

REPUBBLICA ITALIANA

REGIONE SICILIANA



ASSESSORATO REGIONALE TERRITORIO E AMBIENTE

DIPARTIMENTO REGIONALE DELL'AMBIENTE

IL DIRIGENTE GENERALE

Direttive per la redazione degli studi di valutazione della pericolosità derivante da fenomeni di crollo.

Visto lo Statuto della Regione Siciliana;

Vista la legge regionale n. 19 del 16 dicembre 2008, recante “Norme per la riorganizzazione dei Dipartimenti regionali. Ordinamento del Governo e dell’Amministrazione della Regione”;

Visto il Decreto del Presidente della Regione Siciliana n. 12 del 05 dicembre 2009 con il quale è stato emanato il Regolamento di attuazione del Titolo II della legge regionale n. 19 del 16 dicembre 2008;

Vista la legge n. 183 del 18 maggio 1989 “Norme per il riassetto organizzativo e funzionale della difesa del suolo”;

Vista la legge n. 267 del 03 agosto 1998 “Conversione in legge, con modificazioni, del decreto legge 11 giugno 1998 n. 180, recante misure urgenti per la prevenzione del rischio idrogeologico ed a favore delle zone colpite da disastri franosi nella regione Campania;

Vista la legge n. 226 del 13 luglio 1999 “Conversione in legge, con modificazioni, del decreto legge 13 maggio 1999 n. 132, recante interventi urgenti in materia di protezione civile;

Vista la legge n. 365 dell’11 dicembre 2000 “Conversione in legge, con modificazioni, del decreto legge 12 ottobre 2000 n. 279 recante interventi urgenti per le aree a rischio idrogeologico molto elevato ed in materia di protezione civile, nonché a favore delle zone della regione Calabria danneggiate dalle calamità idrogeologiche di settembre ed ottobre 2000”;

Visto l’art. 130 della legge regionale n. 6 del 03 maggio 2001 che cita testualmente “...l’Assessore regionale per il territorio e l’ambiente predispone il progetto di piano stralcio di bacino per l’assetto idrogeologico, di cui al decreto legge 11 giugno 1998 n. 180, anche per stralci relativi a bacini idrografici o sottobacini”;

- Vista** la Circolare sulla redazione del Piano per l'Assetto Idrogeologico n. 1 del 07 marzo 2003 dell'Assessore per il Territorio e l'Ambiente;
- Visto** il decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152 (Norme in materia ambientale) e successive modifiche e integrazioni, che con la Parte III adotta "Norme in materia di difesa del suolo e lotta alla desertificazione, di tutela delle acque dall'inquinamento e di gestione delle risorse idriche";
- Vista** la Relazione generale e le Norme di Attuazione in essa contenute, redatta nel 2004 ed allegata ai D.P.R. di approvazione dei Piani stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.);
- Visto** l'articolo 5 delle Norme di Attuazione che permette di aggiornare e modificare il P.A.I. su segnalazione di Enti pubblici e Uffici Territoriali in relazione a: indagini e studi a scala di dettaglio presentati da pubbliche amministrazioni; nuovi eventi idrogeologici idonei a modificare il quadro delle pericolosità; variazioni delle condizioni di pericolosità derivanti da effetti di interventi non strutturali e dalla realizzazione di interventi strutturali di messa in sicurezza e di mitigazione del rischio;
- Visto** il comma 5 dell'articolo 6 delle Norme di Attuazione, relativo ai provvedimenti di autorizzazione e concessione in sanatoria non ancora emanati, per opere ricadenti all'interno delle aree perimetrate a rischio nei P.A.I.;
- Visto** l'articolo 8 delle Norme di Attuazione dei P.A.I., che disciplina le aree a pericolosità geomorfologica e indica i casi in cui è necessario ottenere la "compatibilità geomorfologica" da parte di questo Dipartimento;
- Vista** la Circolare prot. n. 38780 del 9 giugno 2011 dell'Assessore Regionale al Territorio ed Ambiente che fornisce chiarimenti circa l'ammissibilità del rilascio di concessioni edilizie in sanatoria, ricadenti nelle aree a pericolosità idrogeologica dei Piani Stralcio per l'Assetto Idrogeologico;
- Vista** la Circolare prot. n. 78014 del 22 dicembre 2011 dell'Assessore Regionale al Territorio ed Ambiente che fornisce chiarimenti agli Enti locali e alle strutture regionali e provinciali interessate sui procedimenti da seguire per le richieste di aggiornamenti e modifiche dei Piani stralcio per l'assetto idrogeologico della Sicilia;
- Viste** le note della Consulta degli Ordini degli Ingegneri della Sicilia, prot. n. 79 del 30/09/2013 e dell'Ordine Regionale dei Geologi di Sicilia, prot. n. 2286 del 09/10/2013, contenenti osservazioni e suggerimenti alla bozza delle allegare direttive che sono stati valutati e parzialmente inseriti nel presente provvedimento, anche sulla base di successivi incontri informali;
- Ritenuto** che sia necessario dover individuare i contenuti minimi degli studi geologici e geotecnici a supporto delle valutazioni preliminari del rischio derivante da frana di crollo e degli scenari di riferimento per la progettazione dei conseguenti interventi di mitigazione,

DECRETA

Articolo unico

1. Al fine di pervenire ad una procedura unica da seguire per la redazione degli studi geologici e geotecnici, a supporto delle valutazioni preliminari del rischio derivante da frane di crollo e per la definizione degli scenari di riferimento per la progettazione

degli interventi di mitigazione, presentati dagli Enti pubblici e dagli Uffici Territoriali a corredo delle richieste di compatibilità geomorfologica e di aggiornamento e modifica delle cartografie PAI, sono approvate le allegate Direttive che costituiscono parte integrante del presente Decreto.

2. Per quanto non espressamente previsto dal presente decreto si rimanda ai contenuti ed alle prescrizioni tecniche del D. Lgs. n. 152/06 e successive modifiche e integrazioni, e/o alle norme tecniche di settore vigenti in materia.
3. Avverso il presente provvedimento può essere proposto ricorso al T.A.R. e ricorso straordinario al Presidente della Regione, rispettivamente entro 60 giorni ed entro 120 giorni dalla pubblicazione sulla Gazzetta Ufficiale della Regione Siciliana.
4. Il presente decreto sarà pubblicato per esteso sulla Gazzetta Ufficiale della Regione Siciliana ad eccezione delle Direttive allegate che sono consultabili sul sito internet del Dipartimento Regionale Ambiente:

http://pti.regione.sicilia.it/portal/page/portal/PIR_PORTALE/PIR_LaStrutturaRegionale/PIR_Assessoratoreregionaledelterritorioedellambiente/PIR_DipTerritorioAmbiente

e presso gli Uffici del Servizio “*Assetto del Territorio e Difesa del suolo*” dello stesso Dipartimento.

Palermo, lì 13/12/2013

Firmato
Il Dirigente Generale
Gaetano Gullo

DIRETTIVE PER LA REDAZIONE DEGLI STUDI DI VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITA' DERIVANTE DA FENOMENI DI CROLLI

PREMESSE

Le Norme di Attuazione del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.) della Regione Siciliana, allegate al decreto di approvazione di ogni singolo Bacino Idrografico o gruppo di Bacini e Aree Territoriali, prevedono che lo stesso possa essere oggetto di integrazioni e modifiche su segnalazione di Enti Pubblici e Uffici Territoriali in relazione a studi e indagini a scala di dettaglio (art. 5 comma 1°).

Inoltre, nell'ambito delle Norme specifiche, l'art. 8 disciplina le aree a pericolosità geomorfologica ed in particolare prevede che nelle aree a pericolosità molto elevata (P4) ed elevata (P3), la realizzazione di eventuali elementi inseriti nelle classi E4 ed E3 della Tabella 11.2 della Relazione Generale, sia subordinata all'esecuzione degli interventi necessari alla mitigazione dei livelli di "rischio" attesi e di pericolosità esistenti. Infine, lo stesso art. 8 norma, per le stesse aree a pericolosità P3 e P4, l'attività edilizia e di trasformazione del territorio relativa agli elementi E1 ed E2 (tabella 11.2), subordinandola alla verifica della "compatibilità geomorfologica".

Stessa procedura è prevista nell'ambito dei procedimenti di concessione o autorizzazione in sanatoria per le leggi nn. 47/1985, 724/1994 e 326/2003.

FINALITA'

Le frane di crollo, in ragione della loro elevata velocità, costituiscono una grave minaccia per la vita umana, l'edificato e le infrastrutture. Per tale motivo risulta estremamente importante riuscire ad analizzare e valutare l'entità dei fenomeni, la loro diffusione spaziale e i conseguenti effetti sugli elementi a rischio.

La presente direttiva si pone l'obiettivo di esplicitare e regolamentare i contenuti minimi degli studi geologici e geotecnici che supportano le richieste degli Enti Pubblici e Uffici Territoriali per il parere di compatibilità geomorfologica e per gli elaborati propedeutici all'aggiornamento delle pericolosità del P.A.I. limitatamente alle frane di crollo.

In particolare la direttiva si rivolge a quegli studi di valutazione degli areali di pericolosità da crolli da utilizzare:

- per stabilire la presenza o meno di interferenze tra le traiettorie di caduta dei massi e i fabbricati e/o infrastrutture già presenti (ai fini della sanatoria edilizia e/o per una riclassificazione parziale dell'area a pericolosità);
- per il parere di compatibilità geomorfologica di nuove edificazioni ed infrastrutture in aree a pericolosità elevata o molto elevata per crollo;
- per il supporto alla progettazione di opere di mitigazione del rischio in relazione ai fenomeni di crollo.

INTRODUZIONE

Le frane di crollo in roccia rappresentano dei fenomeni di dissesto piuttosto gravosi da un punto di vista tecnico, sia per la loro diffusione in diversi ambiti geografici e geomorfologici (scarpate montane, creste collinari, falesie costiere, ecc.) che per la complessità della loro analisi che può riguardare aspetti molto diversi: dalla valutazione dell'equilibrio dei blocchi, alla previsione delle traiettorie di propagazione dei massi e alla valutazione del livello di rischio residuo dopo gli interventi di messa in sicurezza.

Il processo infatti, pur essendo in apparenza riconducibile ad una schematizzazione piuttosto semplice dei meccanismi che lo governano, in realtà è complicato dal fatto che la definizione dei parametri che controllano i fenomeni di rottura ed evoluzione risente di un grado elevato di incertezza.

La fase di caduta è in realtà costituita da un insieme di fenomeni, spesso tra loro interagenti e ripetuti in rapida sequenza, di:

- caduta libera: regolata dalle leggi della balistica;
- urti (impatti): regolati, in base alle modellazioni ritenute attendibili, dal coefficiente di restituzione o, meglio, dai coefficienti di restituzione normale (K_n) e tangenziale (K_t) al pendio nel punto di impatto, che sono funzione di:
 - massa e forma del corpo
 - angolo di incidenza
 - proprietà meccaniche del corpo e del materiale presente sul pendio
 - velocità di traslazione e di rotazione del corpo.
- pseudo-rotolamenti e rotolamenti: prosecuzione della caduta verso l'arresto, con un tipo di moto differente ma spesso interagente con gli urti e regolato dai coefficienti di restituzione e dal coefficiente di attrito al rotolamento (C_r).

APPROCCIO LOGICO DEGLI STUDI

La procedura è stata suddivisa in più fasi con grado di approfondimento crescente. Ad un **primo livello generale (FASE 1)** di inquadramento segue **una fase di analisi preliminare (FASE 2)** che permette di valutare, in una prima approssimazione cautelativa, l'area di transito ed arresto dei massi in caduta per frana di crollo ed una **terza fase di dettaglio (FASE 3)** per la definizione delle forze sviluppate lungo gli scendimenti dei massi, ai fini del dimensionamento delle opere di mitigazione del rischio.

La seconda fase ha la funzione di permettere una prima valutazione oggettiva dell'areale interessato dalla caduta dei massi, limitando il costo degli studi da condurre. Infatti, la sempre maggiore affidabilità dei modelli di calcolo per la rappresentazione del fenomeno di propagazione dei massi distaccati, consente di evitare analisi particolarmente onerose.

I risultati ottenuti permettono, in maniera cautelativa, di dimostrare il coinvolgimento o meno di una struttura, di un'area o di un fabbricato, con l'areale di propagazione del crollo.

La terza fase è necessaria nel caso in cui l'oggetto dello studio risulti interno alla zona di propagazione degli scossoni di massi in frana e sia possibile e necessaria la realizzazione di opere di mitigazione del rischio. Comprende tutte le analisi e valutazioni

quantitative di dettaglio, in situ e di laboratorio, che le recenti norme tecniche di riferimento europeo e nazionale prescrivono. (UNI 11211 e ETAG 027).

Nell'allegato 5 al presente documento viene presentato il diagramma di flusso dei contenuti degli studi suddivisi per le varie fasi.

FASE 1 – STUDIO GEO-MECCANICO DI BASE

La prima fase comprende gli aspetti conoscitivi utili a definire i confini dell'ambito di riferimento; alla sua conclusione si otterrà un primo modello geologico del sito, in relazione alle frane di crollo.

In particolare, la prima fase deve contenere i seguenti argomenti e contenuti:

1) **Studio geologico-strutturale** con individuazione di Faglie, Pieghe, Stratificazione, set di discontinuità e loro assetto, fratture beanti e/o di elevata persistenza (*di ordine metrico*), zone di taglio o di debolezza della roccia ed esistenza nell'ammasso di livelli argillosi o di fasce alterate e argillificate e di fratture da trazione (*Tension Cracks*). Si dovrà inoltre evidenziare l'esistenza di sorgenti o emergenze d'acqua e descrivere eventuali tracce di venute idriche lungo le fratture;

2) **analisi geomorfologica** comprensiva della descrizione della scarpata rocciosa, specificando altezza, sviluppo, acclività, presenza di zone aggettanti. Analisi dei dissesti presenti e dei loro elementi morfologici, dei processi erosivi in atto e delle opere di difesa eventualmente esistenti. Lo studio dovrà comprendere anche il rilievo di massi già presenti lungo il pendio o alla base di esso, indicando la forma e volume e la loro distanza massima dal piede del pendio. Dovranno inoltre essere delimitate le probabili aree sorgenti, le aree di transito e quelle di accumulo dei crolli. Queste ultime potranno essere definite in base all'estensione della falda di detrito e alla distanza raggiunta dai massi anche secondo dati storici, se disponibili;

3) **Suddivisione dell'ammasso in zone di omogeneità geostrutturale**, il versante roccioso dovrà essere ripartito in zone caratterizzate da assetto strutturale e morfologico simile. Per ogni zona di omogeneità si dovrà procedere alla classificazione dell'ammasso, considerando almeno i seguenti metodi: Bieniawsky–RMR, applicando anche le correzioni introdotte dal 1985 da Romana per il calcolo del Slope Mass Rating (SMR) e GSI (vedi allegato 1 e 2).

Si richiede inoltre, che venga utilizzata anche la metodologia predisposta dal Dipartimento Ambiente (allegato 3) ai fini di una sua sperimentazione con casistiche reali. Se le verifiche daranno esiti positivi, si procederà a sostituire le metodologie ufficiali, di cui sopra, con quella in fase di sperimentazione.

Per la determinazione della classe dell'ammasso, si consiglia di confrontare e valutare i risultati ottenuti, utilizzando la valutazione più cautelativa.

4) **rilievo litologico di dettaglio** evidenziando le caratteristiche e lo spessore presunto dei terreni di copertura di origine eluvio-colluviale. Per questi ultimi dovranno essere specificati i caratteri tessiturali, la litologia prevalente, la genesi ed i rapporti stratigrafici, lo spessore ed il grado di cementazione ed alterazione. La determinazione delle caratteristiche elastiche e degli spessori dei terreni di copertura, in relazione alla complessità o all'importanza del sito, potrà essere eseguita con l'ausilio di indagini geofisiche (*tomografie sismiche e/o altri mezzi di indagine se motivati*) e saggi geognostici (*realizzazione di pozzetti e/o trincee*) realizzati a mano o con mezzi meccanici leggeri.

A supporto dello studio preliminare dovranno essere forniti i seguenti allegati:

a) *Carta di inquadramento geologico-strutturale in scala 1:2.000;*

b) *Carta geomorfologica in scala 1:2.000;*

c) *Carta delle zone omogenee in scala 1:2.000¹;*

d) *Carta dei terreni di copertura in scala 1:2.000;*

e) *Carta dell'uso del suolo in scala 1:2.000;*

f) *Schede di classificazione di ogni zona omogenea dell'ammasso;*

g) *Documentazione fotografica relativa all'ammasso nel suo insieme ed alle singole zone omogenee;*

h) *Relazione geologico-strutturale in cui viene valutata la stabilità di ogni singola zona omogenea descrivendo la tipologia dei cinematismi presenti e distinguendo per essi la caduta di singoli blocchi da quella di gruppi di blocchi, o la possibilità di crolli di massa con coinvolgimento di porzioni dell'ammasso di maggiore volumetria.*

FASE 2

Al termine della Fase 1 sarà necessario attivare, in relazione alla tipologia dei cinematismi individuati, due diverse procedure di analisi: quella relativa ai crolli di massa (A) e quella relativa alla caduta di singoli blocchi o gruppi di blocchi (B):

FASE 2 A – ANALISI PRELIMINARE DEI CROLLI IN MASSA

Per crolli in massa si intendono frane con **volumetria superiore a 1000 m³**. In questo caso dovranno essere condotti studi di dettaglio che comprendono necessariamente il rilievo in parete, con l'ausilio di rocciatori esperti nel settore del rilievo geostrutturale, per la valutazione quantitativa dei volumi di roccia instabile e sarà necessario inoltre effettuare analisi in sito e laboratorio per la parametrizzazione dell'ammasso roccioso.

In base a queste volumetrie e alle verifiche di stabilità, si potranno calcolare le distanze massime raggiungibili e le relative aree di espansione dell'accumulo per ciascun volume secondo i metodi empirici disponibili in letteratura. In questa fase preliminare di valutazione sarà necessario utilizzare più metodi (almeno tre) come ad esempio Scheidegger – 1973, Davies – 1982 e TIANCHI – 1983, giustificando la scelta in riferimento alle caratteristiche del sito, prendendo in considerazione, cautelativamente, la distanza maggiore calcolata.

In conseguenza di ciò si avrà cognizione se l'obiettivo (edificato e/o infrastrutture) ricada o meno nelle aree di accumulo.

Se l'analisi condotta nell'ammasso roccioso sovrastante l'obiettivo dello studio, con i parametri indicati precedentemente, risulta negativa, non è necessario passare alla successiva **FASE 3A** e si può terminare lo studio che in tal modo ha verificato il **non coinvolgimento** del bersaglio in esame rispetto alla caduta di massi.

Gli Uffici deputati alla gestione amministrativa del PAI, potranno richiedere ulteriori gradi di approfondimento in caso di fattori non ben evidenziati o di ulteriori ragioni specifiche inerenti le caratteristiche del sito.

¹ Per quanto riguarda il Modello Digitale del Terreno, in assenza di specifici piani quotati e solo per la fase di studio preliminare, si potrà utilizzare il DEM 2x2 di proprietà della Regione Sicilia, disponibile come servizio WCS-GIS attraverso il sito ufficiale del Sistema Informativo Territoriale Regionale (**SITR**).

Se invece le traiettorie intercettano il bersaglio in esame è necessario un ulteriore grado di approfondimento al fine di definire lo scenario di riferimento per la progettazione di interventi di messa in sicurezza, se necessari e/o possibili, in considerazione delle dimensioni dell'ammasso instabile.

La prosecuzione degli studi (**FASE 3A**), in ragione delle complesse e sito specifiche soluzioni per la mitigazione del rischio in caso di crolli di massa, non viene definita da questo documento in quanto prescinde da ogni possibile generalizzazione.

In questo caso gli studi dovranno prevedere studi e dovranno fare riferimento alle norme tecniche di settore, a carattere nazionale ed europeo.

FASE 2 B – ANALISI PRELIMINARE DEI CROLLI DI BLOCCHI SINGOLI O DI GRUPPI DI BLOCCHI

Nel caso di cinematismi di blocchi rocciosi con volumi complessivi minori di 1000 m³, in ciascuna delle aree omogenee prima definite, sarà necessario svolgere una seconda fase di studi finalizzata all'analisi delle traiettorie degli scendimenti provocati dalla frana di crollo.

L'analisi sarà condotta tramite simulazioni con modelli numerici, di tipo deterministico o stocastico al fine di individuare le zone di transito e di arresto.

Questa fase è finalizzata alla determinazione preliminare dell'areale di versante coinvolto dagli scendimenti di blocchi rocciosi derivanti da crolli. Non necessita di rilievi in parete in quanto fa riferimento ad una specifica famiglia di modelli cinematici che permettono di ottenere risultati di riconosciuta affidabilità sulla determinazione delle traiettorie, a prescindere dalla conoscenza della forma e delle dimensioni del blocco.

I risultati di questa fase possono essere utilizzati solamente per determinare la possibilità o meno, di impatto dei blocchi in caduta, con l'oggetto dello studio, ma non sono sufficienti per la valutazione delle energie in gioco ai fini della progettazione delle opere di difesa in quanto le determinazioni sui volumi dei blocchi in caduta possono non essere effettuate.

SCELTA DEL MODELLO DI CALCOLO

Per analizzare il movimento di caduta e tentare di individuare le aree maggiormente soggette a propagazione di massi si possono utilizzare diversi metodi che possono venire applicati per approssimare la situazione reale. Tali metodi possono essere suddivisi in due macrogruppi fondamentali: i modelli di tipo morfologico (**empirici**) e i modelli fisicamente basati (**cinematici**).

I modelli morfologici sono utilizzati per una prima valutazione del massimo avanzamento dei massi, dipendono dalla topografia del versante e si basano su analisi statistiche eseguite su crolli storici. Rappresentativi di questo approccio sono i metodi zenitali (**cono d'ombra**) sviluppati da diversi autori (Onofri & Candian, 1979; Heinimann et al., 1998; Jaboyedoff & Labiouse, 2003).

I modelli cinematici affrontano invece il problema della delimitazione del massimo avanzamento dei blocchi in modo analitico considerando la fisica del moto e le relative equazioni, pur con qualche necessaria semplificazione. Sono basati su diversi algoritmi che descrivono le relazioni esistenti tra tipo di movimento (caduta, rimbalzo, rotolamento e scivolamento), energia del blocco e coefficienti di restituzione del versante. Tali modelli di simulazione, nonostante il numero necessariamente limitato di variabili introducibili e l'aleatorietà insita nella determinazione dei parametri del moto, hanno il vantaggio di

consentire simulazioni che ricostruiscono il comportamento delle traiettorie degli scendimenti determinando le direzioni, le velocità e le energie cinetiche dei massi durante il loro moto di caduta.

Per la scelta del metodo da applicare come requisito minimo per gli studi geologici e geotecnici a supporto delle analisi dei crolli, ci si è riferiti alla bibliografia esistente allegata ed in particolare è stato di valido aiuto, per la chiarezza delle comparazioni tra i vari metodi, il testo *“Barriere paramassi a rete – interventi e dimensionamento”*, di Peila D, Oggeri C., Baratono P, a cura della GEAM (Associazione Georisorse ed Ambiente), ed. 2006 di cui viene di seguito riportato il brano relativo alle analisi previsionali delle traiettorie di caduta massi:

“Le procedure per la descrizione matematica del fenomeno di caduta massi sono state ampiamente studiate da numerosi autori a cui si rimanda per un approfondimento più dettagliato. Nel seguito si riporta una sintesi delle caratteristiche dei principali modelli previsionali che sono stati proposti in letteratura tecnica (Giani, 1997; Giani et al., 2004, 2005):

- *modelli che schematizzano il blocco come un punto nel quale la massa è concentrata: “lumped mass” (Wu, 1985; Azimi et al., 1982; Spang, 1987; Spang & Rautenstrauch, 1998; Richards, 1988; Hungr & Bvans, 1988, Fornaro et al., 1990; Lieggio et al., 2001; Agliardi & Crosta, 2003) e che analizzano il moto come costituito da una successione di rimbalzi o eventuali rotolamenti di un punto materiale. Il moto può essere contenuto in una sezione verticale del pendio o lungo un percorso tridimensionale (Scioldo, 1991). Questi metodi sono vantaggiosi per la loro semplicità operativa ma presentano la difficoltà di definire i coefficienti di restituzione utilizzati per descrivere l’impatto. Un’ampia casistica e molte ricerche sperimentali al riguardo sono disponibili in letteratura tecnica (Giani, 1997);*
- *modelli che schematizzano il blocco come un’elisse e prevedono che il moto avvenga lungo una sezione verticale del pendio (Bozzolo & Pamini, 1996; Azzoni et al, 1995). Il modello considera il punto di contatto blocco-pendio come centro di rotazione del masso e impone la conservazione della quantità di moto tenendo conto della variazione di velocità angolare conseguente all’impatto nonché dell’aliquota di energia cinetica dovuta alla velocità angolare stessa. Lo svantaggio principale di questi metodi risiede nel fatto che il fenomeno dell’impatto viene regolato solo da fattori geometrici e non dalle caratteristiche meccaniche dei mezzi a contatto;*
- *modelli che assegnano al masso la geometria di un solido di sezione circolare nel piano verticale del movimento (Pfeiffer Bowen, 1989). Il fenomeno dell’impatto viene descritto imponendo la conservazione dell’energia totale. Il metodo tiene conto sia dell’energia cinetica dissipata per attrito sia di quella dovuta all’anelasticità dell’urto. La morfologia del pendio è assunta variabile nell’area di contatto in modo statistico a seconda dei parametri di rugosità e ondulosità assegnati al singolo tratto di pendio. Il principale svantaggio del metodo risiede nella difficoltà di assegnare il coefficiente di rugosità del pendio che controlla la direzione della velocità angolare a seguito dell’impatto;*
- *modelli che considerano il blocco di forma ellissoidica o poligonale libero di muoversi in una topografia tridimensionale (Descoedres & Zimmermann, 1987). Il principale svantaggio di questi metodi risiede nella difficoltà di definire tutti i parametri sia geometrici che di risposta all’impatto coinvolti;*
- *modelli di tipo numerico che discretizzano la massa rocciosa come un sistema di blocchi che possono spostarsi ed avere reciproche interazioni: il metodo ad elementi distinti (DEM) (Cundal & Hart, 1985), il metodo di analisi delle deformazioni dei*

mezzi discontinui (DDA) (Yang et al., 2004) e il metodo degli elementi distinti nel quale gli elementi sono rappresentati da sfere legate tra di loro da sistemi di forze reciproche (PF C). Il metodo DDA è stato applicato al confronto dell'efficienza del moto di blocchi aventi geometria differente (Ferrero et al., 2003, 2004). Il principale problema di questi metodi è connesso alla difficoltà di definire i parametri geomeccanici che descrivono i contatti e al ridotto numero di applicazioni documentate di riferimento.

In conclusione, dall'analisi dei vari modelli di calcolo per la previsione delle traiettorie, si può dire che quelli maggiormente consolidati ed utilizzati nella pratica progettuale sono quelli di tipo "lumped mass" sia in campo bidimensionale che tridimensionale ed a questi si farà prevalente riferimento nel seguito."

Supportati da quanto enunciato in questo esempio di comparazione tra i diversi metodi, si è preferito fare riferimento ai modelli tipo "Lumped Mass" utilizzati dai principali software in commercio per la valutazione delle traiettorie di caduta dei massi.

Il modello scelto ha la peculiarità che non necessita a priori di un rilievo geostrutturale di dettaglio della parete rocciosa in quanto possono essere ipotizzate situazioni di partenza più sfavorevoli, considerando come soggetta a distacco l'intera parete rocciosa e simulati gli scendimenti anche senza considerare le dimensioni e la forma del blocco in caduta.

Tale caratteristica, che può apparire un limite oggettivo alla modellazione di tali fenomeni, in realtà costituisce la sua forza, in quanto consente di lavorare su un numero assai più ampio di simulazioni di scendimenti con punti di partenza diffusi su tutta l'area di probabile distacco, di ridurre notevolmente i costi e di diminuire l'incertezza determinata dalle analisi di stabilità.

Ovviamente i risultati ottenuti con questa prima approssimazione senza rilievo in parete, vanno analizzati criticamente e hanno una validità limitata a determinare l'esclusione del coinvolgimento dell'obiettivo dello studio (edificio o struttura) dalle traiettorie di caduta, mentre nel caso in cui le traiettorie individuate interessino l'obiettivo in studio, bisognerà necessariamente passare alla successiva fase di maggior dettaglio solo se viene presa in considerazione la realizzazione di interventi di mitigazione del rischio.

L'analisi di prima approssimazione dovrà essere riferita ad una restituzione tridimensionale degli scendimenti in quanto molto spesso la traiettoria percorsa dai massi non giace su di un piano verticale, né può essere definito in modo univoco uno sviluppo cilindrico che possa contenere tutti gli scendimenti possibili. Si ritiene più corretto utilizzare una rappresentazione tridimensionale anziché riferirsi a modellazioni lungo direttrici, seppur logicamente supportate, in quanto la loro utilizzazione costituisce, nella maggior parte dei casi, una semplificazione poco coerente con la complessità del fenomeno reale.

Per lo sviluppo di un calcolo delle traiettorie di tipo "lumped mass" è necessario conoscere i "coefficienti di restituzione" (R_n ed R_t), che descrivono la risposta all'impatto del terreno, ed il "coefficiente di attrito" al rotolamento (C_r), del blocco sul versante.

Questi coefficienti, in particolare quelli fisici, sono di incerta quantificazione e pertanto, vengono usualmente trattati in modo statistico, cioè risulta conveniente adottare un range di valori da utilizzare per compiere quante più ripetizioni possibili del calcolo per ogni singolo blocco in caduta.

Meglio sarebbe, laddove possibile, calibrarli con una "back-analysis" nella quale si sviluppi il confronto fra la posizione planoaltimetrica dei punti di arresto e delle nicchie di distacco osservati sul sito, con quelli simulati nella modellazione, sino ad ottenere una buona corrispondenza, per mezzo del variare dei parametri imposti al calcolo. Qualora siano

disponibili anche ulteriori informazioni quali: impronte di impatto, alberi abbattuti, ecc. anche queste debbono essere adeguatamente considerate nello sviluppo delle back-analysis.

La taratura dei coefficienti di restituzione energetica e di attrito, deve essere valutata soprattutto rispetto alla dettagliata carta litologica e dell'uso del suolo definita nella fase precedente di caratterizzazione, poiché attribuire erroneamente ad un'area o ad una porzione del versante un determinato valore dei coefficienti spesso comporta sostanziali cambiamenti nelle traiettorie degli scendimenti dei blocchi.

L'approccio statistico prevede la simulazione di un gran numero di traiettorie possibili di crollo al variare, entro campi prefissati, dei coefficienti fisici che descrivono il fenomeno. Il numero delle simulazioni deve essere scelto da caso a caso e dipende sia dalla distribuzione dei coefficienti di restituzione adottata per i vari tratti, sia dalla precisione con cui si è caratterizzato il pendio. Tale numero deve essere congruo con l'estensione e l'altezza della parete rocciosa coinvolta dallo studio.

Lo studio delle traiettorie di caduta dei massi in base a modelli di tipo "lumped mass" con analisi di tipo tridimensionale al fine di una rappresentazione finale delle traiettorie sulla cartografia a scala 1:2000, deve considerare le seguenti ipotesi di riferimento come punto di partenza ai fini di una maggiore cautela dei risultati:

- i parametri di input per quanto riguarda il terreno costituente il pendio devono provenire da dati esistenti in letteratura (vedi allegato 4), in funzione del rilievo geologico effettuato (punto 4 FASE 1) o meglio, derivati da back-analysis riferite a blocchi rocciosi rinvenuti nell'area o a tracce evidenti di percorsi di caduta massi di cui si conoscono le nicchie di distacco, i percorsi effettuati e i punti di arresto;
- non si devono considerare ostacoli dovuti alla presenza di alberi o di strutture murarie in ragione del carattere di prima approssimazione di questo livello iniziale di valutazione del fenomeno, per cui ci si pone nelle condizioni di massima cautela;
- trattandosi di uno studio probabilistico, il fattore di incertezza va compensato con un maggior numero possibile di simulazioni di caduta, al variare dei coefficienti (soprattutto quello di attrito) e della posizione dei punti di lancio; in ogni caso, tale numero è direttamente proporzionale al grado di incertezza nel caso non siano reperibili dati su eventi precedenti e alle dimensioni della parete rocciosa. E' quindi consigliabile definire il numero di simulazioni attraverso l'uso di approcci statistici (metodo Montecarlo), in relazione ai parametri suscettibili di variabilità. In gran parte dei programmi di calcolo, disponibili in commercio, tale metodologia risulta già integrata al sistema per il trattamento dei dati di input.

Se l'analisi condotta su tutto il tratto in parete sovrastante l'obiettivo dello studio, con i parametri indicati precedentemente, risulta negativa anche aggiungendo un coefficiente di sicurezza pari ad un decimo della distanza massima cioè, se l'arresto del 100% dei blocchi avviene ad una distanza superiore ad almeno un decimo di quella complessiva tra l'obiettivo ed il punto più alto della sorgente dei crolli, non è necessario passare alla successiva **FASE 3B** e si può terminare l'analisi che in tal modo ha verificato il **non coinvolgimento** del bersaglio in esame rispetto alla caduta di massi. (Es: distanza obiettivo – sommità della parete = 500 metri, l'arresto deve verificarsi ad almeno una distanza superiore ai 50 metri).

Gli Uffici deputati alla gestione amministrativa del PAI potranno richiedere ulteriori gradi di approfondimento in caso di fattori non ben evidenziati o di ulteriori ragioni specifiche inerenti le caratteristiche del sito.

Se invece, le traiettorie intercettano il bersaglio in esame o si arrestano a distanze minori di quelle indicate precedentemente, è necessario un ulteriore grado di approfondimento, al fine di definire lo scenario di riferimento per la progettazione di interventi di messa in sicurezza.

FASE 3B - SCENARIO DI RIFERIMENTO PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI MITIGAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ.

Questa fase risulta obbligatoria per tutti quei casi in cui deve essere progettato il sistema di interventi attivi (in parete) e passivi (barriere paramassi) per la mitigazione del rischio da frana di crollo con volumetrie inferiori ai 1000 m³.

Dovrà essere condotto uno studio geo-meccanico di dettaglio a mezzo di un rilievo fisico in parete, eseguito per tutti i fronti rocciosi i cui blocchi in frana possono interferire con l'oggetto del progetto di mitigazione del rischio.

Il rilievo dovrà essere coordinato da un rocciatore esperto in rilievi geomeccanici, che seguirà i lavori direttamente in parete. Le stazioni di misura, realizzate per ogni zona di omogeneità, dovranno essere in grado di determinare le caratteristiche geostrutturali e di fratturazione delle aree sorgenti.

A tale scopo si debbono applicare i suggerimenti forniti dall'ISRM "Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuity in Rock Masses", come principale riferimento per la descrizione quantitativa delle discontinuità nelle rocce.

Il rilievo in parete deve giungere all'individuazione dei blocchi in equilibrio instabile sul fronte roccioso e alla valutazione delle relative caratteristiche geometriche e geostrutturali per individuare i volumi e i possibili cinatismi. Ogni singolo blocco o raggruppamento di blocchi dovrà essere distinto in planimetria con apposita numerazione e con schede ove verranno riportate le caratteristiche geometriche (forma e dimensioni dei lati) e volumetriche.

Devono essere acquisite tutte le informazioni di laboratorio e/o in situ, necessarie per la caratterizzazione della resistenza al taglio della roccia lungo le discontinuità (almeno per quelle che rendono cinematicamente possibile lo scivolamento dei blocchi), da porre a base dei criteri di rottura per le rocce lapidee.

La determinazione delle caratteristiche di resistenza della matrice rocciosa potrà essere ottenuta anche attraverso prove di schiacciamento in laboratorio su campioni rocciosi rappresentativi (schiacciamento semplice o point load) e di misure di rimbalzo dello sclerometro da roccia su superfici di discontinuità integre ed alterate.

Sulla base del complesso dei dati acquisiti, occorrerà effettuare le verifiche dei singoli blocchi identificati dai rilievi in parete, al fine di determinarne l'effettivo stato di stabilità.

Per le determinazioni delle caratteristiche geotecniche e degli spessori dei terreni affioranti lungo la zona di transito, così come identificata nella fase precedente, dovrà essere eseguita una campagna di indagini geognostiche consistenti sia in indagini geofisiche (tomografie sismiche e/o altri mezzi di indagine se motivati) che in saggi geognostici (realizzazione di pozzetti e/o trincee con raccolta di campioni mediante scatola cubica o perforazioni meccaniche con raccolta di campioni indisturbati).

Per la determinazione dei coefficienti di restituzione e attrito dei terreni di copertura, sui campioni prelevati lungo la zona di transito degli scendimenti, devono essere condotte le necessarie prove per la determinazione delle caratteristiche granulometriche e per la classificazione secondo i metodi ASTM 1969-1975 o CNR UNI 10006.

Per ciò che concerne le metodologie di calcolo potranno essere applicati sia i metodi dove i blocchi sono trattati come punti materiali “*Lumped Mass*”, che quelli ove i blocchi hanno forma e dimensione assegnate tipo CRSP o altri riconosciuti internazionalmente, in relazione alle caratteristiche dimensionali e geotecniche dei blocchi in rotolamento individuati dalle indagini svolte. La scelta del metodo deve essere giustificata appropriatamente in base alle caratteristiche dei luoghi o in ragione dei risultati ottenuti nel confronto tra le diverse metodologie

Le indagini previste in questa fase permettono:

- una migliore caratterizzazione della zona di transito per la determinazione dei coefficienti di restituzione e di attrito;
- il posizionamento certo del punto di partenza dei blocchi;
- il dimensionamento tridimensionale dei blocchi potenzialmente instabili.

Alla luce delle nuove informazioni sarà possibile ripetere l’analisi delle traiettorie con dati certi sulle dimensioni e forma dei blocchi in caduta, in maniera di poter definire la distribuzione delle energie lungo il pendio, ai fini del dimensionamento delle opere di difesa passive.

Gli scenari di riferimento per la progettazione delle opere “attive” e/o “passive” del sistema di interventi per la riduzione delle pericolosità e del rischio, sono il risultato ultimo degli studi geologici e geotecnici di cui alla presente direttiva.

La modellazione utile alla definizione del “crollo di progetto” deve attenersi almeno a quanto definito all’interno delle linee guida predisposte dall’European Organisation for Technical Approvals (EOTA) nella Guida per il benessere tecnico Europeo di **SISTEMI DI PROTEZIONE PARAMASSI** denominato ETAG 027. In relazione a ciò il professionista dovrà elaborare la modellazione in base ai differenti cinematismi riscontrati ed in particolare, facendo riferimento alle seguenti tipologie indicate dalla normativa tecnica:

1) crollo di un masso isolato;

2) crollo di uno sciame di blocchi;

3) crollo che si esplica in condizioni temporali tali da poter essere considerato come un unico evento;

4) crolli ripetuti, concentrati in tempi ristretti, lungo la stessa direttrice.

Una volta completate tutte le analisi e le modellazioni, una relazione conclusiva presenterà i risultati ottenuti in un’organica rappresentazione quantitativa delle instabilità presenti lungo le pareti rocciose e degli scenari di riferimento per la progettazione delle opere di difesa.

La fase successiva, relativa alla progettazione delle soluzioni tecniche (da parte di enti pubblici o di soggetti privati), dovrà fare riferimento a quanto stabilito dalle recenti norme UNI specifiche per le “Opere di difesa dalla caduta massi” aventi codice UNI 11211, ed in particolare alla parte 4 – Progetto definitivo ed esecutivo.

Ai fini del necessario interscambio tra gli studi geologici e geotecnici ed il progetto, risulta evidente che quanto fin qui indicato si riferisce alla fase pre progettuale e che i calcoli sulla stabilità dei blocchi instabili in parete e le traiettorie dei rotolamenti dovranno essere ripetuti in fase di verifica delle soluzioni progettuali per la convalida della fattibilità tecnica delle opere.

Si fa presente che è necessario che gli studi relativi alla FASE 3, in relazione alla complessità delle valutazioni sulla meccanica delle rocce, siano predisposti a firma congiunta di un professionista geologo e di un professionista geotecnico.

ALLEGATO 1

LA CLASSIFICAZIONE DEGLI AMMASSI ROCCIOSI (Beniawsky, Romana)

Nel campo della progettazione di infrastrutture di ingegneria civile, siano esse legate alla stabilità di un versante o alla stabilità di un'opera in sotterraneo, difficilmente si possono avere informazioni dettagliate sulle caratteristiche di resistenza e di deformabilità dell'ammasso roccioso interessato alla progettazione. Allora diventa importante poter utilizzare uno schema che possa soddisfare le richieste, un metodo empirico che permetta di risolvere i problemi dovuti alla scarsa conoscenza o esperienza di una determinata area.

Le classificazioni di Beniawsky e Romana (la seconda è derivata dalla prima, che risultava troppo "conservativa") consentono di soddisfare i quesiti richiesti e le problematiche che si presentano. La classificazione di Beniawsky si basa sul rilievo, in campagna o in laboratorio, di sei parametri:

A1 = resistenza a compressione uniassiale;

A2 = Rock Quality Designation Index (Indice RQD);

A3 = spaziatura delle discontinuità;

A4 = condizioni delle discontinuità;

A5 = condizioni idrauliche;

A6 = orientamento delle discontinuità.

Da questi sei parametri si ricava il **Rock Mass Rating (RMR, Beniawsky)** e con le dovute correzioni apportate da **Romana** nel 1985, lo **Slope Mass Rating (SMR)**.

L'RMR, nella pratica, viene differenziato come:

$$\text{RMR di base} = \text{RMR}_b = A1 + A2 + A3 + A4 + A5$$

$$\text{RMR corretto} = \text{RMR}_c = (A1 + A2 + A3 + A4 + A5) + A6$$

1. VALORE DI A1

A1 si può ricavare sia da prove di laboratorio (Point Load Test), sia da prove di campagna mediante sclerometro o da prove speditive (Standard ISRM), definendo la resistenza a compressione uniassiale S_u .

1.1 La prova Point Load Test

La prova Point Load ha il vantaggio di essere portatile; da essa si deriva l'indice di carico puntuale "I_S" che viene correlato alla resistenza alla compressione uniassiale S_u mediante la relazione:

$$S_u = K I_S$$

K è un coefficiente moltiplicativo per il quale l'ISRM consiglia il valore 24, ma nella pratica si è evidenziato come tale valore non è univoco ma largamente variabile. Palmström suggerisce di variare K in funzione di I_S secondo lo schema seguente:

I _S (MPa)	K
< 3,5	14
3,5 – 6,0	16
6,0 – 1,0	20
> 6,0	25

1.2 Le prove sclerometriche

Il martello di Schmidt, noto come sclerometro, è ampiamente utilizzato come prova non distruttiva e volta a misurare la "durezza di rimbalzo" della roccia. Dalla prova si ricava l'indice di rimbalzo R che è possibile correlare alla resistenza alla compressione uniassiale mediante la relazione di Irfan e Dearman (1978):

$$S_u = 0,775 R + 21,3$$

1.3 Standard ISRM

In una fase preliminare delle indagini, mancando prove di campagna o di laboratorio, il valore di S_u può essere stimata osservando la risposta della roccia alla sua percussione con il martello da geologo.

Dalla risposta della roccia si possono ricavare i seguenti valori:

La roccia si incide con l'unghia o si sbriciola con le mani	0,25 – 1 MPa
Si sbriciola sotto i colpi della punta, lastre sottili	1 – 5 MPa

La punta lascia deboli buchi, lastre sottili si rompono con forti pressioni delle mani	5 – 25 MPa
La roccia si frattura con un colpo	25 – 50 MPa
Si frattura dopo due-tre colpi	50 – 100 MPa
Si frattura solo dopo molti colpi	100 – 200 MPa
Si scheggia solamente	> 200 MP

Definita la resistenza a compressione S_u è possibile ricavare il valore del primo parametro A_1 . Se si utilizzano prove Point Load o prove sclerometriche risulta più agevole, rispetto alle tabelle e ai grafici proposte da Beniaowsky, ricavare il valore di A_1 trasformando i grafici in forma di equazioni:

VALORE DI S_u (MPa)	EQUAZIONE
$\leq 44,5$	$A_1 = \frac{4}{44,5} S_u + 1$
$44,5 \div 93,75$	$A_1 = \frac{4}{49,25} S_u + 1,368$
$93,75 \div 140$	$A_1 = \frac{3}{46,25} S_u + 2,919$
$140 \div 180$	$A_1 = 0,0375 S_u + 6,75$
$180 \div 240$	$A_1 = 0,025 S_u + 9$
> 240	$A_1 = 15$

Qualora si utilizzi lo Standard ISRM si usa la tabella proposta da Beniaowsky nell'ultima versione del sistema (1989):

S_u (MPa)	> 200	100 - 200	50 - 100	25 - 50	5 – 25	1 - 5	< 1
Coefficiente							
A_1	15	12	7	4	2	1	0

2. VALORE DI A_2

Se si effettuano sondaggi è possibile ricavare il valore di RQD, da cui si ottiene il coefficiente A_2 , dal recupero di percentuale di carotaggio riferito alla somma degli spezzoni di carota con lunghezza maggiore o uguale a 100 mm:

$$RQD = \frac{\sum L_c}{L_t} \times 100$$

Dove:

L_c = somma delle lunghezze degli spezzoni di carota > 100 mm

L_t = lunghezza totale del tratto in cui si è misurata L_c .

In mancanza di carote di sondaggio, RQD si ricava dal numero di famiglie di discontinuità caratterizzanti l'ammasso roccioso e dalla misura della loro spaziatura. Dalla relazione di Palmström (1982) si ha:

$$RQD = 115 - 3,3 J_v$$

dove J_v è il numero di fratture per metro cubo di roccia.

In forma alternativa RQD si può ricavare dalla formula di Priest e Hudson (1981):

$$RQD = 100 e^{(0,1 n)} (0,1 n + 1)$$

con n numero medio di giunti per metro.

Calcolato RQD con uno di questi metodi, si ricava il coefficiente A_2 mediante le equazioni che derivano sempre dai grafici di Beniauskis:

VALORE DI RQD %	EQUAZIONE
$\leq 26,5$	$A_2 = \frac{3}{26,6} RQD + 3$
$26,5 \div 39$	$A_2 = \frac{2}{12,4} RQD + 1,71$
$39 \div 76,6$	$A_2 = \frac{7}{37,6} RQD + 0,739$
$> 76,6$	$A_2 = \frac{5}{23,4} RQD - 1,367$

3. VALORE DI A_3

Una volta calcolata la spaziatura media, cioè la distanza media tra due discontinuità adiacenti, è possibile ricavare il valore del coefficiente A_3 , mediante le seguenti relazioni:

SPAZIATURA (m)	EQUAZIONE
$\leq 0,2$	$A_3 = 15 s + 5$
$0,2 \div 0,4$	$A_3 = 10 s + 6$
$0,4 \div 0,66$	$A_3 = 7,752 s + 5,9$
$0,66 \div 0,94$	$A_3 = 7,067 s + 7,35$
$0,94 \div 1,6$	$A_3 = 6,07 s + 8,288$

1,6 ÷ 2,0	$A3 = 5s + 10$
> 2,0	$A3 = 20$

4. VALORE DI A4

Determinare dalle tavole di classificazione di Beniawsky il valore numerico relativo alla condizione delle discontinuità, invece, risulta molto soggettivo.

Per valutare correttamente A4 conviene procedere sommando alcuni parametri numerici attribuibili alla persistenza del giunto, all'apertura del giunto, alla rugosità dello stesso, all'alterazione delle pareti, e al materiale di riempimento:

$$A4 = V1 + V2 + V3 + V4 + V5$$

I valori da assegnare sono:

V1 – Persistenza del giunto

PERSISTENZA (m)	V1
< 1	6
1 ÷ 3	4
3 ÷ 10	2
10 ÷ 20	1
> 20	0

V2 – Apertura del giunto

APERTURA (mm)	V2
Completamente chiuso	6
< 0,1	5
0,1 ÷ 1	4
1 ÷ 5	1
> 5	0

V3 – Rugosità del giunto

RUGOSITA'	V3
Molto Rugosa	6
Rugosa	5
Leggermente rugosa	3
Liscia	1
Levigata	0

V4 – Alterazione delle pareti

ALTERAZIONE	V4
Non alterate	6
Leggermente alterate	5
Mediamente alterate	3
Molto alterate	1

Decomposte	0
------------	---

V5 – Riempimento delle discontinuità

RIEMPIMENTO (mm)	RIEMPIMENTO	V5
-	Assente	6
< 5	Compatto	4
> 5	Compatto	2
< 5	Soffice	2
> 5	Soffice	0

5. VALORE DI A5

Questo valore viene derivato dalle condizioni idrauliche riferite ad un fronte di 10 m. Dalle tabelle fornite da Beniawsky si ottiene:

Venute d'acqua su 10 m di lunghezza	Nessuna	< 10 l/min	10-25 l/min	25-125 l/min	> 125 l/min
Condizione	Asciutta	Umida	Bagnata	Deboli	Forti venute
Coefficiente A5	15	10	7	4	0

6. VALORE DI A6

Per l'orientamento delle discontinuità si applica un coefficiente di correzione A6, a seconda che si tratti di gallerie o fondazioni

APPLICAZIONE	Molto favorevole	Favorevole	Mediocre	Sfavorevole	Molto sfavorevole
Gallerie	0	-2	-5	-10	-12
Fondazioni	0	-2	-7	-15	-25

Per quanto riguarda i versanti il coefficiente A6 proposto da Beniawsky risulta troppo “conservativo” e pertanto nel calcolo di RMR si utilizza la metodologia proposta da Romana. Attribuiti tutti i coefficienti, sulla base del valore RMR_C calcolato si identificano 5 intervalli a cui corrispondono 5 classi di ammasso roccioso e altrettante valutazioni di qualità della roccia:

RMR _C	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	≤ 20
Classe	I	II	III	IV	V

Descrizione	Molto buono	Buono	Mediocre	Scadente	Molto scadente
-------------	-------------	-------	----------	----------	----------------

Dal valore di RMR_b si derivano i parametri caratteristici dell'ammasso, che secondo Beniawsky assumono il valore:

$$\text{coesione } c \text{ (kPA)} = 5 RMR_b$$

$$\text{angolo di attrito} = 0,5 RMR_b + 5$$

$$\text{modulo di deformazione } E \text{ (GPa)} = 2 RMR_b - 100$$

La formula di E è però da considerare valida per valori di RMR superiori di 50, mentre per valori inferiori si utilizza la formula di Serafim e Pereira (1983):

$$E \text{ (GPa)} = 10^{(RMR_b - 10 / 40)}$$

7 Slope Mass Rating (SMR, Romana 1985)

Romana propone di aggiungere al valore di RMR (di base), alcuni fattori di aggiustamento sulla base dell'orientamento relativo fra discontinuità e fronte del versante e aggiungere un ulteriore fattore che tiene conto del metodo di scavo:

$$SMR = RMR_b + (F1 \times F2 \times F3) + F4$$

Il primo fattore di aggiustamento è il prodotto di tre fattori:

$F1$ dipende dal parallelismo fra l'immersione del fronte e l'immersione dei giunti.

$F2$ è riferito all'inclinazione del giunto nell'ipotesi di rottura planare.

$F3$ mantiene le relazioni proposte da Beniawsky per l'inclinazione fra fronte e giunti.

$F4$ rappresenta un fattore di correzione legato al metodo di scavo ed è stato fissato empiricamente. Le condizioni di stabilità verificate sono relative a rotture planari e per ribaltamento (toppling); il metodo è stato di recente esteso anche alle rotture a cuneo da Anbalagan et al..

Sulla base della tabella che segue si attribuiscono i valori ai fattori:

ROTTURA	CINEMATISMO	CONDIZIONE				
		Molto favorevole	Favorevole	Mediocre	Sfavorevole	Molto sfavorevole
Planare Toppling Cuneo	$\alpha_j - \alpha_f$ $\alpha_j - \alpha_f - 180^\circ$ $\alpha_i - \alpha_f$	$> 30^\circ$	$30^\circ - 20^\circ$	$20^\circ - 10^\circ$	$10^\circ - 5^\circ$	$< 5^\circ$
	F1	0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
Planare Cuneo	β_j β_i	$< 20^\circ$	$20^\circ - 30^\circ$	$30^\circ - 35^\circ$	$35^\circ - 45^\circ$	$> 45^\circ$
	F2	0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
Toppling	F2	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Planare Cuneo	$\beta_j - \beta_f$ $\beta_i - \beta_f$	$> 10^\circ$	$10^\circ - 0^\circ$	0°	$0^\circ - (-10^\circ)$	$< -10^\circ$
Toppling	$\beta_j - \beta_f$	$< 110^\circ$	$110^\circ - 120^\circ$	$> 120^\circ$	-	-
	F3	0	-6	-25	-50	-60

dove:

α_j = immersione del giunto

α_i = immersione della retta di intersezione di due piani per la rottura a cuneo

α_f = immersione del fronte del versante

β_j = inclinazione del giunto

β_i = inclinazione della retta di intersezione di due piani per la rottura a cuneo

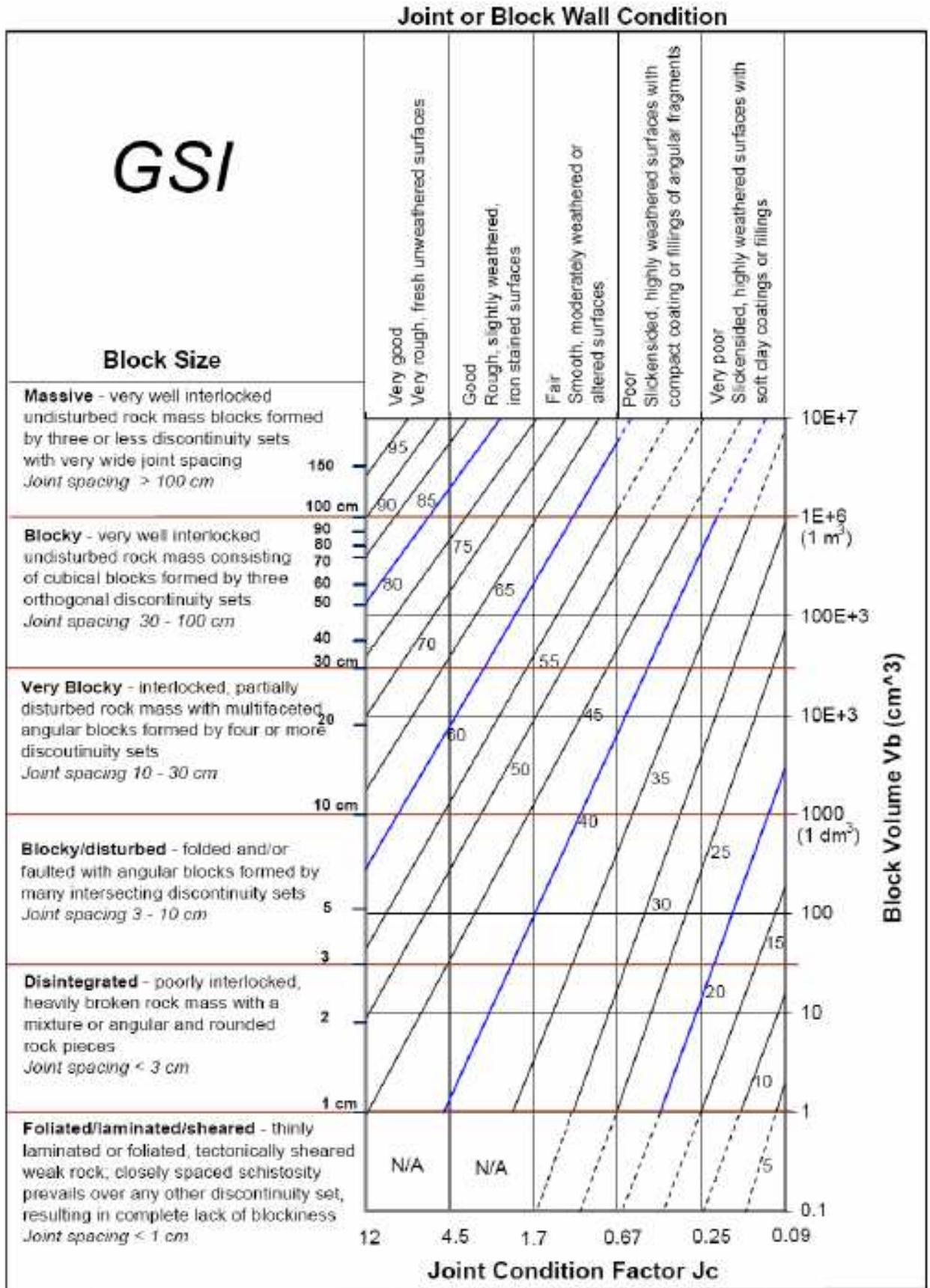
β_f = inclinazione del fronte

Il fattore F4 vale invece:

METODO DI SCAVO	F4
Scarpata naturale	15
Abbattimento con pretaglio	10
Abbattimento controllato	8
Abbattimento normale	0
Abbattimento non controllato	-8

Calcolato il valore di SMR, si possono avere indicazioni generali, fornite da Romana, sul grado di stabilità della scarpata, sul tipo di cinematismo di rottura che si può instaurare e su quanto possano pesare eventuali interventi di stabilizzazione:

SMR	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	20 - 0
CLASSE	I	II	III	IV	V
DESCRIZIONE	Molto buona	Buona	Mediocre	Scadente	Molto scadente
STABILITA'	Sicuramente stabile	Stabile	Parzialmente stabile	Instabile	Sicuramente instabile
MODO DI ROTTURA	Assente	Possibili blocchi	Lungo piani o per cunei	Lungo piani o su grandi cunei	Su grandi piani o rototraslazionali
STABILIZZAZIONE	Nessuna	Occasionale	Sistematica	Estesa	Riprofilare la scarpata



ALLEGATO 3

PROPOSTA CLASSIFICAZIONE AMMASSI ROCCIOSI

1 – METODOLOGIA

La classificazione proposta (*tabella 1*) viene effettuata attraverso la valutazione di una serie di fattori (n° 12) ai quali sono assegnati 5 livelli di punteggio crescente, aventi dei valori direttamente proporzionali al peso con cui può influire il fattore stesso sul dissesto di crollo.

Per ogni parametro si è stabilita una scala di punteggio differenziata, per tenere conto del peso diverso esercitato dai fattori considerati.

La somma aritmetica del punteggio attribuito ai singoli fattori individua 5 diverse classi di roccia (vedi *tabella 2*) aventi qualità e stabilità differenti (da completamente stabile a completamente instabile),

Nel dettaglio, i fattori che si considerano nella classificazione proposta sono i seguenti:

- *Fattori geomeccanici:*

- I - Famiglie di giunti
- II - Spaziatura giunti
- III - Direzione, pendenza e discontinuità
- IV - Apertura fessure
- V – Volume del masso

- *Fattori geomorfologici:*

- VI - Altezza della scarpata rocciosa
- VII - Lunghezza del pendio
- VIII - Inclinazione media del pendio
- IX - Andamento topografico del pendio

- *Fattori geologici:*

- X - Tipologia materiale presente sul pendio

- *Fattori ambientali:*

- XI - Tipo del terreno di copertura vegetale

- *Fattori storici:*

- XII – Frequenza storica di caduta massi

Tabella 1 – Classificazione degli ammassi rocciosi per la valutazione delle frane di crollo

CLASSIFICAZIONE DEGLI AMMASSI ROCCIOSI						
CATEGORIA		Indice di pericolo crescente ----->				
I	Famiglie di giunti	pochissimi giunti	una famiglia di giunti	due famiglie di giunti	tre amiglie di giunti ammasso suddiviso in piccoli cubi	più di tre famiglie di giunti ammasso molto fratturato
	<i>punteggio</i>	0	3	6	9	12
II	Spaziatura giunti	> 200 cm. (molto larga)	da 60 a 200 cm. (larga)	da 60 a 20 cm. (moderata)	da 20 a 6 cm. (stretta)	< 6 cm. (molto stretta)
	<i>punteggio</i>	3	6	9	12	15
III	Direzione e pendenza discontinuità	molto favorevole	favorevole	discreta	sfavorevole	molto sfavorevole
	<i>punteggio</i>	3	6	9	12	15
IV	Apertura fessure Condizioni idrogeologiche	Fessure chiuse Circolazione idrica assente	Fessure chiuse o poco aperte Circolazione idrica nelle fessure scarsa	Fessure aperte da 1 mm a 1 cm Circolazione idrica nelle fessure sensibile e discontinua	Fessure aperte da 1 cm a 10 cm Circolazione idrica nelle fessure abbondante	Fessure aperte maggiori di 10 cm Circolazione idrica nelle fessure molto abbondante
	<i>punteggio</i>	2	4	6	8	10
V	Volume del masso	< 0,5 m ³	0,5 – 1,5 m ³	1,5 – 3 m ³	3 – 10 m ³	> 10 m ³
	<i>punteggio</i>	3	6	9	12	15
VI	Altezza scarpata	< 10 m	10 – 40 m	40 – 70 m	70 – 100 m	> 100 m
	<i>punteggio</i>	2	4	6	8	10
VII	Lunghezza pendio	> 250 m	250 – 100 m	100 – 50 m	50 – 10 m	< 10 m
	<i>punteggio</i>	2	4	6	8	10
VIII	Inclinazione media pendio	< 15°	15 – 30°	30 – 45°	45 – 70°	> 70°
	<i>punteggio</i>	3	6	9	12	15
IX	Andamento topografico (Rugosità del pendio)	terrazzato	a gradini	molto irregolare	irregolare	regolare, liscio
	<i>punteggio</i>	0	3	6	9	12
X	Tipo di materiale del pendio	sabbia, limo	ghiaia, ciottoli	terreno eluvio colluviale, blocchi	blocchi, roccia subaffiorante	roccia affiorante
	<i>punteggio</i>	2	4	6	8	10
XI	Vegetazione di copertura del versante	bosco con copertura 50-100%	bosco con copertura < 50%, arboreto	prevalentemente arbustiva	prevalentemente erbacea	assente
	<i>punteggio</i>	2	4	6	8	10
XII	Frequenza storica di caduta dei massi	nessuno	pochi eventi	eventi occasionali	molti eventi	eventi ripetuti e frequenti
	<i>punteggio</i>	1	2	3	4	5

Tabella 2 - Classi dell'ammasso roccioso determinate in base alla somma dei coefficienti numerici e significato delle classi

<i>Punteggio totale</i>	≤ 50	51 - 70	71 - 90	91 - 110	> 110
<i>CLASSE DI ROCCIA</i>	A	B	C	D	E
QUALITA' DELL'AMMASSO ROCCIOSO	OTTIMA	BUONA	DISCRETA	SCADENTE	MOLTO SCADENTE
	<i>Completamente stabile</i>	<i>Stabile</i>	<i>Parzialmente Stabile</i>	<i>Instabile</i>	<i>Completamente instabile</i>
Indirizzi per gli interventi	Non sono necessari particolari interventi di protezione o consolidamento	Necessità di puntuali verifiche e controlli sulla parete. Eventuale disgaggio	Controlli in parete. Disgaggio. Consolidamento delle principali masse instabili. Eventuali opere paramassi.	Disgaggio e pulizia parete. Consolidamento delle masse a rischio non removibili. Opere paramassi.	Disgaggio e pulizia parete. Consolidamento delle masse a rischio non removibili. Opere paramassi.

2 - DESCRIZIONE DEI FATTORI

I – Famiglie di giunti

Il numero delle famiglie di giunti che pervadono l'ammasso roccioso è un parametro fondamentale per descrivere lo stato di fratturazione dello stesso, poiché influenza le dimensioni dei blocchi rocciosi potenzialmente instabili, nonché il loro stato di mobilità e le modalità di rottura dell'ammasso roccioso.

Infatti, il punteggio attribuito cresce all'aumentare del numero delle famiglie di giunti presenti: se non esiste un numero sufficiente di famiglie di discontinuità le probabilità di rottura possono anche ridursi a zero, mentre con un elevato numero di famiglie il comportamento dell'ammasso può avvicinarsi a quello tipico dei terreni.

II – Spaziatura tra i giunti

La spaziatura tra i giunti è un importante parametro che caratterizza l'ammasso roccioso poiché incide sulla dimensione dei blocchi di roccia intatta.

Ovviamente si fa riferimento alla spaziatura media tra due discontinuità consecutive appartenenti alla stessa famiglia e nel caso di un ammasso roccioso interessato da due o più famiglie di giunti, il dato si riferisce alla spaziatura tra discontinuità appartenenti alla famiglia principale.

Il punteggio attribuito cresce al diminuire della spaziatura tra due giunti consecutivi appartenenti alla stessa famiglia.

III – Direzione e pendenza delle discontinuità

La giacitura delle discontinuità, determinata attraverso la direzione e la pendenza del giunto, viene considerata in relazione alla probabilità di agevolazione del fenomeno franoso.

Così come nel caso della spaziatura, si considera l'orientazione della famiglia di giunti principale.

Il punteggio viene infatti attribuito sulla base di un giudizio qualitativo distinto nelle seguenti categorie: molto favorevole, favorevole, discreto, sfavorevole e molto sfavorevole.

Una situazione molto favorevole si potrebbe identificare in una condizione di giacitura a “reggipoggio” delle discontinuità rispetto al versante; dei giunti suborizzontali, invece, identificano una condizione favorevole per la stabilità; nella situazione compresa tra discreta e sfavorevole si vogliono comprendere i casi in cui le discontinuità hanno orientazione a “franapoggio” con inclinazione minore del pendio, in funzione dell'inclinazione delle discontinuità; la situazione molto sfavorevole è invece attribuibile alla condizione di discontinuità disposte a franapoggio con inclinazione maggiore di quella del pendio.

IV – Apertura delle fessure e condizioni idrogeologiche

L'apertura di una discontinuità è la distanza media tra i suoi lembi; questo parametro viene considerato in quanto l'apertura della discontinuità, a parità di altre condizioni consente un rilascio della roccia conseguente a una diminuzione (fino all'annullamento), dell'attrito radente.

Poiché l'apertura delle discontinuità influenza il flusso idrico presente negli ammassi rocciosi condizionandone la permeabilità e diminuendone la resistenza al taglio, i due parametri vengono considerati unitamente nella classificazione proposta.

Il punteggio attribuito aumenta all'aumentare dell'apertura delle fessure e conseguentemente della circolazione idrica presente.

V – Volume del masso

La dimensione dei blocchi di roccia integra è legata alla spaziatura media delle discontinuità e al numero di famiglie presenti nell'ammasso roccioso.

Ai fini della valutazione del presente parametro viene considerato come volume del masso il volume di roccia che rimane integro a seguito di una frana di crollo.

Il parametro può essere stimato considerando sia il valore della spaziatura sia il volume dei massi crollati più di frequente presenti sul versante in analisi.

Il punteggio attribuito aumenta all'aumentare del volume del masso crollato in quanto nel moto di rotolamento e saltazione verso valle i massi di maggiore dimensioni possono raggiungere, a causa della maggiore inerzia, maggiori distanze dal punto di distacco.

VI – Altezza della scarpata

In considerazione del fatto che il moto di caduta del masso è influenzato inizialmente dall'altezza del punto di distacco, come parametro “altezza della scarpata” verrà prudenzialmente considerata quella compresa tra il ciglio superiore e la base della scarpata o

del versante, pur ovviamente potendosi verificare dei distacchi di roccia da qualsiasi punto della scarpata.

VII – Lunghezza del pendio

Anche questo parametro assume importanza rilevante per descrivere il moto di caduta dei massi. Infatti, il rischio aumenta al diminuire della distanza percorsa dal masso lungo il pendio che si sviluppa alla base della scarpata.

Il punteggio attribuito in tabella di conseguenza diminuisce all'aumentare della lunghezza del pendio.

VIII – Inclinazione del pendio

Questo fattore è anch'esso di notevole importanza, in quanto una maggiore inclinazione del pendio aumenta la probabilità che il masso crollato percorra lunghe distanze.

A scopo prudenziale come inclinazione del pendio va considerata quella del tratto di versante in cui ha il massimo valore.

Il punteggio attribuito in tabella pertanto, aumenta all'aumentare dell'inclinazione del pendio, tendendo presente che è stato attribuito un indice anche per i pendii aventi inclinazione inferiore a 15°, poiché da studi di settore risulta che anche su terreni suborizzontali si possono verificare casi di rotolamento o rimbalzo di massi crollati.

IX – Andamento topografico del pendio

Per la valutazione del presente parametro, data la grande varietà morfologica dei versanti, è proposta in tabella una descrizione approssimativa dell'andamento del pendio.

Il punteggio attribuito decresce all'aumentare dell'irregolarità del pendio, fino ad attribuire un valore pari a zero a un versante terrazzato.

X – Tipo di materiale

Questo parametro si riferisce alla tipologia di terreno che costituisce prevalentemente il versante lungo cui potrebbe avvenire il moto dei massi, in quanto influisce sullo smorzamento del moto. Il punteggio attribuito cresce passando dalle litologie terrigene variamente alterate a litologie rocciose integre.

XI – Vegetazione di copertura

La presenza o meno di vegetazione sul versante influisce notevolmente sulla possibilità di frenare il moto dei blocchi franati.

In considerazione del fatto che quanto sopra dipende anche dalla tipologia di essenza presente e dalla densità, il punteggio attribuito in tabella cresce passando dalle essenze arboree a quelle erbacee nonché al diminuire della densità della vegetazione.

XII – Frequenza storica di caduta dei massi

Questo parametro fornisce utili indicazioni sulle condizioni di stabilità della parete rocciosa.

E' importante però considerare che spesso nei pressi dei centri abitati o delle infrastrutture antropiche i massi crollati vengono rimossi, per cui oltre ad una analisi in situ è consigliabile effettuare un'indagine tra gli abitanti allo scopo di ottenere informazioni a riguardo.

Il punteggio attribuito cresce all'aumentare della frequenza degli eventi franosi verificatisi nel tempo.

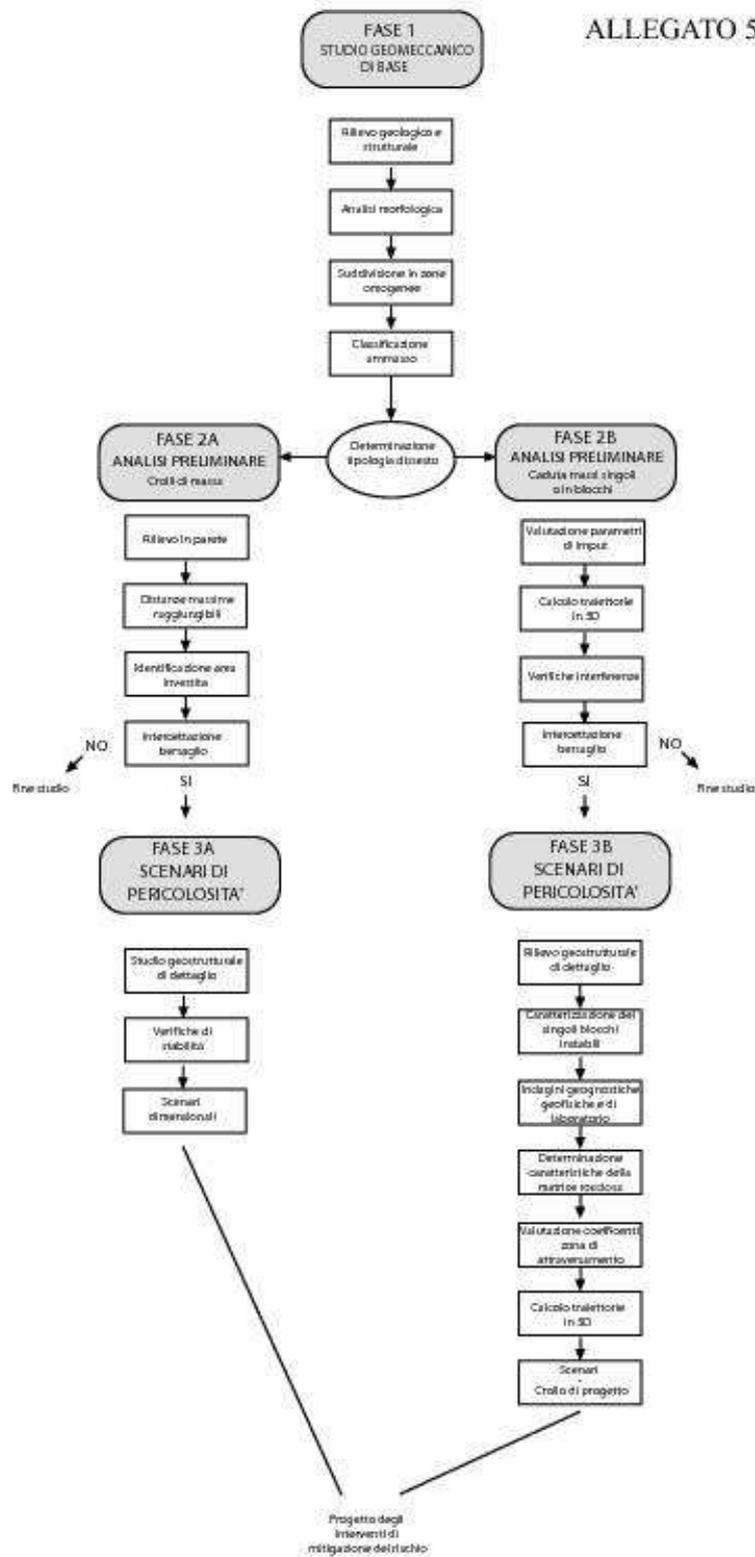
ALLEGATO 4

TABELLA DI RIFERIMENTO PER L'USO DEI COEFFICIENTI DI RESTITUZIONE TANGENZIALE; NORMALE E DI ROTOLAMENTO

Tabella di riferimento dei valori da applicare per i coefficienti richiesti dalla modellazione tipo "Lumped Mass" in relazione alle differenti litologie (scelte tra le più rappresentative per il territorio siciliano), presenti lungo il pendio interessato dagli scendimenti dei massi in crollo.

Tipologia superficie	Kn	Kt	Cr
Roccia affiorante quarzarenitica o basaltica	0,50 - 0,70	0,85 - 0,95	0,30 - 0,50
Roccia affiorante carbonatica o metamorfica	0,40 - 0,60	0,80 - 0,90	0,40 - 0,50
Asfalto	0,40 - 0,50	0,85 - 0,90	0,40 - 0,60
Detrito cementato	0,35 - 0,45	0,75 - 0,85	0,40 - 0,60
Detrito sciolto grano sostenuto	0,30 - 0,35	0,70 - 0,80	0,40 - 0,80
Detrito sciolto matrice sostenuto	0,28 - 0,32	0,60 - 0,80	0,60 - 1
Detrito con copertura di suolo	0,28 - 0,32	0,50 - 0,70	0,60 - 1
Argille alterate	0,20 - 0,30	0,50 - 0,65	0,60 - 1

ALLEGATO 5 – DIAGRAMMA DI FLUSSO RELATIVO ALLE FASI DI STUDIO PREVISTE



RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

AGLIARDI, F. AND CROSTA, G. (2003): High resolution three-dimensionnal numerical modelling of rockfalls, - *Int. J. Rock. Mech. Min.*, 40, 455–471.

AGLIARDI, F., CROSTA, G. B., AND FRATTINI, P. (2009): Integrating rockfall risk assessment and countermeasure design by 3D modeling techniques, - *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 9, 1059–1073, doi:10.5194/nhess-9-1059-2009.

AZIMI, C., DESVARREUX, P., GIRAUD, A., AND MARTIN-COCHER, J. (1982): Méthode de calcul de la dynamique des chutes de blocs – Application à l'étude du versant de la montagne de La Pale (Vercors),- *Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées*, 122, 93–102.

AZZONI A., DE FREITAS M.H. (1995). Experimentally gained parameters, decisive for rockfall analysis. - *Rock Mechanics and Rock Engineering* 28 (2), pp. 111-124.

AZZONI A., LA BARBERA G. & MAZZÀ G. (1991). Studio con modello matematico e con sperimentazione in sito del problema di caduta massi. - *Bollettino Associazione Mineraria Subalpina*, Torino 28 (4), pp. 547-573.

AZZONI A., LA BARBERA G., ZANINETTI A (1995).: Analysis and predicting of rockfalls using a mathematical model. - *Journal of Rock Mechanics, Mineral Science & Geomechanics*, 32, 1995.

BAILLIFARD, F., JABOYEDOFF, M. & SARTORI, M. (2003). Rockfall hazard mapping along a mountainous road in Switzerland using an empirical approach. - *Natural Hazards and Earth System Sciences*. Vol 3, pp. 435-442.

BARBAGALLO O. (2010) - Determinazione della portanza di fondazioni superficiali su di un ammasso roccioso applicando metodi basati sul criterio di rottura di Hoek e Brown – *geologi di Sicilia Anno XVIII* –

BARTON, N.R., CHOUBEY, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. - *Rock Mech.* 10(1-2), pp. 1-54.

BARTON, N.R. AND BANDIS, S.C. (1990). Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. In *Rock joints, proc. int. symp. on rock joints*, Loen, Norway, (eds N. Barton and O. Stephansson), 603-610. Rotterdam: Balkema;

BERTOZZI E. & BROILI L. (1978). Considerazioni sui criteri di progettazione delle opere di difesa nei processi di scendimento massi. *Mem. Soc. Geol. It.* n. 18, 187-195.

BIENIAWSKI, Z.T. (1973). Engineering classification of jointed rock masses. - *Trans S. Afr. Inst.Civ. Engrs* 15, pp. 335-344.

BIENIAWSKI, Z.T. (1979). The geomechanics classification in rock engineering applications. - *Proc. 4th. Congr. Int. Soc. Rock Mech.*, Montreux 2, pp. 41-48.

BIENIOWSKI Z.T. (1989). *Engineering rock mass classification*, - J. Wiley & Sons, New York.

BOSCO G., MONGIOVI L. (1986). Analisi dei meccanismi di rottura per crollo e progetto degli interventi di protezione. - *Atti XVI Convegno Nazionale di Geotecnica*, Vol. III Bologna pp. 197-203, 1986.

- BOZZOLO D., PAMINI R. (1982): Modello matematico per lo studio della caduta massi. - Laboratorio di Fisica Terrestre, Dipartimento Pubblica Edicazione, Lugano-Trevano, 1982.
- BRAWNER C.O. (1994) Participant workbook for rockfall hazard mitigation methods, - Federal Highway Administration, Pubblicazione n. FHWA SA-93-085.
- BUNCE C.M.(1994) Risk analysis for rock fall on highways, - Master of Science Thesis, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Canada.
- CAI J. G., ZHAO J., HUDSON J. A. (1998). Computerization of Rock Engineering Systems Using Neural Networks with an Expert System - *Rock Mech. Rock Eng.* 31 (3).
- CALCATERRA D., DE LUCA TUPPUTI SCHINOSA F., FENELLI G.B. (2004a). Rockfall hazard assessment at Mt. San Costanzo (Sorrento Peninsula, Italy) - *Proc. 9th Intern. Symp. On Landslides, Rio de Janeiro*, pp. 265-271, Taylor & Francis Group, London.
- CALCATERRA D., DE LUCA TUPPUTI SCHINOSA F., PALMA B. (2004b). Rockfall stability assessment at western slope of the Camaldoli Hill (Naples, Italy). - *Landslide: Evaluation and Stabilization*, Lacerda, Ehrlich, Fontoura & Sayão (eds). Taylor & Francis Group, London.
- CANCELLI A., CROSTA G. (1993a). Hazard and risk assessment in rockfall prone areas. - *Risk and reliability in ground engineering* – London, Thomas Telford.
- CANCELLI A., CROSTA G. (1993b). Rockfall hazard in Italy: assessment, mitigation and control. – *Environment management, geo-water and engineering aspects*, Wollongong, Balkema, key lecture.
- CANCELLI A., CROSTA G.B. (1998): Previsione e prevenzione per frane di crollo: descrizione del fenomeno e analisi del rischio. - *Convegno sulla Previsione e Prevenzione di Movimenti Franosi Rapidi*, Trento.
- CHIESURIN E., FENTI V., (2002). Proposta di un nuovo metodo per la classificazione del pericolo da caduta massi. - *Geologia Tecnica & Ambientale* – ottobre-dicembre 2002.
- COCCO S. (1991) Frane di crollo - definizione dei coefficienti di dissipazione dell'energia - *Studi Trentini di Scienze Naturali, Acta Geologica*, vol. 68/2.
- CROSTA G.B. E LOCATELLI C. (1999). Approccio alla valutazione del rischio da frane per crollo. - *Studi Geografici e Geologici in onore di Severin Belloni. Orombrelli. Genova, Glauco Brigati*: pp. 259 – 286.
- CRUDEN, D.M. (1997). Estimating the risks from landslides using historical data. - *Landslide risk assessment*. Edited by D.M. Cruden and R. Fell. A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp. 177–184.
- CRUDEN D.M. & VARNES D.J. (1996). Landslides Types and Processes. - “Special Report 247: Landslides Investigation and Mitigation” (A.K. Turner and R.L. Schuster Eds). TRB Transp. Research Board, National Research Council, Washington, D.C., pp. 36-75.
- DEERE, D.U. (1963). Rock quality designation (RQD) after 20 years. - U.S. Army Corps Engineers Contract Report GL-89-1. Vicksburg, MS: Waterways Experimental Station.
- DAVIES T.R.H. (1982) – Spreading of rock avalanche debris by mechanical fluidization. *Rock Mech.*, 15, 9-24;
- EVANS S.G., HUNGR O. (1993): The assessment of rockfall hazard at the base of talus slopes. – *Canadian Geotechnical Journal*,30.

- FOCARDI P. (1982). Considerazioni cinematiche sul percorso di massi provenienti da frane di crollo. - *Geologia Tecnica* n. 4, 13-23.
- FOCARDI P., IOTTI A., (2002). Confronto di metodi di calcolo per la determinazione del percorso di blocchi a seguito di frane di crollo, *Geologia Tecnica e Ambientale*.
- FORNARO, M., PEILA, D., AND NEBBIA, M. (1990): Block falls on rock slopes – application of a numerical simulation program to some real cases, - 6th International Congress IAEG, Rotterdam, The Netherlands.
- FRANCIOSO R. & SCHIATTARELLA M. (2002). Un nuovo metodo grafico per la valutazione dei potenziali distacchi in versanti rocciosi – *Periodico dell'Ordine dei Geologi della Basilicata*.
- GIANI G.P. (1992) Potenzialità dei metodi di analisi nella previsione del moto di caduta massi lungo versante - IV ciclo di conferenze di Meccanica ed Ingegneria delle Rocce, Torino, MIR.
- GIANI G.P.(1997) “caduta massi – analisi del moto e opere di protezione” – *Argomenti di ingegneria geotecnica*, Hevelius Edizioni. IBN 88-86977-05-0.
- GIANI G.P, GIACOMINI A., MIGLIAZZA M., SEGALINI A. (2004a) - Experimental and theoretical studies to improve rock fall analysis and protection work design. - *Rock Mechanics e Rock Engineering*, vol. 37 n°5 pp. 369-389.
- GIANI G.P., SEGALINI A. (2004b) Numerical model for the analysis of the evolution mechanism of the Grossguger rock slide. - *Rock Mechanics e Rock Engineering*, vol. 37 n°1pp. 151-170.
- GIANI G. P. (2011) - *Analisi del moto di caduta di massi. Opere di Protezione contro la Caduta Massi, Aspetti progettuali*, Torino;
- GREG M. STOCK, PH.D., P.G., NICOLAS LUCO, PH.D.2, BRIAN D. COLLINS, PH.D., P.E.,3, EDWIN L. HARP, PH.D.2, PAOLA REICHENBACH, AND KURT L. FRANKEL (2011)- *Quantitative rock-fall hazard and risk assessment for Yosemite Valley, Yosemite National Park, California – USGS Yosemite National Park Division of Resource Management and Science*;
- HABIB P. (1977). Note sur le rebondissement des blocs rocheux. - *Rockfall dynamics and protective works effectiveness*, ISMES boll. 90, pp. 123 – 125.
- HOEK E. (1987). *Rockfall- A program in BASIC for the analysis of rockfalls from slope*. - Unpublished notes, Golder Associates/University of Toronto.
- HOEK E., BRAY J.W. (1981). *Rock Slope Engineering – Inst. of Mining & Metallurgy*, London.
- HOEK, E. (1994) - *Strength of rock and rock masses*, *ISRM News Journal*, 2(2), 4-16;
- HOEK E.: (1999) *Course notes on Rock Engineering*, (disponibile in linea al sito Internet <http://www.rocscience.com/Hoekcorner.htm>).
- HOEK, E., CARRANZA-TORRES, C. AND CORKUM, B. (2002) - *The Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition*. Proc. 5th North American Rock Mechanics Sym. and 17th Tunneling Assn of Canada conf. pp.267-271. Toronto:NARMS-TAC;
- HUDSON, J. A. (1989): *Rock mechanics principles in engineering practice*, - Butterworths, 72 pp., London.

- HUDSON, J. A., HARRISON, J. P. A. (1990): A new approach to studying complete rock engineering problems. - Q. J. Engng. Geol. 25, 93–105.
- HUDSON, J. A. (1991): Atlas of rock engineering mechanism: underground excavations. - Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr. 28, pp. 523–526.
- HUDSON J.A. (1992). Rock Engineering Systems: Theory and Practice. New York, Ellis Horwood.
- HUNGR O., EVANS S.G. (1988). Engineering evaluation of fragmental rockfall hazards, - V Symp. on Landslides, Losanna.
- HUDSON J.A. & PRIEST S.D.(1983) – Discontinuity Frequency in Rock Masses. Int. J. Rock Mech. Min. Vol. 20: 73-89;
- HUNGR, O. AND EVANS, S.G. (1988) – Engineering evaluation of fragmental rockfall hazards. Proceedings of the 5th International Symposium on Landslides in Lausanne. Rotterdam: Balkema, 685–90;
- INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS (1977) – Suggested Methods for the quantitative description of discontinuities in Rock masses” Commission on Standardization of Laboratory and Field Test, Committee on Field Test, Document n° 4;
- JABOYEDOFF M. AND LABIOUSE V. (2003). Preliminary assessment of rockfall hazard based on GIS data. ISRM 2003–Technology roadmap for rock mechanics, South African Institute of Mining and Metallurgy, Vol. 1, pp. 575-578.
- JIAO Y. & HUDSAN J.A. (1995). The fully-coupled model for rock engineering systems. - International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanical Abstracts 32(5): pp. 491-512.
- JONES C.L., HIGGINS J.D. & ANDREW R.D. (2000). Colorado Rockfall Simulation Program Version 4.0. - Colorado Department of Transportation, Colorado Geological Survey, March 2000, pp. 127.
- LEUNG C.F. (1991). Rock Slope Stability Program. - Department of Civil Engineering National University of Singapore.
- MALLEN L., BONANSEA E., PISPICO R., FORLATI F., Integrazione di strumenti GIS e modelli probabilistici e matematici per la previsione dei fenomeni di crollo - ARPA Piemonte - Settore Studi e Ricerche Geologiche, in collaborazione con CSI Piemonte – Area Prevenzione Rischi Naturali e il Politecnico di Torino - Dipartimento di Ingegneria Strutturale.
- MARKLAND J.T. – A useful technique for estimating the stability of rock slopes when rigid wedge sliding type of failure is expected. Imperial College Rock Mechanics Research;
- MATHESON G.D. (1988): The collection and use of field discontinuity data in rock slope engineering. - Quarterly J. of Engineering Geology.
- MATHESON G.D. (1991): The use of field data in the design of rock slopes. - Rock Mechanics as a Multidisciplinary Science, Ed Roegiers, Rotterdam,
- MAZZOCOLA D.F. (1992). A comprehensive method of rock mass characterization for indicating slope instability – Dep. of Mineral Resources Engineering, Univ. London.

- MAZZOCOLA D., HUDSON J. A. (1996). A comprehensive method of rock mass characterization for indicating natural slope instability, - *The Quarterly Journal of Engineering Geology*, 29, pp. 37 – 56.
- MAZZOCOLA D., SCIESA E. (2000). Implementation and comparison of different methods for rockfall hazard assessment in the Italian Alps, - *Proceedings of the 8th International Symposium on Landslides Cardiff*, 26-30 giugno 2000, Balkema, 2, pp. 1035-1040.
- NICOLETTI P.G. & SORRISO-VALVO M. (1991) – Geomorphic controls of the shape and mobility of rock avalanches. *Geol. Soc. Am. Bull.*, 103, 1365-1373;
- PARONUZZI P. (1987a). Modelli di calcolo per l'analisi della propagazione di blocchi rocciosi in frana. *Rivista Italiana di Geotecnica*, anno XXI, n°4, ottobre-dicembre 1987, 145-165.
- PALMSTROM A. (2001) – Measurement and Characterization of Rock Mass Jointing–In-situ characterization of rocks. Sharma V.M. and Saxena K.R. eds. A.A. Balkema publisher pp. 49-97;
- PARONUZZI P. (1987b): Rockfall: un programma basic per la simulazione cinematica dei crolli litoidi. *Bollettino della Associazione Mineraria Subalpina*, XXIV (1 -2), 185-196.
- PARONUZZI P. (1989a): Probabilistic approach for design optimization of rockfall protective barriers. - *Quarterly Journal of Engineering Geology*, London, 22,175-183.
- PARONUZZI P. (1989b): Criteri di progettazione dei rilevati paramassi. - *Geologia Tecnica* 1/89,23-41.
- PARONUZZI P. (1990): La propagazione dei massi sui versanti. *Rassegna Tecnica del Friuli-Venezia Giulia*, XLI, marzo-aprile 1990, 28-32.
- PARONUZZI P., COCCOLO A. (1995a): L'impiego delle barriere paramassi. - *Rassegna Tecnica del Friuli-Venezia Giulia*, 4/1995, luglio-agosto 1995, 20-25.
- PARONUZZI P., COCCOLO A. (1995b): Crollo di progetto e affidabilità delle barriere paramassi. - *Geoingegneria Ambientale e Mineraria*, vol.86, anno XXXII, n.2-3, giugno-settembre '95, 147-154.
- PEILA D, OGGERI C., BARATONO P. (2006) - “Barriere paramassi a rete – interventi e dimensionamento”, a cura della GEAM (Associazione Georisorse ed Ambiente).
- PEILA D. & MIGNELLI C. (2011) - *Analisi di rischio da caduta massi su infrastrutture viarie. Opere Di Protezione contro la Caduta Massi - Aspetti progettuali* - Torino, 12 – 13 dicembre 2011;
- PFEIFFER T. & BOWEN T. (1989a). Colorado Rockfall Simulation Programm. - Colorado School of Mines- US Department of Trasportation Federal Highway Administration, Final Report.
- PFEIFFER T.& BOWEN T. (1989b). Computer Simulation of Rockfalls. - *Association of engineering Geologist Bulletin*, vol. XXVI, n° 1, pp 117-126.
- PFEIFFER T.J. & BOWEN T. (1989b). Computer simulation of rockfall. *Bulletin of the Association of Engineering Geologists* 26 (1) 135-146.

- PIERSON L.A., DAVIS S.A., VAN VICKLE R. (1990): Rockfall Hazard Rating System Implementation. Federal Highway Administration, Rapporto FHWA-OR-EG-90-01.
- PITEAU, D.R., CLAYTON, R.,(1976) Computer Rockfall Model. Proceedings Meeting on Rockfall Dynamics and Protective Works Effectiveness. Bergamo, Italy. ISMES Publication n. 90, Bergamo, Italy, pp. 123-125;
- PRIEST S.D.&HUDSON J.A. (1976) - Discontinuity Spacings in Rock. Int. J. Rock Mech. Min. Vol. 13: 135-148;
- PRIEST S.D.&HUDSON J.A. (1981) - Estimation of Discontinuity Spacing and Trace length Using Scanlines. Int. J. Rock Mech. Min. Vol. 18: 183-197;
- REGIONE LOMBARDIA (2001) - Approvazione direttive per la redazione dello studio geologico ai sensi dell'art. 3 della l.r. 41/97. Bollettino Ufficiale della Regione Lombardia 3° Suppl. Straordinario al n. 48 - 30
- RITCHIE A.M. (1963). Evaluation of Rockfall and its Control. - Highway Research Board, Highway Research Record, National Academy of Sciences- National Research Council. Washington, DC, Vol. 17, pp. 13-28.
- SCHEIDEGGER A.E. (1973) – On the prediction of the reachand velocity of catastrophic landslides. Rock Mech., 5, 231-236;
- SCIOLDO G. (1991): ROTOMAP: analisi statistica del rotolamento dei massi. Ass. Min. Subalpina: Atti Convegno "La meccanica delle rocce a piccola profondità", 31 ottobre 1991, Torino, 81-84.
- SCIOLDO G. (2000). ISOMAP & ROTOMAP, Ricostruzione e restituzione grafica superfici & analisi caduta blocchi .- Geo&Soft, Torino.
- SPANG R.M. & RAUTENSTRAUCH R.W. (1988). Empirical and mathematical approaches to rockfall protection and their practical application. - Landslides, Proc. 5 th. Int. Symp. On Landslides, Lausanne, Balkema, Rotterdam, pp. 1237-1243.
- STEVENS W.D. (1998): Rocfall: a tool for probabilistic analysis, design of remedial measures and prediction of rockfall, - Master of Science Thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto.
- TIANCHI L. (1983) – A mathematical model for predicting the extent of a major rockfall. Z. Geomorph. N.F., 27/4, 473-482;
- WIECZOREK G.F., MORRISSEY M.M., IOVINE G., GODT J. (1998) Rockfall hazards in the Yosemite Valley. - USGS, <http://greenwood.cr.usgs.gov/pub/open-file-reports/ofr-98-0467/>
- WU S.S. (1984). Rockfall evaluation by computer simulation, Transportation Research Board, n. 1031.