



**Politecnico  
di Torino**



Rockfall  
Protection  
Engineering  
LABORATORY

PIANO INTEGRATO TEMATICO (PITEM) “RISK - RESILIENZA, INFORMAZIONE,  
SENSIBILIZZAZIONE E COMUNICAZIONE AI CITTADINI”. PROGETTO RISK-ACT

## **PROGETTAZIONE ALL’IMPATTO DINAMICO DEI RILEVATI IN TERRA RINFORZATA**

(Prodotto della ricerca 1.1 dell’accordo tra Regione Autonoma Valle d’Aosta e Politecnico di Torino di cui al PD n.7355 del 14/12/2020).

ING. MADDALENA MARCHELLI, PHD

PROF. DANIELE PEILA (RESP. SCIENTIFICO)

30 Giugno 2022



**r!SK**





**Politecnico  
di Torino**

Dipartimento di Ingegneria  
dell'Ambiente, del Territorio  
e delle Infrastrutture



Rockfall  
Protection  
Engineering  
LABORATORY



## Sommario

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>5</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA.....</b>	<b>7</b>
2.1	UNI 11211-4 (2018) .....	8
2.2	ONR 24810 (2021).....	8
<b>3</b>	<b>VERIFICHE IN CONDIZIONI STATICHE O SISMICHE .....</b>	<b>11</b>
<b>4</b>	<b>VERIFICHE DINAMICHE ALL'IMPATTO.....</b>	<b>12</b>
4.1	MODALITÀ DI ROTTURA 1: IL BLOCCO SUPERA IL RILEVATO .....	12
4.2	MODALITÀ DI ROTTURA 2: IL BLOCCO PROVOCA UNA DEFORMAZIONE ECCESSIVA E/O IL COLLASSO .....	13
4.3	MODALITÀ DI ROTTURA 3: INSTABILITÀ GLOBALE .....	16
<b>5</b>	<b>ESEMPIO.....</b>	<b>18</b>
<b>6</b>	<b>BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>20</b>



**Politecnico  
di Torino**

Dipartimento di Ingegneria  
dell'Ambiente, del Territorio  
e delle Infrastrutture



Rockfall  
Protection  
Engineering  
LABORATORY

# 1 PREMESSA

Il presente elaborato tratta le modalità di progettazione dei rilevati in terra rinforzata (RPE, i.e. “rockfall protection embankments”), ossia opere di protezione dalla caduta massi costituite da strati orizzontali sovrapposti di elementi di rinforzo resistenti a trazione e terreno compattato. Gli elementi costituenti il rilevato risultano pertanto:

- strati di rinforzo, che devono garantire la stabilità del manufatto sia in condizioni statiche e sismiche che in condizioni dinamiche durante gli impatti. Gli strati di rinforzo svolgono funzione di (i) confinamento del terreno di riempimento e (ii) assorbimento delle forze di trazione necessarie a limitare le deformazioni del rilevato e a conferirgli la capacità di resistere agli urti;
- eventuali prodotti antierosione e antidilavamento della faccia, per garantire la stabilità a lungo termine;
- terreno di riempimento, costipato a strati, con la funzione di assorbire l'energia cinetica del blocco deformandosi.

In qualità di opere di protezione, i RPE devono svolgere efficacemente la funzione di intercettare e arrestare i blocchi in moto senza collassare e senza subire eccessive deformazioni che possano compromettere la stabilità degli elementi a valle dell'opera stessa.

In questo documento vengono presentate le verifiche per la stabilità del rilevato ai soli impatti dinamici. Pertanto non verranno trattate specificatamente le verifiche di stabilità in condizioni statiche e sismiche che devono comunque essere eseguite tenendo anche conto delle caratteristiche dei rinforzi.

Attualmente, come riportato da Lambert & Kister (2017), le principali tipologie di approcci alla progettazione dinamica esistenti risultano essere:

- a) approcci basati sulla massa, ovvero si suppone che il rilevato, data la sua struttura massiva, sia in grado di fermare il blocco e resistere all'impatto e, conseguentemente, la struttura è solo progettata rispetto ai carichi di tipo statico.
- b) approcci che stimano la penetrazione del blocco nel rilevato, e dimensionano lo spessore minimo dello stesso moltiplicando la penetrazione per un fattore correttivo, solitamente pari a 2-3. Questi approcci, prescrittivi, si basano sulla valutazione di stabilità post-impatto e sono tarati con esperimenti a piccola scala;
- c) approcci pseudo-statici, per i quali l'impatto dinamico del blocco è equiparato ad un carico statico equivalente che va ad aggiungersi alle azioni in condizioni statiche. La stabilità del rilevato è quindi valutata con le verifiche utilizzate in campo statico;
- d) approcci energetici, che misurano la capacità del rilevato di resistere all'impatto sulla base di stime analitiche dell'energia dissipata all'interno dello stesso. L'impatto può essere descritto in termini di energia cinetica del blocco incidente o di forza di impatto e la dissipazione di energia è calcolata considerando una Zona disturbata dall'Impatto (IDZ), ossia il volume del rilevato che è soggetto a spostamenti, deformazioni e cambiamenti nelle caratteristiche meccaniche per effetto dell'impatto stesso. I meccanismi dissipativi generalmente considerati, avvallati sia dagli esperimenti in vera grandezza che dalle modellazioni numeriche (Peila et al., 2007 e Ronco et al., 2009), contemplano che la dissipazione di energia avvenga attraverso la compattazione del terreno e l'attrito lungo i piani di taglio, assumendo che la IDZ si muova come un corpo rigido. In questo caso, la progettazione consiste nel verificare che la deformazione necessaria per dissipare l'energia cinetica del blocco sia coerente con le dimensioni del rilevato. A tal fine, la deformazione a monte dovuta alla penetrazione del blocco può essere derivata a partire dalla forza di impatto;
- e) approcci basati sulla modellazione numerica, nei quali sia l'impatto dinamico del blocco che la struttura e la risposta del rilevato vengono modellati numericamente utilizzando modelli FDM o FEM o DEM.



Nonostante gli studi e le indagini ad oggi effettuati (vedasi Lambert & Kister, 2017a, 2017b, 2017c per i dettagli e la bibliografia in essi riportata), non è stata ancora definita una procedura codificata per la valutazione degli effetti dell'impatto dinamico sul rilevato e la risposta dello stesso, né, conseguentemente, un processo progettuale univoco. Gli approcci a) e b), pur di facile applicazione, non consentendo una valutazione effettiva né degli effetti delle azioni sulla struttura né delle resistenze della struttura stessa, non risultano quindi compatibili con le procedure progettuali suggerite negli Eurocodici (EC0, EC7). L'approccio c) risulta utilizzabile per la sola verifica di stabilità del rilevato nella sua globalità, e quindi, da solo, non può ritenersi sufficiente a valutare gli effetti sulla stabilità interna del rilevato stesso. L'approccio d) consente, viceversa, una valutazione delle deformazioni che insorgono per effetto dell'impatto. Risulta tuttavia ancora dibattuta la modalità con cui stimare la deformazione e il lavoro compiuto dal rilevato per opporsi all'energia del blocco.

L'approccio e), infine, benché consenta effettuare valutazioni di dettaglio, necessita comunque la creazione di un modello rappresentativo della realtà e quindi, di essere tarato in maniera robusta. Queste operazioni sono di particolare complessità e sono, ad oggi, ancora oggetto di studio.

Non essendo i RPE specificatamente trattati né negli Eurocodici né nella normativa cogente nazionale, nel successivo paragrafo (Par. 2) sono presentate le indicazioni presenti negli Standard Nazionali che ad oggi trattano la tematica della caduta massi: l'UNI 11211-4 (2018) in Italia e l'ONR 24810 (2021) in Austria.

Sulla base delle considerazioni sopra esposte e dei suggerimenti normativi, il presente lavoro mira a delineare una procedura di progettazione basata su formulazioni analitiche che comprenda tutti i requisiti di sicurezza/stabilità dall'Eurocodice 7, basandosi sulle risultanze degli esperimenti in vera grandezza e delle modellazioni ad oggi eseguite (vedasi Lambert & Kister, 2017a, 2017b, 2017c per i dettagli e la bibliografia in essi riportata).

In accordo con gli Standard Nazionali, nel Par. 0 è proposta quindi una procedura per la progettazione dei RPE all'impatto dinamico dei blocchi che si basa sugli approcci c) e d). Si propone inoltre una procedura analitica per la valutazione delle azioni e delle resistenze da utilizzare per la verifica agli impatti sia in riferimento alla stabilità esterna che alle deformazioni interne nel rilevato.

Per completezza, nel Par. 3 vengono fornite indicazioni di carattere generale per la verifica in condizioni statiche (o sismiche), cui si rimanda alle attuali modalità progettuali universalmente note.

## 2 NORMATIVA

I rilevati sono generalmente considerati opere geotecniche e, facendo riferimento agli Eurocodici (e in particolare all'EC7), sono stati inseriti nella Categoria Geotecnica 2, ossia una categoria per cui i rischi eccezionali non sono considerati. Sono trattati in modo specifico nella Sezione 12, senza un riferimento particolare ai rilevati di tipo paramassi e il termine "caduta massi" compare solo nel paragrafo 4.2.3 (Valutazione del progetto), dove l'EC7 prescrive che la valutazione del progetto "deve includere un attento esame delle condizioni più sfavorevoli che si verificano durante la costruzione per quanto riguarda [...] gli impatti e i cambiamenti ambientali, compresi gli smottamenti e la caduta massi". Nella Sezione 9, relativa alle opere di sostegno, sono invece incluse le terre rinforzate.

Nell'ambito di una progettazione basata sugli stati limite, tra gli stati limite indicati nell'EC7 per i rilevati (Sezione 12) e per le opere di sostegno (Sezione 9), quelli applicabili anche ai RPE risultano:

- perdita della stabilità globale;
- collasso del piede o della cresta del rilevato;
- deformazioni che ne comportano la perdita della funzionalità;
- superamento della capacità portante del terreno;
- cedimento/rottura di un elemento di rinforzo o cedimento combinato del terreno e dell'elemento strutturale;
- eccessivi spostamenti che possono indurre il collasso dell'opera stessa;
- collasso per scorrimento alla base;
- collasso per ribaltamento.

Non vengono fornite specifiche su particolari combinazioni delle azioni, ma tra le azioni rimane implicita la valutazione di eventuali collisioni. Nell'ambito degli Eurocodici e della legge italiana DM 17/01/2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni" (NTC 2018), per ciascuna verifica occorre che:

$$E_d \leq R_d \quad (1)$$

dove  $E_d$  rappresenta l'effetto delle azioni agenti e  $R_d$  l'effetto delle resistenze. Nel panorama europeo delle norme e delle procedure codificate, la UNI 11211-4 (2018) e la ONR 24810 (2021), specifiche per le strutture di protezione dalla caduta massi, affrontano la tematica dei RPE.

Entrambe le normative, italiana e austriaca, raccomandano di eseguire **analisi traieittografiche** specifiche per la valutazione dell'energia cinetica e l'altezza dei blocchi all'impatto e, nell'ambito di un **approccio progettuale basato sui fattori di sicurezza parziali**, forniscono suggerimenti sia per la definizione dei valori caratteristici delle azioni che per i fattori parziali stessi. In particolare, la UNI 11211-4 adotta il **95° percentile** per entrambe le grandezze, mentre la ONR 24810 il 95° per l'altezza e il 99° per l'energia. In riferimento ai fattori di sicurezza parziale adottati l'approccio risulta differente: UNI 11211-4 propone range di valori fissi, non sito-specifici, basati sulle incertezze relative al modello di propagazione e ai parametri di input disponibili, mentre l'ONR 24810 suggerisce valori che tengono conto della frequenza dell'evento e della classe di conseguenza. Considerazioni analoghe possono essere fatte per la scelta del volume del blocco di progetto: la UNI 11211 raccomanda di assumere un valore almeno pari al 95° percentile della distribuzione dei blocchi in corrispondenza della posizione del rilevato, mentre la ONR 24810 definisce percentili differenti in funzione della frequenza dell'evento e della possibile classe di conseguenza (Tabella 1).

## 2.1 UNI 11211-4 (2018)

Facendo riferimento all'UNI 11211-4 (2018) il Par. 5.3.4. tratta specificatamente i RPE in terra rinforzata. Le verifiche suggerite dovrebbero comprendere la stabilità dell'opera sia in condizioni statiche (o sismiche) anche in presenza di carichi di impatto (definiti da ora in poi carichi di impatto dinamico o dinamici), quale l'urto di un blocco in moto, verificando che:

- l'altezza del rilevato sia tale da intercettare il blocco;
- il blocco non superi la struttura a causa della sua energia cinetica rotazionale;
- la stabilità esterna e interna (considerando anche in presenza dei rinforzi) sia garantita in condizioni statiche;
- la stabilità esterna e interna (considerando anche in presenza dei rinforzi) sia garantita in condizioni di impatto dinamico;
- la stabilità globale del pendio per la presenza del rilevato sia garantita in condizioni statiche;
- la stabilità globale del pendio per la presenza del rilevato sia garantita in condizioni di impatto dinamico;
- il corretto deflusso delle acque del pendio sia consentito.

In riferimento alla verifica in condizioni di impatto dinamico, la UNI 11211-4 raccomanda di definire la massima penetrazione ammissibile a monte, tale da consentire la riparazione del rilevato post-impatto con costi ragionevoli, e la massima deformazione a valle tale da non provocare crolli o interferenze con le strutture vicine. Questa considerazione implica quindi, implicitamente, l'adozione di un approccio progettuale per l'impatto dinamico basato sull'energia (Approccio d) del Par. 1). In questo tipo di approccio devono essere definiti quindi:

1. i meccanismi dissipativi dell'energia cinetica del blocco;
2. le conseguenti deformazioni;
3. la zona del rilevato disturbata dall'impatto.

Tuttavia, nessuna specifica è fornita sulla modalità di calcolo di queste quantità e, in particolare, delle deformazioni agenti per effetto dell'urto, ossia gli effetti delle azioni che devono essere confrontate con le deformazioni ammissibili, nel rispetto dell'Eq. (1).

L'UNI 11211-4 suggerisce infine di definire le prestazioni dell'RPE in termini di capacità di assorbimento energetico, calcolata attraverso una prova d'urto standardizzata, eseguita secondo la UNI 11167 (2018). Queste tuttavia si riferiscono ad una precisa posizione del rilevato in cui avviene l'urto e difficilmente tali prove vengono eseguite sulle strutture realizzate.

## 2.2 ONR 24810 (2021)

L'ONR 24810 (2021) introduce invece l'RPE nel Par. 6.3. definendolo una struttura in grado di resistere principalmente alle azioni di un blocco impattato. Altre azioni, come valanghe o colate detritiche, devono essere considerate come possibili azioni solo se necessarie. Pertanto, le caratteristiche prestazionali di un RPE risultano la capacità di assorbimento energetico e l'altezza del rilevato stesso. Tra le tipologie costruttive ammesse per i RPE, il Tipo IV A (geosintetico di rinforzo con "bassa rigidità a trazione/assiale") e il Tipo IV B (geosintetico di rinforzo con "alta rigidità a trazione/assiale") si riferiscono specificatamente a quelli in terra rinforzata.

Tre situazioni progettuali devono essere considerate per le verifiche agli stati limite:

- assenza di caduta massi;
- situazione in corso d'opera;

- durante l'impatto di un masso.

In queste situazioni occorre verificare la stabilità sia esterna che interna, opportunamente valutando le forze in fondazione.

Lo stato limite di servizio è considerato correttamente verificato applicando le regole costruttive relative alla compattazione del terreno (con una densità Proctor campione che va dal 98% al 100%) e all'altezza che deve essere tale da intercettare il blocco di progetto, aggiungendo un adeguato franco. Quest'ultimo deve essere maggiore di 1.5 del diametro del blocco di progetto per gli RPE in terra rinforzata con inclinazione del paramento di monte di almeno 60°, e di un solo diametro per quelli con inclinazione del paramento di monte di almeno 70°.

In merito alla verifica agli stati limite ultimi per impatto da caduta massi, la norma suggerisce implicitamente di adottare un approccio pseudo-statico, fornendo in forma tabellare gli strumenti per determinare la forza statica equivalente, in base alla geometria del terrapieno e al suo tipo di costruzione. Le indicazioni proposte sono state ricavate dalle sperimentazioni a scala ridotta condotte da Hofmann & Mölk (2012). Relativamente agli approcci presentati nel Par. 1 della presente relazione, viene quindi suggerito un approccio progettuale di tipo c). È interessante notare che per i rilevati in terra rinforzata sottoposti a un impatto con un valore di progetto inferiore a 5000 kJ, l'adozione di proprietà geometriche e definite del terreno e del geosintetico specifiche consente di non eseguire alcun calcolo relativo all'impatto dinamico.

Parametro	UNI 11211 (2018) (ITALIA)	ONR 24810 (2021) (AUSTRIA)	
$m_k = V_b \cdot \rho g$ $\rho g$ = peso specifico del blocco	$V_b \geq 95^\circ$ percentile (della distribuzione dei blocchi che potenzialmente potrebbero impattare l'opera)	Frequenza di accadimento molto alta ( $\geq 10$ eventi/anno)	$V_b = 98^\circ$ percentile
		Frequenza di accadimento alta ( $\geq 1$ eventi/anno e $<10$ )	$V_b = 97^\circ$ percentile
		Frequenza di accadimento bassa ( $\geq 0.03$ eventi/anno e $<1$ )	$V_b = 96^\circ$ percentile
		Frequenza di accadimento rara ( $< 0.03$ eventi/anno)	$V_b = 95^\circ$ percentile
		Classe di conseguenza C1 e $<1$ evento/anno	$V_b$ = scelto cautelativamente dal progettista
$\gamma_m$	$\gamma_m = \gamma_\psi \cdot \gamma_{VolF1}$  $\gamma_\psi = f(\text{accuratezza nella scelta del peso specifico, solitamente } 1)$  $\gamma_{VolF1} = f(\text{accuratezza nel rilievo per la determinazione del volume di progetto, variabile da } 1.02 \text{ e } 1.1)$	Nessun coefficiente	
$v_k$	95° percentile (dalla distribuzione ottenuta dalle analisi traiettografiche)	Non presente	

<b>Parametro</b>	<b>UNI 11211 (2018) (ITALIA)</b>	<b>ONR 24810 (2021) (AUSTRIA)</b>
$\gamma_v$	$\gamma_v = \gamma_{Tr} \cdot \gamma_{Dp}$ $\gamma_{Tr} = f(\text{affidabilità dei parametri di input dell'analisi traiettografica, variabile da 1.02 a 1.1})$ $\gamma_{Dp} = f(\text{accuratezza nella discretizzazione topografica del pendio, variabile da 1.02 a 1.1})$	Non presente
$h_k$	95° percentile (dalla distribuzione ottenuta dalle analisi traiettografiche)	95° percentile (dalla distribuzione ottenuta dalle analisi traiettografiche) +1/2 dimensione massima di $V_b$
$\gamma_h$	$\gamma_h = \gamma_{Tr} \cdot \gamma_{Dp}$ $\gamma_{Tr} = f(\text{affidabilità dei parametri di input dell'analisi traiettografica, variabile da 1.02 a 1.1})$ $\gamma_{Dp} = f(\text{accuratezza nella discretizzazione topografica del pendio, variabile da 1.02 a 1.1})$	$f(\text{classe di conseguenza})$ , pari a 1.05 se CC1, 1.1 se CC2, e 1.3 se CC3
$E_k$	Non presente	99° percentile (dalla distribuzione ottenuta dalle analisi traiettografiche)
$\gamma_E$	Non presente	$f(\text{classe di conseguenza})$ , pari a 1 se CC1, 1.05 se CC2, e 1.15 se CC3

Tabella 1: parametri caratteristici e fattori parziali di sicurezza

### 3 VERIFICHE IN CONDIZIONI STATICHE O SISMICHE

Sulla base delle precedenti considerazioni preliminari, l'RPE deve essere verificato sia in condizioni di progetto statica che sismica. Si specifica che il metodo progettuale impiegato, in accordo con EC7 e NTC 2018 è quello ai fattori parziali di sicurezza e a quello verrà fatto riferimento.

Il termine "situazione di progetto statica" si riferisce, in generale, alla situazione di progetto persistente, cioè relativa alla condizione di uso normale. Nell'ambito condizione di progetto statica è anche possibile valutare una situazione di progetto transitoria, cioè una condizione temporanea durante l'esecuzione o la riparazione.

Per gli stati limite ultimi si considera la combinazione fondamentale di azioni, cioè quella che tiene conto delle azioni permanenti, tra cui il peso proprio, e delle azioni variabili. In relazione a queste ultime, l'influenza della neve o del vento può essere solitamente trascurata. In questa combinazione le azioni sono assunte con il loro valore caratteristico, amplificate con opportuni coefficienti parziali di sicurezza e combinate con coefficienti di combinazione.

Nella situazione di progettazione sismica, la combinazione delle azioni tiene conto dei carichi permanenti e variabili, assunti tutti con il loro valore caratteristico e i soli coefficienti di combinazione, e dell'azione sismica di progetto. Secondo la prassi progettuale comune, il carico sismico è stimato equivalente a coppie di forze verticali e orizzontali proporzionali alla massa del rilevato e scalate in funzione di parametri del sito (posizione ed effetti del sito).

I principali stati limite che devono essere valutati sono:

- i. cedimento per scorrimento alla base;
- ii. cedimento per superamento della capacità portante del terreno;
- iii. cedimento per ribaltamento;
- iv. cedimento per instabilità globale del rilevato e del terreno (pendio);
- v. cedimento degli elementi strutturali (ossia dei rinforzi);
- vi. cedimento per instabilità interna del rilevato, considerando gli elementi di rinforzo.

La stabilità globale (iv) è legata a uno stato limite ultimo di equilibrio (EQU), mentre lo stato limite legato alla rottura degli elementi di rinforzo ad uno stato limite di tipo strutturale (STR). Gli altri stati limite sono connessi ad uno stato limite ultimo geotecnico (GEO), legato al cedimento o alla deformazione eccessiva del terreno. In base al tipo di stato limite ultimo si deve adottare l'appropriato set di fattori di sicurezza parziali (Tab. 6.2.I, 6.2.II, 6.2.III NTC 2018).

Relativamente alla codifica presente nelle NTC 2018, le verifiche per gli stati limite GEO e STR devono essere eseguite con il set di fattori parziali A1+M1+R3, mentre per EQU con il set A2+M2+R3.

Gli stati limite connessi con l'azione sismica prevedono l'applicazione dei coefficienti parziali alle sole resistenze (Tab 7.11.III e Par. 7.11.4 NTC 2018)

Per ciascuno stato limite le verifiche devono essere condotte con gli usuali metodi applicati per le opere di sostegno (entro cui rientrano "strutture miste, che esplicano la funzione di sostegno anche per effetto di trattamenti di miglioramento e per la presenza di particolari elementi di rinforzo e collegamento." Par. 6.5 NTC 2018). Specifiche sulle verifiche strutturali degli elementi di rinforzo e di stabilità interna sono fornite in Comedini & Rimoldi (2014), cui si rimanda per un maggiore dettaglio.

## 4 VERIFICHE DINAMICHE ALL'IMPATTO

La situazione di progetto di impatto dinamico rappresenta quella in cui il rilevato è sottoposto all'impatto di un blocco. Sulla base degli Eurocodici, questa può essere considerata una situazione di progetto eccezionale, che si riferisce a condizioni eccezionali. Nonostante infatti per un RPE, opera specificatamente ideata per intercettare e arrestare blocchi in caduta, l'urto di un blocco potrebbe potenzialmente essere definito come "frequente" (nell'accezione EC0), l'adozione di un "blocco di progetto" almeno pari al 95° percentile dei blocchi potenzialmente impattanti (con il quale valutare i parametri cinematici e, conseguentemente le azioni) è rappresentativo di una condizione con un periodo di ritorno molto ampio, almeno se confrontato con la vita operativa di progetto della struttura. Pertanto questa situazione può essere attribuita come eccezionale. La situazione di progetto eccezionale, in analogia con quella sismica, prevede che le azioni permanenti e variabili siano assunte con i loro valori caratteristici e, per le variabili, siano applicati coefficienti di combinazione. Per la valutazione del valore dell'azione eccezionale, non essendo fornite specifiche, si assume quanto suggerito dalla UNI 11211-4: un valore di progetto ottenuto dal prodotto tra il valore caratteristico delle azioni, assunto come 95° percentile, e un fattore parziale di sicurezza definito in funzione dell'affidabilità dei dati di input e del modello di calcolo per la valutazione delle azioni.

Considerando quindi il verificarsi di un evento di caduta massi, secondo la UNI 11211-4, tre sono i possibili modi di rottura:

1. **il blocco supera il rilevato**, con o senza impatto contro il rilevato;
2. **il blocco**, impattando sulla struttura, **provoca una deformazione eccessiva** o il collasso della struttura stessa (anche per ribaltamento e superamento della capacità portante);
3. **il sistema pendio-struttura collassa** a causa dell'impatto.

### 4.1 Modalità di rottura 1: il blocco supera il rilevato

Valutando separatamente ciascuno dei tre modi, tre sono i possibili scenari che portano alla modalità di rottura 1:

- i. l'altezza di passaggio del blocco è superiore a quella del terrapieno;
- ii. dopo l'impatto, il blocco rotola sulla la parete a monte;
- iii. il blocco si separa in frammenti e alcuni di essi saltano sopra la parete a monte.

È stato osservato che nel caso di RPE in terra rinforzata, il cratere prodotto dal blocco sul rilevato all'impatto induce un'azione di confinamento da parte del terreno compattato sul blocco stesso, tale per cui la forza di rotazione necessaria per l'auto-estrazione è generalmente tale, di fatto, da limitare la possibilità al blocco di rotolare (risalendo) sul paramento di monte. Allo stesso modo, gli eventuali frammenti non sono generalmente in grado di superare la struttura. Per questo motivo, gli scenari (ii) e (iii) sono comunemente trascurati.

La modalità di rottura 1, non può verificarsi se:

$$H_e \geq h_d + f \quad (2)$$

dove  $H_e$  è l'altezza del rilevato,  $h_d$  il valore di progetto dell'altezza di passaggio del blocco e  $f$  una tolleranza, che tiene conto delle dimensioni del blocco. Poiché  $h_d$  è generalmente valutata in corrispondenza del baricentro del blocco, gli Autori suggeriscono di assumere un valore del franco pari a:

$$f = r_b + h_l \quad (3)$$

ossia che tenga conto di metà dimensione del blocco ( $r_b$ ) e dell'altezza di uno strato  $h_l$ , dal momento che un impatto nello strato più alto della struttura potrebbe causare il collasso anche di qualche strato al di sotto di

esso (Mongiovi et al., 2014), e per garantire anche il non rotolamento del blocco stesso al di là del rilevato o il sormonto da parte di frammenti. Si può quindi affermare che l'altezza del rilevato è il primo parametro da scegliere nel processo di progettazione.

## 4.2 Modalità di rottura 2: il blocco provoca una deformazione eccessiva e/o il collasso

Per quanto la modalità di rottura 2, ossia l'eccessiva deformazione o il collasso della struttura, due sono gli scenari possibili al momento dell'impatto:

- i. il blocco crea una deformazione su entrambe le facce, a valle e a monte, in modo tale che gli strati impattati si deformino, scorrano e infine collassino;
- ii. il blocco attraversa il rilevato penetrandolo.

Per controllare e prevenire il verificarsi di questa modalità di rottura, per entrambi gli scenari, è necessario calcolare le deformazioni di entrambe le facce dovute all'impatto e confrontarle con gli quelle definite ammissibili. Pertanto, è necessario verificare le seguenti condizioni:

$$\delta_p + \delta_s < X_G \quad (4)$$

$$\delta_s \leq 0.7 l_{flap} \quad (5)$$

dove  $\delta_p$  e  $\delta_s$  sono le deformazioni sulle facce a monte e a valle, rispettivamente, entrambe misurate come spostamento massimo nella direzione normale alla sezione trasversale,  $X_G$  è la coordinata x del baricentro degli strati sovrastanti quelli impattati, misurata dal loro bordo a monte come schematizzato in Figura 1;  $l_{flap}$  è la lunghezza del risvolto dell'elemento di rinforzo. L'Eq. (4) si riferisce al collasso della parte superiore della struttura, mentre l'Eq. (5) al collasso del lato di valle, per effetto della perdita di confinamento e contenimento del terreno.  $X_G$  e  $0.7 l_{flap}$  rappresentano quindi le deformazioni ammissibili di monte e di valle, così come definiti dalla UNI 11211-4 (2018).

La valutazione delle deformazioni di progetto  $\delta_p$  e  $\delta_s$  rappresenta l'aspetto più complesso, e molti autori hanno fornito soluzioni diverse derivate da diverse assunzioni o da diversi modelli. A titolo di esempio, sono state proposte diverse formulazioni per calcolare la penetrazione massima  $\delta_p$  derivate da esperimenti relativi allo studio delle gallerie paramassi (Labieuse et al., 1996; Montani, 1988; Di Prisco & Calvetti, 2007), o da esperimenti in ambito militare relativi all'impatto di proiettili su strutture in terra (Kar, 1978), o derivate da simulazioni numeriche (Grimod & Giacchetti, 2013). Il metodo qui proposto deriva dai lavori di Peila et al. (2007) e Ronco et al. (2009).

### Metodo analitico per la valutazione delle deformazioni di progetto

Nell'ipotesi che l'elemento impattante sia arrestato dal rilevato, l'energia cinetica  $E_k$  del blocco deve essere bilanciata dall'energia dissipata (principio di bilancio dell'energia).

Come indicato nel Par. 1 della presente, la dissipazione avviene attraverso (i) la compattazione del terreno (plasticizzazione) e (ii) l'attrito lungo i piani di scorrimento preferenziali (Peila et al., 2007; Ronco et al., 2009), assumendo che gli strati impattati si muovano come corpi rigidi. Si ha pertanto che:

$$E_k = E_p + E_f \quad (6)$$

dove  $E_p$  e  $E_f$  sono le energie coinvolte rispettivamente nella plasticizzazione (compattazione del rilevato) e nell'attrito per scorrimento. L'energia di deformazione elastica (reversibile) può essere trascurata in prima approssimazione. Esperimenti su strutture reali mostrano che gli strati del rilevato impattati mantengono, in

prima approssimazione, la loro geometria trapezoidale grazie all'azione di confinamento delle geogriglie e scorrono reciprocamente lungo le interfacce di rinforzo. I piani di scorrimento sono dunque rappresentati dalla faccia inferiore dello strato impattato più basso e dalla faccia superiore dello strato impattato più alto. Si considera quindi che tutti gli strati impattati scorrono come corpo unico insieme al blocco. Relativamente al volume del rilevato disturbato dall'impatto (IDZ del Par. 1 della presente), evidenze sperimentali e numeriche hanno dimostrato una diffusione laterale degli sforzi, con un angolo  $\psi$  nella direzione di impatto di circa  $45^\circ$ . La massa del rilevato coinvolta nell'impatto  $M_e$  è, quindi, un prisma con basi trapezoidali.

Le deformazioni possono essere valutate dal rapporto tra le energie coinvolte in ciascun modo dissipativo e la corrispondente forza resistente, sia per la compattazione del terreno che per l'attrito, ossia  $F_p$  e  $F_f$ , rispettivamente, ossia:

$$\delta_p = 2 \frac{E_p}{F_{p,max}} \quad (7)$$

$$\delta_s = f_f \frac{E_f}{F_f} \quad (8)$$

Per la prima, Eq. (7), relativa al calcolo dello spostamento di monte, si ipotizza una relazione lineare tra forza di compattazione e spostamento fino al raggiungimento di una forza massima  $F_{p,max}$ . La seconda, Eq. (8), relativa allo spostamento di valle, deriva dalla relazione  $E_f = F_f \delta_s$  considerando un fattore di amplificazione dinamica  $f_f$  pari a 1.5-2 per tenere conto della natura impulsiva della forza d'impatto.

La valutazione della forza di plasticizzazione  $F_{p,max}$  è ancora oggi in fase di discussione in ambito scientifico, e sono state proposte in letteratura diverse formulazioni. Dagli studi condotti dagli Autori, ancora in corso, un buon accordo con gli esperimenti è stato raggiunto con la formulazione proposta da Montani (1998), ovvero:

$$F_{p,max} = 2.8 t^{-0.5} r_b^{0.7} M_E^{0.4} \tan\phi E_p^{0.6} \quad (9)$$

dove  $t$  lo spessore (in metri) della parte compattabile,  $r_b$  il raggio del blocco (in metri),  $M_E$  il modulo di compressibilità ottenuto da una prova di carico su piastra del terreno (in kPa) e  $\phi$  l'angolo di attrito interno. L'energia dissipata attraverso la compattazione del terreno  $E_p$  è misurata in kJ. Questa formulazione è stata derivata per le gallerie paramassi, dove  $t$  rappresenta la larghezza del terreno al sopra la soletta in calcestruzzo; nel caso in esame, gli Autori suggeriscono che metà della larghezza del terrapieno nel luogo dell'impatto (metà di valle) serva da contrafforte, nella direzione dell'impatto, e quindi solo metà di monte può essere compattata (ancorché ragionevole, tale considerazione è attualmente oggetto di studio).

La forza di attrito  $F_f$  viene invece calcolata considerando l'attrito che si sviluppa su 4 delle 6 facce del prisma a base trapezoidale costituente l'IDZ (zona disturbata dall'impatto), i piani basale e superiore in corrispondenza delle geogriglie e le due facce verticali nel terreno di riempimento, assumendo un angolo di diffusione trasversale  $\psi$ . In maniera conservativa, si può valutare il solo attrito sui piani orizzontali (Figura 1). In questo ultimo caso si può calcolare, in via semplificativa  $F_f$  come:

$$F_f \approx \mu(M_e + 2M_s)g \quad (10)$$

con  $M_e$  la massa dell'IDZ,  $M_s$  massa dei corsi al di sopra dell'IDZ, ipotizzando sempre una forma a prisma a base trapezoidale. Qualora si considerasse anche l'attrito laterale, l'Eq. (10) diverrebbe:

$$F_f \approx \mu(M_e + 2M_s)g + \frac{2\mu K_a \sigma_{v,i}(h_{i,sup} - h_{i,inf})L_m}{\sin \psi} \quad (11)$$

dove  $K_a$  è il coefficiente di spinta attiva,  $\sigma_{v,i}$  la tensione verticale alla quota d'impatto, e  $L_m$  la larghezza del rilevato nel punto di impatto.

La quantità di energia cinetica dissipata attraverso la compattazione o lo scivolamento del terreno dipende da molte variabili legate alla geometria del rilevato. Sulla base di esperimenti su scala reale, a piccola scala e di analisi numeriche, vari autori (Ronco et al., 2009; Hofmann & Mölk, 2012; Kister et al., 2017) hanno rilevato che  $E_p$  è pari all'75-85% di  $E_k$ . I valori suggeriti in letteratura derivano dalle configurazioni sperimentali e dalle geometrie dei rilevati, quindi sono intrinsecamente appropriati per una gamma limitata di RPE. Per superare questa limitazione, è stato proposto un semplice modello fisico in grado di quantificare la quantità di energie cinetiche che vengono dissipate attraverso la compattazione o l'attrito del terreno (Marchelli & Deangeli, 2022), che consente di determinare il rapporto tra  $E_p$ ,  $E_f$  e  $E_k$ . Questo modello parte dalla valutazione della percentuale di energia dissipata dall'attrito può essere ottenuta mediante il principio di conservazione della quantità di moto. L'ipotesi di un impatto completamente anelastico può essere considerata rappresentativa. Definite  $m_b$  e  $v_{in}$  la massa e la velocità d'impatto del blocco, dalla conservazione della quantità di moto si può ricavare la velocità in uscita  $v_{out}$  con cui blocco e parte del rilevato, ossia  $m_b + M_e$ , scorrono. Può quindi essere ricavata l'energia cinetica in uscita  $E_{k,out}$  del blocco e del rilevato come:

$$E_{k,out} = \frac{1}{2}(m_b + M_e)v_{out}^2. \quad (12)$$

La percentuale  $\alpha_f$  di energia cinetica del blocco all'impatto che viene convertita in energia cinetica del blocco e del rilevato  $E_{k,out}$  e quindi dissipata per attrito risulta:

$$\alpha_f = \frac{E_f}{E_k} = \frac{m_b}{m_b + M_e} \quad (13)$$

e quindi è indipendente dalla velocità iniziale. Si ha pertanto che:

$$E_f = \alpha_f E_k \quad (14)$$

$$E_p = (1 - \alpha_f)E_k \quad (15)$$

Le formule precedentemente proposte sono state applicate ai casi di studio pubblicati (Ronco et al., 2009; Hofmann & Mölk, 2012; Kister et al., 2017) e si è riscontrato un buon accordo.

Le analisi di sensitività condotte in Marchelli & Deangeli (2022) hanno dimostrato come per blocchi molto piccoli l'energia spesa per attrito risulta trascurabile. Al contrario, blocchi molto grandi impattanti su rilevati con una larghezza ridotta della cresta generano una dissipazione fino al 25% dell'energia cinetica per attrito.

Occorre ricordare che se il diametro del blocco fosse simile all'altezza del rilevato, un'intera porzione del rilevato stesso tenderebbe a scorrere senza compattazione. In questo ultimo caso, la zona disturbata dall'impatto  $M_e$  sarebbe un prisma a base rettangolare con larghezza pari al diametro del blocco e altezza pari all'altezza intera del rilevato. Mediante il principio di conservazione della quantità di moto si può calcolare la velocità in uscita dell'insieme blocco e rilevato (ossia  $m_b + M_e$ ), e, in analogia a quanto sopra espresso, valutare l'energia cinetica in uscita  $E_{k,out}$ , Eq. (12), e lo spostamento a valle  $\delta_s$ , Eq. (8), valutando che questo non provochi danneggiamenti alle strutture o infrastrutture a valle del rilevato stesso.

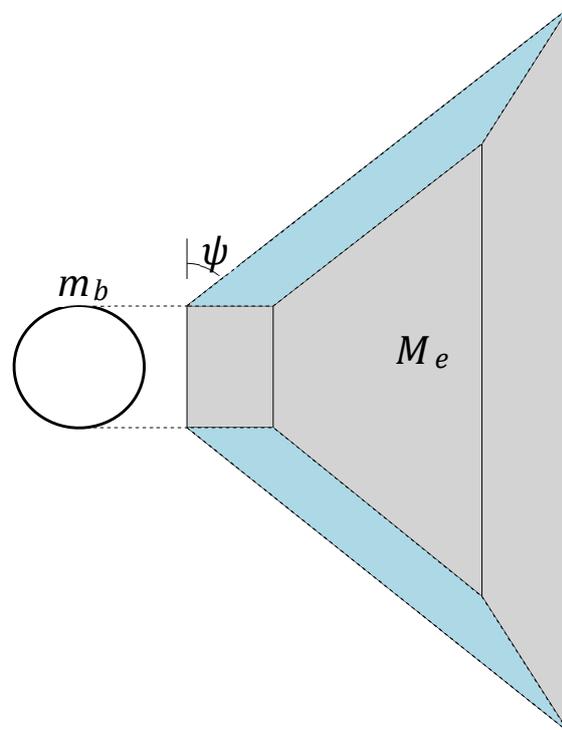
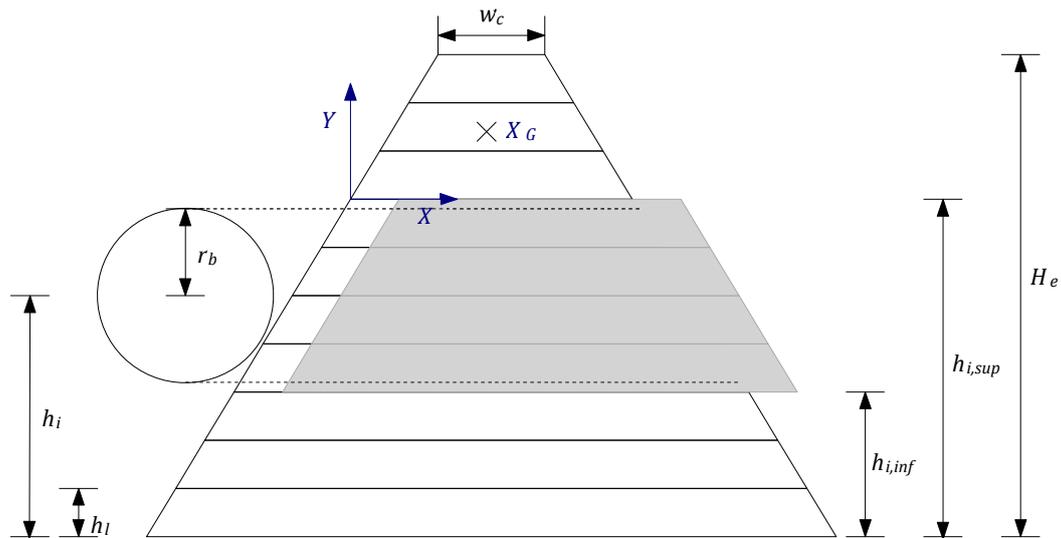


Figura 1: Schema della configurazione d'impatto considerata. Le facce azzurre rappresentano i piani verticali in cui le forze di attrito possono essere aggiunte per calcolare  $F_f$ . Gli assi X e Y blu servono per valutare  $X_G$  dell'Eq. (4).

Per la valutazione della sicurezza dei confronti del ribaltamento e della capacità portante si suggerisce di utilizzare come forza statica equivalente (tangente alla traiettoria del blocco) quella ottenuta con l'Eq. (9) sostituendo il termine  $E_p$  con l'energia cinetica di calcolo  $E_k$ .

### 4.3 Modalità di rottura 3: instabilità globale

Considerando la modalità di rottura 3, ossia l'instabilità globale, il metodo generalmente adottato per la verifica consiste nel considerare una forza statica equivalente per rappresentare l'impatto ed eseguire le valutazioni standard. Per calcolare questa forza, si può adottare un'espressione equivalente a quella proposta in Eq. (9), considerando  $E_k$  invece di  $E_p$ . In questo caso occorre valutare opportunamente la direzione di impatto e scomporre la forza in perpendicolare e parallelo al pendio stesso.



**Politecnico  
di Torino**

Dipartimento di Ingegneria  
dell'Ambiente, del Territorio  
e delle Infrastrutture



Infine, i rinforzi devono essere valutati sia in condizioni statiche e sismiche sia in condizioni dinamiche. In particolare, devono essere verificati rispetto alle forze di trazione e di strappo (Comedini & Rimoldi, 2014) dovute al peso del terreno sopra il rinforzo considerato, alle azioni sismiche e all'impatto dinamico generalmente assunto come forza statica equivalente.

## 5 ESEMPIO

Questa sezione propone un esempio di progettazione considerando la situazione dinamica. I parametri d'impatto del blocco sono riportati nella Tabella 2. La Figura 2 riporta invece lo schema utilizzato per il calcolo. Si noti che i parametri cinematici del blocco sono riportati in termini di valori di progetto, secondo gli Eurocodici. In conformità con l'Eq. (2) è stata scelta un'altezza del rilevato  $H_e = 4.8$  m, in accordo con l'altezza generalmente adottata per ogni strato  $h_l$  ovvero 60 cm. La Tabella 3 illustra i risultati ottenuti in base ai calcoli riportati nel Par. 4. La verifica a stabilità globale non viene eseguita in questa sede.

Parametro	Valore
Raggio del blocco $r_b$	1.2 m
Densità del blocco $\rho$	2700 kg/m <sup>3</sup>
Densità del rilevato $\rho_s$	2000 kg/m <sup>3</sup>
Altezza di progetto all'impatto $h_{i,d}$	2.1 m
Velocità di progetto all'impatto $v_{i,d}$	25 m/s
Altezza del rilevato $H_e$	4.8 m
Altezza di ogni strato (corso) $h_l$	0.6 m
Angolo di inclinazione della faccia di monte	60 °
Angolo di inclinazione della faccia di valle	60 °
Spessore della cresta $w_c$	2 m
Lunghezza del risvolto $l_{flap}$	1 m
Fattore di amplificazione dinamica $f_f$	2 (catuelativamente)
Modulo di compressibilità da prova di carico su piastra del terreno $M_E$	40 MPa
Angolo di attrito interno $\phi$	30°
Coefficiente di attrito in corrispondenza delle geogriglie $\mu$	0.50
Coefficiente di spinta attiva $K_a$	0.333

Tabella 2: Parametri di input

Parametro	Valore
Energia cinetica di calcolo $E_k$	6107 kJ
$\alpha_f$ , Eq. (13)	0.08
Energia dissipata per attrito $E_f$ , Eq. (13)	485 kN
Energia dissipata per plasticizzazione $E_p$ , Eq. (14)	6106 kN
Forza di attrito $F_f$ semplificata, Eq. (10)	2174 kN
Forza di attrito $F_f$ , Eq. (11)	1611 kN
Forza massima di compattazione $F_{p,max}$ , Eq. (9)	14150 kN
Deformazione per plasticizzazione a monte $\delta_p$ , Eq. (7)	0.79 m
Scorrimento a valle $\delta_s$ , Eq. (8)	0.43 m

Parametro	Valore
Scorrimento a valle $\delta_s$ senza attrito laterale, Eq. (8)	0.60 m
$X_G$	1.68 m
Verifica deformazione limite di monte, Eq. (4)	1.22 m (1.39 m con formula semplificata) < 1.68 m, verificato
Verifica deformazione limite di valle, Eq. (5)	0.43 m (0.60 m con formula semplificata) < 0.70 m, verificato

Tabella 3: Output e verifiche

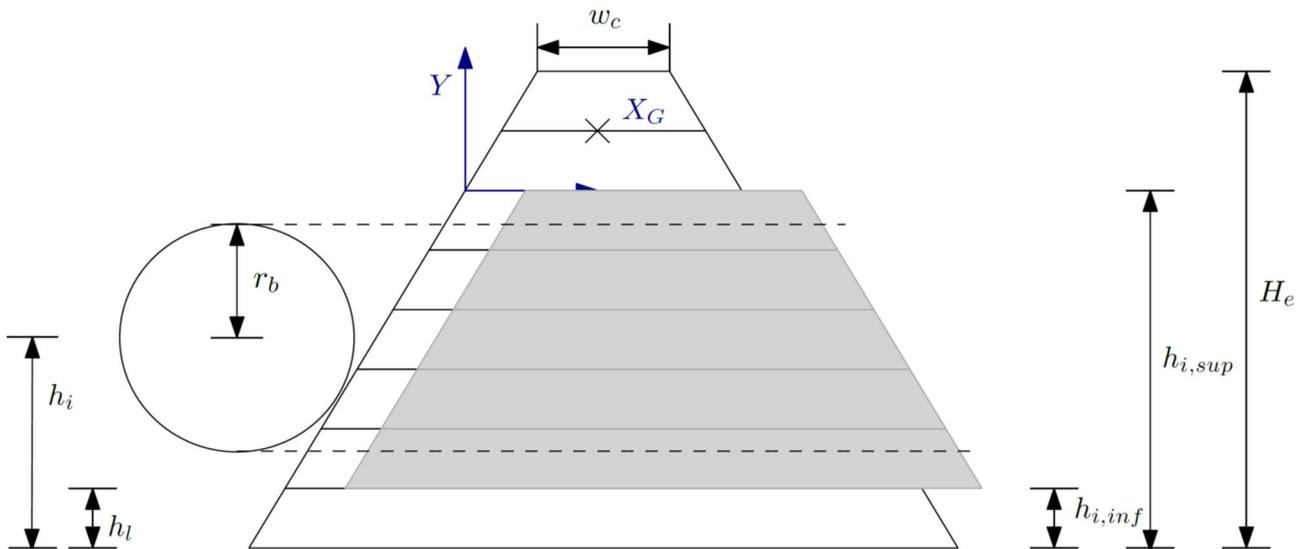


Figura 2: Schema del caso di esempio



## 6 BIBLIOGRAFIA

Comedini, M., & Rimoldi, P. (2014). *Terre rinforzate: Applicazioni, tecnologie, dimensionamento*. Dario Flaccovio Editore.

di Prisco, C., & Calveti, F. (2007). *Linee guida per la progettazione di gallerie paramassi*. Starrylink Editrice Brescia, Brescia.

D.M. 17 gennaio 2018. Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».

EN 1990:2006. Eurocode 0. Basis of structural design.

EN 1997-1:2004, 2004. Eurocode 7 - geotechnical design. part 1: General rules.

Grimod, A., & Giacchetti, G. (2013). Protection from High Energy impacts using reinforced soil embankments, Design and experiences. *Landslide Science and Practice*, vol.3, pp. 189-196.

Hofmann, R., & Mölk, M. (2012). Bemessungsvorschlag für Steinschlagschutzdämme. *Geotechnik*, vol.35, n.1, pp.22–33.

Kar, A.K. (1978). Projectile penetration into buried structures. *Journal of Structural Division*, vol.104, n.1, pp.125-139.

Kister, B., Lambert, S., & Loup, B. (2017). Impact tests on small scale embankments with rockery. *Lessons learned. Rocexs 2017, May 2017, Barcelone, Spain*, pp.1-5.

Labieuse, V., Descoedres, F., & Montani, S. (1996). Experimental study of rock sheds impacted by rock blocks. *Structural Engineering International: Journal of the International Association for Bridge and Structural Engineering*, vol.6, n.3, pp.171–176.

Lambert, S., and Kister, B. (2017a). Analysis of Existing Rockfall Embankments of Switzerland (AERES); Part A: State of Knowledge. *Federal Office for the Environment, Bern*. pp.1-55.

Lambert, S., and Kister, B. (2017b). Analysis of Existing Rockfall Embankments of Switzerland (AERES); Part B: Analysis of the collected data and comparison with up-to-date knowledge. *Federal Office for the Environment, Bern*. pp.1-21.

Lambert, S., and Kister, B. (2017c). Analysis of Existing Rockfall Embankments of Switzerland (AERES); Part C: Small-scale experiments. *Federal Office for the Environment, Bern*. pp.1-55.

Marchelli, M., & Deangeli, C. (2022) Towards a codified design procedure for rockfall reinforced earth embankments. *GEAM. GEOINGEGNERIA AMBIENTALE E MINERARIA*, vol.165, pp. 50-59

Mongioli, L., Bighignoli, M., Danzi, A. & Recalcati, P. (2014). An impact test on a reinforced earth embankment. *Proceedings of: Interdisciplinary workshop on rockfall protection - Rocexs 2014, Lecco, Italy*.

Montani, S., 1998. Sollicitation dynamique de la couverture des galeries de protection lors de chutes de blocks. *PhD thesis, EPFL Lausanne, Switzerland*.

ONR 24810, 2021. Technical protection against rockfall - terms and definitions, effects of actions, design, monitoring and maintenance.

Peila, D., Oggeri, C., & Castiglia, C. (2007). Ground reinforced embankments for rockfall protection: design and evaluation of full scale tests. *Landslides*, 4(3), 255-265.

Ronco, C., Oggeri, C., & Peila, D. (2009). Design of reinforced ground embankments used for rockfall protection. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 9(4), 1189-1199.



**Politecnico  
di Torino**

Dipartimento di Ingegneria  
dell'Ambiente, del Territorio  
e delle Infrastrutture



UNI 11167, 2018. *Opere di difesa dalla caduta massi - Rilevati paramassi - Metodo di prova all'impatto e realizzazione*

UNI 11211-4, 2018. *Opere di difesa dalla caduta massi - Parte 4: Progetto definitivo ed esecutivo.*