

Impatto di blocchi contro barriere paramassi su versanti naturali (Friuli)



GEOLOGIA TECNICA & AMBIENTALE



PAOLO PARONUZZI
ALESSANDRO COCCOLO
Dipartimento di Georisorse e Territorio
Facoltà di Ingegneria
Università di Udine

1. Introduzione

Le barriere paramassi, formate da pannelli di rete sostenuti da funi, rappresentano una delle opere passive di protezione dalla caduta di massi più diffusamente utilizzate a difesa delle infrastrutture viarie di vario tipo (strade, autostrade, ferrovie) presenti in ambito alpino. La frequente adozione di una simile tipologia strutturale è stata in genere favorita sia dal limitato ingombro richiesto da questo tipo di barriere, sia dal contenuto impatto ambientale che esse hanno in contesti, quali quelli montani, dotati in genere di elevato valore paesaggistico. Tuttavia nonostante il loro largo impiego esiste ancora una scarsa conoscenza dei processi di impatto blocco-rete paramassi, tale da rendere estremamente difficoltosa la valutazione delle effettive capacità di trattenuta della barriera impiegata. La capacità di trattenuta di una generica barriera paramassi può essere espressa in modo quantitativo facendo riferimento all'energia cinetica massima dissipabile dal sistema, corrispondente all'energia cinetica totale T (J) posseduta da un potenziale blocco di progetto al momento dell'impatto, nell'ipotesi più gravosa.

Purtroppo attualmente, fatta eccezione per alcune prove di impatto realizzate in vera grandezza con l'impiego di carrelli ferroviari carichi [NERI, 1986], risultano disponibili limitatissimi dati sperimentali relativi a situazioni di impatto contro barriere paramassi. Prove di impatto blocco-rete eseguite in precedenza [HEIERLI, 1977; ROCHET, 1979] si riferiscono invece a situazioni di impatto verticale realizzate per caduta libera di blocchi su reti disposte orizzontalmente. In tutti questi casi descritti sono state comunque coinvolte sempre reti munite di dispositivi di frenaggio, corrispondenti quindi alle tipologie di barriera di maggior deformabilità.

Questo lavoro descrive e analizza nel dettaglio le conseguenze dell'impatto di blocchi su 4 casi reali di barriere paramassi messe in opera nel territorio alpino e prealpino del Friuli. Si tratta in tutti i casi di barriere paramassi a bassa e media deformabilità, appartenenti a tipologie di barriere sprovviste di dispositivi di frenaggio. Gli effetti degli impatti sono stati rilevati direttamente in campagna con particolare riferimento ai seguenti elementi:

- a) ubicazione dell'opera e caratteristiche del versante;
- b) caratteristiche strutturali della rete paramassi;
- c) tipo di dissesto;
- d) litologia e volumetria dei blocchi impattati;
- e) fenomeni di rottura e deformazioni plastiche riscontrati sugli elementi della barriera.

Lo studio, sinora mai effettuato su barriere reali nelle effettive condizioni di impiego (versanti naturali), dimostra da un lato la presenza di diffusi fenomeni di danneggiamento che raramente vengono segnalati e analizzati e dall'altro sottolinea l'importanza che questi casi hanno nello studio dei fenomeni di interazione blocco-barriera. Di particolare significato risulta essere il caso di distruzione totale di una rete paramassi provocato dall'impatto multiplo di diversi blocchi mobilizzati da un cospicuo crollo di roccia (25000-35000 mc) connesso con il terremoto del Friuli del 1976. Gli altri casi descritti riguardano invece fenomeni di impatto dovuti a piccoli blocchi isolati (volumi massimi di 0.1-1 mc) messi in movimento da modesti crolli litoidi o piccole colate di detrito (*debris flows*) che hanno provocato alle barriere danneggiamenti limitati e molto localizzati.

2. Monte Brancot, Braulins (UD)

L'evento descritto è di notevole importanza, in quanto rappresenta l'unico caso reale accertato nel Friuli di distruzione completa di una barriera paramassi in conseguenza di un crollo litoide. La frana si è staccata dal monte Brancot (UD) il 9/5/76, in seguito al sisma di magnitudo 5.3 e relative repliche, accaduto in Friuli il 6/5/76. I dati caratteristici della frana sono stati descritti da Govi e Sorzana [1977] e successivamente da Broili [1980].

Il dissesto ha prodotto il distacco da una scarpata sub-verticale di circa 25000-35000 mc di conglomerati pleistocenici ben cementati, a stratificazione massiva e/o indistinta. I materiali mobilizzati si sono distribuiti lungo la sottostante conoide detritica, in precedenza boscata, raggiungendo il fondovalle alluvionale in prossimità di alcuni edifici dell'abitato di Braulins.

Il percorso totale massimo è stato valutato intorno ai 441 m, di cui 33 m per prevalente rotolamento oltre il piede della conoide detritica [GOVI e SORZANA, 1977]. Numerosi blocchi hanno raggiunto il settore piano di fondovalle e tra questi il masso più sopravanzato raggiungeva i 230 mc. Tra i volumi rocciosi mobilizzati numerosi raggiungevano dimensioni particolarmente notevoli (100-300 mc) in virtù del basso grado di suddivisione primaria dell'ammasso roccioso e della sua compattezza.

Agli inizi degli anni '70, in conseguenza di alcuni distacchi di blocchi dalla soprastante scarpata rocciosa, si era provveduto a realizzare una barriera paramassi a rete a difesa della parte dell'abitato più vicina al versante.

La barriera, che si sviluppa lungo un terrazzamento artificiale ubicato al piede del pendio detritico, è for-

mata da montanti verticali in profilato IPE200, alti 5 m e posti a interasse di 10 m, controventati a valle con briglie e saette in profilato IPE160.

I montanti metallici sono incastrati alla base entro plinti in calcestruzzo e portano, nell'ala del profilato disposta verso monte, quattro fazzoletti passacavo saldati con una spaziatura verticale di 1.30 m.

I fazzoletti erano attraversati da funi metalliche ad anima tessile ($\Phi = 22$ mm, 6(6 + 1) + AT) sulle quali era fissata la rete di contenimento (rete estensibile tipo U.M.M., $\Phi = 7.6$ mm, 42 + AM).

Nell'insieme si tratta di una barriera a bassa deformabilità, sprovvista di dispositivi di frenaggio in cui le funi metalliche continue sono vincolate esclusivamente alle putrelle delle testate d'estremità mediante semplici morsetti ad «U».

La barriera è situata al margine orientale rispetto al conoide principale di crollo; per questa ragione, in concomitanza con l'evento del 9/5/1976, essa è stata investita da uno «sciame» secondario di volumi roc-

ciosi in moto secondo la direttrice ovest-est, con traiettorie per lo più curvilinee. L'opera è stata completamente distrutta da una sequenza di impatti prodotti dall'intercettazione di almeno 6 blocchi conglomeratici aventi volumi compresi tra 0.5 e 2.5 mc (Fig. 1).

I blocchi si rinvennero sia sul terrazzamento, in prossimità delle putrelle (3 blocchi), sia immediatamente a valle (i 3 volumi maggiori: 1, 1.5 e 2.5 mc, rispettivamente) (Fig. 2). La protezione dell'abitato di Braulins da futuri crolli litoidi è ora assicurata da un vallo in terra.

L'energia massima di impatto per un singolo blocco può essere stimata intorno a 500000-1000000 J (joule). Se si considera l'energia totale complessiva posseduta dai 6 blocchi si raggiungono valori prossimi ai 2000000-3000000 di joule.

Si tratta quindi di una situazione particolarmente impegnativa per una rete paramassi, anche in relazione alle caratteristiche di molteplicità e di sub-contempo-

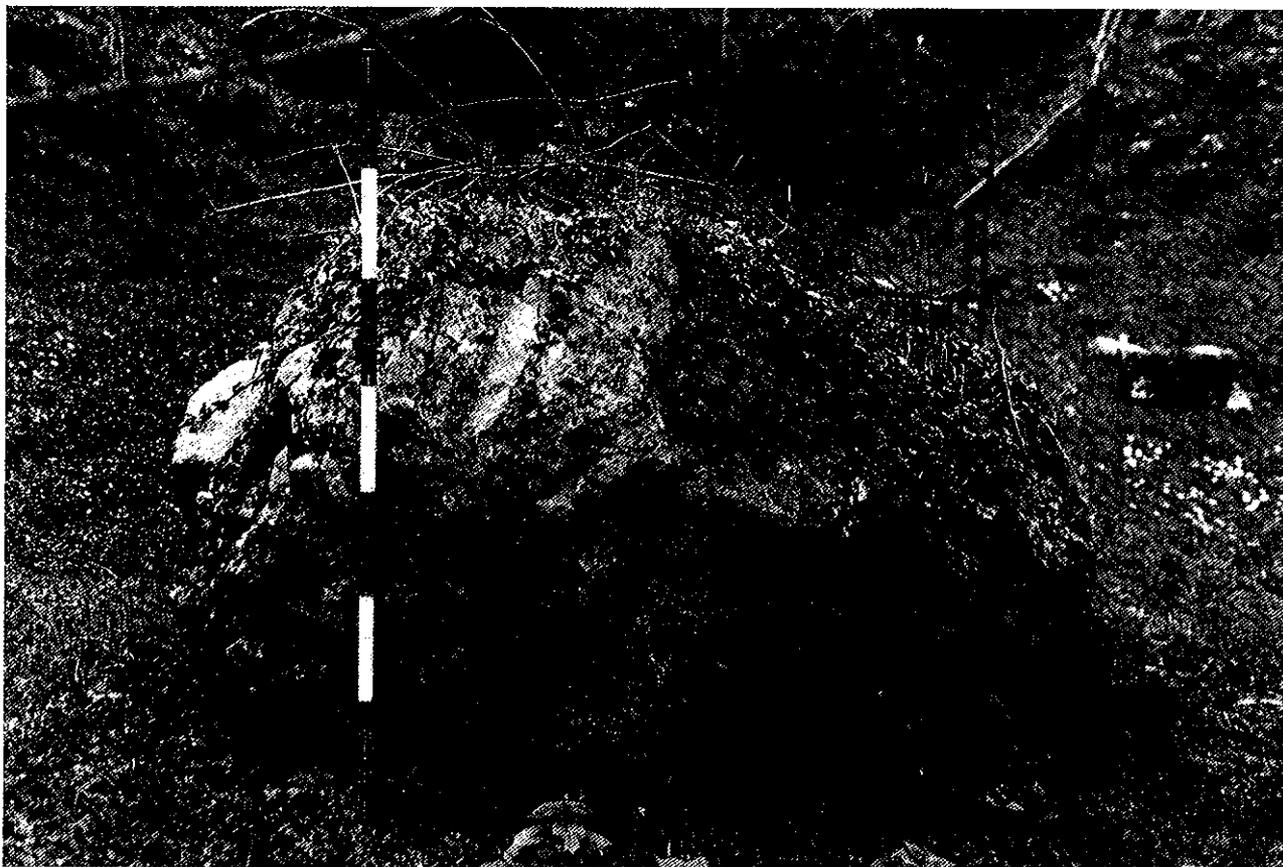


Fig. 1 - Braulins (UD): volume conglomeratico di circa 1.5 mc, situato immediatamente a valle della barriera.

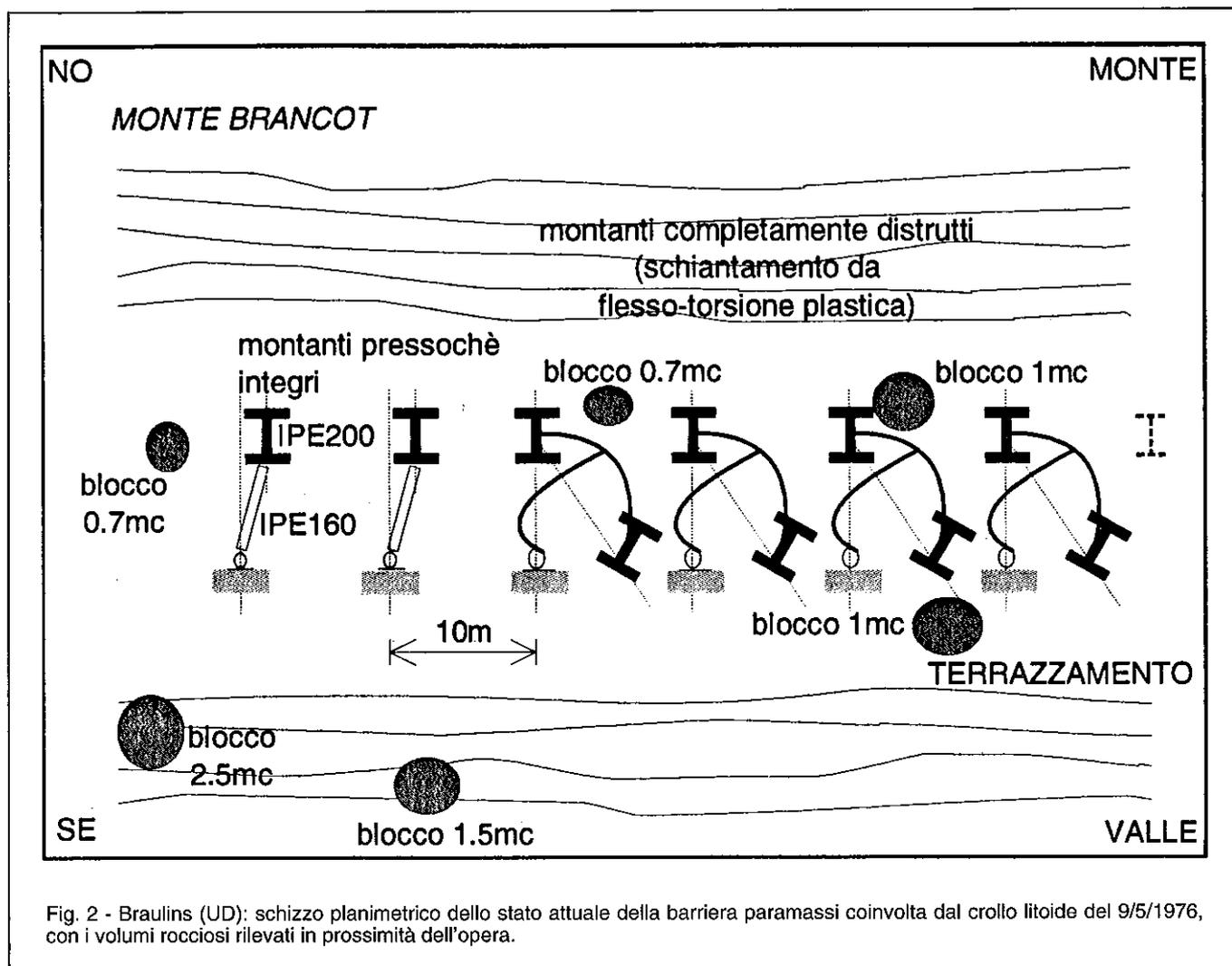


Fig. 2 - Braulins (UD): schizzo planimetrico dello stato attuale della barriera paramassi coinvolta dal crollo litoide del 9/5/1976, con i volumi rocciosi rilevati in prossimità dell'opera.

raneità degli impatti dovuti ai diversi blocchi in movimento. Eventualità di questo tipo devono essere tenute in debita considerazione nella progettazione quando sono possibili crolli litoide di una certa entità (volume complessivo > 10000 mc).

I rilievi eseguiti sull'opera danneggiata hanno messo in evidenza diversi fenomeni di deformazione plastica a carico delle putrelle. Gli effetti dell'impatto multiplo sulla barriera risultano essere i seguenti (Fig. 2):

a) due montanti verticali sono a tutt'oggi perfettamente integri salvo una leggera deviazione dalla verticale, nel piano contenente la barriera, in direzione dei montanti maggiormente lesionati;

b) quattro montanti verticali hanno subito deformazioni plastiche flessione-torsionali estreme (Fig. 3), mostrando un grado di duttilità molto elevato senza evidenziare fenomeni di rottura fragile (rotazione verso valle, rispetto all'incastro di base, prossima a 90°). In particolare, in uno di essi la componente torsionale

della deformazione ha provocato una rotazione della sezione di circa 90° (Fig. 4). La fondazione in calcestruzzo dei montanti e delle briglie risulta invece perfettamente integra.

Attualmente è impossibile rilevare aree deformate da impatto diretto sul pannello della barriera.

Nonostante è verosimile ritenere che la presenza del terrazzamento immediatamente a monte ha favorito l'innescò di traiettorie aeree dei blocchi con impatti nella fascia medio-alta dell'opera. Le configurazioni delle deformate finali dei montanti indicano nell'insieme la netta prevalenza di impatti obliqui rispetto al piano della barriera. La maggior parte di questi impatti ha coinvolto direttamente la rete e il sistema di funi orizzontali. Non esistono evidenze dell'impatto diretto di blocchi contro i montanti. Gli impatti blocco-rete hanno trasmesso le sollecitazioni dinamiche al sistema di funi e questi, a loro volta, hanno indotto i vistosi fenomeni flessione-torsionali plastici rilevati sulle putrelle.



Fig. 3 - Braulins (UD): rilevante deformazione plastica flessionale di un montante IPE200 della barriera situato nella zona d'impatto.



Fig. 4 - Braulins (UD): notevole fenomeno di flessione-torsione plastica determinatosi alla base di un montante IPE200 della barriera, in prossimità della zona d'impatto principale.

La concentrazione delle deformazioni plastiche maggiori su quattro putrelle (Fig. 2) evidenzia che la zona principale di impatto dei blocchi va individuata entro questa fascia della barriera, per una lunghezza di circa 30-40 m.

La complessità e l'entità delle deformazioni plastiche, insieme alla molteplicità degli eventi di impatto, rendono estremamente difficoltosa la ricostruzione analitica del lavoro di deformazione compiuto sulla barriera.

3. Villa Santina (UD): strada n. 355, località «Mulino del Dario»

La barriera paramassi danneggiata è situata su un terrazzamento artificiale, alto circa 2 m, costeggiante la strada n. 355 (Fig. 5), al piede di una ripida scarpata di rocce calcareo-dolomitiche (Formazione della Dolomia dello Schlern: Triassico medio).

L'opera è formata da putrelle verticali IPE200 alte 5 m e poste a un interasse di 3 m, incastrate alla base entro una fondazione in calcestruzzo e controventate a monte con stralli in fune metallica. I montanti estremi della barriera sono controventati nel piano della barriera stessa con delle briglie metalliche HE180. Complessivamente la barriera si sviluppa su 22 campate, per una lunghezza totale di circa 70 m.

Due campate centrali della barriera sono sopraelevate di circa 2 m, in corrispondenza di una irregolarità del pendio causata da un affioramento roccioso. Entrambi i puntoni d'estremità delle campate sopraelevate sono controventati con briglie metalliche HE180.

Il dispositivo di intercettazione e contenimento dei blocchi è formato da una famiglia di funi metalliche continue aventi diametro $\Phi = 18$ mm, poste in opera con spaziatura verticale di 20 cm e libere di scorrere all'interno di opportune sagomature passacavo.

Le funi sono fissate alle putrelle d'estremità della barriera mediante morsetti ad «U» e sono mantenute in posizione da graffe di ferro dolce. In sovrapposizione alle funi è applicato un telo in rete metallica esagonale a doppia torsione, per il contenimento delle schegge di piccola dimensione. La barriera può essere classificata come un sistema di difesa a bassa deformabilità. Ai piedi della barriera si riscontrano numerose schegge di piccola dimensione e blocchi aventi volume massimo di 0.5 mc. Sull'opera è in particolare osservabile una zona che reca evidenti deformazioni dovute a impatto.

L'area deformata è localizzata sulla campata centrale n. 11, tra i montanti n. 13 e n. 14, a una altezza da terra di circa 2 m e ad una distanza di circa 0.50 m dal montante n. 14 (Figg. 5 e 6).

L'altezza d'impatto osservata è conseguenza dell'intercettazione di una traiettoria aerea di un blocco che si propagava sul pendio per rimbalzi successivi.

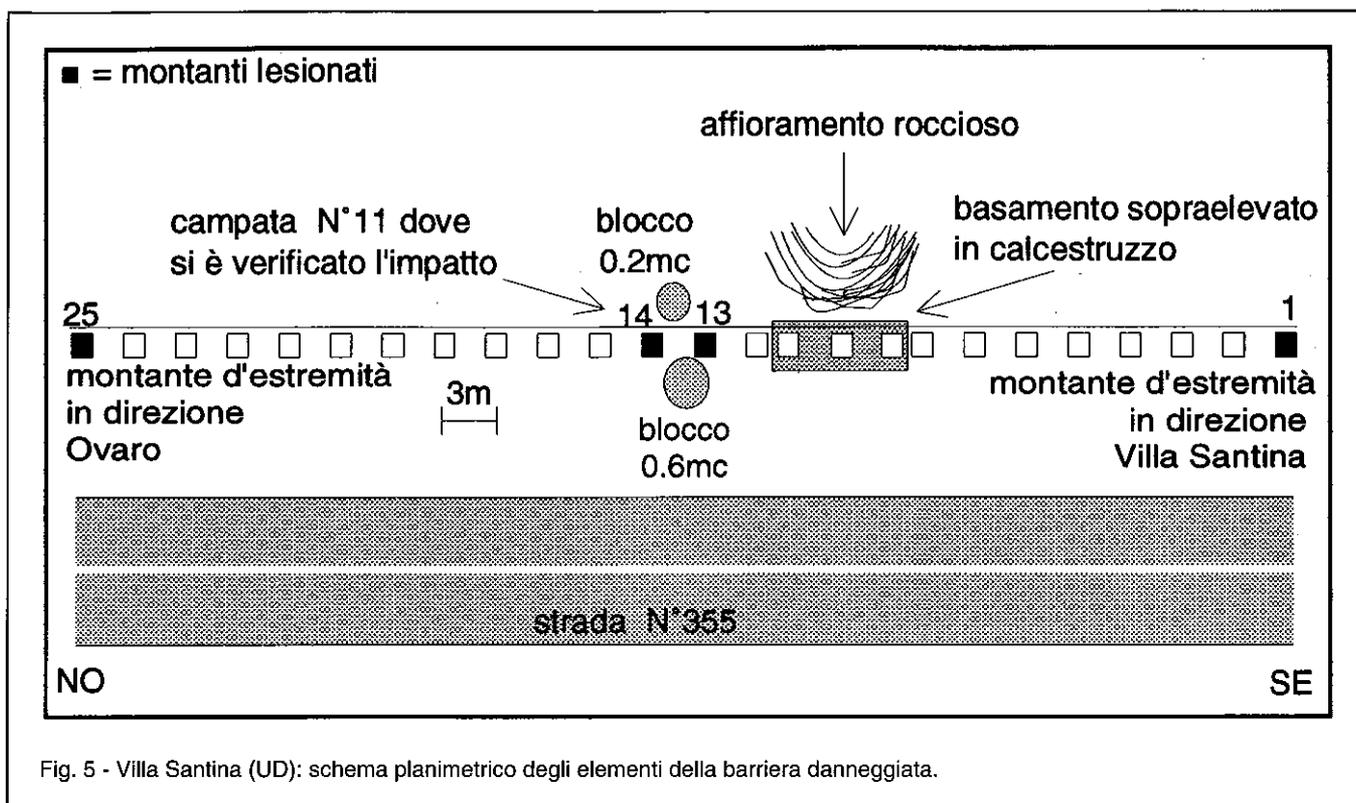


Fig. 5 - Villa Santina (UD): schema planimetrico degli elementi della barriera danneggiata.

In prossimità della zona d'impatto si osservano due blocchi calcareo-dolomitici aventi dimensioni di 0.2 mc e 0.6 mc, rispettivamente a monte e a valle dell'opera. I danni rilevati in seguito all'impatto sono i seguenti:

a) flessione plastica, in direzione normale al piano della barriera, del montante n. 14, con scostamento dalla verticale, stimato in sommità, di circa 35 cm. Non si osservano fenomeni di torsione;

b) rottura di una saldatura, a completo ripristino, presente alla base del montante n. 13;

c) sfilamento dal terreno dei chiodi utilizzati per ancorare la controventatura dei montanti n. 13 e n. 14;

d) rilevante deformazione flessionale plastica del montante di estremità n. 1, fortemente localizzata nel tratto compreso tra le due briglie di controventamento (Fig. 7). È importante notare che la quota di massima deformazione di tale montante coincide con la quota alla quale è avvenuto l'impatto nella campata n. 11. L'altro montante di estremità (n. 25) ha invece subito danneggiamenti praticamente trascurabili.

Le deformazioni plastiche riscontrate nei montanti n. 1 e n. 14 permettono di valutare la minima energia cinetica posseduta dal blocco all'istante dell'impatto, prescindendo per semplicità dal comportamento dinamico della struttura (Fig.8).

Ipotizzando che i montanti in esame siano realizzati in Fe430 (tensione di snervamento δ_s pari a 27500N/cm²)

e assumendo una condizione di plasticizzazione per sola flessione, si determinano subito i moduli plastici [MOY, 1981] e i momenti di plasticizzazione completa (*fully plastic moments*) della sezione IPE200:

$$M_{py} = \delta_s \cdot W_{py} \quad (1)$$

$$M_{px} = \delta_s \cdot W_{px} \quad (2)$$

essendo $W_{py} \cong 44 \text{ cm}^3$ $W_{px} \cong 210 \text{ cm}^3$
 si ha: $M_{py} \cong 1.2 \cdot 10^6 \text{ Ncm}$ $M_{px} \cong 5.7 \cdot 10^6 \text{ Ncm}$

Per valutare il lavoro di deformazione plastica nel montante n. 1 si schematizza la struttura reale come in Fig. 8-b, supponendo che le due briglie HE180 abbiano un comportamento rigido e che il tratto superiore AB del montante sia scarico. Il lavoro di deformazione plastica si determina subito osservando che incrementi successivi del carico F portano alla formazione di cerniere plastiche nelle sezioni S e C. Un simile processo determina il meccanismo di collasso evidenziato in Fig. 8-c.

Posto $\delta = 20 \text{ cm}$, applicando il principio dei lavori virtuali si scrive

$$3 \cdot M_{py} \cdot \left(\frac{2 \cdot \delta}{l} \right) = F \cdot \delta \quad (3)$$

da cui si deduce un carico di collasso F di circa 36000N e un lavoro di deformazione plastica

$$L_{p(1)} \cong 7500 \text{ J.} \quad (4)$$

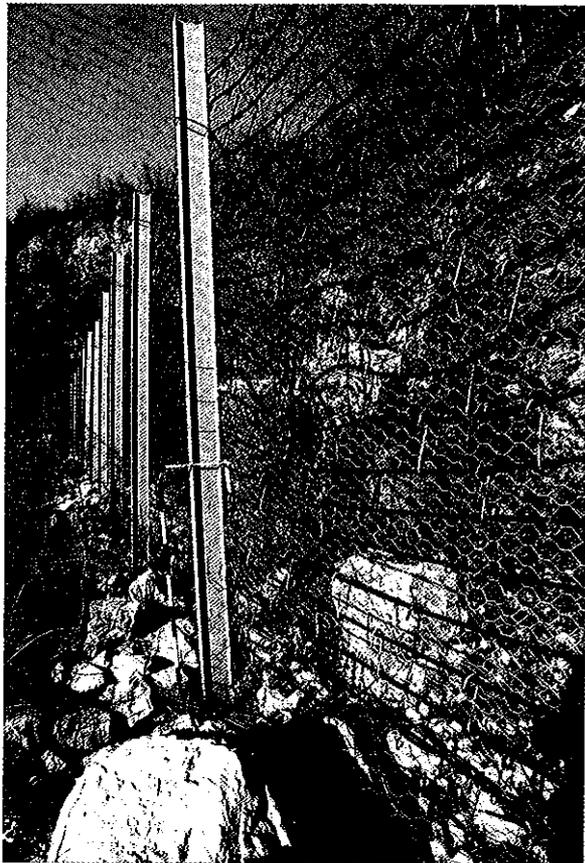


Fig. 6 - Villa Santina (UD): particolare della campata prossima alla zona di impatto del blocco. Si notino in particolare il montante danneggiato e l'evidente area d'impatto sulle funi.

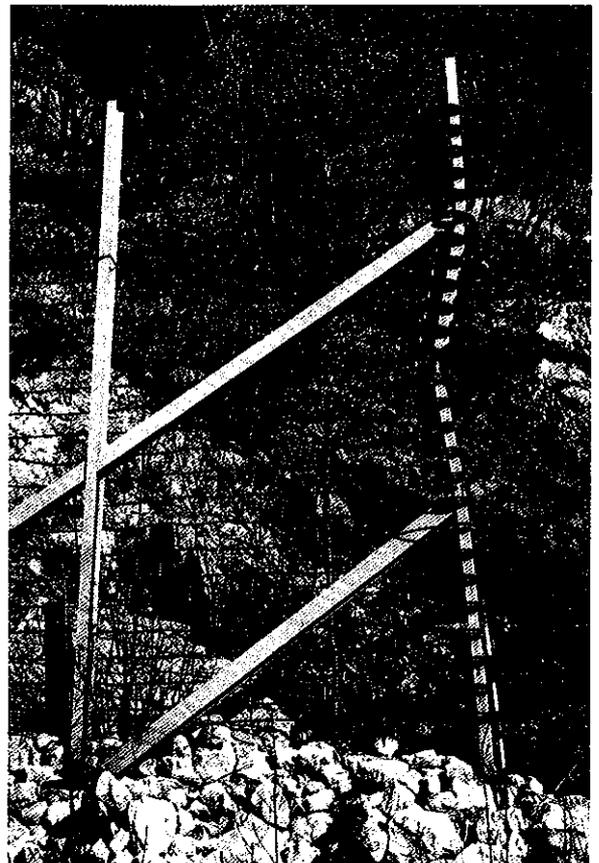


Fig. 7 - Villa Santina (UD): evidente deformazione plastica subita da un montante d'estremità in seguito all'impatto di un blocco nella zona centrale della barriera.

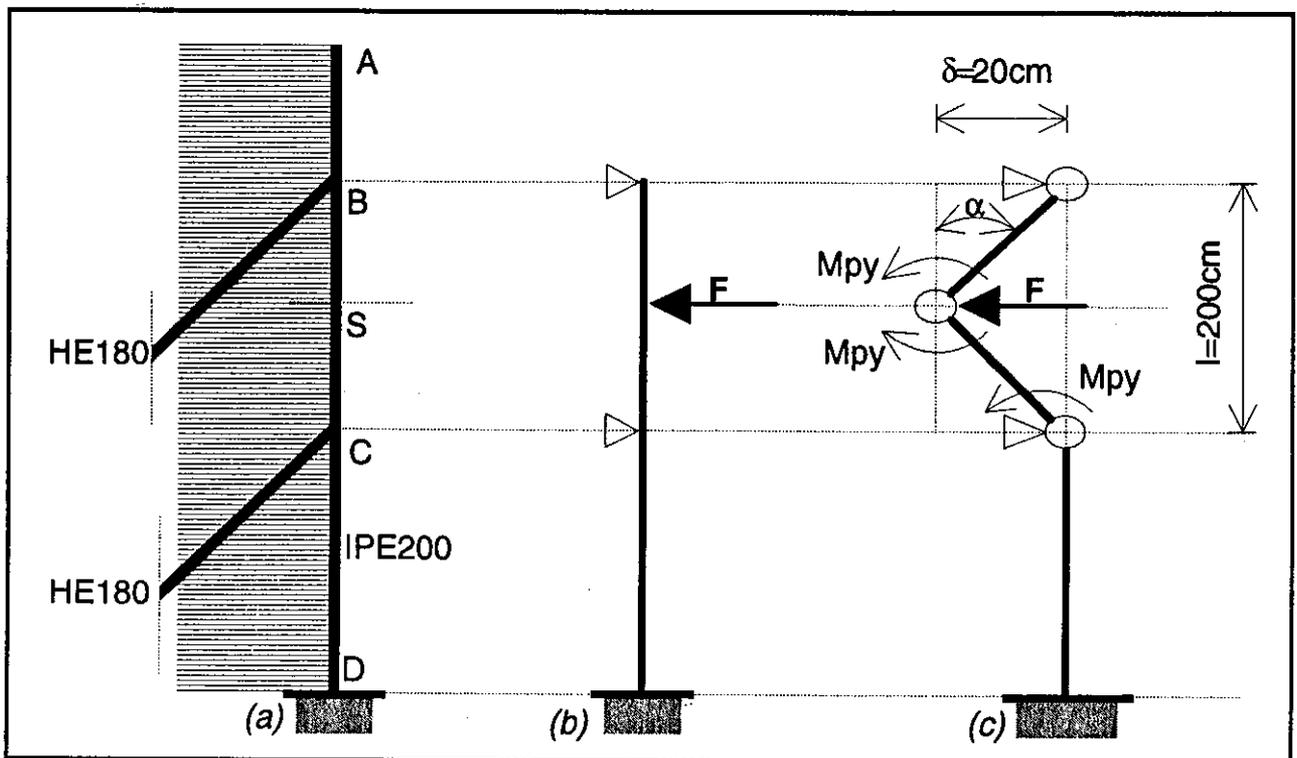


Fig. 8 - Villa Santina (UD): schema di calcolo semplificato utilizzato per valutare il carico di collasso del montante d'estremità deformato.

Il lavoro di deformazione plastica nel montante n. 14 può essere invece stimato attraverso la

$$L_{p(14)} \cong M_{p_x} \cdot \vartheta \quad (5)$$

dove ϑ rappresenta la rotazione alla base (in rad) subito dal montante in seguito all'impatto.

Posto $\vartheta \cong 0.07$ rad si ottiene

$$L_{p(14)} \cong 4000 \text{ J.} \quad (6)$$

In definitiva, dall'esame dei danneggiamenti macroscopici osservati, si deduce un limite inferiore all'energia d'impatto posseduta dal blocco valutabile in

$$E_{\min} \cong L_{p(1)} + L_{p(14)} \cong 11500 \text{ J.} \quad (7)$$

Il risultato trovato ha valore puramente indicativo, poiché numerosi sono i termini energetici non considerati nella stima. Prescindendo dai contributi elastici delle funi continue, una parte non trascurabile della effettiva energia d'impatto è stata spesa per sfilare le chiodature di ancoraggio al terreno e per rompere le saldature alla base del montante n. 13.

4. Cret di Navos, Forni Avoltri (UD): strada n. 355, località «Ciolos»

La strada n. 355, nel tratto Forni Avoltri-Sappada che fiancheggia il Cret di Navos (località Ciolos), è da sempre soggetta a cadute di blocchi rocciosi (formazioni calcareo-dolomitiche della Dolomia del Serla: Triassico medio).

La frequenza degli episodi di crollo ha reso necessa-

ria la realizzazione di diverse opere di protezione a difesa dell'importante arteria stradale.

È stata pertanto realizzata una galleria artificiale paramassi integrata, a monte e a valle, da un filare singolo di barriere paramassi a bassa deformabilità (Fig. 9). Nonostante la presenza di tali opere, in data 5/9/1989, è accaduto un evento di crollo dalle conseguenze mortali: un masso, staccatosi dal Cret di Navos, ha investito e ucciso un automobilista in transito dopo avere scavalcato la barriera costruita a valle della galleria (Fig. 9).

Il sistema di barriere paramassi, messo in opera a prosecuzione della galleria, si estende per circa 200 m a monte e per circa 100 m a valle della stessa. La barriera è formata da montanti verticali IPE220, alti 3 m e posti ad interasse di 4 m, incastrati alla base su fondazione in calcestruzzo e controventati a monte, ogni due montanti, con funi metalliche aventi diametro $\Phi = 18$ mm (tipo SEALE, 6(9 + 9 + 1) + AT).

Ogni fune è vincolata alla sommità del relativo montante mediante asola guidafile, inserita (senza saldatura) in un foro ricavato nell'anima del profilato, ed è ancorata al terreno mediante tiranti passivi.

Il dispositivo vero e proprio di contenimento e intercettazione dei blocchi è formato da un telo continuo di rete antisommersibile formata concatenando tra loro una serie di anelli chiusi del diametro di circa 40 cm (Fig. 10). Il telo di rete è fissato mediante morsetti ad «U» a tre correnti metalliche orizzontali aventi diametro $\Phi = 20$ mm.

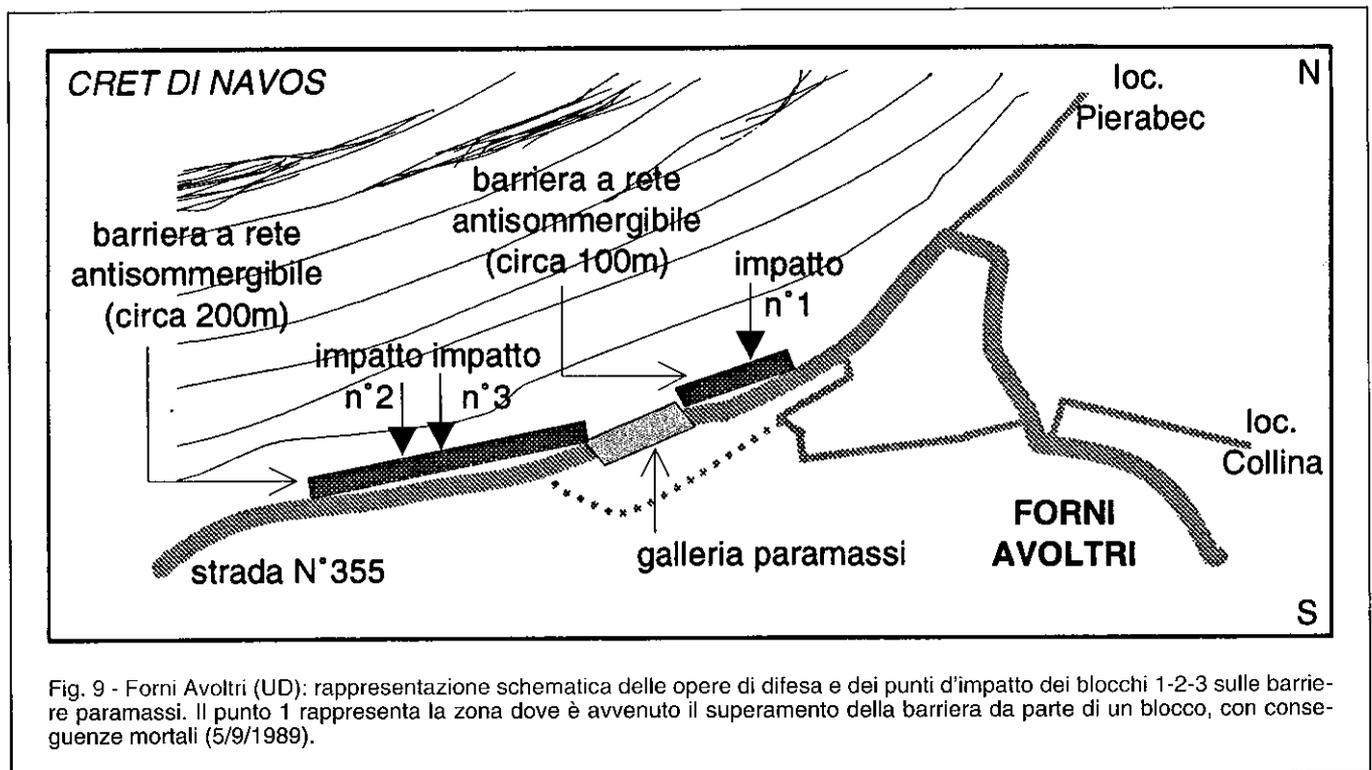


Fig. 9 - Forni Avoltri (UD): rappresentazione schematica delle opere di difesa e dei punti d'impatto dei blocchi 1-2-3 sulle barriere paramassi. Il punto 1 rappresenta la zona dove è avvenuto il superamento della barriera da parte di un blocco, con conseguenze mortali (5/9/1989).



Fig. 10 - Forni Avoltri (UD): impatto di un blocco calcareo sulla barriera. Si noti in particolare l'assenza di deformazioni negli anelli di rete prossimi alla zona d'impatto, a causa della bassa energia cinetica posseduta dal blocco.

Le funi orizzontali sono vincolate alle putrelle mediante anelli passacavo saldati, nell'ala interna del profilato, agli estremi e alla mezzeria delle putrelle. In sovrapposizione alla rete antisommigibile è applicata una rete elettrosaldata a maglia quadrata 10 cm x 10 cm, per il contenimento delle schegge litoidi di piccole dimensioni (Fig. 10).

La presenza del corrente metallico di mezzeria, che limita gli spostamenti effettuabili dal telo antisommigibile in seguito all'impatto, qualifica l'opera come una barriera a bassa deformabilità.

I casi di impatto individuati sulla barriera sono tre (Fig. 9):

- un impatto verificatosi a valle della galleria (n. 1) e causato da un blocco di circa 0.4 mc ha prodotto uno stato deformativo di prevalente ovalizzazione degli anelli della rete. Gli altri due impatti si sono verificati nel tratto di barriera a monte della galleria paramassi, in una zona in cui sono presenti numerosi blocchi di volume fino a 0.5 mc;

- un altro impatto (n. 2), provocato da un blocco di circa 0.5 mc, è stato perfettamente assorbito dalla barriera senza sostanziali lesioni. Infatti non si nota né ovalizzazioni degli anelli con ingranamento della rete, né deformazioni plastiche delle putrelle adiacenti la zona d'impatto, né rotture di parti strutturali (lacerazioni del telo di rete, rotture di funi e/o morsetti di fissaggio), probabilmente a causa della bassa energia d'impatto del blocco;

- l'ultimo caso di impatto osservato (n. 3), causato da un masso di circa 0.4 mc, ha coinvolto una fune di controventamento di un montante. L'evento ha prodotto il completo sfilamento della fune dai morsetti che la vincolavano alla sommità della putrella, con conseguente svolgimento dei singoli trefoli dall'anima tessile, per un tratto di circa 50 cm. Si è inoltre verificata la rottura dell'anello passacavo sommitale del montante. L'ancoraggio passivo al terreno non ha invece subito danni.

5. Monte Glemina, Gemona del Friuli (UD)

Il versante meridionale del monte Glemina, formato da una falda detritica boscata, è frequentemente interessato dal distacco di massi provenienti dalle sovrastanti pendici rocciose sub-verticali.

Le scarpate rocciose sono formate da calcari liassici, compatti, in banchi disposti a reggipoggio. Il considerevole stato di pericolo, indotto sulla sottostante strada provinciale Gemona-Montenars, ha reso necessaria l'installazione di opere di difesa passiva, consistenti in una galleria paramassi e in quattro filari di barriere con rete antisommegibile a media deformabilità (Fig. 11).

Si tratta di barriere paramassi elastiche con reticolato a maglie circolari, composte da una serie di putrelle intermedie IPE240, alte 5 m e poste a un interasse di 8 ÷ 10 m (Fig. 12).

Le putrelle sono dotate di un anello scanalato reggicavo, per contenere il cavo di controventatura, e di due anelli a rottura prestabilita per i cavi di supporto

alla rete. Le putrelle sono fissate (mediante saldatura in testa e fazzoletti laterali da 1 cm) a delle piastre di basamento in acciaio (dotate eventualmente di contropiastre), di dimensioni 80 x 80 x 2 cm.

La messa in opera avviene mediante uno zoccolo regolarizzante in calcestruzzo, ancorato con tre tiranti passivi in barre d'acciaio (in presenza di roccia), o mediante bullonatura su blocchi in calcestruzzo di dimensioni 80 x 80 x 100 cm (in presenza di terreno sciolto).

Tutti i ritti intermedi sono controventati a monte con una fune in acciaio avente $\Phi \geq 18$ mm, ancorata al terreno con un tirante passivo Dywidag munito in testa di dispositivo reggicavo. Sulle putrelle intermedie sono tese, in sommità e rasoterra, due funi di acciaio aventi $\Phi \geq 20$ mm.

Tali funi fanno da supporto a una rete costituita da trefolo in acciaio trattato contro la corrosione, avente $\Phi = 10$ mm.

La rete è del tipo «antisommegibile» costruita concatenando tra loro una serie di anelli chiusi del diametro di circa 40 cm.

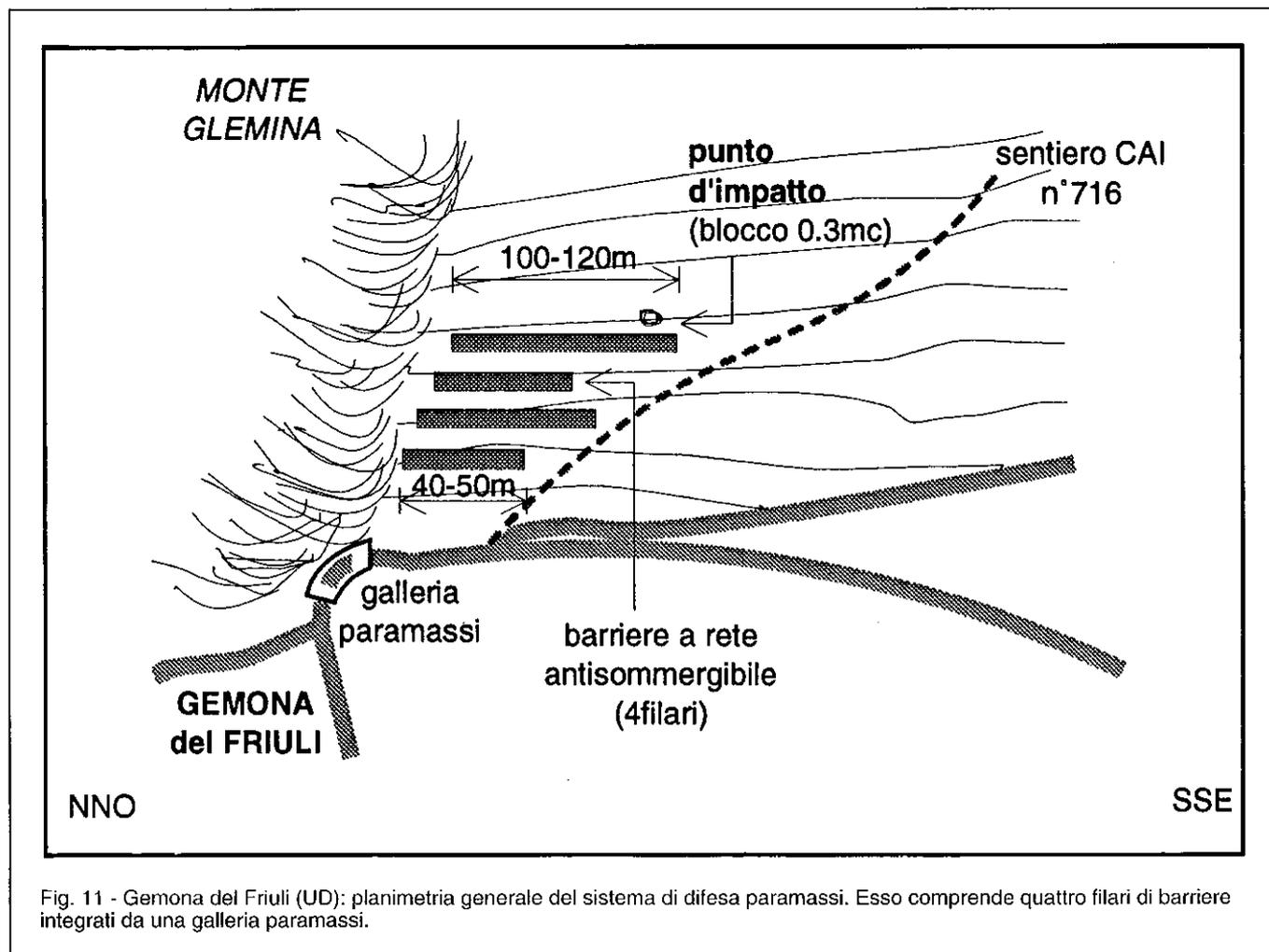


Fig. 11 - Gemona del Friuli (UD): planimetria generale del sistema di difesa paramassi. Esso comprende quattro filari di barriere integrati da una galleria paramassi.

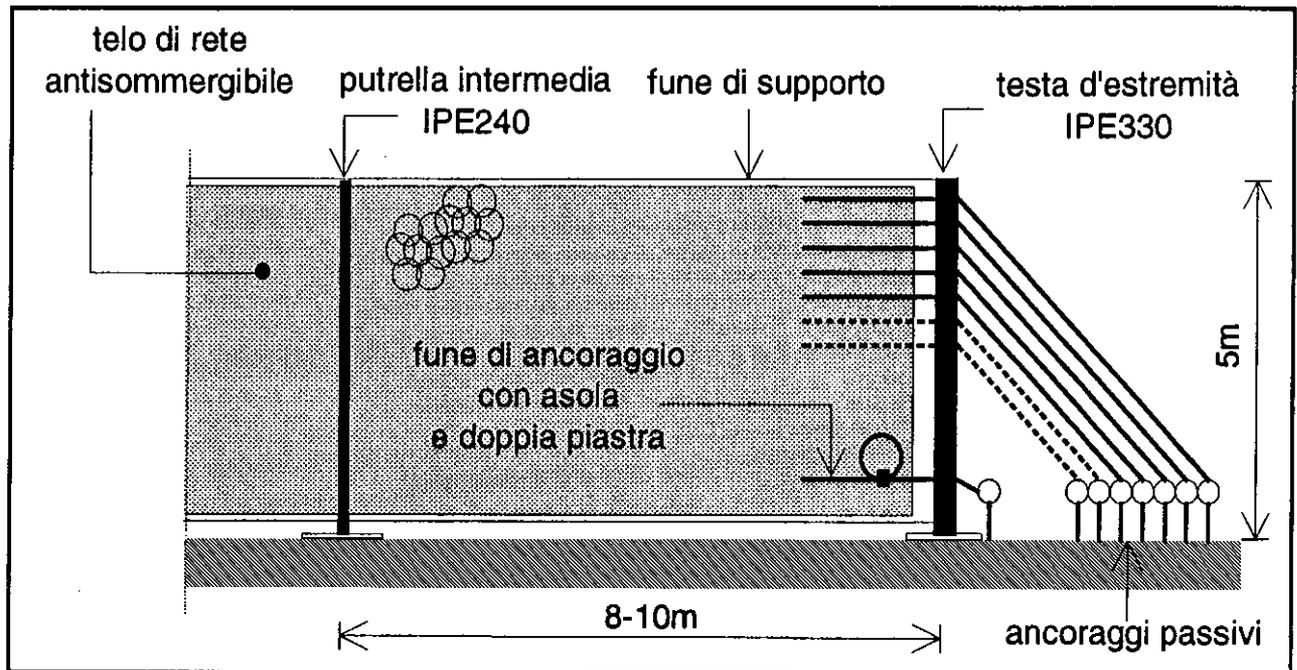


Fig. 12 - Gemona del Friuli (UD): rappresentazione schematica della tipologia di barriera a funi e rete antisommersibile installata sul monte Glemina. Questo sistema, dotato di dissipatori di energia ad attrito, può essere considerato a media deformabilità.

Il pannello di rete viene teso tra i due cavi sospesi tra le varie putrelle intermedie, fino a formare un unico telo. Le giunzioni tra i singoli elementi di rete, necessarie per formare l'unico telo di dimensioni pari a quelle dell'intera barriera, sono eseguite per mezzo di morsetti a «U» dotati di resistenza a rottura superiore a quella dei trefoli formanti la rete.

Tali morsetti sono utilizzati anche per il fissaggio del telo alla fune di sommità e a quella rasoterra. Le testate d'estremità delle barriere sono costituite da due putrelle IPE330 alte 5 m, distanti tra loro 4 cm, collegate tra loro da tondoni tubolari in acciaio con $\Phi = 10$ cm, spessore di 15 mm e interasse di 33.6 cm. Tali testate sono controventate sull'asse di prolungamento del paramassi con 2 funi d'acciaio aventi $\Phi = 28$ mm, ancorate al terreno con due tiranti passivi, in barra d'acciaio, muniti in testa di dispositivo reggicavo.

Una seconda controventatura è effettuata in direzione ortogonale al piano della barriera, con funi e tiranti passivi delle medesime dimensioni della precedente. Le testate sono munite in sommità e alla base di anelli scanalati reggicavo, per contenere le funi di controventatura e le funi di bordo provenienti dalle putrelle intermedie. Ogni estremità verticale del telo di rete è ancorata al terreno per mezzo di 15 funi in acciaio aventi $\Phi = 18$ mm, le quali, ruotando attorno ai tondoni tubolari, scendono al suolo con una inclinazione di circa 45° , collegandosi a 15 tiranti passivi.

Sulle funi di ancoraggio al terreno sono posti in opera 15 dissipatori di energia ad attrito, formati da due piastre in acciaio delle dimensioni di $10 \times 10 \times 1.5$ cm. In ogni fune viene realizzata un'asola, bloccata tra le due piastre tramite quattro bulloni ad alta resistenza aventi $\Phi = 12$ mm. Tale asola, sotto l'azione dei carichi dinamici applicati alla rete, tende a chiudersi, scorrendo tra le due piastre e dissipando energia meccanica in misura proporzionale alla tensione di serraggio dei bulloni ($20000N \div 50000N$).

Ai piedi delle testate della barriera sono saldate delle piastre di basamento in acciaio (dotate eventualmente di contropiastra), di dimensioni $100 \times 200 \times 2$ cm. Tali piastre possono venire imbullonate a blocchi di calcestruzzo aventi dimensioni $100 \times 200 \times 100$ cm (in presenza di terreno sciolto) oppure poggiate su zoccolo regolarizzante in calcestruzzo, ancorato con tre tiranti passivi in barre d'acciaio (in presenza di roccia).

Sul filare più a monte della barriera descritta è avvenuto l'impatto di un masso calcareo di forma irregolare e volume di circa 0.3 mc, con peso stimato di circa 8000N (Fig. 13).

Considerando una velocità traslazionale di discesa del blocco di $15 \div 20$ m/s e una velocità rotazionale di circa $10 \div 15$ rad/s [BOZZOLO e PAMINI, 1982], è possibile stimare un'energia d'impatto sulla barriera intorno ai 150000J.

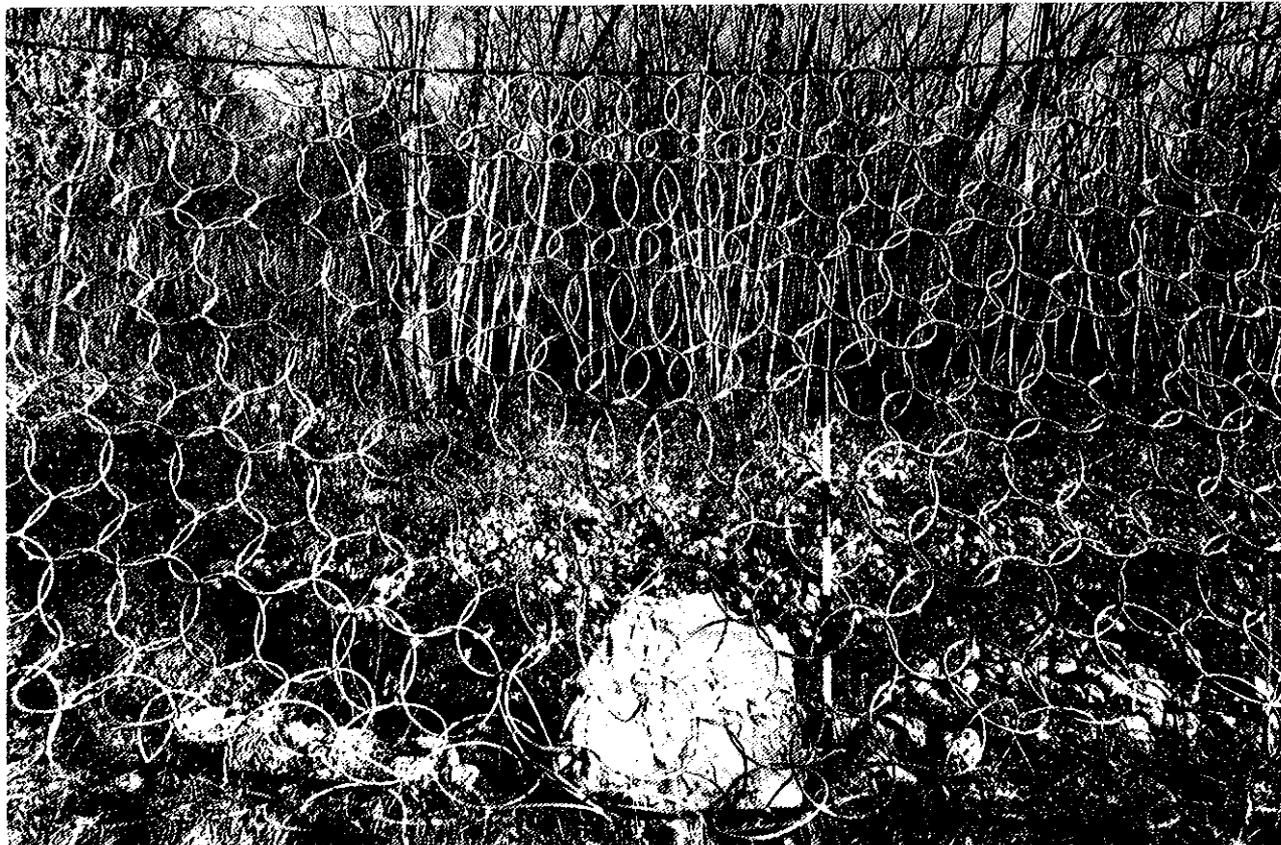


Fig. 13 - Gemona del Friuli (UD): impatto sulla rete della barriera ubicata più a monte di un volume roccioso calcareo di circa 0,3 mc.

L'impatto non ha sostanzialmente alterato lo stato tensionale della rete il quale, non essendovi pre-tensione, è causato essenzialmente dal peso proprio. La rete antisommersibile presenta infatti una elevata attitudine a modificare geometricamente la propria forma senza creare rilevanti stati tensionali addizionali. Locali concentrazioni di sforzo possono tuttavia prodursi nelle zone prossime al punto di impatto. Nel caso in esame, la componente rotatoria del moto ha provocato un evidente processo di ingranamento tra masso e rete, con fenomeni di lacerazione (nella zona di impatto) e di ovalizzazione degli anelli. L'ovalizzazione è avvenuta in una zona della rete a forma di triangolo isoscele, con vertice sul masso e angolo al vertice di circa 30° (Fig. 14).

6. Aspetti geomeccanici dell'interazione blocco-barriera

Gli eventi precedentemente descritti permettono di analizzare nel dettaglio il processo d'interazione tra blocchi e barriere paramassi a rete, nelle condizioni reali di utilizzo sui versanti naturali.

I meccanismi che si attivano all'istante del crollo e nella successiva propagazione dei blocchi sono complessi e si manifestano in forma aleatoria, cosicché la loro definizione assume carattere prettamente probabilistico [PARONUZZI, 1989/a].

La propagazione dei blocchi lungo i versanti avviene mediante un moto sostanzialmente rototraslatorio, con proiezioni paraboliche generate da sequenze di impatti-rimbalzi e contemporanee rotazioni dei volumi rocciosi attorno al proprio centro di massa [PARONUZZI, 1989/b].

Di conseguenza, l'energia cinetica totale posseduta da un blocco in un qualsiasi punto di un versante è esprimibile attraverso la

$$T = \frac{1}{2} \cdot M \cdot v_g^2 + \frac{1}{2} I_g \cdot \omega^2 \quad (8)$$

in cui M , v_g , ω , indicano rispettivamente massa, velocità lineare baricentrica e velocità angolare di rotazione. Inoltre I_g indica il momento d'inerzia baricentrico rispetto all'asse ortogonale al piano del moto. Fenomeni di scivolamento puro sono presenti solamente dopo il distacco dei massi, nei primi metri del moto.



Fig.14 - Gemona del Friuli (UD): evidente fenomeno di ovalizzazione della rete, a causa dell'ingranamento del blocco sulla rete, conseguente all'impatto.

Anche la fase di rotolamento puro nel senso stretto della parola (cioè il continuo contatto del masso con il terreno) compare molto raramente, in generale solo per massi di forma regolare, e termina quando le irregolarità del pendio divengono comparabili con le dimensioni dei massi.

Nel caso più generale l'interazione blocco-barriera ha inizio con il contatto tra il volume roccioso, dotato di un potenziale cinetico fornito dalla (8), e una rete metallica di varia forma e tipologia (famiglia di funi estensibili, rete antisommervibile).

In questa situazione (contatto blocco-rete) la rete, essendo posta in opera senza pretensione, può sviluppare tutte le risorse di deformabilità e modificabilità della geometria iniziale possedute sin dall'istante dell'impatto. In questa fase possono svilupparsi concentrazioni di sforzo notevoli, tali da produrre lacerazioni e/o rotture localizzate di fili e trefoli componenti la rete. Causa di ciò sono pure gli inevitabili ingranamenti blocco-rete causati dalla componente rotazionale posseduta dal masso in movimento.

In particolare, nel caso di pannelli di rete antisommervibile, il contatto blocco-rete genera un'area principale di deformazione che ha l'andamento di un cono (cono di deformazione) con vertice nel punto di contatto e apertura angolare di circa 30° .

Nella fase immediatamente successiva le forze impulsive conseguenti all'impatto vengono trasmesse alle altre parti della struttura, secondo fenomeni di diffusione delle sollecitazioni dipendenti dalla tipologia costruttiva della barriera e dalle caratteristiche dei materiali costituenti. In particolare, nel caso delle barriere a bassa deformabilità presenti nella maggior parte delle situazioni esaminate, le funi continue trasmettono le sollecitazioni ai montanti verticali del sistema.

Queste sollecitazioni causano intense deformazioni ai montanti estremi della barriera, nel caso dei sistemi rigidamente vincolati a bassa deformabilità, e ai montanti immediatamente adiacenti all'area di impatto, in prossimità della campata sollecitata.

L'esistenza di componenti oblique delle sollecitazioni rispetto agli assi principali dei montanti è all'origine di intense deformazioni torsionali nei montanti prossimi alla zona principale di impatto (Fig. 15). Analoghi effetti risultano da impatti multipli subcontemporanei.

Nel caso delle funi continue (barriera di Villa Santina) la migrazione degli sforzi ai montanti estremali è in pratica «diretta», vale a dire con bassa diffusione verticale, in quanto le funi possono scorrere l'una indipendentemente dall'altra nei rispettivi anelli passacavo. In questa situazione lo stato di sforzo dipende sostanzialmente dal grado di vincolo esercitato sulle funi da parte dei montanti d'estremità.

Se la dimensione e/o l'orientazione dei montanti d'estremità è tale per cui essi non subiscono rilevanti spostamenti sotto carico, i carichi massimi applicati alla barriera dipendono direttamente dal carico di rottura delle funi metalliche adottate.

Come ordine di grandezza si tenga presente che, ad esempio, le funi orizzontali impiegate nella barriera di Braulins sono caratterizzate da un carico di rottura di circa 250 kN.

Se invece i montanti estremali hanno un carico di collasso inferiore al carico di rottura delle funi, come si verifica di norma, la capacità di arresto dell'opera è legata al grado di duttilità dei montanti stessi.

I montanti che delimitano la campata in cui è avvenuto l'impatto vengono invece sollecitati a causa degli spostamenti indotti sulle funi in seguito all'urto (Fig. 15).

Nel caso invece di barriere formate da reti metalliche applicate su correnti orizzontali (barriere di Braulins e Forni Avoltri) il processo di diffusione degli sforzi raggiunge difficilmente i montanti di estremità. Infatti, per propria costituzione, una rete offre superiori capacità di assorbimento energetico (maggiore cedi-

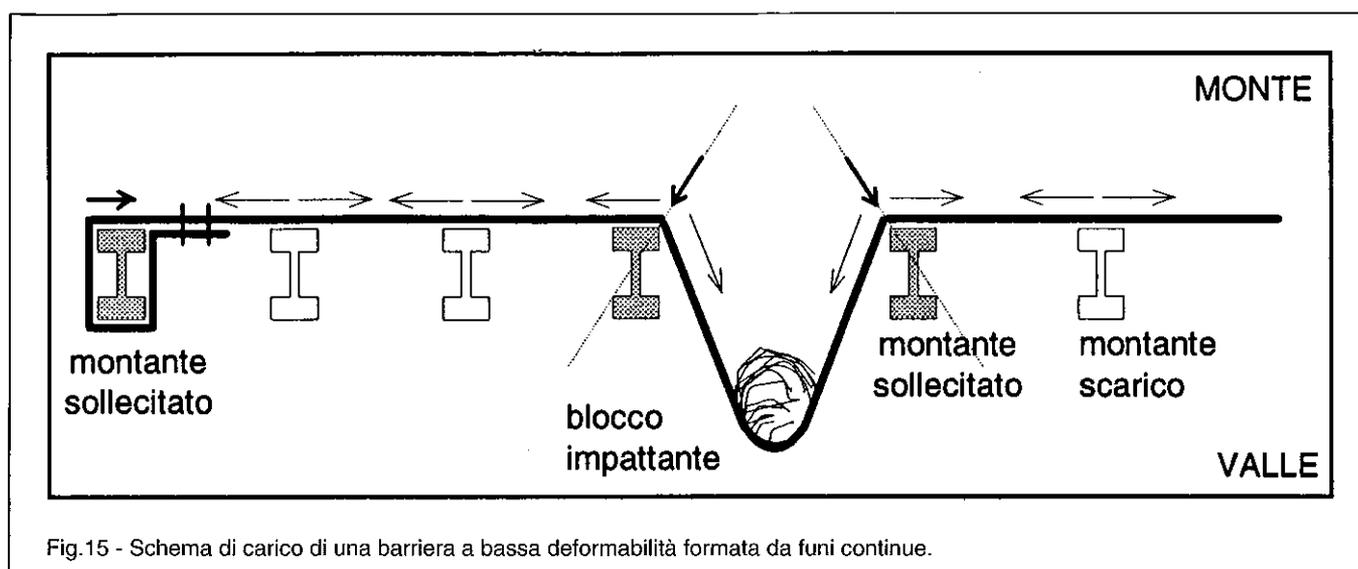


Fig.15 - Schema di carico di una barriera a bassa deformabilità formata da funi continue.

mento elastico) rispetto ad una famiglia di singole funi continue e inoltre permette di diffondere le tensioni prodotte dall'impatto in modo più omogeneo. Tuttavia in questo caso è facile raggiungere concentrazioni di sforzo notevoli nei montanti prossimi alla zona d'impatto, tali da provocarne il completo schiacciamento.

Tutti questi elementi dimostrano che, nel caso delle barriere paramassi a bassa deformabilità, il collasso del sistema viene di norma raggiunto per schiacciamento dei montanti verticali (flessione $\geq 90^\circ$), estremi e/o intermedi, più che per rottura delle funi metalliche. Una situazione di questo tipo trova chiaro riscontro nelle drastiche deformazioni flessio-torsionali delle putrelle riscontrate sulla barriera di Bralulins.

7. Considerazioni progettuali e conclusioni

Gli eventi descritti mostrano l'assoluta inadeguatezza delle barriere a bassa deformabilità quale opera di difesa primaria di infrastrutture viarie. Tali barriere vengono infatti messe in opera abitualmente in un unico filare direttamente soprastante l'arteria viaria. In simili condizioni lo sfondamento dell'opera determina un diretto stato di pericolo per i mezzi e le persone circolanti sulla via di comunicazione. Inoltre le notevoli deformazioni che si verificano provocano lo scompaginamento generalizzato della barriera, che risulta difficilmente ripristinabile con interventi parziali sull'opera.

I gravi danneggiamenti subiti indicano la generale scarsa attitudine mostrata da queste strutture rigide nella dissipazione dell'energia di impatto del blocco. Infatti, come già ampiamente dimostrato [HEIERLI, 1977], la minimizzazione delle tensioni indotte dall'impatto si ottiene incrementando al massimo la deformabilità del sistema piuttosto che la sua rigidità.

Questo criterio fondamentale, ormai largamente adottato, ha determinato lo sviluppo dei moderni sistemi di barriere dotati di dissipatori di energia (sistemi a media deformabilità) o di dispositivi di frenaggio (sistemi ad elevata deformabilità).

Le barriere a rete che utilizzano una famiglia di funi orizzontali continue vincolate ai montanti estremi (sistemi a bassa deformabilità) rappresentano le prime soluzioni progettuali, in ordine di tempo, proposte per la realizzazione di opere di protezione passiva con funi e reti metalliche. Nonostante questo carattere di «primogenitura» tali manufatti sono ancora oggi diffusamente impiegati al coronamento di muri di sostegno posti a protezione di strade e ferrovie. In conseguenza delle sue caratteristiche costruttive l'opera può subire solo limitati spostamenti (al massimo sull'ordine del metro) e quindi favorisce l'insorgere di tensioni locali molto elevate che possono superare la resistenza propria dei montanti e/o delle funi.

I casi di impatto descritti ai paragrafi 2-5 si prestano in modo particolare per l'analisi del comportamento dei montanti metallici verticali sottoposti alle tensioni indotte dalle funi. Queste tensioni generano, come visto, notevoli deformazioni plastiche alle putrelle intermedie e/o a quelle estreme, a seconda della tipologia dell'opera.

Nel caso di Bralulins la diffusione delle deformazioni torsionali alla base delle putrelle delle campate intermedie è stata notevolmente favorita dall'adozione di fazzoletti passacavo posti a circa 4 cm dall'ala di monte del profilato. Questa configurazione ha infatti amplificato le sollecitazioni torsionali indotte sui montanti verticali all'istante dell'impatto.

Analoghi effetti sono stati indotti dall'impiego di profilati a sezione monoconnessa (sezione «a doppio T»), i quali sono dotati di rigidità torsionale inferiore a quella dei profilati a sezione biconnessa dotati di di-



mensioni confrontabili (ad esempio la sezione sottile cava). Si tenga presente a questo riguardo che, in campo elastico, la rigidezza torsionale di una sezione aperta è stimabile approssimativamente attraverso la

$$\frac{J_0}{q} = 4 \cdot \sum_i J_{\min(i)} \quad (9)$$

dove con J_0 , q , $J_{\min(i)}$, si indicano rispettivamente il momento d'inerzia polare della sezione, il fattore di torsione e il momento d'inerzia minimo dell' i -esimo elemento rettangolare in cui si può pensare scomposta la sezione aperta. Utilizzando la (9) per una sezione IPE200, come quelle impiegate per la barriera di Braulins, si ottiene

$$\frac{J_0}{q} = 5.165 \text{ cm}^4 \quad (10)$$

Il diverso comportamento dei montanti aventi altre caratteristiche geometriche può essere efficacemente analizzato valutando ad esempio la rigidezza torsionale di una sezione circolare cava ($q = 1$) con area praticamente equivalente a quella del profilato IPE200 (dimensioni: 159 x 5.9 mm).

In questo caso, utilizzando sempre la (9) si ottiene una rigidezza torsionale di 1666 cm⁴, circa 320 volte superiore a quella dell'equivalente profilato con sezione «a doppio T».

Simili risultati dimostrano la scadente resistenza torsionale dei montanti con sezione «a doppio T» e l'influenza non trascurabile della distanza dei fazzoletti passacavo dai montanti verticali.

Dal punto di vista tipologico, risulta quindi decisamente preferibile impiegare montanti metallici a sezione circolare come elementi di sostegno dei pannelli di rete.

Altre osservazioni importanti si possono fare considerando le deformazioni flessionali che subiscono le putrelle estreme in conseguenza dell'impatto di blocchi in zone intermedie e/o centrali della barriera. Infatti nei sistemi a bassa deformabilità le tensioni prodotte dal carico impulsivo dovuto all'impatto vengono trasferite ai montanti estremali.

Se, come spesso avviene, questi sono costituiti da putrelle a doppio T assume fondamentale importanza la loro orientazione nei confronti della direzione di applicazione delle tensioni trasmesse dalle funi. Particolarmente significativo al riguardo è il caso riscontrato a Villa Santina in cui i montanti di estremità sono stati messi in opera con la sezione a doppio T parallela al piano principale della barriera, analogamente a quelli delle campate intermedie (Figg. 6 e 7). Una simile orientazione è del tutto inadeguata poiché essi sono chiamati a contrastare sollecitazioni agenti prevalentemente nel piano della barriera. In termini quantitativi rispetto a tale direzione di sollecitazione la sezione IPE200, come quella impiegata a Villa Santina, presenta una rigidezza flessionale tredici

volte minore ($J_x=1943 \text{ cm}^4$, $J_y=142 \text{ cm}^4$) di quella offerta normalmente alla barriera.

Bisogna comunque tenere sempre presente che il punto più vulnerabile di una barriera paramassi con funi e rete è costituito dai montanti verticali. Infatti se si verifica la condizione di impatto diretto bloccomontante, evento caratterizzato da probabilità non trascurabili, si mobilita esclusivamente la capacità resistente propria dei montanti, intesa come massima deflessione plastica oltre la quale si verifica il superamento della barriera da parte del masso. Tale capacità resistente è notevolmente inferiore rispetto a quella offerta dal sistema nel caso di impatto sulle funi.

Ad esempio analisi a posteriori effettuate sulle deformazioni plastiche del montante di estremità n. 14 della barriera di Villa Santina (Figg. 7 e 8), nell'ipotesi di comportamento rigido-plastico, hanno fornito valori di energia di impatto compresi tra 6000 e 11000 J [COCCOLO, 1994].

Nelle barriere a bassa deformabilità la notevole rigidezza del sistema induce nei montanti, durante la fase di interazione blocco-barriera, un comportamento meccanico prevalentemente di tipo rigido-plastico piuttosto che elastico-lineare. Complessivamente la capacità di arresto di questi sistemi a bassa deformabilità può essere valutata sull'ordine dei 50000-100000 joule, relativamente alla tipologia specifica realizzata.

Nelle barriere a media deformabilità (barriera tipo monte Glemina: Fig. 12) diminuisce la rigidezza del sistema e si consente la dissipazione di maggiori energie di impatto, valutabili nell'intervallo di 100000-1000000 di joule, sempre in funzione delle specifiche caratteristiche costruttive adottate (ad esempio numero e caratteristiche dei dissipatori plastici utilizzati). Tali dispositivi si sono ulteriormente evoluti portando alla realizzazione di veri e propri dispositivi di frenaggio, impiegati a partire dalla seconda metà degli anni '80 nelle cosiddette barriere paramassi «ad alto assorbimento di energia» [NERI, 1986; BRESCIA, 1988]. Queste barriere consentono la dissipazione di notevolissime energie di impatto, quantificabili nell'ordine di 1 ÷ 3.5 milioni di joule.

La sensibile differenza della capacità di trattenuta propria dei diversi sistemi sottolinea come l'adozione delle barriere a bassa deformabilità debba essere di norma accompagnata dall'impiego di altre tipologie di barriera messe in opera nel settore più a monte del pendio. Queste barriere, realizzate adottando sistemi più deformabili, incrementano notevolmente il grado di sicurezza della via di comunicazione. In questo caso infatti l'opera a bassa deformabilità viene a rappresentare l'ultimo elemento di un sistema composto a più filari (3-4, per lo più), in cui le barriere di monte vengono sollecitate per prime arrestando i blocchi o riducendone notevolmente l'energia posseduta.

In termini progettuali generali l'adozione delle barriere a bassa deformabilità andrebbe quindi necessariamente limitata a situazioni in cui esse sono efficacemente integrate a monte da altri filari di barriere con superiori capacità di trattenuta (barriere a media e alta deformabilità). Il loro utilizzo dovrebbe quindi essere limitato, in futuro, all'impiego come elemento di valle di un sistema multiplo di barriere paramassi posto a difesa di un versante affetto da crolli litoidi. La stessa tipologia della barriera determina poi frequentemente intense deformazioni flessio-torsionali che compromettono l'efficienza dell'opera e di norma non possono essere riparate.

Nei casi in cui l'energia di impatto del blocco supera i 100000 joule, eventualità che non può essere trascurata, può realizzarsi il superamento della barriera per schiantamento dei montanti, con gravi conseguenze sulla circolazione viaria.

Analoghi effetti calamitosi si possono avere quando la barriera, posta in opera singolarmente, ha un'altezza efficace troppo limitata nei confronti delle

proiezioni aeree dovute ai rimbalzi, tenendo presente che tale altezza va sempre considerata perpendicolarmente al pendio. Ad esempio nel caso della barriera realizzata in località Ciolos, in cui si è verificato il superamento da parte del blocco con conseguenze mortali, l'inclinazione della barriera rispetto al pendio risulta inferiore ai 45°. In queste condizioni, la capacità di intercettazione della barriera si riduce notevolmente e l'opera può venire agevolmente superata da blocchi in movimento per impatto-rimbalzo.

Infine i danneggiamenti causati dall'impatto n. 3 sulla barriera di Forni Avoltri suggeriscono di tenere in debita considerazione, ai fini progettuali, anche la possibilità di urto diretto dei blocchi sui montanti di sostegno. Tale condizione, sicuramente meno probabile rispetto all'evento di impatto blocco-rete, è però importante nel caso si preveda di porre in opera un unico filare di barriere paramassi (come abitualmente succede per i sistemi a bassa deformabilità) o si debbano difendere infrastrutture viarie di rilevante importanza.

ELENCO DEI SIMBOLI

E_{min} = minima energia d'impatto sulla barriera

F = carico limite di collasso

I_g = momento d'inerzia baricentrico rispetto all'asse normale al piano del moto

J_0 = momento d'inerzia polare della sezione

$J_{min(i)}$ = momento d'inerzia minimo dell'*i*-esimo elemento rettangolare della sezione aperta

l = tratto di montante interessato al collasso plastico

$L_{p(...)}$ = lavoro di deformazione plastica

M = massa del blocco

M_{px}, M_{py} = momenti di plasticizzazione completa della sezione

q = fattore di torsione

T = energia cinetica totale posseduta dal blocco

v_g = velocità lineare baricentrale

W_{px}, W_{py} = moduli plastici della sezione

δ = deformazione trasversale subita dal montante al collasso plastico

Φ = diametro delle funi e delle reti metalliche

ϑ = rotazione alla base del montante

σ_s = tensione di snervamento dell'acciaio

ω = velocità angolare di rotazione del blocco

BIBLIOGRAFIA

BOZZOLO D., PAMINI R. (1982): *Modello matematico per lo studio della caduta dei massi*. Laboratorio di Fisica Terrestre, Dip. Pubblica Educazione, Lugano-Trevano, 89 pp.

BRESCIA M. (1988): *Moderne strutture di protezione contro la caduta delle masse rocciose*. Le Strade, 1251, settembre 1988, 863-870.

BROILI L. (1980): *Betrachtungen uber die Stadtsicherheit von Felsboschungen bei Erdbeben*. Rock Mechanics, suppl. 10, 47-61.

COCCOLO A. (1994): *Aspetti progettuali delle barriere paramassi a rete*. Università degli Studi di Udine, Facoltà di Ingegneria, tesi di laurea, A.A. 1992/93, Udine, 227 pp.

GOVI M., SORZANA P.F. (1977): *Effetti geologici del terremoto: frane*. Rivista Italiana di Paleontologia e Stratigrafia, 83(2), 329-367.

HEIERLI W. (1977): *Protection contre la chute des masses rocheuses par filets de cables d'acier*. Rockfall Dynamics and protective works effectiveness, ISMES Bergamo, pubbl. n. 90, 69-76.

MOY S.J. (1981): *Plastic Methods for Steel and Concrete Structures*. Mac Millan, London, 17-33.

NERI M. (1986): *Barriere paramassi deformabili ad elevato assorbimento di energia*. Quarry and Construction, maggio 1986, 79-85.

PARONUZZI P. (1989/a): *Probabilistic approach for design optimization of rockfall protective barriers*. Quarterly Journal of Engineering of Geology, London, 22, 175-183.

PARONUZZI P. (1989/b): *Criteri di progettazione dei rilevati paramassi*. Geologia Tecnica, 1/89, 23-41.

ROCHET L. (1979): *Protection contre les éboulements rocheux par filets métalliques*. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, 101, maggio-giugno 1979, 21-28.