggio  $R$  del masso. La forzante risulta descritta dalle seguenti relazioni [1]:

$$\begin{cases} F = (F_{max}/T_1)t & 0 \leq t < T_1 \\ F = F_{max} & T_1 \leq t < T_2 \\ F = F_{max}(T_2/t)^\alpha & T_2 \leq t < T_3 \\ F = F_{max}\left(\frac{T_2}{T_3}\right)^\alpha \left(\frac{T_4 - t}{T_4 - T_3}\right) & T_3 \leq t < T_4 \end{cases} \quad (6)$$

La tensione massima in corrispondenza del punto di impatto  $O$  è stata calcolata attraverso la seguente relazione:

$$\sigma_{MAX}(O) = \frac{F_{MAX}}{\pi \cdot a^2} \quad (7)$$

dove  $F_{MAX}$  rappresenta la massima forza di impatto in corrispondenza del punto  $O$ . L'area dell'impronta di carico  $a$  da inserire nell'Eq. (7) dipende dal progressivo affondamento del blocco di roccia nel letto di sabbia  $y$  e mediante le seguenti equazioni:

$$a(t) = \sqrt{y(t) \cdot (2R - y(t))} \quad (8)$$

$$y = y'_0 \cdot t - \frac{1}{6} \frac{F_{MAX}}{T_1 \cdot m} \cdot t^3 \quad (9)$$

dove  $y'_0$  è la velocità di impatto.

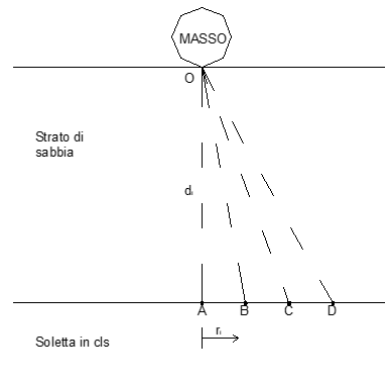
L'attenuazione dell'impatto dovuto alla presenza del cuscino di sabbia viene tenuta in conto valutando la tensione sull'estradosso della galleria in corrispondenza della verticale passante per il punto di impatto (punto A di **Figura 72**) mediante la relazione:

$$\sigma_{MAX}(A) = \sigma_{MAX}(O) \cdot f_g \cdot f_d \quad (10)$$

dove che il coefficiente di amplificazione geometrica  $f_g$  può essere ottenuto mediante la seguente relazione:

$$f_g = 1 - \left( \frac{1}{1 + \left(\frac{a}{z}\right)^2} \right)^{3/2} \quad (11)$$

dove  $z$  è lo spessore dello strato ammortizzante, ed il coefficiente di amplificazione dinamica può essere posto a vantaggio di sicurezza pari a 4.5. Inoltre, l'onda di pressione si attenua ulteriormente al crescere della distanza radiale  $r_i$  come mostrato nel grafico di **Figura 73** che consente la determinazione del corrispondente valore della tensione.

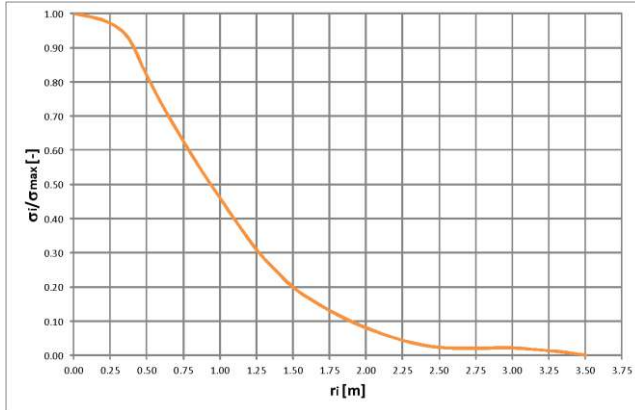


**Figura 72** - Schematizzazione geometrica

Una volta valutate le tensioni verticali relative a ciascuna area di carico (A, B, C e D) è possibile una loro definizione nel tempo mediante una storia di carico. A tale fine è necessario determinare i tempi  $t_{arr}$ ,  $T_1^*$ ,  $T_2^*$ , e  $T_4^*$  per individuare i vari tratti rappresentativi delle tensioni nel tempo. Essi possono essere ricavati mediante le seguenti relazioni:

$$\begin{aligned} T_1^* &= t_{arr} + T_1 \\ T_2^* &= 2.2 \cdot T_2 \\ T_3^* &= 0.8 \cdot (t_{arr} + T_4) \end{aligned} \quad (12)$$

dove  $t_{arr}$  è il tempo che l'onda di pressione impiega per attraversare lo strato ammortizzante e raggiungere la soletta della galleria, e  $T_1$ ,  $T_2$ ,  $T_3$ ,  $T_4$  sono stati definiti in precedenza mediante le Eqs. (2–5).



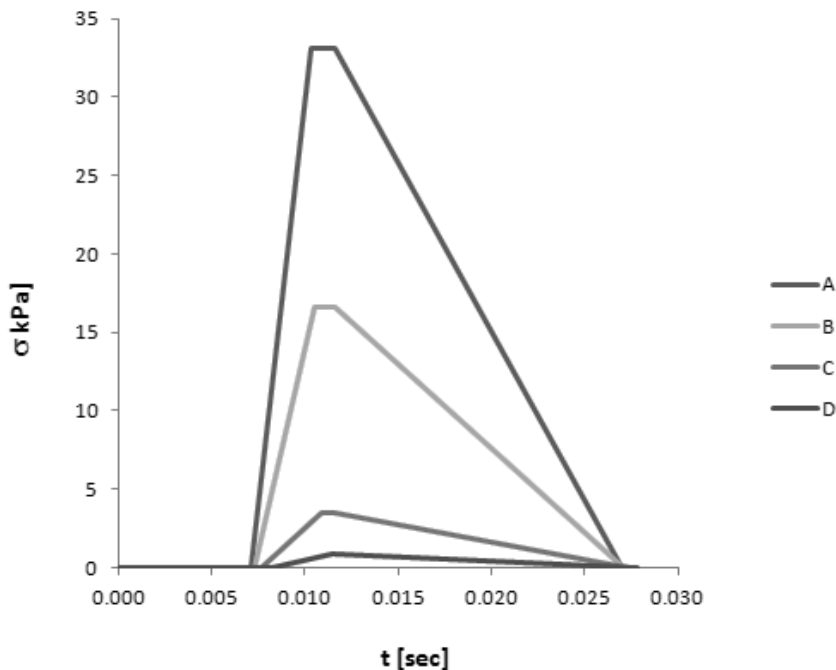
**Figura 73** - Variazione delle tensioni all'estradosso della soletta rispetto al valore massimo, al variare della distanza radiale

I valori delle tensioni in funzione della distanza sono valutati mediante le seguenti relazioni in funzione dell'intervallo temporale.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \sigma(r_i) = 0 & t < t_{arr}(d_i) \\ \sigma(r_i) = \alpha \cdot (t - t_{arr}(d_i)) & t_{arr}(d_i) \leq t < T_1^* \\ \sigma(r_i) = \sigma_{MAX}(r_i) & T_1^* \leq t < T_2^* \\ \sigma(r_i) = \beta \cdot (t - T_4^*) & T_2^* \leq t < T_3^* \\ \sigma(r_i) = 0 & t \geq T_4^* \end{array} \right. \quad (13)$$

A titolo di esempio, in **Figura 74** viene riportato l'andamento delle tensioni nel tempo nei punti A, B, C e D, a distanza radiale crescente, avendo fissato l'altezza di caduta e il raggio del masso. I parametri  $\alpha$  e  $\beta$  dell'Eq. (13) rappre-

sentano le pendenze dei rami crescente e discendente dell'output sintetico (**Figura 74**) mentre  $d_i$  rappresenta la distanza fra l'estradosso della struttura e il punto di contatto blocco-terreno.



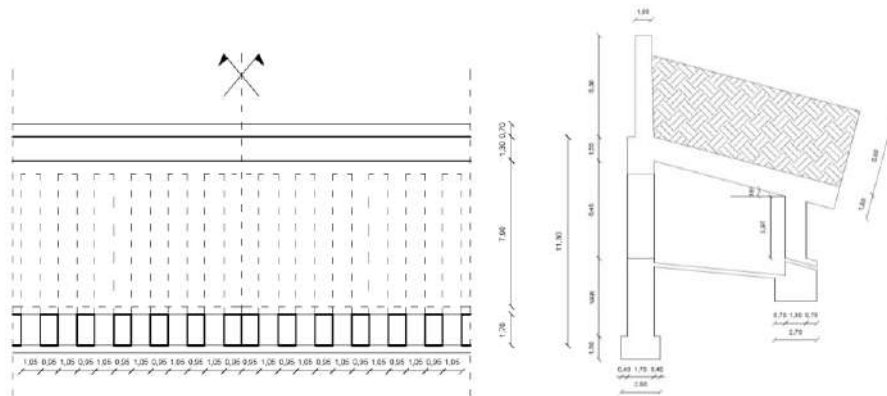
**Figura 74** - Andamento delle tensioni nei punti A, B, C e D in funzione di un determinato raggio del massa e di una fissata altezza di caduta (output sintetico)

### 3. Caso studio

Il caso studio investigato riguarda la galleria paramassi costruita negli anni '70 del secolo scorso, denominata galleria San Liberatore. La struttura, ubicata sull'autostrada A3, ha una lunghezza di circa 90 metri ed è realizzata in calcestruzzo armato gettato in opera (**Figura 75**). La resistenza prevista per il calcestruzzo corrisponde alla classe  $R_{ck} = 300 \text{ kg/cm}^2$ , l'acciaio impiegato è del tipo FeB44k. Il lato di monte è costituito da un muro di controripa di circa 5 metri di altezza e 1.30 metri di spessore (**Figura 76**). Sul lato di valle invece, sono presenti dei pilastri di altezza pari a circa 6.50 metri e di sezione  $0.95 \times 1.70 \text{ m}$  (**Figura 76**). La copertura è costituita da una piastra in cls di spessore 1.50 metri con una pendenza di  $15^\circ$ . Va a completare l'opera uno strato ammortizzante terreno di 5 metri al di sopra della copertura. La **Figura 76** riporta la sezione orizzontale longitudinale e la sezione trasversale della galleria.



**Figura 75** – A sinistra, vista interna della galleria paramassi; a destra, imbocco della galleria paramassi



**Figura 76** – A sinistra, stralcio di una sezione longitudinale; a destra, sezione trasversale

Per studiare il comportamento della struttura a seguito dell’impatto dovuto alla caduta di massi, è stato necessario stabilire, in primo luogo, le possibili quote di distacco di blocchi di roccia. La **Figura 77** mostra il profilo altimetrico di Monte San Liberatore ai piedi del quale sorge la galleria oggetto di studio.

In particolare, si è ritenuto opportuno definire quattro potenziali altezze di caduta (misurate a partire dalla quota altimetrica del piano della galleria), pari a: 40 m; 60 m; 80 m; 100 m. Gli impatti analizzati fanno tutti riferimento a moti in caduta libera. Pertanto, prescindendo dai fenomeni che caratterizzano il moto del masso lungo il pendio, tali altezze in realtà definiscono i valori dell’energia di impatto considerati nell’analisi. I massi sono stati considerati sferici.

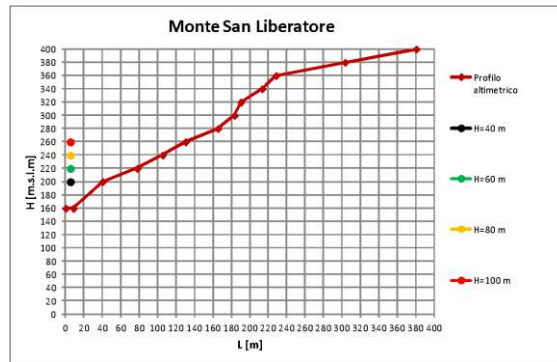


Figura 77 - Profilo altimetrico di un lato del monte San Liberatore

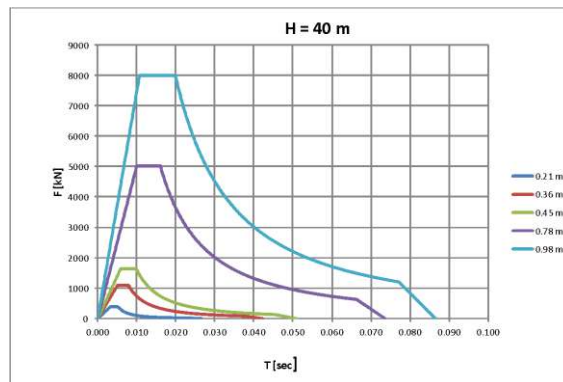


Figura 78 - Andamento della forzante nel tempo per  $H = 40$  m al variare del raggio del masso roccioso

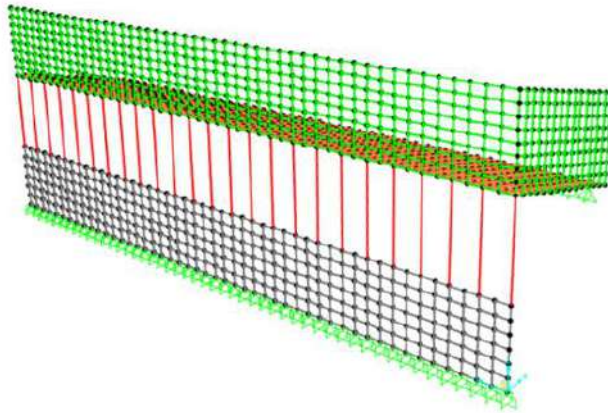
I raggi dei massi sono stati fissati pari a: 0.21, 0.36, 0.45, 0.78 e 0.98 m.

Dallo sviluppo dell'Eq. (6) sono stati ottenuti gli andamenti qualitativi delle forze di impatto al variare del raggio del masso e dell'altezza di caduta riportati, in **Figura 78**, per brevità solo con riferimento all'altezza di caduta di 40 m.

### Modello agli elementi finiti

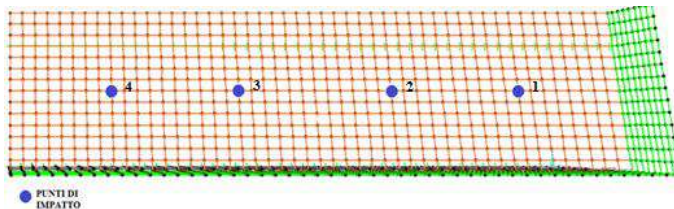
La struttura è stata modellata mediante il software SAP 2000. I pilastri e la trave di bordo sono stati definiti come elementi beam-column mentre le pareti come elementi shell. Inoltre, poiché la galleria risulta essere strutturalmente simmetrica per la presenza di un giunto in mezzeria, si è ritenuto sufficiente studiarne solo metà (**Figura 79**).





**Figura 79** - Vista 3D della galleria

Su entrambe le pareti, oltre al peso proprio, insiste la spinta del terreno; la soletta invece è soggetta al peso proprio e a quello dello strato di sabbia. Quest'ultimo e la spinta del terreno, sono da considerarsi come sovraccarichi permanenti non strutturali  $g_{2,k}$ , mentre la forza di impatto come carico variabile  $q_k$ . Inoltre, sono stati scelti quattro diversi punti di impatto indicati in **Figura 80**. Considerando i cinque raggi e le quattro altezze di caduta sopra citate. In definitiva, sono stati analizzati 80 scenari di impatto.



**Figura 80** - Punti di impatto

Le shell sono state discretizzate con elementi di forma quadrata e rettangolare delle seguenti dimensioni: 1 x 1 m per la parete al di sotto delle colonne, 1 x 0.81 m per la parete di contenimento in copertura e 1 x 0.93 m per la soletta. Per valutare le sollecitazioni negli elementi strutturali sono state condotte delle analisi dinamiche di tipo time history imponendo alla struttura uno smorzamento alla Rayleigh con fattore 0.05 associato ai primi due modi di vibrare ( $T_1= 0.08649$  sec,  $T_2= 0.07548$  sec). Una volta determinate le forze di impatto, è possibile valutare le tensioni nella soletta per effetto dell'onda di

pressione generata dall'impatto. Per trasformare le forze di impatto in tensioni normali è stato necessario definire delle aree sulle quali insistono tali pressioni. Nel caso specifico è stato ritenuto sufficiente definire quattro zone A, B, C e D (Figura 81).

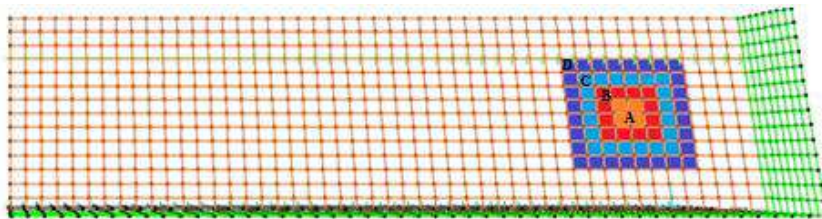


Figura 81 - aree sulle quali applicare le tensioni normali: punto di impatto 1

Su ognuna di queste aree è stata applicata una storia di pressioni valutata mediante l'output sintetico precedentemente descritto. Le pressioni sono variabili nel tempo in funzione della distanza dal punto di origine dell'impatto O e i punti A, B, C e D che individuano le aree precedentemente descritte. Le distanze tra i suddetti punti sono pari a 0.93 m compatibilmente con la mesh della soletta.

La dipendenza dalla proprietà meccaniche dello strato ammortizzante e dalla sua profondità è portata in conto, rispettivamente, mediante il fattore di amplificazione dinamico  $f_d$  (imposto pari a 4.5) e geometrico  $f_g$  valutato con l'Eq. (11). In **Tabella 24** vengono riportati i valori numerici di  $\sigma_{max}$  per ogni altezza di caduta e per ogni raggio del masso.

La **Figura 82** mostra una progressiva diminuzione di intensità delle pressioni man mano che ci si allontana dal punto di impatto. Nella **Figura 82** viene schematizzata la variazione delle tensioni nel tempo durante il passaggio dalla zona di carico A alla zona di carico D.

## Verifiche allo Stato Limite Ultimo

Per valutare la sicurezza della galleria, nelle condizioni di carico più sfavorevoli, sono state eseguite delle verifiche a pressoflessione deviata e taglio per i pilastri e a flessione e taglio per la soletta. Le proprietà meccaniche dei materiali, trattandosi di una struttura esistente, sono funzione del fattore di conoscenza FC in base al livello di conoscenza LC raggiunto, ad un coefficiente parziale, che tiene conto dei meccanismi duttili o fragili, e dai valori medi di resistenza. Ai fini delle verifiche si è utilizzato un fattore di conoscenza FC = 1.20 relativo al livello di conoscenza LC2 [2].

**Tabella 24** - valori numerici delle tensioni agenti sulla soletta

a)

H = 40 m		R=0.21 m		R=0.36 m		R=0.45 m		R=0.78 m		R=0.98 m	
$r_i$	$\sigma_i/\sigma_{max}$	$\sigma_{max}$	$\sigma_i$	$\sigma_{max}$	$\sigma_i$	$\sigma_{max}$	$\sigma_i$	$\sigma_{max}$	$\sigma_i$	$\sigma_{max}$	$\sigma_i$
[m]	[-]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
0.00	1	33.10	33.10	92.20	92.20	140.49	140.49	423.58	423.58	670.36	670.36
0.93	0.502		16.61		46.28		70.52		212.61		336.48
1.86	0.104		3.45		9.62		14.66		44.20		69.95
2.79	0.027		0.88		2.46		3.75		11.30		17.88

b)

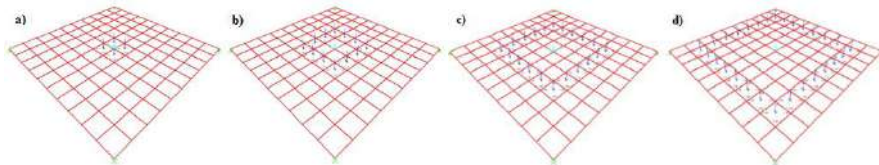
H = 60 m		R=0.21 m		R=0.36 m		R=0.45 m		R=0.78 m		R=0.98 m	
$r_i$	$\sigma_i/\sigma_{max}$	$\sigma_{max}$	$\sigma_i$	$\sigma_{max}$	$\sigma_i$	$\sigma_{max}$	$\sigma_i$	$\sigma_{max}$	$\sigma_i$	$\sigma_{max}$	$\sigma_i$
[m]	[-]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
0.00	1	42.43	42.43	116.61	116.61	176.44	176.44	520.79	520.79	814.99	814.99
0.93	0.50		21.30		58.53		88.56		261.40		409.07
1.86	0.10		4.43		12.17		18.41		54.34		85.04
2.79	0.03		1.13		3.11		4.71		13.89		21.74

c)

H = 80 m		R=0.21 m		R=0.36 m		R=0.45 m		R=0.78 m		R=0.98 m	
$r_i$	$\sigma_i/\sigma_{max}$	$\sigma_{max}$	$\sigma_i$	$\sigma_{max}$	$\sigma_i$	$\sigma_{max}$	$\sigma_i$	$\sigma_{max}$	$\sigma_i$	$\sigma_{max}$	$\sigma_i$
[m]	[-]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
0.00	1	50.60	50.60	137.77	137.77	207.40	207.40	602.97	602.97	938.24	938.24
0.93	0.50		25.40		69.15		104.10		302.65		470.94
1.86	0.10		5.28		14.37		21.64		62.92		97.90
2.79	0.03		1.35		3.68		5.53		16.09		25.03

d)

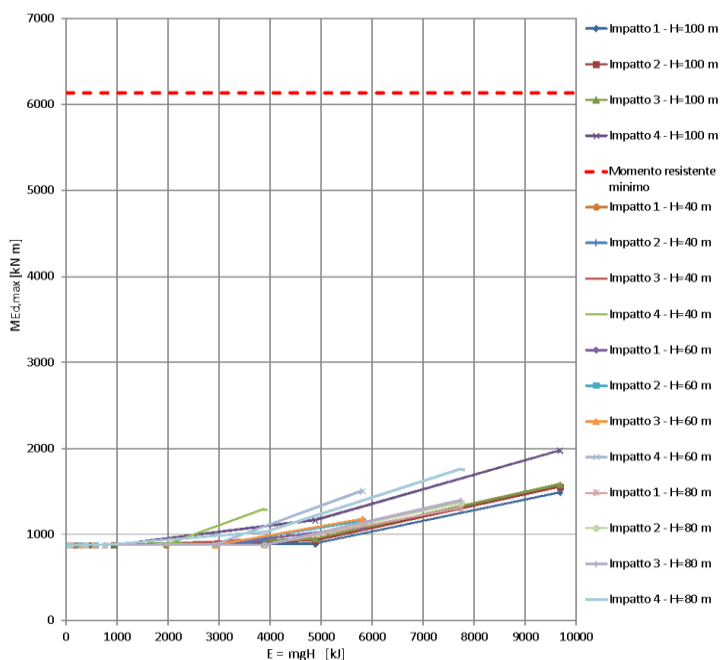
H = 100 m		R=0.21 m		R=0.36 m		R=0.45 m		R=0.78 m		R=0.98 m	
$r_i$	$\sigma_i/\sigma_{max}$	$\sigma_{max}$	$\sigma_i$	$\sigma_{max}$	$\sigma_i$	$\sigma_{max}$	$\sigma_i$	$\sigma_{max}$	$\sigma_i$	$\sigma_{max}$	$\sigma_i$
[m]	[-]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
0.00	1	58.01	58.01	156.78	156.78	235.10	235.10	675.54	675.54	1045.37	1045.4
0.93	0.50		29.12		78.69		118.01		339.08		524.71
1.86	0.10		6.05		16.36		24.53		70.49		109.08
2.79	0.03		1.55		4.18		6.27		18.02		27.89



**Figura 82** - Variazione delle tensioni nel tempo, a) zona A, b) zona B, c) zona C, d) zona D

Le verifiche dei pilastri hanno avuto tutte esito positivo, infatti come mostrato in **Figura 83**, il momento resistente risulta essere di gran lunga superiore ai massimi momenti sollecitanti derivanti da tutti gli impatti considerati; inoltre, nella stessa figura, si è ritenuto utile rappresentare come variano i

massimi momenti sollecitanti in funzione dell'energia di impatto facendo variare i raggi del masso e fissando, per ciascun punto di impatto, l'altezza di caduta. La **Figura 84** mostra invece l'andamento dei momenti sollecitanti al variare delle altezze di caduta e fissando, per ciascun punto di impatto, il raggio del blocco. Dalla **Figura 84** è possibile dedurre che per i primi tre raggi del masso ( $R=0.21-0.36-0.45$  m), i pilastri non sono soggetti ad una significativa variazione delle sollecitazioni. Al contrario per gli ultimi due raggi ( $R=0.78-0.98$  m), si osserva un incremento delle sollecitazioni. Questi risultati sono più accentuati all'aumentare dell'energia di impatto e quindi al crescere della massa e dell'altezza di caduta.



**Figura 83** - Variazione dei momenti massimi nei pilastri, in funzione dell'energia di impatto, ad altezze di caduta fissate e raggi del masso variabili

Infine, allo scopo di individuare un possibile scenario di impatto che metta in crisi la struttura, è stata eseguita un'ulteriore analisi imponendo un raggio del blocco  $R=1.70$  m facendolo impattare nei punti prima definiti a partire dalle quattro altezze di caduta ( $H=40-60-80-100$  m). L'analisi mostra come per un masso di tali dimensioni i momenti sollecitanti dei pilastri eccedono la resistenza degli stessi (**Figura 85**).

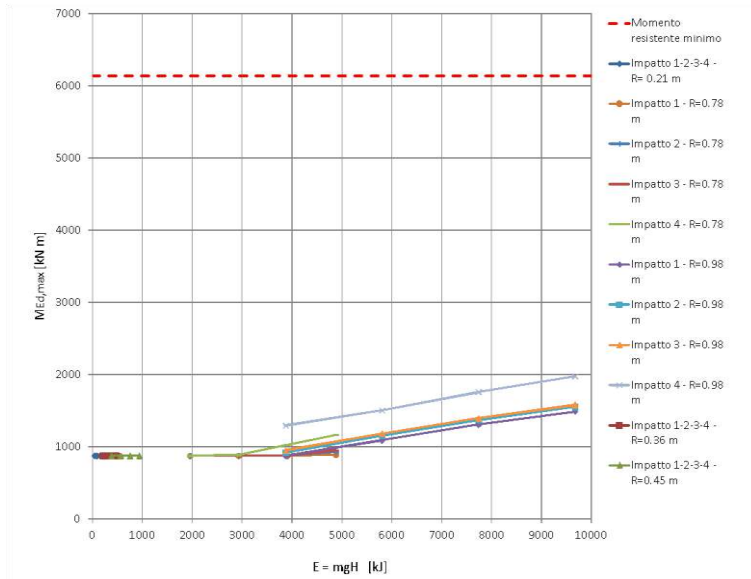


Figura 84 - Variazione dei momenti massimi nei pilastri, in funzione dell'energia di impatto, a raggi del massa fissati ed altezze di caduta variabili

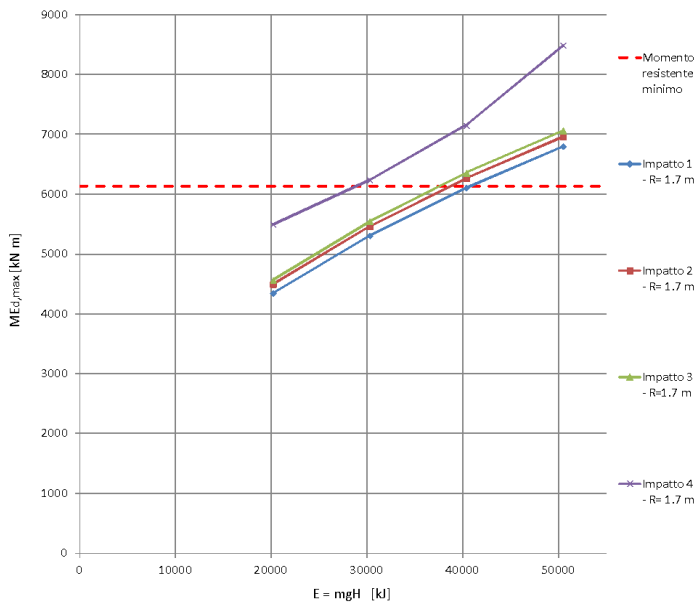
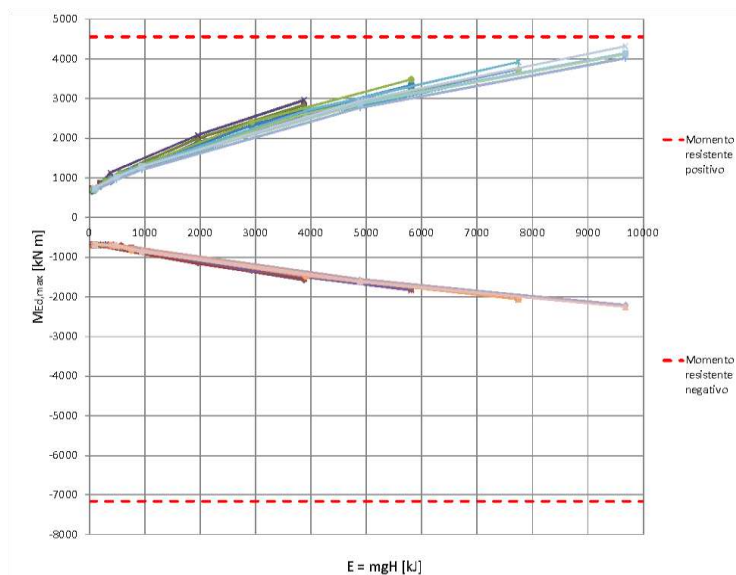


Figura 85 - Condizioni di carico che portano ad una crisi per flessione dei pilastri

Infine, in **Figura 86** vengono riportati i momenti massimi positivi e negativi della soletta al crescere dell'energia di impatto. Si può notare, anche in questo, caso come le sollecitazioni non superino le resistenze della soletta sia dal lato dei momenti positivi che di quelli negativi. Si precisa che le verifiche a taglio sono risultate soddisfatte per ogni condizione di carico investigata.



**Figura 86** - Variazione dei momenti massimi nella soletta all'aumentare dell'energia di impatto

#### 4. Considerazioni conclusive

Nella presente memoria è stato affrontato il problema relativo alla caduta massi e agli effetti che questo fenomeno può provocare sulla struttura. In primo luogo, è stata descritta una metodologia operativa per la valutazione delle forze di impatto e delle relative distribuzioni di pressioni all'estradosso della soletta della galleria. La metodologia applicata si è ispirata alle "Linee guida per la progettazione di gallerie paramassi"<sup>[1]</sup>.

Tale metodologia è stata applicata al caso studio della Galleria San Liberatore sull'A3, ricadente nel comune di Vietri Sul Mare (SA). Per valutare il comportamento della struttura sotto l'effetto delle sollecitazioni generate dagli impatti, è stata eseguita un'analisi dinamica lineare al fine di ottenere le caratteristiche della sollecitazione all'interno degli elementi costituenti la galleria. Successivamente sono stata effettuate le verifiche di sicurezza nei confronti delle colonne e della soletta della struttura.

Alla luce dell'esito positivo di tali verifiche, anche in condizioni di carico notevoli, si è osservato come la presenza dello strato ammortizzante sia fondamentale poiché ha il duplice scopo di protezione della soletta e di dissipazione dell'energia.

### **Riferimenti bibliografici e sitografici**

- [1] Francesco Calvetti e Claudio Di Prisco (2007), "Linee guida per la progettazione di gallerie paramassi", Starrylink Editrice.
- [2] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (2018), "Norme tecniche per le costruzioni", D.M. 17/01/2018.





# Metodologia per la valutazione della vulnerabilità delle opere d'arte autostradali: Caso Studio Viadotto Olivieri

Luigi Petti & Filomena Nuccio

## 1. Aspetti metodologici

Alla base della verifica delle infrastrutture è necessario far riferimento alle seguenti Normative e Linee Guida:

- *Norme Tecniche per le Costruzioni* – D.M. 17 gennaio 2018;
- *Circolare 19/07/67 n. 6736/61A1. Ministero lavori pubblici – Controllo delle condizioni di stabilità delle opere d'arte stradali*;
- *Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti*, approvate, durante la seduta del 17 aprile 2020, dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (CSLP) e dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (MIT);
- *DM 586/2020 Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (MIT)*.

Le Linee Guida introducono una sperimentazione, in forma avanzata, del sistema di monitoraggio di ponti e viadotti, in grado di permettere interventi tramite azioni concrete sulle infrastrutture, previe opportune verifiche ed indagini.

A differenza degli approcci classici sulla manutenzione, la peculiarità di tali Linee Guida è la realizzazione di un percorso "procedimentalizzato", focalizzato sulla gestione dei ponti esistenti, in grado di offrire una procedura univoca e omogenea, utile per valutare la sicurezza, lo stato dell'opera e le classi di rischio.

Dato il numero di ponti e viadotti presenti sul territorio nazionale si è resa necessaria un'organizzazione su più livelli ("Approccio multi-livello") per una prima ricognizione del degrado dell'infrastruttura, un'indicazione del livello di attenzione per poi procedere con la programmazione.

La struttura delle Linee Guida prevede 3 parti:

- Censimento e classificazione del rischio;
- Valutazione della sicurezza;
- Sorveglianza e monitoraggio.

Ogni capitolo può essere letto ed attuato dalla norma, da soggetti diversi con esperienze diverse, i quali possono autonomamente attuare e leggere ciascuna delle tre parti con lo scopo di implementare la sicurezza delle infrastrutture esistenti. L'elemento fondamentale che rende innovative queste Linee Guida è l'attuazione di un approccio multilivello che "dal semplice censimento

delle opere d'arte da analizzare, arriva alla determinazione di una classe di attenzione sulla base della quale si perverrà, nei casi previsti dalla metodologia stesso, alla verifica di sicurezza", come mostrato in Figura 87.

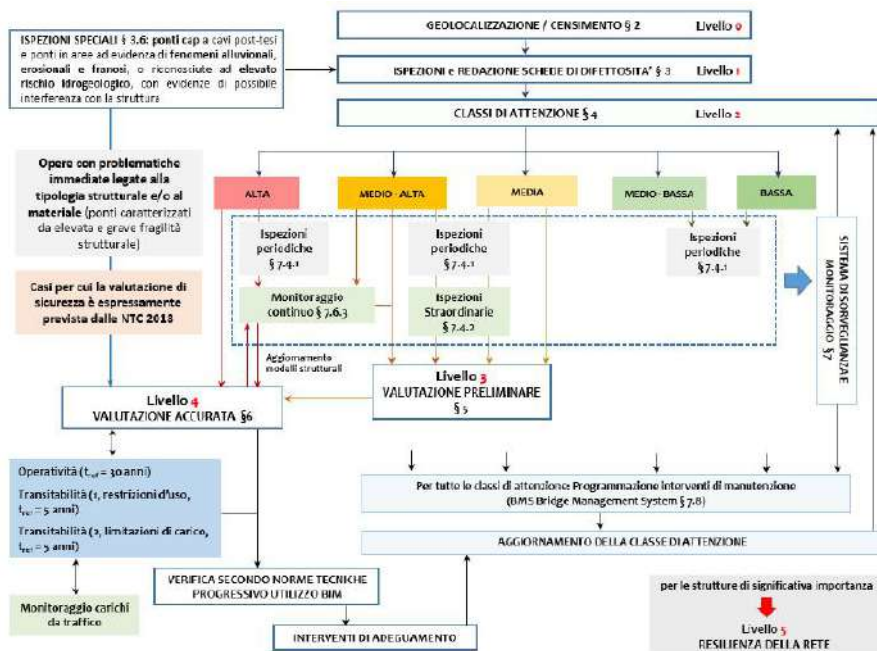


Figura 87 - Approccio multilivello adottato dalle Linee Guida.

Il documento prevede sei diversi livelli con grado di approfondimento diverso e complessità crescenti.

- **Livello 0:** censimento;
- **Livello 1:** ispezioni visive dirette e primo rilievo della struttura e delle caratteristiche geomorfologiche, idrologiche ed idrauliche dell'area;
- **Livello 2:** consente di giungere alla classe di attenzione (rischio potenziale su parametri di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione);
- **Livello 3:** esecuzione di valutazioni preliminari;
- **Livello 4:** esecuzione di valutazioni accurate (secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni);
- **Livello 5:** tale livello non è trattato esplicitamente nelle linee guida perché da applicarsi ai ponti.

Dal Livello 0 al Livello 5 crescono le complessità, il grado di dettaglio e le onerosità delle indagini, ma decrescono sia il numero di infrastrutture su cui applicarle che il livello di incertezza dei risultati ottenuti.

In particolare, al Livello 4 la Linea Guida pone particolare attenzione ai concetti fondamentali ed alle strategie per la valutazione della sicurezza:

- La normativa vigente (punto 6.1.1)
- Il ruolo fondamentale della conoscenza (punto 6.1.2)
- La valutazione della sicurezza e relativi provvedimenti (punto 6.1.3)
- Casi in cui è necessaria la valutazione di sicurezza (punto 6.1.4)
- Livelli di valutazione della sicurezza (punto 6.1.5)

Per quanto attiene allo specifico alla sicurezza, La line guida definisce:

**ADEGUATO**, un ponte esistente per cui siano soddisfatte le verifiche eseguite secondo le Norme Tecniche utilizzando i carichi e i fattori parziali in esse previsti. La sola variazione in diminuzione ammessa è quella del fattore parziale relativo ai carichi permanenti, qualora se ne verifichino le ipotesi come previsto nel § 8.5.5 delle Norme Tecniche.

**OPERATIVO**, un ponte per cui siano soddisfatte le verifiche eseguite utilizzando i principi esposti nelle Norme Tecniche, ma facendo riferimento nella valutazione dei fattori parziali relativi ai carichi e ai materiali ad un tempo di riferimento ridotto. Il valore del tempo di riferimento,  $t_{ref}$ , convenzionalmente assunto a livello indicativo nelle presenti Linee Guida è pari a 30 anni. Nel calcolo del fattore parziale relativo ai carichi permanenti è ovviamente ancora possibile prevedere la diminuzione come previsto nel § 8.5.5 delle Norme Tecniche, qualora se ne verifichino le ipotesi. Occorre, quindi, segnalare il ponte e gli esiti delle verifiche in banche dati istituzionali regionali e nazionali.

**TRANSITABILE**, un ponte per cui siano soddisfatte le verifiche eseguite su un orizzonte temporale ridotto, entro il quale si progettino e realizzino lavori di adeguamento o operatività, adottando i provvedimenti: (a) “limitazione dei carichi consentiti” o (b) “restrizione d’uso del ponte”. La programmazione temporale dettagliata (crono programma) dei lavori occorre sia nota e trasferita a banche dati istituzionali regionali e nazionali. Nella valutazione dei fattori parziali relativi ai carichi e ai materiali si adotta quindi un tempo di riferimento ridotto che nelle presenti Linee Guida è assunto non maggiore di  $t_{ref} = 5$  anni. Nel calcolo del fattore parziale relativo ai carichi permanenti è ovviamente ancora possibile prevedere la diminuzione come previsto nel § 8.5.5 delle Norme Tecniche, qualora se ne verifichino le ipotesi.

Nel seguito si riporta a titolo esemplificativo la descrizione del caso studio “Viadotto Olivieri” nelle ipotesi in cui sia necessario procedere alla verifica dell’opera per condizioni di carico ascrivibili a cedimenti differenziali delle fondazioni.

## 2. Descrizione del sito

L'area oggetto di studio interessa il Corridoio Infrastrutturale Strategico (CIS) Salerno - Cava de' Tirreni che si estende per una lunghezza di circa 8 chilometri, collegando Salerno a Cava de' Tirreni, passando per Vietri sul Mare. Tale corridoio è posto in un'area con un livello di pericolosità e rischio frana elevato e molto elevato, ed è stato colpito da un evento alluvionale nella notte tra il 25 e 26 ottobre 1954 che determinò l'innescò di numerosi fenomeni franosi che colpirono il centro abitato di Salerno, Cava De' Tirreni, Vietri sul Mare e i territori di Maiori, Minori e Tramonti.

Il corridoio strategico comprende un insieme di infrastrutture (strade statali, ferrovia, autostrada, porto) che hanno il compito di garantire lo spostamento di persone in modo sicuro e di aumentare la connettività, favorendo l'incremento di scambi con una maggior velocità e un miglior uso delle risorse.

L'area compresa nel CIS è un'area fortemente antropizzata, caratterizzata da tratti a diverso livello di pericolosità e rischio da frana elevato e molto elevato.

A tal proposito, si pone particolare attenzione sul Viadotto Olivieri, situato al km 49+860 dell'autostrada A3 Napoli – Pompei – Salerno (**Figura 88**).

Di seguito si riporta un inquadramento territoriale del sito in cui è allocato il viadotto suddetto.



**Figura 88** - Vista d'insieme con dettaglio del Viadotto Olivieri

## 3. Aspetti geologici e geomorfologici

Per quanto attiene al caso studio, l'area oggetto di studio è situata all'interno dell'ex Autorità di Bacino Destra Sele – Campania Sud, che ha un'estensione di circa 676,7 kmq e interessa 39 comuni tra i quali 32 appartengono alla provincia di Salerno, 6 alla provincia di Napoli e 1 alla provincia di Avellino.

Rimandando ai capitoli specifici per il dettaglio, si riporta nel seguito la sintesi degli aspetti geologici e geomorfologici.

La documentazione inerente il rischio idrogeologico è quella riferita al Piano Stralcio per l'assetto idrogeologico (Autorità di Bacino Ex Dx Sele, scala 1:5000) e alla Zonazione del Piano Urbanistico Comunale del Comune di Salerno (adottato con delibera di C.C. n. 56 del 16/11/2006, approvato con D.P.G.P. n. 147/2006 (diventato vigente nel 2007).

Dal punto di vista geologico, la Carta Geologica fornisce informazioni riguardanti gli strati rocciosi superficiali e l'assetto stratigrafico dell'area circostante il Viadotto Olivieri è condizionato dalla presenza di calcari dolomitici, marine e dolomie ben stratificati, come illustrato nel capitolo specifico.

Con riferimento alla Carta Geolitologica il territorio è suddiviso in base a criteri litostratigrafici definiti dalle caratteristiche geotecniche, riconoscibili in superficie (e sottosuolo) e distinguibili da quelle adiacenti.

Per la descrizione degli spessori delle coperture che interessano il Viadotto Olivieri, invece, si fa riferimento alla Carta degli Spessori delle coperture detritico piroclastiche.

Dal punto di vista geomorfologico, per rappresentare le caratteristiche dell'ambiente e dei processi che ne regolano l'evoluzione, si fa riferimento alla Carta Geomorfologica.

Le spalle del Viadotto si impostano su due versanti litostrutturali, con una prominente scarpata in corrispondenza della spalla sinistra (lato Ovest). Tali versanti confluiscono in una valle torrentizia molto incisa che termina, in corrispondenza del torrente, in una vallecchia a V.

A valle del viadotto, è presente un ambiente deposizionale a ventaglio corrispondente a un conoide detritico alluvionale in area intensamente urbanizzata (Porto Nuovo di Salerno).

Con riferimento alla Carta delle Pendenze, la pendenza del versante su cui poggia la spalla destra del Viadotto è compresa tra i 45°-65° (in arancione), mentre quella del versante su cui poggia la spalla sinistra è compresa a tratti tra 17°-24° e per altri tratti tra 11°-17°.

Per quanto riguarda i fenomeni franosi, si fa riferimento allo stralcio della Carta Inventario dei Fenomeni Franosi e della relativa intensità in funzione delle massime velocità attese. Il versante su cui ricade la spalla lato Salerno del Viadotto Olivieri (lato Est) è interessato da un fenomeno di deformazione gravitativa profonda di versante (DGPV) con grado di intensità basso (I1), mentre il vallone torrentizio molto inciso sul quale è costruita l'opera è interessato da fenomeni del tipo colata estremamente rapida di fango con grado di intensità pari a I3 (alta).

Passando alla Carta della Pericolosità da frana, il Viadotto Olivieri ricade in una zona con pericolosità da frana elevata e molto elevata (P3 e P4).

Al fine dell'elaborazione della Carta del Danno Potenziale Atteso è necessario attribuire ad ogni elemento antropico presente sul territorio un valore del danno. Nel caso relativo al Viadotto Olivieri, il danno potenziale atteso è molto elevato.

Sovrapponendo la Carta della Pericolosità con la Carta del Danno Potenziale Atteso, è possibile ricavare la Carta del Rischio da Frana. L'area oggetto di studio ricade all'interno di aree a rischio elevato e molto elevato (R3 e R4). In queste aree è possibile la perdita di vite umane, danni funzionali e anche gravi alle infrastrutture, agli edifici e al patrimonio circostante.

Per una più completa valutazione della documentazione inerente alle condizioni di rischio idrogeologico, si rimanda stralcio della Carta del Rischio Idrogeologico inserita nel Piano Urbanistico Comunale di Salerno, in scala 1:10000. L'opera oggetto di analisi si inserisce in un ambito territoriale di applicazione delle misure di salvaguardia della costa; nello specifico, il versante su cui è innestata la spalla destra (lato Est) è all'interno di un'area a pericolosità reale elevata (P3).

#### 4. Classificazione del viadotto

Al fine di caratterizzare le opere d'arte infrastrutturali nell'ambito del CIS, con particolare attenzione al Viadotto Olivieri, si utilizzano le informazioni recepite dalle Specifiche di Contenuto, comprese nel D.M. 10 novembre 2011.

Tali informazioni consentono la realizzazione di un documento identificativo, contenente gli attributi dell'opera stessa, denominato scheda monografica. In **Figura 89**, si riporta la scheda monografica del Viadotto Olivieri, redatta in base alle Specifiche di Contenuto del D.M. del 10/11/2011.

Mantenimento statale di area circoscritta: ogni sede di ponte con uso stabile autostradale deve contenere la corrispondente sede di area di circolazione veicolare		VIADOTTO OLIVIERI - SS 308							
Stato	Vie pubblica, modale e trasporti	02	01						
Nome	Strada	0201	0000						
Classe	Area di circolazione veicolare	010100	010100						
Componente spaziale della classe	Intersezione	0101101001	0101101001						
<p>Il viadotto che raccoglie le informazioni relative alla mobilità ed ai trasporti di individuazione naturale sono: Sono censurate le aree di circolazione veicolare a/o pedonale a/o quella dei cicli, individuazione di rispetto su forme totali per ricadere, comprendendo in queste anche le fermate dei metropolitani, tranvia, funicolari).</p> <p>Si identifica la "strada" come "l'insieme dei suoi elementi elementari di circolazione dei pedoni, dei veicoli e degli animali. Nel senso sono descritte le aree di mobilità (o principale che precedono e la corrispondente saggezza) a grafico. La distinzione tra i due tipi è definita secondo le specifiche della Commissione Consolida area la cartografia a scala 1:10.000).</p> <p>Corrisponde all'area dove è possibile la transabilità e la sede dei veicoli, non necessariamente accede corsie e Base di traffico (geometrica della sua carreggiata), in particolare le aree che le componenti sono soluzioni che individuano caratteristiche del flusso di traffico (area).</p> <p>Il componente Area deve essere costante la transabilità dei veicoli, gli oggetti e trasformati ai dati che non consentano il transito dei veicoli sono esclusi dal campo di tale superficie (particolarità, anelli, rotonde, ecc.).</p>		<p>Questo viadotto è quello che in alcune località di interesse si utilizza che fornisce le strade, ponti, cavalcavia, ponti e viadotti accessibili in un'area, scelta di ponte, autostrada o pedonale, ecc.).</p> <p>Classe costituita dall'insieme per il collegamento di nodi da quest'aspetto di un'area, oggi, ma di collegamento di altri nodi e di collegamento di una zona, dunque risultando "spazialmente" dall' "Area" (area a ciclo o ciclo che collega i due tipi).</p>							
Attributi della classe									
Attributi	Cod. alternativi	Cod.	Descriz.	Regione	Reg. di con.	Reg. di con.	Reg. di con.		
Materiali	PUNTE_BAS	01010100	01	P	ANC	01	P		
Uso	PUNTE_PSI	01010100	01	RP	ANC	-	P		
Struttura	PUNTE_STR	01010100	01	P	-	-	P		
Veicolo	PUNTE_VE	01010100	01	P	-	-	P		
Elementi	PUNTE_EP	01010100	01	RP	ANC	-	P		
Linea (veicolo)	PUNTE_LV	01010100	01	RP	ANC	-	P		
Fissa	PUNTE_TV	01010100	01	P	MDO	-	P		
Altezza	PUNTE_LIV	01010100	01	P	-	-	P		
Collegata	PUNTE_COL	01010100	01	RP	ANC	-	P		
Passo	PUNTE_PASS	01010100	01	RP	ANC	-	P		
Strada	PUNTE_STR	01010100	01	RP	ANC	-	P		
Attributi				Cod. alternativi	Cod.	Descriz.	Regione	Reg. di con.	Reg. di con.
Forma	PUNTE	01010100	01	P	-	-	P		
Caratteristiche	COD_PUNTE	01010100	-	P	-	-	P		
Data (area)	DATA_PUNTE	01010100	-	P	-	-	P		
Nome	NOME_PUNTE	01010100	-	P	-	-	P		
Area di rif.	AREA_PUNTE	01010100	01	P	-	-	P		
Qualità (area)	QUALITA_PUNTE	01010100	01	P	-	-	P		
Forma (area)	FORMA_PUNTE	01010100	01	P	-	-	P		
Forma (area)	FORMA_PUNTE	01010100	01	P	-	-	P		
Forma (area)	FORMA_PUNTE	01010100	01	P	-	-	P		

Figura 89 - Scheda monografica relativa al Viadotto Olivieri

## 5. Descrizione dello stato di fatto

Il viadotto Olivieri, realizzato tra il 1954 e il 1958, ha uno sviluppo complessivo di 136,80 m ed è costituito da una struttura iperstatica ad arco in c.a. con impalcato a telaio continuo di scavalco del vallone e da due viadotti di approccio, a 2 campate per il lato Napoli e a 6 campate per il lato Salerno, anch'essi a telaio continuo. In corrispondenza delle pile 2 e 12, imposte dell'arco, sono collocati i giunti di dilatazione. I giunti, all'epoca di costruzione, sono stati realizzati mediante la biforcazione dei pilastri ad altezze variabili realizzando così dei pilastri spessi 20 cm dotati di bassa rigidezza nella campata rivolta verso la rispettiva spalla. I pilastrini, negli anni, sono stati sostituiti da esoscheletri in carpenteria metallica costituiti da sezioni scatolari 400x200x12, 400x200x10 e 300x200x10. Le campate hanno luce costante pari a circa 7,60 m con variazioni locali di lunghezza in ragione dell'andamento curvilineo del viadotto. L'impalcato risulta solidale in corrispondenza delle spalle ed in corrispondenza dei pilastri (non sono presenti apparecchi di appoggio) per mezzo di armature passanti.

L'intera struttura, di tipo "Maillart", con nervature e pilastri collegati e irrigiditi da solette sottili, è realizzata con elementi nervati, travi, costole dell'arco e pilastri delle pile, accoppiati e irrigiditi da solette sottili in c.a. tutti gettati in opera. Nel dettaglio:

- le pile sono costituite da 5 pilastri irrigiditi in direzione trasversale da un setto che li collega, di spessore 12 cm;
- i pilastri costituenti le pile hanno altezza netta variabile;
- l'arco è costituito da 5 nervature di altezza variabile da 157 cm alle imposte a 100 cm in chiave tra loro collegate da una soletta, posta all'intradosso delle nervature, di spessore di 14 cm;
- l'impalcato è costituito da 5 travi collegate da una soletta di spessore variabile da 15 cm in campata a 30 sui raccordi con le travi di riva. Le due coppie di travi esterne, dotate di sbalzi, così come quelle interne hanno un'altezza di 110 cm e larghezza rispettivamente di 45 cm e 25 cm;
- le carreggiate nord e sud, sono sfalsate in quota di 4,30 m e rese tra loro solidali da una trave parete, di spessore 28 cm disposta lungo l'asse di tracciamento del ponte, che costituisce l'elemento di irrigidimento longitudinale per l'arco e per i viadotti d'approccio.

Le fondazioni sono di tipo diretto.

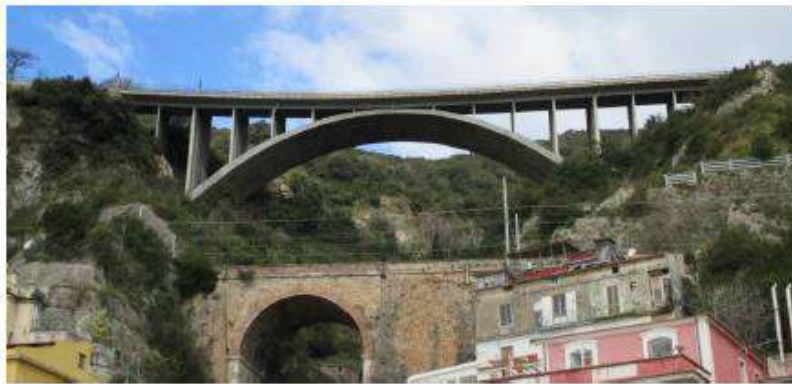


Figura 90 - Vista dal basso del Viadotto Olivieri.

Schede di Valutazione dei Difetti

1	Spalle	Calcestruzzo armato
2	Spalle	Muratura
3	Pile	Calcestruzzo armato
4	Pile	Muratura
5	Pile	Acciaio o Metallo
6	Apparecchi di appoggio	
7	Giunti	
8	Piedritti	Calcestruzzo Armato
9	Piedritti	Acciaio e Metallo
10	Archi	Calcestruzzo Armato
11	Archi	Muratura
12	Archi	Acciaio
13	Archi	Legno
14	Travi	Calcestruzzo Armato
15	Travi	Calcestruzzo Armato Precompresso
16	Travi	Acciaio o Metallo
17	Travi	Legno
18	Soletta	Calcestruzzo Armato
19	Soletta	Legno
20	Elementi Accessori	

Legenda	
PS	Pregiudica Statico
NA	Non Applicabile
NR	Non Rilevabile
NP	Non Presente
N° FOTO	

Spuntare se si ritiene che la presenza del difetto possa compromettere lo stato dell'opera. È associato ai soli difetti di gravità 4 e 5  
 Spuntare se il difetto non è applicabile alla tipologia di manufatto in esame  
 Spuntare se il difetto non si può rilevare mediante ispezione visiva (es. per presenza di vegetazione invasiva, zone non accessibili, ecc.)  
 Spuntare se il difetto non è stato rilevato  
 Si riporta la numerazione digitale delle foto effettuate allo specifico difetto. Queste ultime sono adeguatamente catalogate, numerate e provviste di didascalie, riportanti la tipologia di difetto che si intende rappresentare e la sua localizzazione nel complesso strutturale; è necessario, inoltre, una mappatura dei punti di ripresa fotografici.

Scheda Ispezione Ponti di Livello 1

1 Spalle		Strada di appartenenza:		Progressiva km:						
Calcestruzzo		Tecnico rilevatore:		Data ispezione:						
Codice difetto	Descrizione difetto	Gravità	Estensione K1	Ritardità K1	N° foto	PS	NA	NR	NP	Note
c.a/c.a.p. 1	Macchio di umidità passiva	1	0,3	0,5	1	0,2	0,5	1		
c.a/c.a.p. 2	Macchio di umidità attiva	3								
DR_Gen_1	Tracce di scolo	3								
c.a/c.a.p. 3	Cri di vento / ammucchiato	3								
DR_Gen_2	Ritaglio d'acqua	2								
c.a/c.a.p. 4	Vespai	2								
c.a/c.a.p. 5	Ditacco del copriferro	2								
c.a/c.a.p. 6	Armatura ossidata/corrosa	5								
c.a/c.a.p. 7	Lesioni a raggratela moderate	1								
c.a/c.a.p. 8	Fessure orizzontali	2								
c.a/c.a.p. 9	Fessure verticali	2								
c.a/c.a.p. 10	Fessure diagonali	5								
c.a/c.a.p. 11	Lesioni attacco pilastri (spalle a taloni)	3								
c.a/c.a.p. 12	Righe successive deteriorate	1								
DR_Gen_3	Danni da urto	4								
DR_Gen_5	Fuori piano	5								
RR/Fond_1	Scalzamento	5								
RR/Fond_2	Dilatamento del rilevato	1								
RR/Fond_3	Disesto del rilevato - deformazioni	2								
RR/Fond_4	Disesto del rilevato - stabilità	4								
RR/Fond_5	Movimenti di fondazione	5								
c.a/c.a.p. 13	Lesioni da sfaccciamento	4								
DR_Gen_4	Lesioni caratteristiche zone appoggio	3								
Eventuali note										

Figura 91 - Stralcio delle schede di difettosità presenti all'interno delle Linee Guida del MIT.



Nel novembre 2018, sono stati eseguiti una serie di interventi finalizzati a risolvere le criticità riscontrate su alcuni elementi strutturali dell'opera.

Tali interventi hanno riguardato il ripristino dei giunti in corrispondenza delle pile 2 e 12 e la riparazione e ripristino della capacità dei pilastri delle pile 13, 14, 15, 16 e 17 del viadotto di approccio lato Salerno e dei pilastri 3, 4 e 5 della pila 7 localizzata in chiave all'arco, interessati da plasticizzazioni o danneggiamenti. Ulteriori interventi riguardarono la riparazione ed il rinforzo della spalla lato Salerno, del muro andatore di separazione tra le due carreggiate dietro la spalla lato Salerno ed il consolidamento delle fondazioni delle pile 16 e 17. Ai fini delle analisi delle condizioni di sicurezza è necessario rilevare le difettosità sull'opera nelle condizioni di fatto. A tal proposito, di seguito si riporta uno stralcio delle schede di difettosità presenti all'interno delle Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti.

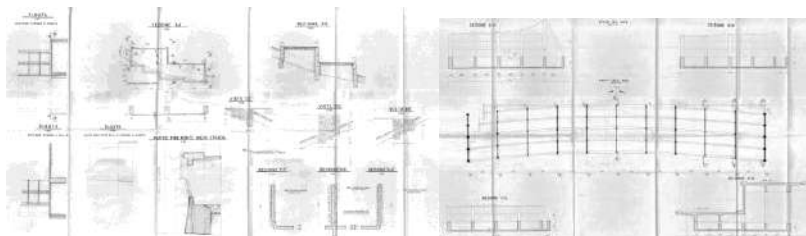
Si riportano in via esemplificativa alcuni dei difetti presenti sul viadotto Olivieri, evidenziati durante le ispezioni sullo stesso.



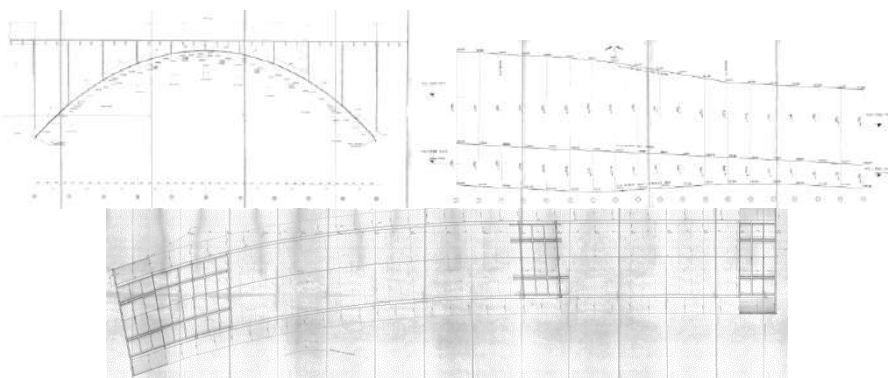
**Figura 92** - Documentazione fotografica dei difetti del Viadotto Olivieri.

## 6. Analisi del progetto originario

I Disegni di contabilità della quarta soluzione di I.C.I. Eugenio Grassetto, forniti e resi disponibili da SAM, sono stati analizzati e studiati al fine di riprodurre un modello che fosse compatibile con la soluzione originaria adottata. Di seguito si riportano una serie di tavole esplicative del progetto.



**Figura 93** - Pianta, sezioni e particolari della spalla destra del Viadotto Olivieri (Tavola Progetto Originario) e Pianta e sezioni dell'arco del Viadotto Olivieri (Tavola Progetto Originario)



**Figura 94** - Sezione longitudinale dell'arco del Viadotto Olivieri (Tavola Progetto Originario), Profilo dell'impalcato del Viadotto Olivieri (Tavola Progetto Originario)

La differenza sostanziale riscontrata rispetto alla descrizione dello stato di fatto del viadotto è stata nelle dimensioni geometriche degli elementi costituenti l'arco e il viadotto in generale. Di seguito vengono riportate le sole dimensioni che differiscono dall'analisi dello stato di fatto:

- l'arco è costituito da 5 nervature di altezza variabile da 150 cm alle imposte a 100 cm in chiave tra loro collegate da una soletta, posta all'intradosso delle nervature, di spessore tra i 12 e 13 cm;
- le carreggiate nord e sud, sono sfalsate in quota di 4,00 m e rese tra loro solidali da una trave parete, di spessore 25 cm disposta lungo

l'asse di tracciamento del ponte, che costituisce l'elemento di irrigidimento longitudinale per l'arco e per i viadotti d'approccio.

## 7. Caratterizzazione meccanica dei materiali

Per la determinazione delle caratteristiche dei materiali sono state prese preliminarmente in considerazione le prove effettuate da Spea Engineering ai fini della verifica di sicurezza e transitabilità effettuata sul viadotto Olivieri nell'aprile 2019.

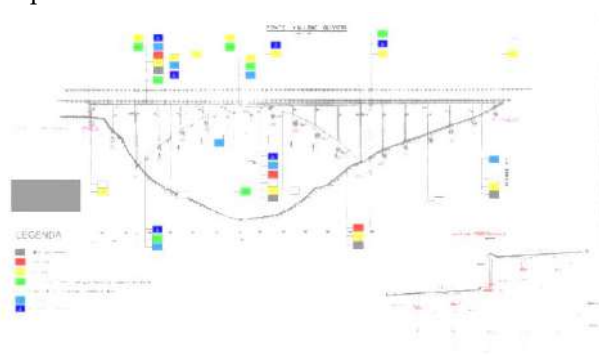
La campagna di rilievi e di indagini è stata eseguita con saggi sui materiali e prove di tipo distruttivo su campioni prelevati in opera e non distruttivo eseguite in situ.

Le prove eseguite negli anni per la determinazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo sono state:

- 13 prove di compressione su campioni cilindrici ricavati da carote di cls estratte dalle travi di impalcato;
- 11 prove di resistenza a compressione su carote estratte, precedute dalla misura della velocità di trasmissione degli ultrasuoni;
- 39 prove non distruttive tipo SONREB in situ.

Per la determinazione delle caratteristiche meccaniche dell'acciaio sono state effettuate:

- 8 prove di trazione su campioni di barre di armatura prelevati da diversi elementi della struttura;
- 100 prove con microdurometro.



**Figura 95** - Schema delle indagini eseguito da Spea, a partire da gennaio 2019.

Le caratteristiche meccaniche dei materiali in opera, ricavate dalle prove suddette, sono di seguito riportati.

$R_{cm} =$	45.22 N/mm <sup>2</sup>	valore medio della resistenza cubica a compressione
$f_{cm} = 0.83R_{cm} =$	37.5 N/mm <sup>2</sup>	valore medio della resistenza cilindrica a compressione
$f_{ck} =$	27.02 N/mm <sup>2</sup>	valore caratteristico della resistenza cilindrica a compressione
Resistenza di calcolo a compressione		
$f_{cd} = f_{ck} / FC =$	27.02 / 1 =	27.02 N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico		
$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} =$	32706 N/mm <sup>2</sup>	
$f_{y,medio} =$	609,6 N/mm <sup>2</sup>	$f_{yk} =$ 534 N/mm <sup>2</sup>
$f_{t,medio} =$	750,95 N/mm <sup>2</sup>	$f_{tk} =$ 663,40 N/mm <sup>2</sup>
$Agt_{,medio} =$	12,65%	$Agt_k =$ 7,68%
$(f_t/f_y)_{,medio} =$	1,23	$(f_t/f_y)_k =$ 1,18

Figura 96 - Caratteristiche meccaniche dei materiali in opera

## 8. Modello meccanico

Per l'analisi della vulnerabilità della struttura nei confronti di fenomeni di cedimenti relativi sono stati implementati due modelli di calcolo: uno di tipo bidimensionale, al fine di stabilire preliminarmente il valore della monta da assegnare al modello globale, e l'altro di tipo tridimensionale dell'intero viadotto capace di descrivere tutti i gradi di libertà significativi per analizzare il comportamento in considerazione di condizioni di Hazard puntuale. Si suppone che il viadotto sia stato realizzato seguendo due fasi costruttive distinte: Realizzazione dell'arco (FASE 0) e Realizzazione dell'impalcato (FASE 1).

Nella fase 0 è stato realizzato l'arco mediante getto continuo su casseforme. Nella fase 1, a maturazione parziale avvenuta per le componenti costituenti l'arco, si è proceduto:

- Il getto di pile e impalcato è stato realizzato 90 giorni dopo l'indurimento dell'arco (portati esclusivamente dall'arco, in quanto la centina dell'arco risulta molto meno rigida dell'arco stesso);
- Il completamento dei getti di pile e impalcato è durato 90 giorni;
- Il getto delle pareti è stato effettuato dopo l'indurimento e la rimozione delle casseforme dell'impalcato e, inizialmente, il peso dell'impalcato era trasmesso all'arco dai soli pilastri delle pile;
- I carichi permanenti non strutturali sono stati applicati 270 giorni dopo l'inizio della costruzione;
- Gli effetti della viscosità e ritiro dal giorno 270 al giorno 3600 sono stati calcolati considerando rigidzze flessionali di pile e impalcato

ridotte al 50%, in modo da portare in conto gli effetti della fessurazione.

## Modello piano 2D

Il primo modello realizzato su SAP per eseguire un'analisi semplificata è stato quello del solo arco Maillart definito da elementi monodimensionali (frame). In ogni nodo, sono state applicate forze concentrate (F1, F2, ..., FN) rappresentanti i pesi propri degli elementi sovrastanti concorrenti in essi, quali travi, traversi e soletta dell'impalcato, pilastri e pareti delle pile. L'obiettivo è quello di definire gli abbassamenti di ogni nodo da applicare, nel modello globale, come monta al fine di ristabilire la corretta geometria.

Di seguito si riportano le analisi dei carichi condotte a tal proposito (**Figura 97**). **IMPALCATO**



**Figura 97** – Stralcio pianta impalcato e Sezione trasversale impalcato del Viadotto Olivieri.

$$G_{1,soletta} = \gamma_{cls} * s * \left( \frac{L_{camp}}{2} + \frac{L_{camp}}{2} \right) * (L_{imp} + 2L_{sbalzo}) \quad [KN]$$

Soletta

$$G_{1,a} = \gamma_{cls} * b * h * \left( \frac{L_{camp}}{2} + \frac{L_{camp}}{2} \right) \quad [KN]$$

Travi

$$G_{1,b} = \gamma_{cls} * b * h * \left( \frac{L_{camp}}{2} + \frac{L_{camp}}{2} \right) \quad [KN]$$

$$G_{1,c} = \gamma_{cls} * b * h * \left( \frac{L_{camp}}{2} + \frac{L_{camp}}{2} \right) \quad [KN]$$

$$G_{1,TRAVI} = 2 * G_{1,a} + 2 * G_{1,b} + G_{1,c} \quad [KN]$$

Traversi (2 per Luce di Influenza)

$$G_{1,TRAVERSI} = 2 * \gamma_{cls} * b * h * L_{IMPALCATO} \quad [KN]$$

Dove per tutti:  $\gamma_{cls} = 25,0 \text{ KN/m}^3$

**PILE (2-3-4-5-6-7-8-9-10-11-12)**

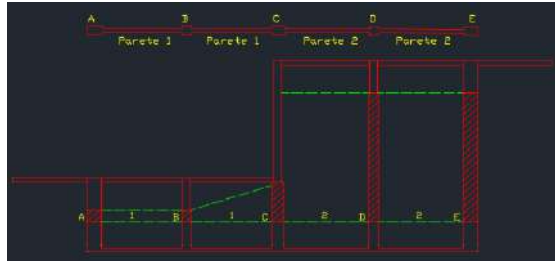


Figura 98 - Sezione trasversale Impalcato Viadotto Olivieri.

- Pilastri

$$G_{1,A} = \gamma_{cls} * b * h * H_A \quad [KN]$$

$$G_{1,B} = \gamma_{cls} * b * h * H_B \quad [KN]$$

$$G_{1,C} = \gamma_{cls} * b * h * H_C \quad [KN]$$

$$G_{1,D} = \gamma_{cls} * b * h * H_D \quad [KN]$$

$$G_{1,E} = \gamma_{cls} * b * h * H_E \quad [KN]$$

$$G_{1,PILASTRI} = G_{1,A} + G_{1,B} + G_{1,C} + G_{1,D} + G_{1,E} \quad [KN]$$

Dove:  $\gamma_{cls} = 25,0 \text{ KN/m}^3$

- Pareti

$$G_{1,1} = \gamma_{cls} * s * (L_{AB} + L_{BC}) * H_1 \quad [KN]$$

$$G_{1,2} = \gamma_{cls} * s * (L_{CD} + L_{DE}) * H_2 \quad [KN]$$

$$G_{1,PARETE} = G_{1,1} + G_{1,2} \quad [KN]$$

Dove:  $\gamma_{cls} = 25,0 \text{ KN/m}^3$

Le altezze di pilastri e pareti sono tutte diverse, per cui i pesi andranno calcolati per pila.

ARCO

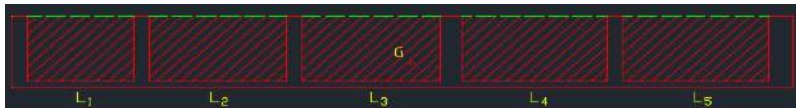


Figura 99 - Sezione trasversale dell'arco del Viadotto Olivieri.

Traversi

$$G_{1,TRAV. ARCO} = \gamma_{cls} * s * H * (L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + L_5) \quad [KN]$$

Dove:  $\gamma_{cls} = 25,0 \text{ KN/m}^3$

Si evidenzia che le altezze delle travi dell'arco sono diverse; pertanto, i pesi dei traversi sono differenti dalle imposte alla chiave.

Per quanto riguarda invece il sovraccarico permanente:

$$G_{2,BINDER} = \gamma_{binder} * s * \left( \frac{L_{camp}}{2} + \frac{L_{camp}}{2} \right) * (L_{imp} + 2L_{sbalzo}) \quad [KN]$$

Dove:  $\gamma_{binder} = 17,5 \text{ KN/m}^3$

$$G_{2,SICURVIA} = g_2 * \left( \frac{L_{camp}}{2} + \frac{L_{camp}}{2} \right) \quad [KN]$$

Dove, in assenza di specifiche indicazioni,  $g_2 = 1 \text{ KN/m}$

$$G_{2,PROT} = g_2 * L_{CAMPATA} \quad [KN]$$

Essendo  $g_2 = g_{2,PARAPETTO} + g_{2,RETE} + g_{2,BARRIERA} = 0,10 + 0,50 + 0,80 = 1,40 \text{ KN/m}$ .

Definiti i carichi da applicare ad ogni nodo, si è proceduto alla definizione di sezioni equivalenti a quelle reali in termini di area e momento di inerzia.

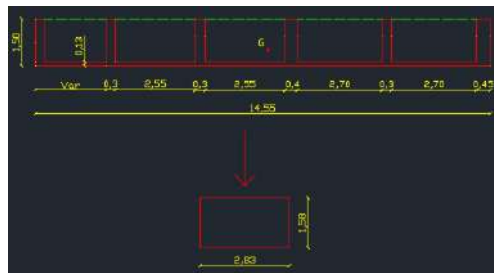


Figura 100 - Sezione nervata dell'arco e relativa sezione equivalente

Per ogni sezione nervata dell'arco, è stato calcolato il baricentro e la relativa inerzia. Dal sistema di seguito riportato, sono state definite la base e altezza da assegnare alla sezione equivalente di un frame dell'arco.

$$I_{Nervata} = \frac{b_e * h_e^3}{12} \rightarrow b_e, h_e$$

$$A_{Nervata} = b_e * h_e$$

Di seguito si riporta una vista frontale dell'arco definito su SAP, in modalità estrusa.

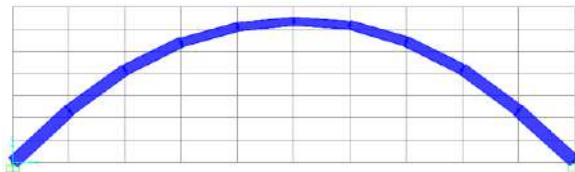


Figura 101 - Vista frontale del modello 2D (SAP2000)

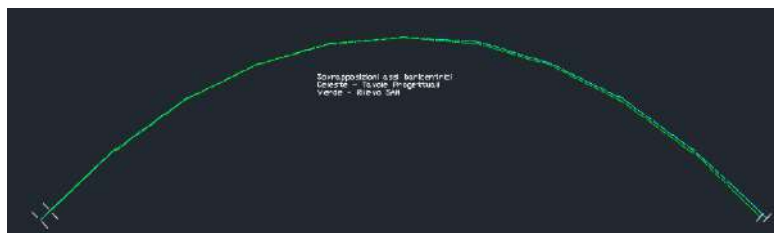
Sulla geometria così ottenuta sono stati assegnati i carichi valutati, ed è stata considerata, la combinazione  $E = G1 + G2$  per valutare gli spostamenti verticali dell'arco nelle condizioni di carico permanente. Tali spostamenti possono essere, quindi, adottati per correggere la geometria del modello teorico

con una monta fittizia al fine di ripristinare la geometria di progetto. Di seguito si riportano i risultati degli spostamenti ottenuti.

**Tabella 25** - Spostamenti dei nodi nel modello 2D

Rd										
2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
$u_3$	$u_3$	$u_3$	$u_3$	$u_3$	$u_3$	$u_3$	$u_3$	$u_3$	$u_3$	$u_3$
m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
0,000	-0,004	-0,008	-0,010	-0,010	-0,007	-0,002	-0,003	-0,005	-0,004	0,000

Il modello così realizzato non coincide con quanto rilevato in sito. Infatti, dalla comparazione del rilievo condotto nel 2017 con il modello realizzato, modello di progetto, risultano le differenze riportate nella seguente figura.



**Figura 102** - Sovrapposizione assi baricentrici Modello 2D Originario e Rilevato.

Ai fini di illustrare una metodologia di analisi, utile per investigare gli effetti prodotti da potenziali cedimenti differenziali, si considerano nel prosieguo le suddette differenze di imposta delle fondazioni.

## Modello tridimensionale 3D

Il modello numerico di analisi 3D è stato costruito modellando gli elementi travi e traversi dell'arco e dell'impalcato e, inoltre, i pilastri delle pile, come degli elementi monodimensionali (frame), mentre le pareti delle pile, la soletta dell'impalcato e la trave parete, che collega i due impalcati sfalsati, come elementi bidimensionali (shell-thin).

La procedura di costruzione del modello è avvenuta secondo i seguenti passi:

Ricerca dei baricentri delle sezioni dell'arco in modo da definire le quote da assegnare ad ogni punto dell'arco

Sono state considerate 5 sezioni, una per ogni cambio di geometria. In **Figura 103**, si riporta la pianta dell'arco con specifico riferimento alle sezioni considerate.



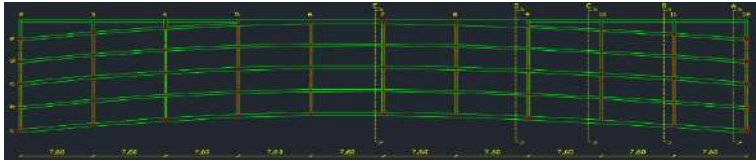


Figura 103 - Pianta dell'arco del Viadotto Olivieri

Ogni sezione dell'arco, è stata suddivisa a sua volta in 6 sezioni a T. Per ogni sezione a T è stata individuata una geometria corrispondente da assegnare ai frame componenti l'arco nella modellazione tridimensionale del Viadotto.

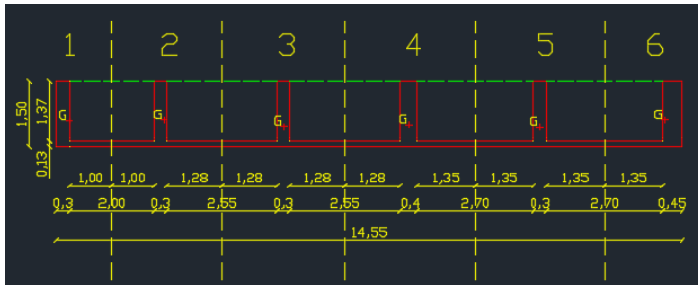


Figura 104 - Sezione trasversale dell'arco

Definita la geometria, si è ipotizzata la coincidenza delle quote finali dei pilastri, delle pile, del baricentro delle travi e dei traversi dell'impalcato con il baricentro della soletta dell'impalcato stesso.

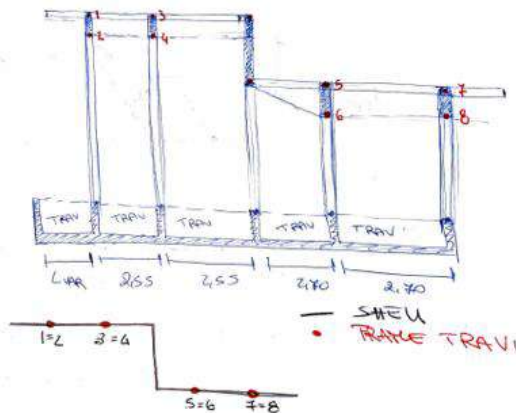


Figura 105 - Schizzi a mano della sezione trasversale del Viadotto Olivieri e degli elementi componenti il modello 3D del Viadotto Olivieri

Sono stati definiti, in questa fase, le geometrie da assegnare alla modellazione tridimensionale del viadotto per gli elementi frame pilastro e per gli elementi shell della pile e dell'impalcato.

Disegnata la geometria, si è passati all'assegnazione dei carichi ed alla definizione delle combinazioni di carico:

$$E = G1 + G2 \quad \text{combinazione di carico senza cedimenti}$$

$$EC = G1 + G2 + ced \quad \text{combinazione di carico con cedimenti}$$

In particolare, nella combinazione con cedimenti sono stati considerati spostamenti verticali e/o orizzontali delle fondazioni.

### 9. Descrizione dei risultati principali

Si riportano, di seguito, i confronti dei risultati ottenuti per spostamento, sforzo normale, momento e taglio in corrispondenza delle sezioni delle pile sull'arco.

**Tabella 26** - Spostamenti dei nodi delle pile dell'arco nel modello 3D nelle combinazioni di carico E ed EC

		RM											
		2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
		u <sub>2</sub>	u <sub>3</sub>	u <sub>4</sub>	u <sub>5</sub>	u <sub>6</sub>	u <sub>7</sub>	u <sub>8</sub>	u <sub>9</sub>	u <sub>10</sub>	u <sub>11</sub>	u <sub>12</sub>	
3D	Comb E	0.000	-0.004	-0.006	-0.008	-0.008	-0.008	-0.008	-0.007	-0.006	-0.004	0.000	
	Comb_EC	0.000	-0.0040	-0.006	-0.008	-0.008	-0.008	-0.007	-0.007	-0.006	-0.004	0.000	
	Comb_EC/Comb_E	-	1,075	1,018	0,988	0,977	0,973	0,973	0,988	1,018	1,075	-	

**Tabella 27** - Momenti dei nodi delle pile dell'arco nel modello 3D nelle combinazioni di carico E ed EC

		RM											
		2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
		M3	M3	M3	M3	M3	M3	M3	M3	M3	M3	M3	
		KNm	KNm	KNm	KNm	KNm	KNm	KNm	KNm	KNm	KNm	KNm	
3D	Comb E	-5018,428	551,466	-14904,097	-13777,941	-408,219	-328,547	-97,485	-696,445	-211,654	-498,914	1005,078	-5293,880
	Comb_EC	-5533,926	919,819	-552,871	-425,225	-341,307	-108,331	-712,712	-236,197	-551,648	1383,484	-5821,033	
	Comb_EC/Comb_E	1,103	1,668	1,100	1,042	1,039	1,111	1,023	1,116	1,106	1,376	1,100	

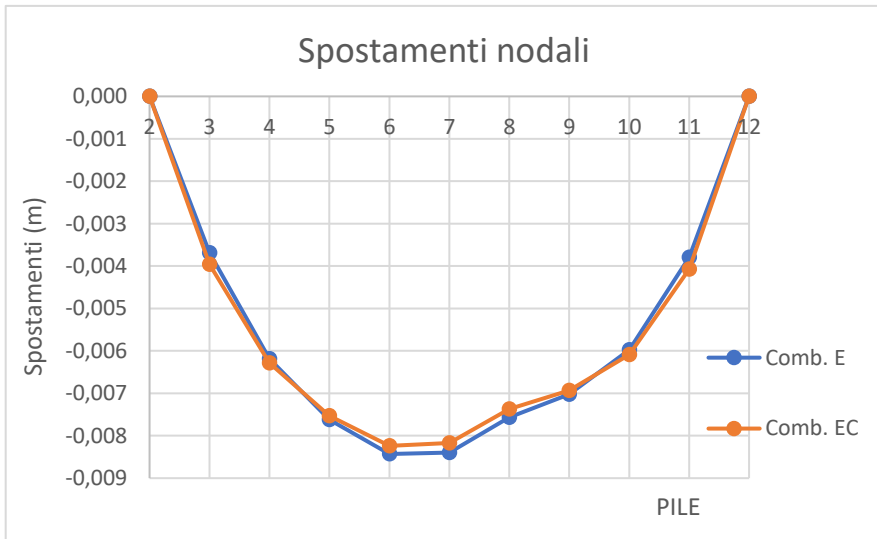
**Tabella 28** - Sforzi normali dei nodi delle pile dell'arco nel modello 3D nelle combinazioni di carico E ed EC

		RN											
		2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
		N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	
		KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	
3D	Comb E	-18913,108	-16519,387	-14904,097	-13777,941	-13197,423	-13130,046	-13633,469	-14576,868	-15943,843	-17967,715	-18780,216	
	Comb_EC	-18972,540	-16470,011	-14890,683	-13765,880	-13187,396	-13120,146	-13620,898	-14563,346	-15892,350	-18029,005	-18841,507	
	Comb_EC/Comb_E	1,003	0,997	0,999	0,999	0,999	0,999	0,999	0,999	0,999	0,997	1,003	1,003

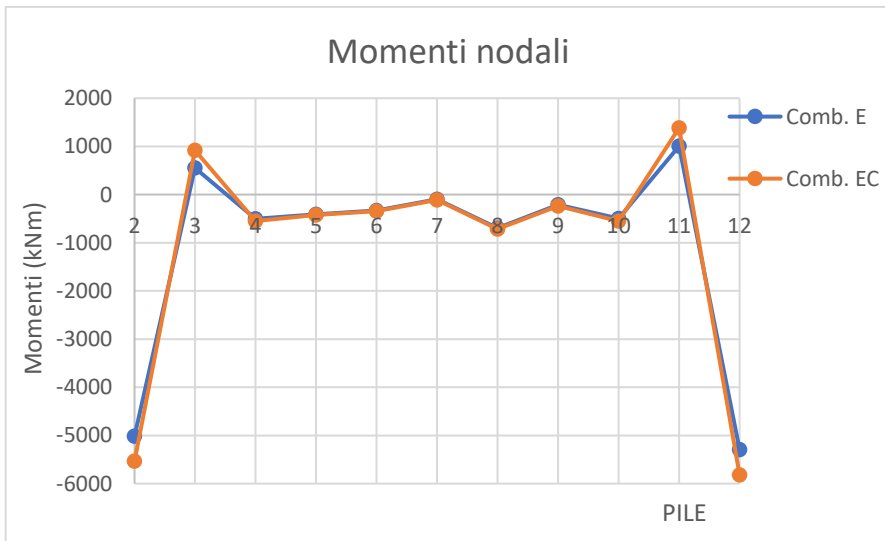
**Tabella 29** - Taglio dei nodi delle pile dell'arco nel modello 3D nelle combinazioni di carico E ed EC

		RT											
		2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
		N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	
		KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	
3D	Comb E	-998,747	-297,212	-895,299	-373,475	-328,640	-207,899	-401,341	-365,056	-484,634	325,436	897,912	
	Comb_EC	-1064,453	-252,282	-866,358	-374,126	-328,855	-207,740	-400,597	-361,084	-502,267	295,829	968,304	
	Comb_EC/Comb_E	1,086	0,849	1,008	1,002	1,001	0,999	0,998	0,985	1,081	1,312	1,078	

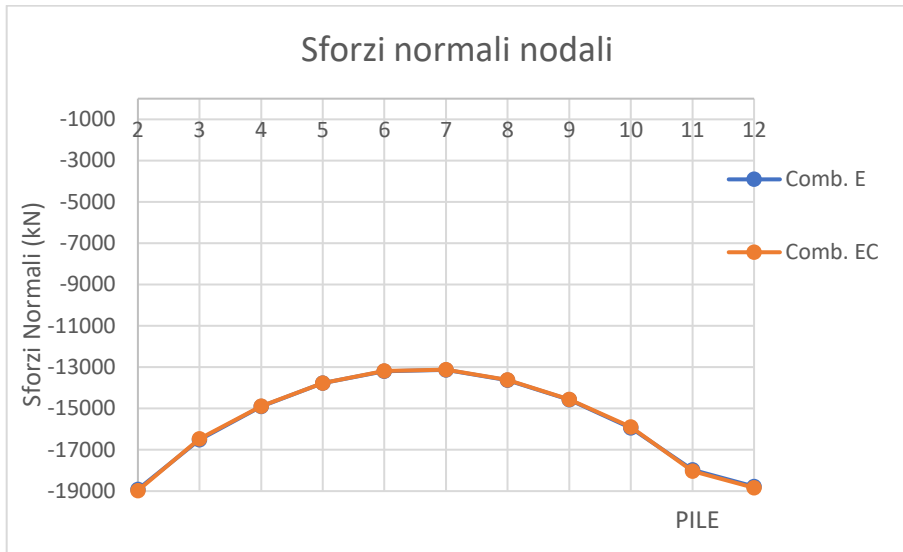
Di seguito, si riportano in forma grafica le distribuzioni delle sollecitazioni dei nodi delle pile dell'arco nel modello 3D nelle combinazioni di carico E ed EC.



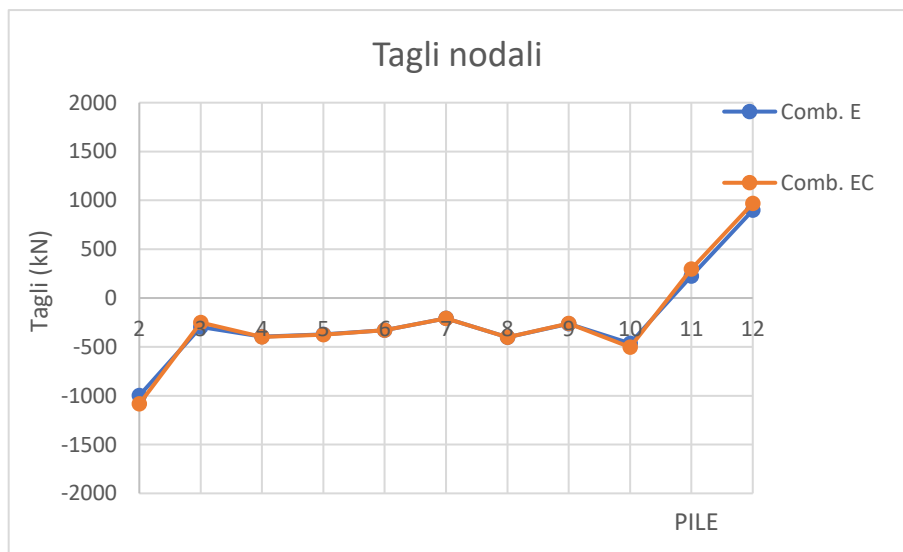
**Figura 106** - Spostamenti dei nodi delle pile dell'arco nel modello 3D nelle combinazioni di carico E ed EC



**Figura 107** - Momenti dei nodi delle pile dell'arco nel modello 3D nelle combinazioni di carico E ed EC



**Figura 108** - Sforzi normali dei nodi delle pile dell'arco nel modello 3D nelle combinazioni di carico E ed EC



**Figura 109** - Tagli dei nodi delle pile dell'arco nel modello 3D nelle combinazioni di carico E ed EC

Come si evince dai risultati ottenuti, le sezioni più sollecitate sono in corrispondenza della pila 3, della 7 e della 11.

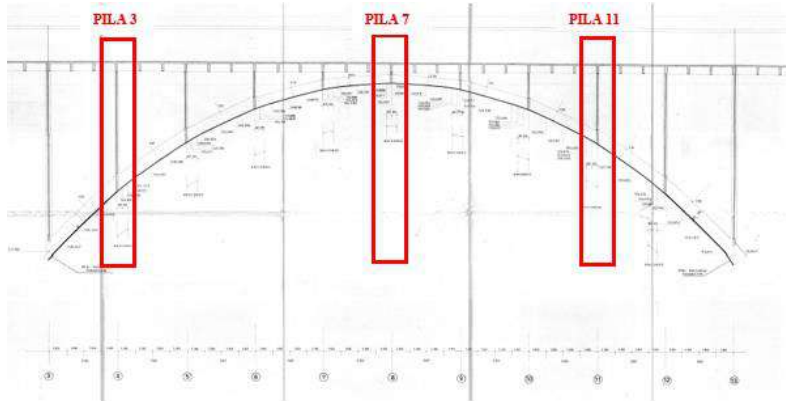


Figura 110 - Sezioni maggiormente sollecitate per le combinazioni E ed EC

## 10. Curve di fragilità per cedimenti imposti

Al fine di valutare meglio l'effetto di potenziali cedimenti differenziali sul comportamento statico del viadotto si è proceduti ad una analisi incrementale, preliminarmente in condizioni di comportamento elastico, al variare dei cedimenti relativi tra le fondazioni poste sui due versanti.

In particolare, sono stati imposti due set di carico alle pile lato Salerno (pila 13 – pila 17), mantenendo nulli quelli delle pile lato Napoli:

- Cedimenti verticali da 1 a 10 cm;
- Cedimenti orizzontati da 1 a 10 cm.

Di seguito, si riportano in forma tabellare i risultati ottenuti al variare dei cedimenti imposti.

Tabella 30 - Sollecitazioni nelle pile più sollecitate dell'arco per cedimenti verticali imposti

Ced.Imp.	Cedimenti Verticali Imposti								
	pila3			pila7			pila11		
	P	V2	M3	P	V2	M3	P	V2	M3
[m]	[KN]	[KN]	[KN-m]	[KN]	[KN]	[KN-m]	[KN]	[KN]	[KN-m]
0,01	14,108	12,838	105,252	2,829	0,075	-3,099	-17,513	20,113	108,125
0,02	28,217	25,675	210,505	5,656	0,150	-6,198	-35,026	40,228	216,250
0,03	42,600	38,765	317,810	8,541	0,225	-9,358	-52,881	60,733	326,484
0,04	56,433	51,352	421,009	11,313	0,298	-12,396	-70,051	80,456	432,500
0,05	70,542	64,191	526,262	14,142	0,373	-15,495	-87,564	100,570	540,625
0,06	84,649	77,027	631,514	16,969	0,448	-18,594	-105,077	120,683	648,750
0,07	98,759	89,867	736,766	19,799	0,521	-21,693	-122,590	140,796	756,875
0,08	112,866	102,706	842,019	22,628	0,596	-24,792	-140,102	160,912	865,000
0,09	126,975	115,543	947,271	25,454	0,670	-27,892	-157,616	181,025	973,125
0,10	141,082	128,380	1052,523	28,283	0,745	-30,991	-175,129	201,139	1081,250

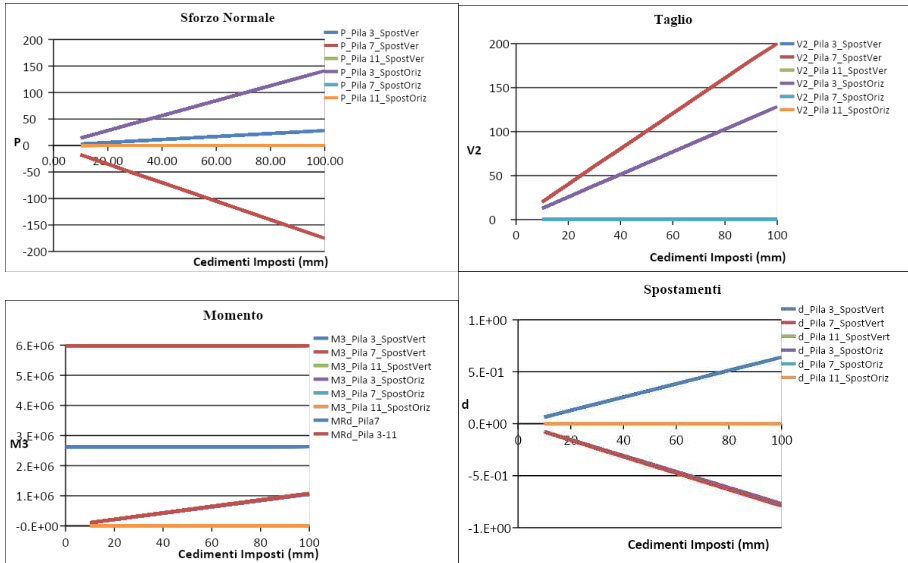
**Tabella 31** - Sollecitazioni nelle pile più sollecitate dell'arco per cedimenti orizzontali imposti

Ced.Imp.	Cedimenti Orizzontali Imposti								
	pila3			pila7			pila11		
	P	V2	M3	P	V2	M3	P	V2	M3
[m]	[KN]	[KN]	[KN-m]	[KN]	[KN]	[KN-m]	[KN]	[KN]	[KN-m]
0,01	5,26E-14	4,79E-14	3,93E-13	1,06E-14	2,78E-16	-1,16E-14	-6,53E-14	7,50E-14	3,04E-13
0,02	1,05E-13	9,58E-14	7,85E-13	2,11E-14	5,56E-16	-2,31E-14	-1,31E-13	1,50E-13	6,09E-13
0,03	1,59E-13	1,44E-13	1,18E-12	3,18E-14	8,38E-16	-3,48E-14	-1,97E-13	2,26E-13	9,17E-13
0,04	2,11E-13	1,92E-13	1,57E-12	4,22E-14	1,11E-15	-4,63E-14	-2,61E-13	3,00E-13	1,22E-12
0,05	2,66E-13	2,42E-13	1,98E-12	5,33E-14	1,40E-15	-5,83E-14	-3,30E-13	3,79E-13	1,54E-12
0,06	3,17E-13	2,89E-13	2,37E-12	6,36E-14	1,68E-15	-6,97E-14	-3,94E-13	4,52E-13	1,83E-12
0,07	3,69E-13	3,35E-13	2,75E-12	7,39E-14	1,95E-15	-8,10E-14	-4,58E-13	5,26E-13	2,13E-12
0,08	4,21E-13	3,83E-13	3,14E-12	8,44E-14	2,22E-15	-9,25E-14	-5,23E-13	6,00E-13	2,44E-12
0,09	4,74E-13	4,32E-13	3,54E-12	9,51E-14	2,51E-15	-1,04E-13	-5,89E-13	6,76E-13	2,74E-12
0,10	5,31E-13	4,83E-13	3,96E-12	1,06E-13	2,81E-15	-1,17E-13	-6,59E-13	7,57E-13	3,07E-12

**Tabella 32** - Spostamenti nei nodi centrali delle pile più sollecitate dell'arco per cedimenti verticali e orizzontali imposti

Ced.Imp.	Cedimenti Verticali Imposti			Cedimenti Orizzontali Imposti		
	pila3	pila7	pila11	pila3	pila7	pila11
	u3	u3	u3	u3	u3	u3
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0,01	-0,000077	0,000064	-0,000079	-2,87E-19	2,386E-19	-2,95E-19
0,02	-0,000154	0,000128	-0,000158	-5,74E-19	4,772E-19	-5,91E-19
0,03	-0,000232	0,000193	-0,000239	-8,64E-19	7,189E-19	-8,9E-19
0,04	-0,000308	0,000256	-0,000317	-1,15E-18	9,544E-19	-1,18E-18
0,05	-0,000384	0,00032	-0,000396	-1,45E-18	1,204E-18	-1,49E-18
0,06	-0,000461	0,000384	-0,000475	-1,73E-18	1,438E-18	-1,78E-18
0,07	-0,000538	0,000448	-0,000554	-2,01E-18	1,671E-18	-2,07E-18
0,08	-0,000615	0,000512	-0,000633	-2,3E-18	1,909E-18	-2,36E-18
0,09	-0,000692	0,000576	-0,000712	-2,59E-18	2,151E-18	-2,66E-18
0,10	-0,000769	0,00064	-0,000792	-2,9E-18	2,408E-18	-2,98E-18

Di seguito si riportano i risultati ottenuti in forma grafica.



**Figura 111** - Sforzo normale nelle pile più sollecitate dell'arco per cedimenti verticali e orizzontali imposti; taglio nelle pile più sollecitate dell'arco per cedimenti verticali e orizzontali imposti; momento nelle pile più sollecitate dell'arco per cedimenti verticali e orizzontali imposti e spostamenti nei nodi centrali delle pile più sollecitate dell'arco per cedimenti verticali e orizzontali imposti





# Metodologie per l'analisi e la stima di impatti sul sistema di trasporto in scenari di rischio da frana

Stefano de Luca, Roberta Di Pace

## *Abstract*

L'obiettivo del presente lavoro è quello di mostrare come la metodologia già descritta nel dettaglio in De Luca et al. (2020) pubblicato nell'ambito del progetto Consultazione per la revisione e il consolidamento delle linee strategiche di ricerca e innovazione nell'ambito di: sviluppo dell'infrastruttura AV/AC Napoli-Bari [POR CAMPANIA FSE 2014-2020 2014IT055FOPO20] possa essere applicata in riferimento ad un caso studio reale. Il caso studio in esame riguarda il viadotto Olivieri in prossimità della città di Salerno. In particolare, tale caso studio consente non solo di descrivere i dettagli operativi per la analisi delle criticità indotte da scenari di rischio e dunque evidenziare gli elementi fondamentali della procedura per la ridefinizione di scenari alternativi di mitigazione degli impatti, ma consente, inoltre, di riferirsi ad uno specifico contesto quale quello dell'area vasta. Quest'ultimo richiede, in generale, un approccio alla modellazione specifico direttamente correlato alla propagazione sul territorio in termini di impatti della chiusura del viadotto Olivieri.

## **1. Introduzione**

Il modello di seguito specificato ed in riferimento al quale sono state sviluppate tutte le applicazioni a scopo puramente di esempio, ha come principale obiettivo quello di evidenziare tutti quelli che sono gli step fondamentali per lo sviluppo e la implementazione di un modello di offerta coerente e di evidenziare come stimare una matrice di domanda di spostamento a partire da dati rilevati come quelli forniti da Società Autostrade Meridionali. Il contributo è, pertanto, focalizzato su elementi che riguardano la modellazione dell'offerta stradale ed altresì su elementi relativi alla stima della matrice di domanda.

Il contesto di riferimento di cui si è tenuto conto in tutte le fasi della modellazione riguarda la stima degli impatti sul traffico a seguito della chiusura del viadotto Olivieri in prossimità della città di Salerno, facendo seguito ad un evento di frana. Tale puntualizzazione è fondamentale in quanto tutte le fasi di modellazione terranno conto, a seconda della localizzazione territoriale, del maggiore/minore impatto di tale evento.

Di seguito verranno trattati, in riferimento al caso studio in esame, le fasi relative alla zonizzazione, ossia alla discretizzazione del territorio in zone di traffico, alla specificazione e caratterizzazione del modello di offerta, alla definizione della matrice di domanda a partire dai flussi di traffico forniti da

Società Autostrade Meridionali (SAM) e dai dati del pendolarismo e di caratterizzazione socioeconomica dell'ISTAT. Infine, verrà studiata la interazione fra la domanda di trasporto e la offerta di trasporto a partire dalla analisi dei risultati di assegnazione. Questa analisi verrà effettuata in riferimento ad un approccio descrittivo basato sulla identificazione di scenari di riferimento ossia si provvederà prima a simulare il sistema di trasporto senza tenere conto della chiusura del viadotto Olivieri, dunque, si effettuerà nuovamente la stessa simulazione tenendo conto della chiusura dello stesso e dunque del relativo impatto.

## **2. Delimitazione dell'area di studio e zonizzazione**

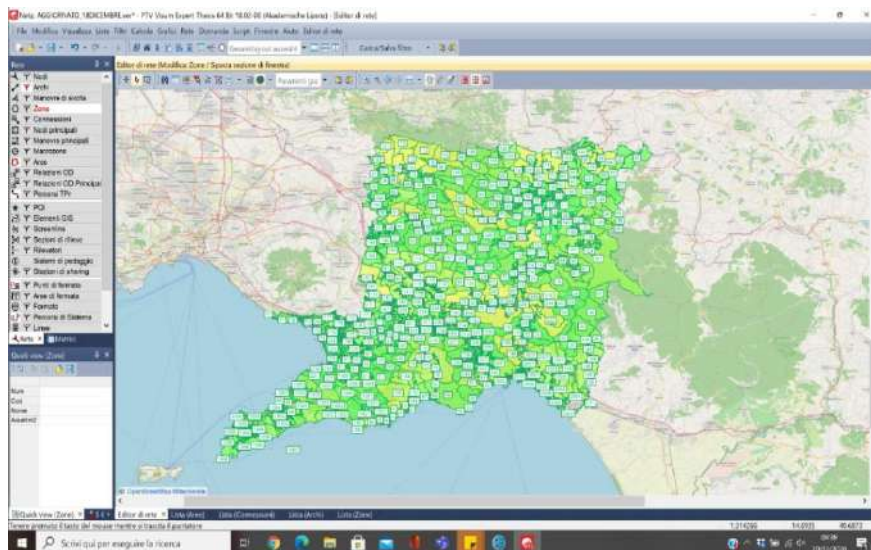
La discretizzazione del territorio costituisce una operazione propedeutica e di riferimento per la definizione del modello di offerta, ma anche per la stima della domanda di mobilità relativamente alla quale si studierà l'interazione del nostro sistema di trasporto.

La zonizzazione del territorio definisce quelle che sono le zone di traffico per le quali studieremo interazioni sotto forma di spostamenti interzonali e verranno tralasciati invece gli spostamenti intrazonali. Le operazioni di zonizzazione hanno come fase preliminare quella della definizione e delimitazione dell'area di studio. In particolare, differentemente da altre applicazioni alla scala urbana o metropolitana, il punto cruciale di questa applicazione è di definire la estensione dell'area di studio. In questo specifico contesto l'area di studio dovrebbe infatti comprendere tutte quelle aree sulle quali l'evento, di cui stiamo investigando l'impatto, possa avere un effetto significativo dal punto di vista trasportistico coerentemente con quelle che sono le infrastrutture rilevanti del bacino territoriale di riferimento. In tal senso si è ritenuto opportuno spingere la delimitazione dell'area di studio a nord delimitandola con la città di Avellino, ad est con il confine amministrativo della città di Salerno, ad ovest con i comuni di Torre del Greco, Torre Annunziata, Pompei. Tutti gli altri comuni al di fuori di questa delimitazione sono stati trattati come zone esterne all'area di studio, interagenti ma non direttamente influenzate.

La zonizzazione è stata basata sui già precedentemente enunciati criteri con specifico riferimento, dato il contesto applicativo, al criterio della omogeneità trasportistica. Operativamente si è proceduto ad aggregare secondo tali criteri le particelle ISTAT in riferimento al censimento 2011, inoltre il livello di aggregazione seguito è stato articolato seguendo la minore maggiore distanza rispetto al viadotto Olivieri. In particolare, si è provveduto ad implementare una zonizzazione con livello di dettaglio decrescente a mano a mano

che ci si allontana dal Viadotto Olivieri; il livello di aggregazione è stato, pertanto, Comunale e, in alcuni casi, non sovra-Comunale.

Come riferimento alla delimitazione dell'area di studio ed alla identificazione delle particelle ISTAT in esse presenti, ci si può riferire alla seguente Figura di sintesi. In tutto l'area di studio l'area di studio comprende 134 comuni campani e include le aree dell'Agro Nocerino-Sarnese, di Salerno, della Costiera Amalfitana e Sorrentina, dell'Agro Nolano, i paesi della valle dell'Irno fino all'Avellinese, parte dell'area Vesuviana.



**Figura 112** - Distribuzione delle particelle ISTAT (censimento 2011) sull'area di studio.

A seguito della zonizzazione il territorio è stato discretizzato in circa 82 zone di traffico la cui sintesi può essere osservata in riferimento alla seguente Figura. In particolare, è evidenziata in rosso tutta quell'area a ridosso dell'autostrada A3. Per tale bacino è stato adottato, come già anticipato, un approccio di maggiore infittimento della zonizzazione, trattandosi di aree a ridosso proprio del viadotto Olivieri. Suddetta direttrice è stata, inoltre, alimentata in termini di flussi di mobilità attraverso i dati di SAM che hanno consentito di stimare la matrice di domanda sia tenendo conto dei flussi aggregati su tutta la autostrada sia dei dati disaggregati in riferimento alle coppie origine destinazione tra i caselli autostradali.

L'operazione di zonizzazione è stata effettuata congiuntamente alla operazione di individuazione delle infrastrutture rilevanti e specificazione e calibrazione del modello di offerta.

La operazione di identificazione delle infrastrutture rilevanti costituisce infatti una attività necessaria per potere sfoltire la rete stradale di partenza che comprende tutta una serie di archi secondari (nel nostro caso la rete stradale preliminarmente considerata è stata la rete di open street map SUD); questa operazione è tra l'altro fondamentale al fine di evitare che la implementazione di una descrizione non rappresentativa delle infrastrutture potesse portare ad una riproduzione distorta della realtà stessa.

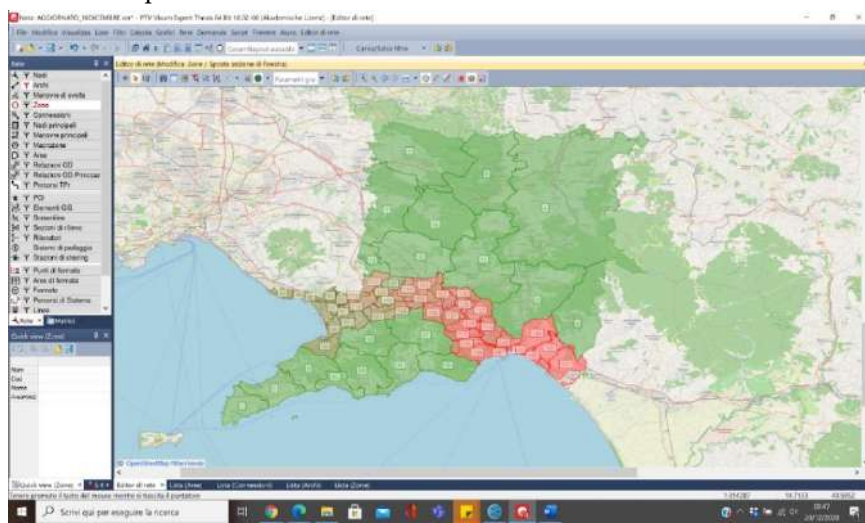


Figura 113 - Zonizzazione dell'area di studio.

Il risultato finale della individuazione delle infrastrutture rilevanti è riportato di seguito nella **Figura 114** all'interno della quale sono evidenziati in rosso i caselli di ingresso uscita lungo la tratta A3 in relazione ai quali è stato possibile trattare in maggiore dettaglio la stima della matrice di domanda. In via preliminare è possibile distinguere 5 fusi di assi stradali in direzione orizzontale a partire dalla zona costiera fino ad arrivare all'asse della A30, vi sono poi un insieme di assi trasversali di collegamento principale. In particolare gli assi principali che ritroviamo all'interno della rete stradale portante (infrastrutture rilevanti) sono le seguenti: l'autostrada A3 Napoli-Salerno, l'autostrada A30 Caserta Salerno, parte dell'autostrada A2, autostrada del Mediterraneo Salerno – Reggio Calabria, in aggiunta sono state considerate la strada statale 18 Tirrena Inferiore, la strada statale 163 Amalfitana, la strada statale 88 dei Due Principati, la strada statale 403 del Vallo di Lauro e l'autostrada A16, Autostrada dei Due Mari Napoli-Canosa, infine è stata inserita anche la strada statale 7 Bis della circunvallazione Sud di Avellino.

### 3. Identificazione delle infrastrutture rilevanti

Come già anticipato nella precedente sezione la operazione di identificazione delle infrastrutture rilevanti si è articolata in due fasi successive.

- una prima fase di immediata identificazione di quelle che sono le effettive infrastrutture il cui ruolo è particolarmente significativo al fine della riproduzione del sistema di trasporto in esame;
- una seconda fase in cui si è fatto prevalentemente riferimento al criterio della l'omogeneità trasportistica il modello è stato ulteriormente affinato al fine di garantire una perfetta coerenza fra la zonizzazione ed il successivo sviluppo del grafo, oggetto della sezione successiva.

Il risultato finale è sintetizzato nella Figura 114. In generale la rete include circa 3600 archi che potrebbero definirsi reali in quanto sono archi che effettivamente riproducono elementi della rete reale. Nella fase successiva il modello è stato poi opportunamente integrato al fine di arrivare alla definizione modellistica del grafo stradale finale.

### 4. Definizione del grafo di rete e sua caratterizzazione

Questa sezione è dedicata alla definizione del grafo stradale e della sua caratterizzazione. In particolare, la rete delle infrastrutture stradali, così come precedentemente identificata e descritta, va completata con la introduzione di elementi fittizi ossia non rappresentativi di qualcosa che nella realtà esiste bensì funzionali a riprodurre specifici fenomeni

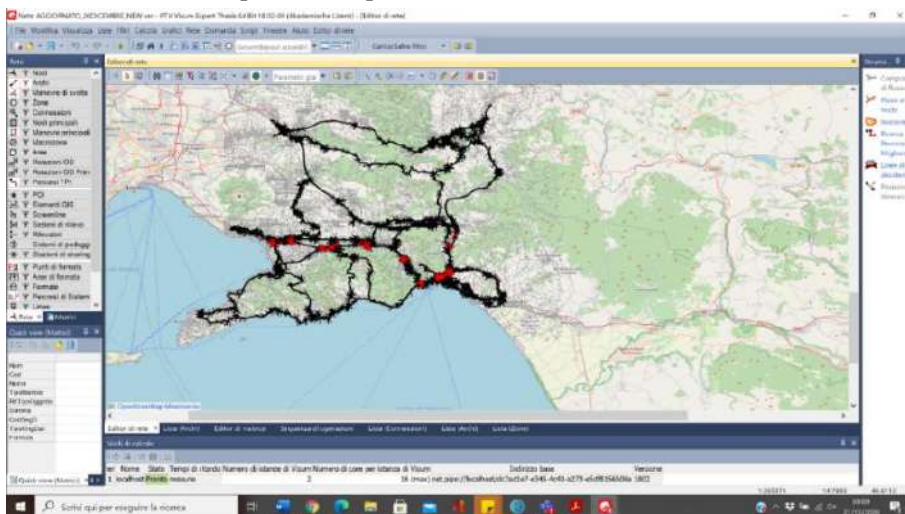
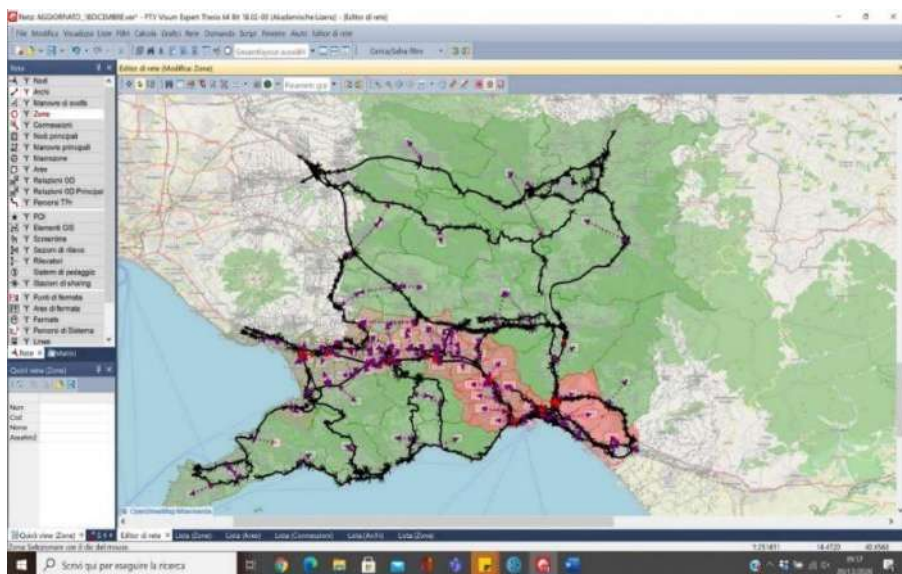


Figura 114 - Infrastrutture rilevanti relativamente all'area di studio in esame.

In particolare, gli elementi introdotti sono nodi centroidi (rappresentativi delle zone di traffico) ed archi connettori. Per quanto concerne i primi essi sono funzionali ad evidenziare gli spostamenti che avvengono da e verso una data zona; con tali centroidi verranno poi identificate le righe e le colonne della matrice origine destinazione proprio ad evidenziare il collegamento fra la zonizzazione e la stima dei flussi di domanda. Per quanto concerne invece gli archi connettori essi saranno funzionali a consentire la connessione dei flussi di domanda in emissione/attrazione fra le zone di traffico e la rete stradale. In conclusione, sono stati introdotti circa 90 nodi centroidi e circa 210 connessioni, inoltre sono stati identificati 5 centroidi esterni per la definizione degli scambi e degli attraversamenti ( **Figura 115**).



**Figura 115** - Grafo finale dell'area di studio in esame e sua sovrapposizione con la zonizzazione.

Il grafo è stato opportunamente caratterizzato sia in termini di velocità che di tempi di percorrenza, nonché di capacità così come precedentemente descritto. È opportuno evidenziare che durante tale fase di caratterizzazione è stato altresì necessario lo studio funzionale dei singoli nodi della rete al fine di una migliore stima dei tempi di attesa al variare delle differenti tipologie di intersezione, distinguendo intersezioni a regole di priorità, semaforizzato, a rotatoria. Di seguito sono riportati a titolo di esempio alcuni nodi significativi analizzati in forma esplosa.



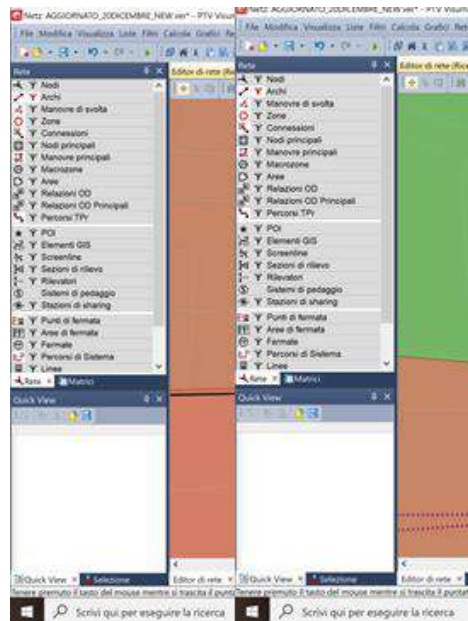


Figura 116 - Esempi di rappresentazione esplosa di nodi significativi della rete analizzata.

## 5. Stima della matrice di domanda

Per quanto concerne la stima della matrice di domanda si è tenuto conto dei dati acquisiti da Società Autostrade Meridionali (SAM). I dati forniti da SAM sono sostanzialmente di due tipi:

- il primo tipo riguarda i flussi totali, senza distinzione casello ingresso-uscita, su ciascun casello mentre;
- il secondo tipo di dato riguarda i dati su caselli ingresso-uscita fornito dalle letture.

I dati sono inoltre relativi alla sola tratta della autostrada A3, in quanto si ritiene che sia il tratto stradale su cui la chiusura del viadotto Olivieri possa avere maggiore impatto. I dati degli ingressi-uscite hanno rappresentato un utile riferimento per stabilire i volumi dei flussi sulle coppie di sezioni lungo l'asse viario; calcolati i coefficienti di ripartizione dei flussi totali, si è proceduto alla loro moltiplicazione per flussi interamente noti del primo tipo e quindi in riferimento al singolo casello. È opportuno evidenziare che i dati riferiscono ad un valore aggregato giornaliero e, pertanto, al fine di riferirli al solo valore di punta, si è applicato un coefficiente moltiplicativo pari al 60%. Noti i flussi in ingresso/uscita ad ogni singolo casello, sono stati identificati

per ciascuno di essi i comuni serviti ed in emissione/attrazione si è provveduto a ripartire tali valori di domanda sui vari comuni. la ripartizione è avvenuta tenendo conto della definizione di coefficienti di peso costruiti, in entrambi i casi della emissione/attrazione, mediante normalizzazione dei relativi dati socioeconomici (popolazione/addetti) su quelli complessivi di tutti gli altri comuni coinvolti. In tal modo è stato possibile ripartire i flussi relativi ai caselli lungo la A3 su tutti i comuni del corrispondente bacino territoriale. Per quanto concerne invece la A30, non avendo dati specifici, si è provveduto ad usare i dati del pendolarismo ISTAT. Infine, per tutte le altre infrastrutture si è adottato un coefficiente di precarico. La procedura proposta è da intendersi a scopo di mero esempio ed il valore finale della matrice considerata viene di seguito riportato.

## 6. Confronto di scenari (approccio descrittivo)

La metodologia di analisi proposta ha come obiettivo principale quello di arrivare allo sviluppo di un modello di analisi della realtà a partire dal quale, sulla base di un approccio descrittivo, sia possibile confrontare fra di loro diversi scenari trasportistici. Alla base dell'approccio descrittivo vi è la implementazione dei modelli soggiacenti lo studio della interazione fra la domanda di trasporto (così come precedentemente stimata) e l'offerta di trasporto (così come precedentemente opportunamente specificata). Per ulteriori dettagli sull'approccio si rimanda a de Luca et al. (2020); in generale nell'ambito di questa applicazione è stato adottato un approccio basato sulla analisi a rete congestionata ed una rappresentazione stocastica dei flussi di percorso (nello specifico il modello di assegnazione adottato è del tipo di equilibrio stocastico ossia il SUE C-logit).

Nello specifico, la presente applicazione si focalizza sul confronto fra lo scenario di partenza con tutte le infrastrutture presenti all'interno del modello di offerta perfettamente funzionanti ed un'applicazione nella quale si suppone che per effetto di un fenomeno di frana il viadotto Olivieri sia temporaneamente chiuso. I due scenari sono stati confrontati dal punto di vista analitico in riferimento ai seguenti indicatori di performance.

La velocità media su rete esprime la media pesata sui flussi di arco delle velocità medie di percorrenza di tutti gli archi della rete

$$V_m = \frac{\sum_a f_a \cdot v_a}{\sum_a f_a} \text{ [km/h]}$$

dove

$f_a$  = flusso assegnato sull'arco  $a$  ottenuto come risultato dell'assegnazione (veic/h) e  $v_a = L_a/t_a$  = velocità media kmh sull'arco, calcolata come rapporto



tra la lunghezza  $L_a$  dell'arco e il tempo di attraversamento  $t_{a,0}$  dell'arco stesso, risultato dell'assegnazione.

Tale velocità nella applicazione di riferimento è risultata essere pari a 54 [km/h]. Inoltre, tale valore deve essere confrontato con quello calcolato in condizioni di flusso nullo:

$$V_{m,0} = \frac{\sum_a v_{a,0}}{n_a}$$

dove:

$$v_{a,0} = L_a/t_{a,0} = \text{velocità a flusso nullo dell'arco } a;$$

$$n_a = \text{numero di archi della rete.}$$

Tale velocità nella applicazione di riferimento è risultata essere pari a 76 [km/h]

La differenza di velocità rappresenta la variazione percentuale della velocità media rispetto alla velocità a flusso nullo:

$$\Delta V = \frac{V_m - V_{m,0}}{V_{m,0}}$$

dove:

$$V_m = \text{velocità media su rete di cui al punto a);}$$

$$V_{m,0} = \text{velocità a flusso nullo di cui al punto a).}$$

In particolare, nella applicazione di riferimento tale differenza è pari a 40.7%, corrispondente ad un incremento dei tempi di viaggio che avrebbe conseguenze non trascurabili sulla mobilità giornaliera per merci e persone dell'area di studio.

L'indice di congestione rappresenta la media pesata sui flussi dei gradi di saturazione di ogni singolo arco:

$$IC = \frac{\sum_a f_a \cdot VOC_a}{\sum_a f_a}$$

dove:

$VOC_a$  = grado di saturazione dell'arco  $a$ , dato dal rapporto tra il flusso  $f_a$  e la capacità  $C_a$  del ramo  $a$ .

Tale indice ha assunto rispettivamente i valori di 0.61 e 1.18 in riferimento allo scenario di partenza ed allo scenario finale di chiusura del viadotto Olivieri evidenziando chiaramente un incremento significativo delle criticità che metterebbe in forte crisi l'intero sistema di trasporto.

## 7. Considerazioni conclusive

L'approccio proposto ha consentito di evidenziare l'impatto dal punto di vista dell'incremento delle criticità sulla rete stradale dell'area di studio in esame della chiusura temporanea di una infrastruttura stradale a seguito di un evento franoso. L'analisi effettuata consente non solo di verificare l'impatto in termini di prestazioni in riferimento alle velocità medie su rete e dunque ai tempi di percorrenza, ma anche e principalmente in termini di congestione e dunque della redistribuzione delle criticità sulla rete. In tal senso è opportuno, tuttavia, evidenziare che la interpretazione del valore aggregato dell'indice di congestione va affiancata ad una analisi di maggior dettaglio della redistribuzione dei flussi. La metodologia proposta trova in prospettiva la sua pratica applicativa nel riscontro di come sia opportuno intervenire nell'ambito dell'area di studio al fine di evitare che non solo l'intero sistema sia messo in crisi ma che inoltre le criticità siano particolarmente significative su alcune infrastrutture.

## Riferimenti bibliografici e sitografici

- [1] E. Cascetta, "Modelli per i sistemi di trasporto: teoria e applicazioni". UTET università, 2006.
- [2] S. de Luca, A. Carteni, V. Marzano "Metodi di stima e di valutazione di impatti trasportistici" in Consultazione per la revisione e il consolidamento delle linee strategiche di ricerca e innovazione nell'ambito di: sviluppo dell'infrastruttura AV/AC Napoli-Bari [POR CAMPANIA FSE 2014-2020 2014IT055FOPO20], 2020 in stampa.

# **Gli effetti del dissesto idrogeologico sul sistema infrastrutturale e sull'economia del territorio: Questioni estimative**

Antonio Nesticò

## *Abstract*

Il dissesto idrogeologico di aree critiche in termini di rischio da frana e da alluvioni è causa di danni rilevanti al sistema infrastrutturale e al patrimonio immobiliare, sia pubblico che privato. Sotto il profilo economico due questioni sono essenziali: i) la valutazione degli effetti sul tessuto produttivo e sui valori immobiliari generati dal danno all'infrastruttura; ii) la stima del costo delle opere necessarie per il ripristino dello status quo ante. Sulla prima questione, con riferimento alle infrastrutture per la mobilità, l'Economia ha da tempo dimostrato la correlazione positiva tra dotazione infrastrutturale e capacità reddituale di un'area. Ma troppo spesso vengono trascurati gli effetti positivi che l'infrastruttura determina sui valori di mercato degli immobili che da essa sono serviti. Talché, il danno che un dissesto idrogeologico provoca al collegamento viario o ferroviario si riverbera in termini di contrazione dei valori patrimoniali nell'area vasta servita dalla strada o dalla linea ferroviaria. Stimare l'entità della diminuzione di valori immobiliari costituisce tema di non poco momento.

Sul secondo punto, è immediato rilevare che il dissesto idrogeologico ha spesso pesanti effetti sui suoli e sulle opere civili, con ingenti costi – sia finanziari che economici – per le comunità. Pertanto, rispetto ad un evento già manifestatosi o con riguardo ad un prevedibile dissesto, occorre dare risposta alle seguenti domande: quanto vale in termini monetari il danno complessivamente provocato? qual è l'attendibile previsione dei costi da sostenere per il ripristino di infrastrutture, abitazioni e unità di produzione?

L'analisi dei fenomeni di dissesto idrogeologico, e dei suoi nessi con il territorio e con le infrastrutture per la mobilità, non può eludere l'indagine degli aspetti economico-estimativi segnalati.

## **1. Valori patrimoniali e danno all'infrastruttura di mobilità per dissesto idrogeologico**

Il danno all'infrastruttura per la mobilità che consegue ad un fenomeno di dissesto idrogeologico può essere causa di significative riduzioni dei valori immobiliari, urbani ed extra-urbani. Ma quanto vale la riduzione che i valori di mercato degli immobili subiscono? E quanto è esteso l'ambito territoriale al cui interno gli immobili subiscono deprezzamento?

Tra i possibili approcci valutativi, la letteratura estimativa indica:

- il ricorso a coefficienti di deprezzamento già desunti da studi analitici per ambiti spaziali “similari” a quello d’interesse;
- indagini dirette volte a riconoscere gli effetti sul mercato immobiliare dovuti alla perdita delle funzioni garantite dall’infrastruttura;
- la caratterizzazione di modelli di regressione multipla, tali da definire una funzione in grado di spiegare il valore immobiliare attraverso più variabili, una delle quali rappresentativa dell’effetto determinato dalla dotazione infrastrutturale.

Ampliamente sperimentati in letteratura sono i modelli introdotti al punto (c), ovvero modelli econometrici che permettono di interpretare gli impatti delle infrastrutture e delle politiche di trasporto sui valori patrimoniali [1] [2] [3]. Accanto ai modelli di regressione lineare, la letteratura recente propone l’applicazione di approcci econometrici spaziali. Si faccia riferimento, tra gli altri, allo *Spatial Error Model* (SEM), allo *Spatial Durbin Model* (SDM) o ancora ai modelli *Spatial Lag Model* (SAR) [4]. Altri studiosi analizzano la previsione a breve e a lungo termine degli impatti ricorrendo a modelli integrati di uso del suolo e di trasporto (*Land-use/Transport Interaction Models*, LUTI) tenendo anche in conto la sostenibilità delle politiche considerate [5].

I modelli LUTI spesso integrano anche i *Geographic Information Systems* (GIS) per interpretare gli esiti della simulazione di scenari alternativi [6] [7].

L’implementazione dei modelli di regressione introdotti per misurare gli effetti che investimenti in infrastrutture di trasporto determinano sui valori immobiliari ha condotto a risultati di estremo interesse.

Damn et al. [8] hanno predetto l’impatto positivo della metropolitana di Washington DC sui prezzi delle abitazioni intorno alle sue stazioni, come dimostrato successivamente anche da Cervero e Landis [9] e Benjamin e Sirmans [10].

Langley [11] ha concluso che i prezzi più alti sono delle abitazioni situate a medie distanze dalle autostrade. Nelson [12] ha dimostrato per primo che il rumore del traffico autostradale ha un impatto negativo.

Bajic [13] ha riscontrato che la linea della metropolitana di Toronto genera ricadute positive sui prezzi degli immobili; successivamente, Haider e Miller [14] hanno dimostrato che l’effetto può anche variare nel tempo.

In Oregon, Al-Mosaind et al. [15] e Chen et al. [16] hanno riscontrato che le abitazioni situate fino a 500 m dalle stazioni della metropolitana sono più costose. Weinberger [17] e successivamente Cervero e Duncan [18] hanno spiegato

che la costruzione di ferrovie a Santa Clara in California ha determinato un incremento del valore dei terreni.

Nei lavori di Clower e Weinstein [19] e di Hess e Almeida [20] è emerso che vi è una relazione lineare tra i prezzi delle abitazioni e la distanza dalle stazioni della metropolitana leggera.

Bae et al. [21] evidenziano che a Seoul prima dell'apertura della metro 5 i prezzi delle abitazioni erano già in aumento, mentre Pan and Zhang [22] mostrano che a Shanghai i prezzi degli immobili crescono linearmente man mano che diminuisce la distanza dalla stazione.

Castagnino et al. [23] hanno valutato gli impatti indotti dalla costruzione del nuovo collegamento ferroviario tra le città di Zurigo (Svizzera) e di Milano (Italia) su tre segmenti del mercato immobiliare: centrale, periferico e rurale. In tal caso, si ricorre ad un approccio di tipo empirico, basato su indagini condotte sul campo in collaborazione con operatori del mercato immobiliare. Le elaborazioni hanno resituito i seguenti risultati: (i) per i mercati centrali si ha una variazione del valore immobiliare sempre positiva, che va da un minimo del 4% ad un massimo del 25%; (ii) per i mercati periferici si riscontra una variazione mediamente +4%, con un minimo del -28% e un massimo del +9%; (iii) per i mercati al di fuori dei centri si ha una variazione sempre negativa, mediamente pari a -15%, con un minimo di -2% e un massimo di -18%. In altri termini, l'effetto indotto dalla realizzazione di un'infrastruttura sul valore degli immobili è rappresentabile secondo una forma geometrica a "clessidra", con un impatto generalmente positivo nei due poli e negativo lungo il tracciato.

La letteratura di settore, sia nazionale che internazionale, ha ampiamente dimostrato la correlazione tra valori immobiliari e dotazione infrastrutturale. Questo studio intende valutare l'effetto della diminuzione dei valori immobiliari causato dall'interruzione prolungata di infrastrutture strategiche a seguito di un grave fenomeno di dissesto idrogeologico.

## **2. Stima degli effetti dell'accessibilità sui prezzi degli immobili urbani**

Oggetto di analisi è la fascia territoriale compresa tra Salerno e Cava de' Tirreni. Si tratta di un'area particolarmente critica in termini di rischio da frana e da alluvioni, caratterizzata dalla compresenza di infrastrutture di trasporto multiple concentrate in un ambito urbano ad alta valenza socioeconomica. Tale ambito territoriale rappresenta infatti un Corridoio Infrastrutturale Strategico (CIS) a livello regionale, nazionale e internazionale che rientra in

ambiti morfologici significativi ad altissimo rischio idrogeologico, come dimostrano anche gli eventi storici. Il CIS ricomprende le seguenti infrastrutture di trasporto:

- il tratto autostradale Cava-Salerno sulla Autostrada NA-SA;
- il tratto ferroviario Salerno-Cava;
- la Strada Statale ex 18 “Tirrena Inferiore”;
- le Strade Regionali per la Costiera Amalfitana;
- le Strade di Collegamento al Porto Commerciale di Salerno e altre strade di interesse locale.

Come indicato, l’obiettivo è stimare la contrazione dei valori patrimoniali conseguenti al danno infrastrutturale. In particolare, si ipotizza l’insacco di un grave evento di dissesto idrogeologico che comporta l’interruzione di un tratto dell’autostrada Cava-Salerno per il cedimento irreversibile del viadotto Olivieri. Segue la chiusura dell’uscita “Salerno Centro”.

Per le valutazioni, si caratterizza un approccio che segue i seguenti step logico-operativi:

**Step 1.** *Caratterizzazione di un modello di regressione multipla per valutare la correlazione tra accessibilità e valori mercantili.* Operazione preliminare è la selezione delle caratteristiche immobiliari in grado di influenzare i meccanismi di formazione dei prezzi. S’intende definire una funzione in cui: (i) la variabile dipendente  $P$  esprime il prezzo del bene; (ii) le variabili indipendenti  $x_1, x_2, \dots, x_p$  corrispondono alle caratteristiche immobiliari, tra le quali rientra quella rappresentativa dell’accessibilità, determinata dal livello di dotazione infrastrutturale. Il prezzo  $P_i$  e le  $p$  caratteristiche immobiliari sono legate dalla relazione:

$$P_i = \beta_0 + \beta_1 x_{1i} + \beta_2 x_{2i} + \dots + \beta_p x_{pi} + \varepsilon_i \quad \text{con } i = 1, \dots, n \quad (1)$$

Dove:  $\beta_0$  è l’intercetta;  $\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_p$  i coefficienti di regressione;  $x_{pi}$  le variabili indipendenti (regressori);  $\varepsilon_i$  l’errore statistico;  $n$  il numero delle osservazioni.

Secondo la classificazione proposta da Carlo Forte [24], il valore di mercato di un immobile urbano è influenzato da quattro gruppi di caratteristiche: estrinseche, intrinseche, tecnologiche, produttive. Ne deriva che la costruzione di un modello di regressione prevede la preliminare selezione sia delle variabili in grado di esprimere le caratteristiche posizionali dell’immobile, sia delle variabili intrinseche che significativamente influenzano il prezzo di compravendita [25]. Con riguardo al caso di studio, per l’abitazione libera da

vincoli contrattuali, il prezzo  $P$  rilevato per ciascuna unità statistica dipende dalle sette caratteristiche  $x_1, x_2 \dots x_7$ :

- *Superficie abitabile (SUP)* espressa in metri quadri;
- *Numero di servizi (SERV)* in dotazione dell'unità abitativa;
- *Stato di Conservazione e Manutenzione (CON)* dell'immobile. Di solito tale variabile è apprezzata dagli operatori di mercato secondo una scala a punteggi, con 1 = mediocre, 3 = medio, 5 = buono;
- *Tempo medio di percorrenza per raggiungere l'immobile usufruendo dell'infrastruttura (TMP)*, espresso in minuti;
- *Livello di piano (PIA)* dell'appartamento;
- *Panoramicità (PAN)*, secondo la scala a punteggi ordinariamente utilizzata nelle agenzie immobiliari, 1 = scadente, 3 = mediocre, 5 = media, 7 = buona, 9 = ottimo;
- *Presenza dell'ascensore (ASC)*, 0 = assente, 1 = presente.

In relazione ai dati raccolti e al fenomeno indagato, il legame tra le variabili indipendenti  $x_1, x_2, \dots, x_7$  e il prezzo  $P$  dell'immobile è spiegato dalla formula:

$$P = \beta_0 + \beta_1 SUP + \beta_2 SERV + \beta_3 CON + \beta_4 TMP + \beta_5 PIA + \beta_6 PAN + \beta_7 ASC \quad (2)$$

Così, dal punto di vista matematico il modello è dato da una funzione additiva in cui i coefficienti  $\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_7$  relativi ai parametri rappresentano i rapporti che si instaurano tra l'incremento o la contrazione del prezzo  $P$  e la variazione della variabile di riferimento [2] [26].

Com'è ovvio, casi studio differenti possono indurre a preferire una diversa funzione di regressione, ad esempio di tipo moltiplicativo o esponenziale.

**Step 2. Definizione dell'area servita dall'infrastruttura strategica.** In questa fase si individua l'area che subisce sostanziali ripercussioni in termini di accessibilità, a causa dell'interruzione dell'infrastruttura di trasporto. La chiusura dell'uscita autostradale di Salerno centro a seguito del cedimento del viadotto Olivieri, si traduce in un aumento dei tempi di percorrenza necessari per i residenti a raggiungere la propria abitazione. Ciò provoca altresì un incremento della congestione delle strade secondarie e, per conseguenza, esternalità ambientali negative in termini di inquinamento acustico ed atmosferico. La **Figura 117** mostra le sub-aree che risentono della presenza dell'infrastruttura. Ogni sub-area coincide con una porzione di territorio servita dall'infrastruttura in maniera uniforme. Nel senso che il tempo necessario per raggiungere ciascuna zona dall'uscita autostradale è pressochè costa

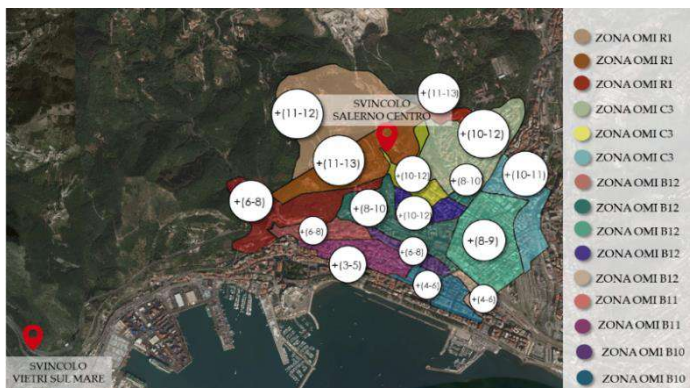


**Figura 117** - Individuazione delle sub-aree servite dall'uscita "Salerno Centro" e relativi tempi medi di percorrenza

*Step 3. Individuazione delle zone dell'Osservatorio del Mercato Immobiliare (OMI) che ricadono nell'area definita allo step 2.* Per ogni comune del territorio nazionale, l'OMI riconosce porzioni di territorio omogenee in termini di caratteristiche estrinseche. Per ciascuna zona OMI sono fornite semestralmente le quotazioni immobiliari. Si tratta di quotazioni che esprimono il valore di mercato unitario minimo e massimo per tipologia immobiliare e per stato di conservazione.

Per tutte le zone OMI ricomprese nell'area d'indagine, l'obiettivo è valutare il decremento percentuale dei valori immobiliari per effetto di una interruzione significativamente prolungata nel tempo dell'infrastruttura autostradale. A tal fine, una volta individuate le zone OMI nell'area servita dall'infrastruttura (fonte: Geopoi, Agenzia delle Entrate), si sovrappongono tali ambiti territoriali alle sub-aree in **Figura 117**.

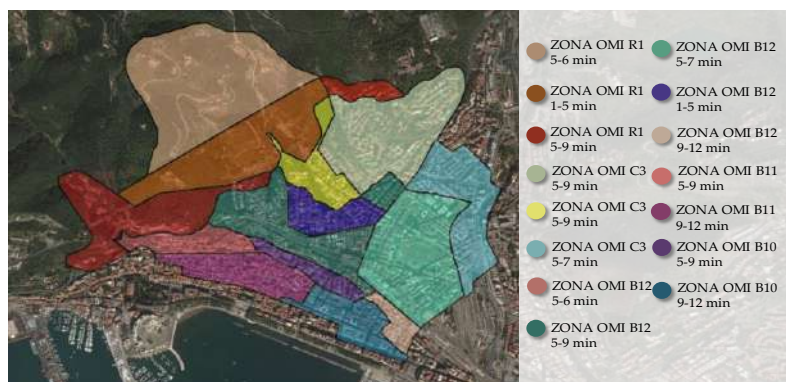
La mappatura risultante è restituita in **Figura 118**



**Figura 118** - Per ciascuna zona OMI, tempi di percorrenza prima dell'interruzione dell'autostrada per dissesto idrogeologico



**Figura 119** evidenzia l'incremento dei tempi di percorrenza dovuto alla chiusura dell'uscita autostradale.



**Figura 119** - Tempi di percorrenza dopo la chiusura dell'uscita "Salerno Centro"

Step 4. Stima del decremento dei valori patrimoniali a causa dell'inaccessibilità dell'infrastruttura. La legge di regressione (formula 2) spiega come il prezzo di compravendita  $P$  sia funzione dei sette parametri SUP, SERV, CON, TMP, PIA, PAN e ASC. L'implementazione del modello rileva che all'aumentare dei tempi di percorrenza utili a raggiungere l'infrastruttura diminuiscono i valori patrimoniali delle abitazioni servite dall'infrastruttura stessa: esiste dunque diretta correlazione tra livelli di accessibilità e apprezzamenti mercantili.

Le elaborazioni si riferiscono alle zone B10, B11 e B12, le uniche per le quali è stato possibile definire campioni di dati statisticamente significativi. Per effetto dell'aumento dei tempi di percorrenza, la zona B11 registra un decremento del 2,1% dei valori immobiliari. Tale decremento sale al 3,2% nella zona B12, per arrivare al 3,4% nella zona B10.

La **Tabella 33** restituisce i risultati delle elaborazioni.

**Tabella 33** - Stima dei valori immobiliari  $V_{m1}$  (ante dissesto) e  $V_{m2}$  (post dissesto)

Zona OMI	$V_{m1}$ [€/m <sup>2</sup> ]	$V_{m2}$ [€/m <sup>2</sup> ]	Decremento percentuale [%]
B11	2.500	2.448	2,1%
B12	2.598	2.515	3,2%
B10	3.728	3.601	3,4%

### 3. Sulla stima del costo delle opere necessarie per il ripristino dello status quo ante

La stima va condotta ricorrendo al cost approach, ovvero al criterio del costo di ricostruzione, ai prezzi correnti, degli edifici e dei manufatti realizzati sulle aree interessate da dissesto idrogeologico, degli impianti tecnologici e delle opere speciali.

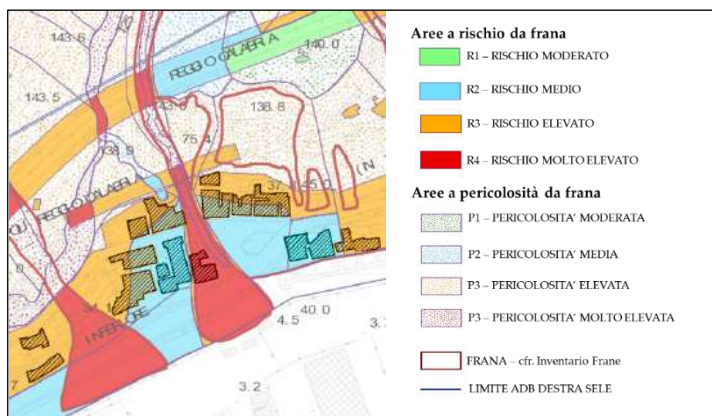
Per la casistica di riferimento, la previsione del costo di ricostruzione va svolta per *campioni significativi* e per elementi funzionali. Le fasi sono:

- individuazione delle tipologie edilizie/immobiliari e suddivisione degli edifici/immobili in gruppi omogenei;
- scelta, entro ogni gruppo, dell'immobile campione;
- stima del costo di ricostruzione a nuovo degli immobili campione e calcolo della percentuale di costo dei singoli elementi funzionali, o delle parti omogenee, sul costo totale.

Per l'ambito territoriale in **Figura 120**, si ipotizza un grave evento di dissesto idrogeologico. In particolare, lo studio riguarda due diversi scenari:

- il dissesto coinvolge solo le aree a rischio elevato (R3, con colore arancio) e le aree a rischio molto elevato (R4, in rosso), per una superficie estesa all'incirca 27.400 m<sup>2</sup>;
- il dissesto include anche le aree a rischio moderato (R2, in celeste), così per circa 48.600 m<sup>2</sup>.

In entrambi i casi la valutazione del danno economico presuppone alterazioni strutturali delle opere civili tali da richiedere interventi di ricostruzione *ex-novo*.



**Figura 120** - Ambito territoriale interessato da dissesto. Sovrapposizione cartografia catastale (servizio Web Map Service, Agenzia delle Entrate) e carta del rischio frana (Autorità di Bacino Regionale Destra Sele)

1. *Individuazione delle tipologie edilizie/immobiliari e suddivisione degli edifici/immobili in gruppi omogenei.* Si tratta di un quartiere residenziale costituito prevalentemente da immobili “di tipo medio” della prima metà del ‘900. L’area ricomprende anche le importanti infrastrutture: (i) Via Benedetto Croce e Via Ligea; (ii) viadotto Olivieri e viadotto Gatto; (iii) autostrada A3; (iv) linea ferroviaria. Aree verdi e per lo sport sono a servizio del quartiere.

La **Tabella 34** riporta dati dimensionali.

**Tabella 34** - Superfici e volumi coinvolti da dissesto idrogeologico

<i>Tipologia di opera civile</i>	<i>Scenario</i>	<i>Superfici/Volumi</i>
Edifici residenziali	a	N. Fabbricati = 20 Slp [m <sup>2</sup> ] = 20.705 Volume [m <sup>3</sup> ] = 72.482
	b	N. Fabbricati = 26 Slp [m <sup>2</sup> ] = 27.522 Volume [m <sup>3</sup> ] = 96.341
Via Benedetto Croce	a	Lunghezza [m] = 215 Superficie [m <sup>2</sup> ] = 1.935
	b	Lunghezza [m] = 375 Superficie [m <sup>2</sup> ] = 3.375
Via Ligea	a	Lunghezza [m] = 280 Superficie [m <sup>2</sup> ] = 4.200
	b	Lunghezza [m] = 704 Superficie [m <sup>2</sup> ] = 10.560
Viadotto Olivieri	a-b	Lunghezza [m] = 137 Superficie [m <sup>2</sup> ] = 2.740
Viadotto Alfonso Gatto	a-b	Lunghezza [m] = 440 Superficie [m <sup>2</sup> ] = 3.968
Autostrada A3	a	Lunghezza [m] = 280 Superficie [m <sup>2</sup> ] = 4.200
	b	Lunghezza [m] = 704 Superficie [m <sup>2</sup> ] = 10.560
Ferrovia	a-b	Lunghezza [m] = 155 Superficie [m <sup>2</sup> ] = 930
Opere di urbanizzazione primaria e secondaria	a	Superficie [m <sup>2</sup> ] = 4.625
	b	Superficie [m <sup>2</sup> ] = 10.074

2. *Scelta, entro ogni gruppo, dell'immobile campione.* Il quartiere residenziale è composto da edifici con caratteristiche tipologiche, strutturali ed architettoniche pressoché omogenee. È quindi individuato un unico edificio campione, in muratura portante con quattro piani fuori terra, dotato di unico vano scala e privo di ascensore.

Il costo di ripristino va riferito alle attuali tecniche di produzione edilizia, dunque ad un fabbricato in c.a. Per le infrastrutture di trasporto, l'analisi dei costi attiene a: strada pubblica urbana; autostrada in ambito extra-urbano (categoria A); ferrovia (binario semplice); viadotto ad arco; viadotto misto.

3. *Stima del costo di ricostruzione a nuovo delle opere civili.* Il Costo per il Ripristino (CR) dello status quo ante è dato dalla somma del Costo di Costruzione (CC) e del Costo per la Demolizione e trasporto a rifiuto (CD):

$$CR = CC + CD \quad (3)$$

Per l'edificio residenziale campione, è redatto Computo Metrico Estimativo sulla base del Prezzario Regione Campania lavori pubblici (anno 2021). Segue la stima dei costi parametrici, con un costo unitario di costruzione pari a 417 €/m<sup>3</sup>. Le voci di CC includono spese generali e utile d'impresa.

Per le infrastrutture, soccorrono anche dati dai prezzari Dei del Genio Civile, dai prezzari per opere ferroviarie e da studi di settore.

Il prezzario regionale lavori pubblici fornisce pure i costi unitari per le attività di demolizione e di trasporto a discarica.

La **Tabella 35** espone i risultati delle valutazioni.

Al fine di restituire il quadro economico complessivo degli interventi, al Costo per il Ripristino (CR) si sommano – ove presenti – le voci di spesa di cui all'art. 16 del DPR 207/2010, riguardanti:

- la sicurezza (oneri non soggetti a ribasso d'asta);
- lavori in economia, previsti in progetto ed esclusi dall'appalto, ivi inclusi i rimborsi previa fattura;
- rilievi, accertamenti e indagini;
- allacciamenti ai pubblici servizi;
- imprevisti;
- acquisizione aree o immobili e pertinenti indennizzi;
- accantonamenti per aumento dei prezzi dei materiali;
- progettazione, coordinamento della sicurezza, ecc. (spese tecniche);
- attività tecnico-amministrative connesse alla progettazione, di supporto al responsabile del procedimento, e di verifica e validazione;
- commissioni giudicatrici;
- pubblicità e, ove previsto, opere artistiche;

- accertamenti di laboratorio e verifiche tecniche previste dal capitolato speciale d'appalto, collaudo tecnico amministrativo, collaudo statico ed altri eventuali collaudi specialistici;
- I.V.A., eventuali altre imposte e contributi dovuti per legge.

La **Tabella 36** restituisce il quadro economico per entrambi gli scenari. Talché, nello scenario A e nello scenario B i costi di ripristino dello *status quo ante* sono rispettivamente di 83.648.427 € e di 106.748.743 €.

**Tabella 35** - Stima dei costi per il ripristino dello status quo ante nei due scenari

<i>Tipologia di opera civile</i>	<b>Scenario A</b>			<b>Scenario B</b>		
	<i>CC unitario</i>	<i>Superfici/ Volumi</i>	<i>CC totale</i>	<i>Superfici/ Volumi</i>	<i>CC totale</i>	
Edifici	417 €/m <sup>3</sup>	72.482 m <sup>3</sup>	39.723.657 €	96.341 m <sup>3</sup>	52.799.548 €	
Via Croce	458 €/m	215 m	98.353 €	375 m	171.547 €	
Via Ligea	96 €/m <sup>2</sup>	4.200 m <sup>2</sup>	405.048 €	10.560 m <sup>2</sup>	394.800 €	
Viadotto Olivieri	26.747 €/m	137 m	3.664.373 €	137 m	3.664.373 €	
Viadotto Gatto	10.802 €/m	440 m	4.752.976 €	440 m	4.752.976 €	
A3	2.147 €/m	105 m	225.508 €	166 m	356.518 €	
Ferrovia	200 €/m	155 m	61.833 €	155 m	61.833 €	
Area verde	137 €/m <sup>2</sup>	4.625 m <sup>2</sup>	121.042 €	10.074 m <sup>2</sup>	305.535 €	
Aree per lo sport	103 €/m <sup>2</sup>	10.560 m <sup>2</sup>	108.000 €	10.560 m <sup>2</sup>	108.000 €	
<b>CC tot.</b>			49.160.790 €		62.615.130 €	

<i>Tipologia di opera civile</i>	<b>Scenario A</b>			<b>Scenario B</b>		
	<i>CD unitario</i>	<i>Dimensioni</i>	<i>CD totale</i>	<i>Dimensioni</i>	<i>CD totale</i>	
Edifici	14 €/m <sup>3</sup>	13.774 m <sup>3</sup>	187.464 €	18.872 m <sup>3</sup>	256.847 €	
Via Croce	376 €/m <sup>3</sup>	1.509 m <sup>3</sup>	568.131 €	2.632 m <sup>3</sup>	990.926 €	
Via Ligea		3.276 m <sup>3</sup>	1.233.152 €	8.237 m <sup>3</sup>	3.100.496 €	
Viadotto Olivieri		2.740 m <sup>3</sup>	3.208.184 €	2.740 m <sup>3</sup>	3.208.184 €	
Viadotto Gatto	1.172 €/m <sup>3</sup>	3.968 m <sup>3</sup>	4.646.012 €	440 m	4.646.012 €	
A3	726 €/m <sup>3</sup>	2.100 m <sup>3</sup>	1.524.327 €	3.320 m <sup>3</sup>	2.409.888 €	
Ferrovia	14 €/m (demolizione)	155 m	2.224 €	155 m	2.224 €	

	41 €/m <sup>3</sup> (trasporto)	220 m <sup>3</sup>	9.021 €	220 m <sup>3</sup>	9.021 €
<b>CD tot.</b>			11.378.515 €		14.623.598 €
<b>CR tot.</b>			<b>60.539.305 €</b>		<b>77.238.728 €</b>

Tabella 36 - Quadro economico per i due scenari

	<b>Scenario A</b>	<b>Scenario B</b>
<b>CR</b>	60.539.305 €	77.238.728 €
<b>i.</b> Oneri per la sicurezza	3.026.965 €	3.861.936 €
<b>ii.</b> Rilievi, accertamenti e indagini	1.816.179 €	2.317.162 €
<b>iv.</b> Allacciamenti ai pubblici servizi	279.750 €	383.290 €
<b>v.</b> Imprevisti	6.053.931 €	7.723.873 €
<b>viii.</b> Spese tecniche	3.026.965 €	3.861.936 €
Altre spese (ix, x, xi, xii)	1.816.179 €	2.317.162 €
<b>xiii.</b> I.V.A. e altre imposte	7.089.153 €	9.044.655 €
<b>Tot.</b>	<b>83.648.427 €</b>	<b>106.748.743 €</b>

#### 4. Conclusioni

Fenomeni franosi e alluvioni provocano danni rilevanti al sistema infrastrutturale e al patrimonio immobiliare dei luoghi coinvolti. La ricerca delinea approcci metodologici utili: (i) per l'analisi economica degli effetti sui valori immobiliari generati dal danno alle infrastrutture; (ii) per la stima del costo delle opere necessarie a ripristinare lo *status quo ante*.

Il caso studio riguarda la fascia territoriale compresa tra Salerno e Cava de' Tirreni. Si tratta di un'area critica per l'elevato rischio da dissesto idrogeologico, eppure dotata di infrastrutture di trasporto multiple in aree ad alta valenza socioeconomica, tali da definire un Corridoio Infrastrutturale Strategico (CIS) a livello regionale, nazionale e internazionale.

Le indagini sono condotte ipotizzando l'innescò un grave evento di dissesto che impegna – nello scenario B – un ambito esteso all'incirca 48.600 m<sup>2</sup>, con conseguente crollo del viadotto Olivieri e interruzione di un tratto dell'autostrada Cava-Salerno.

Per quanto concerne la questione (i), le elaborazioni restituiscono risultati significativi. Innanzitutto, è dimostrata la correlazione positiva tra dotazione infrastrutturale e valori immobiliari urbani. Il peggioramento dei livelli di accessibilità causa contrazioni dei valori residenziali mediamente del 3%. Nello specifico: la zona OMI B11 registra un decremento del 2,1%; la B12 del 3,2%; la B10 del 3,4%.

Per quanto attiene alla questione (ii), le elaborazioni rendono la previsione dei costi necessari al ripristino dello *status quo ante* in due diversi scenari di dissesto. Il costo complessivo è di circa 84 milioni di euro nello scenario A e di 107 milioni di euro nello scenario B.

L'attenzione dei decisori rispetto alle problematiche in esame deve dunque essere massima, orientando l'allocazione delle risorse pubbliche verso la tutela del territorio e pure indirizzando modifiche al quadro normativo di riferimento. Con rilevanti ricadute in termini di Politica economica.

### Riferimenti bibliografici

- [1] D. Efthymiou, C. Antoniou, "Measuring the effects of transportation infrastructure location on real estate prices and rents: investigating the current impact of a planned metro line", *EURO Journal of Transportation and Logistic* 3: 179–204, 2014.
- [2] Nesticò, M. La Marca, "Urban Real Estate Values and Ecosystem Disservices: An Estimate Model Based on Regression Analysis", *Sustainability*, 12(16), 2020. <https://doi.org/10.3390/su12166304>
- [3] Nesticò, G. Maselli, "Sustainability indicators for the economic evaluation of tourism investments on islands", *Journal of Cleaner Production*, 248, 2020. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2019.119217>
- [4] J. Le Sage, R.K. Pace, "Introduction to spatial econometrics", CRC Press, Taylor and Francis Group, Boca Raton, 2009.
- [5] M. Wegener, "Overview of land-use transport models" in *Transport geography and spatial systems* (D.A. Hensher, K.J. Button, eds), UK Pergamon/Elsevier: Kidlington, vol 5, 127–146, 2004.
- [6] P. Waddell, "Urbansim: modelling urban development for land use, transportation and environmental planning", *Journal of the American Planning Association*, 68(3): 297–314, 2002.
- [7] R. Gerundo, A. Nesticò, A. Marra, M. Carotenuto, "Peripheralization Risk Mitigation: A Decision Support Model to Evaluate Urban Regeneration Programs Effectiveness", *Sustainability*, 12, 8024, 2020. <https://doi.org/10.3390/su12198024>
- [8] D. Damn, S.R. Lerman, E. Lerner-Lam, J. Young, "Response of urban real estate values in anticipation of the Washington metro", *Journal of Transport Economics and Policy* 14(3):315–336, 1980.
- [9] R. Cervero, J. Landis "Assessing the impacts of urban rail transit on local real estate markets using quasi-experimental comparisons" *Transportation Research Part A: Policy and Practice* 27(1):13–22, 1993.

- [10] J.D. Benjamin, G.S. Sirmans, "Mass transportation, apartment rent and property values", *Journal of Real Estate Research* 12(1):1–8, 1996.
- [11] J. Langley, "Highways and property values: the washington beltway revised" *Transportation Research Record Journal of the Transportation Research Board*, 812:16–21, 1981.
- [12] J.P. Nelson, "Highway noise and property values: a survey of recent evidence", *Journal of Transport Economics and Policy* 16(2):117–138, 1982.
- [13] V. Bajic, "The effects of a new subway line on housing prices in metropolitan Toronto", *Urban Studies* 20(2):147–158, 1983.
- [14] M. Haider, E.J. Miller, "Effects of transportation infrastructure and location on residential real estate values: application of spatial autoregressive techniques" *Transportation Research Record Journal of the Transportation Research Board* 1722:1–18, 2000.
- [15] M.A. Al-Mosaind, K.J. Dueker, J.G. Strathman, "Lightrail transit stations and property values: a hedonic price approach", *Transportation Research Part A: Policy and Practice* 1400:90–94.
- [16] H. Chen, A. Rufolo, K.J. Dueker, "Measuring the impact of light rail systems on single family home values: a hedonic approach with GIS application". Discussion paper 97-3, Portland State University, 1993.
- [17] R.R. Weinberger, "Light rail proximity: benefit or detriment in the case of Santa Clara county, California?" *Transportation Research Record Journal of the Transportation Research Board*, 2000.
- [18] R. Cervero, M. Duncan, "Transit's value-added effects: light and commuter rail services and commercial land values" *Transportation Research Record Journal of the Transportation Research Board* 1805:8–15, 2002.
- [19] T.L. Clower, B.L. Weinstein, "The impact of Dallas (Texas) area rapid transit light rail stations on taxable property valuations", *Australasian Journal of Regional Studies* 8(3):389–402, 2002.
- [20] D.B. Hess, T.M. Almeida, "Impact of proximity to light rail rapid transit on station-area property values in buffalo, New York", *Urban Studies* 44:1041–1068, 2007.
- [21] C-H.C. Bae, M-J. Jun, H. Park, "The impact of seouls subway line 5 on residential property values", *Transport Policy*, 10(3):85–94, 2003.



- [22] H. Pan, M. Zhang, "Rail transit impacts on land use: evidence from Shanghai, China", *Transportation Research Record Journal of the Transportation Research Board*, 2048:15–25, 2008.
- [23] P. Castagnino, P. Rosasco, L. Sdino, "Effetto clessidra: infrastrutture e valori immobiliari", *LaborEst*(10), 135-141, 2015.
- [24] Forte, "Elementi di estimo urbano", *Etas Kompass*, Milano (Italia), 1973.
- [25] M. Simonotti, "Un'applicazione dell'analisi di regressione multipla nella stima di appartamenti", *Genio Rurale* 1991, Edagricole, Bologna, n.2.
- [26] V. Del Giudice, "L'analisi di regressione multipla nella stima «per valori tipici»", *Aestimum*, 15, 1995.



# Metodologie semplificate per l'analisi del rischio di infrastrutture in area vasta

Luigi Petti, Ciro Caliendo, Settimio Ferlisi & Domenico Guida

## 1. Premessa

La vita delle società contemporanee dipende da una complessa rete di infrastrutture che provvedono a servizi essenziali quali il trasporto, le telecomunicazioni, la distribuzione di acqua/energia elettrica/gas. Per tale ragione, le società sono chiamate non solo a valutare e mitigare il rischio da eventi naturali o antropici a cui sono esposti gli edifici in cui si vive e/o si lavora, ma anche quello a cui sono esposte le infrastrutture, con l'obiettivo ultimo di incrementarne la capacità di resilienza.

In tale contesto, il progetto si pone l'obiettivo di realizzare interventi finalizzati a favorire l'adozione di un modello di valutazione complessivo del rischio idrogeologico, con lo scopo di creare un modello di valutazione, gestione e monitoraggio di aree particolarmente critiche in termini di rischio da frana e da alluvioni caratterizzate dalla compresenza di infrastrutture di trasporto multiple concentrate in un ambito urbano ad alta valenza socioeconomica. L'area oggetto di studio, infatti, interessa il *Corridoio Infrastrutturale Strategico (CIS)* che si estende per una lunghezza di circa 8 chilometri, collegando Salerno con Cava de' Tirreni. Tale corridoio è posto in un'area in cui la pericolosità da frana è molto elevata. Ne sono testimonianza gli eventi del passato per i quali un'accurata indagine storica è stata condotta da Cascini et al. (2008).

Tra gli eventi diffusi, appare degno di menzione quello occorso tra il 24 ed il 25 ottobre 1954 quando fenomeni pluvio-indotti di flusso rapido, innescatisi in coltri di terreno piroclastico, causarono 319 vittime nei Comuni della Costiera Amalfitana – Maiori (34), Minori (3), Tramonti (25), Vietri sul Mare (117) – e nelle città di Cava de' Tirreni (31) e Salerno (109).

Nel recente passato anche altri eventi calamitosi hanno colpito quest'area in maniera significativa. Tra questi si cita il terremoto dell'Irpinia del 23 novembre 1980. A seguito di tale evento, i Comuni di Salerno, Cava de' Tirreni e Vietri sul Mare, anche se in maniera minore, furono colpiti e subirono delle perdite sia in termini di vite umane sia in termini strutturali.

Il documento è stato elaborato considerando:

- il *DM 578/2020 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (MIT)*;
- le *“Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti”*, approvate, durante la seduta del 17 aprile 2020, dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (CSLP) e dal Ministero delle Infrastrutture (MIT);

- le “Linee guida per la zonazione della suscettibilità, della pericolosità e del rischio da frana ai fini della pianificazione territoriale” (traduzione in lingua italiana, a cura di S. Ferlisi, delle “Guidelines for landslide susceptibility, hazard and risk zoning for land use planning” pubblicate nel 2008 sulla rivista internazionale Engineering Geology, 102:85-98 e di cui sono autori Fell R., Corominas J., Bonnard Ch., Cascini L., Leroi E., Savage W.Z. on behalf of the JTC-1 Joint Technical Committee on Landslides and Engineered Slopes), disponibili al seguente [link](#);
- le “Linee Guida per la Mitigazione del Rischio Sismico delle Infrastrutture Stradali Strategiche” redatte dal Dipartimento di Ingegneria Civile dell’Università di Salerno a seguito della Delibera G. R. Campania n. 2185 del 29.12.2006 con la convenzione del 3 Settembre 2007, le quali si sono poste l’obiettivo di predisporre uno strumento di riferimento e di supporto finalizzato alla gestione, manutenzione, verifica ed intervento per la conservazione e l’adeguamento dei livelli di sicurezza strutturale dei ponti e dei viadotti stradali esistenti;
- Circolare 19/07/67 n. 6736/61A1. Ministero lavori pubblici – Controllo delle condizioni di stabilità delle opere d’arte stradali.

## 2. Analisi del rischio per le infrastrutture

### Introduzione

In Italia, la maggior parte delle opere d’arte (ponti, viadotti, gallerie) non è stata progettata e realizzata per sopportare azioni sismiche, né particolare attenzione è stata riservata agli aspetti connessi alla pericolosità idrogeologica. Ne consegue che molte delle opere esistenti possono essere seriamente danneggiate o addirittura giungere al collasso in presenza di fenomeni calamitosi anche di intensità medio-bassa.

Nel caso di una infrastruttura di trasporto, il dissesto di una sola opera, o di un solo attraversamento, può comportare l’interruzione dell’intera via di trasporto per un lungo periodo di tempo. Tali interruzioni, anche se di breve periodo, possono determinare conseguenze sui flussi di traffico di un distretto territoriale, con rilevanti ricadute socioeconomiche. A tal riguardo, appare utile il richiamo alla distinzione usualmente operata tra:

- *conseguenze dirette*: costi necessari per la riparazione o la ricostruzione dell’opera, in dipendenza della severità del danno registrato;
- *conseguenze indirette*: relazionabili alle conseguenze dirette, si configurano come perdite economiche dovute all’interruzione (parziale o totale) dell’uso dell’infrastruttura.

Per capire la dimensione del problema si deve sottolineare, ad esempio, nel caso dei terremoti, che il nostro Paese è partito con molto ritardo nella classificazione sismica del territorio nazionale. Fino al 1981, infatti, la classificazione insequiva gli eventi: erano classificati sismici i Comuni che di volta in volta erano colpiti. Soltanto in seguito al terremoto dell'Irpinia nel 1980 fu adottata una nuova classificazione sismica basata su uno studio della pericolosità sismica del territorio nazionale svolto nell'ambito del Progetto Finalizzato Geodinamica del CNR. Ne consegue che, nella maggior parte delle zone sismiche di Italia, si è cominciato a progettare e costruire con criteri antisismici solo dopo gli anni '80. Allo stesso modo, con riferimento al rischio idrogeologico, è stato solo a valle dell'evento occorso nel maggio del 1998 – in cui a seguito di colate rapide di fango si registrarono 160 vittime e perdite economiche per circa 500 milioni di Euro in cinque comuni della Regione Campania (Cascini, 2005) – che si è avviato un percorso virtuoso al termine del quale l'Italia si è dotata di carte di zonazione del rischio idrogeologico a copertura totale (L. 365/2000).

## Definizione del Rischio

Le perdite attese a seguito di un evento calamitoso non sono imprevedibili, ma piuttosto sono il prevedibile effetto di interazione di tre maggiori aspetti, ciascuno di essi analizzabile a priori:

- la *pericolosità* degli eventi;
- la *vulnerabilità* del costruito;
- l'*esposizione* e, quindi, le conseguenze dirette e indirette.

### Rischio

Con riferimento a un'area o un sistema, il Rischio rappresenta la misura dell'entità delle perdite attese in termini sociali e/o economici e può espresso da una funzione non lineare, combinazione di tre variabili:

$$\text{Rischio} = f(\text{Pericolosità}, \text{Esposizione}, \text{Vulnerabilità})$$

### Pericolosità

Con pericolosità si definisce *la probabilità che, in una determinata area e in un determinato periodo di tempo, si verifichi un evento di assegnata intensità, senza alcun riguardo per le conseguenze*. Generalmente si distingue la pericolosità in pericolosità *diretta* ed *indotta*. Col termine *pericolosità diretta* si intende riferirsi all'evento sismico in sé e alle sue caratteristiche (magnitudo, intensità, tipo di scossa, accelerazione delle onde, tipologia della sorgente, ecc.), nonché alla probabilità che un simile evento possa verificarsi in una certa area in un determinato periodo di tempo. Per *pericolosità indotta*, invece, si intendono tutti

quegli eventi di natura geologica e geofisica che possono essere innescati per effetto di una scossa sismica, come ad esempio maremoti, frane, smottamenti, fenomeni di liquefazione o costipamento dei terreni, ecc.

### **Vulnerabilità**

La “Vulnerabilità” esprime analiticamente la correlazione fra l’intensità di un evento sismico (causa) e la probabilità che un sistema subisca un determinato livello di danno costruttivo, economico o sociale (effetto). In altri termini la vulnerabilità indica la propensione al danneggiamento di un certo sistema. Più in dettaglio, si definisce vulnerabilità sismica *la propensione di persone, manufatti, attività o beni a subire danni o modificazioni per effetto di un terremoto*. Con riferimento ad un singolo elemento oppure alla globalità di un sistema, la vulnerabilità è una *misura della perdita* o della *riduzione di efficienza* a svolgere le funzioni che normalmente vengono esplicitate a regime. Poiché il concetto di vulnerabilità sismica è estremamente complesso e diversamente articolato in funzione dell’oggetto cui viene applicato è utile distinguerne le seguenti componenti: *diretta, indiretta e differita*. Si definisce *vulnerabilità diretta* la propensione di un singolo elemento, semplice o complesso, a subire danni o collasso a seguito di una scossa sismica. Ad esempio, si può parlare di vulnerabilità diretta di un edificio o di un viadotto. Con il termine *vulnerabilità indiretta* ci si riferisce invece agli effetti della crisi dell’organizzazione del territorio provocati dal collasso di uno o più elementi che lo costituiscono, ad esempio la crisi del sistema di mobilità indotta dall’impraticabilità di una strada, ad esempio a causa del dissesto di un ponte. La *vulnerabilità differita* si riferisce a tutti gli effetti che si manifestano nelle fasi successive dell’evento sismico tali da modificare, se non addirittura stravolgere, le abitudini ed il comportamento delle popolazioni insediate. Su tale aspetto, per quanto attiene le infrastrutture, è molto importante la stima del tempo di ripristino delle condizioni di normalità rispetto alle conseguenze indotte dall’interruzione.

### **Esposizione**

Con il termine esposizione sismica si intende *“l’estensione, la quantità, la qualità dei diversi elementi antropici che compongono la realtà territoriale (popolazione insediata, edifici, sistemi di infrastrutture, ecc..), le cui condizioni e/o il cui funzionamento possono essere danneggiati, alterati o distrutti da un evento sismico”*. Con lo studio dell’esposizione si mette in evidenza la quantità, l’importanza e l’estensione di tutti gli elementi antropici a rischio. Tra i principali elementi a rischio ci sono la *popolazione*, i *manufatti* ed i *beni*. Nell’ambito della valutazione del rischio sismico delle infrastrutture di trasporto si farà riferimento

all'esposizione indiretta ovvero tesa a valutare gli effetti indotti sul territorio dalla perdita d'uso del tratto stradale.

### **Rischio per le Infrastrutture**

Le infrastrutture sono un sistema particolarmente fragile nei confronti di un pericolo a causa della loro complessità e, allo stesso tempo, costituiscono un elemento strategico per la gestione dell'emergenza in occorrenza di un evento. Nel caso di un'infrastruttura di trasporto, il rischio, come detto, è strettamente connesso al ruolo che la stessa gioca nel territorio che serve ed i danni indiretti possono assumere un ruolo di particolare rilevanza.

Pertanto, ai fini della valutazione del rischio delle infrastrutture appare più opportuno riferirsi alle **conseguenze** che la perdita di funzionalità che si potrebbe produrre sul tessuto socioeconomico delle aree servite piuttosto che al rischio delle singole opere d'arte presenti sui tratti dell'infrastruttura stessa.

Il rischio di un'infrastruttura a rete dipende, quindi, dalla *ridondanza* del sistema ovvero dalla capacità di utilizzare opzioni o soluzioni alternative in caso di necessità in modo da assicurare in parte i livelli di servizio previsti ripartendo le funzioni su altri rami della rete.

Grande importanza riveste poi il così detto *tempo di ripristino* che rappresenta il tempo necessario per l'infrastruttura di risolvere l'interruzione del flusso di traffico.

### **3. Linea Guida – DM 586/2020**

Ai fini della valutazione del rischio per le infrastrutture è possibile far riferimento alle *“Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti”*, in attuazione dell'art. 14 del Decreto Legge 28 settembre 2018, n. 109, convertito con modificazioni dalla Legge 16 novembre 2018, n. 130, che sono state approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (CSLP) e dal Ministero delle Infrastrutture (MIT) durante la seduta del 17 aprile 2020.

Le Linee Guida illustrano una procedura per la gestione della sicurezza dei ponti e viadotti esistenti, ai fini di prevenire livelli inadeguati di danno, rendendo accettabile il rischio. È stato realizzato un processo focalizzato sulla gestione dei ponti esistenti, finalizzato ad offrire una procedura univoca e omogenea per valutare la sicurezza, lo stato dell'opera e le classi di rischio delle infrastrutture.

Sul territorio nazionale, la presenza di un numero elevato di ponti e viadotti ha reso necessaria un'organizzazione multilivello che fosse in grado di fornire il degrado dell'infrastruttura, al fine di ricavare un livello di attenzione

adeguato e poter procedere alla programmazione delle valutazioni sulla sicurezza, della sorveglianza e del monitoraggio dei ponti stessi.

## **Approccio multilivello delle Linee Guida**

L'approccio multilivello consente, partendo dal semplice censimento dell'opera d'arte, la determinazione di una classe di attenzione che consente di effettuare una verifica di sicurezza delle infrastrutture esistenti.

Le Linee Guida prevedono sei differenti livelli di analisi (dal Livello 0 al 5) affrontate con un approccio multilivello che prevede sia valutazioni speditive estese a livello territoriale, quali il censimento, le ispezioni e la classificazione, che valutazioni puntuali, di complessità maggiore, concentrate su singoli manufatti. Va specificato che, dal livello 0 al livello 5, la complessità, il livello di dettaglio e l'onerosità delle indagini e delle analisi aumentano, ma il numero di infrastrutture su cui applicare tali caratteristiche viene ridotto così come il livello di incertezza dei risultati ottenuti. Si riporta, sinteticamente, la definizione dei livelli di analisi e la relazione tra essi:

- **Livello 0:** prevede il censimento di tutte le opere e delle loro caratteristiche principali mediante la raccolta delle informazioni e della documentazione disponibile;
- **Livello 1:** prevede l'esecuzione di ispezioni visive dirette e il rilievo speditivo della struttura e delle caratteristiche geo-morfologiche ed idrauliche dell'area, tese a individuare lo stato di degrado e le principali caratteristiche strutturali e geometriche di tutte le opere, nonché potenziali condizioni di rischio associate a eventi franosi o ad azioni idrodinamiche (esteso alle opere censite a Livello 0);
- **Livello 2:** prevede il raggiungimento della definizione della classe di attenzione di ogni ponte, sulla base dei parametri di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione, determinati elaborando i risultati ottenuti dai livelli precedenti. In funzione di tale classificazione, si procede quindi con uno dei livelli successivi;
- **Livello 3:** prevede l'esecuzione di valutazioni preliminari atte a comprendere, unitamente all'analisi della tipologia ed entità dei dissesti rilevati nelle ispezioni eseguite al Livello 1, se sia comunque necessario procedere ad approfondimenti mediante l'esecuzione di verifiche accurate di Livello 4;
- **Livello 4:** prevede l'esecuzione di valutazioni accurate sulla base di quanto indicato dalle Norme Tecniche per le Costruzioni vigenti;



- **Livello 5:** prevede l'applicazione a ponti considerati di significativa importanza all'interno della rete e non viene trattato esplicitamente nelle attuali Linee Guida. Per tali opere è utile svolgere analisi più sofisticate.

In **Figura 121** viene illustrato il flusso logico che definisce le relazioni tra un livello ed un altro.

Va sottolineato che non è necessario applicare i diversi livelli di analisi in maniera sequenziale, giacché non occorre il completamento delle attività previste ad un livello per iniziare quelle del livello successivo. Ad esempio, l'attività di censimento prevista nel Livello 0, con un'accurata e completa raccolta di documentazione e informazioni di base sulle infrastrutture esistenti, richiede delle tempistiche lunghe che sono, in genere, poco compatibili con la necessità e l'urgenza di conoscere e valutare, almeno visivamente, lo stato di conservazione delle opere. È necessario, quindi, che gli enti gestori/proprietari, così come indicato dalle Linee Guida, stabiliscano un ordine, individuando le tratte viarie da analizzare prioritariamente. Per fare ciò, un'importante caratteristica da tenere in considerazione è rappresentata dalle informazioni sullo stato di conservazione delle opere ricavato da ispezioni avvenute negli anni in modo da dare maggiore priorità alle infrastrutture che hanno evidenziato già in passato evidenti fenomeni di degrado e criticità.

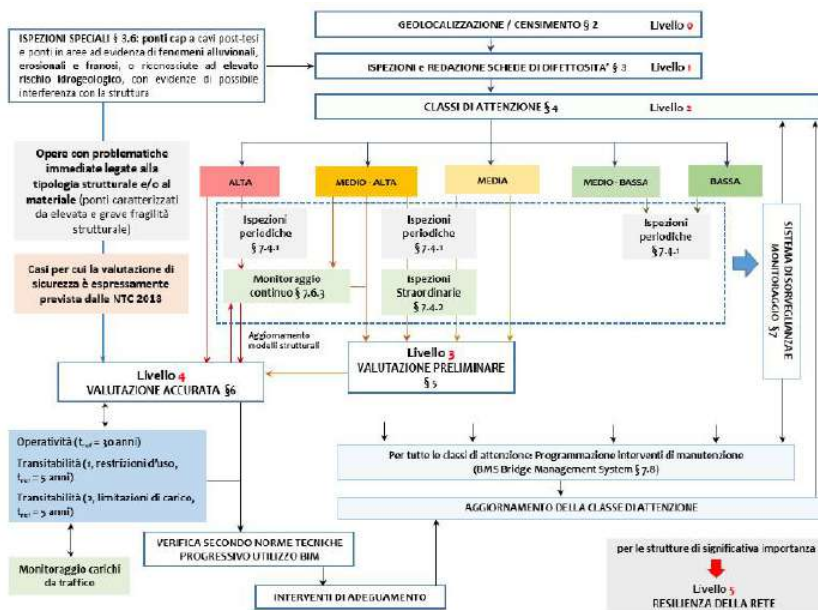


Figura 121 - Flusso logico tra i livelli di analisi.

È importante, quindi, definire con chiarezza i parametri e i criteri che permettono di individuare le priorità con cui eseguire le attività di censimento, ispezione e classificazione.

Il fulcro centrale dell'approccio è il Livello 2, ossia quello che consente la definizione delle Classi di Attenzione (CdA) per ogni ponte. Attraverso la *Classe di Attenzione*, è possibile stimare in modo approssimato il rischio associato ai ponti. Tale parametro consente non solo di definire l'ordine di priorità con il quale approfondire indagini, verifiche e controlli ma anche la programmazione degli interventi manutentivi e strutturali necessari.

Il valore della Classe di Attenzione è individuato mediante la valutazione semplificata dei fattori di pericolosità, esposizione e vulnerabilità associati alla singola opera, effettuata elaborando i risultati derivanti dalle ispezioni visive. Va sottolineato che i rischi considerati rilevanti per i ponti, anche in considerazione dei diversi periodi di ritorno e della diversa natura delle azioni preponderanti da cui essi dipendono, sono distinti in quattro tipologie, a cui vengono associate classi di attenzione specifiche:

**CdA STRUTTURALE E FONDAZIONALE**, per la definizione della classe di attenzione strutturale e fondazionale vengono considerati parametri influenti sul comportamento strutturale dell'opera nelle sue usuali condizioni di esercizio quindi parametri relativi all'entità e alla frequenza dei carichi da traffico, nonché fattori inerenti alle caratteristiche prettamente strutturali delle opere o, ancora, parametri legati al corretto funzionamento e gestione della rete stradale di appartenenza.

**CdA SISMICA**, per la definizione della classe di attenzione sismica si fa riferimento ai parametri che influenzano la risposta alle azioni sismiche dei ponti e delle reti stradali di appartenenza che sono gli stessi già considerati per la definizione della CdA strutturale e fondazionale ma tenuti in conto con criteri differenti.

**CdA FRANE**, per la definizione della Classe di Attenzione (CdA) associata al rischio da frana si tiene conto di alcuni specifici parametri che indicano il livello di coinvolgimento della struttura in eventuali fenomeni franosi, sia dal punto di vista spaziale che temporale. Per questa CdA, a differenza dell'usuale nomenclatura impiegata per la definizione degli altri tipi di CdA analizzati, si adotta il termine di "suscettibilità" piuttosto che di pericolosità; in tal modo, viste le specifiche difficoltà intrinseche alla definizione della probabilità di accadimento dell'evento, si vuole far riferimento alla sola previsione spaziale, trascurando la previsione di tipo temporale.

**CdA IDRAULICA**, per la definizione della Classe di Attenzione (CdA) associata al rischio idraulico si tiene conto di alcuni specifici parametri che indicano il livello di coinvolgimento della struttura in eventuali fenomeni alluvionali. Il rischio idraulico,

come noto, dipende da alcuni specifici parametri rappresentativi del coinvolgimento della struttura sia da un punto di vista spaziale che temporale. Per la preliminare valutazione spaziale, si può ritenere assente il rischio idraulico per strutture che non vadano ad interessare l'alveo con le pile e/o con le spalle e sempre che l'impalcato garantisca il rispetto del franco libero così come prescritto nelle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17.01.2018, § 5.1.2.3). Pertanto, qualora si possa ritenere che il determinarsi di un evento di piena non possa coinvolgere la struttura in esame, non risulta necessario proseguire con la valutazione della CdA idraulica, in quanto non influente ai fini della determinazione della CdA complessiva associata al ponte. Al contrario, l'eventuale collocazione delle strutture in aree coinvolte da accadimenti pregressi (ad esempio, fenomeni di escavazione, allagamenti, modificazioni delle sezioni idriche), inducono a proseguire con ispezioni speciali, con grado di approfondimento maggiore rispetto alle ispezioni iniziali previste per la valutazione della classe di attenzione. Si ritiene opportuno adottare il termine "susceptibilità" piuttosto che pericolosità, come per il rischio frane, attese le specifiche difficoltà intrinseche relative alla definizione della probabilità di accadimento dell'evento. Tuttavia, non si può prescindere, in merito alla consistenza dell'accadimento, dall'associazione della previsione spaziale e di quella temporale, in ragione dell'estensione, dell'intensità e della durata del verificarsi di eventi meteorologici con specifiche caratteristiche.

Una volta note le Classi di Attenzione associate ai rischi rilevanti, vengono combinate tra loro in modo da ottenere una *Classe di Attenzione complessiva* del ponte. La struttura generale del metodo di classificazione della Classe di Attenzione è ispirata allo schema noto di definizione di rischio, ossia è il risultato della combinazione dei tre fattori principali quali pericolosità, vulnerabilità ed esposizione. La determinazione di tali fattori è fatta per "classi ed operatori logici", raggruppando ogni parametro principale e secondario in classi, combinandole tra loro mediante flussi logici. In funzione del valore dei parametri si individuano 5 classi, che vengono poi corrette mediante dei parametri secondari classificati in 2 o più classi.

Alle valutazioni separate della CdA strutturale e fondazionale, CdA sismica, CdA legata al rischio idraulico e CdA legata al rischio frane deve conseguire la valutazione di un parametro unitario che permetta di pervenire ad un indice sintetico. Quest'ultimo parametro indica la Classe di Attenzione complessiva del ponte ed è il risultato della combinazione delle CdA associate alle quattro tipologie di rischio, condotta, ancora una volta, secondo un approccio per classi e operatori logici. La CdA complessiva è classificata, in analogia a quanto visto per le singole CdA, in bassa, medio-bassa, media, medio-alta e alta.

Nella definizione delle possibili combinazioni, un peso maggiore è dato alla CdA strutturale e fondazionale in quanto legata alle usuali condizioni di

esercizio delle strutture. Ciò comporta che se essa è alta, la CdA complessiva è alta qualsiasi siano le CdA sismica, idraulica e frane.

Si stabiliscono poi, in funzione di tale definizione, le azioni da intraprendere in termini di indagini, controlli e verifiche.

In particolare:

- Per i ponti con *classe di attenzione Alta* è opportuno l'immediato avvio di valutazioni più accurate, sia in termini di valutazioni di sicurezza sia di approfondimenti sulle caratteristiche geotecniche e/o strutturali, laddove necessario. Le ipotesi, i criteri e le modalità di esecuzione delle valutazioni accurate sono previste dal Livello 4 dell'approccio multilivello. Per tali ponti è prevista l'esecuzione delle ispezioni periodiche ordinarie e, ove si rendesse necessario, delle ispezioni periodiche straordinarie e l'installazione di sistemi di monitoraggio periodico o continuo;
- Per i ponti con *classe di attenzione Medio-Alta* è previsto l'impiego di valutazioni preliminari di Livello 3 e l'esecuzione delle ispezioni periodiche ordinarie o, se necessario, delle ispezioni periodiche straordinarie e l'installazione di sistemi di monitoraggio periodico o continuo. L'ente proprietario e/o gestore verifica, caso per caso, la necessità di eseguire valutazioni accurate di Livello 4, sulla base della tipologia e qualità dei difetti riscontrati e dei risultati delle analisi preliminari di Livello 3;
- Per ponti con *classe di attenzione Media* occorre eseguire valutazioni preliminari di Livello 3, così come per la CdA Medio-Alta, ed ispezioni periodiche ordinarie. Ove si rendesse necessario nel caso, sulla base delle ispezioni periodiche ordinarie, siano stati rilevati fenomeni di degrado in rapida evoluzione, e necessario eseguire anche ispezioni periodiche straordinarie. L'ente proprietario e/o gestore verifica quindi, caso per caso, sulla base delle valutazioni di Livello 3, se sia necessario installare sistemi di monitoraggio periodico o continuo (riclassificando il ponte in CdA Medio-Alta) e/o se eseguire valutazioni accurate di sicurezza di Livello 4 (riclassificando il ponte in CdA Alta);
- Per i ponti in *classe di attenzione Medio-Bassa* non sono previste valutazioni o analisi diverse da quelle già eseguite bensì l'esecuzione di ispezioni periodiche frequenti;
- Per i ponti in *classe di attenzione Bassa* non sono previste valutazioni o analisi diverse da quelle già eseguite bensì l'esecuzione di ispezioni periodiche.

In ogni caso, qualora non si proceda a valutazioni accurate della sicurezza, qualsiasi sia la classe di attenzione determinata, occorre comunque eseguire, oltre agli interventi manutentivi programmati e periodici, gli interventi manutentivi essenziali individuati sulla base delle ispezioni.

#### **4. Analisi del rischio**

Ai fini di una analisi preliminare del rischio delle infrastrutture è possibile riferirsi ad Indicatori semplificati di Pericolosità, Vulnerabilità ed Esposizione. In particolare, si considera una metodologia di classificazione del rischio dell'infrastruttura di collegamento che si basa sull'analisi della rilevanza del tratto stradale dei singoli tronchi e della pericolosità dei territori comunali attraversati. Sulla base di tali informazioni, nell'ambito di politiche di mitigazione del rischio, è possibile creare un elenco di priorità per l'attuazione delle verifiche puntuali in accordo a quanto previsto dalle Linee Guida sui Ponti e sui Viadotti. Tale metodologia associa, nell'analisi sommaria, ai ponti ed ai viadotti il rischio corrispondente al tratto stradale cui essi appartengono e si basa sulla considerazione, come detto, che il danno economico della perdita diretta o del danneggiamento dell'opera è generalmente di gran lunga inferiore rispetto al danno economico indiretto che deriva dall'interruzione del collegamento viario. Pertanto, la rilevanza strategica degli assi di trasporto determina l'importanza dei ponti e dei viadotti su di essi presenti. Di seguito sono descritti a titolo esemplificativo gli Indicatori di Pericolosità, per il caso di eventi sismici, considerati nello studio.

#### **Indicatori di Pericolosità Sismica**

La pericolosità sismica del territorio nazionale, alla base delle Norme Tecniche sulle Costruzioni, è descritta dalle carte di pericolosità espresse in termini di accelerazione di picco (PGA) su bedrock. La metodologia alla base della redazione di tali mappe è quella utilizzata nel progetto DPC-INGV 2004 *"Redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003"* redatta nel rispetto dei criteri contenuti nell'All.1 dell'Ord. PCM 3274/2003. Per quanto attiene la pericolosità sismica si considera quale Indicatore di Pericolosità Sismica (IPS) la classificazione sismica dei Comuni di cui alla Deliberazione di Giunta Regionale n°5447 del 07/11/2002.

#### **Indicatori di Pericolosità Frane**

Per quanto attiene la pericolosità da frane è possibile, invece, far riferimento alla documentazione redatta dalle autorità di Bacino, che individuano puntualmente la pericolosità del territorio in classi.

## Indicatori di Esposizione

Ai fini dell'individuazione della rilevanza dei singoli tronchi stradali si fa riferimento all'inquadramento amministrativo ed alla classificazione delle strade secondo il quadro normativo vigente.

Il D.Lgs. del 31.3.1998, n. 112 ha conferito funzioni e compiti amministrativi dello Stato alle Regioni ed agli Enti locali, in attuazione del capo 1 della legge 59/97. In materia di viabilità (art. 99), alle Regioni sono state trasferite le funzioni di programmazione e di coordinamento della rete viaria trasferita ed alle Amministrazioni Provinciali le funzioni di progettazione, costruzione e manutenzione delle strade non comprese nella rete stradale nazionale.

L'art. 101 stabilisce che le strade e le autostrade, già appartenenti al demanio statale ai sensi dell'articolo 822 del Codice civile e non comprese nella rete autostradale e stradale nazionale, sono trasferite, con decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri al demanio delle Regioni, ovvero, con apposite leggi regionali al demanio degli Enti locali. In tale ambito, l'art. 2 D.Lvo n° 285/92 classifica le strade con riguardo alle caratteristiche costruttive, tecniche e funzionali secondo specifiche categorie (commi 2 e 3). Per quanto attiene gli aspetti amministrativi, le strade sono classificate in considerazione dell'uso e della tipologia dei collegamenti (commi 5 e 6).

È importante sottolineare (comma 7) che le strade urbane di cui al comma 2, lettere D, E e F, sono sempre comunali quando sono situate nell'interno dei centri abitati, eccettuati i tratti interni di strade statali, regionali o provinciali che attraversano centri abitati con popolazione inferiore a diecimila abitanti.

Con il DPCM 21/2/2000 (Individuazione e trasferimento, ai sensi dell'art. 101, comma 1, del decreto legislativo n. 112 del 1998, delle strade non comprese nella rete autostradale e stradale nazionale) sono state individuate e trasferite al demanio delle Regioni a statuto ordinario, ovvero, attraverso apposite leggi regionali emanate ai sensi dell'art. 4, c. 1 della legge n. 59/97, al demanio degli Enti locali, le strade non comprese nella rete autostradale e stradale di interesse nazionale individuate con decreto legislativo n. 461/99, di cui alle tabelle allegate allo stesso DPCM, successivamente modificate con il DPCM 21-9-2001. Con i D.P.C.M. 12 ottobre 2000, 13 novembre 2000 e 22 dicembre 2000 sono stati anche assegnati alle Regioni e alle Province, per l'esercizio delle funzioni e dei compiti amministrativi trasferiti, i beni e le risorse finanziarie, umane, strumentali e organizzative.

Il D.P.C.M. 21 settembre 2001 (Modifiche al D.P.C.M. 21 febbraio 2000 recante individuazione e trasferimento, ai sensi dell'art. 101, comma 1, del D.Lgs. n. 112 del 1998, delle strade non comprese nella rete autostradale e

stradale nazionale) ha apportato modifiche alle precedenti tabelle di individuazione della rete stradale di interesse nazionale e di interesse regionale, alligate rispettivamente al D.Lgs. 461/1999 e al D.P.C.M. 21 febbraio 2000. Ai fini dell'individuazione della rilevanza dei singoli tronchi stradali è anche necessario considerare il ruolo degli stessi nell'ambito di misure di protezione civile. Per tener conto di ciò è possibile riferirsi alle tipologie riportate negli elenchi A (opere strategiche ai fini della Protezione Civile) e B (opere rilevanti in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso) del DPCM del 21/10/2003. In ambito regionale, inoltre, è necessario riferirsi alle categorie di cui alla Delibera Regione Campania n. 3573 del 5/12/2003.

In definitiva, ai fini della catalogazione delle strade per la definizione di un elenco di priorità, è possibile suddividere le stesse nei seguenti tre Indicatori di Esposizione (IE), a priorità decrescente:

**Tabella 37** – Indicatori di esposizione.

<b>Indicatori di Esposizione IE</b>	<b>Classificazione strade</b>
<p><b>Alto</b> Strade ad elevata Rilevanza Strategica</p>	<p>Strade di cui all'Elenco A del DPCM 21/10/2003; Strade di cui all'Allegato A della Delib. Regione Campania n. 3573 del 5/12/2003; Strade appartenenti alle Classi d'Uso III e IV di cui al punto 2.4.2 delle Norme Tecniche sulle Costruzioni di cui al DM 17.01.2018. Tra le strade di elevata rilevanza strategica vi sono le autostrade, le tangenziali, le strade a scorrimento veloce e le strade statali.</p>
<p><b>Medio</b> Strade di Media Rilevanza Strategica</p>	<p>Strade di cui all'Elenco B del DPCM 21/10/2003; Strade di cui all'Allegato B della Delib. Regione Campania n. 3573 del 5/12/2003; Strade appartenenti alla Classe d'Uso II di cui al punto 2.4.2 delle Norme Tecniche sulle Costruzioni di cui al DM 17.01.2018. Tra le strade di media rilevanza strategica vi sono le strade provinciali.</p>
<p><b>Basso</b> Strade di Bassa Rilevanza Strategica</p>	<p>Strade in ambito Regionale non classificate ad elevata o media rilevanza strategica.</p>

## Matrice di rischio

Ai fini di una catalogazione speditiva del rischio sommario delle infrastrutture, si considera la seguente matrice che consente di catalogare le strade e, quindi, i ponti ed i viadotti presenti nell'area oggetto di studio in tre livelli di rischio decrescenti sulla base della rilevanza strategica del tratto stradale e della pericolosità sismica e/o da frana del territorio:

**Tabella 38** - Matrice di rischio.

<i>Indicatore di Pericolosità (IP)</i>	<i>Indicatore di Esposizione (IE)</i>		
	<i>Elevato</i>	<i>Medio</i>	<i>Basso</i>
<i>Aree ad Alta Pericolosità</i>	<b>Rischio Elevato</b>	<b>Rischio Elevato</b>	<b>Rischio Medio</b>
<i>Aree a Media Pericolosità</i>	<b>Rischio Elevato</b>	<b>Rischio Medio</b>	<b>Rischio Basso</b>
<i>Aree a Bassa Pericolosità</i>	<b>Rischio Medio</b>	<b>Rischio Basso</b>	<b>Rischio Basso</b>

## Bibliografia

- [1] Aloia A., Guida D., Greco D., Petti L., Romano G., "Tools supporting risk management and mitigation policies in the perspective of climate change: Case Study of the Cilento National Park and Vallo di Diano". pp.1-2. in 8th international conference on UNESCO GLOBAL GEOPARKS.
- [2] Cascini L. (2005) – La gestione scientifica dell'emergenza idrogeologica del maggio 1998 nella Regione Campania. Monografia, Rubbettino Editore, 278 pp.
- [3] Cascini L. (2014). Criteri di analisi e gestione del rischio da frana: dal Governo centrale alle comunità locali. Relazione Generale. In: La geotecnica nella difesa del territorio e delle infrastrutture dalle calamità naturali. Atti del XXV Convegno Nazionale di Geotecnica, Baveno, 4-6 giugno 2014 – Vol. 1, pp. 103-150. Edizioni AGI, Roma.
- [4] Cascini L., Ferlisi S. (2003). Occurrence and consequences of flow-slides: a case study. Proceedings of the International Conference on "Fast Slope Movements – Prediction and Prevention for Risk Mitigation" (L. Picarelli ed.). Naples, 11-13 May 2003. Pàtron Editore, Bologna. Vol. I, pp. 85 - 92.
- [5] Cascini L., Ferlisi S., Vitolo E. (2008) – Individual and societal risk owing to landslides in the Campania region (southern Italy).



- Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards, 2(3):125-140.
- [6] Catenacci, V., 1992. Il dissesto geologico e geoambientale in Italia dal dopoguerra al 1990. Memorie Descrittive della Carta Geologica d'Italia, XLVII, 301pp.
- [7] Faella C., Palazzo B., Petti L., 1998 – “Analisi della sismicità storica del territorio della Provincia di Salerno. Consorzio Univ. Grandi Rischi. C.U.G.R.I. – Provincia di Salerno – Programma di Previsione e Prevenzione di Protezione Civile.
- [8] Faella C., Palazzo B., Petti L., Di Domenico G., 1998 – “Analisi degli effetti del terremoto del 23 novembre 1980” Consorzio Univ. Grandi Rischi. C.U.G.R.I. Provincia di Salerno – Programma di Previsione e Prevenzione di Protezione Civile.
- [9] Faella C., Palazzo B., Petti L., Di Domenico G., 1998 – “Analisi della vulnerabilità degli edifici e degli insediamenti urbani della provincia di Salerno”. Consorzio Univ. Grandi Rischi. C.U.G.R.I. – Provincia di Salerno – Programma di Previsione e Prevenzione di Protezione Civile.
- [10] Faella C., Palazzo B., Petti L., Penna A., Albano G., 1998 – “Pericolosità Sismica del territorio della provincia di Salerno” Consorzio Univ. Grandi Rischi. C.U.G.R.I. – Provincia di Salerno – Programma di Previsione e Prevenzione di Protezione Civile.
- [11] Faella C., Palazzo B., Petti L., Penna A., Albano G., 1998 – “Analisi del rischio sismico del territorio della Provincia di Salerno” Consorzio Univ. Grandi Rischi. C.U.G.R.I. – Provincia di Salerno – Programma di Previsione e Prevenzione di Protezione Civile.
- [12] Faella C., Palazzo B., Petti L., 2000 – “Sistema pilota di previsione e prevenzione dei rischi derivanti dalle azioni sismiche nel territorio regionale”. Rapporto della ricerca svolta nell’ambito del P.O.P. Campania Annualità 1997, Sottoprogramma 5, Misura 5.4, Azione 5.4.2.
- [13] Palazzo B., Petti L., Di Domenico G., 1999 – “Una stima della Vulnerabilità Urbana per le indagini di Rischio Sismico”, pp.30-37. In *Ingegneria Sismica*, vol. 16/2. ISSN:0393-1420.
- [14] Palazzo B., Petti L., 1999 – “Seismic Risk evaluation in the area of the Province of Salerno” WIT PRESS, Proceedings of the ERES 99 Conf, Catania.

- [15] Palazzo B., Petti L., Tedesco G., 1999 – “Individuazione di Strategie Ottimali per la mitigazione del Rischio Sismico”, Atti IX Convegno Nazionale "L'Ingegneria Sismica" in Italia.
- [16] Palazzo B., Petti L., Albano G., 1999 – “Risultati preliminari di una Analisi di Rischio Sismico del Territorio della Regione Campania.” Atti IX Convegno Nazionale "L'Ingegneria Sismica" in Italia.
- [17] Palazzo B., Petti L., Albano G., 2001 – “Una stima del Rischio Sismico della Regione Campania” Pubblicato su “Il Rischio Territoriale, un caso di studio” Materiali INU, Collana INU Campania.
- [18] Palazzo B., Petti L., Marino I., 2006 – “Linee Guida per la mitigazione del rischio sismico delle infrastrutture stradali strategiche e rilevanti”. Dipartimento di ingegneria civile Università di Salerno, Delibera G. R. Campania n. 2185 del 29.12.2006 – Convenzione del 3 settembre 2007.
- [19] Palazzo B., Petti L., Marino I., 2010 – “Una strategia a larga scala per la mitigazione del rischio sismico delle opere infrastrutturali: il caso della Regione Campania”, pp.34-35. In *Ingegneria Sismica*, anno XXVII – n. 2. ISSN:0393-1420.
- [20] Palazzo B., Petti L., Marino I., 2010 – “La mitigazione del rischio sismico delle opere infrastrutturali in area vasta Convegno di studi urbanistici per il trentennale degli eventi sismici in Campania, Basilicata e Puglia, INU, Terremoto 80” - Ricostruzione e sviluppo Università di Salerno.
- [21] Petti L., Greco D., Mammone A., Di Muro C., 2018 – “New multi-scale risk governance and management approach of natural, cultural and artistic preserved areas: the case studies of the Amalfi Coast and the Cilento National Park IT sites”. pp.1-9. In *Risk and Resilience in Practice: Vulnerabilities, Displaced People, Local Communities and Heritages* – ISBN:978-989-54741-1-0.

# **Metodologie per la gestione giuridica del rischio idrogeologico e profili generali di responsabilità**

Marianna Pace, Roberta Venditti

## *Abstract*

Il capitolo intende dar conto del complesso quadro giuridico internazionale ed europeo relativo alla tutela dell'ambiente per poi approfondire, da un punto di vista del diritto interno, aspetti più specialistici riguardanti il dissesto idrogeologico e la disciplina relativa alla mitigazione e limitazione del rischio.

## **1. Il diritto internazionale ambientale**

Il diritto internazionale dell'ambiente può essere definito come un settore speciale del diritto internazionale (*ratione materiae*). Da un esame comparativo delle norme in materia ambientale e sviluppo sostenibile si possono trarre alcuni principi fondamentali che costituiscono obblighi *erga omnes*: sovranità permanente sulle risorse naturali; non uso del territorio di uno Stato per arrecare danno ad altri; prevenzione (o azione preventiva); precauzione (anche nella forma di approccio di precauzione); responsabilità comuni, ma differenziate; cooperazione internazionale.

La realizzazione degli obblighi previsti dalle norme e principi internazionali applicabili in materia ambientale passa necessariamente attraverso un uso diverso e più responsabile delle risorse naturali di ciascuno Stato e attraverso azioni specifiche volte a favorire uno sviluppo ecologicamente sostenibile. Si può ritenere ormai acquisita l'esistenza di un principio costituzionale, vincolante la generalità degli Stati, consistente nel dovere di proteggere l'ambiente, adottando politiche ecologicamente sostenibili. Al di là del valore giuridico dei pareri/sentenze adottate, in particolare, dalla Corte internazionale di Giustizia, non si può non sostenere che le espressioni usate dalla Corte abbiano avuto un ruolo determinante al fine dell'elaborazione di una norma generale che impone agli Stati di tutelare l'ambiente, quale valore fondamentale della comunità globale.

## **2. Disposizioni comunitarie: la gestione delle risorse idriche e la prevenzione del danno**

### **La gestione qualitativa e quantitativa delle risorse: il monitoraggio nella Direttiva quadro sulle acque 1000/60/CE**

Obiettivo della direttiva è primariamente quello di ridurre fenomeni di inondazioni e di siccità proponendo strumenti per una buona gestione quantitativa e qualitativa della risorsa idrica.

I programmi di monitoraggio (art. 8 punto 2) considerano l'analisi del volume, del livello e dello stato ecologico e chimico, oltre che potenziale (elevato/buono/sufficiente) di tutte le acque superficiali e delle acque sotterranee agendo nel periodo di riferimento previsto dal Piano di bacino in cui sono contenuti. Rilevante qui è il Piano contenente le mappe indicanti l'estensione della rete di monitoraggio delle acque superficiali e distingue le attività di sorveglianza da quelle di monitoraggio operativo laddove:

- le attività di sorveglianza hanno l'obiettivo di fornire indicazioni circa lo stato qualitativo complessivo delle acque superficiali;
- le attività di monitoraggio operativo sono invece condotte su corpi idrici non in linea con gli standard di qualità ambientale in virtù dell'effettuata valutazione di impatto (VIA).

In ossequio alla Direttiva, tali attività sono condotte secondo una frequenza temporale riportata nel Piano, di gestione, in un arco di temporale che va da 1 mese a 6 anni. Il monitoraggio operativo, in particolar modo, deve essere condotto nel periodo intercorrente tra la prima attività di sorveglianza e la seconda, ad una frequenza soddisfacente per rilevare gli impatti delle pressioni. La frequenza del controllo deve avere l'obiettivo di ottenere un certo livello di attendibilità e precisione considerando la probabile variabilità dei parametri causata dall'incidenza di fattori antropici e naturali.

## **Gestione del rischio di alluvione nella Direttiva 2007/60/CE**

La disciplina introduce la Valutazione preliminare del rischio (tenendo in considerazione l'incidenza del fattore climatico sugli eventi) e prevede che gli Stati effettuino, in virtù degli obiettivi che si prefigge di raggiungere, una valutazione iniziale dei rischi alluvionali per ogni bacino idrografico e che comunichino i dati raccolti agli organi dell'Unione - trasmessi eventualmente anche da Autorità diverse da quelle predeterminate con l'applicazione della Direttiva quadro sulle acque.

La Valutazione comprende specifici elementi, tra cui la Mappatura del distretto idrografico, le Mappe della pericolosità (art.6) (in cui è prevista la classificazione delle aree a rischio alluvione, l'indicazione della probabilità del suo verificarsi – scarsa, media, elevata -, la specificazione delle probabili caratteristiche che essa può assumere) e le "Mappe del rischio di alluvione". Queste ultime devono essere redatte al fine di identificare le eventuali conseguenze negative del dissesto e devono contenere l'indicazione della densità della popolazione potenzialmente interessata, della presenza e quantità di impianti sensibili e delle attività ad essi connesse da cui potrebbe scaturire in-

quinamento. Sulla base delle valutazioni e delle informazioni pratiche contenute in questi documenti, gli Stati sono tenuti a adottare il Piano di gestione del rischio: questi contemplano i bacini ed i sottobacini interessati e sono atti a definire i sistemi di allertamento e le misure da adottare al fine di ridurre o evitare il danno per la salute umana, l'ambiente, il patrimonio culturale e le attività economiche.

### 3. Aggiornamento normativo nazionale e regionale

#### Il testo unico ambientale: il decreto legislativo n° 152/2006

Questo atto legislativo, sotto forma di Codice, effettua una riorganizzazione della normativa vigente e contiene la disciplina dettagliata riguardante la gestione e la tutela delle risorse idriche, la lotta all'inquinamento e alla desertificazione, la gestione dei rifiuti e bonifica dei siti inquinati, la tutela dell'aria e le procedure di risarcimento dei danni contro l'ambiente. Per quanto riguarda direttamente l'ambito di tutela dei corpi idrici, la disciplina è collocata nella Parte terza del Codice Ambientale (artt.53.176) e prevede, come da disposizioni comunitarie, il raggiungimento dell'obiettivo di "qualità ambientale" (Titolo II, Capo I, art.76) per il tramite di specifici soggetti e strumenti.

I soggetti coinvolti e i connessi strumenti sono sintetizzabili secondo il seguente schema:

SOGGETTI	STRUMENTI
Regioni	Piano di bacino distrettuale
Strutture di supervisione e coordinamento del sistema di gestione ambientale	Piano di tutela delle acque
Autorità di bacino distrettuali	Piano stralcio di distretto per l'assetto idrogeologico (PAI)
Presidente del C.d.M.	Piano di gestione del rischio di alluvione (PGRA)
Mattm	Piani Straordinari

Le Regioni dispongono di vari poteri. Il primo riguarda la delimitazione dei bacini idrografici ed è strettamente connesso al principio di collaborazione sulla base del quale le Regioni partecipano anche all'elaborazione del Progetto dei Piano di bacino nazionali esponendo proposte finalizzate alla redazione

dei programmi in esso contenuti. Gli ulteriori poteri riguardano l'elaborazione, l'adozione, l'approvazione e l'attuazione dei medesimi Piani di bacino a carattere regionale ed interregionale.

Le Autorità di bacino provvedono, tenuto conto delle risorse finanziarie previste a legislazione vigente:

- ad elaborare il Piano di bacino distrettuale e i relativi stralci, tra cui il piano di gestione del bacino idrografico, previsto dall'art. 13 della direttiva 2000/60/CE
- ad esprimere pareri sulla coerenza con gli obiettivi del Piano di bacino dei piani e programmi dell'Unione europea, nazionali, regionali e locali relativi alla difesa del suolo, alla lotta alla desertificazione, alla tutela delle acque e alla gestione delle risorse idriche.

Il Presidente del Consiglio dei Ministri assume una funzione centrale approvando con proprio decreto gli atti relativi alla delimitazione dei bacini di rilievo nazionale ed interregionale, i piani di bacino, gli atti di intervento a carattere nazionale e gli atti di sostituzione dei soggetti preposti allo svolgimento di talune attività in caso di loro inattività.

Il Ministero dell'ambiente per la tutela del territorio e del mare (dal 2021 Ministero della transizione ecologica) supervisiona tutte le attività previste dalla precedente L.183/1989 secondo un piano di divisione delle competenze previsto all'art. 5 commi 2 e 3 nonché, nei bacini di rilievo nazionale, le attività di smaltimento dei rifiuti e limitazione dell'inquinamento. L'art.58 del vigente T.U.A. dispone che il Ministero ha funzioni, tra le altre, di:

- indirizzo e coordinamento di tutte le autorità di bacino;
- programmazione, finanziamento e controllo degli interventi in materia di difesa del suolo;
- valutazione degli effetti conseguenti all'esecuzione dei piani.

## **La gestione del rischio idrogeologico e le infrastrutture**

### **L'individuazione e la perimetrazione delle aree a rischio**

I criteri generali per l'individuazione e perimetrazione delle aree a rischio idrogeologico (comma 1, art. 1, del decreto-legge n. 180/1998 come convertito con legge 3 agosto 1998, n. 267, e poi individuati dal DPCM 29/9/1998) si fondano sulle definizioni generali dei concetti di rischio dell'UNESCO, connessi a tre fattori ossia: pericolosità (P), cioè la probabilità di accadimento di un dato evento, il valore degli elementi a rischio (E) e la loro vulnerabilità. A differenza del pericolo, il concetto del rischio contempla sia una valutazione circa le possibilità che una tale circostanza si verifichi, sia le conseguenze da essa derivanti.

Alcune linee di indirizzo generali per rendere realizzabili le perimetrazioni, considerata la complessità di una valutazione quantitativa del rischio da effettuare a scala nazionale, furono definite dal DPCM 29/9/1998 stesso: “L’individuazione esaustiva delle possibili situazioni di pericolosità dipendenti dalle condizioni idrogeologiche del territorio può essere realizzata attraverso metodologie complesse, capaci di calcolare la probabilità di accadimento in aree mai interessate in epoca storica da tali fenomeni. Tuttavia, i limiti temporali imposti dalla norma per realizzare la perimetrazione delle aree a rischio consentono, in generale, di poter assumere, quale elemento essenziale per la individuazione del livello di pericolosità, la localizzazione e la caratterizzazione di eventi avvenuti nel passato riconoscibili o dei quali si ha al momento presente cognizione”.

### **La necessità di una visione strategica integrata delle infrastrutture e dissesto idrogeologico**

Gli interventi di monitoraggio delle infrastrutture devono sistematicamente correlarsi con il dissesto idrogeologico in considerazione della forte interrelazione tra le diverse cause che lo producono (quali, ad esempio, il consumo di suolo, i cambiamenti climatici, le politiche urbanistiche). Fondamentale al fine di mitigare i rischi e valutare vulnerabilità, diviene svolgere, attraverso il presidio territoriale, una serie di attività che vanno dalla prevenzione e manutenzione del territorio e delle infrastrutture – mediante, ad esempio, la sistemazione di versanti franosi, il consolidamento e la difesa idraulica, il rifascimento e difesa delle aree costiere, la messa in sicurezza di abitati - per arrivare al monitoraggio. In questa logica si mostra necessario un disegno strategico di opere strutturali, laddove ancora oggi risulta invece frammentato in una molteplicità di interventi in parte conseguenziali a situazioni emergenziali, piuttosto che in una programmazione omogenea di effettiva opera di prevenzione.

Apprezzabile si mostra allora lo sforzo che si intende compiere in questa direzione con il nuovo sistema di valutazione integrata del rischio relativo quantomeno ai ponti e viadotti (v. par. 3.2.3)

### **Le linee guide per la “classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti”**

Di recente, a seguito di eventi disastrosi, l’attenzione si è concentrata soprattutto sul “monitoraggio” e sulla “gestione di rischio” di ponti, viadotti, cavalcavia e opere similari esistenti lungo infrastrutture stradali, quali opera-

zioni che devono essere effettuate non solo dall'Anas e concessionari ma anche dai comuni e province e da tutti coloro che, pubblici e privati, rientrano nell'ambito dei gestori dei ponti e dei viadotti.

Il 17 dicembre 2020 sono state infatti adottate, previo parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, con il Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 578, le linee guida “per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti”, in attuazione dell'art. 14, comma 1, del Decreto-legge n. 109/2018.

### **Le Fasi della procedura per la gestione della sicurezza dei ponti**

Al fine di un'efficace verifica della sicurezza infrastrutturale, lo schema operativo ivi individuato prevede uno sviluppo di più fasi implicanti diverse operazioni e valutazioni, alcune consequenziali, altre trasversali, così da consentire l'elaborazione, per livelli diversi, di una vera e propria mappatura dei ponti con la specificazione dei pericoli. In particolare, sono individuate tre fasi: FASE 1: censimento e classificazione del rischio; FASE 2: verifica della sicurezza; FASE 3: sorveglianza e monitoraggio dei ponti.

Secondo questo schema, la “valutazione del rischio” di un'opera, ponte o viadotto che sia, e infine il suo monitoraggio si fonda sulla “classificazione” del rischio, o meglio sulla classe di attenzione, effettuata sulla base della ricognizione e censimento di tutte le opere d'arte presenti a livello nazionale, in considerazione non solo le caratteristiche strutturali del manufatto anche anche la “vulnerabilità”, tenuto conto del contesto geologico, idrologico e idrogeologico in cui si trova lo stesso manufatto.

### ***Classificazione e gestione del rischio e valutazione del rischio frane***

La prima fase del censimento e classificazione del rischio include i livelli 0, 1, 2 e 3. Il livello 0 deriva dalla necessità di effettuare un censimento e catalogazione di tutte le opere presenti sul territorio così da inserirle in un unico database, che segnali già l'ordine di priorità, tra i ponti censiti, per le successive fasi di analisi. Il livello 1 implica invece il lavoro ispettivo sul campo di tutte le opere censite che saranno soggette a tal fine a rilievo fotografico, geometrico e sullo stato di conservazione, così da individuare le criticità: in alcune ipotesi, la presenza di “elementi critici” – ovvero di “elementi particolarmente soggetti ai fenomeni di degrado e i cui eventuali malfunzionamenti possono incidere significativamente sul comportamento strutturale globale del ponte, ovvero gli elementi o le condizioni per i quali la presenza di uno stato di degrado avanzato è da segnalare immediatamente” potrebbero indurre ad andare immediatamente alla fase relativa alla valutazione della sicurezza. Con



il Livello 2 si arriva a definire, sulla base dei parametri di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione, determinati in considerazione dei risultati ottenuti dai livelli precedenti, la classe di attenzione di ogni ponte, soggetta ad aggiornamento ogni due anni, così da poter individuare in ultimo l'ordine delle priorità per le verifiche e la programmazione nella gestione dell'opera. L'ultimo livello, il livello 3, chiude questa prima fase, e consente di valutare con maggiore dettaglio le criticità emerse nel livello 1 e di approfondire le risorse dell'opera in base al periodo e alla normativa di progettazione dell'opera

#### *La valutazione della sicurezza*

Il livello 4 apre la seconda fase relativa alla Verifica di sicurezza dei ponti effettuata in base alle NTC2018 - Norme Tecniche per le Costruzioni" (NTC), aggiornato dal D.M. del 17 gennaio 2018 e dalla Circolare Esplicativa n. 35/2019 del 11 febbraio 2019 - e degli elementi da queste prese in considerazione – vale a dire, tempo di riferimento, degrado e azioni da traffico – a seguito della quale si arriva all'esito di 3 classificazioni - Adeguato, Operativo e Transitabile – da inserire nel database nazionale.

#### *Sistema di sorveglianza e monitoraggio*

Quest'ultima fase legata alle ispezioni periodiche e al monitoraggio rende possibile la valutazione dello "stato di condizione" dell'opera stessa in riferimento alla sua "idoneità all'uso previsto" (diagnosi), riguardante sia gli aspetti di sicurezza strutturale e fondazionale sia quelli relativi alle eventuali "pericolosità di natura ambientale ed all'efficienza degli apparati ausiliari, stimandone le tendenze evolutive (prognosi)".

## **4. Il sistema nazionale di protezione civile**

Il sistema nazionale di protezione civile è stato istituito con la L.225/1992.

La disciplina, oggi contenuta nel nuovo Codice della Protezione civile (2018), propone appositi programmi di intervento adoperati, in particolar modo nella fase successiva al danno, per indirizzare azioni di recupero/ripristino delle attività seguendo il normale schema d'intervento di protezione civile che prevede: azioni di prevenzione, mitigazione, soccorso e ripristino delle attività socioeconomiche.

Il sistema è retto su due topologie di attori esercitanti funzioni di indirizzo politico ossia le autorità nazionali e territoriali. Massima espressione delle prime è il Presidente del Consiglio dei Ministri che si avvale, per l'esercizio delle proprie funzioni di indirizzo-coordinamento, del Dipartimento di Protezione Civile. Ruolo rilevante spetta anche ai Presidenti regionali e ai Sindaci.

## Soggetti e competenze

Le componenti centrali del sistema di protezione civile sono:

- il Dipartimento di protezione civile (di cui si avvalgono anche le Prefetture);
- le Regioni e le province autonome di Trento e Bolzano (con potestà legislativa concorrente);
- i Comuni, le province e le città metropolitane a cui si aggiungono tutte le Strutture operative nazionali e regionali di cui all'art.13 (forze armate, di polizia, servizio sanitario nazionale, enti ed istituti di ricerca scientifica, volontariato organizzato etc.).

–

## Le diverse tipologie di attività di prevenzione

Una novità introdotta dalla nuova disciplina del Codice di Protezione civile attiene alla specificazione delle diverse tipologie di attività di prevenzione, strutturali e non strutturali, le une propedeutiche alle altre.

Un esempio sono i sistemi di allertamento e la pianificazione dei piani di protezione civile resi possibili grazie al necessario espletamento delle attività di prevenzione. All'art. 2 comma 4 è rinvenibile l'elenco delle attività di prevenzione non strutturale tra cui appaiono: le attività di allertamento del Servizio nazionale sulla base delle operazioni di monitoraggio e raccolta dati, la formazione delle competenze professionali degli operatori del Servizio nazionale, l'applicazione della normativa tecnica di settore, promozione di attività addestrative, promozione della conoscenza in materia di protezione civile. Tra le attività di prevenzione strutturale, invece, si annoverano: elaborazione delle linee di indirizzo nazionali e regionali; esecuzione di interventi strutturali in caso di calamità; tutte le azioni integrate, strutturali e non, per la mitigazione del rischio.

## 5. Normativa regionale della Campania: la difesa del suolo

In applicazione della L.183/1989 (Norme per il riassetto organizzativo e funzionale della difesa del suolo") la Regione Campania ha adottato la L.R. 8/1994 intitolata "Norme in materia di difesa del suolo" con la quale si è stabilita la suddivisione del territorio in bacini idrografici ed il loro successivo raggruppamento in complessi territoriali. I bacini di rilievo regionale sono stati individuati all'art. 1 e poi raggruppati in complessi territoriali sui quali le rispettive Autorità di bacino esercitano le loro funzioni secondo il riparto di competenze esistente. Queste, titolari della funzione di indirizzo e coordinamento, si adoperano per garantire lo svolgimento delle attività di program-

mazione, pianificazione ed attuazione finalizzate alla conservazione e alla difesa del suolo, alla preservazione dello stato qualitativo ottimale dei corpi idrici ed alla loro razionale utilizzazione.

## **Gli Strumenti**

### **Il piano di bacino**

Il piano, in quanto strumento conoscitivo, permette di programmare le azioni sul suolo attraverso la conoscibilità dello stato fisico delle risorse, delle situazioni in atto e potenziali, del degrado fisico e delle sue cause, dell'utilizzazione dei suoli e delle acque, delle opere (distinte per funzioni sulla base del tipo di degrado e della sua estensione); permette inoltre di individuazione prescrizioni e vincoli con riferimento alle opere idrauliche, forestali, agrarie, di stabilizzazione e consolidamento dei territori, di sistemazione dei litorali marini, di lotta all'inquinamento e fornisce strumenti atti a limitare l'uso improprio delle risorse (soprattutto per gli scarichi di reflui industriali e sostanze tossiche). Ogni Piano è adottato con programmi d'intervento di durata triennale, come disposto dagli artt.21 e 22 della L. 183/89 ed è elaborato dal Comitato tecnico. Quest'ultimo è uno degli organi di cui si compone l'Autorità di bacino territoriale e si affianca al (artt.4 e 5) al Comitato istituzionale, al Segretario generale e alla Segreteria tecnico-operativa. Il comitato tecnico è dunque un organo di consulenza del Comitato istituzionale svolgente funzioni di supporto tecnico.

### **La Pianificazione territoriale ed urbanistica**

Oltre al Piano di bacino sono stati introdotti a livello regionale altri strumenti di programmazione e pianificazione finalizzati a garantire la tutela del territorio da dissesti di tipo idrogeologico, l'uso razionale delle risorse e le utilizzazioni del territorio coerenti col principio di sostenibilità. La L.R. 16/2004 intitolata "Norme sul governo del territorio" introduce lo strumento della pianificazione territoriale ed urbanistica. L'obiettivo di controllo territoriale e di miglioramento dell'uso dei suoli, inteso nell'ottica di riduzione dell'impatto antropico sull'ambiente e dunque di prevenzione del dissesto, continua ad avere una posizione di leadership nell'agenda politica.

### **Obiettivi della pianificazione**

La pianificazione persegue l'intento, tra gli altri, di fornire uno strumento di salvaguardia degli insediamenti urbani dai dissesti di tipo idrogeologico, sismico e vulcanico.

## **I livelli di pianificazione**

La pianificazione è attuata su tre livelli: regionale, provinciale e comunale. Le pianificazioni territoriali di livello provinciale e comunale si attuano attraverso la predisposizione di disposizioni strutturali e programmatiche.

### **Il Piano territoriale regionale**

#### *Obiettivi e caratteristiche*

Il PTR diventa uno strumento fondamentale di controllo e gestione territoriale avente l'obiettivo di individuare l'organizzazione del territorio di riferimento, i sistemi infrastrutturali, le attrezzature di rilevanza sovra regionale e regionale, gli indirizzi e gli strumenti per le pianificazioni territoriali provinciali. Il Piano territoriale regionale funge così da linea guida per la determinazione delle scelte operative a livello locale (programmazione degli interventi) ed include la definizione degli obiettivi e delle misure per stabilire e garantire l'assetto e l'organizzazione territoriale. Gli obiettivi da seguire riguardano: la difesa del suolo ed ecosistemica, il rafforzamento della resilienza territoriale, la prevenzione dei rischi da calamità naturali ed indotte, l'individuazione degli impianti e degli interventi pubblici considerati di rilevanza regionale, il controllo di compatibilità ambientale delle nuove costruzioni.

### **Il Piano territoriale provinciale**

Le Pianificazioni provinciali sono redatte ai sensi della normativa statale e regionale. Hanno valore indeterminato e forniscono direttive sulle possibili trasformazioni del territorio in virtù delle caratteristiche naturali, ambientali e socioeconomiche delle aree in questione.

Esse assumono il precipuo compito di fissare il carico insediativo ammissibile sul territorio di loro competenza, individuare gli elementi costitutivi del territorio naturale ed incentivare (come avviene per le pianificazioni regionali) specifici Piani di tutela, conservazione e recupero dei siti. Differentemente dalla Pianificazione regionale, quella provinciale è costituita dal: Piano territoriale di coordinamento provinciale (PTCP) ed i piani settoriali provinciali (PSP).

### **La pianificazione comunale**

Le pianificazioni comunali pervengono alla definizione di obiettivi specifici ossia definiscono gli interventi di trasformazione fisica e funzionale in uno specifico arco di tempo (art. 3 c.3 lett. A-b).

## 6. Il Regime delle Responsabilità

### La responsabilità penale

La responsabilità di un soggetto agente può derivare sia da sue condotte attive che da sue condotte passive ossia può scaturire, talvolta, dal mancato adempimento di un obbligo impostogli ex lege in virtù di una particolare posizione giuridica ricoperta. A differenza delle condotte attive per cui la responsabilità è di “immediata” percezione e l’agente ne risponde personalmente a prescindere dalla sua posizione giuridica, nelle condotte omissive la circoscrizione delle responsabilità diventa più complessa e trova legittimazione nello specifico ruolo ricoperto dal soggetto.

Una condotta omissiva può, invero, rivelarsi causa o concausa del fenomeno calamitoso mettendo in luce, in tal modo, una responsabilità penale di derivazione codicistica.

Tale condotta rientra nella categoria dei “reati commissivi mediante omissione” i quali si configurano a seguito del verificarsi di un evento lesivo che avrebbe dovuto essere evitato in ottemperanza agli obblighi di impedimento.

La condotta omissiva che si pone in contrasto con un obbligo di sorveglianza e tutela da parte di un soggetto (“garante”) su un bene specifico è punita ai sensi dell’art.40 c.1 e 2 c.p. in virtù della clausola di equivalenza che equipara l’omissione di una condotta obbligatoria al compimento dell’illecito.

Affinché si possa individuare una forma di responsabilità di tipo penale originante da un reato omissivo improprio (o “condotta commissiva impropria”) è necessario presupporre la sussistenza di elementi che collocano i soggetti del sistema di protezione civile in una posizione di garanzia fondata sull’obbligo – disposto da previsioni normative - di agire per impedire il verificarsi di un evento lesivo (individuabile ad esempio nell’art.3 della L.225/1992).

La responsabilità penale di un soggetto che ricopre questa posizione deriva dal non aver impedito il verificarsi di un evento lesivo che ha avuto luogo, il che equivale teoricamente ad averlo cagionato.

Il soggetto garante obbligato risponde infatti delle conseguenze derivanti dalla sua condotta omissiva, purché si provi che tale condotta avrebbe potuto concretamente evitare l’evento dannoso.

Pertanto, poiché il reato omissivo improprio manca di un’apposita norma che lo preveda, la sua disciplina è ricavata dal combinato disposto dell’art.40 c.2 e da norme speciali che riguardano reati d’azione (es. omicidio colposo).

## **I soggetti e le attribuzioni nella gestione del dissesto**

Le posizioni di garanzia, individuate nel Sistema di protezione civile, perno delle attività di prevenzione (e gestione degli eventi calamitosi), come disposto dalla L.225/1992, fanno capo ai Sindaci, ai Prefetti e alle Province.

Per quanto concerne i ruoli del Sindaco e del Prefetto è possibile attribuir loro specifiche posizioni di garanzia derivanti dalla lettura degli art.14-15 della L. 225/1992 e consistenti nell'obbligo di protezione dei beni in affidamento da eventuali pericoli mediante attività di vigilanza e non solo.

Nel nostro sistema, a tal proposito definito "a geometria variabile", la disciplina della L.225/92 ha stabilito in particolare all'art.15 co.3 che:

- Il Sindaco (livello primario di protezione civile) assume la direzione degli interventi emergenziali ottemperando alle disposizioni incluse nel Piano di emergenza (adottato sulla base delle linee guida fornite dal Dipartimento di protezione civile) attinenti all'area comunale e fornisce assistenza alle popolazioni colpite, in comunicazione diretta col Prefetto e il Presidente della Giunta regionale.
- Il Prefetto è invero individuato, nelle fattispecie calamitose di tipo C, come l'autorità competente ad assumere il coordinamento dell'evento in stretta comunicazione con il Presidente della Giunta regionale, il Ministero dell'interno ed il Dipartimento di p.c. sulla base delle segnalazioni effettuate dall'autorità sindacale.

Egli, in posizione di raccordo tra le Autorità statali e quelle territoriali, contribuisce a garantire l'implementazione delle misure urgenti di contrasto dell'emergenza su più livelli e può, pertanto, essere definito come figura poliedrica i cui compiti risultano fondamentali nei suddetti contesti.

La sua figura di "cerniera" tra lo Stato e gli enti locali fa in modo che esso agisca, a seguito della dichiarazione dello stato di emergenza e per il tramite del Presidente del Consiglio, adottando le misure straordinarie necessarie

## **Responsabilità civile e la responsabilità da cose in custodia**

### **Obblighi di manutenzione**

Le responsabilità civili di natura codicistica attengono alla mancata tutela del demanio stradale da parte della pubblica amministrazione.

L'obbligo di tutela costituisce il nucleo centrale del particolare assetto normativo che trova origine sia nel Codice della strada che nello stesso Codice Civile ed è strettamente connesso a quello di manutenzione e controllo dei beni in custodia.

La responsabilità della p.a. sembra derivare, prima facie, dall'art.5 della L. n°2056/1923, ove si prevede carico dei Comuni l'obbligo di manutenzione e di messa in sicurezza dei luoghi demaniali, del loro manto stradale e delle pertinenze.

Gli obblighi della pubblica amministrazione appaiono ugualmente disciplinati nel Codice della Strada, riformato nel 2010, in particolare all'art.14 che prevede esplicitamente la "(...) manutenzione, gestione e pulizia delle strade, delle loro pertinenze e arredo (...)". Le responsabilità connesse all'inottemperanza di tali obblighi sono poste in rilievo nelle fattispecie di danno ai privati derivante dall'omessa o dalla cattiva manutenzione che costituisce una violazione dell'obbligo di sorveglianza e dunque una lesione non soltanto di un diritto soggettivo (all'ambiente salubre e all'integrità personale e alla salute) bensì di un interesse semplice del privato cittadino che permetterebbe di adire l'autorità giudiziaria appellandosi al principio del *neminem laedere*.

Ulteriori disposizioni sono direttamente fornite dagli artt.2043 e 2051 c.c. che introducono l'obbligo di risarcimento per fatto illecito e la responsabilità da cose in custodia.

L'art.2051 c.c. (secondo cui "ciascuno è responsabile del danno cagionato dalle cose che ha in custodia, salvo che provi il caso fortuito") configura una responsabilità oggettiva derivante dal mero possesso del bene, dalla sua custodia e dai suoi obblighi di vigilanza e di messa in sicurezza.

I primi approcci della giurisprudenza rigettavano l'idea di poter far ricadere la responsabilità da mancata manutenzione nella disciplina dell'art.2051c.c. in virtù della caratteristica demaniale del bene e dunque della sua destinazione ad uso pubblico (o l'estensione) che avrebbero costituito il presupposto per stabilire l'inesistenza del fattore "custodia" necessario per la sua applicazione.

In seguito, la giurisprudenza si è mossa in senso contrario stabilendo che tali fattispecie possono ricadere nella disciplina ex art.2051 c.c. così imputando alla p.a. una responsabilità di tipo oggettivo da cui potersi esimere soltanto attraverso la prova del "caso fortuito".

### **L'onere probatorio ed il caso fortuito**

L'onere probatorio (rispetto all'applicazione dell'art.2043 c.c.) è qui invertito: la responsabilità per danni da mancata manutenzione è riposta in capo all'ente in virtù della custodia da questi esercitata sul bene (si ricorda che per custodia si intende l'effettivo potere di governo potendo dunque, qualora vi sia un soggetto concessionario, essere riposta in capo ad altri soggetti) e a lui spetta l'onere probatorio originariamente attribuito all'utente leso.

### *Esenzione da responsabilità della P.A.*

Ai fini di un'eventuale esenzione da responsabilità resta valida l'ipotesi in cui la P.A. dimostri la sua effettiva mancanza di controllo sul bene in virtù di una oggettiva impossibilità (caso fortuito).

Con una pronuncia del 2013 la Cassazione civile ben arriva così ad affermare che "la responsabilità dell'ente proprietario della strada prescinde dalla maggiore o minore estensione della rete e deve invece esser accertata o esclusa in concreto in relazione alle caratteristiche della stessa, alle condizioni in cui solitamente si trova, alle segnalazioni di attenzione, e all'affidamento che su di esse fanno gli utenti, tra cui gli interventi di manutenzione, secondo criteri di normalità" (Cassazione civile, sentenza n°24793/2013).

Di fronte alla richiesta di risarcimento, la P.A. è tenuta a fornire una prova positiva di eventuali elementi imprevedibili, fortuiti con finalità di esenzione da responsabilità.

Qui il "caso fortuito" è considerato come un evento eccezionale, non prevedibile e non tempestivamente evitabile, la cui prova annulla il nesso di causalità intercorrente tra la cosa in custodia ed il danno verificatosi; la sua prova si rende perciò necessaria, pur essendo assenti elementi imputabili a titolo soggettivo.

Inoltre, affinché si possa configurare una responsabilità da custodia che obbliga ex lege al risarcimento, il giudice competente deve effettuare una valutazione delle cause del danno, conducendo ad evidenziare diversi gradi di responsabilità:

La prova liberatoria del caso fortuito può:

Liberare l'ente da responsabilità

- Configurare una responsabilità parziale (eventuale comportamento negligente del danneggiato sulla base del quale si configura il concorso di colpa ex art.1227 c.c.)
- Configurare una responsabilità "piena" qualora si evidenzino chiari elementi di instabilità strutturale del bene in custodia.

### **La responsabilità amministrativa**

Altra responsabilità è quella amministrativa ovvero le conseguenze lesive di una determinata condotta causativa di danno da parte della p.a. (danno erariale). In queste ipotesi che vedono un'amministrazione tenuta a risarcire a un terzo un danno da dissesto, la Procura presso la Corte dei Conti chiederà che i funzionari – siano essi amministratori eletti, o di nomina politica, o anche dipendenti - che non hanno agito in modo tale da evitare il danno, vengano condannati a rimborsare la somma versata al privato danneggiato dall'ente.



A differenza, tuttavia, di quanto avviene sui paralleli piani civile e penale, l'imputazione della responsabilità amministrativa non può concretizzarsi se, in capo al soggetto agente, non sia ravvisabile l'elemento soggettivo del dolo o della colpa grave. Uno degli elementi costitutivi, o presupposti della responsabilità amministrativa è invero l'elemento soggettivo rappresentato dalla colpevolezza laddove peraltro, con le modifiche introdotte dall'art. 3 del d.l. 23 ottobre 1996, n. 543 (convertito, con modificazioni, nella legge 20 dicembre 1996, n. 639), la limitazione alle ipotesi di dolo o colpa grave è diventata un tratto caratteristico e generale di questo peculiare istituto.

## Bibliografia

- [1] AA.VV., "Il principio di precauzione, la gestione a priori del rischio", in *Ambiente, Risorse, Salute*, 70/1999.
- [2] Acerboni F., "Contributo allo studio del principio di precauzione: dall'origine nel diritto internazionale a principio generale dell'ordinamento", in *Diritto Regione*, 2/2000.
- [3] Alberton M., "Le attività delle Autorità di Bacino alla luce dei recenti sviluppi in tema di governo delle acque", in *Rivista di Istituzioni del federalismo*, 3-4/2010.
- [4] Autino A., *Oltre i limiti dello sviluppo. Riflessioni in margine al convegno "Le vie dello sviluppo sostenibile" 10 Nobel per il futuro*, Milano, 6 giugno 1996, URL: [www.tdf.it/Italy/editoriali/nobe\\_frf.htm](http://www.tdf.it/Italy/editoriali/nobe_frf.htm).
- [5] Bologna G., "Mettere in pratica la sostenibilità", estratto da Flavin C., French H., Gardner G. (a cura di), *State of the World 2002 Rapporto annuale del World-watch Institute*, cit., URL: [www.enel.it/it/enel/magazine/boiler/boiler82/html/articoli/Focus-State-Bologna.asp](http://www.enel.it/it/enel/magazine/boiler/boiler82/html/articoli/Focus-State-Bologna.asp).
- [6] Breidnich C., Magraw D., Rowley A., Rubin J. W., "The Kyoto Protocol to the United Nations Framework Convention on Climate Change", in *American Journal of International Law (AJIL)*, 1998.
- [7] Cervigli R., *Incremental Cost in the Convention on Biological Diversity: a Simple Model*, Fondazione Eni Enrico Mattei, Milano, 1995.
- [8] Pontecorvo C. M., "Interdependence between global environmental regimes: the Kyoto Protocol on climate change and forest protection", in *Zeitschrift für Ausländisches Öffentliches Recht und Völkerrecht (ZaöRV)*, 1999, vol. 59, n.3.

- [9] Report of the United Nations Conference on Environment and Development, Rio de Janeiro, 3-14 June 1992, United Nations publication, Sales No. E.93.I.8 and corrigenda, vol. I: Resolutions adopted by the Conference, resolution 1, annex I.
- [10] Report of the World Commission on Environment and Development, UN doc. A/42/427 del 4 agosto 1987.
- [11] Ronchi E., Appunti per la conferenza sul tema: “Dopo Johannesburg: ambiente, sviluppo sostenibile, globalizzazione”, Bologna, 18 settembre 2002
- [12] Marchisio S., “Gli atti di Rio nel diritto internazionale”, in *Rivista di Diritto Internazionale*, 1992, n. 3.
- [13] Scovazzi T., “Sul principio precauzionale nel diritto internazionale dell’ambiente”, in *Rivista di diritto internazionale*, 1992, fasc. 3.

# **Metodologie per la gestione giuridica della responsabilità da dissesto idrogeologico**

Emma A. Imparato

## *Abstract*

Il capitolo intende esaminare la disciplina delle responsabilità da dissesto idrogeologico sotto il profilo civilistico, amministrativo e penale.

## **1. Profili generali: la gestione del rischio idrogeologico e le infrastrutture**

### **Il legame tra infrastrutture e dissesto idrogeologico**

L'analisi del dissesto idrogeologico stimola una riflessione sul tema della sicurezza delle infrastrutture.

Il cambiamento climatico detiene senza dubbio la sua centralità anche in questo ambito; le sue conseguenze infatti producono, sempre più di frequente in Italia, crolli infrastrutturali di ponti e viadotti causati in particolare da frane e colate di fango indotte dalla produzione di eccessive quantità di acqua piovana.

Il tema della sicurezza infrastrutturale non riguarda allora evidentemente solo il controllo della qualità dei materiali in uso (tema a cui la politica italiana degli anni settanta è stata particolarmente interessata), bensì si connette anche e soprattutto, oggi, all'aspetto della prevenzione del degrado derivante da condizioni di dissesto idrogeologico.

I dati del 2019 dell'Istituto superiore per la protezione e la ricerca ambientale (ISPRA) riguardanti lo stato di salubrità del nostro territorio mostrano un drammatico scenario caratterizzato da alti livelli di vulnerabilità e di rischio idrogeologico di vaste aree. Tali condizioni di dissesto e di rischio sono chiaramente conseguenza del crescente ed imperversante uso dei terreni sottoposti ad opere di disboscamento, a costruzioni edilizie spesso abusive su versanti a rischio, alla cementificazione dei corsi d'acqua.

La tendenza alla forte antropizzazione del territorio ha condotto anche la Corte dei Conti (Corte dei conti, deliberazione n.1/2015/G del 5 marzo 2015) a condannare apertamente tutte le attività che, in deroga alle comunicazioni e raccomandazioni (e non solo) europee (ad es. la Strategia tematica per la protezione del suolo" nel 2006 - adottata con comunicazione (COM(2006)231) destabilizzano l'equilibrio ambientale e diminuiscono la resilienza ecosistemica.

## **La disciplina generale di prevenzione del rischio idrogeologico: l'individuazione e la perimetrazione delle aree a rischio**

I criteri generali per l'individuazione e perimetrazione delle aree a rischio idrogeologico (comma 1, art. 1, del decreto-legge n. 180/1998 come convertito con legge 3 agosto 1998, n. 267, e poi individuati dal DPCM 29/9/1998) si fondano sulle definizioni generali dei concetti di rischio dell'UNESCO, connessi a tre fattori ossia: l'indice di pericolosità (P) nonché la probabilità di accadimento di un dato evento, il valore degli elementi a rischio (E) e la loro vulnerabilità (V). A differenza del pericolo, l'idea del rischio contempla sia una valutazione circa le possibilità che una tale circostanza si verifichi sia le conseguenze da essa derivanti

Alcune linee di indirizzo generali per rendere realizzabili le perimetrazioni, considerata la complessità di una valutazione quantitativa del rischio da effettuare a scala nazionale, sono definite dal DPCM 29/9/1998 stesso:

“L'individuazione esaustiva delle possibili situazioni di pericolosità dipendenti dalle condizioni idrogeologiche del territorio può essere realizzata attraverso metodologie complesse, capaci di calcolare la probabilità di accadimento in aree mai interessate in epoca storica da tali fenomeni. Tuttavia, i limiti temporali imposti dalla norma per realizzare la perimetrazione delle aree a rischio consentono, in generale, di poter assumere, quale elemento essenziale per la individuazione del livello di pericolosità, la localizzazione e la caratterizzazione di eventi avvenuti nel passato riconoscibili o dei quali si ha al momento presente cognizione”.

## **La necessità di una visione strategica integrata delle infrastrutture e dissesto idrogeologico**

Gli interventi di monitoraggio delle infrastrutture devono sistematicamente correlarsi con il dissesto idrogeologico in considerazione della forte interrelazione tra le diverse cause che lo producono (quali, ad esempio, il consumo di suolo, i cambiamenti climatici, le politiche urbanistiche). Fondamentale al fine di mitigare i rischi e valutare vulnerabilità diviene allora svolgere, attraverso il presidio territoriale, una serie di attività che vanno dalla prevenzione e manutenzione del territorio e delle infrastrutture – mediante, ad esempio, la sistemazione di versanti franosi, il consolidamento e la difesa idraulica, il rifacimento e difesa delle aree costiere, la messa in sicurezza di abitati – per arrivare al monitoraggio. In questa logica si mostra necessario un disegno strategico di opere strutturali, laddove ancora oggi risulta invece frammentato in una molteplicità di interventi in parte consequenziali a situazioni emergenziali, piuttosto che strutturato in una programmazione omogenea di effettiva opera di prevenzione.

Apprezzabile si mostra allora lo sforzo che si intende compiere in questa direzione con il nuovo sistema di valutazione integrata del rischio relativo quantomeno ai ponti e viadotti.

### **Una prima sinergia tra la geologia e le opere da progettare: la geotecnica**

Il D.M. 21 Gennaio 1988 (recante “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”) creava una connessione tra l’ambito geologico e quello ingegneristico prevedendo dapprima l’analisi degli elementi naturali, appositamente organizzata in una relazione geologica, e successivamente l’extrapolazione di dati/criteri geotecnici utili ai fini della stesura del progetto infrastrutturale. Tali dati sono fondamentali per la progettazione di opere e manufatti (costruzioni stradali), oltre che di piani urbanistici, che interessano aree vaste e sono potenzialmente produttivi di evidenti variazioni dello status del sottosuolo; essi tengono conto, dunque, degli effetti della costruzione e delle condizioni originarie di stabilità dei pendii.

### **La programmazione strategica nazionale: la Cabina di regia e il Piano nazionale per la mitigazione dei rischi idrogeologici**

Espressione più recente del tentativo di implementare la “programmazione strategica” è data dall’introduzione delle disposizioni contenute nel Decreto legge n. 109 (“Disposizioni urgenti per la città di Genova, la sicurezza della rete nazionale e le altre emergenze”) convertito con L. n. 130/2018 in cui, in particolare all’art.40, è prevista l’istituzione della “cabina di regia Strategia Italia” (istituita con DPCM del 15 febbraio 2019) di natura interministeriale e presieduta dal presidente del Consiglio dei ministri, con i precisi obiettivi di verificare lo stato di attuazione degli interventi connessi a fattori di rischio territoriale. In particolar modo l’analisi è concentrata sui seguenti fattori:

- Dissesto idrogeologico;
- Vulnerabilità sismica degli edifici pubblici;
- Attività di bonifica e strumenti di intervento per situazioni di particolare degrado ambientale.

Il legislatore si è inoltre adoperato al fine di definire delle strategie operative per la mitigazione del rischio idrogeologico. Tale risultato è raggiunto mediante il DPCM del 20 febbraio 2019 che introduce il “Piano nazionale per la mitigazione del rischio idrogeologico, il ripristino e la tutela della risorsa

ambientale” e fornisce indicazioni sulle modalità di intervento in caso di dissesto con la specificazione delle risorse finanziarie disponibili. Gli interventi sono suddivisi in quattro ambiti al cui interno sono definite quattro misure distinte in misure emergenziali e ordinarie:

- misure di emergenza;
- misure di prevenzione;
- misure di manutenzione e ripristino;
- misure di semplificazione.

## **2. Le linee guide per la “classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti”**

Di recente, a seguito di eventi disastrosi, l’attenzione si è concentrata soprattutto sul “monitoraggio” e sulla “gestione di rischio” di ponti, viadotti, cavalcavia e opere similari esistenti lungo infrastrutture stradali, quali operazioni che devono essere effettuate non solo dall’Anas e concessionari ma anche dai comuni e province e da tutti coloro che, pubblici e privati, rientrano nell’ambito dei gestori dei ponti e dei viadotti.

Il 17 dicembre 2020 sono state infatti adottate, previo parere del Consiglio superiore dei lavori pubblici, con il Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 578, le linee guida “per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti”, in attuazione dell’art. 14, comma 1, del Decreto-legge n. 109/2018.

### **Le Fasi della procedura per la gestione della sicurezza dei ponti**

Al fine di un’efficace verifica della sicurezza infrastrutturale, lo schema operativo ivi individuato prevede uno sviluppo di più fasi implicanti diverse operazioni e valutazioni, alcune consequenziali, altre trasversali, così da consentire l’elaborazione, per livelli diversi, di una vera e propria mappatura dei ponti con la specificazione dei pericoli. In particolare, sono individuate tre fasi: FASE 1: censimento e classificazione del rischio; FASE 2: verifica della sicurezza; FASE 3: sorveglianza e monitoraggio dei ponti.

Secondo questo schema, la “valutazione del rischio” di un’opera, ponte o viadotto che sia, e infine il suo monitoraggio si fonda sulla “classificazione” del rischio, o meglio sulla classe di attenzione, effettuata sulla base della ricognizione e censimento di tutte le opere d’arte presenti a livello nazionale, in considerazione non solo le caratteristiche strutturali del manufatto anche la “vulnerabilità”, tenuto conto del contesto geologico, idrologico e idrogeologico in cui si trova lo stesso manufatto.

## **Classificazione e gestione del rischio e valutazione del rischio frane**

La prima fase del censimento e classificazione del rischio include i livelli 0, 1, 2 e 3.

Il livello 0 deriva dalla necessità di effettuare un censimento e catalogazione di tutte le opere presenti sul territorio così da inserirle in un unico database, che segnali già l'ordine di priorità, tra i ponti censiti, per le successive fasi di analisi. Il livello 1 implica invece il lavoro ispettivo sul campo di tutte le opere censite che saranno soggette a tal fine a rilievo fotografico, geometrico e sullo stato di conservazione, così da individuare le criticità: in alcune ipotesi, la presenza di "elementi critici" – ovvero di "elementi particolarmente soggetti ai fenomeni di degrado e i cui eventuali malfunzionamenti possono incidere significativamente sul comportamento strutturale globale del ponte, ovvero gli elementi o le condizioni per i quali la presenza di uno stato di degrado avanzato è da segnalare immediatamente" - potrebbero indurre ad andare immediatamente alla fase relativa alla valutazione della sicurezza. Con il Livello 2 si arriva a definire, sulla base dei parametri di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione, determinati in considerazione dei risultati ottenuti dai livelli precedenti, la classe di attenzione di ogni ponte, soggetta ad aggiornamento ogni due anni, così da poter individuare in ultimo l'ordine delle priorità per le verifiche e la programmazione nella gestione dell'opera. L'ultimo livello, il livello 3, chiude questa prima fase, e consente di valutare con maggiore dettaglio le criticità emerse nel livello 1 e di approfondire le risorse dell'opera in base al periodo e alla normativa di progettazione dell'opera

### **La valutazione della sicurezza**

Il livello 4 apre la seconda fase relativa alla Verifica di sicurezza dei ponti effettuata in base alle NTC2018 - Norme Tecniche per le Costruzioni" (NTC), aggiornato dal D.M. del 17 gennaio 2018 e dalla Circolare Esplicativa n. 35/2019 del 11 febbraio 2019 - e degli elementi da queste prese in considerazione – vale a dire, tempo di riferimento, degrado e azioni da traffico – a seguito della quale si arriva all'esito di 3 classificazioni - Adeguato, Operativo e Transitabile – da inserire nel database nazionale.

### **Sistema di sorveglianza e monitoraggio**

Quest'ultima fase legata alle ispezioni periodiche e al monitoraggio rende possibile la valutazione dello "stato di condizione" dell'opera stessa in riferimento alla sua "idoneità all'uso previsto" (diagnosi), riguardante sia gli aspetti di sicurezza strutturale e fondazionale sia quelli relativi alle eventuali

“pericolosità di natura ambientale ed all’efficienza degli apparati ausiliari, stimandone le tendenze evolutive (prognosi)”.

### **3. La pericolosità e il rischio geologico: due termini confusi ma con diversi livelli di responsabilità**

La valutazione del rischio entra ben in gioco ai fini della determinazione della responsabilità, come si può dedurre dall’esistenza, ad esempio, dei reati commissivi per omissioni. Peraltro, se il processo di identificazione, misurazione e ponderazione del rischio, come richiesto dalla normativa, costituisce un adempimento di assoluta centralità per garantire, attraverso la pianificazione, l’effettività delle tutele in ogni ambiente e un efficace sistema di gestione determinando, di conseguenza, diversi livelli di obblighi e connesse responsabilità, nondimeno la pubblica amministrazione deve tenere conto dell’elemento presupposto del rischio costituito dalla ‘pericolosità’. Quest’ultima può essere più o meno accertata.

L’analisi della pericolosità da crolli ambientali parte invero, secondo una prassi consolidata, dalla considerazione che questo accadimento può considerarsi probabile in corrispondenza di tratti di parete già interessati in passato dal fenomeno stesso. Talora, tuttavia, l’individuazione e la perimetrazione dei fenomeni franosi, considerato che ogni tipologia di evento presenta un differente grado di riconoscibilità, può essere resa difficile dal sopraggiungere di situazioni che vanno ad oscurare le residue evidenze morfologiche degli eventi avvenuti in passato (si pensi ad esempio per le tipologie di frana come le colate rapide, alla ricrescita della copertura vegetale oppure all’intensa urbanizzazione). Se i due termini seppur connessi sono differenti, la giurisprudenza non sembra tuttavia distinguere, ai fini della risoluzione delle controversie, questi due profili, spesso considerati erroneamente equipollenti.

### **I concetti di pericolosità e di rischio**

La pericolosità (P) attiene alla probabilità di accadimento di un fenomeno calamitoso di data magnitudo o intensità, in una determinata area e in un certo intervallo di tempo. Il tempo di ritorno di un evento (T) è definito come il numero di anni in cui in media si verifica l’evento e corrisponde al reciproco della frequenza di accadimento dell’evento. Per valutare perciò in modo quantitativo la pericolosità P di un evento si può effettuare il calcolo della probabilità di occorrenza di almeno un evento franoso in un periodo di N anni, utilizzando il tempo di ritorno stimato in base alla frequenza di accadimento degli eventi calamitosi nell’area specificata. La definizione della pericolosità è peraltro propedeutica alla valutazione del rischio secondo la nota formula  $R=P \times V$ , dove il rischio R è il prodotto della pericolosità P



nonché della vulnerabilità (quest'ultima tesa a misurare il grado di perdita a causa di un evento e dipende dal numero, dalle caratteristiche fisiche e dal valore economico degli elementi a rischio). Il rischio (R) connesso ai fenomeni naturali, basato su dati scientificamente validati, sulla distribuzione spazio-temporali degli eventi analizzati con metodi scientifici ed applicati su area vasta, a differenza tuttavia della pericolosità, non prende in considerazione solo la probabilità del verificarsi di un certo evento naturale ma anche gli effetti conseguenti ovvero il “danno” alle vite umane e alle attività antropiche atteso a causa di un fenomeno calamitoso di data magnitudo o intensità, in una data area ed in un certo intervallo di tempo. Per rendere più preciso (e numericamente quantificabile) il rischio, l'UNDRR-UNESCO ha elaborato, fin dal 1978, una espressione che prende in considerazione tre parametri -  $R=P \times V \times E$  dove R sta per Rischio, P per Pericolosità, V per Vulnerabilità ed E per Elementi a rischio – che si trovano tra loro in un rapporto di moltiplicazione con la conseguenza che se anche solo uno di questi risulta essere pari a zero, il rischio sarà nullo.

#### **La differenza tra pericolosità e stabilità**

La pericolosità di crollo - non corrispondente al concetto di “pericolo di crollo”, reale o percepito - è un concetto probabilistico – legato come è, a quanto si si è detto, alla ‘probabilità’ di accadimento di un fenomeno dannoso che viene valutata principalmente sulla base dei fenomeni avvenuti nel passato – diverso anche dal concetto di stabilità: quest'ultimo concetto si esprime infatti in termini “deterministici” con verifiche locali, tramite rilievi geomeccanici e topografici, quali sono dovute, ad esempio, nel caso di progettazione di edifici e varie strutture. Queste valutazioni non rientrano tra le finalità del piano di bacino o del PAI che perimetra a scala di bacino le aree caratterizzate da diversa pericolosità quanto piuttosto degli strumenti specifici urbanistici, quali i piani regolatori comunali e provinciali, che a differenza dei Piani di bacino sono chiamati a individuare misure di sicurezza e ad imporre vincoli a scala di sito.

## **4. Attori e responsabilità' per infrastrutture**

### **L'Agencia nazionale per la sicurezza delle ferrovie e delle infrastrutture**

A prescindere dall'attuazione delle linee guida relative alla “classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti” un ruolo importante di ispezione, realizzato anche “obbligando i gestori a mettere in atto le necessarie misure di controllo del rischio in quanto responsabili dell'utilizzo sicuro delle infrastrutture”, è attribuito

all’Agenzia nazionale per la sicurezza delle ferrovie e delle infrastrutture stradali e autostradali (ANSFISA), istituita, ai sensi dell’art. 12 del d.l. 109/2018, presso il Ministero delle infrastrutture e dei trasporti.

I compiti dell’Agenzia sono tra gli altri:

- Sovraintendere alle ispezioni di sicurezza sulle infrastrutture stradali e autostradali (art.6 D.lgs. 35/2011)
- Verificare le attività di controllo dei gestori
- Promuovere l’adozione, da parte dei gestori delle strade ed autostrade, di “Sistemi di gestione della sicurezza per le attività di verifica e manutenzione delle infrastrutture” appositamente certificati
- Elaborare il “Piano nazionale per l’adeguamento e lo sviluppo delle infrastrutture stradali e autostradali nazionali”, proposto dall’Agenzia al Ministero delle infrastrutture e dei trasporti con l’obiettivo di migliorare gli standard di sicurezza.

A quest’ultimo piano, soggetto peraltro ad aggiornamento obbligatorio ogni due anni, devono necessariamente adeguarsi tutti gli strumenti di pianificazione e programmazione.

## **I soggetti responsabili delle infrastrutture secondo la normativa vigente**

### **Strade, frane e fasce di rispetto in urbanistica: la responsabilità civile per custodia in ipotesi di frane da fondi alle strade pubbliche**

La disciplina civilistica dei rapporti di responsabilità per danni provenienti da proprietà altrui trova il suo riferimento, secondo consolidata giurisprudenza, nella norma di cui all’art. 2051 c. c. che individua il responsabile dei danni a terzi nel ‘custode del bene’, a prescindere dall’elemento soggettivo, sia esso la colpa o il dolo come invece si richiede nell’art. 2043 c.c.

#### **Il custode**

Il custode, sia esso il proprietario o anche il mero “gestore” (ovvero chiunque si trovi in un determinato rapporto con la cosa di cui egli abbia la disponibilità di fatto a qualunque titolo anche temporaneamente) non ha solo l’obbligo di mantenere il controllo ma anche di adottare, secondo un dovere di contenuto positivo, le misure idonee ad impedire che il bene rechi danni a terzi. Si impone, cioè, “un determinato agire al fine di evitare che il bene diventi strumento di lesione dell’altrui interesse” (Cass. 15 dicembre 1975, n. 4124). Il fattore idoneo ad interrompere il nesso eziologico tra la cosa e l’evento lesivo, esonerando il custode da ogni responsabilità, è dato da un evento esterno che presenti i caratteri della imprevedibilità ed eccezionalità a

cui si dà il nomen di «caso fortuito», che non attiene perciò ad un comportamento del responsabile, ma alle modalità di causazione del danno.

### **Il proprietario di fondi, strade ed eventi franosi**

Anche in ipotesi di “frane e smottamenti del terreno”, compreso il caso di “distacco di massi dovuto all’erosione del suolo”, la giurisprudenza ha utilizzato l’art. 2051 c. c. per affermare la responsabilità del proprietario del fondo (Cass. civile n.4124/75; Cass. Civile n.3134/82), che ben trova applicazione anche nei confronti della pubblica amministrazione, salvo che quest’ultima, come anche il privato, non dimostri di non avere potuto far nulla per evitare il danno che è derivato da una condizione improvvisa non preventivabile né evitabile, non connessa, pertanto, ad un difetto di diligenza nella sorveglianza. Questa possibilità integra l’ipotesi di configurabilità del “caso fortuito” previsto dall’art. 2051 c.c., quale scriminante della responsabilità del custode (Cass. 29 marzo 2007, n. 7763. Analogamente, Cass. 2 febbraio 2007, n. 2308).

Secondo, peraltro, il codice della strada, gli “Enti proprietari della strada” hanno il compito di provvedere alla manutenzione, gestione e pulizia della sede stradale, precipuamente “allo scopo di garantire la sicurezza e la fluidità della circolazione” (art. 14 c.d.s). Tale obbligo se sembra ricomprendere i marciapiedi non sembrerebbe tuttavia estendersi alle aree estranee circostanti, in particolare alle ripe site nei fondi laterali alle strade che, ai sensi dell’art. 31 c.d.s., devono essere mantenute dai “proprietari” delle medesime: questi sono chiamati ad impedire e prevenire situazioni di pericolo connesse a franamenti e cedimenti del corpo stradale o delle opere di sostegno, l’ingombro delle pertinenze e della sede stradale, nonché la caduta di massi o altro materiale, qualora siano immediatamente sovrastanti o sottostanti, in taglio o in riporto nel terreno preesistente alla strada, la scarpata del corpo stradale. Questa responsabilità, secondo la giurisprudenza, può venire meno qualora, nel caso di eventi franosi, il contenimento dell’evento richieda al proprietario “privato” mezzi tecnici ed economici straordinari e, quindi, in sostanza quando l’evento sia di notevole entità e consistenza. Ai fini della responsabilità del proprietario del fondo, distinguendosi tra le due tipologie di eventi franosi (le frane di modesta entità e consistenza e le frane di rilevante entità e consistenza), soltanto nelle ipotesi di frane di modesta entità il proprietario privato del fondo sembrerebbe rispondere degli smottamenti del suo terreno.

### **I gestori stradali**

Il tema delle condizioni di applicabilità dell’art. 14 c.d.s. ai gestori stradali è stato oggetto di diversi interventi giurisprudenziali non tutti secondo lo

stesso orientamento. Se si esclude in alcune ipotesi la responsabilità, in altro filone di pronunce ben si ammette che il soggetto incaricato del servizio di manutenzione della sede viaria possa rispondere in virtù “dell’art. 14, comma 1 (lett. a, b ed e) e comma 3, in relazione al D.Lgs. n. 285 del 1992, art. 6, comma 6, (C.d.S.), per non aver provveduto, quali titolari del diritto di superficie, alla corretta gestione e manutenzione della strada interessata”, anche penalmente laddove, secondo gli ordinari criteri di imputazione della colpa, la responsabilità dell’addetto alla manutenzione può essere esclusa solamente quando la condotta dell’utente della strada si configuri come evento eccezionale e abnorme, non altrimenti prevedibile né evitabile.

### **La Responsabilità penale di enti proprietari o concessionari della rete stradale e l’art. 14 c.d.s.**

Pure di recente la giurisprudenza della Cassazione penale (in particolare, con sentenza n. 3290 del 23 gennaio 2017) ha ribadito che l’articolo 14 c.d.s. genera un obbligo di sorveglianza a carico del gestore su di una fonte di pericolo che “impone di per sé l’intervento volto a eliminare quest’ultimo o, ove non possibile una soluzione radicale, almeno ridurlo, senza alcun rilievo del carattere occulto o meno di tale pericolo, ferma restando l’ipotizzabilità di un concorso dell’utente della strada ove tenga una condotta colposa causalmente efficiente”.

### **La responsabilità “integrata” per frane rispetto ai ponti e opere d’arte stradali: l’art. 31 c.d.s.**

Ad oggi non è stato introdotto un sistema di responsabilità integrata che ponga l’obbligo di tutela e monitoraggio “integrato” delle opere d’arte stradali, esteso all’area in cui si colloca il manufatto, con l’affermazione, in caso di inadempimento delle conseguenti responsabilità.

Anche rispetto ai ponti, viadotti e all’opere d’arte stradali in generale, è la qualità di proprietario del manufatto allora che fa derivare la responsabilità, seppure talora, quando il bene è molto risalente nel tempo, si pongono problemi di individuazione: in questi casi generalmente è l’Ente pubblico che ha l’obbligo sia della manutenzione, sia quello della custodia. La conseguenza qui è che qualora si tratti di eventi prevedibili ed evitabili con l’ordinaria diligenza - in presenza del nesso di causalità tra l’omessa custodia o vigilanza e l’evento lesivo - sorge la responsabilità ai sensi dell’art. 2051 cod. civ nonché dell’art. 31 cod. stradale che pone l’obbligo di capo ai proprietari di supervisionare le rive dei fondi laterali delle strade, a valle ed a monte, al fine di evitare fenomeni di dissesto causati da cedimenti e frane. E’ inoltre previsto, ex

art.30 cod. stradale, l'obbligo di provvedere alla costruzione di opere di sostegno e mantenimento atte ad impedire lo scoscendimento del terreno e l'ingombro della rete stradale derivante da cadute di massi o materiali vari sulla strada. Devono altresì realizzare, ove occorrono, le necessarie opere di mantenimento ed evitare di eseguire interventi che possono causare gli eventi dannosi. La finalità di questo articolo allora, a differenza dell'art. 14 cod. strada teso specificamente a "garantire la sicurezza e la fluidità della circolazione", è quella più specificamente di impedire fatti dannosi legati non solo all'usura della infrastruttura – come generici "frammenti o cedimenti della strada" – ma anche ad eventi naturali - come lo "scoscendimento del terreno" – ai fini di "prevenire la caduta massi o altro materiale sulla strada", con l'obbligo perciò di essere tenuti a realizzare, quando occorrono, le "necessarie opere di mantenimento".

## Bibliografia

- [1] Amato D., "Attività di protezione civile e responsabilità penale: criticità attuali e prospettive di riforma", in *Criminalia-Annuario di scienze penalistiche*, Edizioni ETS, 2015.
- [2] Archivio Arpac, I rischi naturali: il dissesto idrogeologico, 2019.
- [3] Brizi L., "La responsabilità penale del Sindaco di un ente locale per omesso impedimento dell'evento morte tra "cortocircuiti" normativi ed ossimori valutativi", Nota a CASS. PEN., SEZ. IV, 12 gennaio 2016, N. 20050, in *Giurisprudenza Penale Web*, 2016.
- [4] Brown L.R., Flavin C., Postel S., *Un pianeta da salvare. Per un'economia globale compatibile con l'ambiente*, F. Angeli, Milano, 1992.
- [5] Pisa I., "Protezione civile e responsabilità penale", in *Rivista italiana di diritto e procedura penale*, Anno LIX Fasc. 1, 2016.
- [6] E.A. Imparato - R. Venditti, *Le responsabilità delle pubbliche amministrazioni nella gestione del demanio: tra la tutela ambientale ed il principio del "neminem laedere"*, in *ambienteditritto.it*.
- [7] Simonetti S., *Dissesto idrogeologico in Italia: rischi e prevenzione*, ISPRA, 2018.
- [8] Schlitzer E.F., Imposimato C., "L'ambiente e la sua tutela risarcitoria", in Perulli G. (a cura di), *Il danno ambientale*, Giappichelli Editore, Torino, 2012.



MEMBRI DEL TAVOLO

**Università degli Studi di Napoli Parthenope**

Stefano Aversa, Responsabile di Sede e del Progetto  
Renata Della Morte  
Luca Cozzolino

**Università degli Studi di Salerno**

Domenico Guida - *Responsabile di Sede e co-responsabile di Progetto*

Domenico Guida  
Salvatore Barba  
Ciro Caliendo  
Stefano De Luca  
Roberta Di Pace  
Settimio Ferlisi  
Margherita Fiani  
Nicoletta Guida  
Elide Nastri  
Antonio Nesticò  
Luigi Petti  
Vincenzo Piluso  
Antonello Cestari  
Albina Cuomo  
Anna Sanseverino  
Alessandro Di Benedetto  
Lucas Matias Gujski  
Marco Limongiello  
Filomena Nuccio  
Mario Valiante  
Annunziata Martucciello

**Università degli Studi di Napoli Federico II**

Domenico Calcaterra - *Responsabile di Sede*

Vincenzo Allocca  
Pantaleone De Vita  
Diego Di Martire  
Luigi Guerriero  
Alessandro Iannace  
Giacomo Russo  
Enza Vitale  
Stefano Vitale  
Antonio Pignalosa  
Miriam Limongiello

**Università degli Studi della Campania Luigi Vanvitelli**

Roberto Greco - *Responsabile di Sede*

Mario Minale

Michele Iervolino

Armando Di Nardo

Claudia Carotenuto

Carlo Giudicianni

Saray Perez Robles

Giovanni Francesco Santonastaso

**Università degli Studi del Sannio**

Francesco Maria Guadagno - *Responsabile di Sede*

Paola Revellino

Libera Esposito

Francesco Fiorillo

Davide Mazza

Ernesto Prinzi

Vittorio Catani

Alesso Luongo

**Università degli Studi Suor Orsola Benincasa**

Paola Cennamo - *Responsabile di Sede*

Daniele De Luca

Emanuele Del Guacchio

**Università di Napoli L'Orientale**

Emma A. Imparato - *Responsabile di Sede*

Marianna Pace

Roberta Venditti







**Il Torcoliere** • Officine Grafico-Editoriali d'Ateneo

Università degli studi di Napoli "L'Orientale"

Finito di stampare nel mese di dicembre 2021

Nella programmazione europea 2014/2020\*, l'attuazione delle opportune sinergie tra il sistema Universitario e la Regione Campania ha realizzato progetti che hanno fornito elementi di conoscenza e competenze di carattere tecnico-scientifico. I contributi hanno già supportato e rafforzeranno l'azione regionale amministrativa nei processi di sviluppo del sistema delle imprese campane operanti nei diversi settori. Un'azione amministrativa efficace ed efficiente è da sempre il punto di partenza per l'utilizzo dei Fondi Strutturali dell'Unione Europea finalizzati allo sviluppo economico, sociale e territoriale dei paesi membri. In tal senso non sorprende che per la Regione Campania, nell'ambito della propria programmazione, il tema del rafforzamento della capacità amministrativa abbia assunto un'importanza strategica, tale da essere declinato come una delle priorità di investimento per la crescita regionale che contribuisce allo sviluppo del nostro Paese.

\* POR FSE 2014/2020 – OT 11 – Programmazione interventi capacità istituzionale. Attuazione DGR 743 del 20/12/16.

ISBN 978-88-6719-251-9

