

INFLUENZA DEI PONTI DI ROCCIA NEI PROCESSI DI CROLLO DI MASSI

THE INFLUENCE OF ROCK BRIDGES IN BLOCK FALL PROCESSES

PAOLO PARONUZZI(*) & WALTER SERAFINI(*)

(*) University of Udine - Department of Georesources and Territory - Udine, Italy - paronuzzi@dgt.uniud.it

RIASSUNTO

Lo studio di dettaglio delle nicchie di distacco di frane di crollo e l'analisi 3D di volumi rocciosi instabili confermano il ruolo fondamentale dei ponti di roccia integra, diversamente ubicati, che forniscono un elevato contributo resistente localizzato e che vengono rotti al momento del collasso.

Gli studi eseguiti a posteriori, mediante numerose analisi all'equilibrio limite, hanno consentito di accertare per i litotipi calcarei interessati dai crolli delle resistenze a taglio ed a trazione variabili da 1.5 a 5 MPa. Nel caso di blocchi colonnari aggettanti la condizione di stabilità è resa possibile da ponti di roccia di superficie ridotta (area dei ponti $A_p = 400-3600 \text{ cm}^2$, mediamente) che aumentano all'incrementare della dimensione del blocco e per matrici rocciose meno resistenti ($\tau = 1-2 \text{ MPa}$). Tali risultati sono stati ottenuti considerando la resistenza media offerta dai ponti di roccia, assumendo come forza agente la sola forza peso del blocco e trascurando forze esterne di altra natura (acqua nei giunti, sisma). Le verifiche di stabilità eseguite sulla base di queste assunzioni hanno indicato una estensione dei ponti di roccia molto modesta (0.2-1.6%) rispetto all'estensione complessiva delle superfici di contatto blocco-ammasso roccioso in posto.

I crolli con scivolamento basale mostrano le evidenze più modeste dei ponti di roccia, i quali spesso sono assai piccoli (lunghezza = 10-30 cm) e irregolarmente distribuiti sulla nicchia di distacco.

TERMINI CHIAVE: *crollo di roccia, caduta massi, giunto intermittente, ponte di roccia, analisi di stabilità, resistenza della roccia intatta*

INTRODUZIONE

I crolli di blocchi si verificano in corrispondenza di pareti rocciose subverticali o molto inclinate in seguito a distacchi improvvisi di parti rocciose di forma variabile. La superficie critica di rottura è sempre sostanzialmente individuata dalla orientazione (direzione e inclinazione) delle discontinuità naturali preesistenti (giunti).

Un tipico crollo visto in sezione si riconosce per la presenza di una superficie principale di distacco posteriore che è subverticale o comunque molto inclinata (70-90°) (Fig. 1). Nel caso di cinematiso di rottura piano questa superficie può essere unica (rottura planare

ABSTRACT

The detailed study of the detachment surfaces left by rockfalls, together with the 3-D analysis of unstable rock volumes, confirm the fundamental role of intact rock bridges, with different location, that provide an elevated, localised, strength contribution and that are then broken at the moment of the collapse.

The back-analysed case histories, carried out assuming a limit equilibrium principle, have ascertained that the limestone rocks involved in rockfalls had mean values of tensile and shear strength ranging from 1.5 to 5 MPa. In the case of overhanging columnar blocks, the stability condition is made possible by the presence of rock bridges with moderate extension (rock bridge area $A_p = 400-3600 \text{ cm}^2$, on average) whose size increases for larger blocks and for weaker rock types ($\tau = 1-2 \text{ MPa}$). These results have been obtained considering the mean strength mobilised by the intact rock bridges, assuming the block weight as the only acting force and neglecting the influence of external forces of different nature (water seepage along the joints, earthquake). According to these assumptions the stability analyses have indicated a very limited extension of the rock bridges (0.2-1.6%) with respect to the whole area of the contact surfaces between block and stable rock mass.

Rockfalls involving blocks with base sliding show very poor evidences of rock bridges, which are often very small (length = 10-30 cm) and irregularly distributed over the detachment surface.

KEY WORDS: *rockfall, block fall, intermittent joint, rock bridge, stability analysis, intact rock strength*

INTRODUCTION

Block falling phenomena take place in correspondence to near-vertical or very steep rock walls on account of the sudden detachment of various shaped rock blocks. The critical rupture surface is always substantially identified by the orientation (strike and dip) of pre-existing natural discontinuities (rock joints).

A typical rockfall seen in cross section can be recognised by the presence of a main detachment surface (back-joint) that is near-vertical or, however, very inclined (70-90°) (Fig. 1). In the case of plane failure mechanism this surface is formed by a single plane (simple

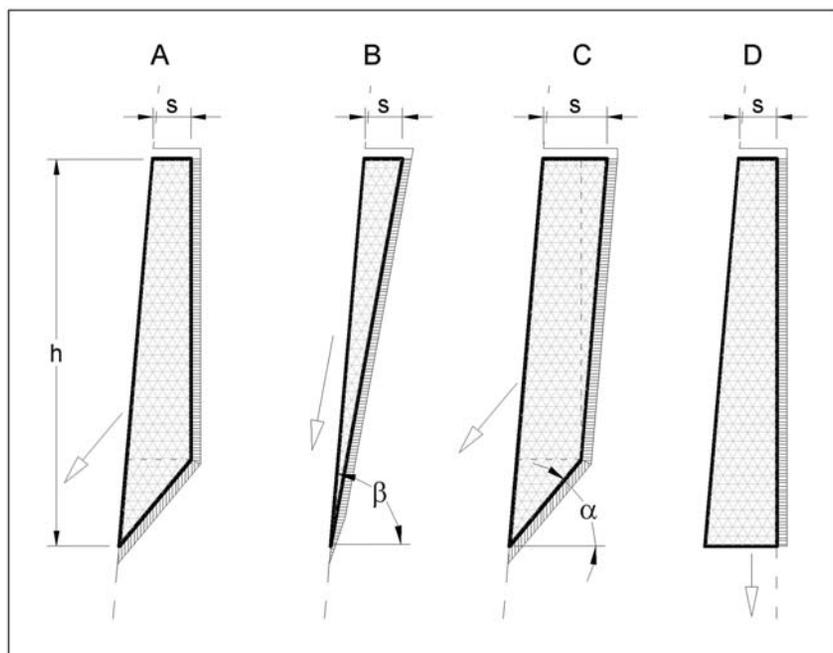


Fig. 1 - Tipiche sezioni di blocchi potenzialmente instabili e differenti condizioni geometriche: blocco delimitato da giunto inclinato basale e giunto posteriore verticale (A), blocco delimitato da giunto inclinato di base (B), blocco delimitato da due giunti inclinati (C), blocco aggettante delimitato da giunto posteriore verticale (D).

- Typical cross-sections of potentially unstable blocks and different geometrical conditions: block delimited by inclined base joint and vertical back-joint (A), block delimited by inclined base joint (B), block delimited by two inclined joints (C), overhanging block delimited by vertical back-joint

semplice) (Fig. 1B) o può congiungersi con un giunto basale di minore inclinazione ma sempre caratterizzato da una pendenza rivolta verso l'esterno del versante (rottura planare su due giunti o "bilineare") (Fig. 1A, Fig. 1C). In altre circostanze la rottura coinvolge prismi o lastre rocciose a sbalzo, privi di un appoggio basale (Fig. 1D), determinando piani di rottura-distacco subverticali per i quali non è possibile riconoscere alcun contributo resistente di tipo frizionale.

I processi di crollo di massi sono caratteristici degli ammassi rocciosi formati da litotipi compatti, dotati di buone caratteristiche geomeccaniche, e suddivisi da 3-5 sistemi di giunti principali ben spaziati. Nelle condizioni più tipiche si tratta di ammassi rocciosi assimilabili al tipo "blocky" o più raramente "very blocky" della classificazione proposta da HOEK & BROWN (1997).

La superficie di rottura-distacco deriva dalla orientazione reciproca dei vari sistemi di giunti, particolarmente in relazione alle loro caratteristiche di resistenza e di continuità. Nel caso dei crolli vengono, pertanto, a mancare tutte quelle assunzioni di omogeneità e di isotropia che stanno alla base, ad esempio, del criterio di rottura formulato da HOEK & BROWN (1980 e 1988) che, come tale, risulta non adatto all'analisi della maggior parte delle frane in roccia superficiali controllate dagli elementi strutturali (HOEK & BROWN, 1997).

La stabilità delle scarpate rocciose nei riguardi di processi di rottura superficiali, quali sono i crolli ed i fenomeni di caduta massi, viene tradizionalmente affrontata mediante analisi 2-D eseguite con il metodo dell'equilibrio limite ed assumendo un criterio di rottura del tipo Mohr-Coulomb (PARONUZZI & SERAFINI, 2003). Un simile approccio non consente tuttavia di differenziare il contributo resistente fornito dai giunti e quello di eventuali parti di roccia intatta. Per questo motivo nell'analisi di stabilità di pendii in ammassi rocciosi giuntati sono state proposte anche schematizzazioni che ten-

plane failure) (Fig. 1B) which often unites with a bottom, less-inclined, joint (base-joint) always dipping outwards to the slope (plane failure on two joints or "bilinear" failure) (Fig. 1A, Fig. 1C). In other circumstances the failure involves overhanging rock columns or slabs, without a base rock support (Fig. 1D), originating vertical detachment planes for which it is not possible to recognise any frictional strength contribution.

The processes of rockfalls and block falling typically affect the rock mass formed by hard rock characterized by 3 to 5 main, well spaced, joint systems. In the more typical conditions, it consists in a rock mass referred to the "blocky" type or, more rarely, to the "very blocky" type of the classification suggested by HOEK & BROWN (1997).

The failure-detachment surface derives from the reciprocal orientation of the various joint systems, particularly in respect to the strength and persistence characteristics. For this reason, in the case of rockfalls, all assumptions of homogeneity and isotropy that are at the base, for example, of the failure criterion formulated by HOEK & BROWN (1980 e 1988), are inadequate. Consequently, these are not suitable for the analysis of most of the shallow rock slides controlled by structural elements such as joints (HOEK & BROWN, 1997).

The stability of rock slopes in regards to shallow failures, such as rockfalls and block falling, is traditionally studied by means of a 2-D analysis carried out with the limit equilibrium method and assuming a Mohr-Coulomb failure criterion (PARONUZZI & SERAFINI, 2003). This type of approach, however, doesn't provide for the differentiation between the resistant contribution supplied by joints and that of eventual intact rock pieces. Due to this reason, in slope stability analysis of jointed rock masses, schematisations that keep into account two characteristic elements, that are fundamental for the ade-

gono conto dei due elementi caratteristici fondamentali dell'ammasso roccioso, i giunti e la roccia intatta (EINSTEIN *et alii*, 1983; SIAD & MEGUEDDEM, 1998).

Nella letteratura geomeccanica i ponti di roccia integra sono convenzionalmente indicati come “*rock bridges*” (JAEGER, 1971; JENNINGS, 1971; CALL & NICHOLAS, 1978; ISRM, 1981; EINSTEIN *et alii*, 1983; GEHLE & KUTTER, 2003) cui corrisponde il termine italiano di “*ponti di roccia*” (MARTINETTI & RIBACCHI, 1976; SCAVIA E SAETTA, 2001). Poiché la dimensione e l'ubicazione dei ponti di roccia sono difficilmente desumibili dall'osservazione esterna del versante, il loro contributo resistente, spesso decisivo per l'equilibrio, viene in genere trascurato nell'analisi di stabilità e nella progettazione dei versanti in roccia (LAJTAL, 1969; BROWN, 1970; MARTINETTI & RIBACCHI, 1976; GLYNN *et alii*, 1978).

In realtà la presenza dei ponti di roccia, nel caso frequente di giunti intermittenti (GEHLE & KUTTER, 2003) determina un importante contributo resistente aggiuntivo del sistema. Secondo il più comune approccio questo contributo viene trattato come un incremento resistente attribuito alla coesione della roccia intatta mobilitata sulla superficie di potenziale rottura corrispondente al giunto intermittente (JAEGER, 1971; JENNINGS, 1971; ISRM, 1978; EINSTEIN *et alii*, 1983). Il valore della coesione viene stimato in prima approssimazione, facendo riferimento alla resistenza a trazione della roccia integra (ISRM, 1978; EINSTEIN *et alii*, 1983). Questo tipo di approccio è stato impiegato per valutare il contributo resistente fornito da due sistemi di giunti principali intermittenti che determinano una superficie di scivolamento “a gradini”, utilizzando un approccio di tipo probabilistico per simulare l'influenza della persistenza dei giunti (CALL & NICHOLAS, 1978; GLYNN *et alii*, 1978; EINSTEIN *et alii*, 1983). In questo caso i ponti di roccia presenti risultano sollecitati sia a taglio che a trazione, a seconda della loro posizione rispetto alla superficie di potenziale rottura (SCAVIA & SAETTA, 2001).

In questa nota viene considerato il ruolo dei ponti di roccia nei processi di crollo di massi analizzando quelle situazioni, molto frequenti, in cui la superficie di rottura è interamente condizionata dall'andamento dei giunti, fatta eccezione per alcune parti isolate di roccia integra che determinano importanti aree di connessione (ponti di roccia) del sistema blocco – roccia in posto. L'approccio di studio descritto è basato sulle osservazioni in sito di diverse nicchie di distacco e consente di determinare la resistenza media necessaria per l'equilibrio geostatico in condizioni di equilibrio limite. Il contributo resistente è calcolato in relazione ad una specifica superficie di contatto fra ammasso roccioso e blocco instabile.

Vengono infine illustrate le possibilità applicative su casi reali presentando alcuni esempi di calcolo a posteriori della resistenza caratteristica della roccia intatta basati sul rilievo in sito delle tracce dei ponti di roccia identificate sulle nicchie di distacco dei crolli.

quate rock mass characterisation, have been suggested: the joints and the intact rock (EINSTEIN *et alii*, 1983; SIAD & MEGUEDDEM, 1998).

In geomechanical literature, resisting intact rock parts are conventionally called “*rock bridges*” (JAEGER, 1971; JENNINGS, 1971; CALL & NICHOLAS, 1978; ISRM, 1981; EINSTEIN *et alii*, 1983; GEHLE & KUTTER, 2003) or “*ponti di roccia*” (MARTINETTI & RIBACCHI, 1976; SCAVIA E SAETTA, 2001). Due to the fact that the dimensions and positions of rock bridges are difficult to deduce from an external observation of the slope, their strength contribution, which is often decisive for the equilibrium, is often neglected in stability analysis and in rock slope design (LAJTAL, 1969; BROWN, 1970; MARTINETTI & RIBACCHI, 1976; GLYNN *et alii*, 1978).

In reality, in the frequent cases of intermittent joints (GEHLE & KUTTER, 2003), the presence of rock bridges determines an important additional strength contribution to the block-slope system. According to the most common approach, the rock bridge contribution is treated as an increase in strength attributed to the “cohesion” mobilised on the surface of potential failure and corresponding to the intermittent joint (JAEGER, 1971; JENNINGS, 1971; ISRM, 1978; EINSTEIN *et alii*, 1983). The cohesion value is estimated in a first approximation on the basis of the Mohr circle, referring to the tensile strength of the intact rock (ISRM, 1978; EINSTEIN *et alii*, 1983). This type of approach has been used to evaluate the strength contribution provided by two main systems of intermittent joints that determine a “stepped” surface of sliding, using a probabilistic calculation procedure in order to simulate the influence of joint persistence (CALL & NICHOLAS, 1978; GLYNN *et alii*, 1978; EINSTEIN *et alii*, 1983). In this case, the existing rock bridges are stressed both in shear and tensile strength, according to their position in respect to the potential failure surface (SCAVIA & SAETTA, 2001).

This paper considers the role of rock bridges in rockfalls and block falling processes by analysing those frequent situations where the failure surface is entirely influenced by the joint orientations, except for some isolated intact rock pieces that originate important connection areas (rock bridges) between the unstable block and the firm rock mass. The described study approach is based on many in-situ observations of different detachment surfaces and allows to determine the average strength of the intact rock necessary for the block stability in limit equilibrium conditions. The strength contribution is calculated in respect to a specific contact surface between rock mass and unstable block.

Finally, applicative possibilities on real case studies are illustrated, presenting a few examples of back-analysis calculations of the characteristic strength of intact rock based on in-situ survey of the traces of rock bridges identified on detachment surfaces of rockfalls.

I PONTI DI ROCCIA

Il termine ponti di roccia o “*rock bridges*” è stato utilizzato in riferimento alla persistenza di un giunto generico (ISRM, 1978 e 1981) per indicare le interruzioni di continuità del giunto dovute alla presenza di porzioni di roccia integra che determinano un incremento sensibile della corrispondente resistenza al taglio. In effetti, nella maggior parte delle situazioni reali l’ammasso roccioso risulta suddiviso sia da giunti ad elevata persistenza come ad esempio i piani di strato (giunti continui del tipo KK1 in figura 2a, b, c), sia da giunti intermittenti con ponti di roccia localizzati (giunti discontinui del tipo KK2 e KK3 in figura 2b). Risulta pertanto piuttosto complesso valutare nelle diverse situazioni l’entità ed il ruolo dei vari ponti di roccia.

ROCK BRIDGES

The term *rock bridges* has been used in respect to the persistence of a generic joint (ISRM, 1978 and 1981) in order to indicate the interruption of joint continuity due to the presence of parts of intact rock that determine a considerable increase in shear strength. In fact, in most cases, the rock mass is subdivided both by joint systems with high persistence, such as stratification (continuous joints of the KK1 type in Figure 2a, b, c), and by intermittent joint systems with localised rock bridges (discontinuous joints of the KK2 and KK3 type in Figure 2b). Therefore, it is usually quite difficult to evaluate the entity and the role of various rock bridges in different situations.

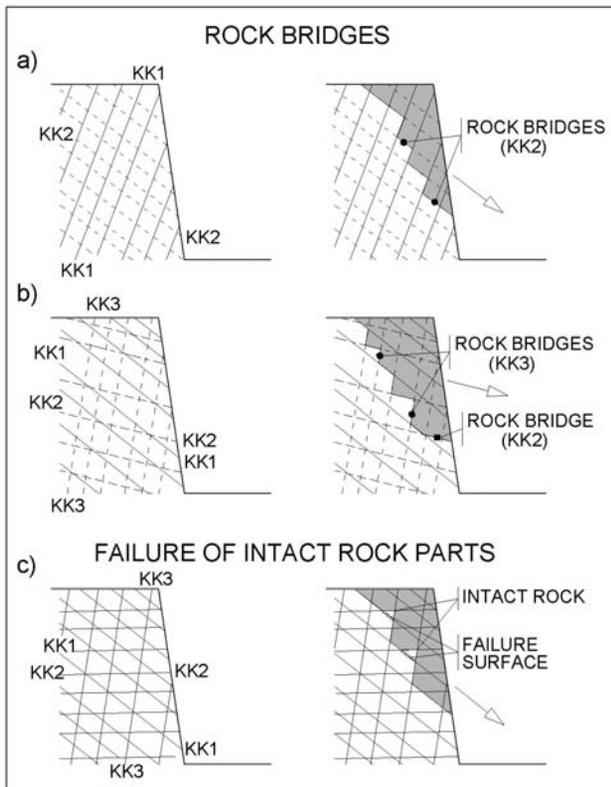


Fig. 2 - Influenza delle famiglie di giunti (KK1, KK2 e KK3) sulle superfici di rottura e sulla posizione dei ponti di roccia nel caso di un versante potenzialmente instabile
 - Influence of the joint sets (KK1, KK2 e KK3) on the shape of the failure surfaces and on the location of the rock bridges in the case of a potentially unstable rock slope

D’altra parte se si considera il problema della stabilità di blocchi di roccia nella sua reale natura tridimensionale e nella sua generalità si osserva che, oltre al caso dei giunti intermittenti, esistono anche altre situazioni in cui viene a mobilizzarsi la resistenza caratteristica della matrice rocciosa integra. Questo avviene, infatti, in tutte quelle circostanze in cui la geometria del volume roccioso potenzialmente instabile è tale da richiedere la rottura di ondulazioni rocciose per consentire il successivo movimento del blocco. Processi di rottura di questo tipo possono avvenire, ad esempio, in corrispondenza delle superfici di distacco laterali che sono molto spesso irregolari e non perfettamente piane. Gli incastramenti laterali assumono in queste situazioni un ruolo fondamentale nel sistema

On the other hand, if one considers the problem of block and rock stability in its real 3-D nature and in general, one can observe that, apart from the case of intermittent joints, there are also other situations in which the strength of the intact rock is mobilised. This takes place, in fact, in all those circumstances where the geometry of the potentially unstable rock volume is such to require the failure of rock undulations in order to allow the subsequent movement of the block. Failure processes such as these can occur, for example, in correspondence to lateral block surfaces that are very often irregular and not perfectly plane. The lateral joints assume, in these situations, a fundamental role in the block-slope system but in the traditional 2-D

blocco-ammasso roccioso stabile ma nell'analisi 2D tradizionale non si tiene mai conto di tale contributo resistente. Ne deriva che all'interno dell'ammasso roccioso il contributo resistente della roccia integra può determinarsi anche in assenza di veri e propri "ponti di roccia", a seconda delle condizioni geometriche dei giunti e del cinematiso di rottura. Ai fini pratici, vale a dire in termini di contributo resistente offerto dalle parti rocciose che devono rompersi per consentire il distacco iniziale (Fig. 2c), contribuiscono pertanto sia i ponti di roccia intesi in senso stretto sia le ondulazioni principali e le irregolarità più accentuate della superficie dei giunti. La posizione, la forma e la dimensione delle porzioni resistenti costituite da roccia intatta dipendono sostanzialmente dalla continuità e dalla geometria dei giunti. Di conseguenza i ponti di roccia possono trovarsi su qualunque superficie delimitata dai giunti, compresa quella basale di scivolamento.

La posizione dei ponti di roccia sulle diverse facce che delimitano il volume roccioso instabile all'interno dell'ammasso è molto importante poiché influenza il tipo di sollecitazione principale. Se la rottura coinvolge parti rocciose integre poste sulla superficie basale del blocco la sollecitazione prevalente è di tipo tagliante mentre ponti localizzati sul giunto posteriore verticale risultano soggetti essenzialmente a trazione. Nel caso di mensole rocciose orizzontali disposte a sbalzo il blocco è collegato all'ammasso roccioso da porzioni di roccia intatta sollecitate a compressione e/o trazione e la rottura avviene per ribaltamento flessionale (*flexural toppling*). In questo caso la localizzazione dei ponti determina il braccio della coppia interna resistente condizionando quindi l'entità della sollecitazione a cui sono sottoposti.

Posizione e dimensione dei ponti di roccia rivestono, quindi, un ruolo fondamentale sulla stabilità dei vari volumi rocciosi e sullo stato tensionale a cui sono sottoposti. Tuttavia la loro presenza risulta difficilmente determinabile dall'osservazione esterna della scarpata rocciosa e può essere fisicamente accertata solo con un'accurata analisi delle nicchie di distacco lasciate da crolli recenti.

EVIDENZE IN SITO

Il rilievo dettagliato in sito delle superfici di distacco visibili dopo il crollo di volumi rocciosi consente di verificare le parti rocciose integre che hanno subito la rottura. Queste porzioni di roccia sono riconoscibili per l'aspetto "fresco" della superficie di fratturazione non alterata, ben diversi dalle superfici alterate dei giunti che caratterizzano la nicchia di distacco.

Se si tiene conto del cinematiso di rottura (scivolamento, taglio, flessione) il contributo resistente fornito dalla roccia intatta, necessario per l'equilibrio geostatico, risulta di entità molto diversa. In particolare esso è minimo quando esiste un considerevole contributo resistente attritivo (rottura con scivolamento) mentre risulta massimo quando manca un giunto basale che mobilita la resistenza di attrito e le parti rocciose integre sono sollecitate a trazione (ribaltamento flessionale). Ne consegue che a seconda del tipo di rottura varia notevolmente anche l'estensione delle parti

analysis, the strength contribution due to the undulated rock walls is never taken into consideration. As a consequence, within the rock mass, the strength contribution given by the intact rock can be mobilised even in the absence of real and proper "rock bridges", according to the geometric characteristics of the joints and to the failure mechanisms. From a practical viewpoint, that is in terms of strength contribution offered by rock parts that must be broken to allow the block movement, both the rock bridges, considered strictly as such, and the main joint undulations, give their strength contribution. The position, shape and dimension of the resistant parts constituted by intact rock depend, substantially, on the persistence and the geometry of the joints. Consequently the rock bridges may be located on any block face delimited by joints, including the base sliding rock surface.

The position of rock bridges on different faces that delimit the unstable block is very important because it influences the type of the main stress acting on the intact rock connections. If the failure involves intact rock parts situated on the bottom surface of the block, the shear stress dominates, whilst rock bridges located on the vertical back-joint are essentially subject to tensile strength. In the case of horizontal rock slabs in an overhanging position, the block is connected to the stable rock mass by parts of intact rock subjected to compressive and/or tensile stresses and the failure takes place by flexural toppling. In this last case the location of the rock bridges determines the arm of the interior resisting couple, therefore conditioning the stress magnitude acting on the intact rock.

The position and dimension of rock bridges play a fundamental role in the stability of various rock volumes, influencing the stress state to which they are subject. Their presence is, however, difficult to determine from an exterior observation of the rock slope and can be ascertained only with an accurate analysis of detachment surfaces left by recent rockfalls.

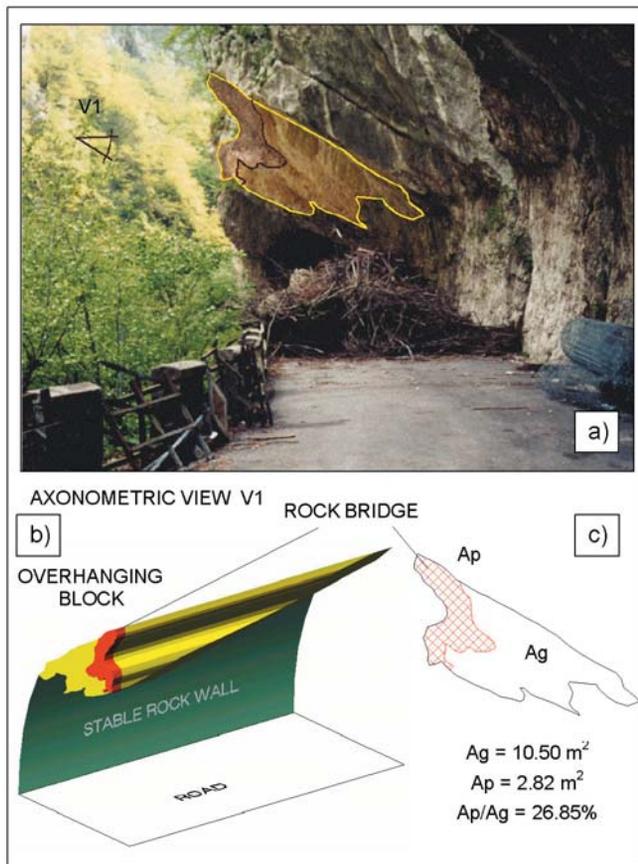
ON-SITE EVIDENCE

The detailed on-site survey of detachment surfaces visible on the rock slope after rockfalls and block falling phenomena allows the identification of intact rock parts that have endured failure. These rock parts are recognisable for the "fresh" aspect of the unweathered fractured surface, which is very different from the altered surfaces of the joints that characterise the detachment surface.

If one keeps into account the failure mechanism (sliding, shear, flexural toppling), the strength contribution provided by the intact rock, necessary for the geostatic equilibrium, results having a highly different entity. In particular, it is minimal when there is a considerable frictional strength contribution (failure by sliding) whilst it results maximal when there isn't a base joint that mobilises the friction resistance and the intact rock parts are stressed by tensile strength (flexural failure). Consequently, according to the type of failure, also the area of

rocciose integre necessaria per l'equilibrio: l'area dei ponti di roccia è massima nel caso di rotture di lastre rocciose aggettanti mentre è decisamente più ridotta e più difficilmente individuabile nei crolli con scivolamento. Per questo motivo le nicchie di distacco prodotte da crolli di lastre rocciose disposte a mensola e quelle in cui la rottura avviene con scivolamento basale si presentano in modo molto differente.

the intact rock parts necessary for the equilibrium of the block, varies notably: the area of rock bridges is maximum in the case of failure of overhanging horizontal rock slabs, whilst it is decisively more reduced and more difficult to identify in collapses associated to sliding. For this reason, the detachment surfaces left by collapses of horizontal rock slabs (cantilevered rock beams) and those where failure takes place by base sliding, occur in very different ways.



Sulla nicchia di distacco del crollo avvenuto il 26 gennaio 1999 nella Val Cellina (Friuli, Prealpi Carniche) è ben visibile la superficie di rottura di una mensola rocciosa aggettante delimitata da un giunto di stratificazione nella parte superiore, da un giunto verticale laterale e dallo scavo effettuato per la realizzazione della strada nella parte inferiore (Fig. 3). La vista tridimensionale (Fig. 3b) riproduce la geometria del versante e del blocco prima del crollo. Sulla nicchia di distacco laterale della lastra crollata è ben evidente un ponte di grandi dimensioni ($A_p = 2.82 \text{ m}^2$) ubicato all'estremità sinistra (Fig. 3c) di un giunto molto persistente ($A_g = 10.50 \text{ m}^2$). La connessione della lastra rocciosa al versante è stata resa possibile per un lungo intervallo di tempo seguito alla realizzazione della strada e del profilo artificiale del versante (circa 70 anni) proprio dal ponte di roccia presente sul giunto laterale.

Fig. 3 - Vista laterale della nicchia di distacco da crollo improvviso di una mensola rocciosa aggettante (crollo della Valcellina, 26/1/1999). Si noti sulla sinistra la traccia di un grande ponte di roccia che si estende per un'area $A_p = 2.82 \text{ m}^2$. LEGENDA: A_g = area del giunto; A_p = area del ponte di roccia

- Lateral view of the detachment surface consequence of a collapse of an overhanging rock slab (Valcellina rockfall, 26/1/1999). Note on the left the trace of a great rock bridge having an area $A_p = 2.82 \text{ m}^2$. LEGEND: A_g = joint area; A_p = rock bridge area

On the detachment surface of the collapse which took place on the 26th January 1999 in Val Cellina (Friuli, Prealpi Carniche), the failure surface of an overhanging rock slab is very visible. The collapsed block is delimited by a stratification joint in the upper part, by a lateral vertical joint and by the excavation carried out for the construction of the road in the lower part (Fig. 3). The 3-D view (Fig. 3b) reproduces the geometry of the slope and of the block before the collapse. On the lateral detachment surface of the fallen slab is very evident a large rock bridge (bridge area $A_p = 2.82 \text{ m}^2$) that is situated at the left extremity of a very persistent joint (joint area $A_g = 10.50 \text{ m}^2$) (Fig. 3c). The connection of the rock slab to the slope was made possible for a long period of time, followed by the construction of the road (about 70 years) owing to the rock bridge present on the lateral joint.

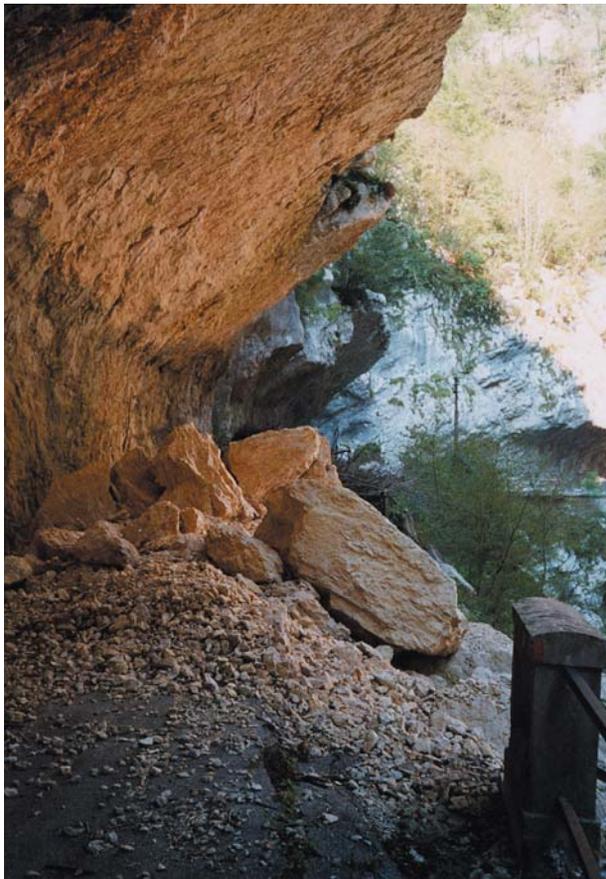


Fig. 4 - Dettaglio dei volumi rocciosi collassati sulla sede stradale della Val Cellina dopo il crollo del 26/1/1999. Si noti l'intensa frantumazione subita dal materiale roccioso in corrispondenza dell'originario ponte di roccia che ha subito la rottura

- *Close-up of the rock masses collapsed on the Val Cellina road pavement after the 26/1/1999 rockfall. Note the strong crushing of the rock material beneath the original failed rock bridge*

Nella condizione di equilibrio geostatico prossima alla condizione di rottura la sollecitazione all'interno dell'unico ponte diviene piuttosto elevata e, se supera la resistenza caratteristica del materiale roccioso, determina la rottura locale che da un'area critica si propaga rapidamente a tutta l'area del ponte. Nel momento del crollo l'energia che si libera con la rottura del ponte determina la frantumazione minuta del ponte (Fig. 4). La roccia collassata si presenta intensamente frantumata nella zona posta in corrispondenza del ponte di roccia mentre sono visibili blocchi decisamente più grandi, di circa 4-5 m³, all'estremità opposta del crollo (Fig. 4).

Nel caso di crolli con scivolamento che interessano ammassi rocciosi mediamente giuntati, la superficie di distacco si presenta spesso complessa e molto più irregolare. Questo è stato riscontrato ad esempio sulla nicchia di distacco (Fig. 5) conseguente al crollo avvenuto il 27 maggio 2003 nella valle del T. Cornappo (Udine, Friuli orientale). Questo crollo ha provocato il collasso di circa 100 m³ di materiali calcarei (banchi calcarenitici del Flysch del Friuli, Eocene) interessati da 5 sistemi di giunti principali. Il crollo della parete rocciosa ha originato numerosi blocchi calcarei di dimensioni variabili, alcuni dei quali caratterizzati da volumi considerevoli ($V_{\max} \cong 4-5$ m³), che si sono propagati sul versante sottostante.

In the geostatic equilibrium condition close to the failure, the stress acting on the single rock bridge becomes quite high. If the stress level overtakes the characteristic strength of the intact rock material, the condition for local failure occurs and the initial failure quickly spreads to remaining parts of the bridge. At the moment of collapse, the energy that is liberated, determines the minute crumbling and crushing of the bridge (Fig. 4). The failed rock presents itself as intensely crushed in the area corresponding to the rock bridge, whilst blocks which are decisively bigger, about 4-5 m³ are visible at the extreme opposite of the collapse (Fig. 4).

In the case of rockfalls characterised by base sliding mechanism and involving a well jointed rock mass, the detachment surface is often complex and more irregular. This has been found, for example, in the detachment surface (Fig. 5) following the collapse which took place on 27th May 2003 in the valley of T. Cornappo (Udine, eastern Friuli). This rockfall caused the collapse of about 100 m³ of limestone material (limestone beds of the Flysch of Friuli, Eocene) crossed by 5 main joint systems. Owing to the rockfall, numerous limestone blocks of various dimensions were mobilised on the underlying slope, some of which were characterised by considerable volumes ($V_{\max} \cong 4-5$ m³).



Fig. 5 - Nicchia di distacco di un crollo con superficie di rottura irregolare. Tipico aspetto in sito dei ponti di roccia (A) e delle fratture di impatto (B) dovute alla caduta di blocchi
 - Detachment surface of a rockfall with irregular failure surface. Typical on-site appearance of the rock bridges (A) and of the impact fractures (B) due to the fall of blocks

I ponti di roccia accertati in questa situazione di crollo sono di modesta estensione ($A_{\text{totale}} = 0.3-0.6 \text{ m}^2$) e risultano distribuiti irregolarmente in vari punti della superficie di distacco (Fig. 5). In queste condizioni il riconoscimento in sito dei ponti rocciosi integri che hanno subito la rottura può essere reso ulteriormente difficoltoso dalla presenza di superfici di impatto dovute alla stessa caduta dei blocchi. Tuttavia queste fratturazioni localizzate della roccia possono venire differenziate abbastanza agevolmente in base al loro tipico aspetto concoide (Fig. 5b).

Rock bridges surveyed on the rupture surface of this rockfall have a moderate area ($A_{\text{total}} = 0.3-0.6 \text{ m}^2$) and are distributed irregularly over various parts of the detachment surface (Fig. 5). In these conditions, the on-site recognition of intact rock parts that endured failure can be made all the more difficult by the presence of impact surfaces caused by the same free fall of the blocks. However, these localised fresh fractures of the rock can be differentiated quite easily on the basis of their typical conchoid aspect (Fig. 5b).

RESISTENZA DELLA ROCCIA INTATTA

Il problema della stabilità negli ammassi rocciosi giuntati può essere affrontato in modo più aderente alla situazione reale facendo riferimento alle caratteristiche di resistenza dei due elementi costitutivi caratteristici dell'ammasso roccioso: i giunti e le parti di roccia intatta (EINSTEIN *et alii*, 1983; SIAD & MEGUEDEDEM, 1998). Un approccio di questo tipo consente di differenziare il contributo resistente fornito dai giunti da quello mobilizzato dai ponti di roccia, adottando un criterio di resistenza del tipo Mohr-Coulomb sia per i giunti sia per i ponti di roccia. In questo modo il modello di calcolo considera i parametri di attrito e di coesione riferiti a due "materiali" diversi, in rapporto alla loro effettiva presenza nell'ambito della superficie di potenziale rottura. Di conseguenza nel calcolo è necessario assumere differenti valori dei parametri di resistenza caratteristici dei giunti (Φ_g, c_g) e della roccia intatta (Φ_r, c_r).

Se nell'ambito del problema di stabilità si vuole cercare di valutare il reale contributo resistente fornito dai ponti di roccia è necessario prendere in considerazione, da un lato, l'estensione areale dei ponti integri e, dall'altro, la resistenza caratteristica della matrice rocciosa. Quest'ultima può essere determinata da prove di laboratorio eseguite su campioni intatti di materiale roccioso oppure può essere calcolata a posteriori analizzando le frane di crollo che hanno comportato la rottura di parti di roccia intatta. Nel caso di volumi rocciosi che si trovano in una condizione di equilibrio precario resa possibile dalla presenza di ponti integri, è necessario invece assumere una certa resistenza caratteristica della roccia intatta per poter stimare la dimensione dei ponti necessari per l'equilibrio (analisi a priori).

Poiché gli esempi di crollo analizzati nei paragrafi successivi si riferiscono a litotipi calcarei e calcareo-dolomitici, molto diffusi nell'areale montano del Friuli, sono stati considerati i valori caratteristici della resistenza a taglio ed a trazione riferiti a calcari e dolomie (STOCKE & WEISE, 1941; MILLER, 1965; SZECHY, 1966; FARMER, 1968; HARDY & JAYARAMAN, 1970; IPPOLITO *et alii*, 1975). I diversi valori riportati in letteratura mostrano che i valori di resistenza a trazione e a taglio dei calcari e delle dolomie sono abbastanza confrontabili e ricadono in un intervallo compreso prevalentemente tra 1 e 10 MPa. Valori superiori a 10 MPa sono stati segnalati solo da FARMER (1968) per la resistenza a trazione e da STOCKE & WEISE (1941) per la resistenza al taglio.

DISTRIBUZIONE E DIMENSIONE DEI PONTI DI ROCCIA

In termini rigorosi la coesione rappresenta la resistenza al taglio mobilitata in condizioni di sollecitazione normale nulla ($\sigma_n = 0, \tau > 0$). Nell'analisi di stabilità di un materiale roccioso giuntato la coesione introdotta nel calcolo può assumere diversi significati. Essa può essere attribuita in particolare: a) alla potenziale superficie di rottura (coesione media o "coesione litoide"), b) ai singoli elementi costitutivi dell'ammasso roccioso (coesione dei giunti: Φ_g, c_g ; coesione della roccia intatta: Φ_r, c_r) oppure c) ad un mezzo roccioso omogeneo

INTACT ROCK STRENGTH

The problem of the stability of a jointed rock mass can be analysed in a more realistic manner by referring to the strength features of the two characteristic constitutive elements of the rock mass, i.e. the joints and the intact rock (EINSTEIN *et alii*, 1983; SIAD & MEGUEDEDEM, 1998). This type of approach allows to differentiate the strength contribution, due to the rock joint, from that mobilised by the rock bridges, adopting a Mohr-Coulomb strength criterion, both for the joints and for the rock bridges (SIAD & MEGUEDEDEM, 1998). In this way, the calculation model considers the friction and cohesion values as parameters referred to two different "materials", in respect to their effective presence on the potential failure surface. Consequently, it is necessary for the calculation, to assume the strength parameters which are characteristic of the joints (Φ_g, c_g) and of the intact rock (Φ_r, c_r) (SIAD & MEGUEDEDEM, 1998).

If, within the problem, one wants to evaluate the real strength contribution provided by the rock bridges, it is necessary to take into consideration, on the one hand, the extension of the intact rock parts and, on the other, the characteristic strength of the rock material. The latter can be determined by laboratory tests executed on intact samples of rock material or it can be calculated as a result of the back-analysis carried out on previous rockfalls involving the breakage of rock bridges. Otherwise, in the case of unstable blocks whose marginal stability is permitted by the presence of intact rock bridges, it is necessary to assume a certain characteristic strength of the intact rock in order to estimate the dimension of bridges required for the limiting equilibrium condition (a priori analysis).

As back-analysed rockfall case-histories involved limestone and dolomitic rock masses, i.e. rock types widespread in the mountainous area of Friuli, the characteristic values of shear and tensile strength referred to limestone and dolomitic rocks have been considered (STOCKE & WEISE, 1941; MILLER, 1965; SZECHY, 1966; FARMER, 1968; HARDY & JAYARAMAN, 1970; IPPOLITO *et alii*, 1975). The different values cited in the literature show that the tensile and shear strength values for limestone and dolomitic rocks can be compared and range essentially from 1 to 10 MPa. Values higher than 10 MPa have been indicated by FARMER (1968) for the tensile strength and by STOCKE & WEISE (1941) for the shear strength.

LOCATION AND SIZE OF ROCK BRIDGES

In strict terms, cohesion represents the shear strength mobilised under normal, naught stressed conditions ($\sigma_n = 0, \tau > 0$). In the stability analysis of a jointed rock material, the cohesion introduced in the calculation may assume various meanings. It can be attributed in particular to: a) the whole potential failure surface (average cohesion or "rock cohesion"), b) the specific constitutive elements of the rock mass (cohesion of the joints Φ_g, c_g ; cohesion of the intact rock Φ_r, c_r), or c) an equivalent homogeneous material that simulates the behav-

equivalente che simula il comportamento del materiale roccioso giuntato (coesione equivalente). In quest'ultimo caso se si considera il criterio di resistenza di HOEK & BROWN (1980; 1988) è necessario procedere alla linearizzazione dell'involuppo curvilineo per poter determinare i valori di coesione e di attrito equivalenti nel piano τ , σ (HOEK & BROWN, 1997). Tuttavia nel caso di analisi riferite a potenziali rotture superficiali di versante, quali sono i crolli, la coesione equivalente così determinata può condurre ad una sovrastima della resistenza al taglio mobilitata.

Secondo HOEK (2000) la coesione dei giunti, caratteristica della resistenza di picco delle discontinuità naturali, deriva nelle situazioni reali dalla presenza di cemento (calcite, quarzo) all'interno dei giunti. Tuttavia questa condizione è decisamente subordinata rispetto alle circostanze in cui le discontinuità naturali risultano prive di qualunque forma di cementazione secondaria.

Nel caso di giunti intermittenti la presenza dei ponti di roccia determina un contributo resistente molto importante che viene espresso assumendo una percentuale del valore di coesione della roccia intatta, stimata approssimativamente facendo riferimento alla resistenza a trazione della roccia intatta (ISRM, 1978 e 1981). Il contributo resistente totale dovuto alla coesione dei ponti di roccia viene poi "pesato" sulla base dell'effettivo sviluppo dei ponti in rapporto all'intera superficie di potenziale rottura (JENNINGS, 1971).

Secondo l'approccio più diffuso l'analisi di stabilità delle scarpate formate da ammassi rocciosi giuntati viene effettuata in termini di equilibrio limite assumendo per il materiale un criterio di resistenza del tipo Mohr-Coulomb. In questo caso devono essere assunti i valori caratteristici di attrito e di coesione mobilizzati in corrispondenza della superficie di potenziale rottura (analisi a priori). Tali valori possono essere calcolati a posteriori nel caso dello studio a ritroso di eventi di frana, per i quali la superficie di rottura è nota. Un simile approccio tuttavia non consente di differenziare il diverso contributo resistente fornito nell'ammasso roccioso dai giunti e dai ponti di roccia. Pertanto nel calcolo viene introdotto un valore "medio" di coesione (coesione litoide) che di fatto viene attribuito a quella parte della superficie di rottura che si considera assumere un comportamento "coesivo".

Un approccio di questo tipo viene tradizionalmente utilizzato nelle analisi a posteriori delle frane per determinare i valori caratteristici di Φ e di c mobilizzati a rottura. Ad esempio HOEK & BRAY (1981) riportano diversi valori di coesione c e di angolo di attrito Φ , ottenuti mediante il calcolo a posteriori su versanti interessati da frane di scivolamento e pertinenti sia a rocce che a terreni sciolti. Nel caso dei materiali rocciosi la coesione litoide calcolata varia notevolmente ma è per lo più compresa tra 5-10 kPa e 80-100 kPa; tuttavia, per rotture che hanno coinvolto grandi scarpate minerarie a cielo aperto formate da rocce magmatiche la coesione litoide raggiunge anche valori molto più elevati, variabili da 100 a circa 500 kPa.

I valori di coesione litoide necessari per l'equilibrio geostatico di blocchi di roccia delimitati dai sistemi di giunti dipendono in realtà

di un giunto di massa rocciosa (coesione equivalente). In the latter case, if one considers the strength criterion suggested by HOEK & BROWN (1980; 1988), it is necessary to proceed to the linearisation of the curvilinear strength envelope in order to determine the equivalent cohesion and the equivalent friction in the plane τ , σ (HOEK & BROWN, 1997). However, if we analyse the surface failures of a rock slope, such as rockfalls, the equivalent cohesion determined as such, may lead to dangerous overestimations of the mobilised shear strength.

According to HOEK (2000), the cohesion of a joint, characteristic of the peak strength of natural discontinuities, is caused by cement fills (calcite, quartz) within the joint. However, this condition is decisively subordinate compared to the circumstances in which the natural discontinuities are lacking any form of secondary cementation.

In the case of intermittent joints, the presence of rock bridges determines a very important strength contribution that is expressed by assuming a certain cohesion value. Such a cohesion is estimated approximately by referring to the tensile strength of the intact rock (ISRM, 1978 and 1981). The total strength contribution due to the cohesion of the rock bridges is then "weighed" on the basis of the effective linear development in respect to the entire length of the potential failure line (JENNINGS, 1971).

According to the most widespread approach, the stability analysis of slopes formed by jointed rock masses is carried out in limit equilibrium terms, assuming a Mohr-Coulomb strength criterion. In this case, the characteristic friction and cohesion values must be attributed to the surface of potential failure (a priori analysis). Such values may be calculated from the back-analysis of previous slide events, for which the failure surface is known. Such an approach, however, doesn't differentiate the strength contributions provided in the rock mass by the joints and by the rock bridges. Therefore, in the calculation, a "mean" value of cohesion is introduced (rock cohesion) that, in fact, is attributed to the part of the failure surface having a "cohesive" behaviour.

This type of approach is traditionally used in landslide back-analysis in order to determine the characteristic values of Φ and of c mobilised to failure. For example, HOEK & BRAY (1981) indicate different values of cohesion (c) and friction angle (Φ), obtained by means of back-analysis calculation on slope failures due to sliding and involving both rocks and soils. In the case of rock materials, the calculated cohesion varies notably, but is mostly included between 5-10 kPa and 80-100 kPa. However, for failures that involved large open-air mining slopes, formed by magmatic rock, cohesion reaches very high values which vary from 100 to about 500 kPa.

The values of cohesion necessary for the geostatic equilibrium of rock blocks delimited by joints, depend, in reality, by the

dallo specifico cinematismo di rottura e dalle condizioni geometriche dei volumi rocciosi e del versante (PARONUZZI & SERAFINI, 2003). Le situazioni di rottura piana con traslazione su un'unica superficie o su due piani ad inclinazione diversa (Fig. 1A, 1B e 1C) richiedono all'equilibrio valori di coesione più bassi rispetto a blocchi costituiti da elementi verticali aggettanti (Fig. 1D).

specific failure mechanism and by the geometric features of blocks and of the slope (PARONUZZI & SERAFINI, 2003). Plane failures associated to the block sliding on a single surface or on two planes with different inclinations (Fig. 1A, 1B and 1C), require lower cohesion values compared to overhanging vertical blocks (Fig.1D).

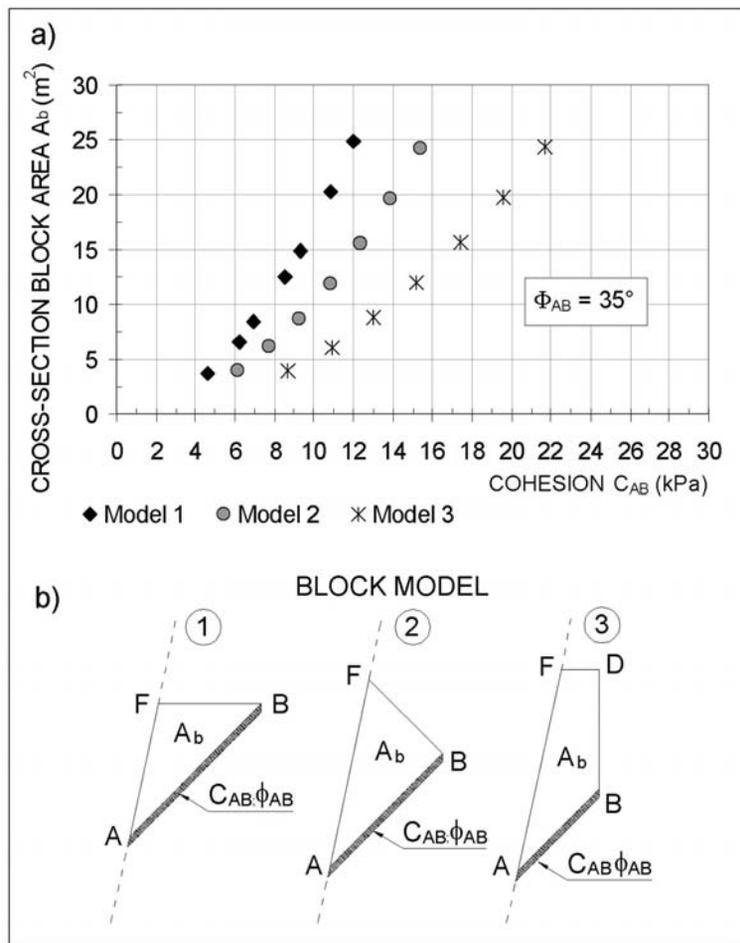


Fig. 6 - Campo di valori della coesione litoide (C) necessaria in condizioni di equilibrio limite (a) per cinematismi di rottura piana e scivolamento basale che coinvolgono blocchi di geometria variabile (b)

- Range of values of rock cohesion (C) required at the limit equilibrium condition (a) for plane failure and bottom sliding involving blocks having different shapes (b)

Un'analisi parametrica riguardante il distacco di blocchi di sezione trapezoidale e triangolare (Fig. 6), mostra che, nel caso di rottura piana, la coesione litoide necessaria all'equilibrio è prevalentemente compresa fra 5 e 25 kPa. In queste circostanze la coesione litoide necessaria all'equilibrio è influenzata soprattutto dalle dimensioni e dall'altezza dei blocchi o del fronte roccioso instabile. Requisiti di resistenza decisamente superiori sono stati verificati per situazioni diverse in cui i blocchi instabili si trovano in una condizione geometrica a sbalzo e la rottura avviene per taglio verticale prevalente (elementi colonari) o per flessione (elementi aggettanti a mensola) (Fig. 7a). In questi casi è utile il riferimento ad un coefficiente di forma C_f definito come rapporto fra il valore medio di altezza e di profondità del blocco, per valutare l'influenza delle condizioni geometriche sul valore di coesione richiesto per l'equilibrio limite (Fig. 7b).

A parametrical analysis of shallow rockfalls associated to base sliding and referred to blocks with trapezoidal and triangular cross-sections (Fig. 6), shows that the cohesion necessary to the equilibrium ranges mainly from 5 to 25 kPa. In these circumstances, the rock cohesion required for the equilibrium is influenced, above all, by the dimensions and by the height of the block or of the unstable rock mass. Decisively higher strength requirements have been ascertained for different failure mechanisms, particularly for unstable overhanging blocks where rupture takes place prevalingly by vertical shear (columnar vertical elements) or by flexural failure (overhanging cantilevered rock slabs) (Fig.7).

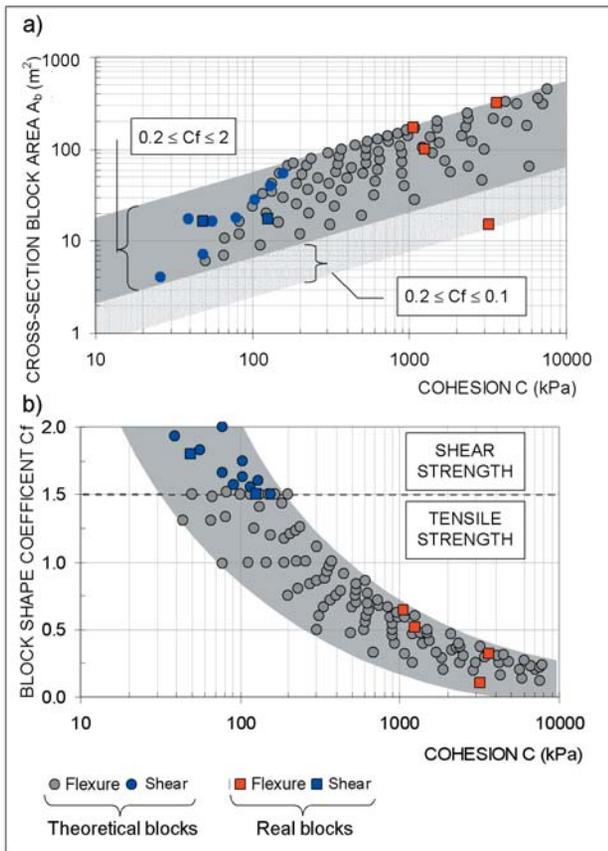


Fig. 7 - Campo di valori della coesione litoide (C) necessaria all'equilibrio limite per cinematismi di rottura dovuti a prevalente taglio verticale (blocchi colonnari) ed a ribaltamento flessionale (lastre rocciose orizzontali a sbalzo)

- Range of values of rock cohesion (C) required at the limit equilibrium condition for failure modes due to prevailing vertical shear (columnar blocks) and flexural toppling (horizontal overhanging rock slabs)

IL CONTRIBUTO RESISTENTE

I due casi reali di crollo, riportati a titolo esemplificativo, mostrano che il contributo resistente dovuto alla matrice rocciosa integra può essere mobilitato sia da piccole parti rocciose molto localizzate e di forma irregolare (Fig. 5) sia da un singolo setto roccioso piuttosto esteso (Fig. 3).

STRENGTH CONTRIBUTION

The two case studies taken into consideration, show that the strength contribution due to the intact rock material may be mobilised both by small, very localised, rock parts with an irregular shape (Fig. 5) and by a single, quite extensive, intact rock connection (Fig. 3).

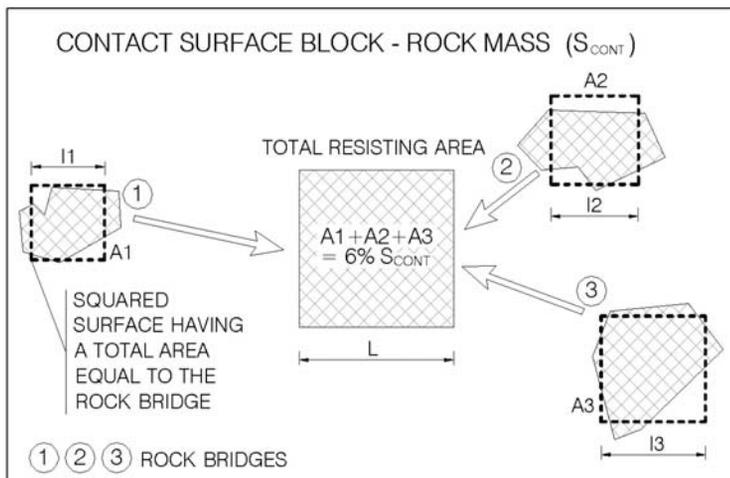


Fig. 8 - Estensione ed ipotetica posizione dei ponti di roccia su di una superficie di contatto blocco-roccia. A centro figura è rappresentato un singolo ponte con un'area totale (6% rispetto all'intera area rettangolare) equivalente alla somma delle aree A1, A2 e A3 di tre ponti di roccia di forma irregolare

- Extension and hypothetical location of the rock bridges on a block-rock contact surface. In the middle a square rock bridge has been drawn having a total area (6% of the whole rectangular area) equivalent to the sum of the areas A1, A2 and A3 of three irregular-shaped rock bridges

Negli esempi di calcolo che seguono viene fatto sempre riferimento alla resistenza offerta da un singolo setto roccioso integro di forma quadrata, avente lato l e area totale equivalente alla somma di eventuali ponti di roccia più piccoli. Ad esempio nello schema riportato in figura 8 l'area resistente del singolo ponte di forma quadrata corrisponde al 6% della superficie di rottura ed equivale alla somma di tre aree irregolari di roccia intatta di dimensione più ridotta (A_1 , A_2 , A_3). Nella realtà il numero, la dimensione e l'ubicazione dei ponti influenzano lo stato di sollecitazione gravante su ciascun ponte ma questo aspetto necessita di una rigorosa analisi numerica tridimensionale, la quale esula dalle finalità di una preliminare valutazione semplificata delle dimensioni dei ponti di roccia.

Il problema della valutazione del contributo resistente dei ponti di roccia può essere affrontato in modo diverso a seconda della possibilità, o meno, di analizzare direttamente la superficie di rottura. Sulla base della diversa condizione iniziale del versante, a crollo avvenuto oppure in assenza di crollo, i ponti di roccia possono essere analizzati: studiando le superfici di distacco di crolli avvenuti in tempi recenti (analisi a posteriori) oppure analizzando la stabilità di blocchi ritenuti in condizioni di equilibrio precario (analisi a priori). Le informazioni ricavate dall'analisi a ritroso dei crolli sono comunque utili per verificare l'adeguatezza e l'affidabilità dello schema di calcolo adottato per la verifica di stabilità e ad individuare i valori più realistici dei parametri di resistenza caratteristici della roccia intatta.

ANALISI A POSTERIORI

Lo studio in sito dei crolli permette di verificare sulla superficie di distacco la presenza e le dimensioni dei ponti di roccia, sulla base delle quali vengono successivamente valutati i valori di coesione litoida necessaria all'equilibrio (Fig. 9) e, di conseguenza, della resistenza a trazione o di taglio della roccia integra mobilitata a rottura.

Lo studio a posteriori dei ponti di roccia si sviluppa secondo quattro fasi principali:

- analisi generale della parete atta a definirne: la geometria, i litotipi che la compongono, i sistemi di giunti presenti e le loro caratteristiche geomeccaniche, la resistenza a compressione della roccia integra;
- individuazione del meccanismo di rottura. Gli schemi principali di rottura a cui fare riferimento sono fondamentalmente: scivolamento di blocchi su un piano, crollo di elementi colonnari prevalentemente sollecitati a taglio, collasso di mensole aggettanti sollecitate a trazione – flessione (Fig. 9);
- individuazione dei ponti di roccia sulla nicchia di distacco, anche in base ai dati acquisiti nelle fasi precedenti dello studio. I crolli accompagnati da scivolamento basale sono in genere caratterizzati da ponti rocciosi di piccole dimensioni (area del singolo ponte, $A_p = 100-1000 \text{ cm}^2$) variamente distribuiti sull'intera nicchia. La stabilità di volumi rocciosi verticali colonnari invece è assicurata da ponti di dimensioni maggiori che sono quindi maggiormente evidenti anche se la loro estensione rimane contenuta ($A_p = 100-2500 \text{ cm}^2$). Infine, le nicchie di distacco prodotte da crolli di lastre rocciose aggettanti presentano evidenti tracce di ponti di roccia piuttosto grandi ($A_p = 2500-90000 \text{ cm}^2$);

The calculation examples that follow, always refer to the strength offered by a single rock bridge having a square shape, with an l side and a total area equivalent to the sum of eventual smaller rock bridges. For example, in the scheme indicated in Figure 8, the resisting area of the single square bridge corresponds to 6% of the whole contact surface between the block and the rock mass and is equal to the sum of three irregular areas of intact rock of smaller dimensions (A_1 , A_2 , A_3). In reality, the number, the dimension and the location of the bridges influence the stress state acting on every rock bridge but this aspect may be treated only with a rigorous 3-D numerical analysis, which is beyond the aims of this preliminary estimation of the dimensions of rock bridges.

The evaluation of the rock bridge strength contribution can be approached in a different way depending on the possibility to analyse directly the rupture surface. On the basis of the different initial slope condition, i.e. slope surveyed after or before a rockfall, the rock bridges can be analysed as follows: by studying the detachment surfaces of recent rockfalls to carry out a classical stability back-analysis or performing the stability analysis of the blocks considered to be close to the failure. The information gained by the back-analysis of the rockfalls, however serves to verify the adequacy of the calculation scheme used for the stability analysis and to identify the more realistic values of the strength parameters characteristic of the intact rock.

BACK-ANALYSIS

On-site study of the rockfalls makes it possible to ascertain the presence and the dimensions of rock bridges on the detachment surface, on the basis of which the cohesion values necessary for the equilibrium are determined (Fig. 9) and, consequently, the values of the tensile and shear strength of the intact rock mobilised to failure are also calculated.

Back-analysis of rock bridges is undertaken according to four main stages:

- general analysis of the rock scarp which defines: the geometry of the slope, the rock types forming the rock mass, the orientation of the joint sets and their geomechanical characteristics, the compression strength of the intact rock.
- identification of the characteristic failure mechanism. The main rupture modes to which refer to are fundamental: the block sliding on one or more planes, the collapse of vertical blocks mainly stressed by shear, the rupture of overhanging cantilevered slabs subject to tensile-flexural stress (Fig. 9).
- identification of rock bridges on the detachment surface, on the basis of the acquired data in the previous stages of the study. Rockfalls accompanied by base sliding are, in general, characterised by rock bridges of small extension (area of the single rock bridge, $A_p = 100-1000 \text{ cm}^2$) and irregularly distributed over the entire surface. The stability of vertical columnar blocks is instead assured by bridges of larger dimensions that are, therefore, more evident on the field, even if their dimensions continue to be quite moderate ($A_p = 100-2500 \text{ cm}^2$). Finally, detachment sur-

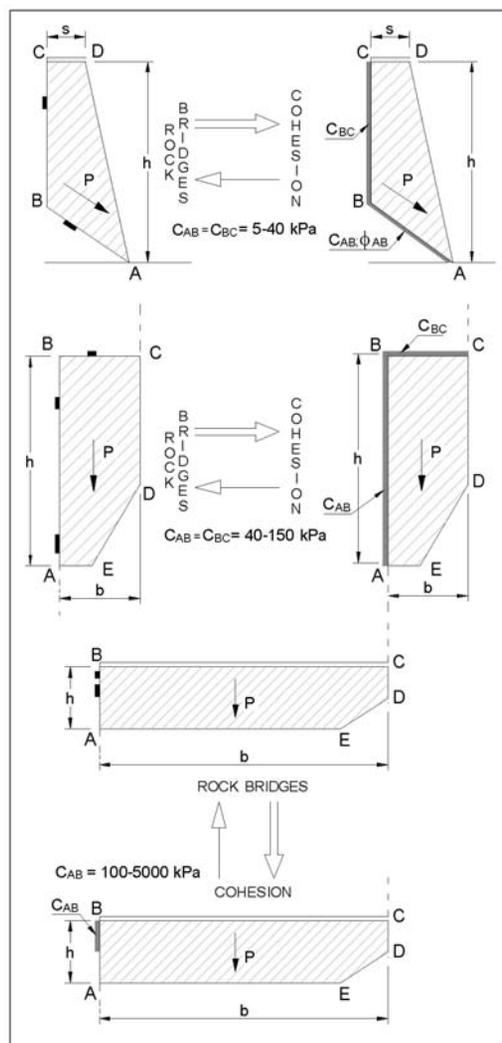


Fig. 9 - Schema indicativo delle condizioni basate sull'assunzione di un valore medio della coesione litoide (C_{AB} e C_{BC} : resistenza mobilizzata sull'intera superficie del giunto AB e/o BC) e su di una resistenza localizzata dovuta alla presenza di ponti di roccia

- General scheme of the conditions based on an assumed mean value of the rock cohesion (C_{AB} and C_{BC} : strength mobilized on the whole joint surface AB and/or BC) and on a localized strength due to rock bridges

d) adottando un criterio di resistenza di tipo Mohr-Coulomb e definito il cinematismo di rottura, si determina il valore di coesione litoide in condizione di equilibrio limite. Successivamente, in base all'area totale misurata dei ponti di roccia, si calcola la resistenza della roccia integra mobilitata a rottura (analisi a posteriori).

I rilievi eseguiti su numerose nicchie di distacco determinate da crolli (Fig. 3 e Fig. 5) confermano che l'estensione areale dei ponti di roccia è fortemente condizionata dal cinematismo di rottura. La superficie di distacco di crolli preceduti da scivolamento alla base presenta spesso diverse tracce di piccoli ponti di roccia. Crolli di mensole rocciose aggettanti con rotture per flessione mostrano invece le tracce di grandi porzioni di roccia intatta ($A_p = 2.8 \text{ m}^2$) che hanno subito la rottura al momento del collasso. Tuttavia in entrambi i casi i ponti di roccia assumono estensioni molto modeste in termini percentuali (1-3%) se rapportate all'intera superficie di contatto interna tra blocco e roccia in posto.

faces produced by collapses of overhanging horizontal rock slabs show evident traces of quite large rock bridges ($A_p = 2500-90000 \text{ cm}^2$).

d) after one has defined the failure mechanism and the geomechanical model, the cohesion value is calculated adopting a Mohr-Coulomb strength criterion and assuming the limit equilibrium condition. Successively, on the basis of the measured failed rock bridge area, the mean strength of the intact rock mobilised to failure is calculated.

Field surveys executed on several rupture surfaces left by rockfalls (Fig. 3 and Fig. 5) confirm that the extension of rock bridges is strongly influenced by failure mechanisms. The detachment surface of rockfalls associated to base sliding often presents various traces of small rock bridges. On the contrary, overhanging cantilevered rock slabs collapsed by flexural failure show traces of large portions of intact rock ($A_p = 2.8 \text{ m}^2$), that have endured failure at the moment of the collapse. However, in both cases, rock bridges assume very moderate extension if compared as percentage values (1-3%) respect to the entire area of the contact faces between block and stable rock mass.

I due esempi di crollo analizzati hanno permesso di valutare la resistenza caratteristica di alcuni litotipi calcarei piuttosto diffusi nel settore prealpino del Friuli. Il crollo per scivolamento basale (Fig. 5) ha coinvolto dei banchi calcarenitici (spessore degli strati: 1-2 m) indicati localmente con il termine di “*Pietra Piavesina*” (Flysch del Friuli, Eocene). Il collasso della mensola rocciosa aggettante (Fig. 3) ha invece interessato un complesso calcareo (spessore degli strati: 0.5-3 m) costituito da calcari bioclastici molto compatti riferibili alla Formazione del Calcare del M. Cavallo (Cretacico superiore). I risultati delle analisi di stabilità a ritroso hanno evidenziato differenti valori di resistenza della matrice rocciosa integra per i due litotipi calcarei. La resistenza caratteristica della roccia intatta è stata calcolata in circa 4500-4800 kPa per i calcari della Formazione del M. Cavallo mentre essa è stata valutata prossima a 1500-3000 kPa per le calcareniti del Flysch del Friuli.

ANALISI A PRIORI

L’analisi di stabilità effettuata su blocchi o su parti di ammasso roccioso in condizioni di equilibrio precario permette di calcolare la coesione litoide necessaria all’equilibrio (Fig. 9) oppure di valutare il fattore di sicurezza F_s del blocco dopo avere assunto un certo valore di coesione che viene attribuito alla superficie di contatto blocco-roccia in posto.

Il medesimo approccio di calcolo impiegato nell’analisi a posteriori consente di valutare i requisiti minimi di estensione dei ponti di roccia necessari per garantire l’equilibrio limite del blocco ($F_s = 1$). Lo schema di calcolo prevede: a) la definizione geometrica 3D del blocco, b) l’assunzione di uno specifico cinematico di rottura, c) l’individuazione delle superfici di rottura, d) l’assunzione di un certo valore per la resistenza caratteristica della roccia intatta.

Negli esempi di calcolo riportati sono stati impiegati i valori di resistenza della roccia intatta dedotti dal calcolo a posteriori dei crolli che hanno interessato la stessa scarpata rocciosa. In questo modo sono state indagate le condizioni di equilibrio di blocchi con configurazioni geometriche particolarmente sfavorevoli, quali le mensole rocciose aggettanti ed i blocchi colonnari a sbalzo individuati sul versante.

I cinque casi analizzati (Fig. 10) si riferiscono a geometrie diverse (Tab. 1 e Tab. 2). I casi 1a, 1b e 2 (Fig. 10) sono riconducibili ad un cinematico di rottura per flessione e ribaltamento, mentre i casi 3 e 4 si riferiscono a blocchi verticali colonnari con potenziale rottura per taglio. I blocchi della Formazione del Calcare del M. Cavallo (Cretacico) distano alcune centinaia di metri dal punto in cui è avvenuto il crollo della mensola rocciosa (Fig. 3) la cui analisi a posteriori ha permesso di ricavare un valore di resistenza della roccia pari a circa 4500-4800 kPa. Nel calcolo dell’estensione dei ponti di roccia sono stati utilizzati diversi valori di resistenza della roccia integra ($\tau_1 = 4000$ kPa, $\tau_2 = 5000$ kPa, $\tau_3 = 6000$ kPa) per l’influenza di una

The two examples of back-analysed rockfalls allowed us to estimate the characteristic strength of limestone rock types which are quite widespread in the fore-alpine area of Friuli. The rockfall characterised by base sliding (Fig. 5) involved thick layers (stratification thickness: 1-2 m) of calcareous sandstone locally indicated with the term “*Pietra Piavesina*” (Flysch Formation of Friuli, Eocene). The collapse of the overhanging cantilevered rock slab (Fig. 3) has, instead, involved a stratified limestone rock mass (stratification thickness: 0.5-3 m) constituted by very compact bioclastic limestone corresponding to the “*Calcare del M. Cavallo*” Formation (Upper Cretaceous). The results of the stability back-analyses highlighted different strength values of the intact limestone. A value of about 4500-4800 kPa was calculated for the characteristic strength of the limestone rock related to the “*Calcare del M. Cavallo*” Formation whereas a shear strength of about 1500-3000 kPa was estimated for the calcareous sandstone belonging to the Friuli Flysch Formation.

A PRIORI – ANALYSIS

The stability analysis carried out on blocks or on some parts of the rock mass in conditions of precarious equilibrium, allows to calculate the rock cohesion necessary for the equilibrium (Fig. 9) or to evaluate the safety factor F_s of the block after the assumption of a certain cohesion value that is attributed to the contact surface between unstable block and firm rock mass.

The same calculation approach used in back-analysis allows to evaluate the minimum size requirements of the rock bridges necessary to guarantee the limit equilibrium of the block ($F_s = 1$). The calculation procedure includes: a) the 3-D geometric definition of the block b) the assumption of a specific failure mechanism, c) the identification of the failure surfaces; d) the assumption of a specific value for the characteristic strength of intact rock.

In the reported calculation examples, the adopted strength values of intact rock were deduced from the back-analysis of rockfalls which occurred recently on the same rock scarp. In this way, the stability condition of unstable blocks with particularly unfavourable geometric configurations, as cantilevered rock slabs or overhanging columnar blocks identified on the slope, were investigated. Otherwise, strength values reported in the bibliography for the same rock type, can be taken into consideration (Fig.8), or it is possible to use the results of specific laboratory tests carried out on rock samples appropriately drawn from the slope.

The five analysed cases (Fig. 10) refer to different geometry and failure mechanisms (Tab. 1 and Tab. 2). Cases 1a, 1b and 2 (Fig. 10) are characteristic of potential failure mechanisms due to flexural failure and block toppling, whilst cases 3 and 4 refer to columnar vertical blocks with potential failure by shear. The analysed limestone blocks pertaining to the “*Calcare del M. Cavallo*” Formation (Cretaceous) are a few hundred metres away from the site where took place the rock slab collapse (Fig. 3) whose back-analysis allowed to estimate a value of about 4500-4800 kPa for the intact rock strength. To calculate the area of the rock bridges, different strength values

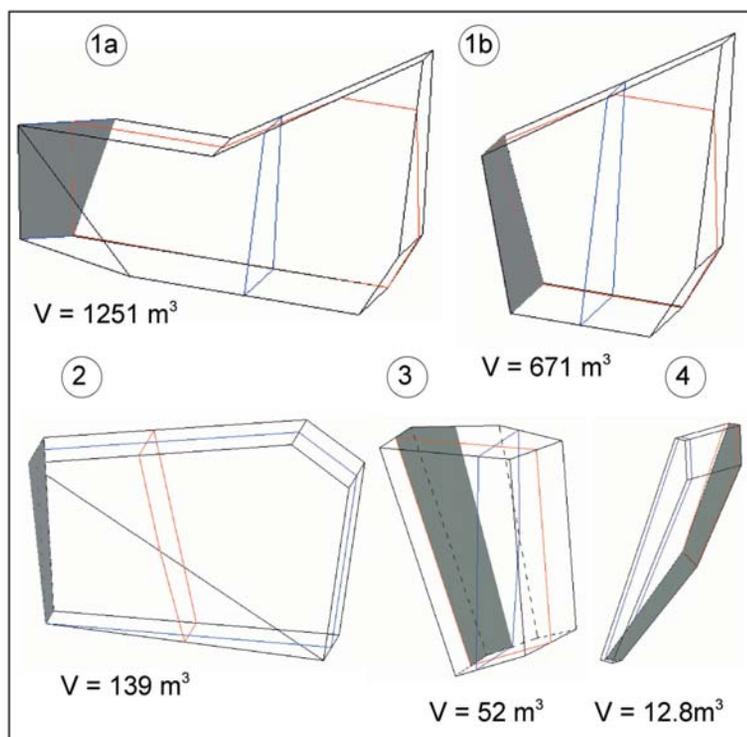


Fig. 10 - Schematizzazione geometrica tridimensionale utilizzata per le analisi di stabilità di alcuni blocchi calcarei potenzialmente instabili identificati sul pendio roccioso verticale della forra della Val Cellina. Le aree in grigio corrispondono alle superfici resistenti di contatto tra blocco e ammasso roccioso stabile

- 3-D geometrical schematisation used for the stability analyses of some potentially unstable limestone blocks recognized on the vertical rock slope of the Val Cellina gorge. Grey areas correspond to the resisting contact surfaces between block and stable rock mass

Block code	Failure	C _f	V (m ³)	P (kN)	S _{res} (m ²)	F _{res} (kN)	C (kPa)
1a	Tensile	0.32	1196	31096	23.5	81415	3464
1b	Tensile	0.64	671	17446	19.7	20905	1061
2	Tensile	0.51	139	3611	4.3	5417	1253
3	Shear	1.50	52	1341	10.6	1341	127
4	Shear	1.80	13	334	6.8	334	49

Tab. 1 - Caratteristiche geometriche e cinematismo di rottura dei blocchi calcarei instabili analizzati sulla parete rocciosa della forra della Val Cellina (Friuli). LEGENDA: C_f = coefficiente di forma del blocco, V = volume del blocco, P = peso del blocco, S_{res} = superficie assunta resistente, F_{res} = forza resistente richiesta all'equilibrio, C = coesione calcolata

- Geometrical features and failure mechanism of the unstable limestone blocks analyzed on the rock wall of the Val Cellina gorge (Friuli). LEGEND: C_f = shape coefficient of the block, V = volume of the block, P = weight of the block, S_{res} = area of resisting surface assumed in the calculations, F_{res} = resisting force required at the equilibrium, C = calculated cohesion

Block code	Resisting face area A _{res} (m ²)	Contact surface S _{ct} (m ²)	Rock bridge area					
			τ (kPa)	A _{min} (m ²)	L (cm)	A _{min} /V (cm ² /m ³)	A _{min} /A _{res} (%)	A _{min} /S _{ct} (%)
1a	47.0	358	4000	20.3	451	163	43	5.7
			5000	16.3	404	130	34	4.5
			6000	13.6	368	108	29	3.8
1b	39.4	224	4000	5.2	229	78	13	2.3
			5000	4.2	204	62	11	1.9
			6000	3.5	187	52	8.9	1.6
2	8.7	124	4000	1.3	116	98	16	1.1
			5000	1.1	104	78	12	0.87
			6000	0.90	95	65	10	0.73
3	10.6	21.1	4000	0.33	58	65	3.2	1.6
			5000	0.27	52	52	2.5	1.3
			6000	0.22	47	43	2.1	1.1
4	6.8	22.9	4000	0.083	29	65	1.2	0.36
			5000	0.067	26	52	0.98	0.29
			6000	0.056	24	43	0.82	0.24

Tab. 2 - Risultati delle verifiche di stabilità eseguite su blocchi instabili per condizioni di equilibrio limite e differenti valori della resistenza della roccia intatta. LEGENDA: A_{res} = area della faccia resistente del blocco, S_{ct} = superficie di contatto blocco-versante, τ = resistenza della roccia intatta, A_{min} = area minima dei ponti di roccia, L = lato di un ponte equivalente di forma quadrata, V = volume del blocco

- Results of the stability analyses performed on unstable blocks for limit equilibrium conditions and different values of the intact rock strength. LEGEND: A_{res} = area of the resisting face of the block, S_{ct} = block-slope contact surface, τ = strength of the intact rock, A_{min} = minimum area of the rock bridges, L = side length of an equivalent square-shaped rock bridge, V = block volume

certa variazione della resistenza caratteristica della roccia intatta (Tab. 2). I calcoli di stabilità eseguiti non tengono conto della possibile spinta dovuta all'acqua di infiltrazione presente nei giunti e delle sollecitazioni eventualmente indotte da fenomeni sismici.

Mediante tale approccio sono stati calcolati (Tab. 1): la forza resistente totale necessaria in condizioni equilibrio limite (F_{res} per $F_s = 1$); la corrispondente coesione media (C) presente sulla superficie di potenziale rottura; la superficie minima (A_{min}) dei ponti di roccia; il lato L del quadrato di area equivalente ad A_{min} . Sono stati valutati così i valori della superficie di roccia intatta (ponte) necessaria all'equilibrio, come rapporto rispetto al volume del blocco instabile (A_{min}/V); del rapporto percentuale tra A_{min} e l'area della faccia resistente (A_{res}) e del rapporto tra A_{min} e l'area del contatto blocco-roccia in posto (S_{ct}) (Tab. 2).

Assumendo un valore di resistenza della matrice rocciosa pari a 5000 kPa l'area dei ponti di roccia necessaria all'equilibrio oscilla tra 4 e 17 m² per le geometrie più sfavorevoli (Tab. 2: casi 1a e 1b) mentre risulta inferiore a 0.27 m², per i blocchi sollecitati prevalentemente a taglio (Tab. 2: casi 3 e 4). Nelle rotture per taglio la dimensione massima dei ponti di roccia, in condizioni di minima resistenza della roccia integra, non supera 0.34 m². Indicazioni del tutto analoghe si ottengono valutando l'area dei ponti necessaria all'equilibrio in funzione del volume del blocco: da valori di 40-100 cm²/m³ si passa a valori di 100-170 cm²/m³ nelle situazioni morfologiche più gravose (Tab. 2).

CONCLUSIONI

I casi di crollo analizzati nel presente lavoro hanno confermato l'importanza del rilievo sul terreno per il riconoscimento delle tracce dei ponti roccia. Gli studi eseguiti a posteriori, mediante le analisi all'equilibrio limite, hanno consentito di accertare per i litotipi calcarei interessati dai crolli, resistenze a taglio ed a trazione variabili da 1.5 a 5 MPa. Questi valori calcolati a ritroso sono pienamente compatibili con le caratteristiche delle matrici rocciose e risultano in buon accordo con i valori riportati in letteratura per rocce calcaree.

Il medesimo approccio di calcolo impiegato nell'analisi a posteriori consente di valutare i requisiti minimi di estensione dei ponti di roccia necessari per garantire l'equilibrio limite del blocco. I valori di resistenza della roccia intatta, dedotti dal calcolo a posteriori dei crolli, sono stati successivamente impiegati per indagare le condizioni di equilibrio di blocchi in condizioni topografiche particolarmente sfavorevoli, quali le mensole rocciose aggettanti ed i blocchi colonnari a sbalzo individuati sulla scarpata rocciosa.

I risultati ottenuti mostrano che la dimensione dei ponti di roccia, necessaria per assicurare la stabilità del blocco, dipende fondamentalmente dal cinematismo di rottura (scivolamento, taglio verticale, ribaltamento con flessione) e dalla resistenza caratteristica della matrice roc-

of the intact rock were used ($\tau_1 = 4000$ kPa, $\tau_2 = 5000$ kPa, $\tau_3 = 6000$ kPa) in order to evaluate the influence of a certain variability in the characteristic strength of the intact rock (Tab. 2). Performed stability analyses do not take into account external forces due to surface seepage and water infiltration within the joints or dynamic stresses eventually induced by seismic events.

By means of such a calculation approach, the following parameters were calculated (Tab. 1): the total resisting force necessary for the limit equilibrium condition ($F_s = 1$); the corresponding mean cohesion (C) mobilised on the surface of potential failure; the minimum surface (A_{min}) of the rock bridges; the side L of a square-shaped rock bridge having an area equivalent to A_{min} . Moreover the following values have been evaluated: the area of the rock bridges necessary for the equilibrium expressed as a ratio respect to the unstable block volume (A_{min}/V); the ratio, as percentage, between A_{min} and the area of the resisting face (A_{res}) and, finally, the ratio between A_{min} and the area of the block-rock mass contact surface (S_{ct}) (Tab. 2).

Assuming a characteristic strength of the rock material equal to 5000 kPa, the area of rock bridges necessary for the equilibrium, varies between 4 and 17 m² for the most unfavourable geometries (Tab. 2: cases 1a and 1b) whilst rock bridge areas become smaller than 0.27 m² for vertical blocks subject to prevailing shear (Tab. 2: cases 3 and 4). The area of bridges necessary to guarantee the stability of vertical blocks subject to shear failure do not exceed 0.34 m². Analogous indications are obtained by evaluating the bridge area necessary to the equilibrium if these values are related to the volume of the unstable block: characteristic values range from 40-100 cm²/m³ to 100-170 cm²/m³ for most unfavourable morphological situations (Tab. 2).

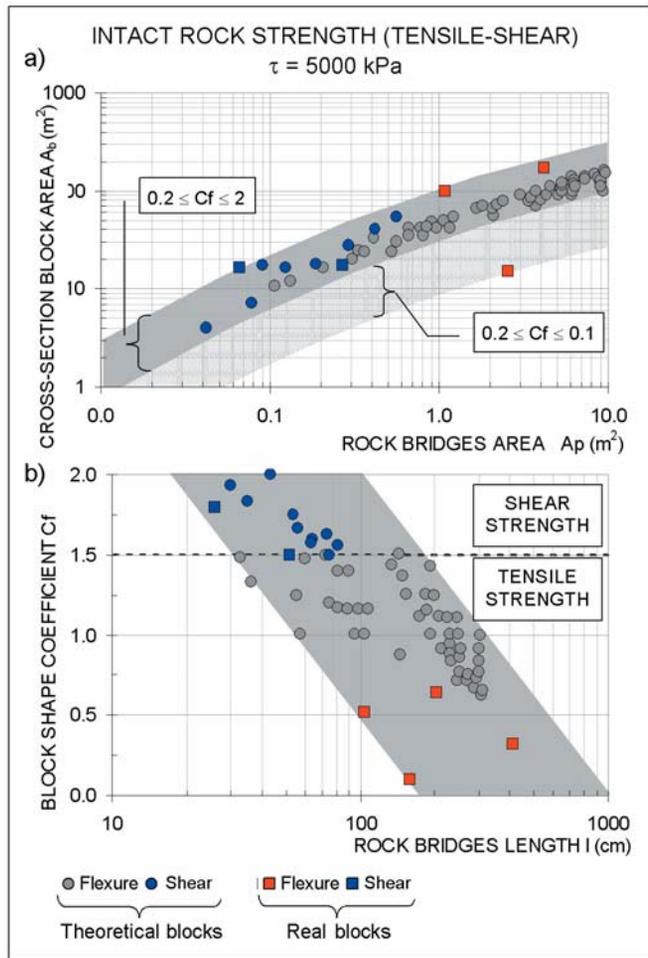
CONCLUSIONS

The rockfall case-histories described in this paper have confirmed the importance of on-site survey for the recognition of traces of rock bridges. Back-analysed studies, based on the limit equilibrium principle, have ascertained, in the case of limestone rock involved in the rockfalls, mean values of the shear and tensile strength ranging from 1.5 to 5 MPa. These back-calculated strength values are fully coherent with the features of the observed rock types and are in good agreement with the values referred to in literature for limestone rocks.

The values of the intact rock strength deduced from the rockfall back-analysis are subsequently used to investigate the stability conditions of unstable blocks characterised by particularly unfavourable topographic conditions, such as cantilevered rock slabs and overhanging columnar blocks.

The results obtained show that the dimension of rock bridges, necessary to insure block stability, depends fundamentally on the failure mechanisms (sliding, vertical shear, flexural toppling) and on the characteristic strength of the intact rock material. Rock bridges of larger dimensions ($A = 2-3$ m²) characterise the lateral contact surfaces of horizontal

ciosa. I ponti di maggiori dimensioni ($A = 2-3 \text{ m}^2$) caratterizzano le superfici laterali di contatto di lastre rocciose a sbalzo la cui condizione di stabilità è garantita solamente dall'esistenza di ampi ponti di roccia che risultano sollecitati a trazione (Fig. 11).



cantilevered rock slabs, whose stability is guaranteed only by the existence of wide rock bridges that are subject to tensile stress (Fig. 11).

Fig. 11 - Lunghezza (l) ed area (A_p) dei ponti di roccia necessari all'equilibrio per cinematismi di rottura per taglio verticale prevalente e per flessione

- Length (l) and area (A_p) of the rock bridges required for the equilibrium condition in the case of the failure mechanism due to prevailing vertical shear and flexural toppling

Nel caso di blocchi colonnari aggettanti, delimitati da due sistemi di giunti subverticali e da un sistema di discontinuità a bassa inclinazione (stratificazione), la condizione di stabilità è resa possibile da ponti di roccia di dimensioni più contenute ($d = 20-60 \text{ cm}$, per lo più) che aumentano all'incrementare della dimensione del blocco (Fig. 11) e per matrici rocciose meno resistenti ($\tau = 1-2 \text{ MPa}$). I calcoli eseguiti su blocchi colonnari verticali, assumendo il valore di resistenza della roccia dedotto dall'analisi a ritroso del crollo, hanno indicato una estensione dei ponti compresa tra 0.05 e 0.34 m^2 , equivalente ad aree molto modeste ($0.2-1.6\%$) rispetto all'estensione complessiva delle superfici che delimitano il blocco. In questo caso i ponti di roccia sono costituiti da parti piuttosto piccole, decisamente subordinate rispetto alla estensione complessiva delle superfici di contatto blocco-roccia in posto.

In the case of overhanging columnar blocks, delimited by two near-vertical joint systems and by one gently dipping joint set (stratification), the stability condition is made possible by smaller rock bridges (mainly, $d = 20-60 \text{ cm}$), whose size has to increase if the unstable block becomes larger (Fig. 11) and for weaker rock material ($\tau = 1-2 \text{ MPa}$). Calculations carried out on columnar overhanging blocks, assuming the value of the intact rock strength deduced by rockfall back-analysis, have indicated an area of the rock bridges ranging from 0.05 to 0.34 m^2 and equivalent to very small areas ($0.2-1.6\%$) if expressed as percentage of the total area of the surfaces delimiting the block. In this case, the rock bridges are constituted by very small parts of intact rock, decisively subordinate when compared to the total area of the contact surfaces between block and stable rock mass.

THE INFLUENCE OF ROCK BRIDGES IN BLOCK FALL PROCESSES

Infine i crolli per scivolamento basale mostrano le evidenze più modeste dei ponti di roccia, i quali spesso sono assai piccoli ($A_p = 100-900 \text{ cm}^2$), presenti in numero variabile e irregolarmente distribuiti sulla nicchia di distacco. Nell'ultimo caso infatti, a causa del significativo contributo resistente attrittivo mobilitato sulla superficie basale, la dimensione dei ponti necessaria per l'equilibrio risulta sensibilmente inferiore rispetto a quella necessaria per i blocchi aggettanti, a parità di volume del blocco. L'estensione totale dei ponti, in termini percentuali, è spesso sull'ordine dello 0.1-1.0 % rispetto all'area totale della nicchia di distacco.

Finally, rockfalls with base sliding failure show limited evidences of rock bridges, which are often very small ($A_p = 100-1000 \text{ cm}^2$), present in a variable number and irregularly distributed on the detachment surface. In the latter case, in fact, due to the considerable frictional strength contribution mobilised on the bottom surface, the dimension of bridges necessary for the equilibrium is significantly lower than that required for overhanging blocks, block volume being equal. The total area of the rock bridges is often around 0.1-1.0 % with respect to the whole area of the detachment surface.

OPERE CITATE / REFERENCES

- BROWN E.T. (1970) - *Strength of models of rock with intermittent joints*. J. Soil Mech. Foundation Div., ASCE **96**, SM6, 1935-1949, USA.
- CALL R.D. & NICHOLAS D.E. (1978) - *Prediction of step path failure geometry for slope stability analysis*. Proc 19th U.S. Symp. on Rock Mechanics, Aime, New York, USA.
- EINSTEIN H.H.; VENEZIANO D.; BAECHER G.B. & O'REILLY K.J. (1983) - *The effect of discontinuity persistence on rock slope stability*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., **20**(5), 227-236.
- FARMER I. (1968) - *Engineering properties of rocks*. E. and F. N. Spon, Ltd., 57. London, UK.
- GEHLE C. & KUTTER H.K. (2003) - *Breakage and shear behaviour of intermittent rock joints*. Int. J. of Rock Mech. & Min. Sc., **40**, 687-700, Great Britain.
- GLYNN E.F., VENEZIANO D. & EINSTEIN H.H. (1978) - *The probabilistic model for shearing resistance of jointed rock*. Proceedings of the 19th US Symposium on Rock Mechanics, Stateline, 66-76, Nevada, USA.
- HARDY H.R. & JAYARAMAN N.I. (1970) - *An investigation of methods for determination of the tensile strength of rock*. Proc 2nd Cong. Int. Soc. Rock Mech., **3**, 85-92., Belgrade Serbia.
- HOEK E. (2000) - *Practical Rock Engineering*. PDF file, 2000 edition, Hoek's Corner website.
- HOEK E. & BRAY J.W. (1981) - *Rock Slope Engineering*. 3rd Ed., Institution of Mining and Metallurgy, 402, London, UK.
- HOEK E. & BROWN E.T. (1980) - *Underground Excavations in Rock*. Institution of Mining and Metallurgy, 527, London, UK.
- HOEK E. & BROWN E.T. (1988) - *The Hoek-Brown failure criterion - a 1988 update*. Proceedings of 15th Canadian Rock Mechanics Symposium, Dept. Civil Engineering, University of Toronto, 31-38, Toronto, Canada.
- HOEK E. & BROWN E.T. (1997) - *Practical estimates of rock mass strength*. Int. J. of Rock Mech. & Min. Sc., **34**(8), 1165-1186.
- IPPOLITO F., NICOTERA P., LUCINI P., CIVITA M. & DE RISO R. (1975) - *Geologia tecnica per ingegneri e geologi*. ISEDI, 449, Milano, Italia.
- ISRM, INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS (1978) - *Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses*. International Society for Rock Mechanics, Commission on Standardisation of Laboratory and Field Tests, N. Barton ed. Int. J. of Rock Mech. & Min. Sci. & Geomech. Abstr. **15**(6), 319-368.
- ISRM, INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS (1981) - *Rock Characterization, Testing and Monitoring*, E.T. Brown ed., Pergamon Press, 211, London, UK.
- JAEGER J.C. (1971) - *Friction of rocks and stability of rock slopes*. Geotechnique, **21**, 97-134, London, United Kingdom.
- JENNINGS J.E. (1971) - *A mathematical theory for the calculation of the stability of slopes in open cast mines*. Symp. on "Planning Open Pit Mines". Proceedings of the Symposium on the Theoretical Background to the Plannings of Open Pit Mines with Special Reference to Slope Stability, Johannesburg, 1970. Balkema, 1971, 87-102, Amsterdam, The Netherlands.
- LAJTAI E.Z. (1969) - *Strength of discontinuous rocks in shear*. Geotechnique **19**(2), 218-233, London, United Kingdom.
- MARTINETTI S. & RIBACCHI R. (1976) - *Stabilità delle scarpate in roccia*. 7° Ciclo di Conferenze sui problemi di Meccanica dei Terreni e Ingegneria delle Fondazioni, Ist. Scienza delle Costruzioni, Politecnico di Torino, novembre 1976. Politecnico di Torino, Atti dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni, 310, 72 pp, Torino, Italia.
- MILLER R.P. (1965) - *English classes and index properties for intact rock*, Ph.D. Thesis, University of Illinois, USA.
- PARONUZZI P. & SERAFINI W. (2003) - *Analisi di stabilità per la valutazione del fattore di sicurezza di blocchi interessati da processi di crollo*. Geologia Tecnica e Ambientale, **4**, 21-37, Roma, Italia.
- SCAVIA C. & SAETTA V. (2001) - *Metodo meccanico-probabilistico per l'analisi della stabilità dei pendii in roccia*. In: CARERE K., RATTO S. & ZANOLINI F. (2001, eds.) - *Prevenzione dei fenomeni di instabilità delle pareti rocciose*, Programma INTERREG IIC - "Falaises", pp.116-132, Tipografia Valdostana, Aosta, Italia.
- SIAD L. & MEGUEDDEM M. (1998) - *Stability analysis of jointed rock slope*. Mechanics Research Communication, **25**(6), 661-670, USA.
- STOCK K. & WEISE F. (1941) - *Die Prüfung der natürlichen Bausteine*, in "Handbuch der Werkstoffprüfung", 3 Bd., T.11, Springer, Wien, Österreich.
- SZECHY K. (1966) - *The art of tunnelling*. Budapest: Akadémiai Kiadó Budapest, **76**, Budapest, Hungary.

