



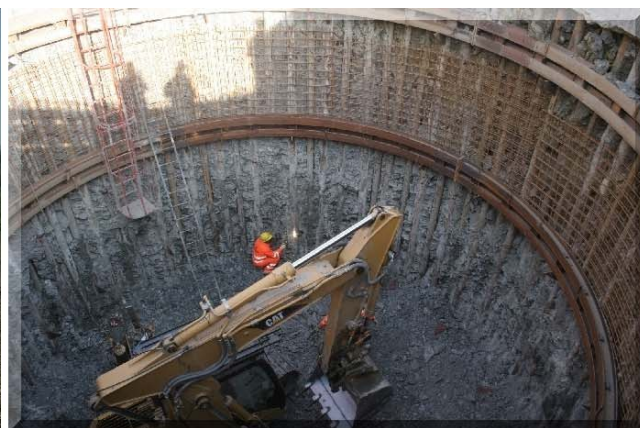
Università degli Studi di Firenze
DIPARTIMENTO DI SCIENZE DELLA TERRA



Autorità di Bacino del Fiume Arno

**PROGRAMMA COMUNE PER L'INTEGRAZIONE E L'AGGIORNAMENTO DELLA CARTOGRAFIA DEL
RISCHIO DA FRANA DEL PIANO DI BACINO**

LINEE GUIDA PER LA STABILIZZAZIONE DELLE FRANE E STRATEGIE DI MITIGAZIONE DEL RISCHIO



COORDINATORI DELLA RICERCA
PAOLO CANUTI - GIOVANNI MENDUNI



Università degli Studi di Firenze
DIPARTIMENTO DI SCIENZE DELLA TERRA



Autorità di Bacino del Fiume Arno

**PROGRAMMA COMUNE PER L'INTEGRAZIONE E L'AGGIORNAMENTO DELLA
CARTOGRAFIA DEL RISCHIO DA FRANA DEL PIANO DI BACINO**

LINEE GUIDA

**PER LA STABILIZZAZIONE DELLE FRANE
E STRATEGIE DI MITIGAZIONE DEL RISCHIO**

COORDINATORI DELLA RICERCA
PAOLO CANUTI - GIOVANNI MENDUNI

COORDINATORI DELLA RICERCA:

Prof. Paolo Canuti

paolo.canuti@geo.unifi.it

Prof. Ing. Giovanni Menduni

g.menduni@arno.autoritadibacino.it

RESPONSABILI DEL PROGETTO:

Prof. Nicola Casagli

nicola.casagli@geo.unifi.it

Prof. Filippo Catani

filippo.catani@geo.unifi.it

Dott. Marcello Brugioni

m.brugioni@arno.autoritadibacino.it

Dott. Lorenzo Sulli

l.sulli@arno.autoritadibacino.it

GRUPPO DI LAVORO:

Dott. Massimiliano Nocentini

massimiliano.nocentini@geo.unifi.it

Dott.ssa Anna Bartolomei

anna.bartolomei@geo.unifi.it

Dott. Lorenzo Sulli

l.sulli@arno.autoritadibacino.it

Dott. Giovanni Montini

g.montini@arno.autoritadibacino.it

TAVOLA DEI CONTENUTI

1	INTRODUZIONE.....	1
2	INTERVENTI STRUTTURALI	4
2.1	RIPROFILATURA DEL VERSANTE (A)	8
2.1.1	<i>Riduzione uniforme della pendenza (A1).....</i>	<i>11</i>
2.1.2	<i>Appesantimento al piede (A2).....</i>	<i>13</i>
2.1.3	<i>Scarico in testa (A3)</i>	<i>14</i>
2.1.4	<i>Gradonatura (A4).....</i>	<i>16</i>
2.2	INTERVENTI DI DRENAGGIO (B).....	18
2.2.1	<i>Opere di protezione dall'erosione (B1).....</i>	<i>19</i>
2.2.1.1	Rivestimenti con materiale sintetico (B1a)	19
2.2.1.2	Rivestimenti con materiale biodegradabile (B1b).....	23
2.2.1.3	Rinverdimenti (B1c)	26
2.2.1.4	Piantumazioni (B1d)	29
2.2.1.5	Gradonature (B1e).....	31
2.2.1.6	Fascinate (B1f).....	33
2.2.1.7	Viminate e palizzate (B1g).....	35
2.2.1.8	Palificate (B1h)	38
2.2.1.9	Grate (B1i)	41
2.2.1.10	Materassi (B1l).....	43
2.2.2	<i>Interventi di regimazione delle acque superficiali (B2).....</i>	<i>45</i>
2.2.2.1	Canalette superficiali (B2a).....	45
2.2.2.2	Fossi di guardia (B2b).....	47
2.2.2.3	Dreni intercettori (B2c).....	49
2.2.2.4	Rimodellazione del versante (B2d).....	50
2.2.2.5	Impermeabilizzazione delle fratture (B2e).....	51
2.2.3	<i>Interventi di drenaggio subsuperficiale (B3).....</i>	<i>52</i>
2.2.3.1	Cunei filtranti (B3a)	52
2.2.3.2	Trincee drenanti (B3b).....	54
2.2.3.3	Speroni drenanti (B3c).....	56
2.2.3.4	Dreni sub-orizzontali (B3d)	58
2.2.3.5	Elettro-osmosi (B3e).....	61
2.2.3.6	Geosintetici (B3f).....	62
2.2.4	<i>Interventi di drenaggio profondo (B4).....</i>	<i>64</i>
2.2.4.1	Pozzi drenanti (B4a).....	64
2.2.4.2	Gallerie drenanti (B4b)	67
2.2.4.3	Dreni sifone (B4c).....	69
2.2.4.4	Dreni sottovuoto (B4d)	70
2.3	STRUTTURE DI SOSTEGNO (C)	71
2.3.1	<i>Strutture a gravità (C1)</i>	<i>74</i>
2.3.1.1	Muri in muratura (C1a).....	77
2.3.1.2	Muri in calcestruzzo (C1b).....	80
2.3.1.3	Gabbionate (C1c).....	83
2.3.1.4	Muri cellulari (C1d)	87
2.3.2	<i>Strutture in cemento armato (C2).....</i>	<i>90</i>
2.3.2.1	Muri a mensola (C2a)	90
2.3.2.2	Muri a contrafforte (C2b).....	93
2.3.3	<i>Strutture speciali (C3)</i>	<i>95</i>
2.3.3.1	Paratie (C3a)	95
2.3.3.2	Palificate (C3b)	100
2.3.3.3	Muri tirantati (C3c)	105
2.4	STRUTTURE DI RINFORZO INTERNE (D)	108

2.4.1	<i>Rinforzo del materiale (D1)</i>	109
2.4.1.1	Ancoraggi (D1a).....	109
2.4.1.2	Chiodatura dei terreni (D1b)	115
2.4.1.3	Micropali (D1c).....	118
2.4.1.4	Cemento proiettato (D1d).....	120
2.4.1.5	Terre rinforzate (D1e)	123
2.4.2	<i>Miglioramento delle caratteristiche meccaniche del materiale (D2)</i>	127
2.4.2.1	Iniezioni (D1f).....	127
2.4.2.2	Gettiniezione (<i>Jet-grouting</i> , D1g)	130
2.4.2.3	Trattamenti chimici (D1h).....	133
2.4.2.4	Trattamenti termici (D1i)	136
2.5	PROTEZIONE ED ELIMINAZIONE DEL PROBLEMA (E)	138
2.5.1	<i>Disgaggio (E1)</i>	139
2.5.2	<i>Opere di protezione (E2)</i>	141
2.5.2.1	Aree di deposito non confinate (E2a).....	141
2.5.2.2	Ostacoli al flusso (E2b)	143
2.5.2.3	Dighe di controllo (briglie E2c)	145
2.5.2.4	Barriere laterali (E2d).....	147
2.5.2.5	Barriere deflettenti (E2e).....	149
2.5.2.6	Barriere frontali (E2f).....	151
2.5.2.7	Strutture di ritenuta (E2g).....	153
2.5.2.8	Dighe aperte (E2h)	155
2.5.2.9	Rivestimento dei canali (E2i).....	157
2.5.2.10	Reti paramassi (E2l).....	158
2.5.2.11	Barriere paramassi elastiche (“flessibili” E2m).....	161
2.5.2.12	Barriere paramassi rigide (E2n).....	163
2.5.2.13	Valli e rilevati paramassi (E2o).....	165
2.5.2.14	Gallerie paramassi (E2p).....	168
3	INTERVENTI NON STRUTTURALI	170
3.1	RIDUZIONE DEL VALORE DEGLI ELEMENTI A RISCHIO	170
3.2	RIDUZIONE DELLA VULNERABILITÀ DEGLI ELEMENTI A RISCHIO	172
3.2.1	<i>Consolidamento degli edifici</i>	172
3.2.2	<i>Sistemi di monitoraggio e di allerta</i>	174
3.2.3	<i>Organizzazione di piani di emergenza e di soccorso</i>	179
3.3	AUMENTO DELLE SOGLIE DI RISCHIO ACCETTABILE	181
4	RICHIAMI SUI METODI DI STABILITÀ ALL’EQUILIBRIO LIMITE	182
4.1	SUPERFICI DI ROTTURA PLANARI	184
4.1.1	<i>Scivolamento planare</i>	184
4.1.2	<i>Pendio indefinito</i>	185
4.1.3	<i>Metodo dei cunei</i>	186
4.2	SUPERFICI DI ROTTURA CURVE	187
4.2.1	<i>Scivolamento circolare</i>	188
4.2.1.1	Metodo di Fellenius.....	188
4.2.1.2	Metodo di Bishop	189
4.2.2	<i>Scivolamento non circolare</i>	190
4.2.2.1	General Limit Equilibrium method	190
4.2.2.2	Metodo di Janbu	191
4.2.2.3	Metodo di Spencer	193
4.2.2.4	Metodo di Morgenstern and Price	193
4.2.2.5	Metodo di Sarma	195
4.2.3	<i>Considerazioni sul metodo dell’equilibrio limite</i>	197
5	BIBLIOGRAFIA	199

1 INTRODUZIONE

I fenomeni franosi, pur ricevendo generalmente un'attenzione minore da parte dei mezzi di comunicazione di massa rispetto ad altre calamità naturali quali terremoti, eruzioni vulcaniche ed esondazioni, costituiscono indubbiamente una delle cause principali di rischio per l'incolumità di beni e persone.

Basti pensare che, per quanto riguarda l'Italia ad esempio, un recente rapporto del Ministero dei Lavori Pubblici (CATENACCI, 1992) riporta che nel periodo 1945-1990 le vittime accertate a causa di fenomeni franosi sono state 2447, corrispondenti al 32% del totale delle vittime per catastrofi naturali in Italia. Tale dato evidenzia come le frane rappresentino, subito dopo i terremoti, le calamità naturali più pericolose per l'incolumità pubblica. L'ammontare dei danni provocati da dissesti idrogeologici (frane ed esondazioni) è stato stimato in circa 2.000-3.000 miliardi di Lire all'anno (DIPARTIMENTO DELLA PROTEZIONE CIVILE, 1992).

In generale il rischio totale (R), inteso come il numero atteso di perdite umane, feriti, danni alla proprietà, interruzione di attività economiche, in conseguenza di un particolare fenomeno naturale (nel caso specifico un fenomeno franoso), è espresso dal prodotto $R=H(\text{pericolosità})E(\text{elementi a rischio})V(\text{vulnerabilità})$. Già dalla stessa definizione del rischio risulta evidente come ogni metodologia di mitigazione del rischio da frana debba essere indirizzata o alla riduzione di uno o più dei fattori moltiplicativi o all'incremento della soglia del rischio accettabile (R_{ACC}), definito come il rischio connesso con una probabilità di accadimento dell'evento compatibile con il quadro sociale, economico e culturale del territorio.

Senza entrare in merito alle differenti metodologie di valutazione e caratterizzazione dei tre parametri che definiscono il rischio, è necessario comunque fornirne una breve descrizione, per meglio comprendere le possibili strategie di mitigazione. In particolare:

- per **pericolosità** (H) o **probabilità di occorrenza** si intende la probabilità che un fenomeno potenzialmente distruttivo, di determinata intensità, si verifichi in un dato periodo di tempo ed in una data area. È espressa in termini di probabilità annuale (o di tempo di ritorno). La pericolosità così definita è pertanto riferita ad una determinata intensità del fenomeno: $H=h(I)$, dove per intensità (I) si intende la severità geometrica e meccanica del fenomeno potenzialmente distruttivo, esprimibile o in una scala relativa oppure in termini di una o più grandezze caratteristiche del fenomeno stesso (velocità, volume, energia, ecc.);
- la **vulnerabilità** (V) rappresenta il grado di perdita prodotto su un certo elemento o gruppo di elementi esposti a rischio, risultante dal verificarsi di un fenomeno naturale di una data intensità: $V=v(I,E)$;
- infine, per **elementi a rischio** (E) si intendono la popolazione, le proprietà, le attività economiche, i servizi pubblici ed i beni ambientali presenti in una data area esposta a rischio.

In generale, le varie strategie di prevenzione e salvaguardia delle aree soggette a rischio frana possono essere ricondotte a quattro categorie fondamentali (BROMHEAD, 2004): la rilocalizzazione (*avoidance*) degli elementi a rischio in aree a minor rischio; la riduzione-correzione (*correction*) della sorgente del rischio tramite interventi volti alla stabilizzazione del corpo di frana; la desensibilizzazione (*desensitization*) degli elementi a rischio, intesa come riduzione della loro vulnerabilità (nello specifico il rafforzamento delle strutture esistenti tramite sottofondazioni, iniezioni, ecc. o il ricorso a particolari accorgimenti

costruttivi nel caso di strutture non ancora esistenti); ed infine l'accettazione (*acceptance*) del rischio da parte di una comunità, perseguibile sia attraverso il ricorso a pratiche assicurative che tramite sistemi di difesa dai movimenti franosi (sistemi di contenimento e di deviazione delle masse in frana, sistemi di monitoraggio-allarme, ecc.).

In ogni caso la gestione del rischio è condizionata dalla definizione di una soglia di rischio accettabile (R_{ACC}), sulla cui base dovranno essere valutate le possibili strategie di mitigazione da adottare. La Fig. 1 esemplifica in maniera schematica le differenti strade perseguibili nella strategia di gestione del rischio.

Per un determinato valore degli elementi a rischio (E), la soglia del rischio accettabile (R_{ACC}) può essere rappresentata, in un diagramma V (vulnerabilità)- H (pericolosità), tramite la curva $V=K/H$ (in nero) con K costante pari a R_{ACC}/E .

Nel diagramma il punto di coordinate $(H_1; V_1)$ rappresenta una generica situazione di rischio (funzione del valore degli elementi a rischio $R_s(\text{rischio specifico})=R/E$) oltre la soglia del rischio accettabile. Sulla base di questa schematizzazione, ogni tentativo di riduzione del rischio può essere rappresentato con dei vettori che, partendo dal punto $(H_1; V_1)$, terminano al di sotto della curva del rischio accettabile. In particolare il vettore orizzontale $(H_1; V_1)-(H_2; V_1)$ rappresenta l'effetto di una strategia di riduzione della sorgente di rischio (*correction*), mentre il vettore verticale $(H_1; V_1)-(H_1; V_2)$ schematizza la strategia di riduzione della sensibilità degli elementi a rischio (*desensitization*); l'effetto combinato delle due strategie sarà rappresentato da vettori con orientazione compresa tra i due precedentemente descritti.

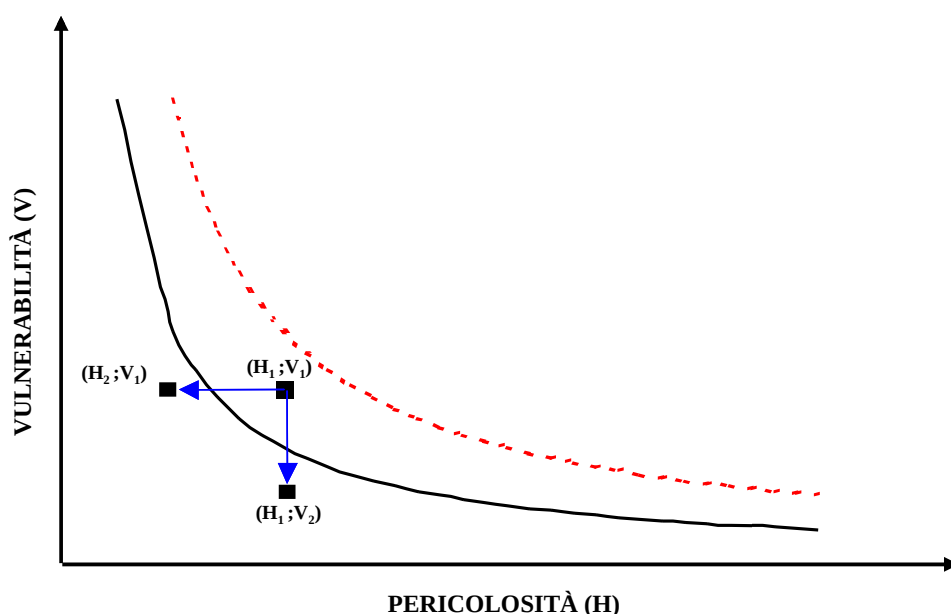


Fig. 1 –Rappresentazione schematica dell'effetto delle differenti strategie di mitigazione del rischio: le curve in nero (continua) ed in rosso (tratteggiata) schematizzano la soglia del rischio accettabile per un dato valore degli elementi a rischio, i vettori in blu le strategie di correzione (vettore orizzontale) e di desensibilizzazione degli elementi a rischio (vettore verticale) -

Sempre in riferimento alla Fig. 1, appare evidente come la mitigazione di una determinata situazione di rischio può essere perseguita anche spostando la curva del rischio accettabile al di sopra del punto $(H_1; V_1)$, ottenendo la curva tratteggiata in rosso. L'effetto può essere raggiunto semplicemente tramite strategie atte ad incrementare il parametro R_{ACC} per quel determinato valore degli elementi a rischio (*acceptance*), oppure tramite la riduzione del valore degli elementi a rischio (E) mantenendo inalterato il parametro R_{ACC} ; la riduzione del valore degli elementi a rischio comporta difatti un incremento del parametro $K=R_{ACC}/E$ ed un conseguente spostamento della soglia del rischio accettabile verso la curva in rosso.

Nel presente manuale, facendo riferimento all'aspetto più strettamente tecnico-operativo, le differenti strategie di mitigazione del rischio sono state raggruppate in due categorie, in relazione al fatto che esse comportino o meno un diretto intervento sul corpo di frana:

1. **interventi strutturali;**
2. **interventi non strutturali.**

Nello specifico, negli interventi di tipo strutturale sono state raggruppate sia tutte le opere volte alla stabilizzazione del corpo di frana (interventi di drenaggio, strutture di sostegno, interventi di riprofilatura dei versanti, sistemi di rinforzo interno, ecc.) che quelle mirate al controllo dei movimenti delle masse in frana, attraverso la realizzazione di vere e proprie strutture difensive lungo il probabile percorso del corpo di frana (ad es. reti e gallerie paramassi, sistemi deflettenti e barriere per flussi detritici, ecc.).

Tutte le altre strategie di mitigazione del rischio, in cui si interviene più propriamente sulla riduzione del valore e della vulnerabilità degli elementi a rischio o sull'incremento delle soglie di rischio accettabile, sono state riunite negli interventi non strutturali.

Riprendendo la differenziazione proposta da BROMHEAD (2004), negli interventi di tipo strutturale vengono raggruppate le strategie di riduzione della sorgente di rischio (*correction*) e parte delle strategie di accettazione del rischio (*acceptance*), ed in particolare i vari sistemi di deviazione e contenimento delle masse in frana, mentre le strategie di riduzione della sensibilità degli elementi a rischio (*desensitization*), la rilocalizzazione degli elementi a rischio (*avoidance*) e buona parte delle strategie di accettazione del rischio (*acceptance*) sono trattate tra gli interventi non strutturali.

Comunemente la gestione del rischio da frana viene affrontata intervenendo direttamente sulla sorgente del rischio tramite lavori e opere di ingegneria, sia per l'alto numero di soluzioni possibili che per il continuo sviluppo di nuove tecnologie e nuovi materiali utilizzabili nella sistemazioni dei corpi di frana. Proprio per la loro notevole diffusione, nel manuale viene dato maggior risalto alle differenti tipologie di interventi strutturali, fornendo per ciascuna di esse, oltre ad una breve descrizione dell'opera e delle sue principali caratteristiche progettuali, indicazioni relative al contesto di intervento a cui meglio si adatta (in riferimento sia alla tipologia che alle dimensioni del fenomeno franoso), nonché le principali precauzioni da osservare per valutarne e garantirne l'efficienza.

Vale la pena sottolineare però che gli interventi di tipo strutturale, anche se generalmente preferiti rispetto alle altre tipologie di intervento, non sempre rappresentano le strategie più efficaci per quel particolare contesto o, a parità di efficacia, non sempre permettono di ottenere il miglior rapporto costo-benefici. La realizzazione di opere atte a ridurre la sorgente del rischio è solamente una delle quattro strategie perseguibili; la necessità ad esempio di tempi di intervento ridotti o quella di affrontare frane di rilevanti dimensioni può rendere più efficace il ricorso a differenti strategie di gestione, come l'utilizzo di sistemi di monitoraggio/allarme, la rilocalizzazione delle strutture a maggior rischio, la realizzazione di opere di deviazione o di contenimento delle masse in frana, ecc.

Risulta quindi evidente come, per la scelta della particolare strategia di intervento, sia fondamentale una buona conoscenza della tipologia, delle dimensioni e della natura del fenomeno da affrontare, nonché del contesto socio-economico nel quale ci si trova ad intervenire. Spesso la migliore soluzione può scaturire da un compromesso tra le varie strategie disponibili; in ogni caso la particolare modalità di intervento dovrà essere attentamente ponderata e pienamente giustificata in relazione al particolare fenomeno da contrastare.

2 INTERVENTI STRUTTURALI

Per interventi di tipo strutturale si intendono tutte quelle strategie di mitigazione del rischio che comportano interventi diretti sul corpo di frana o sul probabile percorso delle masse in frana. In particolare, sono stati raggruppati in questa tipologia d'interventi, oltre ai vari metodi di stabilizzazione dei versanti (strategie di riduzione della sorgente del rischio), le differenti opere di difesa attiva dalle masse in frana, quali i sistemi di contenimento e deviazione.

Riccollegandosi alle classificazioni dei vari interventi di sistemazione, proposte da SCHUSTER (1995) e POPESCU (1996, 2001), e a quanto proposto dalla Commissione degli interventi sulle frane dell'*International Union of Geological Sciences (IUGS WG/L)* relativamente alle misure di correzione e controllo delle frane, le differenti tipologie di interventi strutturali sono state raggruppate in cinque gruppi principali:

1. interventi di riprofilatura del versante;
2. interventi di drenaggio;
3. strutture di ritenuta;
4. strutture di rinforzo interne;
5. interventi di protezione-eliminazione del problema.

Anche se in passato la sistemazione dei versanti in frana è stata gestita principalmente tramite il ricorso a strutture di ritenuta (muri, gabbionate, palificate, ecc.) o ad interventi di rinforzo del materiale (ancoraggi, iniezioni, micropali, ecc.), non sempre queste soluzioni sono risultate le più appropriate. Di norma queste opere, anche se estremamente efficienti (se correttamente progettate e realizzate), sono molto costose e quindi poco adatte alla stabilizzazione di grandi corpi di frana o di aree di basso valore economico; possono risultare invece la soluzione migliore in mancanza di ampi spazi a disposizione per la realizzazione degli interventi o in presenza di vincoli logistici imposti da abitazioni o per la stabilizzazione di fenomeni franosi di limitata estensione.

Frane di grandi dimensioni con superfici di scivolamento profonde, possono essere affrontate efficacemente tramite interventi di riprofilatura dei versanti, tenendo ben presente che la riuscita di detti interventi non dipende solo dall'entità dell'alterazione del pendio (quantità di materiale scavato o riportato) ma soprattutto dalla localizzazione dell'intervento di riprofilatura; indicazioni esaustive a tale riguardo sono fornite nel paragrafo relativo a questa tipologia di interventi strutturali.

Limitazioni all'uso degli interventi di riprofilatura dei versanti possono essere legate a costrizioni geometriche dovute alla presenza di vincoli urbanistici o a tutte quelle situazioni in cui non si riesce ad individuare correttamente la reale estensione della massa in frana.

Gli interventi di drenaggio, per l'importante ruolo giocato dalla pressione interstiziale sulla riduzione della resistenza al taglio, sono spesso tra i rimedi più efficaci nella sistemazione dei versanti. L'alta capacità di stabilizzazione, in relazione ai costi di realizzazione, fa sì che le varie opere di smaltimento delle acque superficiali e profonde siano tra i metodi di stabilizzazione più diffusi e quelli che generalmente consentono di ottenere, a parità di costi, i risultati migliori.

BROMHEAD (1992) sottolinea però che, nel caso di stabilizzazioni a lungo termine, l'utilizzazione dei sistemi di drenaggio può essere sfavorita dalla necessità del mantenimento dell'efficienza dei dreni, spesso costosa e di difficile realizzazione.

Dato che gli interventi fin qui descritti richiedono generalmente tempi di realizzazione lunghi e necessitano di spazi sufficienti per operare in sicurezza, questi possono risultare poco adatti alla sistemazione di fenomeni franosi estremamente rapidi ed improvvisi, quali crolli e colate detritiche; in questi casi è spesso conveniente ricorrere a sistemi di disaggio o ad opere di contenimento e/o deviazione delle masse in frana.

Nel manuale ogni gruppo di interventi, in relazione al principio ed al metodo di azione sulla massa in frana, è ulteriormente suddiviso in sottogruppi di opere; per ognuna di queste sono state realizzate delle schede esplicative in cui, oltre alle fondamentali caratteristiche progettuali ed operative, sono evidenziati sia il miglior contesto di utilizzazione che le specifiche precauzioni da osservare nella loro realizzazione e manutenzione.

La TAB. 1 fornisce una lista riassuntiva dei differenti interventi utilizzabili per la stabilizzazione di un particolare movimento franoso; individuato il gruppo o i gruppi di intervento più adatti ad affrontare quel determinato fenomeno franoso (tipo di frana e materiale coinvolto), la lista completa delle opere, disponibile per ciascun gruppo, fornisce le differenti soluzioni da adottare.

MATERIALE	TIPO DI FRANA	OPERE DI INTERVENTO														
		RIPROFILATURA DEL VERSANTE (A)				INTERVENTI DI DRENAGGIO (B)				STRUTTURE DI SOSTEGNO (C)			STRUTTURE DI RINFORZO INTERNE (D)		PROTEZIONE - ELIMINAZIONE DEL PROBLEMA (E)	
		Riduzione uniforme della pendenza (A1)	Appesantimento al piede (A2)	Scarico in testa (A3)	Gradonatura (A4)	Opere di protezione dall'erosione (B1)	Regimazione delle acque superficiali (B2)	Interventi di drenaggio subsuperficiali (B3)	Interventi di drenaggio profondo (B4)	Strutture a gravità (C1)	Strutture in cemento armato (C2)	Strutture speciali (C3)	Rinforzo del materiale (D1)	Miglioramento delle caratteristiche meccaniche del materiale (D2)	Disgaggio (E1)	Opere di protezione (E2)
ROCCIA	SCIVOLAMENTI		X				X		X				X	X		
	CROLLI	X			X		X						X	X	X	X
TERRA	SCIVOLAMENTI	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X		
	COLATE LENTE						X	X	X					X		
DETRITO	COLATE RAPIDE				X	X	X									X

TAB. 1 – Tabella riassuntiva dei principali gruppi e sottogruppi di interventi strutturali -

Ad esempio, nella stabilizzazione di una colata lenta, i gruppi principali di interventi a cui fare riferimento sono (vedi TAB. 1): gli interventi di drenaggio (categoria B sottocategorie B2, B3, B4) e il ricorso a strutture di rinforzo interne (categoria D sottocategoria D2).

Esaminando le relative tabelle dei gruppi di intervento, si può notare come, nel caso degli interventi di drenaggio (Fig. 2), le possibili soluzioni di rimedio comprendano tutte le opere di drenaggio superficiale (da B2a a B2e) e gran parte di quelle di drenaggio subsuperficiale (da B3b a B3f) e profondo (da B4a a B4c); nel caso delle strutture di rinforzo interne (Fig. 3), si può far ricorso al miglioramento delle caratteristiche meccaniche del materiale attraverso gli interventi D2c, D2e.

L'utilizzo di sigle di identificazione per i vari interventi permette di ottenere una rapida sintesi delle possibili soluzioni di sistemazione da adottare o adottate per quel determinato fenomeno franoso, fornendo nel contempo utili indicazioni sullo stesso principio di intervento (ad es. la sigla B2c identifica un intervento di drenaggio volto alla regimazione delle acque superficiali e, nello specifico, dei dreni intercettori).

INTERVENTI DI DRENAGGIO (B)		ROCCIA		TERRA		DETRITO
		SCIVOLAMENTI	CROLLI	SCIVOLAMENTI	COLATE LENTE	COLATE RAPIDE
OPERE DI PROTEZIONE DALL'EROSIONE (B1)	Rivestimenti con materiale sintetico (B1a)			X		X
	Rivestimenti con materiale biodegradabile (B1b)			X		X
	Inerbimenti (B1c)			X		X
	Piantumazioni (B1d)			X		X
	Gradonature (B1e)			X		X
	Fascinate (B1f)			X		X
	Viminate e palizzate (B1g)			X		X
	Palificate (B1h)			X		X
	Grate (B1i)			X		X
	M aterassi (B1l)			X		X
REGIMAZIONE DELLE ACQUE SUPERFICIALI (B2)	Canalette superficiali (B2a)	X	X	X	X	
	Fossi di guardia (B2b)	X	X	X	X	X
	Dreni intercettatori (B2c)			X	X	X
	Rimodellazione del versante (B2d)			X	X	
	Impermeabilizzazione delle fratture (B2e)			X	X	
INTERVENTI DI DRENAGGIO SUBSUPERFICIALI (B3)	Cunei filtranti (B3a)			X		
	Trincee drenanti (B3b)			X	X	
	Speroni drenanti (B3c)			X	X	
	dreni sub-orizzontali (B3d)			X	X	
	elettro osmosi (B3e)			X	X	
	geosintetici (B3f)			X	X	
INTERVENTI DI DRENAGGIO PROFONDO (B4)	pozzi drenanti (B4a)			X	X	
	tunnel - gallerie drenanti (B4b)	X		X	X	
	dreni sifone (B4c)			X	X	
	dreni "sottovuoto" (B4d)			X	X	

Fig. 2 – Tabella completa degli interventi di drenaggio; in rosso i possibili interventi di stabilizzazione per l'esempio considerato –

STRUTTURE DI RINFORZO INTERNE (D)		ROCCIA		TERRA		DETRITO
		SCIVOLAMENTI	CROLLI	SCIVOLAMENTI	COLATE LENTE	COLATE RAPIDE
RINFORZO DEL MATERIALE (D1)	Ancoraggi (D1a)	X	X	X		
	Chiodatura dei terreni (D1b)	X		X		
	Micropali (D1c)	X		X		
	Cemento proiettato (D1d)		X			
	Terre rinforzate (D1e)		X	X		
MIGLIORAMENTO DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL MATERIALE (D2)	Iniezioni (D2a)	X	X	X		
	Gettiniezione (jet grouting D2b)			X		
	Trattamenti chimici (D2c)			X	X	
	Trattamenti termici (D2d)			X	X	
	Trattamenti elettrici (vedi elettro osmosi B3e)			X	X	

Fig. 3 - Tabella completa delle strutture di rinforzo interne; in rosso i possibili interventi di stabilizzazione per l'esempio considerato –

Per rendere più semplice ed immediata la consultazione del manuale, sono state utilizzate delle categorie volutamente generiche per la descrizione dei fenomeni franosi: scivolamenti in terreni e roccia, crolli in roccia, colate rapide in materiale detritico e colate lente in terreni. Per una completa descrizione e classificazione dei fenomeni franosi si rimanda ai lavori di SASSA (1985), HUTCHINSON (1988) e CRUDEN & VARNES (1996).

Spesso, oltre all'efficienza dell'intervento di stabilizzazione, è necessario garantire anche una buona integrazione dell'intervento con l'ambiente circostante, riducendo al minimo l'impatto sull'area di intervento; questa necessità può giustificare il ricorso a particolari tecniche di mascheramento delle opere strutturali in vista (verniciature e rivestimenti per strutture di ritenuta, rinverdimenti, ecc.) o ad interventi di ingegneria naturalistica, anche se ciò può comportare notevoli incrementi dei costi a parità di efficacia della sistemazione.

Occorre ricordare che, anche se particolari situazioni possono essere affrontate ottimamente tramite il ricorso ad un'unica tipologia di intervento, l'esperienza mostra come spesso i migliori risultati si ottengano associando differenti metodi di stabilizzazione e/o di protezione; per esempio interventi di riprofilatura e opere di drenaggio, interventi di disgaggio e interventi di protezione (reti, barriere, gallerie paramassi, ecc.).

La soluzione più adatta per contrastare un particolare fenomeno franoso è strettamente legata alla tipologia del fenomeno stesso. Per questo motivo è necessario che le indagini dirette alla completa caratterizzazione del movimento franoso non siano subordinate ai fondi messi a disposizione a priori dall'autorità competente, bensì che siano le indagini stesse a vincolare gli investimenti. Infatti, l'incremento dei costi nella fase "investigativa" del fenomeno può essere largamente compensato dalla scelta del rimedio più adatto a quel determinato contesto, evitando ulteriori spese per la necessità di ricorrere ad interventi correttivi (non precedentemente preventivati) a causa di rimedi non correttamente progettati o scarsamente efficaci per le effettive caratteristiche di quel determinato fenomeno franoso.

2.1 Riprofilatura del versante (A)

Con il termine di riprofilatura si intendono tutti quegli interventi atti ad incrementare la stabilità di un versante attraverso una ridistribuzione delle masse lungo il pendio. L'incremento del fattore di sicurezza può essere ottenuto grazie alla riduzione delle forze destabilizzanti (rimozione di materiale), all'incremento di quelle resistenti (apporto di materiale) oppure grazie alla combinazione di entrambi gli effetti.

Gli interventi di riprofilatura dei versanti richiedono una buona conoscenza della geometria e delle dimensioni dei fenomeni franosi in gioco. La situazione è resa ancor più complessa dalla forma tendenzialmente irregolare dei versanti naturali, dall'eventuale presenza di strutture urbane e dal fatto che le superfici di scivolamento possono avere spesso forme complesse e perciò interventi atti a stabilizzare una data area ne possono destabilizzare un'altra (ad es. franamenti a valle di una porzione appesantita o arretramenti verso monte di una porzione scavata).

Un efficace strumento per la localizzazione delle aree più idonee per la realizzazione di scavi e riempimenti lungo un versante in frana, è fornito dalla teoria della linea di influenza di HUTCHINSON (1977; 1984).

I principali aspetti della teoria sono riportati di seguito, mentre per una trattazione completa si rimanda agli articoli di HUTCHINSON (1977; 1984).

L'applicazione di un carico o la realizzazione di uno scarico, in un versante instabile o potenzialmente instabile, produce una variazione del fattore di sicurezza (da F_0 ad F_1) funzione della posizione di applicazione del carico (lo scarico può essere trattato come un carico negativo), della geometria della superficie di scivolamento (ipotetica o reale) e delle condizioni di saturazione della massa instabile (coefficiente di pressione interstiziale B , SKEMPTON, 1954).

Riportando l'andamento del rapporto F_1/F_0 in funzione della distanza (x) lungo un'arbitraria sezione che attraversa longitudinalmente il corpo di frana (Fig. 4a, b), si individua una particolare posizione in cui l'applicazione del carico lascia inalterato il fattore di sicurezza ($F_1/F_0=1$); tale posizione prende il nome di punto neutro (n_u) e può essere valutata per le condizioni drenate e non drenate.

Esprimendo la posizione del rapporto F_1/F_0 in funzione dell'angolo tra la superficie di scivolamento e l'orizzontale, la posizione del punto neutro può essere ottenuta attraverso la relazione di HUTCHINSON (1984):

$$\tan \alpha_n = (1 - B \sec^2 \alpha_n) \frac{\tan \phi'}{F_0} \quad \text{con } 0 \leq B \leq 1$$

che per le condizioni limite $B=0$ (completa dissipazione delle sovrappressioni interstiziali) e $B=1$ (nessuna dissipazione delle sovrappressioni interstiziali) conduce ai seguenti risultati:

$\alpha_{n(Nu)}=0$ per $B=1$; $\alpha_{n(Nd)} = \arctan(\tan \phi' / F_0)$ per $B=0$;

per le situazioni intermedie $0 < B < 1$, $\alpha_{n(Ni)}$ presenterà valori intermedi fra i due casi limite (Fig. 4a).

L'unione di tutte le posizioni del punto neutro, ottenute considerando altre sezioni longitudinali fino a coprire l'intero corpo di frana, individua una linea definita da HUTCHINSON (1977) come linea neutra riferita a quel particolare tipo di frana e a quelle particolari condizioni di saturazione (Fig. 4c).

Le informazioni che si possono ricavare dalla teoria della linea di influenza sono schematizzate nella (Fig. 4c). In particolare si può notare come nella zona A, a monte della linea neutra relativa alle condizioni drenate, uno scarico produca un miglioramento delle condizioni di stabilità, sia a lungo che a breve termine, mentre un carico risulti sempre destabilizzante. Uno scarico effettuato nella porzione inferiore del corpo di frana, zona C a

valle della linea neutra relativa alle condizioni non drenate, determina comunque una diminuzione del coefficiente di sicurezza, al contrario di quello che accade se viene applicato un carico.

Nel settore intermedio del corpo di frana (zona B) ci troviamo in una situazione intermedia: qui uno scarico produce un incremento del fattore di sicurezza a breve termine (condizioni non drenate) ed una diminuzione a lungo termine (condizioni drenate); viceversa il carico risulta dannoso a breve termine, ma stabilizzante a lungo termine.

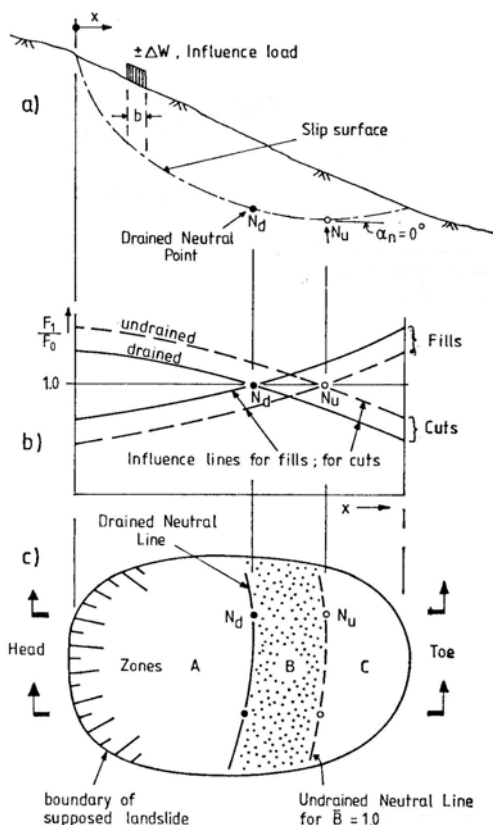
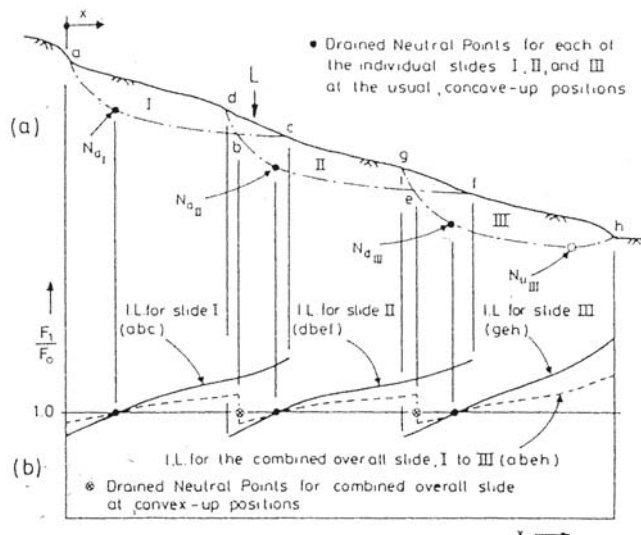


Fig. 4 – Teoria della linea di influenza. a) Sezione longitudinale del corpo di frana: sono visibili la superficie di scivolamento, il carico ΔW e l'ubicazione del punto neutro lungo la superficie per le condizioni drenate e non. b) Andamento delle linee di influenza drenate e non drenate per tagli ($\Delta W < 0$) e riempimenti ($\Delta W > 0$); le linee continue rappresentano la situazione a lungo termine (drained), le tratteggiate quella a breve termine (undrained). c) Vista in piano del corpo di frana con le linee neutre e la suddivisione del corpo di frana nelle zone A, B, C (da HUTCHINSON, 1984) -

Questo tipo di approccio è valido anche per superfici di scivolamento di forma complessa; in questi casi l'andamento delle linee di influenza mostra come interventi di carico o scarico, effettuati nelle posizioni intermedie del versante, producano spesso effetti contrastanti sulle varie porzioni del corpo in frana. In queste condizioni è perciò preferibile limitare gli interventi di riempimento e/o di scavo ai settori estremi del corpo di frana (Fig. 5a, punti a, h). Prendendo in considerazione la Fig. 5, si può notare come un carico nel punto L, pur determinando un miglioramento delle condizioni di stabilità del corpo di frana superiore I, contribuisca nel contempo a rendere più instabili sia il corpo di frana II, che il fenomeno franoso nel suo insieme (dato dall'unione dei fenomeni I, II e III).

Fig. 5 - a) Sezione longitudinale di una frana complessa in cui sono individuabili tre successivi fenomeni franosi; b) linee di influenza drenate per le superfici prese singolarmente (linee continue relative alle frane I, II, III) e per la frana complessiva formata dalla loro unione; condizione di carico (linea tratteggiata) (da HUTCHINSON, 1984) -



In conformità a quanto esposto risulta evidente come il concetto delle linee di influenza sia di fondamentale importanza nell'identificazione delle aree più idonee per la realizzazione di scavi e/o riempimenti allo scopo di stabilizzare un versante in frana e per la scelta stessa del tipo di intervento di riprofilatura più adatto in relazione al particolare contesto sul quale ci si trova ad intervenire.

Di seguito sono descritte le principali caratteristiche e peculiarità dei più comuni interventi di riprofilatura dei versanti; tali interventi sono elencati in TAB. 2, assieme ai relativi campi di applicazione.

RIPROFILATURA DEL VERSANTE (A)	ROCCIA		TERRA		DETRITO
	SCIVOLAMENTI	CROLLI	SCIVOLAMENTI	COLATE LENTE	COLATE RAPIDE
RIDUZIONE UNIFORME DELLA PENDENZA (A1)		X	X		
APPESANTIMENTO AL PIEDE (A2)	X		X		
SCARICO IN TESTA (A3)			X		
GRADONATURA (A4)		X	X		X

TAB. 2 – INTERVENTI DI RIPROFILATURA DEL VERSANTE -

2.1.1 RIDUZIONE UNIFORME DELLA PENDENZA (A1)

La riduzione uniforme della pendenza del versante può essere perseguita tramite la posa di materiale di riempimento oppure tramite lo scavo di materiale (Fig. 6); di norma, ad eccezione dell'utilizzo di materiali di riempimento selezionati ed importati, la pendenza limite di stabilità ottenibile con lo scavo del versante è maggiore di quella derivabile dal riporto.

La scelta tra le due metodologie di sistemazione è di norma legata alle caratteristiche dell'area su cui si dovrà intervenire, in relazione alla possibilità o meno di estensione dell'opera di intervento a valle del piede del versante o a monte della cresta (presenza di strutture, impossibilità logistiche, ecc.).

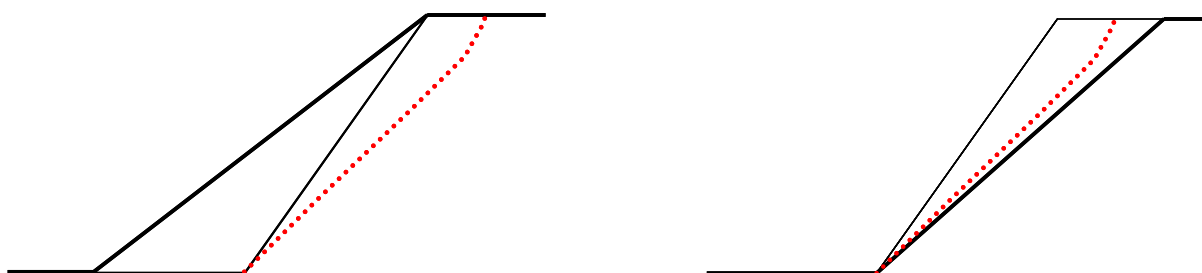


Fig. 6 – Riduzione uniforme della pendenza di un versante mediante riporto di materiale di riempimento (a sinistra) o tramite scavo di materiale (a destra): la linea marcata rappresenta il profilo finale del versante; l'area in grigio, rispettivamente, la massa di riporto e quella scavata; in rosso la superficie di scivolamento -

La tecnica di riduzione uniforme della pendenza è efficace nella sistemazione di fenomeni di instabilità di limitata estensione in cui i movimenti sono confinati al materiale di copertura del versante; appare invece di scarsa utilità per superfici di scivolamento profonde.



Fig. 7 – Stabilizzazione di un versante, tramite riduzione uniforme della pendenza e realizzazione di un fosso di guardia a monte, lungo la linea Treno Alta Velocità nei pressi di Scarperia in provincia di Firenze (giugno 2006), -

INDICAZIONI PROGETTUALI

Nella realizzazione di questo tipo di intervento devono essere considerate:

1. la resistenza al taglio del materiale costituente il versante e dell'eventuale materiale utilizzato per il riporto;
2. il massimo e minimo livello dell'eventuale falda a tergo del versante;
3. la pendenza limite del versante in relazione alle caratteristiche geotecniche del materiale e all'altezza del pendio. Una valutazione indicativa della pendenza limite può essere ottenuta facendo ricorso a carte di stabilità (TAYLOR, 1948; HOEK and BRAY, 1981); tuttavia è preferibile approfondire le verifiche di stabilità tramite analisi all'equilibrio limite, considerando oltre a superfici di scivolamento circolari (FELLENIOUS, 1936; TAYLOR, 1948; BISHOP, 1955) anche superfici poligonali (MORGENSTERN & PRICE, 1965; SPENCER, 1967; SARMA, 1979; SEED & SULTAN 1967; JANBU, 1973; ZHANG & CHOWDHURY, 1995).

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

L'intervento è di scarsa utilità nel caso di superfici di scivolamento profonde e se applicato solo a porzioni limitate del versante; la stabilizzazione di aree localizzate del versante può difatti favorire il franamento di aree adiacenti (frammento dell'area a valle dell'intervento per incremento del carico in testa oppure di quella a monte per scarico al piede).

È necessario raccogliere ed allontanare le acque di ruscellamento superficiale (vedi interventi B2) e garantire il corretto funzionamento del sistema di drenaggio.

AREA DI UBICAZIONE

Versanti di limitata estensione interessati da piccoli fenomeni franosi tendenzialmente superficiali.

2.1.2 APPESANTIMENTO AL PIEDE (A2)

L'intervento consiste nell'applicare delle masse al piede del corpo di frana, nello specifico a valle della linea neutra (HUTCHINSON, 1977; 1984), di entità sufficiente a prevenire il movimento del versante in frana (Fig. 8).

L'applicazione di una massa a valle della linea neutra causa difatti un incremento delle forze resistenti lasciando invariate quelle destabilizzanti, determinando così un netto incremento del fattore di sicurezza. Generalmente l'appesantimento al piede viene ottenuto tramite berme in cemento armato, rilevati in terra o in terra rinforzata, gabbioni, grossi blocchi di pietra, oppure tramite il materiale derivante dall'alleggerimento della testa del corpo di frana (A3).

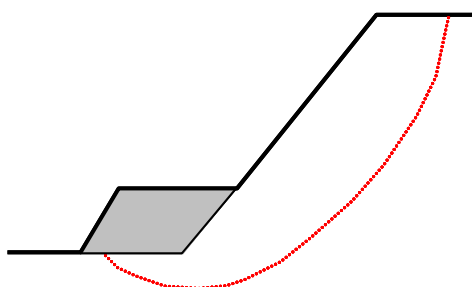


Fig. 8 – Esempio schematico di stabilizzazione di un corpo di frana (in rosso la superficie di scivolamento) tramite appesantimento al piede: la linea marcata rappresenta il profilo finale del versante, l'area in grigio la massa di riporto -

Questo tipo di intervento è particolarmente adatto alla sistemazione di fenomeni franosi profondi ed estesi.

INDICAZIONI PROGETTUALI

Nella realizzazione di questo tipo di intervento devono essere considerate:

1. la ricostruzione della reale superficie di scivolamento;
2. la resistenza al taglio del materiale costituente il versante e dell'eventuale materiale utilizzato per il riporto (nel caso di rilevati in terra o in terra rinforzata);
3. l'entità della massa da applicare al piede (forza resistente aggiuntiva) in relazione al fattore di sicurezza considerato;
4. il massimo e minimo livello dell'eventuale falda a tergo del versante;
5. la valutazione della posizione della linea neutra (HUTCHINSON, 1977; 1984), in condizioni drenate e non. Il carico dovrà essere applicato a valle della linea neutra riferita alle condizioni non drenate, in maniera tale da incrementare il fattore di sicurezza sia a lungo che a breve termine.

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

Un'errata valutazione dell'estensione e della forma della superficie di scivolamento potrebbe portare ad appesantire aree che in realtà dovrebbero essere alleggerite, favorendo l'instabilità, se non dell'intero corpo di frana, almeno della porzione a valle dell'area caricata.

È necessaria la presenza di un sistema di raccolta ed allontanamento delle acque di ruscellamento superficiale (vedi interventi B2), di cui sia garantito il corretto funzionamento.

AREA DI UBICAZIONE

Fenomeni franosi coinvolgenti grandi masse di terreno con superfici di scivolamento profonde.

2.1.3 SCARICO IN TESTA (A3)

L'intervento consiste nella riduzione delle forze destabilizzanti che agiscono sul versante in frana, riducendone il peso gravante sulla parte sommitale (nello specifico sulla porzione del versante a monte della linea neutra) tramite la rimozione del materiale (Fig. 9).

Nelle situazioni dove ciò è possibile, il materiale scavato in testa può essere utilizzato per caricare il piede della frana (Fig. 10); l'effetto risultante sarà quello di associare alla riduzione delle forze destabilizzanti un aumento di quelle resistenti, con un notevole incremento del fattore di sicurezza. Nel caso di superfici di scivolamento complesse (Fig. 5), possono essere associati tra loro più interventi di scavo e di riporto, a patto di avere una buona conoscenza della superficie di scollamento; un'errata ubicazione dei relativi interventi potrebbe difatti destabilizzare l'intero versante.

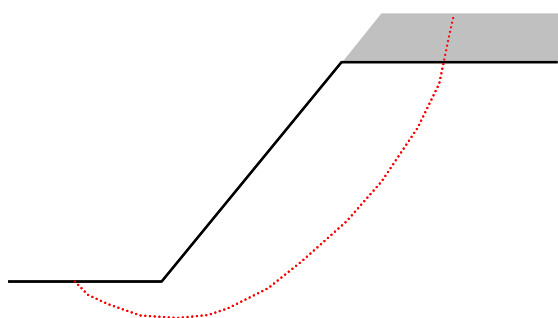


Fig. 9 – Esempio schematico di stabilizzazione di un corpo di frana (in rosso la superficie di scivolamento) riducendone il carico in testa: la linea marcata rappresenta il profilo finale del versante, l'area in grigio la massa scavata -

Questo tipo di intervento è particolarmente adatto alla sistemazione di fenomeni franosi profondi, mentre è del tutto inefficiente sia nel caso di fenomeni superficiali che di colate.



Fig. 10 - Sistemazione di un movimento franoso in località Volpaia nel comune di Radda in Chianti (FI) ottenuto caricando il piede del versante con il materiale scaricato in testa (novembre 2002) -

INDICAZIONI PROGETTUALI

Nella realizzazione di questo tipo di intervento devono essere considerati:

1. la ricostruzione della reale superficie di scivolamento;
2. l'entità della massa da scaricare in testa (forza resistente aggiuntiva), in relazione al fattore di sicurezza considerato;

3. il massimo e il minimo livello dell'eventuale falda a tergo del versante;
4. la valutazione della posizione della linea neutra (HUTCHINSON, 1977; 1984), in condizioni drenate e non. Lo scarico dovrà essere effettuato a monte della linea neutra riferita alle condizioni drenate, in maniera tale da incrementare il fattore di sicurezza sia a lungo che a breve termine;
5. la resistenza al taglio del materiale costituente il versante.

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

Un'errata valutazione dell'estensione e della forma della superficie di scivolamento potrebbe favorire l'instabilità della porzione a monte dell'intervento, come conseguenza dello scalzamento al piede.

È necessaria la presenza di un sistema di raccolta ed allontanamento delle acque di ruscellamento superficiale (vedi interventi B2), di cui sia garantito il corretto funzionamento.

AREA DI UBICAZIONE

Fenomeni franosi coinvolgenti grandi masse di terreno con superfici di scivolamento profonde.

2.1.4 GRADONATURA (A4)

L'intervento di gradonatura consiste nella riduzione generale della pendenza del versante tramite la realizzazione di gradoni, regolarmente spaziat, lungo il pendio (Fig. 11).

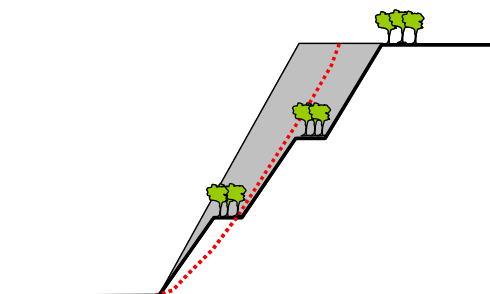


Fig. 11 – Esempio schematico di stabilizzazione di un corpo di frana (in rosso la superficie di scivolamento) tramite gradonatura; la linea marcata rappresenta il profilo finale del versante; l'area in grigio la massa scavata. L'impatto ambientale dell'intervento può essere ridotto tramite opere di rinverdimento dei gradoni e delle banchine -

Sebbene un pendio sottoposto a questo tipo di intervento possa continuare ad essere soggetto a forme di instabilità superficiale, la formazione dei gradoni permette di tenerne sotto controllo l'estensione, garantendo nel contempo un generale incremento della stabilità (Fig. 12). La diminuzione dell'energia del ruscellamento superficiale (attraverso l'incremento del percorso delle acque di scorrimento superficiale) comporta inoltre una diminuzione dell'erosione e dell'alterazione dei materiali costituenti il pendio.



Fig. 12 - Stabilizzazione di un versante nei pressi di Colle Val d'Elsa (SI) tramite intervento di gradonatura (febbraio 2003) -

La gradonatura è particolarmente indicata nei versanti in roccia ed in particolare per le pareti di notevole estensione; oltre a ridurre le potenziali masse instabili tramite l'interruzione della continuità del pendio, il tratto orizzontale ai piedi dei gradoni contribuisce a ridurre notevolmente l'energia dei blocchi in caduta arrestandone, nella maggior parte dei casi, il movimento lungo il pendio stesso. Nel caso di rocce deboli ed intensamente alterate il materiale d'alterazione derivante dai gradoni, colmando le banchine sottostanti, tenderà a formare nel tempo un versante uniforme, favorendo l'attecchimento della vegetazione.

Per la sistemazione di fenomeni franosi profondi coinvolgenti materiali non lapidei, agli interventi di gradonatura è da preferirsi una strategia combinata di interventi di appesantimento (A2) e scarico del versante (A3), secondo le modalità indicate da HUTCHINSON (1977; 1984).

INDICAZIONI PROGETTUALI

Nella realizzazione di questo tipo di intervento devono essere considerate:

1. la valutazione dell'altezza e della pendenza dei gradoni in relazione ai parametri consentiti dalle caratteristiche geotecniche dei materiali (resistenza al taglio mobilitata e, nel caso di pendii in roccia, pendenza limite in relazione a possibili fenomeni di instabilità cinematica).
2. la valutazione della pendenza media consentita per l'intero versante (vedi interventi A1);
3. la resistenza al taglio del materiale costituente il versante.

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

Occorre tenere sotto controllo la stabilità dei gradoni durante la loro realizzazione, onde evitare la possibile estensione di eventuali fenomeni di instabilità.

È necessario garantire il corretto funzionamento del sistema di regimazione delle acque di ruscellamento, attraverso un complesso di canalette che consenta di allontanare le acque ai piedi di ciascun gradone, convogliandole all'esterno del versante; nel caso di materiali lapidei, quanto detto può essere ottenuto realizzando, con le dovute pendenze, le banchine dei gradoni.

AREA DI UBICAZIONE

Sistemazione di fenomeni franosi superficiali o di versanti in roccia di rilevanti dimensioni. La gradonatura è poco efficace nella stabilizzazione di fenomeni franosi profondi, per i quali sono da preferirsi interventi di redistribuzione delle masse (interventi di scarico e carico), secondo quanto riportato nella teoria della linea di influenza di HUTCHINSON (1977; 1984).

2.2 Interventi di drenaggio (B)

Vengono raggruppati in questa categoria tutti quegli interventi mirati ad una riduzione delle pressioni interstiziali, con il conseguente aumento degli sforzi efficaci e della resistenza al taglio del corpo di frana.

In genere questo tipo di interventi costituisce un buon metodo di stabilizzazione, anche se nel lungo periodo la loro efficacia è fortemente condizionata dalla necessità di una periodica manutenzione che raramente risulta praticata o praticabile, soprattutto nel caso dei drenaggi sub-superficiali.

In relazione alla natura delle acque allontanate, gli interventi di drenaggio sono stati raggruppati in quattro categorie principali:

1. opere di protezione dall'erosione;
2. interventi di regimazione delle acque superficiali;
3. interventi di drenaggio sub-superficiali;
4. interventi di drenaggio profondo.

Le opere di protezione dall'erosione sono state inserite nella categoria di drenaggio, in quanto determinano la regimazione delle acque superficiali ed ipodermiche e possono produrre la sottrazione di acqua dal terreno. Nella TAB. 3 sono riportati sia i vari tipi di intervento che il relativo dominio d'applicazione.

INTERVENTI DI DRENAGGIO (B)		ROCCIA		TERRA		DETRITO
		SCIVOLAMENTI	CROLLI	SCIVOLAMENTI	COLATE LENTE	COLATE RAPIDE
OPERE DI PROTEZIONE DALL'EROSIONE (B1)	Rivestimenti con materiale sintetico (B1a)			X		X
	Rivestimenti con materiale biodegradabile (B1b)			X		X
	Inerbimenti (B1c)			X		X
	Piantumazioni (B1d)			X		X
	Gradonature (B1e)			X		X
	Fascinate (B1f)			X		X
	Vimate e palizzate (B1g)			X		X
	Palificate (B1h)			X		X
	Grate (B1i)			X		X
	M aterassi (B1l)			X		X
REGIMAZIONE DELLE ACQUE SUPERFICIALI (B2)	Canalette superficiali (B2a)	X	X	X	X	
	Fossi di guardia (B2b)	X	X	X	X	X
	Dreni intercettori (B2c)			X	X	X
	Rimodellazione del versante (B2d)			X	X	
	Impermeabilizzazione delle fratture (B2e)			X	X	
INTERVENTI DI DRENAGGIO SUBSUPERFICIALI (B3)	Cunei filtranti (B3a)			X		
	Trincee drenanti (B3b)			X	X	
	Speroni drenanti (B3c)			X	X	
	dreni sub-orizzontali (B3d)			X	X	
	elettro osmosi (B3e)			X	X	
	geosintetici (B3f)			X	X	
INTERVENTI DI DRENAGGIO PROFONDO (B4)	pozzi drenanti (B4a)			X	X	
	tunnel - gallerie drenanti (B4b)	X		X	X	
	dreni sifone (B4c)			X	X	
	dreni "sottovuoto" (B4d)			X		

TAB. 3 – INTERVENTI DI DRENAGGIO –

2.2.1 OPERE DI PROTEZIONE DALL'EROSIONE (B1)

Sono state inserite in questa categoria oltre alle opere di semplice controllo dell'erosione superficiale, quali rivestimenti ed inerbimenti, tutti quegli interventi che uniscono all'azione di controllo dell'erosione superficiale un'azione di stabilizzazione del materiale di copertura dei versanti, tramite la realizzazione di strutture di rinforzo del terreno entro cui impiantare talee o piantine radicate; i materiali vegetali vivi, intercettando e rallentando il deflusso delle acque meteoriche, contrastano l'erosione superficiale rinforzando con il loro apparato radicale il terreno.

2.2.1.1 Rivestimenti con materiale sintetico (B1a)

DESCRIZIONE

Sono opere di rivestimento dei versanti realizzate con diversi tipi di materiale, geosintetici e non, allo scopo di proteggere il pendio da fenomeni di erosione superficiale, consentendo nel contempo l'attecchimento della vegetazione.



Fig. 13 – Impiego di geotessuto rinforzata con rete metallica, per la stabilizzazione ed il rinverdimento di un versante argilloso: a sinistra fase di posa; a destra situazione dopo l'idrosemina (da ANPA, 2002) -

Il materiale di rivestimento viene dapprima fissato ad un solco (20-30 cm) scavato a monte della superficie da proteggere, quindi steso secondo la linea di massima pendenza e fissato al versante tramite picchetti in legno o acciaio a seconda delle caratteristiche del substrato; il rivestimento viene infine ricoperto con del materiale vegetale.

Il rinverdimento viene effettuato tramite la semina di un idoneo miscuglio di sementi di specie erbacee selezionate che, in alcuni casi, deve precedere la stesura del materiale di rivestimento (reti, griglie, tessuti, ecc.) oppure la fase di riempimento con terreno vegetale; talvolta è consigliata anche la messa a dimora di talee di salice.

I materiali comunemente utilizzati per i rivestimenti sono (REGIONE EMILIA ROMAGNA, 1993):

1. griglie o reti;
2. reti a struttura alveolare (in polietilene e poliestere);
3. tessuti (in polietilene e poliestere);
4. sistemi misti.

Le griglie o reti sono realizzate con fibre di polimeri di vario tipo (poliammide, polietilene, polipropilene e poliestere), arrangiate in modo da realizzare strutture bidimensionali (geogriglie) o tridimensionali (geostuoie e georeti).

Tralasciando le georeti, più adatte agli interventi di drenaggio (B3f), le geostuoie (Fig. 14) sono costituite da filamenti aggrovigliati e termosaldati con uno spessore di 10-12 mm in grado di inglobare particelle di terreno. Presentano una porosità molto elevata (mediamente superiore al 90%), che facilita la crescita della vegetazione e, oltre ad assolvere la caratteristica funzione di protezione dall'erosione, possono essere utilizzate per la realizzazione di canalette inerbite. Sono disponibili in commercio geostuoie già riempite con ghiaia ed altre con il manto vegetale già sviluppato.



Fig. 14 – Posizionamento di geostuoie, tramite un “ragno” meccanizzato, durante gli interventi di sistemazione della scarpata sud di Certaldo Alto (FI). Le geostuoie sono fissate a canalette in cemento armato (B2a) fondate su micropali (D1c) che svolgono una duplice funzione di sostegno -

Nelle geogriglie le fibre di materiale polimerico formano una rete a maglia di forma ellittica o rettangolare con aperture variabili da 1 cm a 10 cm; esse sono utilizzate solitamente nel rinforzo dei terreni (es: muri di sostegno in terra, rinforzo di rilevati o di pendii), singolarmente o accoppiate ad altri tipi di geosintetici.

Le reti a struttura alveolare (geocelle) presentano una struttura a nido d’ape ottenuta tramite assemblaggio e saldatura di strisce di materiali sintetici (polietilene) con spessore > 1.2 mm e altezza di 70-100 mm. Trattenendo il terreno sciolto all’interno delle celle (alveoli), esse svolgono un’efficace funzione antierosiva incrementando la resistenza meccanica del terreno. La permeabilità di questo tipo di strutture è incrementata grazie a fessure situate tra le diverse celle, che consentono il flusso anche in direzione trasversale. La peculiare struttura a “fisarmonica”, di ingombro limitato, ne facilita il trasporto e la conseguente rapidità di messa in opera. Dopo la posa delle geocelle e il fissaggio mediante picchettatura, si esegue un riempimento con terreno vegetale seguito da idrosemina.

I tessuti in polietilene e poliestere, comunemente conosciuti come geotessili, più che come difesa dall’erosione sono utilizzati con funzione di rinforzo (pendii e terre rinforzate, strade e fondazioni su terreni con caratteristiche meccaniche scadenti) e di separazione tra materiali

diversi, come nel caso di rilevati in materiali granulari poggianti su terreni fini o nella realizzazione di strade; oltre ad impedire la compenetrazione tra i materiali a contatto, essi svolgono una funzione di rinforzo e di filtro (COLOMBO *et al.*, 1996).

I sistemi misti comunemente conosciuti con il termine di geocompositi consistono in diverse combinazioni delle soluzioni sopra descritte; una tipologia comunemente utilizzata nel controllo dell'erosione superficiale è rappresentata dalle geostuoie rinforzate, costituite da una geostuoia tridimensionale ricoperta da un elemento di rinforzo (generalmente una rete metallica zincata o una geogriglia in poliestere), che svolge una funzione permanente di contenimento e di assorbimento degli sforzi di trazione indotti nel geocomposito.

In certi casi, in particolare quando la superficie del versante è ricoperta da un certo spessore di suolo, in sostituzione della geostuoia possono essere utilizzate anche reti in materiale biodegradabile.

INDICAZIONI PROGETTUALI

Nella realizzazione di questa tipologia di intervento devono essere considerati:

1. la stima del massimo deflusso possibile sul pendio e del potenziale potere erosivo;
2. la valutazione delle specie vegetali da utilizzare nel rinverdimento in relazione alle caratteristiche del terreno ed alle condizioni climatiche dell'area di intervento;
3. la valutazione della resistenza allo scorrimento del rivestimento, specialmente per le geocelle.

Prima di effettuare l'intervento occorre valutare la possibile presenza di fenomeni franosi profondi, in aggiunta a quelli di natura superficiale, tramite un'attenta indagine geomorfologica dell'area e opportune verifiche di stabilità.

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

La fase di messa in opera dei rivestimenti deve essere preceduta da un'accurata preparazione del letto di posa, da effettuare mediante scoronamenti delle parti instabili, eliminazione di detrito e materiale lapideo, rifiuti, ramaglie, ecc.; successivamente si deve provvedere alla profilatura della scarpata evitando la formazione di buche e avvallamenti.

I picchetti possono avere varie disposizioni, ma in ogni caso è necessario assicurare il fissaggio dei bordi, le sovrapposizioni tra i teli e i punti in cui si hanno incrementi delle pendenze, allo scopo di mantenere la rete il più possibile aderente al terreno (Fig. 15).

Essendo generalmente associati ad inerbimenti, questi tipi di intervento vanno realizzati nei periodi delle semine; è possibile provvedere alla semina successivamente alla posa delle reti, ma i risultati sono meno favorevoli. Pendenze eccessive, favorendo il dilavamento, ostacolano l'attecchimento della vegetazione.

La qualità dei risultati di questa tipologia di interventi è fortemente condizionata dalla scelta dei materiali e delle specie vegetali da impiegare, ma soprattutto dalla corretta esecuzione del lavoro.

Per limitare il dilavamento è necessario allontanare le acque di ruscellamento superficiale dalla superficie trattata, tramite fossi di guardia (B2b) e di perimetrazione.

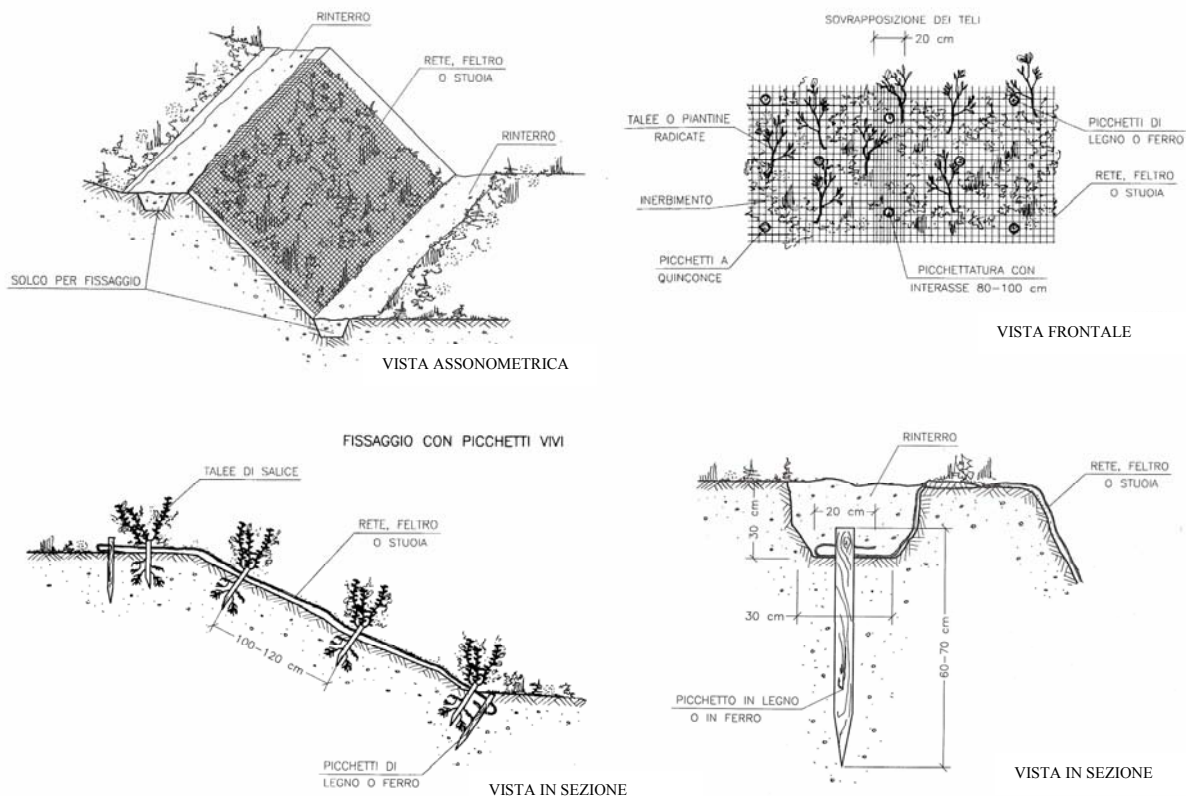


Fig. 15 – Viste esemplificative di un intervento di rivestimento; in basso a destra particolare del picchettamento di monte del rivestimento (da REGIONE LIGURIA, 1997) -

AREA DI UBICAZIONE

I rivestimenti in materiale sintetico sono utilizzati negli interventi di protezione dall'erosione in cui sia richiesta anche una certa resistenza alle sollecitazioni meccaniche ed in particolare nel caso di superfici costituite da suoli con deboli spessori o con roccia affiorante, in cui i materiali biodegradabili (interventi B1b) risulterebbero di scarsa utilità.

In particolare le geostuoie rinforzate, se ben ancorate alla scarpata (possono essere fissate con vere e proprie chiodature e rinforzate con funi di acciaio collegate alle teste dei chiodi), sono in grado di esercitare un certo controllo su fenomeni gravitativi superficiali associati a forti pendenze.

Le geocelle, oltre che nella stabilizzazione di versanti naturali, sono utilizzate spesso nelle sistemazione delle coperture di discariche o nel recupero ambientale delle cave; il loro utilizzo è comunque limitato a pendenze inferiori ai 40°.

La resistenza dei materiali sintetici agli agenti chimici presenti nel terreno ne consente l'impiego nelle situazioni in cui la "rete" deve mantenere le proprie caratteristiche tecniche nel tempo.

Possono essere utilizzate in unione ad altre opere di protezione dall'erosione nelle aree di alimentazione di colate detritiche esistenti o potenziali.

2.2.1.2 Rivestimenti con materiale biodegradabile (B1b)

DESCRIZIONE

Si tratta di prodotti costituiti in genere da fibre di paglia, cocco, juta, trucioli di legno o altre fibre vegetali. Le loro caratteristiche di atossicità e l'elevata biodegradabilità ne consentono il pressoché totale "assorbimento" nell'ambiente naturale nell'arco di 1-5 anni, con perfetta integrazione ecologica ed estetica. La notevole permeabilità e capacità di ritenzione idrica favoriscono nel contempo una rapida crescita della vegetazione.

La metodologia di posizionamento sul versante è analoga a quella per i rivestimenti con materiale sintetico (B1a): prima della stesura della "rete", dal solco di monte secondo la direzione di massima pendenza, viene effettuata la semina di sementi e specie erbacee selezionate; la rete viene poi fissata al substrato con picchetti ad U disposti lungo le aree di sovrapposizione laterale tra i rotoli impiegati ed eventualmente anche al centro, in funzione del grado di pendenza del versante.

In funzione del materiale, della struttura e delle tecniche costruttive, i rivestimenti con materiale biodegradabile possono essere classificati in bioreti, biofeltri e biostuoie.



Fig. 16 – Esempi di materiali di rivestimento biodegradabili: a sinistra georete in fibra di juta, al centro biostuoia in paglia ricoperta con materiale plastico fotodegradabile, a destra biostuoia in fibra di cocco ricoperta con materiale plastico fotodegradabile (da REGIONE LIGURIA, 1997) -

Le bioreti sono formate da fibre naturali di cocco o juta, assemblate in modo da formare una struttura tessuta aperta e nello stesso tempo deformabile. In generale le fibre di cocco presentano una maggiore resistenza alla trazione e alla degradazione rispetto a quelle di juta, che le rende adatte anche ad ambienti particolarmente impervi; d'altro canto, le bioreti a fibre di juta (geojute) presentano un'elevata capacità di ritenzione idrica, pari a circa cinque volte il loro peso, per cui sono ideali nel caso in cui si desideri un rapido sviluppo della vegetazione o in ambienti aridi.

I biofeltri sono teli non tessuti ottenuti da fibre vegetali (paglia, cocco, paglia e cocco, trucioli di legno, altre fibre vegetali) sciolte o pressate ed eventualmente abbinate a reti in fibre naturali o sintetiche (fotodegradabili) o a fogli di cellulosa. Vengono usati per la protezione temporanea dall'erosione di pendii e scarpate trattati con semina, per favorirne l'inerbimento.

Le biostuoie sono formate da strati di fibre biodegradabili (paglia, cocco, paglia e cocco, juta, ecc.) dello spessore di circa 10 mm, assemblate in modo da formare una struttura intrecciata, semiaperta, deformabile e molto adattabile al terreno. Il materiale è trattenuto su entrambe le facce da microreti in materiale organico o sintetico (polipropilene) oppure da una microrete e da un foglio di cellulosa sul lato a contatto con il terreno.

L'elevata capacità di ritenzione idrica e l'incremento di fertilità derivante dalla loro degradazione, abbinati alla creazione di un microclima ideale, le rendono adatte ad agevolare l'attecchimento e la fase di prima crescita della vegetazione. La durata dei teli varia in

funzione del materiale specifico impiegato, della natura del suolo e delle condizioni climatiche locali; in generale le biostuoie in cocco sono più resistenti alla degradazione (1-2 anni), mentre quelle in paglia o juta trattengono meglio l'umidità (rivestimenti antierosivi di pendii in ambiente arido).

In caso di difficoltà operative e/o costi di semina ritenuti non sostenibili per le specifiche condizioni di intervento, si può far ricorso a varie versioni di biostuoie preseminate disponibili in commercio.



Fig. 17 – Stabilizzazione di un versante tramite rivestimento con biostuoie in località Ricuciano nel comune di Uzzano (PT). Il controllo dell'erosione e la regimazione delle acque superficiali è ottenuta anche per mezzo di cabalette prefabbricate in lamiera (intervento B2a) –

INDICAZIONI PROGETTUALI

La scelta della tipologia del materiale da utilizzare dovrà essere fatta con attenzione in relazione alle condizioni climatiche dell'area, alle caratteristiche del terreno, all'entità del massimo deflusso superficiale ed alla valutazione del tempo necessario per l'attecchimento della vegetazione.

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

Per le precauzioni vale quanto detto a proposito degli interventi di rivestimento con materiali sintetici (B1a); visto che si tratta sempre di interventi associati a rinverdimento, occorre effettuare questo tipo di sistemazioni nei periodi delle semine.

AREA DI UBICAZIONE

Si tratta di interventi di carattere provvisorio, a cui si può far ricorso nel caso in cui non sia necessario far fronte a sforzi di contenimento dei terreni; infatti, rispetto ai materiali sintetici, questo tipo di materiali offre una minore resistenza alle sollecitazioni meccaniche e quindi dovrebbe essere limitato a quei contesti in cui è richiesta solamente una funzione antierosiva.

La biodegradabilità di questi materiali ne limita l'impiego alla protezione temporanea del suolo nella delicata fase di attecchimento della vegetazione, il che ne obbliga l'uso in unione con opportuni sistemi di rinverdimento. La capacità di incrementare la fertilità del terreno in seguito alla loro decomposizione ed al conseguente apporto di sostanza organica ne permette l'utilizzo anche in substrati sterili.

Nel caso in cui risulti necessaria anche una funzione strutturale e non si voglia far ricorso a materiali sintetici, i rivestimenti biodegradabili dovranno essere associati a reti metalliche.

Possono essere utilizzati in unione ad altre opere di protezione dall'erosione nelle aree di alimentazione di colate detritiche esistenti o potenziali.

2.2.1.3 Rinverdimenti (B1c)

DESCRIZIONE

Si tratta di interventi antierosivi di rivestimento, utilizzati sia come singoli interventi che in abbinamento ad opere di consolidamento e stabilizzazione superficiale; costituiscono inoltre il naturale completamento degli interventi di tipo B1a e B1b.

La copertura vegetale protegge gli strati superficiali del terreno dall'azione aggressiva delle acque meteoriche, del ruscellamento, del vento e delle escursioni termiche. Se opportunamente realizzati, i rinverdimenti consentono un ottimo recupero delle aree degradate, favorendo il consolidamento dei pendii ed il ripristino degli ecosistemi naturali.

Le tecniche di inerbimento possono essere ricondotte a quattro tipologie fondamentali:

1. semina manuale;
2. inerbimento con zolle o tappeti erbosi;
3. sistema nero-verde;
4. idrosemina s. s.

Nel caso della semina manuale (o semina a spaglio), il terreno da inerbire viene dapprima preparato, eliminandone i ciottoli più grossolani e apportando terreno vegetale e materiale organico, quindi viene cosperso con un miscuglio standard di sementi selezionate.

L'inerbimento con zolle consiste nel rinverdire scarpate o versanti denudati dalla vegetazione tramite la messa in posa di zolle o tappeti erbosi; di norma le zolle derivano dall'asportazione dello strato superficiale erboso del terreno, effettuato prima dei movimenti di terra per le sistemazioni idraulico – forestali.

La tecnica di rinverdimento nero-verde (sistema Schiechteln) prevede una prima fase in cui il terreno da trattare viene ricoperto, in genere manualmente, con della paglia asciutta, in modo da formare una coltre continua; lo strato di paglia viene poi ricoperto con una miscela di sementi e concimi organici e/o minerali per mezzo di un'idroseminatrice (Fig. 18). La fase finale consiste nel cospargere il pendio trattato con una miscela idrobituminosa per stabilizzare lo strato di paglia ed evitare erosione da parte del vento e dell'acqua.



Fig. 18 – Intervento di semina nero-verde su una scarpata a Proves (BZ): a sinistra distribuzione dello strato di paglia e semina, a destra il risultato dopo tre mesi (immagini tratte dal sito internet www.Vandeborre.it) -

L'idrosemina vera e propria (Fig. 19) consiste nello spruzzare, ad alta pressione, una soluzione di acqua, semi, collanti ed altri componenti, sul terreno preventivamente preparato. La miscela di base è costituita da acqua, sementi di specie erbacee e/o arbustive, fertilizzante

organo-minerale bilanciato, leganti o collanti e sostanze atte a stimolare la radicazione e lo sviluppo della microflora.



Fig. 19 – Inerbimento di una scarpata tramite idrosemina: l'idroseminatrice è montata su un camioncino ed è munita di lancia girevole, che permette l'aspersione della miscela sulla superficie da trattare (da ANPA, 2002) -

In situazioni caratterizzate da elevate pendenze e da intensi fenomeni erosivi, alla miscela di base può essere aggiunto un *mulch* di fibre di legno e paglia, che conferisce alla miscela maggiore resistenza ed un'elevata capacità di ritenzione idrica.

A seconda della quantità e composizione del collante e del *mulch*, si può fare una distinzione tra idrosemina con *mulch* e idrosemina a fibre legate, caratterizzata quest'ultima da una maggiore quantità di *mulch* (con almeno il 50% delle fibre di lunghezza > 1 cm, rispetto al 20% dell'idrosemina con *mulch*) e di collante (che dovrà essere molto viscoso ed in grado di formare legami tenaci tra le fibre).

Nel caso in cui il substrato sia particolarmente povero di materiale organico, sassoso o costituito da rocce di scarsa consistenza, alla miscela può essere aggiunto, oltre al *mulch*, materiale organico in genere sotto forma di torba (idrosemina a spessore).

INDICAZIONI PROGETTUALI

La scelta della tipologia delle miscele da utilizzare dovrà essere fatta con attenzione, in relazione alle condizioni climatiche e morfometriche dell'area ed alle caratteristiche del terreno; a tal scopo, utili indicazioni sono fornite da REGIONE EMILIA ROMAGNA (1993). È necessario avere una conoscenza del massimo deflusso superficiale possibile e valutare il tempo necessario per l'attecchimento della vegetazione.

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

Prima di effettuare l'intervento occorre valutare la possibile presenza di fenomeni franosi profondi, in aggiunta a quelli di natura superficiale, tramite un'attenta indagine geomorfologica dell'area e opportune verifiche di stabilità.

Il rinverdimento deve essere preceduto dalla preparazione del terreno da trattare e, in particolare, dalla rimozione dei ciottoli presenti tramite rastrellatura.

I periodi più adatti per effettuare l'idrosemina e il rinverdimento nero-verde sono quelli umidi (autunno e primavera), mentre per la semina il periodo migliore è quello primaverile – estivo; l'inerbimento tramite zolle e tappeti erbosi può essere realizzato in qualsiasi periodo dell'anno, a patto che si impieghino specie rustiche e che le piote erbose vengano utilizzate rapidamente. Per garantire l'efficacia della sistemazione è buona norma, soprattutto nel caso dell'idrosemina, che gli interventi di rinverdimento siano abbinati ad altre tecniche sia di protezione che di regimazione delle acque meteoriche. Inoltre, nel caso di forti pendenze, è consigliabile prima dell'inerbimento aver consolidato il pendio con adeguati rivestimenti (reti, griglie sintetiche o biodegradabili, ecc.).

AREA DI UBICAZIONE

Le possibili aree di intervento variano a seconda della tipologia del rinverdimento:

1. la semina manuale è particolarmente indicata in aree collinari e montane con basse pendenze;
2. l'inerbimento con zolle e tappeti erbosi è indicato per aree limitate con pendenza non troppo elevata; in quest'ultimo caso si può far ricorso a zolle fissate al substrato con paletti. Nel caso dei tappeti erbosi è necessario, inoltre, che il terreno di posa sia tendenzialmente uniforme e pressoché privo di asperità;
3. l'inerbimento con sistema nero-verde è adatto per i rinverdimenti in situazioni caratterizzate da scarsità di suolo vegetale e condizioni climatiche severe (ambiente montano);
4. l'idrosemina si presta bene al rinverdimento di vaste aree quasi o completamente denudate. L'idrosemina di base deve essere limitata a pendenze inferiori ai 20°; l'idrosemina con *mulch* e quella a fibre legate sono efficaci anche su pendenze maggiori (dai 35° dell'idrosemina con *mulch* fino ai 55°- 60° della idrosemina a fibre legate) ed in presenza di intensi fenomeni erosivi.

Gli interventi di rinverdimento sono di norma utilizzati in associazione con i rivestimenti sintetici (B1a) e/o biodegradabili (B1b), che ne rendono possibile l'utilizzo anche su pendenze molto elevate; da questo punto di vista possono risultare utili nella stabilizzazione di aree di alimentazione di colate detritiche esistenti o potenziali.

2.2.1.4 Piantumazioni (B1d)

DESCRIZIONE GENERALE

Si tratta di interventi di stabilizzazione di scarpate e di aree soggette ad intensa erosione superficiale tramite la messa a dimora di piantine arboree e/o il trapianto di cespi selvatici. Gli apparati radicali delle piante, sviluppandosi, determinano un'azione legante e consolidante delle particelle del terreno ed esercitano, nel contempo, un'efficace azione di regimazione delle acque meteoriche.

Le piantumazioni possono essere ricondotte a due differenti tipologie:

1. messa a dimora di talee;
2. impianto di specie arboree e arbustive.

La messa a dimora di talee consiste nell'infissione di talee (come picchetti viventi) nel terreno, con una densità di impianto variabile tra 2 e 10 talee/m². Si tratta generalmente di talee di salice, tamerice, alloro ed altre specie legnose a riproduzione vegetativa, di 2-3 anni di età, che vengono tagliate a punta ed inserite nel terreno in maniera ortogonale o obliqua rispetto al pendio.

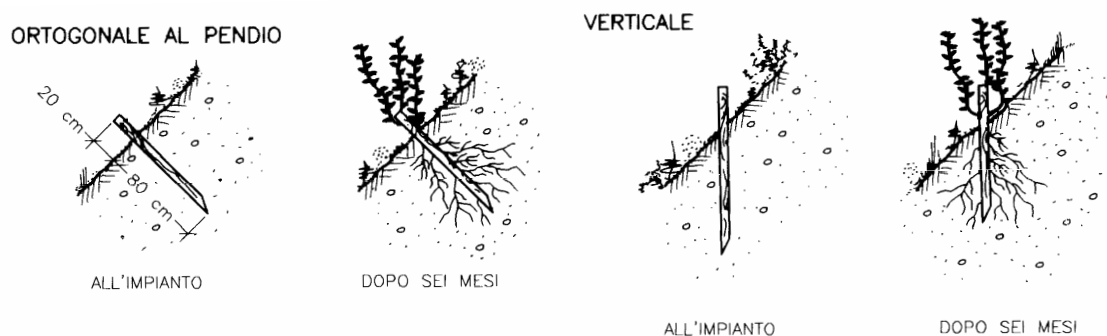


Fig. 20 – Vista in sezione di talee messe a dimora lungo una scarpata (da REGIONE LIGURIA, 1997) -

La seconda tipologia di intervento consiste nell'impiantare piantine a radice nuda (in fitocella, in contenitore o con pane di terra) in buche scavate nel terreno, di dimensioni variabili in relazione alle dimensioni e alla natura del suolo, ma comunque analoghe al volume dell'apparato radicale. Dopo la messa a dimora delle piantine (generalmente piantine di pioppi e salici con età variabile tra 1 e 3 anni), le buche devono essere riempite con il materiale di risulta dello scavo fino al colletto della pianta, provvedendo al compattamento del terreno.

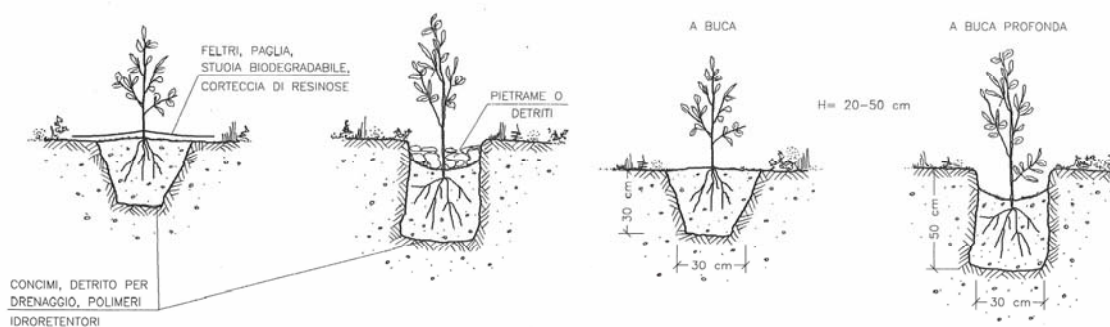


Fig. 21 – Impianto di specie arboree e arbustive: a sinistra, opera completata con pacciamatura; a destra, piantine a radice nuda o con pane di terra. In entrambi i casi é riportata la tipologia di impianto a buca profonda adatta in terreni aridi (da REGIONE LIGURIA, 1997) -

Nel caso di terreni aridi e poco fertili, il lavoro può essere completato con la posa di pacciamanti (feltri, paglia, corteccia di resinose, pietrame) e di polimeri (ritentori idrici) con lo scopo di mantenere umido il terreno.

INDICAZIONI PROGETTUALI

Prima di effettuare l'intervento, occorre valutare la possibile presenza di fenomeni franosi profondi, in aggiunta a quelli di natura superficiale, tramite un'attenta indagine geomorfologica dell'area e opportune verifiche di stabilità.

Occorre avere una buona conoscenza delle caratteristiche morfometriche e climatiche dell'area di intervento, nonché della tipologia della copertura su cui si dovrà operare, al fine di scegliere le specie vegetali più idonee al contesto di utilizzo; a tal scopo, utili indicazioni sono fornite nei vari manuali di ingegneria naturalistica disponibili in commercio.

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

L'intervento va eseguito nei periodi di riposo vegetativo (autunno o inizio della primavera) ed è strettamente dipendente dal grado di attecchimento delle specie impiantate.

Nel caso dell'impianto di specie arboree-arbustive occorre prestare particolare attenzione alla realizzazione delle buche, che dovranno essere eseguite con accorgimenti differenti in relazione alle condizioni pedoclimatiche della stazione: in particolare, in zone aride è preferibile che il tetto della buca, dopo il riempimento, sia più basso del terreno circostante, mentre in zone umide è consigliabile realizzare un monticello con funzione drenante.

Per piantumazioni effettuate sulle sponde occorre aver presente che alcune specie vegetali (es. salice) mal sopportano la sommersione dell'apparato per lunghi periodi; in questi casi è necessario limitare l'intervento alle zone al di sopra del livello della portata media del corso d'acqua.

Nel caso di fenomeni profondi questo tipo di intervento, dopo la crescita delle specie vegetali, può avere un effetto destabilizzante dovuto all'incremento del peso della massa in frana.

AREE DI UBICAZIONE

Zone collinari e montuose o terreni aridi in cui è necessaria, in breve tempo, un'efficace copertura vegetale per il consolidamento e la protezione dall'erosione superficiale di pendii e scarpate.

Possono essere utilizzate in sponde fluviali, scarpate in scavo o riporto e per il completamento di interventi di ingegneria naturalistica

Le talee possono essere utilizzate come picchetti viventi per rivestimenti (B1a e B1b) e fascinate oppure infisse negli interstizi di scogliere, gabbionate, grate, palificate e muri cellulari. L'attecchimento delle talee è strettamente dipendente dalla tipologia del substrato, che dovrà comunque consentire la possibilità di infissione delle talee.

2.2.1.5 Gradonature (B1e)

DESCRIZIONE GENERALE

Si tratta di interventi di stabilizzazione di pendii e scarpate, naturali e artificiali, consistenti in piccoli gradoni scavati nel versante in direzione trasversale alla linea di massima pendenza (Fig. 22). Nei gradoni, scavati con una leggera contropendenza (pari almeno al 10%), vengono messe a dimora talee e/o piantine, ricoperte con il materiale derivante dallo scavo del gradone posto a monte; in questo modo, oltre all'azione di consolidamento del terreno effettuata dalle radici, si ottiene un'azione di protezione dall'erosione superficiale grazie alla parte vegetativa aerea.

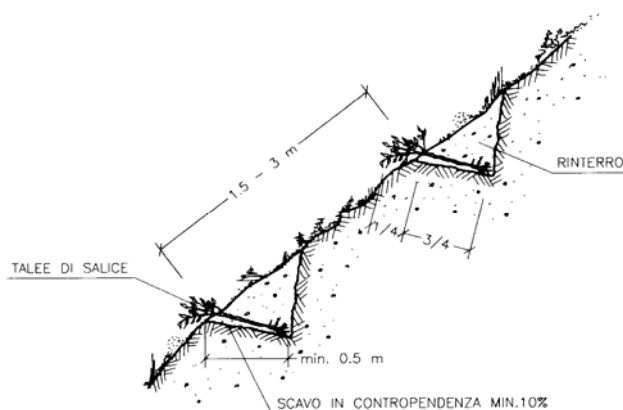


Fig. 22 – Vista in sezione di una gradonata con talee (da REGIONE LIGURIA, 1997) -

La profondità e l'interdistanza tra i gradoni varia in relazione alla pendenza, alle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni su cui si dovrà intervenire e alle tecniche di riempimento dei gradoni e messa a dimora delle specie vegetali; utili indicazioni al riguardo sono fornite da REGIONE EMILIA ROMAGNA (1993), ANPA (2002), PROVINCIA DI TERNI (2003). In generale, comunque, la distanza tra i gradoni può variare tra 1 m e 3 m mentre la profondità da 0.5 m ad un massimo di 2 m.

In funzione della tecnica di completamento della gradonatura (messa a dimora delle specie vegetali e riempimento degli scavi), si differenziano 4 tipologie fondamentali:

1. cordonate (Fig. 23), in cui nello scavo viene dapprima disposto del tondame, lungo la parte esterna ed interna dello scavo, parallelamente alla direzione delle trincee. Il tondame viene poi ricoperto con ramaglie e terreno, su cui viene disposto uno strato continuo di talee; se possibile il tondame e le ramaglie vengono prelevati in loco;
2. gradonate con talee (salici, tamerici, pioppi ed altre specie) disposte a pettine sul fondo dello scavo, in numero variabile da 10 a 30 per metro lineare, e poi ricoperte con il materiale derivante dal gradone di monte;
3. gradonate con piantine radicate (pioppi, salici, ecc. di 2-3 anni di età) disposte sul fondo dello scavo e poi ricoperte con il materiale del gradone superiore. Dato che non viene ottenuta nell'immediato la stessa funzione di rinforzo superficiale del terreno realizzata con le cordonate e con le talee, è opportuno disporre, al di sopra delle piantine, tondame e/o ramaglie prelevate in loco, al fine di consentire una certa funzione strutturale in attesa dell'attecchimento delle piantine;
4. gradonate miste di piantine e talee, realizzate alternando file di gradoni con talee a file di gradoni con piantine.

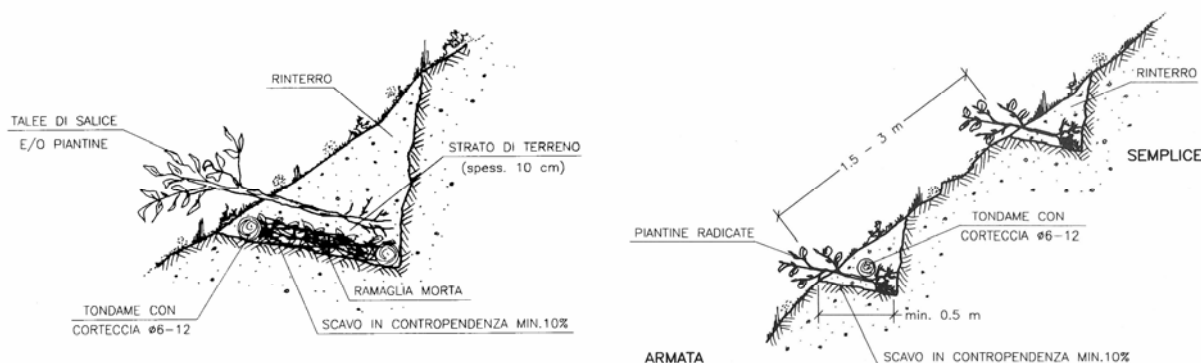


Fig. 23 – Rappresentazione schematica di alcuni tipi di gradonatura. A sinistra vista in sezione di una cordonata; a destra gradonata con piantine, semplice nella parte superiore, armata con tondame nella parte inferiore (da, REGIONE LIGURIA, 1997) -

Nel caso di elevate pendenze, intensi fenomeni erosivi e condizioni climatiche estreme, la parte esterna del gradone può essere rivestita per una lunghezza di ca. 30 cm con una striscia di carta catramata, la quale, oltre a determinare una riduzione dell'azione erosiva, favorisce l'attecchimento delle specie vegetali, grazie alla maggiore capacità di ritenuta idrica.

INDICAZIONI PROGETTUALI

È necessaria una buona conoscenza delle condizioni pedoclimatiche e delle caratteristiche del terreno per la scelta delle specie vegetali da utilizzare; inoltre dovrà essere verificato se la profondità del substrato sia compatibile o meno con la profondità minima di realizzazione dei gradoni.

Prima di effettuare l'intervento occorre valutare la possibile presenza di fenomeni franosi profondi, in aggiunta a quelli di natura superficiale, tramite un'attenta indagine geomorfologica dell'area e opportune verifiche di stabilità.

MANUTENZIONI E PRECAUZIONI

Il lavoro di gradonatura deve essere effettuato dalla base della scarpata verso l'alto, utilizzando il materiale della trincea superiore per il riempimento di quella inferiore. Su terreni instabili lo scavo deve essere eseguito per brevi tratti, che dovranno subito essere riempiti per evitare franamenti secondari.

È necessario ricoprire attentamente le specie vegetali messe a dimora per evitare la formazione di spazi vuoti, che ne pregiudicherebbero il corretto attecchimento.

L'intervento può essere eseguito solo in particolari periodi dell'anno (periodo di riposo vegetativo), funzione delle specie da impiantare e del contesto in cui si dovrà operare (REGIONE LIGURIA, 1997).

È necessario il periodico sfoltimento e taglio della vegetazione.

AREA DI UBICAZIONE

Interventi di protezione dall'erosione e di stabilizzazione di scarpate e fenomeni franosi superficiali in materiali sciolti; la presenza di roccia e/o substrato affiorante ne limita fortemente la possibilità esecutiva.

Aree di alimentazione di colate detritiche esistenti o potenziali.

2.2.1.6 Fascinate (B1f)

DESCRIZIONE GENERALE

Si tratta di interventi di stabilizzazione superficiale e di rinverdimento, caratterizzati da fascine di ramaglie, di specie ad elevata capacità vegetativa (pioppo, salice, ecc.), disposte in trincee profonde e larghe dai 30 ai 50 cm, scavate parallelamente alle linee di livello del versante con un'interdistanza tra le file variabile da 1.5 a 2 m; le fascine sono fissate al terreno tramite paletti della lunghezza di 60-100 cm, infilati in mezzo ai rami (tipo Kraebel) o a valle della fascina stessa (tipo Hofmann), e ricoperte tramite il materiale proveniente dallo scavo superiore.



Fig. 24 – Tipologie di fascinate. A sinistra fascinata tipo Hofmann, al centro tipo Kraebel, a destra fascinata con piantina (Provincia Terni, 2003) -

Possono essere messe a dimora, assieme alle ramaglie, piantine radicate per il popolamento definitivo dell'area da stabilizzare; in questo caso le piantine vengono disposte a monte delle fascine di ramaglie e la trincea viene ricoperta con materiale proveniente dal solco superiore mescolato con del terreno vegetale.

Qualora siano richiesti un maggior controllo dell'erosione superficiale ed una protezione della fascina dallo scalzamento, si può ricorrere a sistemi misti di fascinate e viminate.

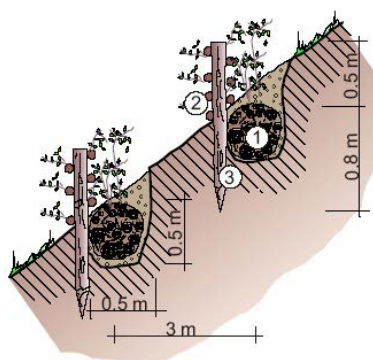


Fig. 25 – Fascinata con viminata: 1- fascine con almeno cinque rami ($\phi > 1\text{cm}$); 2- verghe di salice; 3- paletti di legno (da ANPA, 2002) -

Le fascinate possono essere usate anche come sistemi di drenaggio superficiale, in questo caso sul fondo del fosso viene posto generalmente un tubo drenante circondato da materiale drenante; la disposizione delle fascinate dovrà essere inclinata rispetto alle linee di livello o a spina di pesce, per consentire l'allontanamento delle acque dall'area instabile (Fig. 26).

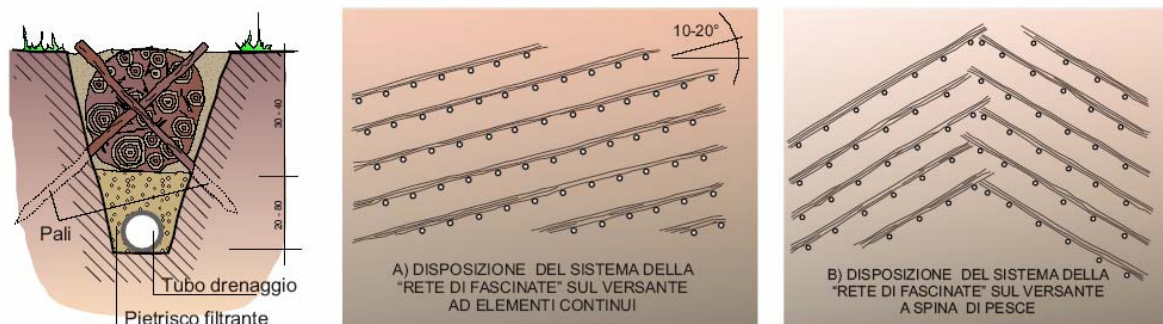


Fig. 26 – Utilizzo delle fascinate come sistemi di drenaggio superficiale. A sinistra sezione tipo di un sistema di drenaggio realizzato con fascine; al centro vista planimetrica di un sistema di fascinate disposte obliquamente rispetto alle curve di livello per evitare ristagni d'acqua; a destra vista planimetrica di un sistema di fascinate disposto a spina di pesce (da ANPA, 2002) -

INDICAZIONI PROGETTUALI

Vale quanto detto a proposito delle gradonature (B1e); è buona norma valutare il massimo deflusso superficiale possibile per l'area di intervento, in particolar modo nel caso in cui la funzione principale delle fascinate sia quella drenante.

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

È necessario un taglio periodico della vegetazione arbustiva che si sviluppa dalle fascine al fine di mantenerle sufficientemente elastiche.

La fascinate devono essere realizzate nel periodo di riposo vegetativo.

AREA DI UBICAZIONE

Sono adatte a versanti in materiali poco coesivi caratterizzati da fenomeni di erosione e di instabilità superficiale. Le pendenze non devono essere troppo elevate, di norma inferiori ai 30°-35°.

Possono essere utilizzate in unione ad altre opere di protezione dall'erosione nelle aree di alimentazione di colate detritiche esistenti o potenziali.

2.2.1.7 Vimate e palizzate (B1g)

DESCRIZIONE GENERALE

Si tratta di strutture di stabilizzazione superficiale in legname disposte trasversalmente alla linea di massima pendenza del versante. La formazione di piccoli gradoni lineari sorretti dalle strutture in legname determina la riduzione dell'azione erosiva sul versante, grazie all'azione di trattenimento esercitata dal gradone, consentendone il rapido rinverdimento.

Nello specifico, le vimate sono costituite da picchetti in legno (castagno, larice o altre tipologie di legname di buona durabilità reperite in *sito*) lunghi ca. 1m ed infissi nel terreno per almeno 2/3 della loro lunghezza con un interasse di ca. 1m. Tra i picchetti, collegati tra loro tramite un intreccio di rami e pertiche legnose, vengono disposti paletti più corti costituiti da talee vive.

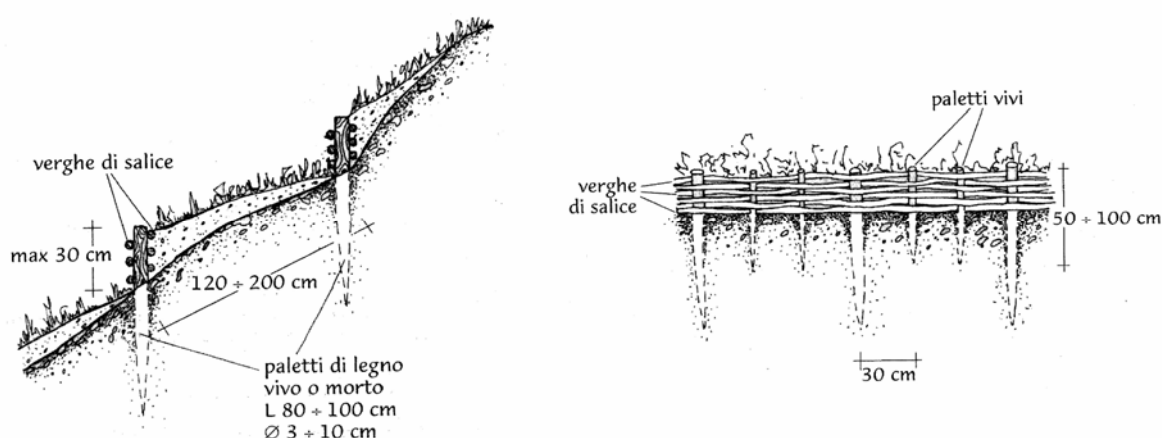


Fig. 27 – Vista in sezione (a sinistra) e frontale (a destra) di una vimate (da PROVINCIA DI TERNI, 2003; modificata) -

Le strutture legnose possono essere anche realizzate interamente in materiale morto; in questo caso le specie vegetali (talee e/o piantine) sono inserite nei gradoni che si formano alle spalle della struttura ed accuratamente reinterrate (graticciate).

Le vimate possono essere disposte parallelamente alle linee di livello (con file distanti da 1.5 m a 3 m), oppure a file incrociate, in modo da formare delle disposizioni a forma di rombo o di quadrato in grado di trattenere il terreno.



Fig. 28 – Intervento di stabilizzazione di una scarpata tramite graticciate ed inerbimento con specie locali, in località Rocca d'Aveto nel comune di S. Stefano d'Aveto, provincia di Genova (da REGIONE LIGURIA, 1997) -

Nelle palizzate, a tergo dei picchetti infissi nel terreno vengono disposti dei pali trasversali sovrapposti in uno o più ordini in relazione alle dimensioni; i pali vengono poi collegati ai picchetti tramite chiodi o fili di ferro.

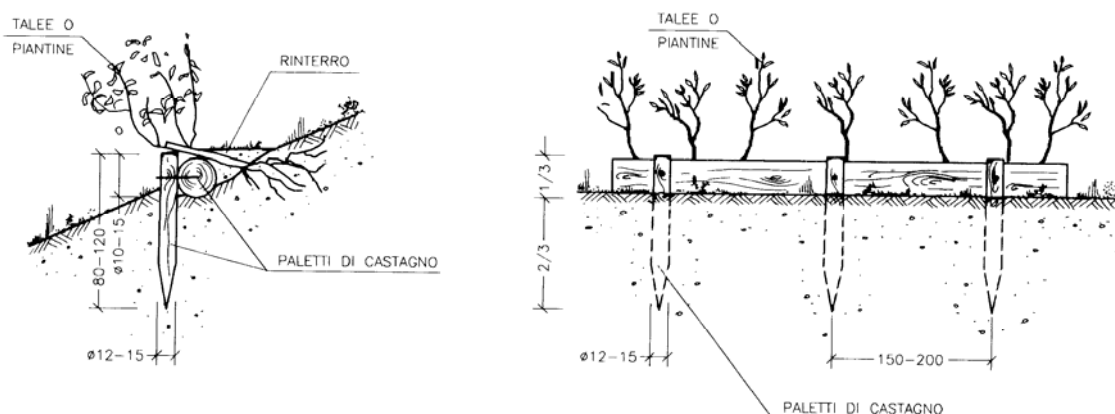


Fig. 29 – Vista in sezione (a sinistra) e frontale (a destra) di una palizzata con un solo ordine di pali trasversali (da REGIONE LIGURIA, 1997) -

Sia i pali che i picchetti devono avere un diametro di almeno 10 cm; i pali trasversali, inoltre, dovranno avere una lunghezza maggiore della distanza di interasse dei picchetti (1.5-2 m).

Anche in questo caso nel gradone che si viene a formare a monte della palizzata verranno disposte le talee e/o piantine successivamente interrate (Fig. 30).

In generale l'uso delle palizzate è da preferirsi a quello delle viminate, sia in virtù del maggiore effetto consolidante e stabilizzante sul terreno che per la semplicità e rapidità di realizzazione.



Fig. 30 – Particolare di una palizzata realizzata per la stabilizzazione di una scarpata stradale a Fumeri nel comune di Mignanego (GE). In questo caso i pali trasversali sono fissati direttamente a tondini di acciaio infissi nel terreno; nel gradone a tergo dei pali trasversali sono state messe a dimora piantine in fitocella (da REGIONE LIGURIA, 1997) -

INDICAZIONI PROGETTUALI

È necessaria sia una buona conoscenza delle condizioni pedoclimatiche e delle caratteristiche del terreno, per la scelta delle specie vegetali da utilizzare, che un'attenta valutazione del tasso di erosione medio del versante, per un corretto dimensionamento dell'opera di intervento.

Anche in questo caso occorre valutare la possibile presenza di fenomeni franosi profondi, in aggiunta a quelli di natura superficiale, tramite un'attenta indagine geomorfologica dell'area e opportune verifiche di stabilità.

MANUTENZIONI E PRECAUZIONI

La realizzazione della struttura può avvenire in qualsiasi periodo dell'anno; è necessario però che non intercorra troppo tempo prima della messa a dimora delle specie vegetali (da effettuarsi nel periodo di riposo vegetativo), per evitare il riempimento dei gradoni.

Occorre controllare la corretta radicazione delle talee e/o piantine (graticciate e palizzate) e dei picchetti vivi (viminate).

Nel caso di fenomeni profondi questo tipo di intervento può avere un effetto destabilizzante dovuto all'incremento del peso della massa in frana.

AREA DI INTERVENTO

Sistemazione e consolidamento di versanti in materiali sciolti caratterizzati da fenomeni erosivi e da instabilità superficiale.

Viminate e palificate possono essere utilizzate in scarpate artificiali (rilevati stradali, argini, ecc.) e in aree di alimentazione di colate detritiche esistenti o potenziali.

2.2.1.8 Palificate (B1h)

DESCRIZIONE GENERALE

Si tratta di strutture cellulari in pali di legno abbinate alla messa a dimora di talee e/o piantine, che possono essere utilizzate come manufatti a gravità al piede dei fenomeni franosi o per la realizzazione di gradonature (grazie al materiale trattenuto alle spalle delle strutture) lungo i versanti, allo scopo di contrastare i fenomeni erosivi superficiali facilitando il rinverdimento del pendio.



Fig. 31 – Utilizzo di palificate nella stabilizzazione di un versante in località Ricciano nel comune di Uzzano (PT) , la stabilizzazione è completa tramite rivestimento con biostuoie (B1b) e rinverdimento (B1c) -

Consistono nella realizzazione di uno scavo generalmente profondo dai 2 m ai 2.5 m ed in leggera contropendenza (10%-15%), su cui vengono appoggiati pali del diametro di 20-30 cm disposti alternativamente in senso trasversale e longitudinale e fissati tra loro tramite chiodi, tondini, graffe metalliche o fili di ferro. Tra i pali vengono disposte a pettine, l'una accanto all'altra, le talee e/o le piantine radicate ricoperte con il terreno di risulta dello scavo che, in presenza di climi particolarmente aridi e/o terreni sassosi, può essere arricchito con sostanza organica e/o *compost* vegetale; in alcuni casi sul fronte della palificata può essere posizionata una georete per migliorare il contenimento del terreno.

Le specie vegetali messe a dimora devono sporgere dalla palificata per almeno 10-25 cm e avere una lunghezza tale da raggiungere il fondo dello scavo.

A seconda delle modalità costruttive si possono distinguere due tipi di palificata:

1. a parete semplice, costituita da una sola fila di pali longitudinali; in questo caso la base dei pali trasversali viene infissa per 10-15 cm sulla parete dello scavo;
2. a parete doppia, in cui i pali trasversali poggiano su due file di pali longitudinali.

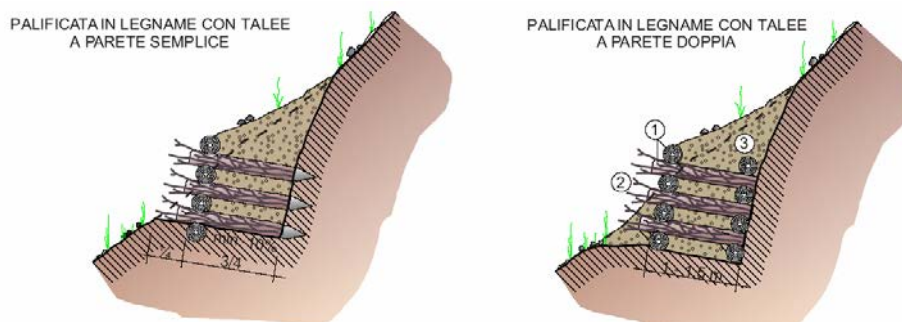


Fig. 32 – Differenti tipologie di palificate. 1- Tondame scortecciato o legname squadrato; 2- ramaglia viva o talee; 3- terreno di riporto (da ANPA, 2002) -

INDICAZIONI PROGETTUALI

La palificata deve essere calcolata come un'opera a gravità considerando che il volume del legname corrisponde a ca. 15%-20% dell'intero volume del manufatto.

È necessaria una buona conoscenza delle condizioni pedoclimatiche e delle caratteristiche del terreno, per la scelta delle specie vegetali più idonee da utilizzare nel rinverdimento. Risulta importante anche una corretta valutazione della profondità del substrato, dato che la realizzazione di questo tipo di interventi presuppone scavi profondi almeno 1.5 m.

Occorre inoltre valutare la possibile presenza di fenomeni franosi profondi e verificarne la possibile formazione a seguito dell'incremento di peso dovuto alla palificata.

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

Nel caso di stabilizzazione di fenomeni franosi è necessario che la profondità della superficie di scivolamento sia inferiore a quella delle palificate.

La durata della struttura in legname, sebbene limitata, può arrivare ai 20-40 anni per pali in castagno o addirittura fino ai 60-70 anni per pali di pino opportunamente trattati; per fare in modo che la funzione stabilizzante perduri oltre la durata della struttura, è necessario garantire il buon attecchimento delle specie vegetali messe a dimora.

Le palificate sono dei manufatti con forte capacità drenante; dato però che lo scavo viene realizzato in contropendenza, è necessario allontanare le acque che si accumulano alla base della palificata. Per questo vengono solitamente posizionati sul fondo dello scavo dei tubi drenanti longitudinali collegati a dreni trasversali (Fig. 33); le acque di drenaggio dovranno quindi essere fatte confluire su fossi o impluvi naturali, in maniera che non causino problemi nelle aree a valle.

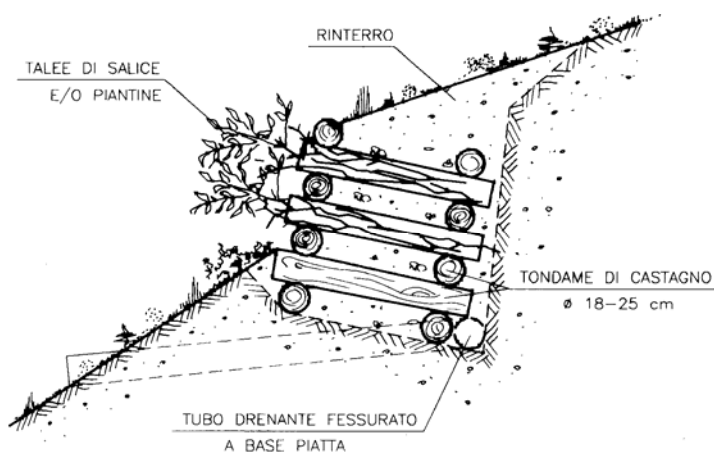


Fig. 33 – Messa in posto di tubi drenanti per l'allontanamento delle acque che si raccolgono alla base delle palificate (da REGIONE LIGURIA, 1997) -

Nel caso di fenomeni profondi, in particolar modo se posizionate al di sopra del punto neutro (vedi paragrafo 2.1), le palificate possono avere un effetto destabilizzante.

AREA DI UBICAZIONE

Sistemazione di fenomeni franosi superficiali in materiali sciolti. Le palificate possono essere realizzate al piede del versante, per incrementare le forze resistenti, o sul corpo di frana come interventi di gradonatura, per il contenimento dell'erosione superficiale del versante e il suo conseguente rinverdimento.

Sono comunemente utilizzate nel consolidamento delle sponde fluviali in dissesto.

2.2.1.9 Grate (B1i)

DESCRIZIONE GENERALE

Si tratta di griglie in legname, con talee e/o piantine messe a dimora tra le maglie, ancorate al versante da stabilizzare tramite picchetti di legno della lunghezza di almeno 1m.

La base su cui poggia la grata può essere costituita da una palificata o semplicemente da una trincea sulla quale viene posizionato un tronco longitudinale. Al di sopra della base vengono disposti dei pali verticali ed orizzontali in modo da realizzare una struttura a maglie regolari; i tronchi verticali, aventi una funzione portante, vengono posizionati con un'interdistanza di ca. 1-2 m, mentre i tronchi orizzontali, di diametro minore, sono posizionati con una densità tanto maggiore (interdistanza: 100-40 cm) quanto maggiore è la pendenza del versante.

Una volta fissata al pendio e posizionate le talee e/o piantine tra le maglie (disposte a pettine assieme a ramaglie sui tronchi orizzontali), la grata viene riempita con terreno vegetale e materiale inerte ed eventualmente inerbita; allo scopo di trattenere il terreno riportato, la grata può essere rivestita con una griglia metallica collegata ai tronchi trasversali.

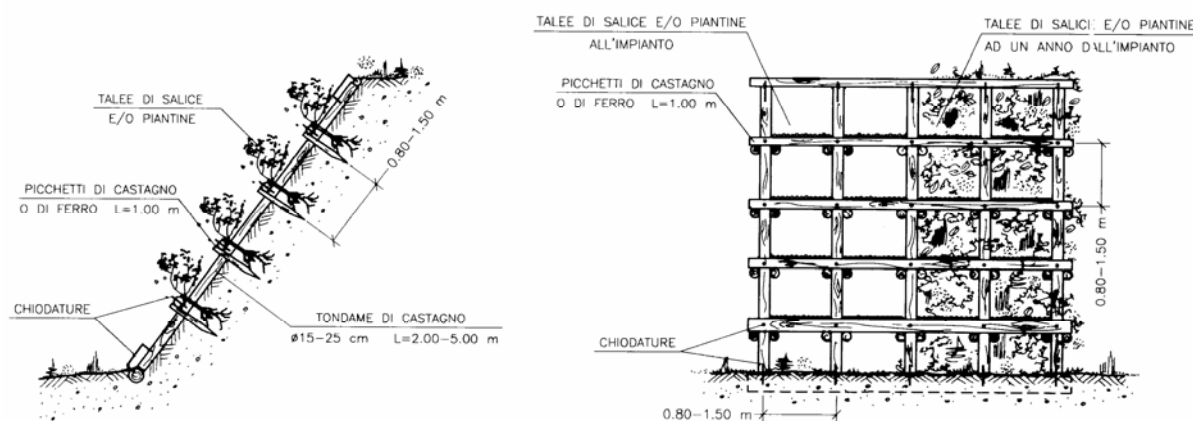


Fig. 34 – In alto rappresentazione schematica di una grata viva. In basso un intervento di stabilizzazione di una frana da scivolamento, lungo la linea ferroviaria Torino – Savona, effettuato tramite la realizzazione di una grata viva: a sinistra particolare della struttura e delle talee di salici; a destra opera a sei mesi dall'ultimazione (da REGIONE LIGURIA, 1997) -

INDICAZIONI PROGETTUALI

È necessaria una buona conoscenza delle condizioni pedoclimatiche e delle caratteristiche del terreno per la scelta delle specie vegetali più idonee da utilizzare nel rinverdimento.

Occorre inoltre valutare la possibile presenza di fenomeni franosi profondi o la loro possibile formazione per l'incremento di peso dovuto alla grata.

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

E' necessario proteggere la testa della grata da eventuali infiltrazioni di acqua che potrebbero creare problemi di erosione fino allo scalzamento della grata; per questo è conveniente realizzare una canaletta di guardia appena a monte della grata o rivestirne la testa con carta catramata.

L'intervento se ben realizzato non necessita di particolare manutenzione, fatta eccezione per la sostituzione delle talee e/o piantine che non hanno attecchito.

E' buona norma che le altezze massime delle grate non siano superiori ai 15-20 m; l'intervento deve essere eseguito nel periodo di riposo vegetativo.

Nel caso di fenomeni profondi, il peso della struttura può avere un effetto destabilizzante.

AREA DI UBICAZIONE

Pendii e/o sponde con pendenze elevate, comprese tra 45°-65°, e nicchie di frana in cui risulti difficile o impossibile un intervento di riprofilatura del versante.

Nonostante siano interventi molto efficaci nella difesa dai fenomeni erosivi e nel rinverdimento, sono da impiegare in aree di limitata estensione anche in virtù dei costi di realizzazione piuttosto elevati.

2.2.1.10 Materassi (B1l)

DESCRIZIONE GENERALE

Si tratta di opere di rivestimento e rinverdimento di superfici rocciose in cui il semplice riporto di terreno non stabilizzato risulterebbe inefficace.

Generalmente (rivestimento a tasche) l'intervento consiste nel riporto di materiale sciolto e terreno vegetativo tra una rete di contenimento ed il pendio; il contenimento è costituito da una geostuoia tridimensionale in polipropilene, armata con rete metallica a doppia torsione a maglie esagonali.

La geostuoia armata deve essere ancorata con idonee chiodature alla scarpata rocciosa (Fig. 35); il rinverdimento è ottenuto successivamente tramite impianto di talee, cespi ed arbusti radicati oppure tramite idrosemina a spessore.

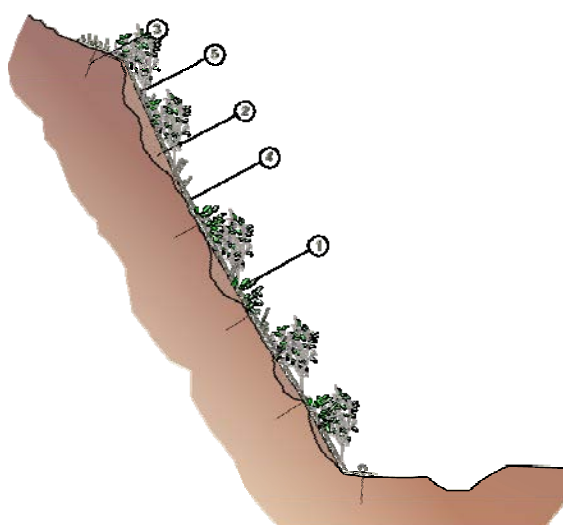


Fig. 35 – Intervento di rivestimento a tasche. 1- rete metallica; 2- terreno di riempimento; 3- chiodatura; 4- stuoia; 5- talea di salice (da ANPA, 2002) -

Sono disponibili anche materassi prefabbricati (materassi tipo Reno) consistenti in vere e proprie scatole in rete metallica che, dopo essere state posate sulla scarpata e fissate tramite chiodatura, vengono foderate con biostuoie, riempite di terreno vegetale e chiuse tramite coperchi in rete metallica (Fig. 36). Successivamente alla chiusura, potranno essere messe a dimora piantine e talee e/o potrà essere effettuata un'idrosemina.

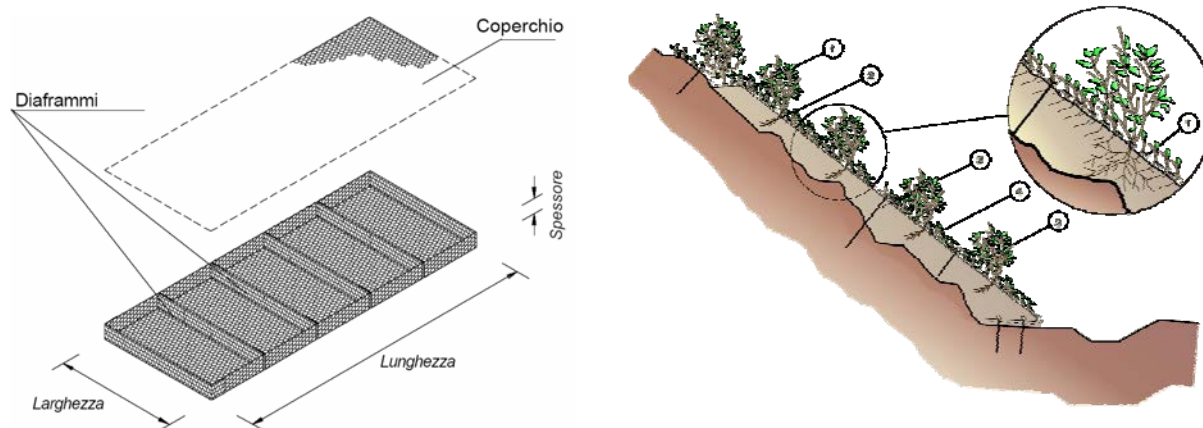


Fig. 36 – Rivestimento tramite materassi prefabbricati. A sinistra un materasso di tipo Reno; a destra un materasso posizionato su di una scarpata: 1- rete metallica; 2- terreno di riempimento; 3- chiodatura; 4- stuoia; 5- talea di salice -

INDICAZIONI PROGETTUALI

È necessaria una buona conoscenza delle condizioni pedoclimatiche e delle caratteristiche del terreno per la scelta delle specie vegetali più idonee da utilizzare nel rinverdimento.

Occorre inoltre verificare l'assenza o il possibile insorgere di fenomeni franosi profondi nell'area di intervento, che renderebbero l'intervento di scarsa utilità.

MANUTANZIONE E PRECAUZIONI

La fase di messa in posa della rete dovrà essere preceduta dalla preventiva ripulitura del versante dai blocchi instabili e dal materiale detritico; occorre verificare il corretto attecchimento delle talee e/o piantine e l'efficacia dell'eventuale idrosemina.

Nel caso di stabilizzazione di scarpate di frana, è conveniente associare a questo tipo di sistemazione classici interventi di regimazione delle acque superficiali (interventi B2), con lo scopo di ridurre il ruscellamento e facilitare l'attecchimento della vegetazione.

L'intervento deve essere eseguito nel periodo di riposo vegetativo.

AREA DI INTERVENTO

Pendii e scarpate in materiali granulari o roccia, privi di terreno vegetale e caratterizzati da pendenze superiori ai 35°-40° (nel caso di rivestimenti a tasche si possono stabilizzare pendenze fino ai 55°-65°).

Stabilizzazione di fenomeni superficiali e protezione dall'erosione di scarpate di frana.

2.2.2 INTERVENTI DI REGIMAZIONE DELLE ACQUE SUPERFICIALI (B2)

2.2.2.1 Canalette superficiali (B2a)

DESCRIZIONE GENERALE

Si tratta di dispositivi di differente tipologia costruttiva, realizzati sia all'interno che all'esterno dell'area dissestata, con lo scopo di captare e allontanare le acque superficiali derivanti dalle precipitazioni, da emergenze idriche oppure stagnanti all'interno di eventuali depressioni.

In funzione delle modalità costruttive e del materiale impiegato si distinguono vari tipi di canalette (ANPA, 2002):

1. canalette in terra realizzate eseguendo uno scavo a sezione trapezoidale sul terreno; di norma, laddove le elevate pendenze e le caratteristiche del terreno non ne garantiscano una corretta efficienza (per fenomeni di erosione o intasamento), si preferisce utilizzare canalette di altra tipologia (vedi sotto);
2. canalette in legname e pietrame, anche queste a sezione trapezoidale, formate da un'intelaiatura di pali in legno, con fondo rivestito da uno strato di pietrame steso a mano avente spessore di 20 cm;
3. canalette prefabbricate in calcestruzzo, costituite da elementi trapezoidali posizionati all'interno di uno scavo di forma analoga debitamente costipato per evitare cedimenti. Gli elementi della canaletta presentano una larghezza del lato a valle minore di quella a monte, in modo da consentirne l'incastro con una piccola sovrapposizione (Fig. 37); per la loro deformabilità (dovuta alla connessione non rigida tra gli elementi), possono essere utilizzate per pendenze dei versanti $>10^\circ$ e nei casi in cui i movimenti del terreno siano di rilevante entità;
4. canalette con rivestimento rigido in calcestruzzo, utilizzate per pendenze $<10^\circ$ e preferibilmente all'esterno del corpo di frana (per intercettare ed allontanare le acque di ruscellamento superficiale prima che raggiungano l'area instabile).
5. canalette prefabbricate in lamiera, costituite da elementi semicircolari in acciaio ondulato nervato, con spessore di almeno 2 mm, disposte secondo la linea di massima pendenza per ridurre la propensione allo scollamento dal terreno nel quale devono essere incassate.

Le canalette possono essere disposte sia longitudinalmente sia trasversalmente rispetto al pendio; quelle trasversali dovranno raccordarsi con sistemi di drenaggio longitudinali, al fine di consentire il corretto smaltimento delle acque raccolte al di fuori del corpo di frana.

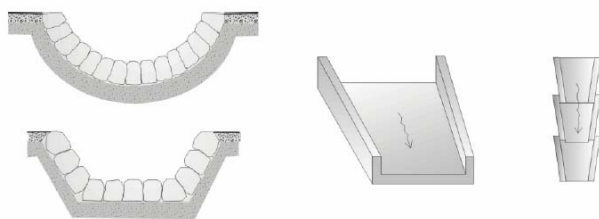


Fig. 37 - Canalette superficiali in pietrame sbozzato, a sinistra, e ad elementi prefabbricati in calcestruzzo a destra (da ANPA, 2002) -

Le canalette in terra, in legno o rivestite in pietrame sono da preferirsi negli interventi in ambienti naturali, sia collinari che montani, per il minore impatto visivo sul territorio. Nella Fig. 38 è visibile un intervento di consolidamento di un corpo in frana tramite la realizzazione di un sistema di canalette superficiali.



Fig. 38 – Consolidamento di un versante tramite un sistema di canalette superficiali in legname-pietrame nella porzione superiore e in lamiera nella porzione inferiore (località San Gennaro, Capannoni – LU – Foto febbraio 2004) -

Nel caso di versanti in roccia il drenaggio può essere ottenuto, oltre che tramite canalette in calcestruzzo realizzate a monte e negli eventuali gradoni della parete, anche tramite grondaie (in plastica o in lamiera) fissate alla parete e destinate a raccogliere l'acqua di ruscellamento.

INDICAZIONI PROGETTUALI

I sistemi di drenaggio devono essere realizzati in maniera tale che gli scarichi delle canalizzazioni confluiscono nel più vicino fosso o impluvio al di fuori del corpo in frana; è necessario evitare l'innesco di processi erosivi in corrispondenza dei punti di scarico.

Il sistema di canalette, inoltre, deve essere dimensionato in maniera tale da consentirne l'efficienza anche durante i massimi di pioggia previsti.

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

Occorre verificare periodicamente la corretta efficienza del sistema di canalette (problemi di intasamento, rotture, ecc.) e provvedere alla manutenzione dello scolo e delle trincee o dei fossati nei quali sbocca la rete; un cattivo funzionamento del sistema di drenaggio superficiale potrebbe causare problemi sia per la stabilità del corpo di frana che per le aree circostanti (ad es. cedimenti in aree limitrofe per infiltrazioni anomale).

Il corretto funzionamento della rete di drenaggio può essere effettuato tramite il controllo periodico delle portate, tenendo conto delle precipitazioni avvenute.

AREA DI UBICAZIONE

Possono essere posizionate alle spalle della corona del corpo di frana, con lo scopo di intercettare ed allontanare le acque provenienti dalle aree a monte della frana (nel caso di versanti molto acclivi o pareti rocciose, questa è spesso l'unica ubicazione possibile), oppure all'interno del corpo di frana o in entrambe le posizioni.

2.2.2.2 Fossi di guardia (B2b)

DESCRIZIONE GENERALE

Si tratta di scavi con sezione ad U o trapezoidale, realizzati appena a monte della nicchia di frana; di norma lo scavo si raccorda con fossati laterali in modo da perimetrare l'intera zona instabile (Fig. 39).

Lo scopo di questi interventi è di intercettare le acque che scorrono sul versante allontanandole dall'area in frana.

Generalmente lo scavo è rivestito in calcestruzzo, anche se per ridurre l'impatto sul territorio si può ricorrere a rivestimenti in legname e/o pietrame.

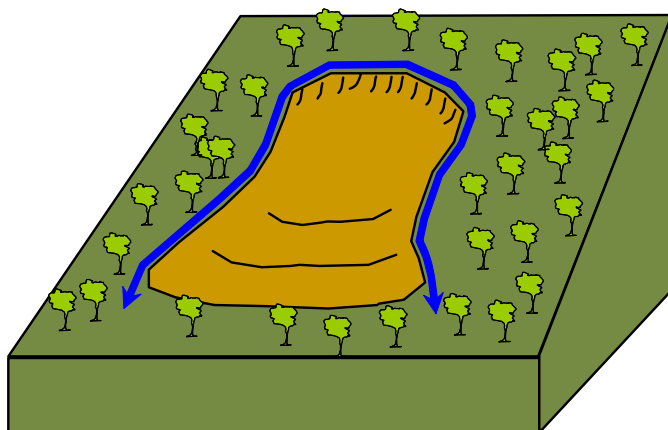


Fig. 39 – Rappresentazione schematica dell'effetto prodotto da un fosso di guardia (porzione sommitale) e di perimetrazione (porzioni laterali) su di un corpo in frana: le acque provenienti dal versante vengono intercettate ed allontanate (in blu) dall'area instabile, evitandone sia gli effetti erosivi associati al ruscellamento superficiale che la potenziale infiltrazione -

Per limitare le infiltrazioni ed il ruscellamento nel corpo di frana, è buona norma associare al fosso di guardia altre opere che consentano il drenaggio dell'area instabile, quali canalette superficiali (B1a), trincee drenanti (B2b) ed altri interventi di drenaggio.



Fig. 40 – Particolare di un fosso di perimetrazione laterale costruito tramite gabbioni e materassi tipo Reno in località Acquatesa nel comune di Barberino di Mugello (FI) nel corso dei lavori connessi con la realizzazione Variante di Valico dell'autostrada A1 -

INDICAZIONI PROGETTUALI

Come per le canalette, anche in questo caso i sistemi di drenaggio devono essere realizzati in maniera tale che gli scarichi confluiscono nel più vicino fosso o impluvio, al di fuori del corpo in frana; è inoltre necessario evitare l'innescò di processi erosivi in corrispondenza dei punti di scarico.

Nel dimensionamento del fosso di guardia (profondità H, larghezza B) si dovrà tener conto del massimo deflusso superficiale atteso appena a monte della nicchia di distacco, in maniera tale da consentirne l'efficienza anche durante i massimi di pioggia previsti.

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

Occorre verificare periodicamente la corretta efficienza del sistema di drenaggio (problemi di intasamento, rotture, ecc.) e provvedere alla manutenzione dello scolo e delle trincee o dei fossati nei quali sbocca la rete; un cattivo funzionamento del sistema di drenaggio superficiale potrebbe causare problemi sia per la stabilità del corpo di frana che per le aree circostanti (ad es. cedimenti in aree limitrofe per infiltrazioni anomale).

Il corretto funzionamento della rete di drenaggio può essere effettuato tramite il controllo periodico delle portate, in relazione alle precipitazioni avvenute.

AREA DI UBICAZIONE

Appena a monte della nicchia di distacco.

2.2.2.3 Dreni intercettori (B2c)

DESCRIZIONE GENERALE

Si tratta di scavi, realizzati immediatamente a monte della nicchia di distacco ed a valle del fosso di guardia, spinti in profondità fino ad intercettare l'eventuale superficie piezometrica della falda. Lo scavo viene poi parzialmente riempito con materiale drenante (in genere ghiaia pulita separata dalle pareti e dal fondo dello scavo tramite un tessuto non tessuto).

La raccolta e l'allontanamento delle acque sono garantiti da un tubo fessurato in PVC .

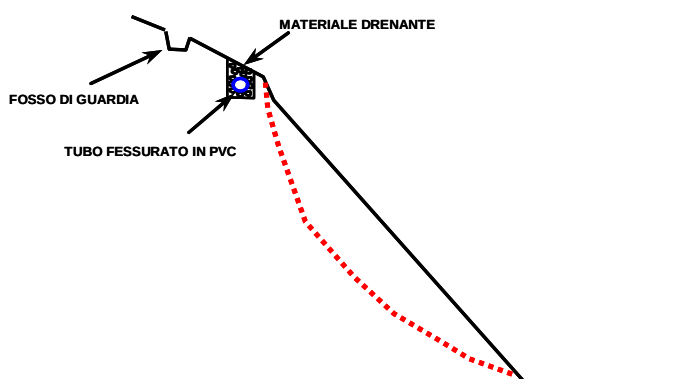


Fig. 41 – Rappresentazione schematica di un dreno intercettore; la linea in tratteggio rosso rappresenta la superficie di scivolamento della frana -

Questo tipo di intervento è realizzato di norma quando il corpo in frana è interessato da una falda superficiale, oppure nel caso in cui il fosso di guardia non sia ritenuto sufficiente all'allontanamento delle acque provenienti dal settore a monte.

INDICAZIONI PROGETTUALI

Occorre assicurare che gli scarichi confluiscano nel più vicino fosso o impluvio al di fuori del corpo in frana; è inoltre necessario evitare l'innescio di processi erosivi in corrispondenza dei punti di scarico.

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

Occorre verificare periodicamente la corretta efficienza del sistema di drenaggio (problemi di intasamento, rotture, ecc.) e provvedere alla manutenzione dello scolo e delle trincee o dei fossati nei quali sbocca la rete; un cattivo funzionamento del sistema di drenaggio superficiale potrebbe causare problemi sia per la stabilità del corpo di frana che per le aree circostanti (ad es. cedimenti in aree limitrofe per infiltrazioni anomale).

Il corretto funzionamento della rete di drenaggio può essere effettuato tramite il controllo periodico delle portate, in relazione alle precipitazioni avvenute.

AREA DI UBICAZIONE

Appena a monte della nicchia di distacco ed al di sotto del fosso di guardia.

2.2.2.4 Rimodellazione del versante (B2d)

DESCRIZIONE GENERALE

Si tratta di movimenti di terra aventi lo scopo di eliminare le depressioni sede di ristagni di acqua e favorire il drenaggio delle acque di precipitazione. Il principio è di ottenere una modifica della distribuzione delle masse che porti ad un incremento della stabilità.

Le acque intercettate vengono allontanate dall'area dissestata e convogliate negli impluvi naturali mediante canalette.

INDICAZIONI PROGETTUALI

Di norma questo tipo di intervento è da realizzarsi preliminarmente ad altre opere di drenaggio e/o di stabilizzazione.

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

Occorre assicurare che le acque provenienti dall'area dissestata siano fatte confluire nel più vicino fosso o impluvio al di fuori del corpo in frana; è inoltre necessario evitare l'innescò di processi erosivi in corrispondenza dei punti di scarico.

AREA DI UBICAZIONE

All'interno del corpo di frana.

2.2.2.5 Impermeabilizzazione delle fratture (B2e)

DESCRIZIONE GENERALE

Questo tipo di intervento consiste nell'impermeabilizzare le fessure beanti presenti, in particolar modo nella parte alta del corpo frana, utilizzando preferibilmente come materiale sigillante ed impermeabilizzante argilla adeguatamente costipata.

Tali fratture, infatti, costituiscono una delle più importanti vie di infiltrazione delle acque superficiali in profondità e, conseguentemente, una delle principali cause dell'incremento delle forze destabilizzanti dell'area in frana.

INDICAZIONI PROGETTUALI

Occorre completare l'intervento con un adeguato sistema di drenaggio superficiale atto ad intercettare le acque provenienti da monte prima che raggiungano le fratture.

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

Occorre assicurare che le acque provenienti dall'area dissestata siano portate a confluire nel più vicino fosso o impluvio al di fuori del corpo in frana; è inoltre necessario evitare l'innescò di processi erosivi in corrispondenza dei punti di scarico.

AREA DI UBICAZIONE

All'interno del corpo di frana.

2.2.3 INTERVENTI DI DRENAGGIO SUBSUPERFICIALE (B3)

2.2.3.1 Cunei filtranti (B3a)

DESCRIZIONE GENERALE

L'intervento consiste nel disporre materiale drenante di riempimento (ciottoli, pietrisco o ghiaia), in strati paralleli al pendio, alla base di un versante o di una scarpata da stabilizzare. Generalmente l'opera viene completata con la messa a dimora di specie vegetali (es. talee di salice) in modo da consentirne il parziale radicamento sul terreno in posto, contribuendo così alla stabilizzazione del corpo drenante (Fig. 42).

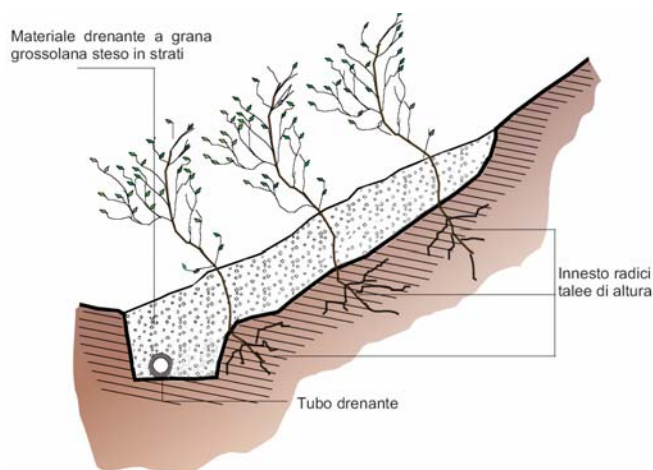


Fig. 42 – Schema di un cuneo drenante. Il materiale drenante è posizionato sulla base del versante dopo averne effettuato una riprofilatura (da ANPA, 2002) -

Le acque raccolte dal cuneo drenante (acque di falda e acque meteoriche di infiltrazione) sono recuperate da un collettore disposto al piede ed evacuate verso uno scolo naturale.

Pur non esercitando una vera e propria funzione statica, il cuneo filtrante assolve a varie funzioni: evita, a causa della sua elevata permeabilità, l'emergenza della falda nella facciata visibile della scarpata; determina un sovraccarico al piede con effetto stabilizzante; protegge il terreno naturale dalle intemperie e dall'erosione al livello delle emergenze, riducendo inoltre l'effetto di eventuali cicli di rigonfiamento-ritiro e/o gelo-disgelo.

INDICAZIONI PROGETTUALI

Prima di realizzare l'intervento è necessario effettuare una riprofilatura del versante, in particolare della parte basale su cui dovrà essere posizionato il materiale drenante, e possibilmente una previa sistemazione del pendio tramite terrazzamenti a basso impatto ambientale.

Occorre inoltre tener presenti i seguenti aspetti:

1. profilo longitudinale del collettore, il quale dovrà avere una pendenza sufficiente ad assicurare lo scolo delle acque;
2. idrogeologia locale e caratteristiche meccaniche del terreno;
3. stabilità della scarpata provvisoria del terreno naturale (la stabilità provvisoria del terreno naturale necessita di un'esecuzione rapida dell'intervento).

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

L'efficacia del dispositivo è funzione del suo corretto dimensionamento e dell'efficacia del collettore al piede. Data l'ampia superficie di raccolta delle acque, una maschera drenante è meno sensibile degli altri dispositivi di drenaggio al fenomeno di colmamento, cosicché la sua durata è buona.

La sorveglianza si limita ad una verifica periodica del buon funzionamento del collettore tramite un controllo di portata e degli eventuali depositi; è necessario mantenere il collettore libero da depositi eccessivi e assicurare il buon funzionamento dello scolo.

Le acque raccolte dal cuneo filtrante devono essere fatte confluire nel più vicino fosso o impluvio o comunque al di fuori del corpo in frana o di aree che potrebbero risentirne negativamente.

AREA DI UBICAZIONE

Sistemazione e consolidazione di versanti collinari e montani in genere di limitata estensione, in cui oltre all'efficacia tecnico-funzionale dell'intervento siano richiesti un basso impatto ed una buona integrazione con l'ambiente naturale.

2.2.3.2 Trincee drenanti (B3b)

DESCRIZIONE GENERALE

Scopo dell'intervento è l'abbassamento permanente del livello di falda nel terreno, con conseguente incremento delle forze resistenti al potenziale movimento franoso. E' possibile parimenti ottenere un aumento della resistenza al taglio, in particolare in prossimità della superficie delle scarpate.

Le trincee drenanti sono delle strutture allungate, in genere disposte parallelamente alla linea di massima pendenza del versante, con larghezza compresa tra 0.80 e 1.20 m e profondità massime generalmente di 4-6 m. Talvolta sono abbinata a trincee più superficiali disposte a spina di pesce e confluenti nelle trincee principali.

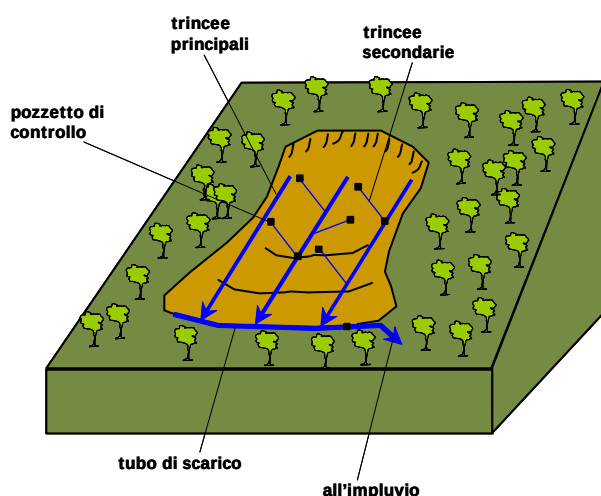


Fig. 43 – Rappresentazione schematica di un intervento di stabilizzazione di un corpo di frana tramite un sistema di trincee drenanti -

Nel caso di versanti poco inclinati (10° - 15°), il fondo dello scavo della trincea può avere una pendenza uniforme, mentre nel caso di pendenze maggiori o di trincee molto lunghe si esegue una gradonatura del fondo dello scavo, sul quale può essere installata una canaletta in calcestruzzo con sopra un tubo in PVC, metallo o cemento.

Al di sopra della canaletta e del tubo di raccolta è posto il corpo drenante: si tratta di ghiaia e sabbia pulita con scarso materiale fine ($< 3\%$ in peso), ricoperte da uno strato sommitale di terreno vegetale di spessore di circa 0,5 m; oppure di uno strato di ghiaia (5-20 mm) pulita, avvolto in un telo di tessuto-non tessuto posto a contatto con il terreno da drenare, sormontato da uno strato di sabbia e, in sommità, da terreno vegetale.

Quest'ultima tecnica consente, a parità di efficacia, una maggiore rapidità di esecuzione.



Fig. 44 – Stabilizzazione di un versante mediante trincee drenanti; le trincee disposte secondo il pendio confluiscono in una canaletta rivestita con elementi in calcestruzzo, che convoglia lo scarico dei dreni al di fuori dell'area (da ANPA, 2002) -

INDICAZIONI PROGETTUALI

Occorre valutare le caratteristiche geometriche delle trincee (S = interdistanza in pianta tra le trincee; D =profondità delle trincee; B =larghezza delle trincee) che consentano di ottenere una buona efficienza del drenaggio (η) in relazione alla pendenza del versante, alla profondità della falda prima dell'intervento e alla permeabilità del materiale. L'efficienza del drenaggio, inversamente proporzionale al rapporto S/D , risente dell'eventuale carattere anisotropo della permeabilità del terreno (K_v/K_h). Difatti, nel caso in cui la permeabilità orizzontale del terreno K_h sia maggiore di quella verticale K_v , a parità di rapporto S/D , otterremo una maggiore efficienza del drenaggio rispetto ad un terreno caratterizzato da $K_v > K_h$; nel qual caso sarà opportuno ridurre la spaziatura delle trincee per contenere l'infiltrazione verticale nel terreno. Per la valutazione dei parametri di progettazione delle trincee si può fare riferimento ai lavori di HUTCHINSON (1977) e BROMHEAD (1984; 1992).

La lunghezza delle trincee, funzione essenzialmente del sito, può essere anche dell'ordine dei 150-300 m all'ettaro.

Occorre sorvegliare con attenzione il livello di falda, tramite piezometri messi in posto prima possibile e preferibilmente anche prima dell'esecuzione dei lavori, in maniera da valutare l'effettiva efficacia del sistema di drenaggio.

Le modalità di esecuzione delle trincee dipendono dalla profondità e dalla situazione litologica e idrogeologica locale. Lo scavo deve essere eseguito per piccoli tratti da valle verso monte, in modo da esercitare una funzione drenante già in fase di costruzione.

In tutti i casi, le acque raccolte devono essere convogliate verso uno scolo naturale ed evacuate.

Se possibile, è opportuno approfondire la trincea fino alla base dello strato impermeabile.

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

L'insieme della rete deve essere raccordato ad uno scolo naturale. Gli scarichi delle acque a valle del tubo di scarico del dreno devono essere controllati e mantenuti efficienti; inoltre la parte terminale del tubo deve essere protetta, in corrispondenza del fosso recettore, mediante gabbioni o muri. L'esecuzione dello scavo in terreni saturi è delicata e richiede quasi sempre un sostegno provvisorio delle pareti; l'abbattimento della falda può essere avvertito a grande distanza se la trincea taglia formazioni molto permeabili, nel qual caso il dispositivo può indurre cedimenti sulle costruzioni vicine.

Se il terreno è sufficientemente stabile possono essere previsti dei fori-spia, in modo da poter controllare lo stato dei collettori e le portate di pompaggio su dei tronconi di lunghezza limitata (40-50 m al massimo); essi permettono anche l'accesso per le operazioni di manutenzione.

La durata è funzione di quanto si riesca ad evitare il colmamento dei filtri e dei collettori, che devono essere oggetto di una sorveglianza regolare, almeno annuale, consistente nel seguire l'evoluzione delle portate tenendo conto delle variazioni stagionali.

AREA DI UBICAZIONE

Scivolamenti o fenomeni di soliflusso la cui estensione in piano possa essere molto rilevante ma il cui spessore sia debole, in generale inferiore a 5 m, e che interessino materiali poco permeabili (materiali colluviali, prodotti di alterazione di argille o marne, sabbie fini).

Colate e scivolamenti rotazionali con superfici di scorrimento poco profonde e/o falda molto vicina alla superficie topografica.

2.2.3.3 Speroni drenanti (B3c)

DESCRIZIONE GENERALE

Sono opere che consentono di abbinare all'effetto drenante tipico delle trincee l'azione di sostegno relativamente alla spinta dei terreni in movimento. L'intervento consiste nel realizzare, tramite scavatrici e/o perforatrici, scavi a sezione stretta ed eventualmente sostenuti da armature provvisorie, diretti secondo la direzione di massima pendenza del versante e completati con la posa sul fondo di una cunetta in calcestruzzo gradonata; le profondità raggiungibili sono talora superiori ai 7 metri.

Nel dettaglio, la struttura di uno sperone standard è formata da un drenaggio longitudinale a sezione variabile che interseca la superficie di scorrimento e si scarica su una struttura resistente che ne costituisce la base.

A seconda delle caratteristiche costruttive dell'elemento portante, gli speroni drenanti si possono distinguere in:

1. speroni in muratura di pietrame a secco disposti in strati inclinati a reggipoggio (in genere ca. 30°) al di sopra dello scavo gradonato e sormontati da materiale drenante (sabbia pulita e ghiaia o pietrisco); l'allontanamento delle acque avviene tramite una canaletta in calcestruzzo o un tubo drenante posizionato alla base dello scavo;

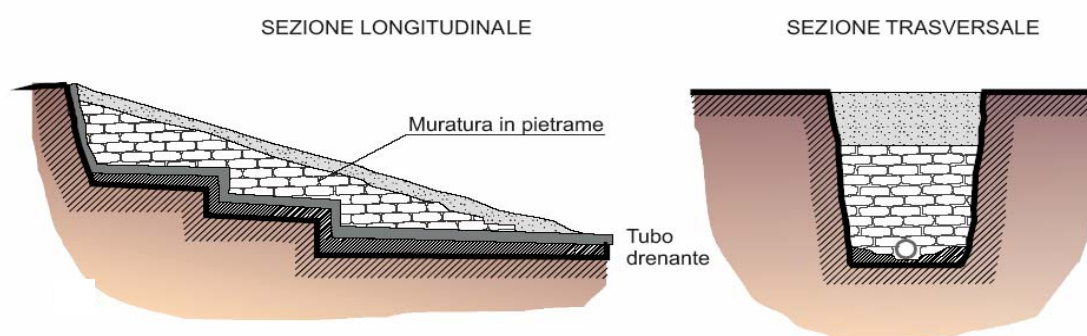


Fig. 45 – Rappresentazione schematica di uno sperone drenante in muratura a secco (da ANPA, 2002) -

2. speroni costituiti da gabbioni rivestiti con tessuto non tessuto, con sabbia pulita e pietrisco a colmare il resto dello scavo; anche in questo caso l'allontanamento delle acque avviene tramite una canaletta in calcestruzzo o un tubo drenante posizionato alla base dello scavo.

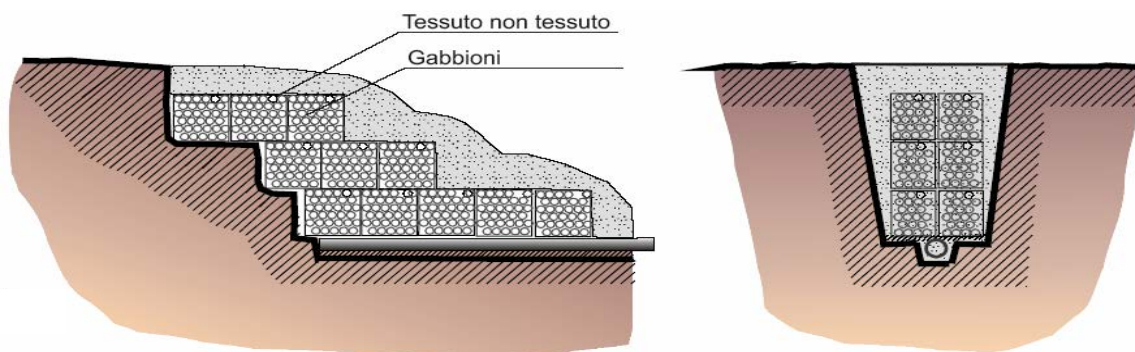


Fig. 46 – Rappresentazione schematica di uno sperone drenante in gabbioni (da ANPA, 2002) -

3. Speroni con setto centrale in calcestruzzo poroso e con il resto dello scavo riempito in materiale drenante sabbioso-ghiaioso; le pareti dello scavo possono essere rivestite o meno con materiale geotessile, mentre sul fondo dello scavo viene posizionato il tubo drenante.

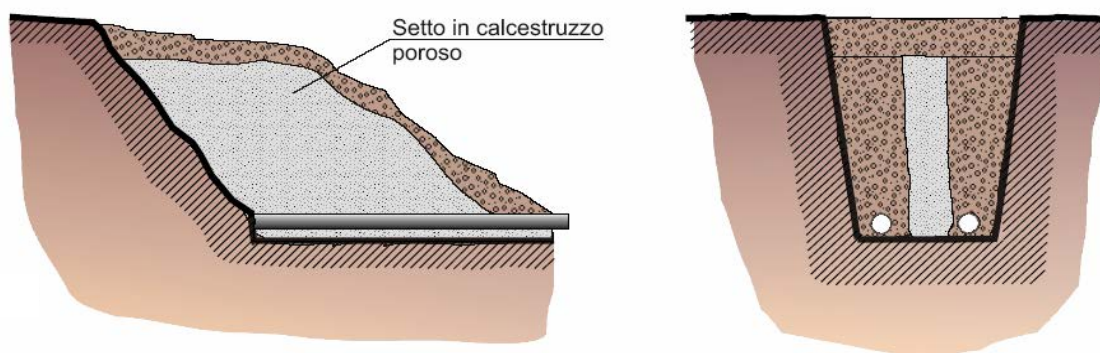


Fig. 47 – Rappresentazione schematica di uno sperone drenante con setto centrale in calcestruzzo poroso (da ANPA, 2002) -

Questi interventi sono di norma molto più costosi rispetto alle trincee drenanti e determinano un elevato impatto sull'ambiente, che tuttavia può essere mitigato favorendo la crescita di vegetazione a mascherare l'opera.

INDICAZIONI PROGETTUALI

Oltre a quanto riportato per le trincee drenanti (intervento B2b), nella valutazione delle caratteristiche di progetto dell'opera va tenuto in considerazione che la profondità del dreno deve essere tale da raggiungere il piano di scorrimento; per la determinazione dell'interdistanza ottimale dei dreni in relazione alle capacità drenanti si rimanda a HUTCHINSON (1977) e BROMHEAD (1984; 1992).

Occorre sorvegliare con attenzione il livello di falda, tramite piezometri messi in posto prima possibile e preferibilmente anche prima dell'esecuzione dei lavori, in maniera da valutare l'effettiva efficacia del sistema di drenaggio.

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

Come per le trincee drenanti, è necessario che l'insieme della rete si raccordi ad uno scolo naturale e che gli scarichi delle acque a valle del tubo di scarico del dreno siano controllati e mantenuti efficienti; inoltre la parte terminale del tubo deve essere protetta, in corrispondenza del fosso recettore, mediante gabbioni o muri. È basilare che gli scarichi delle acque provenienti dal drenaggio longitudinale siano mantenuti efficienti, per non rischiare di inficiare la funzionalità dell'intera opera.

Occorre tener presente che l'abbattimento della falda può essere avvertito a grande distanza (in relazione al tipo di terreni) e che può determinare cedimenti sulle costruzioni interessate.

La durata è funzione di quanto si riesca ad evitare il colmamento dei filtri e dei collettori, che devono essere oggetto di una sorveglianza regolare, almeno annuale, consistente nel seguire l'evoluzione delle portate tenendo conto delle variazioni stagionali.

AREA DI UBICAZIONE

Stabilizzazione di frane superficiali di scivolamento o colamenti con superfici di scorrimento poco profonde; generalmente questo tipo di interventi è da preferirsi ad un intervento di stabilizzazione con sole trincee nel caso sia necessario associare all'azione drenante un'azione di sostegno alla spinta del terreno.

2.2.3.4 Dreni sub-orizzontali (B3d)

DESCRIZIONE GENERALE

L'intervento consiste nella riduzione delle pressioni interstiziali del versante instabile, attraverso una serie di tubi drenanti microfessurati inseriti in fori pre-scavati ad andamento sub-orizzontale (in genere inclinati di 5°-15° secondo la pendenza del versante); per evitare l'ostruzione dei fori da parte della vegetazione, i primi 150 cm dei tubi non dovrebbero essere perforati.

La disposizione dei dreni è di solito a raggiera (Fig. 48) per facilitare la raccolta e l'evacuazione delle acque nonché la realizzazione dell'intervento (limitare il numero di posizionamenti del macchinario di perforazione). Visto che la tecnica di realizzazione di questo tipo di intervento non permette la messa in posto di una massa filtrante intorno alla fessurazione dei dreni, questa può eventualmente essere protetta dall'intasamento da parte di sedimenti a granulometria fine tramite rivestimento con geotessili.

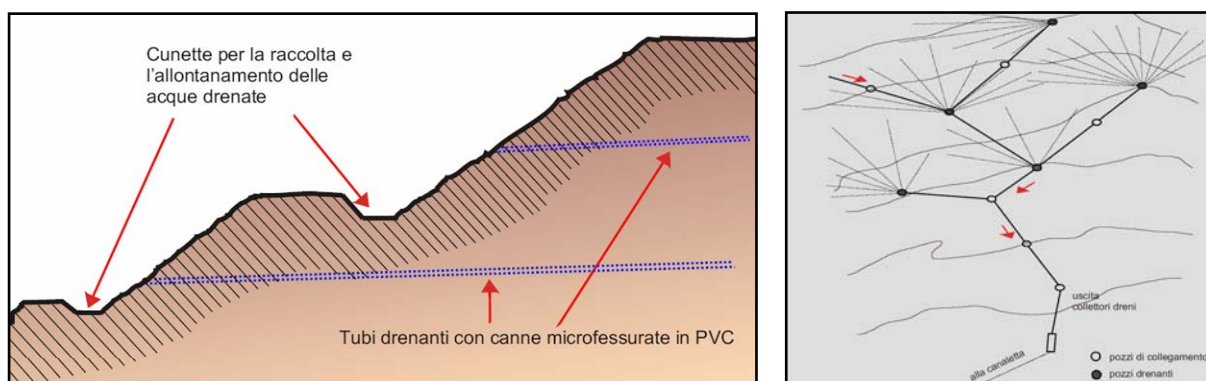


Fig. 48 – Esempi di applicazione di dreni sub-orizzontali: a sinistra reti di dreni sub-orizzontali con scarico delle acque drenate in canalette; a destra sistema di dreni orizzontali distribuiti a raggiera che fanno confluire le acque drenate in pozzi verticali di grande diametro (da ANPA, 2002; modificato) –

Questo tipo di intervento può essere associato ad altre opere di drenaggio quali gallerie o pozzi drenanti, che fungono in questo caso da collettori di raccolta e di evacuazione delle acque per gravità. Nel caso in cui i dreni orizzontali non siano associati a pozzi o gallerie drenanti, le acque da essi raccolte dovranno essere fatte confluire in canalette che parimenti ne consentano l'allontanamento.

Dato che la loro installazione avviene al di sotto del piano di campagna, questi interventi non comportano un rilevante impatto sull'ambiente, anche se un'esecuzione non correttamente monitorata e progettata potrebbe avere ripercussioni negative sull'equilibrio delle acque sotterranee.

INDICAZIONI PROGETTUALI

È necessario conoscere, almeno approssimativamente, il regime di falda (tramite piezometri) e la permeabilità dei vari orizzonti presenti nel versante da trattare.

I dreni devono avere una pendenza sufficiente per un'evacuazione gravitativa delle acque drenate e per consentirne l'autopulizia (almeno 5°). È indispensabile raccordare i dreni ad uno scolo gravitativo naturale, controllando che il riversamento delle acque raccolte non sia causa di fenomeni di instabilità a valle.

Le dimensioni delle fenestrate devono essere funzione del tipo di terreno da stabilizzare: per argille e materiali con varietà di dimensioni dei grani dal limo fino alla sabbia limosa, è consigliabile l'applicazione di tubi con fessure di spessore pari a 0.2 - 0.4 mm; per terreni a granulometria più grossolana (sabbia o sabbia e ghiaia con modeste percentuali di limo o argilla) si può adottare uno spessore delle fessure di 0.6-0.8 mm.

Occorre avere una buona conoscenza della topografia del sito e delle condizioni geologiche e idrogeologiche locali e generali (caratteristiche litologiche e di permeabilità dei terreni acquiferi interessati, zone di circolazione d'acqua preferenziali, distribuzione dei carichi d'acqua, ecc.).

Nel caso di dreni disposti parallelamente tra di loro, DI MAIO et al. (1988) mettono in evidenza come la distanza ottimale tra i dreni sia pari a ca. 1.5–2 volte la loro lunghezza. Nel caso di versanti omogenei, KENNEY T. C. et al. (1977) forniscono delle utili carte di progetto che consentono di valutare l'efficienza dell'opera (espressa in termini di incremento del fattore di sicurezza) in relazione ai parametri geometrici (lunghezza L e spaziatura S) e al numero di dreni.

In generale è opportuno sottolineare come, a parità di lunghezza cumulata, dreni lunghi con ampia spaziatura risultino più efficienti di dreni corti con spaziatura ridotta; inoltre minore è la pendenza del versante, maggiore dovrebbe essere la lunghezza dei dreni.

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

Devono essere considerate le possibili ripercussioni sull'ambiente, quali cedimenti e disseccamento di pozzi, i cui effetti vanno attentamente studiati.

L'efficacia di questi sistemi è spesso molto elevata, ma sono possibili insuccessi a causa di non corrette progettazioni/esecuzioni oppure per condizioni del terreno poco favorevoli all'impiego del metodo, essenzialmente in ragione di dreni insufficientemente vicini in un acquifero molto poco permeabile o di circolazioni troppo abbondanti e concentrate per essere intercettate completamente dai dreni.

Nel caso di terreni eterogenei o rocce fratturate, la lunghezza dei dreni dovrebbe essere tale da attraversare quanto più materiale permeabile possibile.

La loro durata è connessa alla manutenzione del sistema: i dreni possono infatti perdere la loro efficacia per colmamento, incrostazioni, deterioramento permanente o transitorio (gelo) dello scolo e a causa di variazioni nei percorsi delle acque.

Deve essere assicurato lo scarico delle acque provenienti dall'area dissestata nel più vicino fosso o impluvio al di fuori del corpo in frana; è inoltre necessario evitare l'innesco di processi erosivi in corrispondenza dei punti di scarico.

Il controllo dell'efficienza del sistema drenante può essere effettuato tramite il censimento periodico dei dreni secchi e la sorveglianza della portata totale dello scarico, in relazione alle fluttuazioni stagionali della falda.

AREA DI UBICAZIONE

I dreni suborizzontali sono impiegati per il consolidamento di scivolamenti rotazionali, in corrispondenza delle corone, di colamenti con superfici di scorrimento piuttosto profonde e in tutti i casi in cui l'inclinazione del versante sia abbastanza elevata. Il metodo è raramente impiegato in luoghi molto urbanizzati.

Il contesto migliore per la loro utilizzazione è quello in cui l'acquifero sia abbastanza permeabile (sabbia, roccia fratturata), con emergenza della falda mascherata da terreni meno permeabili (depositi argillosi).

L'effetto dei dreni può risultare positivo anche in terreni poco permeabili; difatti, pur non ottenendo un drenaggio diretto delle acque di falda, la riduzione delle pressioni interstiziali nel terreno, per effetto della messa in comunicazione della massa drenata con la pressione atmosferica, può determinare un efficiente incremento della resistenza al taglio.

Il metodo permette altresì di agire su masse molto rilevanti di terreno se la lunghezza dei dreni è notevole (è possibile raggiungere i 100-150 m ma, come regola generale, non si superano quasi mai i 30-40 m; in caso contrario occorre far ricorso a materiali più rigidi del PVC, come acciaio Inox o galvanizzato).

Il loro impiego è inoltre indicato in tutte quelle situazioni in cui l'eccesso di acqua nel terreno ne provochi il rammollimento o comunque lo scadimento delle caratteristiche di resistenza.

Si può affermare che un intervento di questo tipo può risolvere la quasi totalità dei problemi di instabilità dei pendii provocati da eccesso di acqua nel terreno. Per situazioni complesse i dreni suborizzontali possono essere impiegati in associazione con altre opere di drenaggio (trincee, pozzi, gallerie) o di sostegno (muri, placcaggi, tiranti).

2.2.3.5 Elettro-osmosi (B3e)

DESCRIZIONE GENERALE

L'elettro-osmosi si esegue tramite l'installazione nel terreno di un certo numero di elettrodi, tra cui viene fatta passare una corrente elettrica continua; l'acqua contenuta nei pori si carica positivamente e dall'anodo (barra metallica) migra verso il catodo (tubo di metallo forato o "pozzo catodico"), da dove può essere pompata via. La profondità media degli anodi è di 1.5-2 m, la spaziatura dei catodi variabile da 5 a 9 m con profondità fino a 20-25 m.

La perdita dell'acqua presente nei pori del terreno determina la consolidazione del suolo e conseguentemente un incremento della resistenza al taglio.

Un altro trattamento elettrico di consolidazione e drenaggio dei terreni saturi coesivi è l'elettrosilicizzazione. L'intervento consiste in un processo di scambio ionico, al passaggio di una corrente continua, tramite l'impiego di anodi in Al oppure introducendo silicato di sodio agli anodi; per effetto della differenza di potenziale, la soluzione chimica migra verso il catodo e gli ioni di Na e K presenti nei minerali argillosi si scambiano con gli ioni Al e OH della soluzione. In tal modo le argille acquisiscono consistenza e coesione e perdono plasticità (processo di "solidificazione"), migliorando le loro caratteristiche meccaniche. Come additivo per facilitare l'idrolisi dei minerali argillosi può essere utilizzato anche cloruro di calcio (CaCl_2): l'effetto stabilizzante in questo caso è dato dalla precipitazione di carbonato di calcio e cloruro ferroso (grazie al ferro derivante dall'elettrodo); la riduzione dell'acqua nel terreno non è elevata ma, grazie ai precipitati, la sua resistenza al taglio aumenta notevolmente.

INDICAZIONI PROGETTUALI

I trattamenti elettrici sono di norma abbastanza costosi e richiedono una costante fornitura di energia elettrica ed un periodico controllo del sistema e delle condizioni degli elettrodi.

JONES *et al.* (1996) hanno descritto l'uso di materiali geosintetici conduttori in sostituzione dei comuni elettrodi, per evitarne i problemi di corrosione e consentire nel contempo l'inversione di polarità.

Il flusso volumetrico (in cm^3/s) dovuto all'elettro-osmosi è dato dalla relazione $Q = k_e i_e A$ (CASAGRANDE, 1952): con k_e ($\text{cm}^2/\text{volt}\cdot\text{s}$) coefficiente elettro-osmotico di permeabilità; i_e (volt/cm) gradiente del voltaggio applicato al suolo (volt/cm); A (cm^2) sezione normale al flusso. Utili indicazioni sul trattamento dei terreni argillosi tramite elettro-osmosi e sull'utilizzo di una nuova metodologia, che non prevede il ricorso a tecniche di pompaggio per l'estrazione dell'acqua accumulata al catodo, sono descritti da LO *et al.* (1991a, 1991b).

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

È necessario un periodico controllo del sistema ed una periodica sostituzione degli elettrodi.

AREA DI UBICAZIONE

Questi interventi risultano efficaci nel drenaggio e consolidamento di terreni limoso-argillosi saturi ad alto contenuto di minerali rigonfianti (es. montmorillonitici), ma il costo elevato (necessità di garantire potenze di 1-10 kW/mq di terreno stabilizzato) ne limita l'applicazione ad aree interessate da importanti opere civili (gallerie) e industriali. Di norma si tratta di interventi di carattere temporaneo a cui si può fare ricorso per consentire la realizzazione di interventi definitivi quali paratie, muri di ritenuta, scavi di tunnel, ecc.

2.2.3.6 Geosintetici (B3f)

DESCRIZIONE GENERALE

Oltre alla funzione di contenimento, rinforzo e impermeabilizzazione (vedi interventi B1a), i geosintetici possono essere utilizzati per scopi di drenaggio o come materiali filtranti.

Nella funzione filtrante il geosintetico, generalmente interposto tra terreno e materiale drenante (ciottoli, ghiaia pulita, tubo drenante, ecc.), permette il passaggio dell'acqua impedendo asportazioni e passaggi di particelle fini; nella funzione drenante, che talvolta accompagna quella filtrante, il geosintetico convoglia l'acqua, all'interno del proprio spessore, in uno scarico (COLOMBO *et al.*, 1996).

Esistono differenti tipologie di geosintetici che possono essere utilizzati come dreni o come materiali filtranti.

In particolare per la funzione drenante sono preferibili (Fig. 49) le georeti, i geotessili non tessuti ed i geocompositi, mentre per la funzione filtrante sono preferibili i geotessili tessuti e non tessuti.

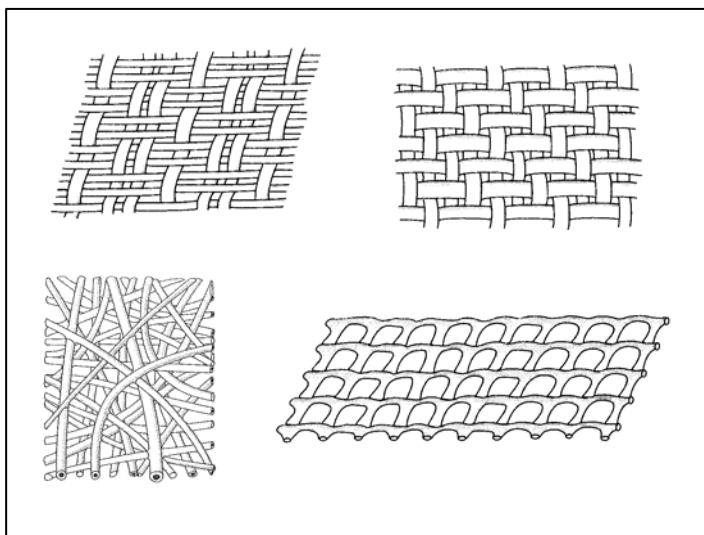


Fig. 49 – Tipologie principali di geosintetici utilizzati per funzioni di filtro e di dreno: in alto geotessili tessuti, in basso a sinistra geotessile non tessuto ed in basso a destra georete -

Le georeti sono strutture a maglia formate da due serie sovrapposte di fili (in polipropilene o polietilene) che danno luogo ad aperture regolari costanti (comprese in genere tra 10 e 60 mm d'ampiezza).

I geotessili sono strutture realizzate con fibre di polimeri di vario tipo che possono essere disposte casualmente (non tessuti) oppure arrangiate in modo da formare strutture regolari (tessuti).

Infine i geocompositi sono strutture costituite da almeno due famiglie di geosintetici; la combinazione di geotessili e georeti, ad esempio, raddoppia la capacità filtrante del geosintetico incrementandone le capacità drenanti.

Strisce di geosintetici possono essere posizionate verticalmente, a specifici intervalli, a tergo di strutture di ritenuta (Fig. 50) o di interventi di chiodatura di terreni (D1b) con rivestimento in cemento proiettato. Le strisce drenanti devono essere continue dalla vetta al piede del muro e devono coprire almeno 1/3 di tutta l'area impermeabile (ORTIGAO & SAYAO, 2004).

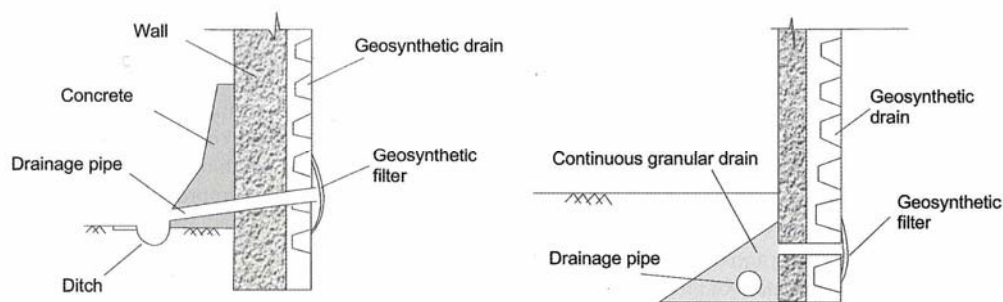


Fig. 50 – Utilizzo dei geosintetici nel drenaggio di strutture di ritenuta, sezioni trasversali (da ORTIGAO & SAYAO, 2004; modificata) -

I geosintetici possono anche essere utilizzati come rivestimento di filtri granulari (GEO, 1993) che attraversino la superficie di scorrimento della frana, unendo in questo modo alla funzione filtrante una discreta funzione di rinforzo.

INDICAZIONI PROGETTUALI

Nella realizzazione di sistemi di drenaggio con geosintetici devono essere considerati alcuni parametri forniti dal produttore:

1. permeabilità planare e normale del geosintetico (k_p , k_n);
2. spessore del geosintetico ad una specifica pressione normale (H);
3. permittività (Ψ) data dal rapporto k_n/H ;
4. trasmissività ($\Theta=k_p H$), ovvero la portata per unità di lunghezza che il geosintetico può trasmettere sotto un determinato carico idraulico;
5. diametro di filtrazione del geotessile, definito come il diametro al di sotto del quale si trova il 95% dei pori del geotessile.

Nella progettazione del filtro in materiale geotessile, occorre tener conto della tipologia del terreno in cui si andrà ad operare (coesivo o non coesivo) e delle sue caratteristiche granulometriche (D_{85} , D_{50} e coefficiente di uniformità U). Utili indicazioni a questo proposito sono fornite dal Comitato Francese di Geotessili (CFGG, 1989).

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

Nel caso di applicazione in trincee drenanti il geosintetico deve essere posizionato subito dopo lo scavo; il materiale granulare deve essere disposto con cautela e immediatamente sigillato con il geosintetico per evitare la contaminazione del materiale filtrante.

In generale occorre fare attenzione a non danneggiare il geosintetico durante le fasi di installazione per non comprometterne le funzionalità; incrementi di stress di confinamento durante la messa in opera possono ridurne le capacità drenanti.

La durata di un geotessile è funzione della resistenza delle sue fibre polimeriche ai fattori ambientali; i geotessili possono deteriorarsi se sottoposti all'azione dei raggi solari o per reazioni chimiche e/o biologiche dovute alla presenza nel terreno di particolari sostanze o microorganismi.

AREA DI UBICAZIONE

I geotessili vengono utilizzati assieme ad altri tipi di intervento, ed in particolare come rivestimento del materiale drenante di trincee, per il drenaggio di opere di ritenuta o nella realizzazione di terre e muri rinforzati.

2.2.4 INTERVENTI DI DRENAGGIO PROFONDO (B4)

2.2.4.1 Pozzi drenanti (B4a)

DESCRIZIONE GENERALE

Si tratta di opere di drenaggio profondo (oltre i 10 m) di medio (1-1.5 m) e grande diametro (pozzi di diametro superiore anche ai 5 m con sistema drenante diffuso di microdreni), utilizzate per assolvere a funzioni di drenaggio e controllo delle falde freatiche; oltre ad intercettare le acque sotterranee e ad abbattere sensibilmente il livello di falda, i pozzi, nel caso in cui si immorsino nel terreno stabile al di sotto della potenziale superficie di rottura, esercitano un'aggiuntiva funzione di sostegno del corpo di frana.

I pozzi drenanti possono essere realizzati isolatamente oppure in giustapposizione, in modo tale da formare una sorta di paratia drenante; in quest'ultimo caso il foro viene riempito con materiale drenante e lo scarico delle acque avviene per gravità.

E' possibile un'ulteriore tipologia di intervento di carattere composito, che ha la prerogativa di ampliare consistentemente l'area di influenza del sistema drenante: questa prevede la realizzazione di pozzi verticali drenanti, accessibili anche in via permanente, collegati tra loro da fori, per lo scarico gravitativo delle acque, e muniti di dreni sub-orizzontali disposti su due o più livelli eseguiti a raggiera dall'interno dei pozzi stessi.

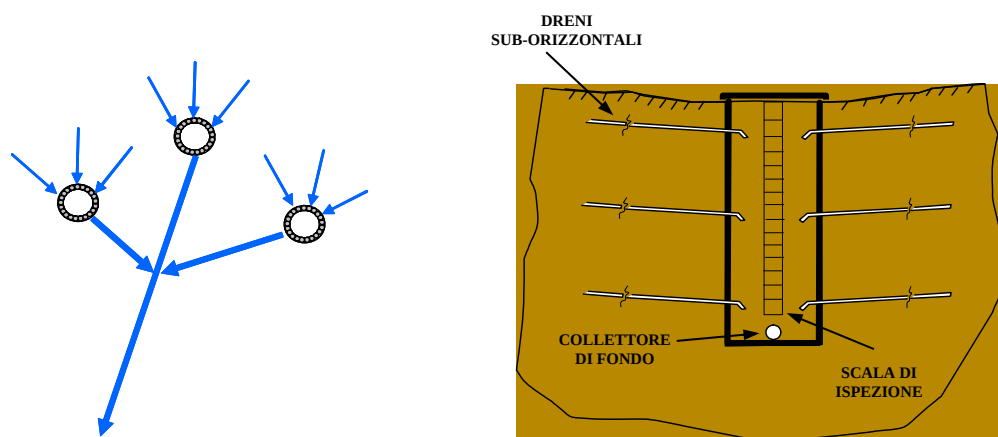


Fig. 51 – Rappresentazione schematica di un sistema di drenaggio profondo attraverso pozzi drenanti e dreni sub-orizzontali. A sinistra vista dall'alto del sistema di drenaggio: le frecce sottili in blu schematizzano dei dreni sub-orizzontali che si dipartono a raggiera dai pozzi; le frecce marcate (sempre in blu) i collettori di fondo per lo scarico delle acque raccolte dai vari pozzi. A destra vista in sezione di un pozzo drenante; si notano i dreni sub-orizzontali che scaricano nel pozzo ed in basso il collettore di fondo per lo scarico. Come schematizzato in figura, i pozzi sono generalmente predisposti per l'ispezione periodica finalizzata al controllo dell'efficacia del sistema drenante -

I pozzi drenanti possono essere costituiti da una corona esterna di pali trivellati e rivestimento interno delle pareti in calcestruzzo (messo in opera entro casseforme in acciaio) oppure realizzati con pareti in cemento armato (Fig. 52).

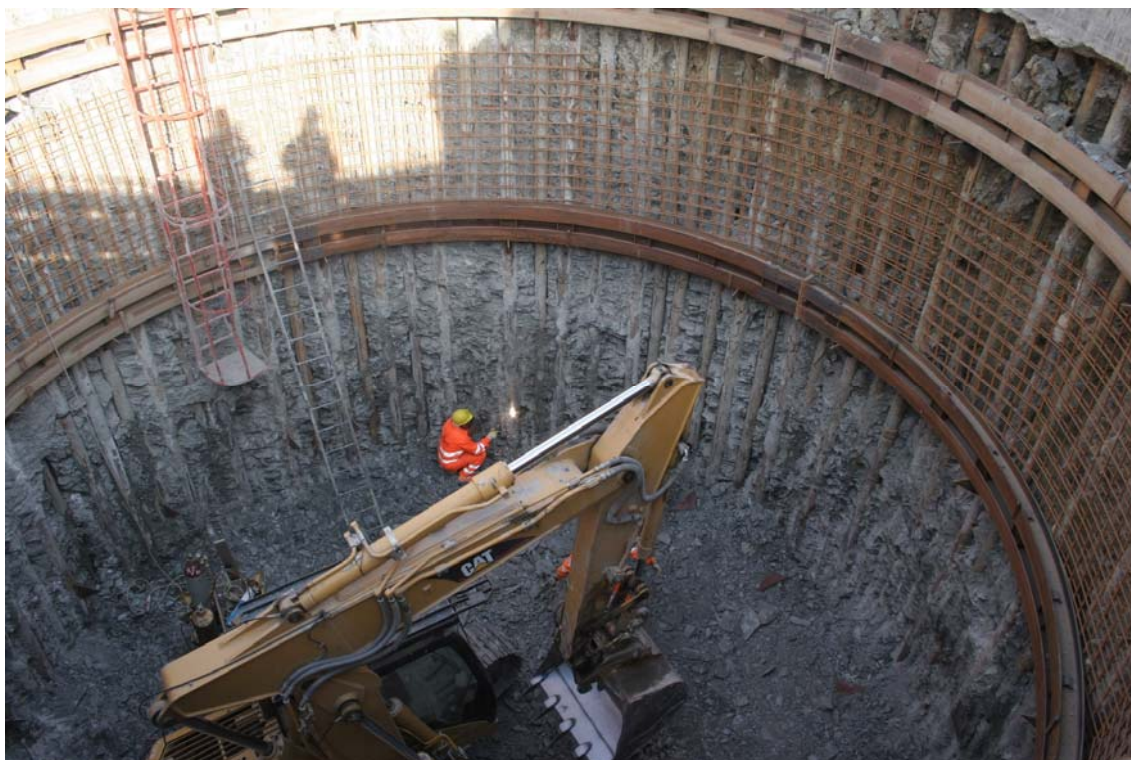


Fig. 52 – Fasi costruttive di un pozzo strutturale drenante costituito da una corona di micropali realizzato a Poggiolino nel comune di Barberino di Mugello in provincia di Firenze (Foto ottobre 2006) –

Lo scarico delle acque raccolte può avvenire per gravità o tramite l'utilizzo di pompe ad immersione, questo in particolare quando, per l'elevata profondità dei pozzi, risulta troppo difficoltoso realizzare un sistema di scarico per gravità.

I pozzi drenanti possono essere disposti in cascata nel corpo di frana e collegati tra loro tramite una condotta alla base che provvede alla raccolta e allo scarico a valle dell'acqua di drenaggio (Fig. 53).

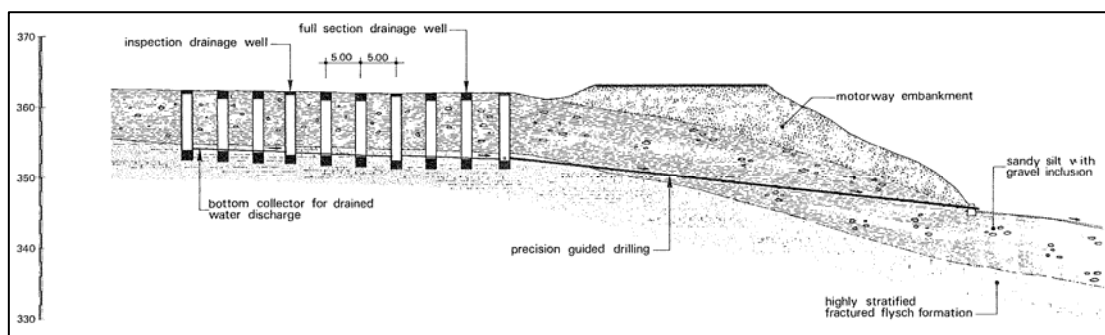


Fig. 53 – Utilizzo di pozzi verticali drenanti lungo il tratto autostradale Firenze – Bologna (da COLLOTTA et al., 1988) -

Questa particolare tecnologia (RODREN®) prevede la realizzazione di un allineamento di pozzi drenanti ($\phi \approx 1.5$ m) spaziatissimi dai 5 ai 7 m ed intersecati alla loro base da un tubo di scarico delle acque per gravità. Dei vari pozzi, alcuni agiscono solo come pozzi drenanti (ed in questo caso sono riempiti con materiale drenante); altri, anche se dello stesso diametro, sono usati come pozzi di ispezione per controllare l'efficienza e consentire le operazioni di manutenzione del sistema di drenaggio.

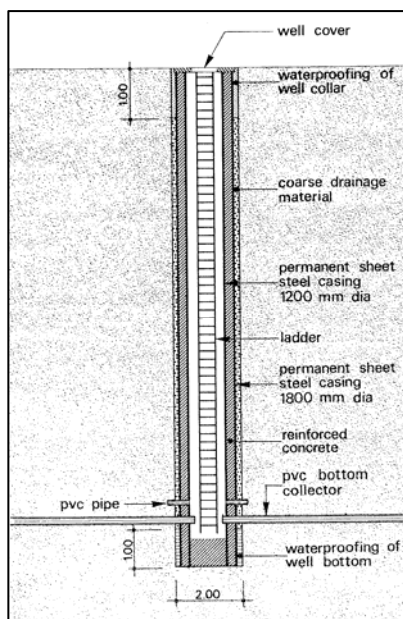


Fig. 54 – Schema di un pozzo drenante di ispezione avente anche una funzione strutturale (da COLLOTTA et al., 1988) -

Come visibile in Fig. 54, i pozzi di ispezione, se incamiciati con rivestimento in acciaio e spinti oltre la superficie di scorrimento, possono svolgere anche una funzione strutturale.

INDICAZIONI PROGETTUALI

Dato il costo molto alto di questo tipo di interventi, occorre valutare a priori la possibile estensione ed entità dell'azione dei pozzi sulla falda; a tal scopo si può fare ricorso a specifici software ad elementi finiti in grado di simulare i moti di filtrazione quali: *Modflow* (USGS, 2000), *Seepw* (GEO-SLOPE, 2004), *Flac* (ITASCA, 2000).

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

I pozzi devono essere ispezionati periodicamente per il controllo della funzionalità del sistema drenante; l'efficacia dell'intervento può essere stimata valutando l'incremento del fattore di sicurezza conseguente alla riduzione del livello piezometrico.

È necessario garantire e valutare, attraverso controlli periodici della portata, il corretto funzionamento dei collettori di scarico dei pozzi.

La tecnica può avere un accentuato impatto ambientale, causato sia dalle modalità costruttive che dalla possibile interferenza, in particolari situazioni idrogeologiche, con la circolazione delle acque di falda o con le sorgenti ubicate entro il raggio di influenza del sistema drenante; l'eccessivo abbassamento della falda può determinare problemi di subsidenza nelle aree limitrofe.

AREA DI UBICAZIONE

Frane di scivolamento caratterizzate da superfici di scorrimento profonde e alti livelli piezometrici. Visto il costo rilevante, questa tipologia di intervento è consigliabile per frane che coinvolgono infrastrutture, abitati o altre opere di rilievo.

Data la possibilità di collocare i dreni sub-orizzontali su differenti livelli, i pozzi drenanti si prestano bene a situazioni litostratigrafiche caratterizzate da alternanza di livelli eterogenei a permeabilità differente.

2.2.4.2 Gallerie drenanti (B4b)

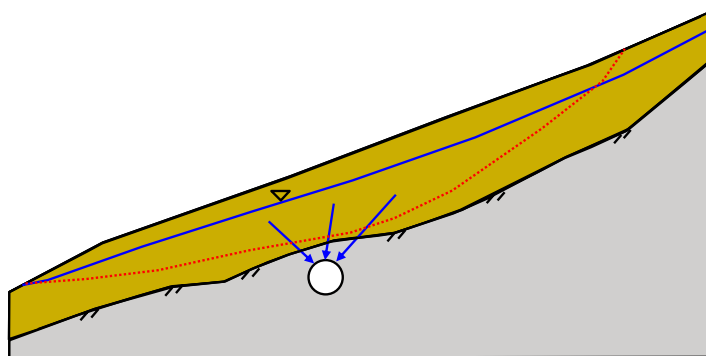
DESCRIZIONE GENERALE

Le gallerie drenanti hanno lo scopo di ridurre il carico idraulico all'interno del corpo di frana, raccogliendone le acque ed evacuandole dalla zona da stabilizzare. Le acque del sottosuolo vengono intercettate direttamente dalla galleria e per mezzo di dreni scavati dal tetto e dalle pareti della galleria sulla massa sovrastante.

Vengono realizzate nei terreni stabili circostanti alla massa in frana e possono essere raccordate a pozzi verticali di grande diametro.

Il sistema è costituito da una galleria di piccole dimensioni (sezione alta 1.8-2 m e larga 1-2 m), tali comunque da consentirne l'ispezione e la manutenzione, dalla quale generalmente si diparte una serie di drenaggi scavati sulla massa sovrastante (Fig. 55). Quest'ultimo caso è particolarmente frequente quando la realizzazione della galleria nei terreni acquiferi sia molto complicata e risulti preferibile disporre la galleria in uno strato di migliore tenuta. I fori drenanti permettono d'altro canto di aumentare il raggio d'azione del drenaggio.

Fig. 55 – Rappresentazione schematica di un sistema di drenaggio profondo attraverso una galleria drenante. La galleria è realizzata parallelamente al versante all'interno del materiale stabile (in grigio); dalla volta si dipartono dreni (in blu) per la dissipazione delle pressioni interstiziali dall'area in frana -



Il fondo dello scavo è rivestito da una platea in calcestruzzo, mentre le spalle sono generalmente in muratura; lo scarico delle acque avviene generalmente per gravità, anche se in alcuni casi può essere necessario il periodico svuotamento della struttura mediante pompaggio.

Le gallerie possono essere lasciate vuote o riempite con materiale drenante, rinunciando in quest'ultimo caso alla possibilità di ispezione.

INDICAZIONI PROGETTUALI

L'efficacia di una galleria drenante è funzione della qualità e della completezza dello studio preliminare. Dato il costo notevolmente elevato di questo tipo di intervento, occorre valutare a priori l'effetto della galleria sulla falda, avendo ben presente le caratteristiche idrologiche dei materiali interessati dall'opera; a tal scopo si può fare ricorso a specifici software ad elementi finiti in grado di simulare i moti di filtrazione quali: *Modflow* (USGS, 2000), *Seepw* (GEO-SLOPE, 2004), *Flac* (ITASCA, 2000).

Per evitare che il movimento del corpo di frana danneggi l'opera di drenaggio (soprattutto nel caso in cui la galleria corra parallelamente al versante), occorre avere una buona conoscenza della profondità della superficie di scivolamento.

La galleria deve essere raccordata ad uno scolo naturale che permetta l'evacuazione per gravità delle acque raccolte. Nel caso in cui le gallerie fungano da collettore per pozzi verticali, può capitare che i pozzi, per garantire drenaggi consistenti, siano ubicati ad una

quota talmente bassa da rendere necessario l'uso di pompe per l'evacuazione dell'acqua dal collettore di raccolta.

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

Le gallerie drenanti, pur non determinando un rilevante impatto paesaggistico, modificano profondamente il regime idraulico della falda; questo può causare cedimenti di strutture e prosciugamento di pozzi e di sorgenti, in zone limitrofe all'area di intervento.

Il sistema drenante deve essere ispezionato periodicamente per valutarne e garantirne il corretto funzionamento.

La realizzazione delle gallerie drenanti risulta delicata in terreni acquiferi di cattiva tenuta.

AREA DI UBICAZIONE

Frane di grandi dimensioni con superfici di scorrimento profonde in cui i terreni acquiferi, vista la loro profondità, non possono essere raggiunti tramite le abituali tecniche di drenaggio. Tenuto conto dell'elevato costo di realizzazione, il metodo è da applicare per la stabilizzazione di zone che presentino opere di rilievo da salvaguardare (infrastrutture civili o insediamenti abitativi minacciati da frane di grandi dimensioni) e nel caso in cui sia stata debitamente accertata l'efficacia dell'opera drenante sulla stabilizzazione del corpo di frana.

2.2.4.3 Dreni sifone (B4c)

DESCRIZIONE GENERALE

L'intervento consiste nell'abbassamento della tavola d'acqua all'interno del corpo in frana tramite pozzi, di diametro generalmente inferiore ad un metro, drenati mediante un sistema a sifone. L'utilizzo di tubi sifone, che consente di asportare l'acqua dal corpo di frana senza necessità di pompe o di altri dispendi di energia, può risultare un'efficace alternativa ai drenaggi per gravità nel caso in cui le condizioni logistiche ed altimetriche del terreno ne rendano estremamente laboriosa la realizzazione.

INDICAZIONI PROGETTUALI

Occorre valutare le posizioni più idonee (presenza di rilevanti quantità/flussi di acqua) per l'ubicazione dei dreni; questo può essere ottenuto tramite indagini di carattere geoelettrico ed in particolare tramite misure delle variazioni del potenziale indotto (GRESS, 1996).

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

È necessario che l'insieme della rete si raccordi ad uno scolo naturale e che gli scarichi delle acque, a valle del tubo di scarico del dreno, siano controllati e mantenuti efficienti. Il drenaggio dell'area in frana può inoltre determinare fenomeni di subsidenza in aree limitrofe.

AREA DI UBICAZIONE

Per assicurare la massima efficienza del sistema drenante è necessario installare i sifoni nelle zone del corpo di frana in cui il flusso di acqua sia più rilevante. Questi tipi di interventi possono essere utilizzati con efficacia in frane di scivolamento caratterizzate da superfici di scorrimento profonde e, in particolare, in casi in cui l'utilizzo di altri sistemi di drenaggio (in particolare dreni per gravità) sia difficilmente realizzabile.

2.2.4.4 Dreni sottovuoto (B4d)

DESCRIZIONE GENERALE

Si tratta di interventi generalmente temporanei atti ad incrementare la suzione del suolo e ad accelerarne il processo di consolidazione; il sistema consiste nell'utilizzo di pompe ed estrattori sottovuoto posizionati all'interno di fori perforati entro la massa in frana, in grado di aspirare dal materiale sia l'acqua di gravità che parte di quella capillare.

L'alto grado di vuoto che si sviluppa per mezzo degli estrattori influenza il materiale circostante, determinando una zona cilindrica "sottovuoto" attorno al foro di prelievo; il diametro di questa zona è funzione della tipologia del materiale trattato e va da 1–2 m per le sabbie ad un massimo di 4 m nelle argille organiche (ARUTJUNYAN, 1988).

L'incremento dei parametri di resistenza del terreno è conseguenza sia della diminuzione delle pressioni interstiziali all'interno del materiale in frana, sia della coesione apparente che il materiale viene ad acquistare per mezzo dell'azione capillare che si instaura tra le particelle.

INDICAZIONI PROGETTUALI

Occorre valutare le aree più idonee in cui realizzare i fori di aspirazione, in generale zone di debolezza in cui sia maggiore il grado di saturazione dei terreni. I fori di aspirazione dovrebbero spingersi oltre la potenziale superficie di rottura.

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

L'aspirazione di acqua dal terreno, soprattutto se prolungata nel tempo, può determinare problemi di subsidenza in aree limitrofe.

AREA DI UBICAZIONE

Si tratta di interventi di carattere provvisorio che possono essere utilizzati con efficacia in frane di scivolamento coinvolgenti principalmente materiali coesivi, pur risultando abbastanza efficienti anche per materiali sabbiosi saturi (ARUTJUNYAN, 1988). La riduzione delle pressioni interstiziali e l'acquisizione di una coesione apparente da parte del materiale consentono una riduzione notevole delle deformazioni del terreno già dopo poche settimane; per questo i dreni sottovuoto possono essere utilizzati per frane coinvolgenti infrastrutture o edifici, allo scopo di limitarne o arrestarne le deformazioni in attesa di interventi di stabilizzazione permanenti.

2.3 Strutture di sostegno (C)

Rientrano in questa categoria tutti quegli interventi volti ad ottenere la stabilizzazione del corpo di frana tramite l'applicazione di forze esterne (F_E) che si oppongono alle forze destabilizzanti (F_D).

A seconda di come le forze esterne vengono applicate alla massa da stabilizzare, nella valutazione del fattore di sicurezza tali forze possono essere considerate in due differenti maniere:

1. come forze che incrementano le forze resistenti (F_R). Seguendo le indicazioni di HOEK & BRAY (1981), occorre far riferimento a questa condizione nel caso in cui le forze applicate siano passive, ossia assenti prima del movimento e mobilitate dal movimento stesso (rientrano in questa categoria le strutture di sostegno non tirantate). In questo caso il fattore di sicurezza $F_S = (F_R + F_E) / F_D$.
2. Come forze che diminuiscono quelle destabilizzanti (F_D). Questa condizione andrà considerata (HOEK & BRAY, 1981) nel caso in cui le forze applicate siano attive, ovvero presenti prima che il movimento abbia luogo (rientrano in questa categoria le strutture di sostegno tirantate). In questo caso il fattore di sicurezza $F_S = F_R / (F_D - F_E)$.

Nella TAB. 4, sono riportate le varie tipologie di intervento e i relativi campi di applicazione. Le reti di ritenzione, inserite da alcuni autori (SCHUSTER, 1995; POPESCU, 2001) in questa categoria di opere, sono trattate assieme agli interventi di tipo E (reti paramassi E21); infatti, più che come vere e proprie opere di sostegno, esse vengono utilizzate generalmente con lo scopo di contrastare il distacco di materiale detritico e/o di blocchi di limitate dimensioni dai versanti, a difesa delle aree a valle (strade, ferrovie, edifici, ecc.). Per quanto riguarda le terre armate, utilizzate spesso come vere e proprie strutture di sostegno (strutture deformabili con campi di utilizzo analoghi a quelli di muri cellulari e gabbionate), esse sono descritte in dettaglio assieme alle strutture di rinforzo interne (interventi di tipo D1e).

STRUTTURE DI SOSTEGNO (C)		ROCCIA		TERRA		DETRITO
		SCIVOLAMENTI	GROLLI	SCIVOLAMENTI	COLATE LENTE	COLATE RAPIDE
STRUTTURE A GRAVITA' (C1)	Muri in muratura (C1a)			X		
	Muri in calcestruzzo (C1b)			X		
	Gabbionate (C1c)			X		
	Muri cellulari (C1d)			X		
STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO (C2)	Muri a mensola (C2a)			X		
	Muri a contrafforte (C2b)			X		
STRUTTURE SPECIALI (C3)	Paratie (C3a)			X		
	Palificate (C3b)			X		
	Muri tirantati (C3c)			X		

TAB. 4 – STRUTTURE DI SOSTEGNO DEL MATERIALE –

La progettazione di una generica struttura di sostegno presuppone la valutazione della pressione che il terreno esercita su di essa; tale pressione è funzione del movimento relativo tra la struttura di sostegno stessa e il terreno circostante.

Si dice che il muro è sottoposto ad una spinta di tipo attivo (stato attivo) quando la struttura si allontana dal terreno e quest'ultimo si deforma orizzontalmente al punto tale da raggiungere la condizione di equilibrio plastico (mobilizzazione totale della resistenza al taglio del terreno).

Si parla di spinta passiva del terreno sul muro (stato passivo) nel caso in cui questo si sposti contro il terreno, comprimendolo al punto tale da raggiungere la condizione di equilibrio plastico (mobilizzazione totale della resistenza al taglio del terreno).

Quanto detto sopra si spiega facilmente osservando il comportamento del terreno alle spalle di un muro (considerato indeformabile) nel diagramma di Mohr (Fig. 56). Lo stato tensionale a riposo del terreno (in assenza di carico applicato ovvero in assenza di spostamento del muro) è rappresentato dagli sforzi principali $\sigma_1 = \sigma_{v0}$ e $\sigma_3 = \sigma_{h0}$; se il muro si allontana dal terreno la tensione orizzontale si riduce (mentre quella verticale rimane inalterata) sempre più fino a raggiungere la condizione di equilibrio attivo ($\sigma_3 = \sigma_{ha}$), in cui il cerchio di Mohr tocca la linea di involuppo; viceversa, se il muro si sposta comprimendo il terreno, la condizione di equilibrio limite viene raggiunta per incremento della tensione orizzontale fino al valore a rottura σ_{hp} , corrispondente all'equilibrio limite passivo.

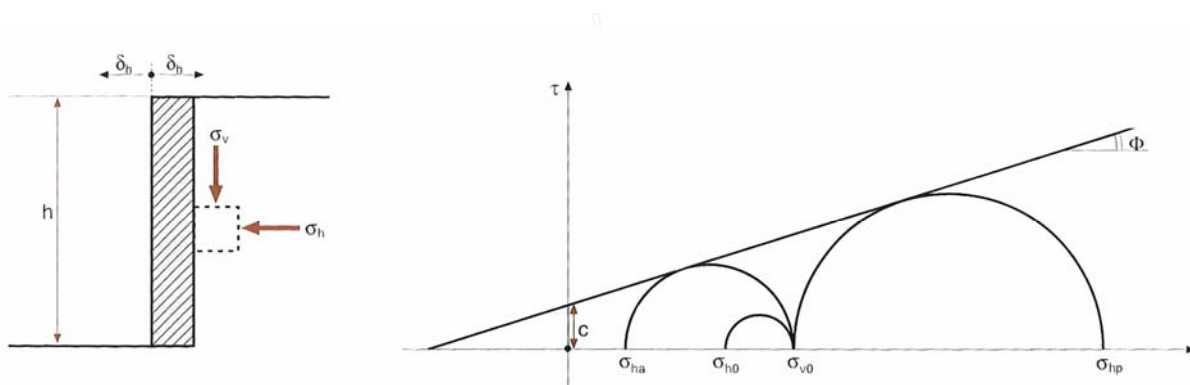
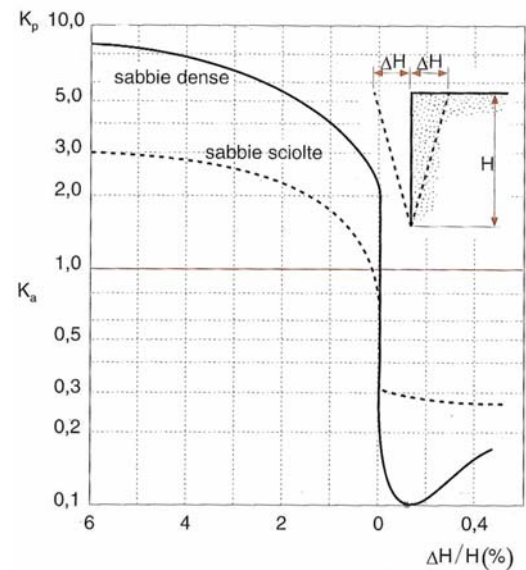


Fig. 56 – Schematizzazione tramite i cerchi di Mohr dello stato di equilibrio attivo e passivo del terreno alle spalle di un muro di sostegno rigido (da COLOMBO *et al.*, 1996) -

I movimenti laterali della struttura necessari per mobilizzare lo stato attivo o passivo dipendono dal tipo di terreno e dal percorso tensionale. In linea generale si può comunque affermare che la mobilizzazione dello stato attivo si ottiene per valori di spostamento molto più bassi rispetto a quelli necessari per la mobilizzazione dello stato passivo; difatti, come riportato da ROWE & PEAKER (1965), TERZAGHI & PECK (1967), NAVFAC (1986), mentre nel primo caso sono sufficienti spostamenti orizzontali compresi tra lo 0.1% e lo 0.2% dell'altezza del muro, per mobilizzare la spinta passiva sono necessari spostamenti notevolmente superiori (fino al 2-8% per sabbie dense e al 5-20% per sabbie sciolte).

Questo aspetto va tenuto presente nella scelta dell'angolo di resistenza al taglio del terreno da usare nel calcolo dei coefficienti di spinta (attiva K_a e passiva K_p). Se per la spinta attiva è lecito considerare un angolo di attrito di picco, nel caso di spinta passiva l'elevato livello di deformazioni da raggiungere fa sì che la resistenza disponibile a rottura sia intermedia tra il valore di picco e quello residuo (ROWE & PEAKER, 1965).

Fig. 57 – Effetti del movimento di un muro (rotazione del muro $\Delta H/H$) sulla spinta del terreno. Il diagramma ripreso da COLOMBO (1996) evidenzia i valori di rotazione del muro necessari per portare a rottura un terreno non coesivo (sia per spinta passiva che attiva). Nel caso di terreni coesivi la differenza tra i valori di rotazione necessari per mobilitare la resistenza passiva e attiva è minore; NAVFAC (1986) riporta per la rottura attiva valori di rotazione compresi tra 1 e 2%, mentre per rottura passiva valori di rotazione compresi tra 2 e 4% -



Oltre che dai movimenti laterali del muro, la pressione attiva e passiva dipendono anche dal possibile spostamento verticale della struttura e dal coefficiente di attrito ($\delta = \tan \phi$ con ϕ angolo di attrito tra muro e terreno compreso tra 0 e il valore dell'angolo di attrito interno del terreno ϕ') all'interfaccia tra muro e terreno (NAVFAC, 1986). L'effetto dell'attrito nel caso di spinta attiva è generalmente trascurabile (fatta eccezione per affossamenti del muro nel terreno, dove esso diviene significativo), inoltre tale effetto tende a ridurre il valore della pressione attiva; quindi, non considerarne l'effetto risulta a vantaggio della stabilità.

Nel caso di stato passivo, l'effetto dell'attrito tra terreno e muro diviene rilevante determinando un incremento, non più trascurabile, della spinta passiva. NAVFAC (1986) fornisce vari valori del coefficiente di attrito (δ) in relazione a diverse tipologie di interfaccia tra muro e terreno.

I vari metodi utilizzati per la valutazione dei coefficienti di spinta attiva (K_a) e passiva (K_p), necessari per la determinazione delle rispettive spinte dei terreni sulle strutture di sostegno, sono basati su differenti assunzioni in relazione alla geometria della superficie di rottura del terreno ipotizzata (lineare o curvilinea) e alla considerazione o meno dell'effetto dell'attrito tra muro e terreno (muri lisci o rugosi).

La metodologia di Rankine, in cui si considera una superficie di rottura lineare del terreno e l'assenza di attrito tra questo e il muro (muro a parete liscia), dovrebbe essere utilizzata solo per condizioni di spinta attiva in cui l'effetto dell'attrito sia trascurabile. È opportuno ricordare che la presenza di attrito tra muro e terreno, pur influenzando di poco l'intensità della spinta attiva (e comunque a vantaggio della sicurezza), ne influenza la direzione (la spinta sarà inclinata di un angolo pari a δ rispetto alla normale al muro) e di conseguenza l'analisi di stabilità; perciò, nei casi in cui l'effetto dell'attrito non sia più trascurabile, è necessario valutare il coefficiente di spinta attiva (K_a) tramite i metodi di CAQUOT & KERSEL (1948) o fare riferimento ai coefficienti riportati da NAVFAC (1986).

Per situazioni di spinta passiva, il coefficiente K_p dovrà essere valutato sulla base di metodologie che considerino sia l'effetto dell'attrito (δ) che superfici di rottura non lineari, più plausibili nel caso di coefficienti di attrito non trascurabili (gli errori che si commettono considerando superfici di rottura lineari portano ad una sovrastima di K_p , COLOMBO *et al.*, 1996); a tale riguardo, come per la spinta attiva, si può fare riferimento al metodo di CAQUOT & KERSEL (1948) o ai coefficienti riportati da NAVFAC (1986).

2.3.1 STRUTTURE A GRAVITÀ (C1)

Per strutture a gravità si intende quel complesso di opere che contrastano il movimento del terreno essenzialmente tramite il loro peso. Nella Fig. 58 sono riportate in maniera schematica le forze agenti su di un muro a gravità, in assenza di sovraccarichi esterni: W è il peso del muro; S_a la spinta attiva del terreno sul lato di monte; S_p la spinta passiva del terreno sul lato a valle (effetto stabilizzante); R_s la resistenza attrittiva alla base del muro; Q_f la capacità portante del terreno; P_{w1} e P_{w2} rispettivamente le spinte idrostatiche sui due lati del muro.

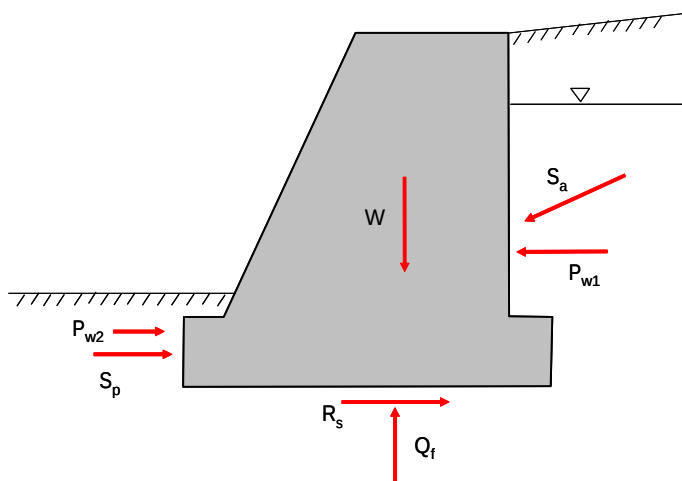


Fig. 58 – Rappresentazione schematica delle forze agenti su di una struttura a gravità -

Le forze verticali dovranno essere contrastate dalla capacità portante del terreno, quelle orizzontali dalla resistenza allo slittamento alla base del muro, dalla spinta del terreno (spinta passiva) e dell'acqua al piede esterno; inoltre le varie componenti delle forze dovranno soddisfare l'equilibrio al ribaltamento della struttura.

Nel dimensionamento della struttura dovranno essere effettuate, oltre alla verifica globale di stabilità del pendio, tre tipologie di verifica: al carico limite, allo slittamento ed al ribaltamento.

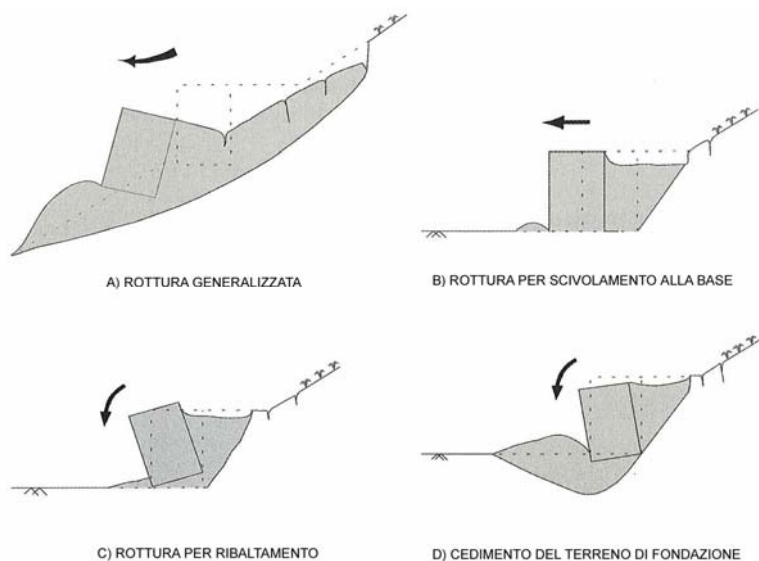


Fig. 59 – Possibili rotture per muri a gravità. Le condizioni prima della rottura per ciascun meccanismo sono riportate in tratteggio (da ORTIGAO & SAYAO, 2004; modificata) -

La verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno (Fig. 59D) è finalizzata a garantire che le azioni trasmesse dall'opera di sostegno al terreno di fondazione non superino il carico limite che esso può tollerare. Generalmente la risultante del carico trasmesso dalla struttura al terreno è eccentrica rispetto alla base di fondazione B (Fig. 60); in queste condizioni si può considerare, in base a quanto riportato da MEYEROF (1953) e da NAVFAC (1986), una larghezza di fondazione equivalente $B' = B - 2e$ centrata su tale carico (nel caso in cui il carico sia eccentrico anche secondo la lunghezza L della fondazione, dovrà essere considerata anche una lunghezza equivalente $L' = L - 2e_1$ dove e_1 è l'eccentricità del carico rispetto alla lunghezza L).

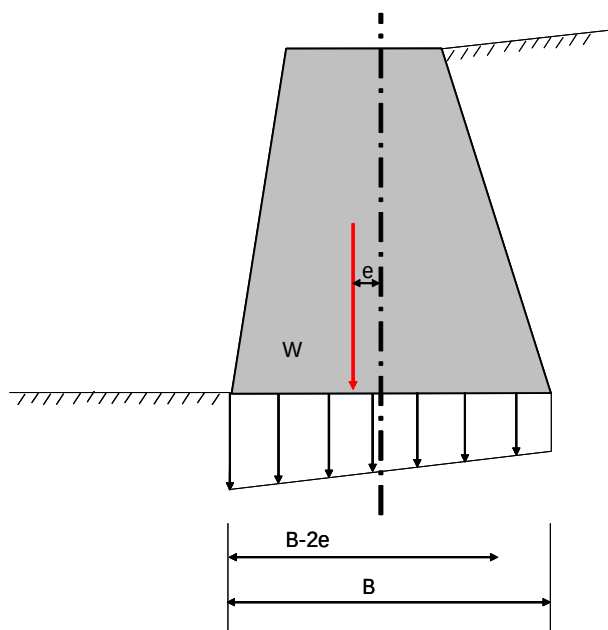


Fig. 60 –Larghezza di base equivalente per una fondazione superficiale, nel caso in cui il carico trasmesso al terreno (W) sia eccentrico rispetto alla dimensione B -

L'espressione più generale e completa per il calcolo della capacità portante del terreno di fondazione è quella proposta da BRINCH HANSEN (1970).

Relativamente alla verifica al carico limite del terreno di fondazione, la normativa italiana (DM 11/03/1988) indica l'utilizzo di un fattore di sicurezza non inferiore a 2.

Nella verifica allo scivolamento lungo il piano di posa (Fig. 59B) si impone l'equilibrio alla traslazione orizzontale tra tutte le forze che intervengono nel problema (destabilizzanti e resistenti), richiedendo che il fattore di sicurezza F_{Ss} , definito dal rapporto tra le forze resistenti e destabilizzanti ($F_{Ss} = \sum F_R / \sum F_D$), sia >1.3 , in base a quanto riportato dalla normativa italiana (DM 11/03/1988). In questa verifica si trascura l'effetto della spinta passiva al piede del muro; in certi casi si può tenere conto solo del 50% di tale spinta (DM 11/03/1988).

La verifica di rottura al ribaltamento (Fig. 59C) consiste nel determinare, rispetto al piede esterno della base del muro, il momento stabilizzante risultante (che tende a far ruotare indietro il muro verso il terrapieno) e il momento ribaltante risultante (che tende a far ruotare in avanti il muro).

Il fattore di sicurezza definito dal rapporto tra questi momenti ($F_{Sr} = \sum M_R / \sum M_D$) deve essere superiore a 1.5 (DM 11/03/1988).

Considerando il caso semplificato di Fig. 61, in cui sia trascurabile l'effetto dell'attrito all'interfaccia terreno-muro, si può affermare che i momenti destabilizzanti sono dovuti alla spinta attiva del terreno alle spalle del muro, mentre i momenti resistenti sono forniti dal peso del muro e dalla spinta passiva del terreno al piede del muro; riguardo a quest'ultimo aspetto,

ORTIGAO & SAYAO (2004) affermano che il momento della spinta passiva dovrebbe essere ridotto di un fattore α compreso tra 0 e 0.5, in virtù sia della notevole differenza tra gli spostamenti necessari a determinare gli stati attivi e passivi nel terreno (Fig. 57), sia della possibile erosione o escavazione del terreno di fronte al muro.

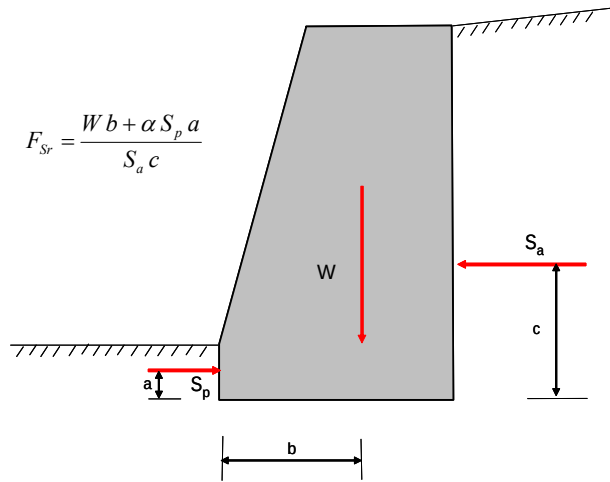


Fig. 61 -Valutazione del fattore di sicurezza al ribaltamento -

Infine, la verifica di stabilità globale del pendio è volta a garantire la stabilità del complesso muro-terreno nei confronti di fenomeni di scorrimento profondo (Fig. 59A) e deve essere effettuata ricorrendo ai noti metodi di calcolo della stabilità dei pendii basati sull'analisi all'equilibrio limite, considerando, oltre a possibili superfici di scivolamento circolari (FELLENIOUS, 1936; TAYLOR, 1949; BISHOP, 1955), anche superfici poligonali (MORGENSTERN & PRICE, 1965; SPENCER, 1967; SARMA, 1979; SEED & SULTAN 1967; JANBU, 1973; ZHANG & CHOWDHURY, 1995).

Il valore del coefficiente di sicurezza non deve essere inferiore a 1.3 (D.M. 11/03/88).

Nel caso di opere realizzate in zone sismiche, la normativa italiana prevede che la verifica di stabilità della struttura sia effettuata tramite il metodo pseudo-statico (D.M. 14/09/2005).

2.3.1.1 Muri in muratura (C1a)

DESCRIZIONE GENERALE

Sono strutture di sostegno a gravità, in quanto utilizzano il loro peso (funzione delle dimensioni della struttura) e l'attrito alla loro base per contrastare la spinta del terreno.

Appartengono a questa categoria sia i muri a secco che quelli in muratura veri e propri in cui si utilizza malta idraulica come legante tra gli elementi costituenti (pietrame o mattoni).

La tecnica di muratura a secco, ormai quasi del tutto abbandonata nonostante in alcune zone si stia cercando di incentivarla per la salvaguardia di determinati contesti paesaggistico - ambientali (es. Parco Nazionale delle Cinque Terre) prevede, dopo una prima fase di preparazione del sito (rimozione delle piante e delle pietre affioranti), la realizzazione di uno scavo di fondazione (ca. 40-50 cm) in leggera contropendenza. Al di sopra della prima pietra, generalmente più grande delle altre e con lato superiore il più liscio possibile, vengono poste tutte le altre pietre secondo l'inclinazione verso monte della prima. Le pietre vengono giustapposte in modo da lasciare il minor spazio vuoto possibile tra l'una e l'altra; gli interstizi vengono poi riempiti con materiale più fine e con schegge di pietrame. Alle spalle della nuova muratura così realizzata viene poi posizionato del detrito grossolano per garantire la funzione drenante della struttura.

Generalmente le altezze dei muri a secco non superano i 2-3 m.

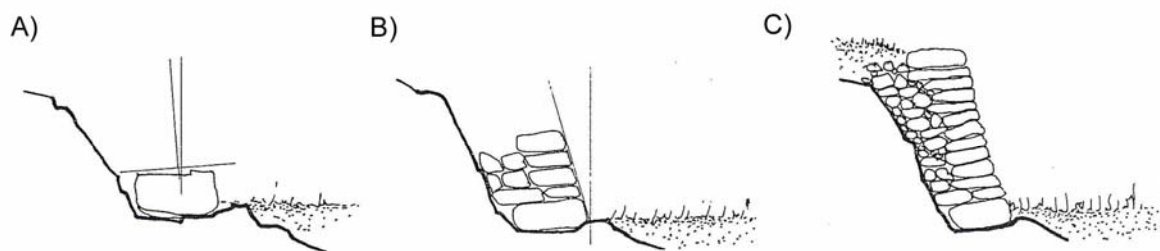


Fig. 62 – Particolari costruttivi di un muro a secco: A) posa in opera sullo scavo di fondazione della pietra basale della struttura; B) fase di elevazione del muro; C) completamento della muratura con il posizionamento del detrito a tergo e la copertura del predetto materiale drenante con terreno compattato (da BRANCUCCI et al., 2000) -

L'utilizzo di malta idraulica nella muratura rende più semplice la realizzazione dei muri, permettendo inoltre di ottenere strutture maggiormente resistenti; la maggiore rigidità di tali strutture le rende però meno adatte a tollerare gli assestamenti del terreno.

A differenza dei muri a secco, in cui la funzione drenante è garantita dalla struttura nel suo complesso, i muri in mattoni o pietre con malta idraulica sono strutture di per sé impermeabili; per questa ragione, per assicurare lo smaltimento dell'acqua alle spalle della struttura, è necessario realizzare feritoie o fori drenanti che consentano di allontanare l'acqua dal materiale di riporto retrostante, materiale che dovrà avere delle buone caratteristiche drenanti.

Il completamento del drenaggio è effettuato, di norma, collocando alla base del materiale di riempimento un tubo drenante opportunamente dimensionato (Fig. 63).

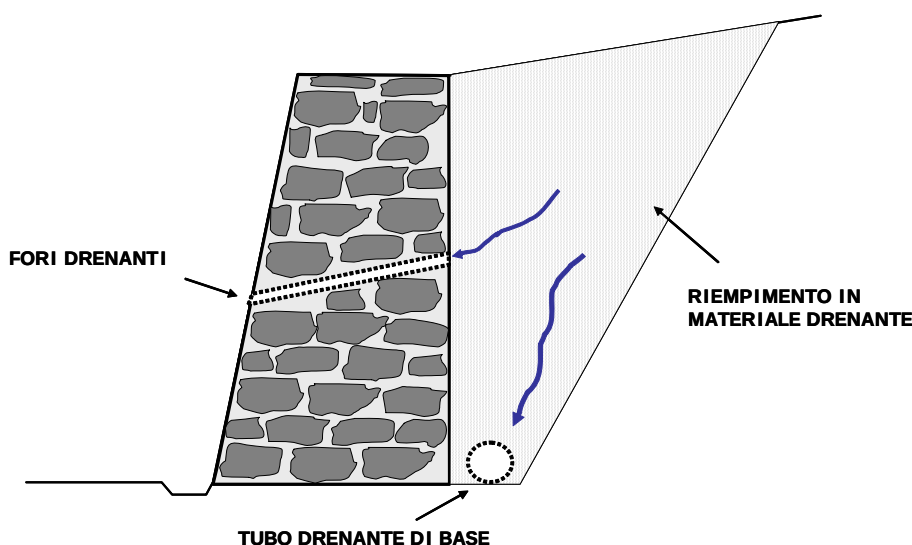


Fig. 63 – Rappresentazione schematica del sistema di drenaggio alle spalle di un muro in muratura. L'acqua alle spalle della struttura percola attraverso il materiale drenante di riempimento e viene allontanata tramite i fori e le feritoie sulla parete del muro e tramite il tubo drenante alla base della struttura -

Le strutture a gravità in muratura hanno un basso impatto visivo e si integrano bene sia nell'ambiente naturale che in quello urbano; le difficoltà costruttive le rendono abbastanza costose ed economicamente utilizzabili solo per opere di modeste altezze (< 2-3 m).

INDICAZIONI PROGETTUALI

Devono essere verificate le condizioni di stabilità allo slittamento e al ribaltamento, le condizioni di stabilità globale e la capacità portante del terreno di fondazione (analisi descritte nel paragrafo relativo alle strutture a gravità).

È necessario assicurare l'allontanamento delle acque alle spalle della struttura; l'entità e la disposizione delle opere di drenaggio dovranno essere tali da assicurare il completo smaltimento delle acque alle spalle del muro in relazione alle caratteristiche di permeabilità del materiale di riempimento, al regime pluviometrico e a quello dell'eventuale falda presente nel terreno naturale retrostante.

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

È necessario controllare periodicamente l'efficacia del sistema di drenaggio alle spalle del muro. Il materiale drenante, utilizzato come riempimento, dovrebbe essere scelto con composizione granulometrica tale da evitare possibili intasamenti dei tubi drenanti.

Dato il peso rilevante, le strutture a gravità potrebbero avere un'effetto destabilizzante a larga scala (questa eventualità dovrà rientrare nella valutazione delle condizioni di stabilità globali dell'opera).

I muri a secco richiedono una periodica manutenzione volta al ripristino di piccoli crolli (che se non tamponati per tempo possono innescare ampi fenomeni di crollo soprattutto in aree terrazzate) e alla rimozione della vegetazione a crescita spontanea che, sviluppandosi negli spazi tra le pietre, può destabilizzarne la struttura. Nel caso di terrazzamenti, è necessario evitare che le acque al piede del muro si infiltrino nel terrazzo sottostante, in quanto il relativo muro di contenimento si troverebbe a dover smaltire una quantità di acqua superiore rispetto alla sua capacità drenante, con il pericolo di un conseguente scalzamento al piede per effetto dell'azione erosiva dell'acqua; d'altro canto l'infiltrazione incontrollata delle acque,

trascinando materiale fine, può determinare un intasamento degli interstizi della muratura a secco ed il conseguente franamento del terrazzo dovuto alla perdita della capacità drenante del muro.

AREA DI UBICAZIONE

Le strutture di sostegno in muratura possono essere utilizzate al piede di frane superficiali di piccole dimensioni o per il contenimento della coltre detritica di copertura di versanti attraverso interventi di gradonatura (Fig. 64).



Fig. 64 – Esempio schematico di utilizzo di muretti a secco nella stabilizzazione della coltre detritica di un versante tramite gradonatura (da BRANCUCCI et al., 2000) -

2.3.1.2 Muri in calcestruzzo (C1b)

DESCRIZIONE GENERALE

Si tratta di strutture di sostegno a gravità costituite da una fondazione in calcestruzzo completamente interrata, a cui è connessa una struttura in elevazione composta di due paramenti (esterno e interno). La sezione dei muri in calcestruzzo, generalmente trapezoidale, è funzione dello spazio a disposizione per la costruzione (opponendosi alla spinta del terreno essenzialmente tramite il loro peso, queste strutture richiedono un'ampia base di costruzione), della tipologia costruttiva del muro e dell'aspetto estetico voluto (Fig. 66).

L'altezza dei muri in calcestruzzo non dovrebbe superare i 3 m, oltre i quali questo tipo di strutture diventa molto costoso e dovrebbe essere sostituito da altre tipologie di muri (es. muri in cemento armato). Per le forme più comuni di muri a gravità, la larghezza della base corrisponde generalmente al 50% dell'altezza.

I muri in calcestruzzo possono essere gettati in sito (entro casseforme precedentemente realizzate) o essere realizzati con elementi prefabbricati di cemento incastrati tra loro; in alcune situazioni, come ad esempio nel caso in cui sia richiesta una buona integrazione paesaggistica della struttura, la faccia a vista del muro può essere rivestita in muratura (in mattoni o pietrame), eventualmente lasciando un'intercapedine tra muro e rivestimento per consentire reciproci movimenti differenziali.



Fig. 65 - Muro di sostegno in calcestruzzo, rivestito con muratura in pietra, realizzato lungo la strada comunale "via Colli per Uzzano" (Comune di Uzzano, provincia di Pistoia) -

Per ridurre la massa di calcestruzzo e assicurare nel contempo una maggiore resistenza alla struttura, si può armare debolmente il muro (muri a semigravità Fig. 66E); rispetto ai muri a

gravità, questa tipologia di opere risulta meno ingombrante e quindi più adatta in quelle situazioni in cui non ci sia molto spazio a disposizione.

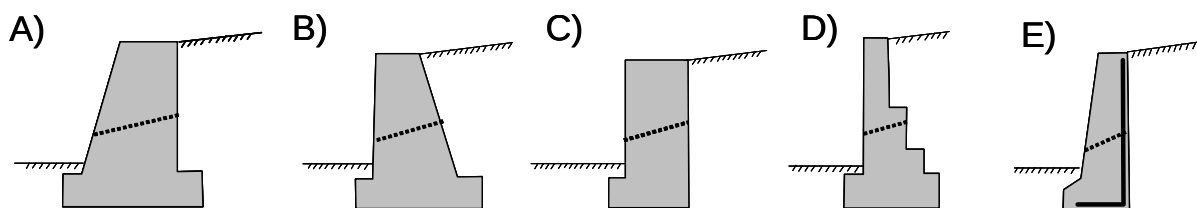


Fig. 66 – Alcune tipologie di muri a gravità: A) muro a gravità con paramento frontale inclinato; B) muro a gravità con paramento posteriore inclinato; C) muro a gravità di forma semplice; D) muro a gravità con paramento posteriore a gradini: in questo caso la stabilità è assicurata, oltre che dal peso della struttura, dal terreno che grava sul tetto dei vari gradini; E) muro a semigravità con rinforzi in acciaio (ad L) nella parte posteriore -

INDICAZIONI PROGETTUALI

Devono essere verificate le condizioni di stabilità allo slittamento, al ribaltamento, le condizioni di stabilità globale e la capacità portante del terreno di fondazione (analisi descritte nel paragrafo relativo alle strutture a gravità).

È necessario assicurare l'allontanamento delle acque alle spalle della struttura; l'entità e la disposizione delle opere di drenaggio (Fig. 67) dovranno essere tali da assicurare il completo smaltimento delle acque alle spalle del muro, in relazione alle caratteristiche di permeabilità del materiale di riempimento, al regime pluviometrico e a quello dell'eventuale falda presente nel terreno naturale retrostante.

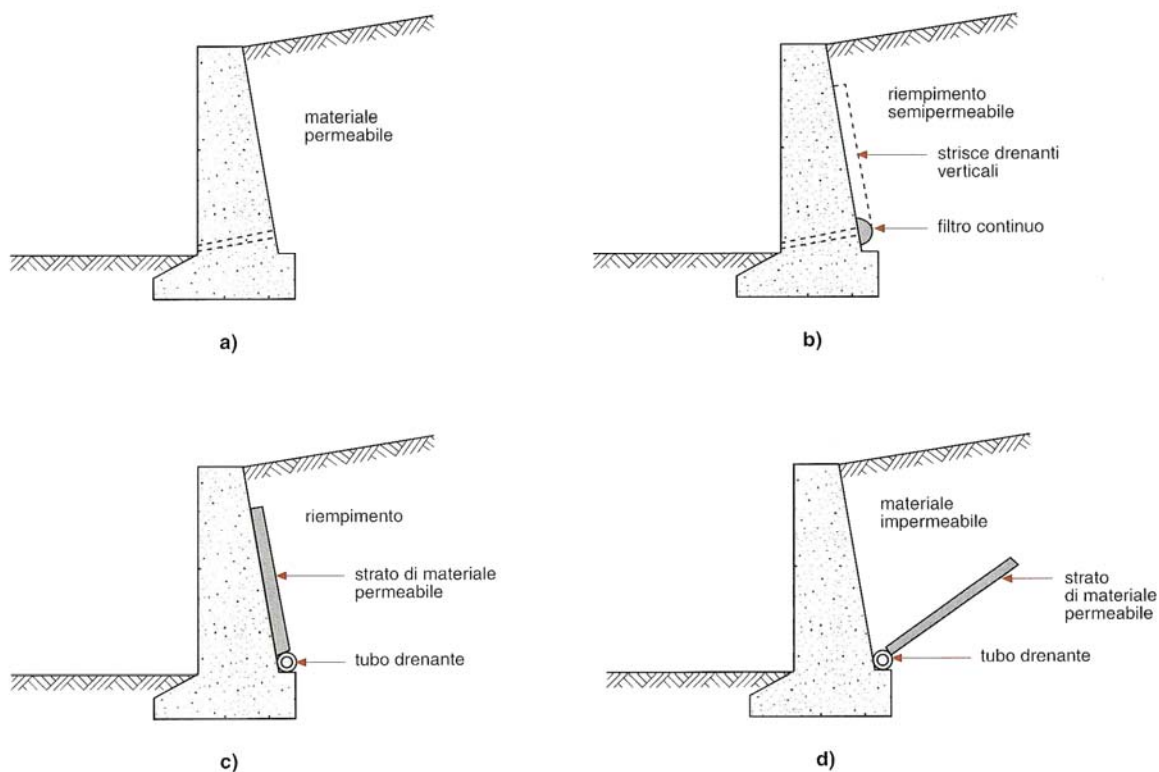


Fig. 67 – Alcuni esempi di sistemi di drenaggio che possono essere utilizzati per lo smaltimento delle acque alle spalle di una struttura di sostegno: a) utilizzo di materiale drenante come riempimento alle spalle del muro; b) sistema di drenaggio utilizzabile nel caso di materiale di riempimento semipermeabile; c) e d) sistema di drenaggio utilizzabile nel caso di riempimento in materiale impermeabile (da COLOMBO et al., 1996) -

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

È necessario controllare periodicamente l'efficacia del sistema di drenaggio alle spalle del muro. Il materiale drenante, utilizzato come riempimento, dovrebbe essere scelto con composizione granulometrica tale da evitare possibili intasamenti dei tubi drenanti.

La sezione trasversale del muro influenza notevolmente il costo di realizzazione della struttura, di conseguenza nel caso di opere di sostegno molto estese l'utilizzo di muri a sezione semplice (Fig. 66C) può risultare molto più conveniente, sia in termini economici che di tempo di realizzazione.

Dato il peso rilevante, le strutture a gravità potrebbero avere un effetto destabilizzante a larga scala (quest'eventualità rientra nella valutazione delle condizioni di stabilità globali dell'opera).

AREA DI UBICAZIONE

Strutture di questo tipo possono essere utilizzate al piede di frane di scivolamento di piccole dimensioni e di modesto spessore. Dato che il contrasto al movimento è fornito solamente dal peso della struttura il loro uso, negli interventi di stabilizzazione di frane profonde o di grosse dimensioni, comporta opere estremamente grandi e costose.

2.3.1.3 Gabbionate (C1c)

DESCRIZIONE GENERALE

Le gabbionate sono strutture di sostegno formate da “scatole” in rete metallica (a maglia esagonale a doppia torsione), riempite con pietrame a secco e disposte le une sulle altre in maniera tale da realizzare una struttura a gravità monolitica, flessibile e con ottime capacità drenanti. I gabbioni, realizzati in acciaio zincato rivestito in PE (polietilene) per incrementarne la resistenza alla corrosione, hanno forma di parallelepipedo con larghezza (W) ed altezza (H) di circa 1m e lunghezza (L) compresa tra 1 e 4m.

Dopo la preparazione del piano di appoggio, i gabbioni vengono disposti in file parallele al versante in modo da realizzare il primo livello della struttura; i gabbioni vengono poi “cuciti” l’uno all’altro tramite fili in acciaio galvanizzato e riempiti con pietrame. Il riempimento viene effettuato in strati pari a ca. 1/3 dell’altezza H, al di sopra dei quali vengono realizzati dei tiranti in filo metallico (almeno 4 per ogni metro di lunghezza L), con lo scopo di evitare eccessive deformazioni della struttura; completato il riempimento, i gabbioni vengono chiusi legandone il coperchio. Sopra il livello così realizzato si posizionano i gabbioni superiori e così via.

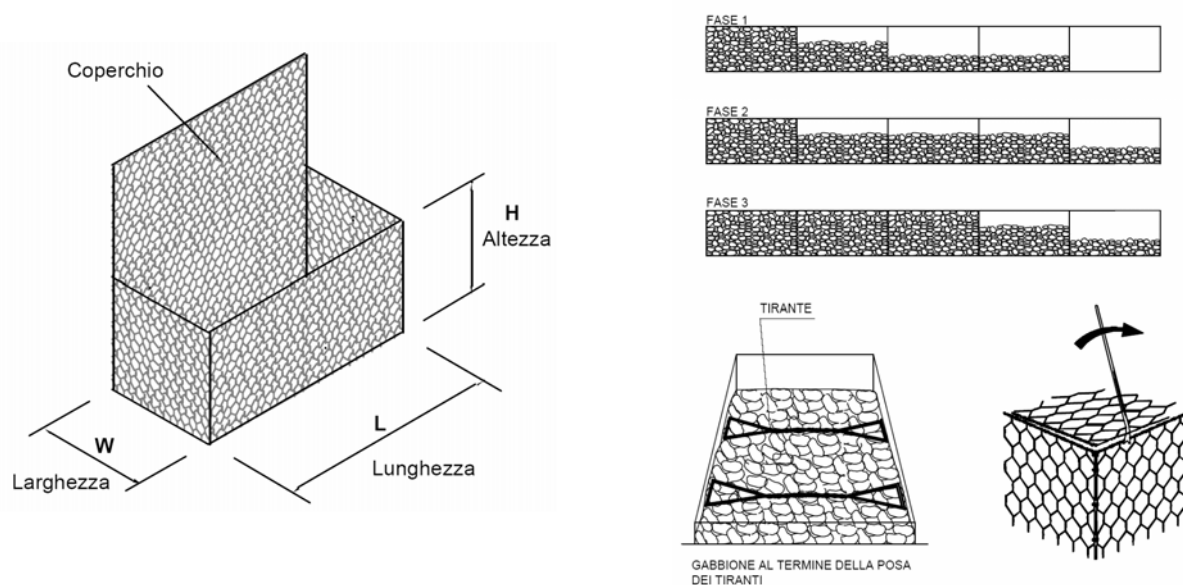


Fig. 68 – A sinistra particolare di un gabbione prima del riempimento; a destra: in alto successive fasi di riempimento della gabbionata, in basso realizzazione dei tiranti sopra ogni strato di pietrame e chiusura del gabbione (schemi ripresi dal catalogo OFFICINE MACCAFERRI S.p.A.) -

Il risultato è una struttura con peso specifico di circa 16-18 kN/m³ e angolo di attrito interno superiore ai 35° (ORTIGAO & SAYAO, 2004).

Per incrementare la stabilità della struttura, i gabbioni sono disposti in maniera tale da realizzare delle strutture a gradoni; a seconda delle esigenze costruttive e dello spazio a disposizione, i gradoni possono essere realizzati sia sul lato interno che su quello esterno della struttura (Fig. 69). Generalmente, sia per ragioni estetiche che per incrementare la resistenza al ribaltamento della struttura, la gabbionata viene realizzata con la base leggermente inclinata rispetto all’orizzontale.

Per limitare i fenomeni erosivi del riempimento, alle spalle dei gabbioni viene solitamente posizionato del materiale geotessile che, oltre a limitare l'erosione, contrasta l'intasamento della gabbionata garantendone la funzione drenante.

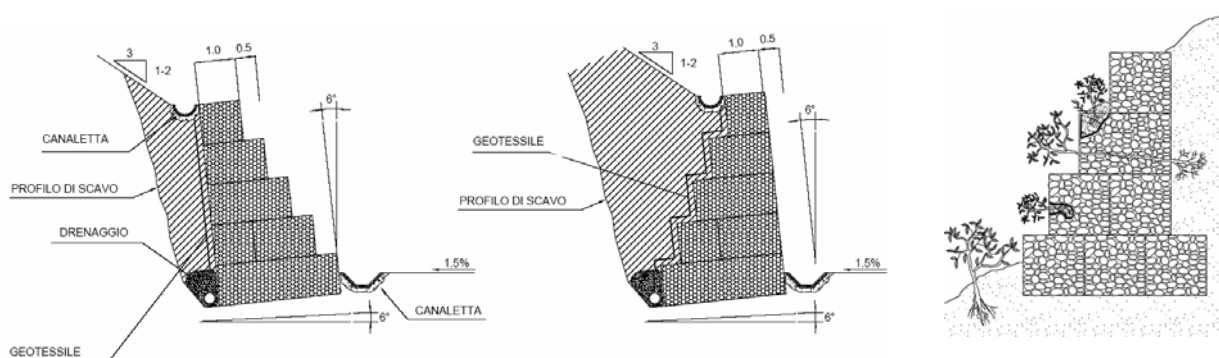


Fig. 69 – Differenti tipologie di gabbionate: a sinistra muro a gradoni esterni, al centro muro a gradoni interni; nei due schemi sono riportati anche i sistemi di allontanamento delle acque dalla struttura. A destra muro a gradoni esterni e scarpa interna accoppiato ad interventi di rinverdimento; le talee possono essere messe in posa nei gabbioni, interrompendo il riempimento in pietrame, oppure tra un gabbione e l'altro (schemi ripresi dal catalogo OFFICINE MACCAFERRI S.p.A.) -

L'uso di materiale lapideo e la facilità di integrazione con sistemi di rinverdimento, quali fascinate posizionate tra i gradoni e talee inserite entro i gabbioni (Fig. 69), consentono una buona integrazione nell'ambiente naturale ed al tempo stesso il ripristino e/o la formazione degli ecosistemi locali (Fig. 70).



Fig. 70 – Utilizzo di gabbioni nella stabilizzazione della sponda sinistra del torrente Stura nel comune di Campoligure (GE). Successivamente alla realizzazione della gabbionata, sono state messe in posa delle talee di salice (tra la pedata e l'alzata della gradonatura) ricoperte con terreno protetto con materiale geosintetico (geostuoia, vedi interventi B1a); la fascinata di talee è stata poi ancorata alla gabbionata tramite una rete metallica a maglia esagonale. A sinistra fase di realizzazione dell'opera, a destra opera a sei mesi dal completamento (da REGIONE LIGURIA, 1997) -

Oltre alla buona integrazione paesaggistica, rispetto ad altre strutture di sostegno le gabbionate presentano numerosi vantaggi, primi tra tutti la facilità di realizzazione, l'elevata permeabilità e la capacità di sopportare, senza gravi deformazioni dei singoli elementi, gli eventuali assestamenti del piano di posa e/o del terreno retrostante.

Rispetto alle altre opere di sostegno, le gabbionate sono interventi abbastanza economici, in particolar modo qualora il pietrame necessario per il riempimento sia disponibile in sito.

INDICAZIONI PROGETTUALI

Devono essere verificate le condizioni di stabilità allo slittamento, al ribaltamento, le condizioni di stabilità globale e la capacità portante del terreno di fondazione (analisi descritte

nel paragrafo relativo alle strutture a gravità), considerando l'opera come una struttura monolitica. Relativamente ai gabbioni, le case produttrici forniscono i parametri tecnici e di resistenza della struttura, nonché estese indicazioni sulle operazioni di assemblaggio e realizzazione (utili indicazioni a tale riguardo sono fornite da OFFICINE MACCAFERRI S.p.A.).

Le gabbionate possono raggiungere i 10 m di altezza, anche se strutture molto alte necessitano di ampi spazi per la realizzazione (la base della struttura a gabbioni ha una larghezza pari al 40% - 60% dell'altezza della gabbionata).

Benché le gabbionate siano strutture permeabili, è necessario assicurare l'allontanamento delle acque alle spalle della struttura, in particolar modo nel caso in cui il terreno retrostante sia scarsamente permeabile; allo scopo, oltre a posizionare alla base della struttura un tubo di drenaggio (parallelo a questa), è conveniente posizionare a tergo della struttura uno strato di sabbia di almeno 50 cm di spessore.

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

E' necessario che il pietrame utilizzato nel riempimento non sia gelivo e/o friabile e sia di dimensioni superiori a quelle delle maglie della rete; in genere le dimensioni dei blocchi devono essere comprese tra i 7.5 cm e i 20 cm e comunque inferiori ai 25 cm. Il pietrame dovrà essere inserito nei gabbioni con cura, in modo da minimizzare la presenza di vuoti.

Le acque raccolte dai tubi di drenaggio così come quelle provenienti dalla gabbionata dovranno essere indirizzate al più vicino impluvio o comunque al di fuori del corpo di frana.

Dato il peso rilevante, le strutture a gravità potrebbero avere un effetto destabilizzante a larga scala (quest'eventualità rientra nella valutazione delle condizioni di stabilità globale dell'opera).

Il punto debole delle gabbionate è la corrosione delle reti metalliche, soprattutto nel caso di utilizzo in ambienti fortemente aggressivi; l'utilizzo di nuovi tipi di zincatura (zincatura con Galfan, lega eutettica di Zn-Al) e il rivestimento dei fili metallici con PE, garantiscono tuttavia una buona protezione alla corrosione e tempi di vita della struttura fino a 60 anni.

AREA DI UBICAZIONE

Come le altre strutture di sostegno a gravità, le gabbionate possono essere utilizzate al piede di frane di scivolamento di modeste dimensioni.



Fig. 71 - Stabilizzazione di una scarpata rocciosa lungo la strada comunale per Fondagnana (Comune di Vernio) tramite gabbionata e rete metallica a maglia esagonale a doppia torsione (Foto gennaio 2004) -

Tuttavia, la possibilità di realizzare strutture sufficientemente stabili fino a 10 m di altezza con costi di realizzazione relativamente ridotti (rispetto a muri in muratura o in calcestruzzo), ne consente l'utilizzo anche nella stabilizzazione di frane di dimensioni maggiori.

D'altro canto l'elevata flessibilità di queste strutture consente di sostenere notevoli deformazioni del terreno senza comprometterne la funzionalità.

Come per le altre strutture a gravità, il loro limite di utilizzo è dato dalla necessità di ampi spazi a disposizione per la realizzazione dell'opera, soprattutto nel caso di gabbionate alte; il problema può essere risolto, dove possibile, ricorrendo a muri con gradonatura interna (Fig. 69).

La loro flessibilità e l'alta capacità drenante ne consentono l'utilizzo in terreni saturi e con basse capacità portanti.

Oltre che come opere di sostegno a gravità, le gabbionate possono essere utilizzate come:

1. opere di drenaggio, ad esempio nella realizzazione di speroni drenanti (intervento B3c), fossi di guardia e di perimetrazione (interventi B2b), ecc.
2. come opere di rivestimento e di protezione dall'erosione (interventi B1), preferibilmente assieme ad interventi di rinverdimento;
3. nella realizzazione di briglie (interventi E2c);
4. nella realizzazione di barriere paramassi (interventi E2o) e nella realizzazione di terre rinforzate (interventi D1e).

2.3.1.4 Muri cellulari (C1d)

DESCRIZIONE GENERALE

I muri cellulari a gabbia o “crib walls” sono strutture di sostegno a gravità realizzate mediante l’interconnessione di elementi prefabbricati (in legname per opere temporanee, altrimenti in calcestruzzo o in metallo), disposti in maniera tale da realizzare delle strutture tridimensionali a maglia rettangolare. Dopo la preparazione del piano d’appoggio del muro, si posano in opera gli elementi prefabbricati, provvedendo successivamente al riempimento delle maglie della struttura con pietrisco o altro materiale granulare (se possibile prelevato direttamente in sito), per assicurare alla struttura delle buone capacità drenanti. Al materiale drenante viene solitamente aggiunta una certa percentuale (10%-25%) di terreno vegetale, per consentire l’attecchimento della vegetazione ed il rinverdimento del paramento esterno.

Si viene così a realizzare una struttura di sostegno che si oppone alla spinta del terreno tramite il peso complessivo dato dalle maglie della struttura e dal relativo materiale di riempimento.



Fig. 72 – Fase di completamento (riempimento delle maglie con materiale lapideo prelevato in sito) di un muro cellulare in travetti in calcestruzzo (da ANPA, 2002) -

Gli elementi prefabbricati che costituiscono le maglie della struttura, di differenti forme e dimensioni (Fig. 73), sono collegati tra loro tramite semplici incastri (nel caso di travetti di legno o calcestruzzo) o al massimo con spinotti, bulloni o tondini di ferro (es. pannelli in calcestruzzo); questo sistema, oltre a consentire un’elevata rapidità di realizzazione dell’opera, ne assicura una discreta stabilità complessiva e una buona deformabilità, rendendola adatta a sopportare spostamenti ed assestamenti del terreno (sia alle spalle del muro che relativamente al piano di posa) senza subire particolari danneggiamenti.

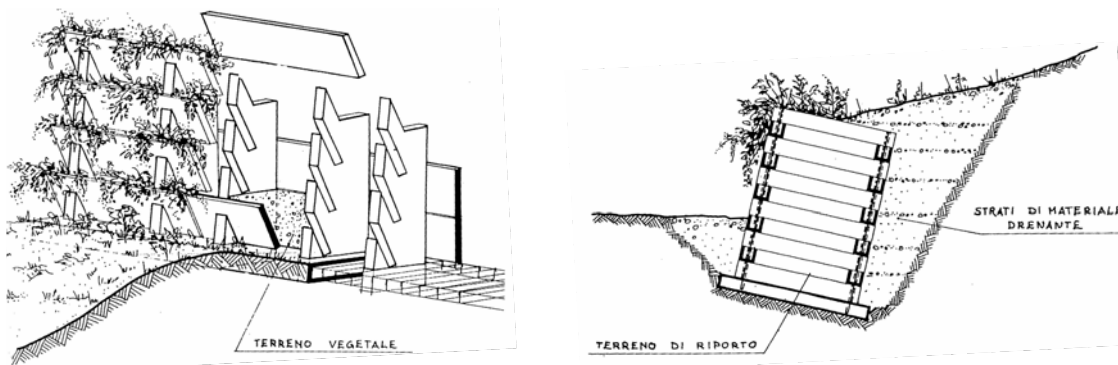


Fig. 73 – Rappresentazioni schematiche di differenti tipologie di muri cellulari: a sinistra muro con elementi planari (pannelli) in calcestruzzo disposti in maniera tale da formare una sorta di scaffalatura riempita con terreno vegetale; a destra sezione tipo di un muro cellulare in travi di calcestruzzo (da REGIONE EMILIA ROMAGNA, 1993) -

La struttura modulare e la particolare forma degli elementi ne consentono inoltre un buon adattamento alla conformazione del terreno, rendendo possibile la realizzazione di interventi anche in zone di difficile accesso o in tratti a piccolo raggio di curvatura.

Queste opere presentano generalmente un modesto impatto visivo, soprattutto nel caso dell'utilizzo di elementi in legname (Fig. 74); la struttura, grazie alla crescita spontanea della vegetazione tra gli elementi e al ricorso a tecniche di rinverdimento, si inserisce armonicamente nel paesaggio attraverso la peculiare caratteristica di inerbirsi nel tempo sino a confondersi del tutto con l'ambiente circostante.

I muri di sostegno cellulari, grazie alle loro caratteristiche fonoassorbenti, sono adatti anche per la realizzazione di barriere antirumore.



Fig. 74 – Muro cellulare con elementi in legno (Permacrib); benché solitamente gli elementi in legno vengano utilizzati per strutture temporanee, queste opere possono avere tempi di vita anche superiori ai 60 anni -

INDICAZIONI PROGETTUALI

Devono essere verificate le condizioni di stabilità allo slittamento e al ribaltamento, le condizioni di stabilità globale e la capacità portante del terreno di fondazione (analisi descritte nel paragrafo relativo alle strutture a gravità), considerando l'opera come una struttura monolitica.

L'elevata permeabilità di questa tipologia di strutture riduce notevolmente gli accorgimenti necessari per garantirne il drenaggio, che possono essere limitati ad una canaletta di raccolta a valle della struttura, per la raccolta delle acque provenienti dal versante, ed eventualmente al posizionamento di materiale drenante a tergo della struttura.

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

È necessario che le acque raccolte da eventuali tubi di drenaggio, così come quelle provenienti dalla struttura, siano convogliate al più vicino impluvio o comunque allontanate dal corpo di frana.

Anche se muri di questo tipo possono superare i 4-5 m di altezza, di norma è bene limitarne l'elevazione, sia perchè opere eccessivamente alte possono risentire molto di spostamenti trasversali differenziali, sia per la scarsa resistenza degli elementi costituenti, che li rende poco adatti a sostenere eccessivi sovraccarichi.

Dato che le strutture a gravità hanno un peso rilevante potrebbero avere un effetto destabilizzante a larga scala (quest'eventualità rientra nella valutazione delle condizioni di stabilità globali dell'opera).

AREA DI UBICAZIONE

La struttura modulare rende i muri cellulari particolarmente adatti all'inserimento in contesti montano-collinari o in interventi di sistemazione in alveo e difese di sponda, per la notevole capacità di adattamento alle varie conformazioni plano-altimetriche del terreno.

Possono essere utilizzati al piede di corpi di frana di modesto spessore e di limitata estensione o come opere di pronto intervento per il ripristino in tempi brevi della funzionalità di infrastrutture, specie viarie.

Il peso ridotto, rispetto alle altre opere a gravità, rende i muri cellulari poco adatti a contrastare elevate spinte dei terreni.

2.3.2 STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO (C2)

Appartengono a questa categoria di strutture tutti quei muri in cemento armato, con struttura di base a mensola, nei quali la resistenza al movimento del terreno è assicurata, oltre che dal peso della struttura, anche da quello del terreno che agisce alla base del muro. Come per i muri a gravità, nel dimensionamento della struttura dovranno essere considerate, oltre alla verifica globale di stabilità del pendio, la verifica al carico limite del terreno di fondazione, la verifica allo slittamento e quella al ribaltamento (Fig. 59). Tali verifiche di stabilità sono analoghe a quelle descritte brevemente per le strutture a gravità (interventi di tipo C1), con la differenza che nel computo dei momenti e delle forze agenti sulla struttura dovrà essere tenuto conto del peso del terreno che grava sulla suola di fondazione.

2.3.2.1 Muri a mensola (C2a)

DESCRIZIONE GENERALE

Si tratta di strutture in cemento armato di spessore limitato (relativamente alle strutture a gravità), con sezione trasversale generalmente ad L o a T rovesciata (Fig. 75). La particolare conformazione di questo tipo di strutture ne consente una elevata resistenza al ribaltamento e allo scivolamento grazie al peso del terreno che agisce sulla soletta di fondazione, la cui larghezza (B) è generalmente compresa tra $0.4-0.7 H$ (con H altezza del muro). Il risultato è analogo a quello che si ottiene con un muro a gravità di uguale larghezza (B), ma con un notevole risparmio sia in termini di materiale che di tempi di realizzazione.

Questa tipologia di opere è economica fino ad altezze dell'ordine di 7-8 metri. Nel caso di altezze superiori, difatti, per assicurare l'integrità della struttura è necessario incrementarne notevolmente lo spessore, in particolare nella zona di raccordo tra il paramento verticale e la base di fondazione; in questi casi si preferisce ricorrere a muri a contrafforti (interventi C2b).

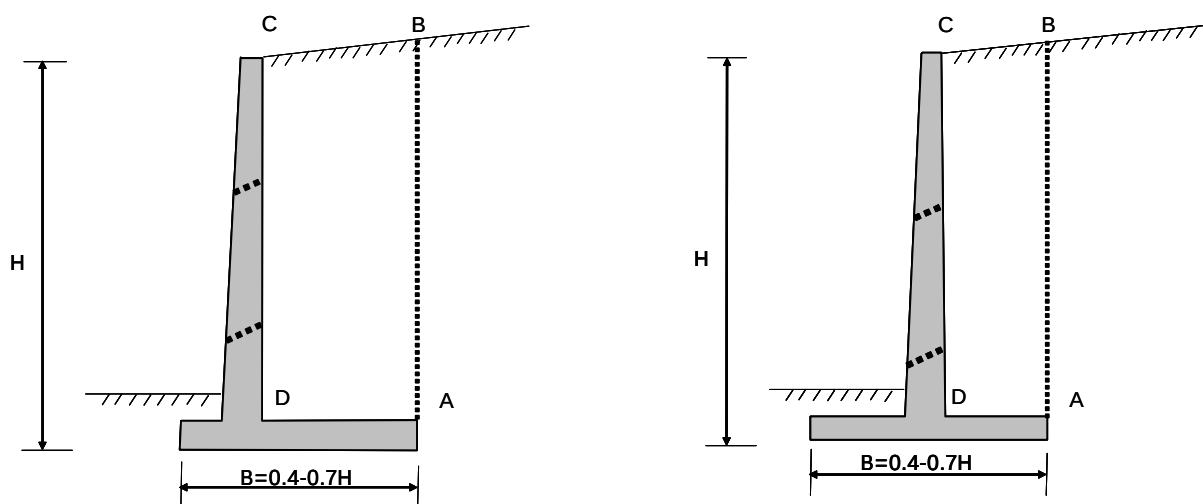


Fig. 75 – Principali tipologie di muri a mensola: a sinistra muro ad L e a destra muro a T rovescia; le linee tratteggiate rappresentano i dreni sulla porzione verticale del muro -

L'impatto ambientale di questa tipologia di opere è abbastanza elevato; in aree di particolare pregio ecologico e paesaggistico si può ricorrere a tecniche di mascheramento, come il rivestimento del paramento esterno con pietra naturale o trattamenti e colorazioni del

calcestruzzo per creare un effetto naturale oppure al rinverdimento del muro tramite l'uso di piante rampicanti.

INDICAZIONI PROGETTUALI

Le condizioni di stabilità dell'opera di sostegno vengono valutate considerando un muro equivalente il cui lato di monte è individuato dalla verticale (AB) condotta dall'estremità interna della base di fondazione fino alla superficie del terreno (Fig. 75). In queste condizioni il peso della struttura è dato dalla somma di quello del muro vero e proprio e del peso di terreno che grava sulla base di fondazione (sezione ABCD), mentre la spinta del terreno (S_a) viene determinata sulla verticale AB (NAVFAC, 1986; LANCELLOTTA, 1993).

Il dimensionamento della struttura (valutazione del rapporto B/H) viene realizzato sulla base della verifica allo scorrimento, imponendo un fattore di sicurezza $F_{ss} = (\sum F_R / \sum F_D) > 1.3$ in base a quanto riportato dalla normativa italiana (DM 11/03/1988). Nel caso il rapporto B/H sia eccessivamente alto, al fine di ridurre la larghezza B della soglia di fondazione (il che comporta una riduzione degli sforzi di sbancamento), si può inclinare la giacitura, migliorando in questo modo la resistenza allo scorrimento in quanto il muro si muove in salita (Fig. 76A), oppure realizzare sulla parte basale della struttura un dente di fondazione o in linea con il paramento verticale (Fig. 76B) o all'estremità della base di fondazione (Fig. 76C).

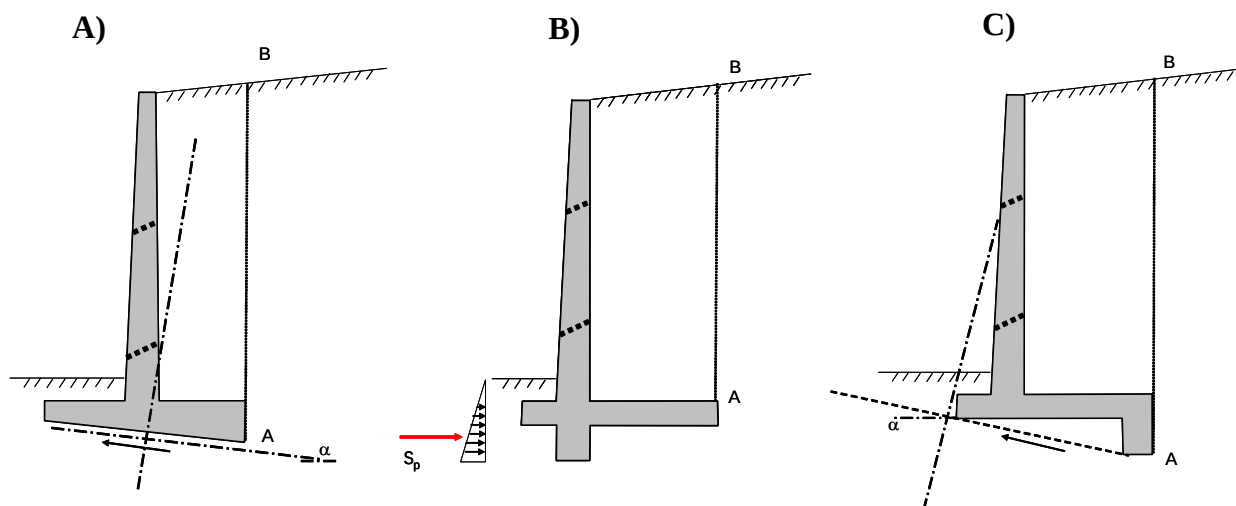


Fig. 76 – Incremento della resistenza allo scivolamento della struttura: A) Base di fondazione inclinata di un angolo α rispetto all'orizzontale; l'aumento della resistenza allo scivolamento è dovuto alla riduzione della componente tangenziale per effetto dell'inclinazione del piano di scorrimento. B) Muro con dente di fondazione in linea con il paramento verticale; l'aumento della resistenza allo scivolamento è dovuto all'incremento della spinta passiva sul lato di valle della struttura. C) Dente di fondazione realizzato nella parte posteriore della base di fondazione; la struttura si comporta come un muro con fondazione inclinata (A). Sono riportati per ogni soluzione i dreni del muro (in tratteggio) e la verticale AB su cui agisce la spinta attiva del terreno; si può notare come le soluzioni A) e B) comportino di contro un incremento della spinta attiva -

Nel caso di dente di fondazione allineato con il paramento verticale (B), il contributo allo scorrimento è dato dall'incremento della spinta passiva (S_p), mentre nel caso di dente di fondazione realizzato nella parte posteriore della base di fondazione si ottiene un effetto analogo ad una fondazione inclinata di un angolo α .

Una volta dimensionato il muro, dovranno essere verificate le condizioni di stabilità al ribaltamento, le condizioni di stabilità globale e la capacità portante del terreno di fondazione (analisi descritte nel paragrafo relativo alle strutture a gravità).

L'allontanamento dell'acqua alle spalle della struttura può essere perseguito con accorgimenti analoghi ai muri in calcestruzzo (Fig. 67); l'entità e la disposizione delle opere di drenaggio dovrà essere vincolata alle caratteristiche di permeabilità del materiale di riempimento, al regime pluviometrico e a quello dell'eventuale falda presente nel terreno naturale retrostante.

Incrementi della resistenza al ribaltamento e allo scorrimento, a parità di dimensioni del muro, possono essere ottenuti ancorandone la base (Fig. 77).

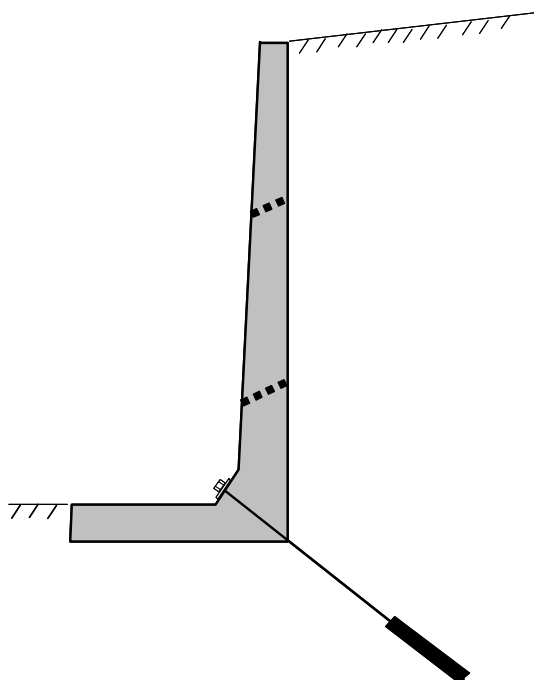


Fig. 77 – Muro in cemento armato (a mensola con sezione ad L) con base tirantata; in tratteggio i dreni del muro; i tiranti sono descritti tra le strutture di rinforzo interno (interventi D1a) -

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

È necessario controllare periodicamente l'efficacia del sistema di drenaggio alle spalle del muro. Il materiale drenante, utilizzato come riempimento, dovrebbe essere scelto con composizione granulometrica tale da evitare possibili intasamenti dei tubi drenanti. Occorre infine valutare il possibile effetto destabilizzante a larga scala dovuto al peso della struttura (valutazione delle condizioni di stabilità globali dell'opera).

AREA DI UBICAZIONE

Questa tipologia di interventi può essere utilizzata al piede di frane di modeste dimensioni ed in particolar modo laddove altre strutture a gravità non risultino economicamente efficaci. La rigidità della struttura ne permette l'utilizzo in tutti quei contesti in cui non siano consentite deformazioni del terreno alle spalle del muro, per la presenza di infrastrutture, abitazioni, ecc.

2.3.2.2 Muri a contrafforte (C2b)

DESCRIZIONE GENERALE

I muri a contrafforte sono delle strutture a mensola (interventi C2a) rinforzate con delle “ali” verticali (appunto i contrafforti) solidali al paramento verticale del muro e alla base di fondazione; i contrafforti irrigidiscono la struttura incrementandone la resistenza al taglio ed al piegamento.

I contrafforti sono utilizzati per muri con altezza superiore ai 7-8 m (possono essere raggiunte altezze anche di 12 m), allo scopo di evitare eccessivi spessori della struttura in cemento armato, e in tutti quelle situazioni in cui sia necessario contrastare elevate spinte del terreno, come ad es. nel caso di pesanti sovraccarichi agenti sul terreno di riempimento a tergo del muro. La struttura a mensola ha generalmente una sezione trasversale a T rovescia ed è realizzata in maniera tale da trasferire gran parte della spinta del terreno ai contrafforti, i quali sono spazati tra di loro di una distanza compresa tra $1/2$ e $1/4$ H, in relazione all'altezza del muro.

Talvolta i contrafforti possono essere posizionati sulla parete di valle del muro, ad es. nel caso in cui non sia possibile o non si voglia realizzare uno scavo adeguato a valle (per la presenza di edifici, infrastrutture, ecc.), anche se questa tipologia di struttura è molto meno comune (Fig. 78).

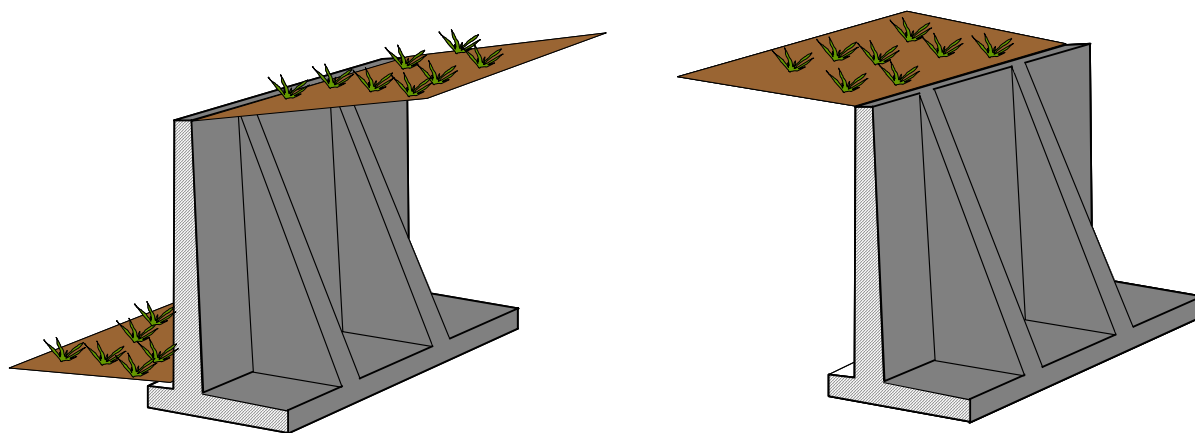


Fig. 78 – Muri a mensola con contrafforte: a sinistra contrafforti posizionati nella parzione interna del muro; a destra contrafforti posizionati nella faccia a vista del muro -

Come per tutte le strutture in cemento armato, l'impatto sull'ambiente è notevole, anche se si può ricorrere a varie tecniche di integrazione paesaggistica (rivestimenti, utilizzo di piante rampicanti, apposite verniciature, ecc.).

INDICAZIONI PROGETTUALI

Per quanto riguarda le indicazioni progettuali, vale quanto detto per i muri a mensola (interventi C2a).

Incrementi della resistenza al ribaltamento e allo scorrimento, a parità di dimensioni del muro, possono essere ottenuti ancorandone la base (Fig. 77).

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

Vedi interventi (C2a).

AREA DI UBICAZIONE

Come per i muri a mensola, questa tipologia di interventi viene utilizzata al piede di frane di scivolamento con lo scopo di generare delle forze esterne che si oppongano a quelle destabilizzanti.

I muri a contrafforte vengono utilizzati laddove il ricorso alle comuni strutture a mensola (interventi C2a) non risulti più economicamente vantaggioso, per la necessità di ricorrere ad alti spessori del muro al fine di garantirne la stabilità interna (generalmente per altezze $H > 8$ m). Dato che possono raggiungere altezze H anche superiori ai 10 m, essi possono essere utilizzati per la stabilizzazione di corpi di frana anche di medie dimensioni.

La rigidità della struttura ne consente l'utilizzo in tutti quei contesti in cui non siano tollerabili deformazioni del terreno alle spalle del muro, per la presenza di infrastrutture, abitazioni, ecc.

2.3.3 STRUTTURE SPECIALI (C3)

Sono raggruppate in questa tipologia di interventi tutte quelle strutture di sostegno nelle quali l'opposizione al movimento del terreno non è ottenuta dal peso dell'opera stessa (strutture a gravità C1) e/o da quello del terreno che grava sulla base di fondazione (strutture in cemento armato C2), bensì dalla resistenza passiva del terreno mobilizzata dallo spostamento della porzione infissa della struttura (paratie e palificate) e/o dalla presenza di sistemi di ancoraggio.

2.3.3.1 Paratie (C3a)

DESCRIZIONE GENERALE

Le paratie sono delle strutture di sostegno verticali immorsate nel terreno fino ad una certa profondità, legata alla spinta del terreno che deve essere contrastata, che si oppongono agli spostamenti sfruttando la spinta passiva del terreno mobilizzata sul lato a valle della struttura. Possono essere tirantate o meno; nel primo caso i tiranti, di tipo passivo o attivo, sono fissati generalmente nella porzione superiore della paratia e contribuiscono a contrastare, assieme alla spinta passiva agente sul lato immerso, il movimento del terreno.

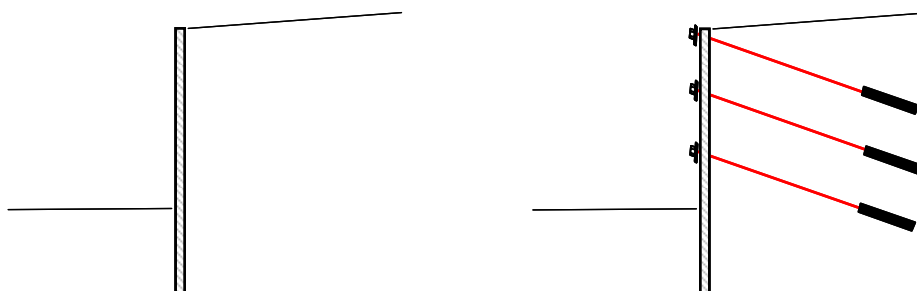


Fig. 79 – Sezione schematica di una paratia: a sinistra senza tiranti, a destra tirantata -

Le paratie possono essere formate da elementi prefabbricati (palancole in acciaio o cemento armato), da diaframmi in cemento armato gettati in opera o da pali trivellati accostati tra loro. Nel caso di utilizzo di palancole prefabbricate, i vari elementi vengono infissi nel terreno ed accoppiati tra di loro in maniera tale da realizzare una struttura continua. Le palancole possono avere sezioni trasversali di varia forma: generalmente quelle in cemento armato sono a sezione rettangolare con giunti di differente tipologia (Fig. 80), mentre tra quelle in acciaio esiste un'ampia possibilità di scelta, che consente di far fronte alle svariate problematiche che si possono presentare (Fig. 80). Rispetto alle palancole in cemento armato, quelle in acciaio sono più flessibili, aspetto che dovrà essere tenuto in considerazione nella progettazione, visto che le spinte del terreno dipendono dal modo in cui le strutture di sostegno si deformano e dall'entità degli spostamenti (COLOMBO et al., 1996).

Le paratie in cemento armato gettate in opera (Fig. 80) sono costituite generalmente da pannelli con sezione rettangolare o a «T»; vengono utilizzate in sostituzione delle paratie con palancole prefabbricate nel caso di ampie larghezze di intervento (strutture con larghezza > 10-15 m).

Le paratie in pannelli di cemento armato gettati in opera e quelle ad elementi prefabbricati sono utilizzate principalmente come opere di sostegno negli scavi, nella realizzazione di vasche interrate in terreni con falda superficiale e per la protezione di lavori in alveo e/o in mare (palancole in acciaio); visti i problemi di corrosione a cui possono andare soggette e la possibilità di recupero e riutilizzo, le paratie in acciaio sono comunemente utilizzate per interventi di carattere provvisorio.

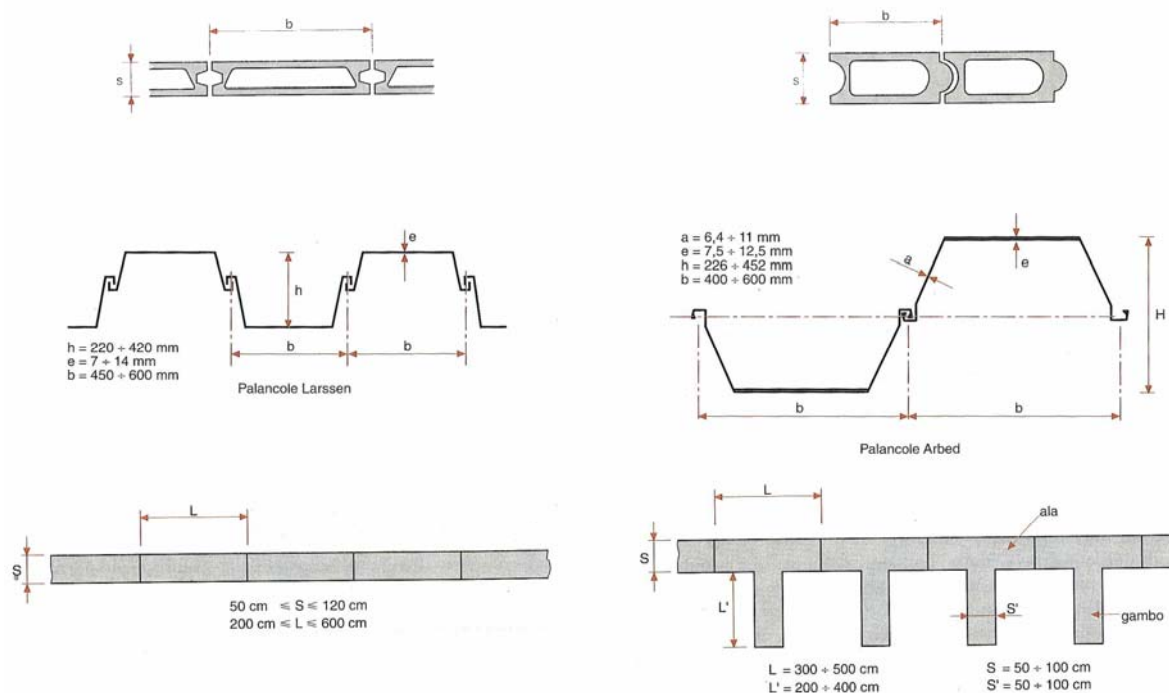


Fig. 80 – Differenti tipologie di paratie utilizzate nel sostegno di scavi. In alto paratie ad elementi prefabbricati in calcestruzzo; dopo la realizzazione di una apposita trincea, si provvede al posizionamento degli elementi ed al successivo scavo del terreno. Al centro paratie metalliche; i vari elementi sono infissi nel terreno prima dello scavo e possono essere lasciati in opera o sfilati, dopo la realizzazione della struttura definitiva di sostegno dello scavo, per poter essere riutilizzati. In basso differenti diaframmi in cemento armato gettati in opera; quest'ultima tipologia di paratia è utilizzata per il sostegno di scavi di maggiori larghezze (da COLOMBO et al., 1996) -

Negli interventi di stabilizzazione di corpi di frana si fa generalmente ricorso a paratie di pali trivellati gettati in opera o a paratie di micropali (berlinesi), anche se spesso è più corretto parlare di palificate (interventi C3b), visto che la struttura è solitamente immersata nel terreno per tutta la sua lunghezza.

I pali possono essere accostati tra loro o avere una certa interdistanza, che comunque dovrà essere tale da evitare possibili rotture del terreno tra di essi; una volta realizzati, i pali vengono collegati tramite un cordolo in cemento armato posizionato in testa, in maniera tale da realizzare una struttura solidale.

Nel caso delle paratie di micropali, possono essere distinte due differenti tipologie di berlinesi:

1. berlinesi con spaziatura di micropali ridotta (da 0.3 a 1 m) e armatura dei pali costituita da tubi o profilati ad H;
2. berlinesi con spaziatura tra i micropali relativamente ampia (da 1.5 a 3 m). In questo caso l'armatura è realizzata con profilati ad H ed il terreno tra i pali sostenuto tramite lastre prefabbricate o tavole in legno inserite tra le ali dei micropali; questo tipo di

struttura trova una minore applicazione nella sistemazione di corpi di frana, mentre è utilizzata ampiamente nel sostegno di scavi.

La realizzazione di una paratia di micropali prevede la perforazione del singolo micropalo fino alla profondità di progetto, la posa in opera dell'armatura ed il riempimento del foro con miscela o malta cementizia. Completata l'esecuzione di tutti i micropali ed eventualmente collegata la testa tramite un apposito cordolo in cemento armato, lo scavo a valle viene effettuato per fasi, alternando il posizionamento dei tiranti (previsti in fase di progettazione) al rivestimento della parete.

La faccia a vista della paratia (sia di micropali che di pali di grosso diametro), messa a nudo dal successivo scavo, viene generalmente rivestita con cemento proiettato o con altre tecniche, allo scopo di evitare il collasso del terreno tra i pali e di ridurre l'impatto visivo della struttura. Oltre a quello realizzato in testa ai pali, ulteriori cordoli di collegamento (in cemento armato) possono essere realizzati nella porzione a vista della paratia (Fig. 81); oltre ad incrementare la rigidezza della struttura, ciò consente il posizionamento di tiranti aggiuntivi a quelli solitamente applicati sul cordolo di testa (Fig. 79), con la conseguente possibilità di contrastare rilevanti spinte dei terreni.



Fig. 81 – Paratia di micropali collegati in testa tramite cordolo in cemento armato e ancorati al substrato stabile tramite tiranti posizionati attraverso un ulteriore cordolo di collegamento in cemento armato. Intervento realizzato a Poggiolino nel comune di Barberino di Mugello (FI) durante i lavori connessi alla realizzazione della Variante di Valico dell'autostrada A1 (foto ottobre 2006) -

INDICAZIONI PROGETTUALI

La valutazione delle condizioni di stabilità della paratia prevede la verifica della profondità di infissione della struttura e la verifica degli eventuali tiranti.

La verifica della profondità di infissione può essere effettuata tramite metodi all'equilibrio limite (verifica a rottura) e metodi di calcolo più sofisticati, quali metodi di calcolo derivati dal modello di Winkler o a «molle» o metodi ad elementi finiti (sono disponibili al riguardo

numerosi software quali: *Pac* (AZETEC, 2005), *Flac* (ITASCA, 2000) *Paratie* (CEAS, 2005), ecc. che tengono conto dell'interazione terreno-struttura e della legge costitutiva (sforzo-deformazione) del terreno.

Nel metodo all'equilibrio limite la valutazione della profondità di infissione e l'eventuale verifica dei tiranti vengono realizzate accertando l'equilibrio alla traslazione ed alla rotazione della struttura; la verifica della profondità di infissione è realizzata per tentativi (NAVFAC, 1986; LANCELOTTO, 1993; COLOMBO *et al.*, 1996), variando detta profondità fino al raggiungimento delle condizioni di equilibrio.

Nella valutazione dei coefficienti di spinta, CHEN (1990) mette in evidenza l'importanza della considerazione dell'attrito tra terreno e paratia; questo rende evidente come sia più corretto valutare i coefficienti di spinta tramite il metodo di CAQUOT & KERSEL (1948) o far ricorso ai coefficienti riportati da NAVFAC (1986), limitando l'uso della metodologia di Rankine, al massimo, alla determinazione dei coefficienti di spinta attiva (vedi paragrafo 2.3).

Studi sperimentali hanno mostrato come le spinte passive agenti sulle paratie varino in relazione al tipo e all'entità degli spostamenti della struttura; pertanto, con i metodi a rottura vengono ipotizzate distribuzioni di pressioni sulle strutture che riflettono solo parzialmente quello che si verifica nella realtà. L'utilizzo di metodi più sofisticati (metodo a molle o metodo degli elementi finiti) risulta quindi più adatto a descrivere la reale interazione terreno-struttura, anche se l'efficacia di questi metodi è strettamente legata ad una buona scelta della legge costitutiva del terreno.

Non esiste una metodologia univoca nella considerazione del fattore sicurezza (F_s); questo può essere introdotto riducendo la resistenza passiva agente a valle della paratia ($S_p' = S_p/F_s$ con $F_s \geq 2$), applicando fattori di sicurezza parziali F_ϕ (1.25-1.5) e F_c (1.5-2) ai parametri di resistenza al taglio del terreno (angolo di attrito ϕ' e coesione c' o c_u nel caso di analisi non drenata) oppure incrementando la profondità di infissione del 20%-40% rispetto al valore verificato; soluzione quest'ultima che, secondo NAVFAC (1986), corrisponde all'utilizzo di un fattore di sicurezza compreso tra 1.5 e 2. Anche se la pratica più utilizzata è quella di ridurre la spinta passiva, BURLAND *et al.* (1981) dimostrano che tale scelta può risultare poco sicura e che in una corretta verifica si dovrebbero utilizzare i fattori di sicurezza parziali (F_ϕ ; F_c).

Nel caso di terreni coesivi, le verifiche dovrebbero essere effettuate per le condizioni sia a breve (condizioni non drenate) che a lungo termine (condizioni drenate); relativamente ai tiranti, utili indicazioni sulla verifica, sull'ubicazione e sulla relativa spaziatura in pianta ed in verticale sono fornite da NAVFAC (1986) e da ORTIGAO & SAYAO (2004).

Dovranno infine essere verificate le condizioni di stabilità globali del versante (Fig. 59A).

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

È necessario assicurare il drenaggio delle acque alle spalle dell'opera con lo scopo di ridurre la spinta attiva del terreno sulla struttura.

Le paratie senza tiranti possono essere utilizzate solo per pareti di modesta altezza e per basse spinte del terreno; nel caso di paratie tirantate, lo scavo viene eseguito per fasi, al termine di ognuna delle quali vengono installati i tiranti.

Nel caso in cui l'opera risulti in prossimità di altri manufatti, oltre alla verifica di stabilità della struttura dovranno essere valutati i possibili spostamenti del terreno (permessi dalla paratia) e i loro effetti sulla stabilità e sulla funzionalità dei suddetti manufatti. Affinché la paratia contrasti efficacemente il potenziale fenomeno franoso, è necessario che la paratia oltrepassi la superficie di rottura, immorsandosi nel sottostante substrato stabile.

AREA DI UBICAZIONE

Vengono posizionate lungo il corpo di frana a valle dell'area della quale si debbano contrastare i movimenti (Fig. 82); nel caso la paratia sia posizionata lontano dal piede della frana, per la completa stabilizzazione del fenomeno è necessario ricorrere ad ulteriori interventi, quali opere di sostegno al piede, interventi di drenaggio, ecc.

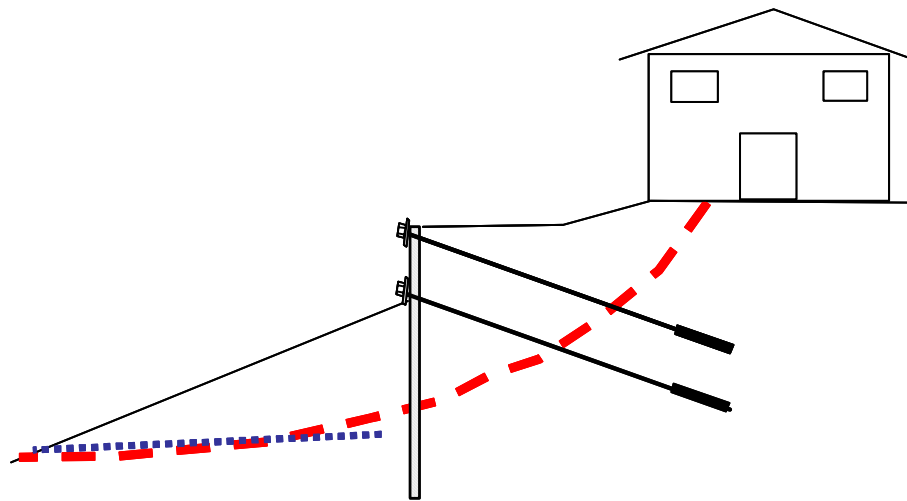


Fig. 82 – Esempio di sistemazione di corpo di frana tramite l'utilizzo di una paratia tirantata. La porzione a valle della paratia è stabilizzata tramite l'uso di dreni suborizzontali (linea tratteggiata in blu) -

Le paratie di micropali rispetto a quelle di pali di grande diametro sono più rapide da realizzare ed inoltre possono essere realizzate anche in ambienti ristretti, dove pali di grosso diametro risulterebbero di difficile esecuzione; di contro sono molto meno rigide, per cui necessitano comunemente dell'uso di tiranti.

Le paratie sono utilizzabili nel caso di superfici di scivolamento profonde e/o frane di grosse dimensioni e comunque in situazioni che giustificano il ricorso a metodologie relativamente costose (ad es. presenza di infrastrutture o edifici).

2.3.3.2 Palificate (C3b)

DESCRIZIONE GENERALE

L'intervento consiste nella realizzazione, all'interno del corpo di frana da stabilizzare, di una serie di pali accostati o leggermente spazati tra di loro (la distanza tra i pali dovrà comunque essere tale da non consentire movimenti del terreno tra essi), in maniera tale da ottenere delle strutture ortogonali alla direzione di massima pendenza che contrastino il movimento della porzione retrostante del terreno (Fig. 83A).

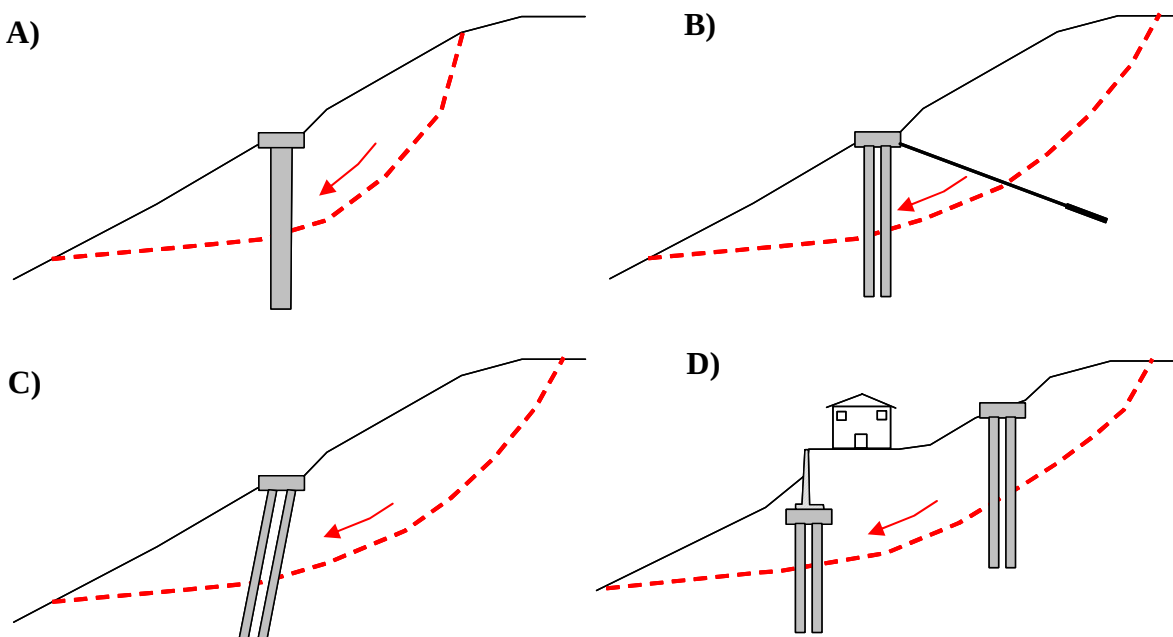


Fig. 83 –Vista in sezione di alcuni esempi di sistemazione di frana tramite palificate; in tratteggio rosso è riportata la superficie di scivolamento: A) palificata semplice con un'unica fila di pali; B) palificata tirantata con due file di pali; C) palificata inclinata con due file di pali; D) doppia palificata con muro di sostegno nella fila di pali inferiore. -

Nel caso di frane molto estese (nella direzione del pendio) o di elevate spinte del terreno, si può ricorrere a più allineamenti di pali (righe), ognuno dei quali dovrà sostenere una determinata porzione della spinta totale del corpo in frana (Fig. 83D). Un'alternativa è l'ancoraggio della palificata al substrato stabile (Fig. 83B), il che consente un'analoga efficacia di intervento con minori costi di realizzazione, dovuti alla riduzione del numero di palificate da realizzare; l'ancoraggio nella parte sommitale della palificata migliora il comportamento globale della struttura stabilizzandone la parte alta (GINZBURG, 1988), in particolar modo nel caso di palificate molto profonde.

Resistenze maggiori alle spinte del terreno possono essere ottenute anche inclinando le palificate verso il lato di monte della frana (Fig. 83C).

I pali, gettati direttamente in opera, sono spinti oltre la superficie di scorrimento e sono collegati in testa tramite un cordolo in cemento armato (Fig. 84), realizzando, in questo modo, una struttura continua ancorata nel substrato stabile, che si oppone al movimento del terreno come un vero e proprio diaframma.



Fig. 84 – A sinistra dettaglio della fase di posa dell'armatura di una palificata di pali di grosso diametro (800mm) durante un intervento di stabilizzazione in località Carbonile nel comune di Pelago (FI). A destra dettaglio della porzione superiore di una palificata di pali di grosso diametro realizzata in località Poggiolino nel comune di Barberino di Mugello (FI) in occasione dei lavori per la realizzazione della Variante di Valico dell'autostrada A1; è visibile la trave tirantata di collegamento in testa dei pali -

In mancanza di spazi necessari per la realizzazione di pali di grosso diametro gettati in opera, si può far ricorso a micropali arrangiati solitamente in maniera tale da realizzare una sorta di reticolato. GINZBURG (1988; 1996) riporta una particolare distribuzione di micropali (Fig. 85) in cui, oltre a due allineamenti esterni che operano efficacemente contro i carichi laterali, è presente un allineamento centrale di pali verticali, inclinati in maniera tale da formare una grata che si oppone al movimento del terreno.

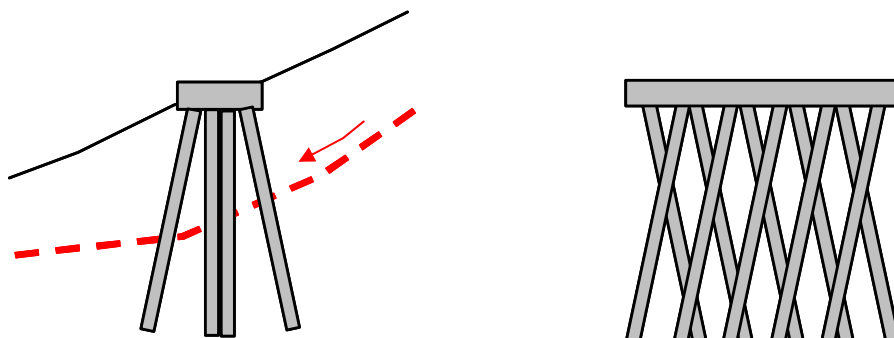


Fig. 85 – Palificata in micropali. A sinistra sezione longitudinale (nella direzione del movimento) della palificata; a destra sezione trasversale (ortogonale alla direzione del movimento). Si nota come i micropali verticali formino una sorta di griglia che si oppone al movimento -

Se lungo la superficie del pendio sono presenti rocce deboli o molto fratturate, può essere conveniente unire i cordoli di testa delle palificate tramite cordoli in cemento armato longitudinali, in maniera tale da formare una sorta di grata a maglia rettangolare; l'opera ha di contro un rilevante impatto sull'ambiente che dovrà essere valutato adeguatamente.

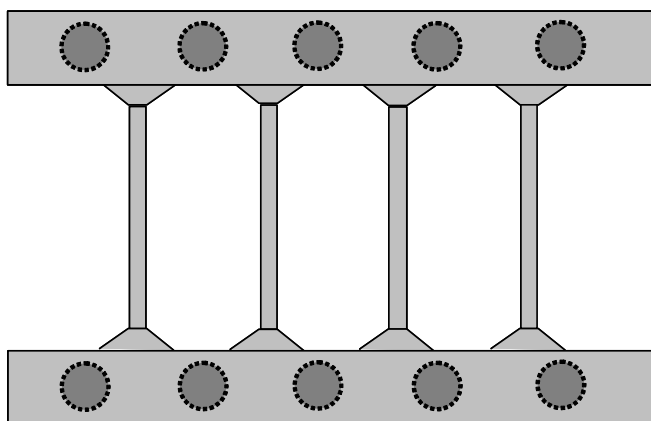


Fig. 86 – Vista dall'alto di un sistema di due palificate collegate tra di loro tramite cordoli trasversali in cemento armato; tali cordoli, oltre a formare una griglia che contrasta i movimenti superficiali, contribuiscono ad incrementare la rigidità della struttura -

Nelle colate di terra o in materiali plastici le palificate sono di scarsa utilità; in questi casi si può ricorrere a diaframmi di pali secanti (GINZBURG, 1996). Dopo la perforazione fino alla profondità voluta, si cala nel foro un tubo di rivestimento gobbo (a mezzaluna) e si passa alla perforazione successiva. Per terreni sufficientemente stabili, raggiunta l'estensione voluta (per il diaframma), si sfilano i rivestimenti, si cala l'armatura e si getta il diaframma; nel caso di terreni instabili, invece, i pali vengono armati e gettati uno per uno dopo la rimozione del rivestimento (Fig. 87).

Il drenaggio del terreno a monte della struttura (di per sé impermeabile) viene ottenuto con appositi dreni a scatola, installati nella struttura di rinforzo prima che questa venga posizionata entro lo scavo (GINZBURG, 1996).

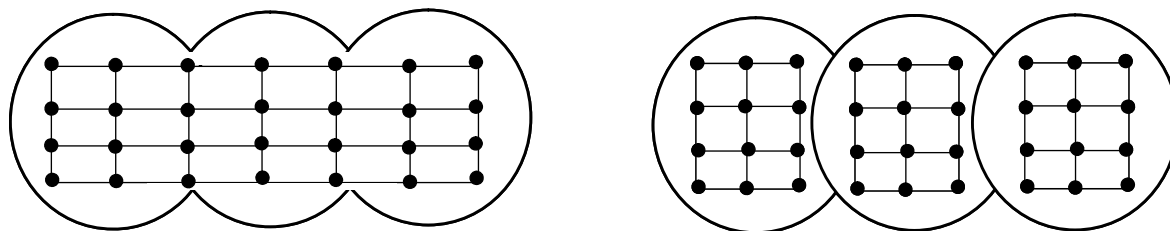


Fig. 87 – Vista in pianta di un diaframma di pali secanti in terreni stabili a sinistra ed in terreni instabili a destra; i reticoli rappresentano l'armatura del diaframma -

In alcuni casi i pali secanti possono essere realizzati in materiale drenante (sabbia, ghiaia, pietrisco, ecc.); si può così realizzare una vera e propria trincea drenante (interventi B3b) in grado di raggiungere profondità molto rilevanti (anche superiori ai 30 m).

INDICAZIONI PROGETTUALI

Devono essere valutate con attenzione la profondità della superficie di scorrimento ed i parametri di resistenza al taglio del terreno.

HASSIOTIS *et al.* (1997) riportano una metodologia per la valutazione delle caratteristiche geometriche della palificata e per il suo posizionamento entro il corpo di frana, basata sul metodo dell'equilibrio limite ed in particolare sul metodo del cerchio di frizione di TAYLOR (1937), particolarmente adatto per palificate in pendii omogenei. Il procedimento consiste nel valutare la superficie critica di scivolamento ed il relativo fattore di sicurezza in presenza di

una palificata di data configurazione geometrica (D_1/b = interdistanza tra i pali/diametro dei pali), posta ad una certa distanza (S) dal piede della frana.

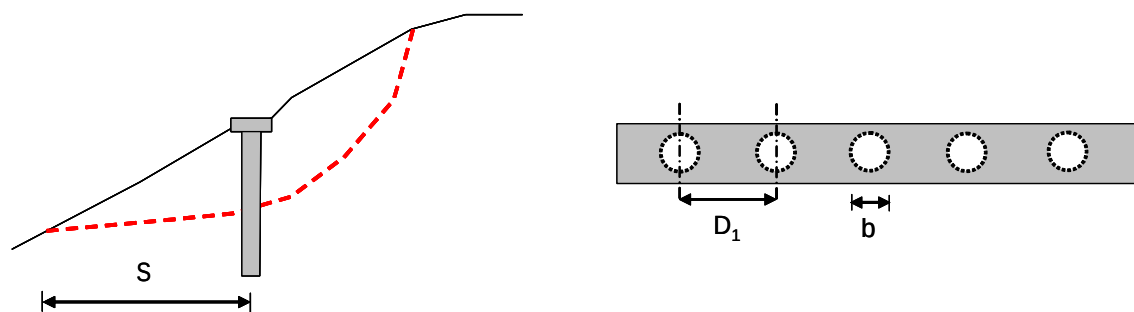


Fig. 88 – Parametri geometrici di una palificata: a sinistra vista in sezione a destra vista in pianta. S= distanza dal piede della frana; D_1 interdistanza tra i pali; b diametro dei pali –

Fissata la distanza S dal piede della frana, scelta in relazione alla particolare condizione in cui ci si trova ad operare, si determina l'andamento del fattore di sicurezza F_s (per la superficie di scivolamento critica) in funzione del rapporto D_1/b . La resistenza per unità di larghezza del corpo in frana offerta dalla palificata (F_p) è valutata tramite la teoria della deformazione plastica di ITO & MATSUI (1975), nella quale si assume che solo il suolo attorno ai pali si trovi in una situazione di equilibrio plastico soddisfacente il criterio di rottura di Mohr-Coulomb e che la resistenza al taglio lungo la superficie di rottura non diminuisca con il movimento del corpo di frana. HASSIOTIS *et al.* (1997), suggeriscono di utilizzare in via cautelativa la resistenza laterale mobilitata $F_m = F_p/a$ con $a > 1$; come coefficiente a può essere utilizzato lo stesso fattore di sicurezza di riduzione della coesione del pendio F_c che figura nelle due espressioni del numero di stabilità, per il cerchio di base e di piede (TAYLOR, 1937), utilizzate per la valutazione iterativa del reale fattore di sicurezza F_s (HASSIOTIS *et al.*, 1997).

Noto $F_s = f(D_1/b, S)$ si determina, sulla base del fattore di sicurezza (F_s) richiesto, il relativo rapporto D_1/b , evitando valori eccessivi che renderebbero inapplicabile la teoria di ITO & MATSUI (1975). A questo punto si sceglie arbitrariamente il diametro b del palo e si ricava di conseguenza l'interdistanza D_1 ; quindi, valutando la forza per unità di lunghezza che agisce sul palo tramite la relazione di ITO & MATSUI (1975), si verifica che lo spostamento, il momento flettente e lo sforzo di taglio agente sul palo siano compatibili con la struttura stessa.

Una buona progettazione dovrà essere tale da realizzare il miglior “compromesso” tra efficacia e costo dell'intervento, variando opportunamente i parametri S, b e D_1 , in funzione della situazione in cui ci si trova ad intervenire, tenendo conto che i pali dovranno essere immorsati entro la superficie di scivolamento critica fino alla profondità di annullamento del momento flettente e dello sforzo di taglio.

Per la verifica delle palificate possono essere utilizzati altri metodi all'equilibrio limite, come il metodo dei conci. Anche in questo caso la forza resistente della palificata potrà essere stimata tramite la teoria della deformazione plastica di ITO & MATSUI (1975), applicabile anche nel caso di più file di pali; in alternativa si può far riferimento ai lavori di GINZBURG (1988; 1996).

Esistono in commercio numerosi software che possono essere utilizzati per la verifica di interventi di stabilizzazione tramite palificate, basati sia sul metodo ad elementi finiti, ad es. *Flac* (ITASCA, 2000), che sul metodo all'equilibrio limite, ad es. *Ssap2003* (BORSELLI, 2004).

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

Le palificate devono oltrepassare la superficie di scorrimento ed immorsarsi nel substrato stabile fino alla profondità in cui risultino nulli sia il momento flettente che lo sforzo di taglio sui pali (HASSIOTIS *et al.*, 1997).

La presenza della palificata modifica la superficie critica di scivolamento originale (in assenza della struttura), che dovrà essere nuovamente valutata tenendo conto del fattore di sicurezza richiesto per il pendio.

Nel caso di palificata singola, HASSIOTIS *et al.* (1997) mostrano come il fattore di sicurezza del pendio aumenti con la distanza S dal piede della frana fino ad un certo limite, oltre il quale crolla bruscamente. Tale distanza, che possiamo indicare come S_{cr} , aumenta con la pendenza del versante in relazione all'incremento della profondità della superficie critica; da quanto detto si può dedurre che, per raggiungere il massimo fattore di sicurezza, a parità di caratteristiche della palificata, è necessario avvicinare i pali alla cresta via via che aumenta l'acclività del versante, anche se questo può comportare un incremento di lunghezza dei pali, con il conseguente aumento dei costi di realizzazione.

AREA DI UBICAZIONE

Le palificate sono utilizzate per la stabilizzazione di frane di scivolamento profonde in cui non sia possibile, o economicamente conveniente, intervenire con altre tipologie di intervento. La possibilità di realizzare più file di palificate o strutture tirantate ne consente l'utilizzo anche per fenomeni franosi di rilevanti dimensioni in cui sia necessario contrastare ingenti spinte del terreno; la possibilità di associare alle palificate altre strutture di sostegno (es. muri fondati sulle palificate stesse) ne consente l'utilizzo anche in situazioni complicate dalla presenza di infrastrutture e/o abitazioni (Fig. 83D).

2.3.3.3 Muri tirantati (C3c)

DESCRIZIONE GENERALE

Si tratta di muri in cemento armato di spessore ridotto (tra i 20 e 30 cm) fissati al substrato stabile tramite ancoraggi pretensionati.

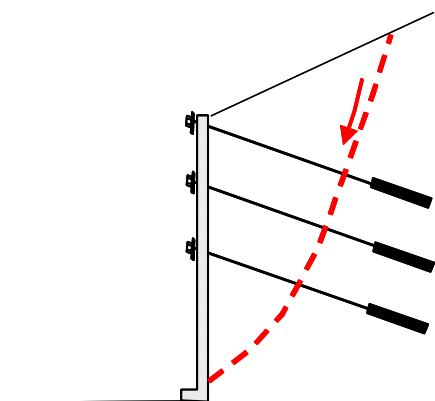


Fig. 89 – A sinistra sezione schematica di un muro tirantato; la linea rossa tratteggiata rappresenta la superficie di scivolamento. A destra muro di sostegno tirantato, realizzato per la stabilizzazione del versante nord-ovest di Marcialla nel comune di Certaldo (FI) -

Il procedimento costruttivo dei muri tirantati può essere ascendente o discendente a seconda che siano costruiti dal basso verso l'alto (nel caso di riempimenti) o dall'alto verso il basso (nel caso di scavi).

Nel caso di riempimenti, dopo il posizionamento dei tiranti nel substrato, viene posizionata l'armatura e gettato il muro incorporando la prima fila di tiranti; si procede successivamente al tensionamento degli ancoraggi ed al riempimento della porzione retrostante al muro. A questo punto viene posizionata un'ulteriore fila di tiranti e si continua con questo schema costruttivo fino al raggiungimento dell'altezza voluta (Fig. 90).

Nel procedimento discendente, dopo il posizionamento degli ancoraggi, si realizza lo scavo fino ad oltrepassare i tiranti e si getta il muro; successivamente si procede al tensionamento degli ancoraggi. Si ripetono le varie fasi costruttive fino al raggiungimento dell'altezza voluta della struttura (Fig. 90).

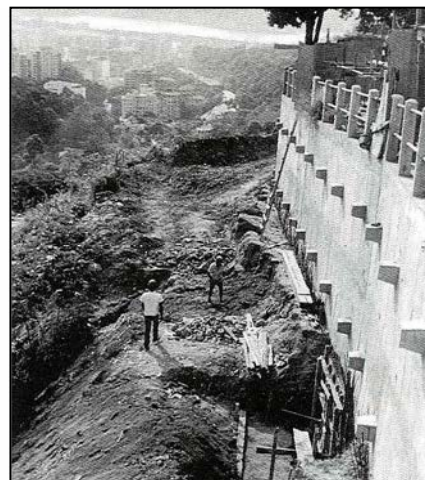
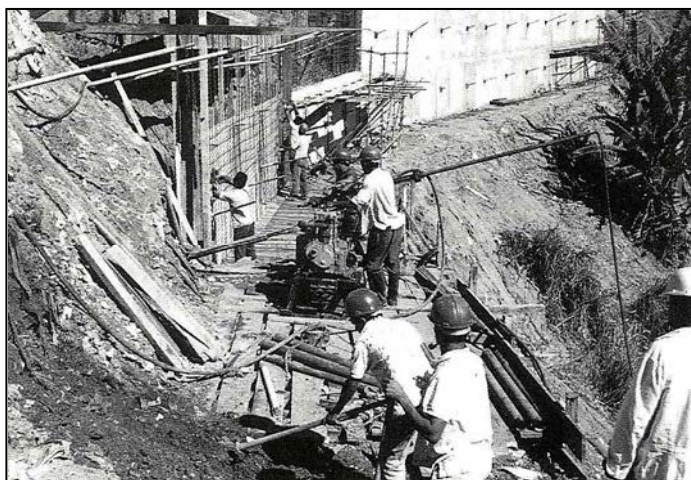


Fig. 90 – Fasi costruttive di muri tirantati. A sinistra muro costruito dal basso verso l'alto: in primo piano fasi di installazione dei tiranti, sullo sfondo posizionamento dell'armatura e muro gettato. A destra muro costruito dall'alto verso il basso: si nota in basso una nicchia scavata e armata; per assicurare la stabilità lo scavo viene effettuato per porzioni limitate, che vengono armate e gettate prima di scavare la porzione limitrofa (da ORTIGAO & SAYAO, 2004) -

Il risultato è la realizzazione di una struttura di sostegno in cemento armato tirantata sufficientemente rigida per contrastare le spinte del terreno.

INDICAZIONI PROGETTUALI

I più comuni meccanismi di rottura che devono essere considerati nella progettazione di un muro tirantato sono (Fig. 91):

1. cedimento del terreno di fondazione del muro;
2. rottura alla base del muro per la presenza di livelli deboli al fondo dello scavo;
3. fenomeni di rottura generalizzata del pendio e rottura per cuneo;
4. eccessiva deformazione della struttura che può verificarsi (generalmente) prima del tensionamento degli ancoraggi;
5. rottura degli ancoraggi sia durante le fasi costruttive, per il mancato tensionamento degli ancoraggi inferiori e il conseguente sovraccarico (temporaneo) di quelli superiori, sia per il cattivo dimensionamento degli stessi in relazione alle forze che si trovano a contrastare;
6. rottura del muro per insufficiente rinforzo (armatura) o per svincolamento della struttura dagli ancoraggi (sfilamento del muro dalla testa dei tiranti);

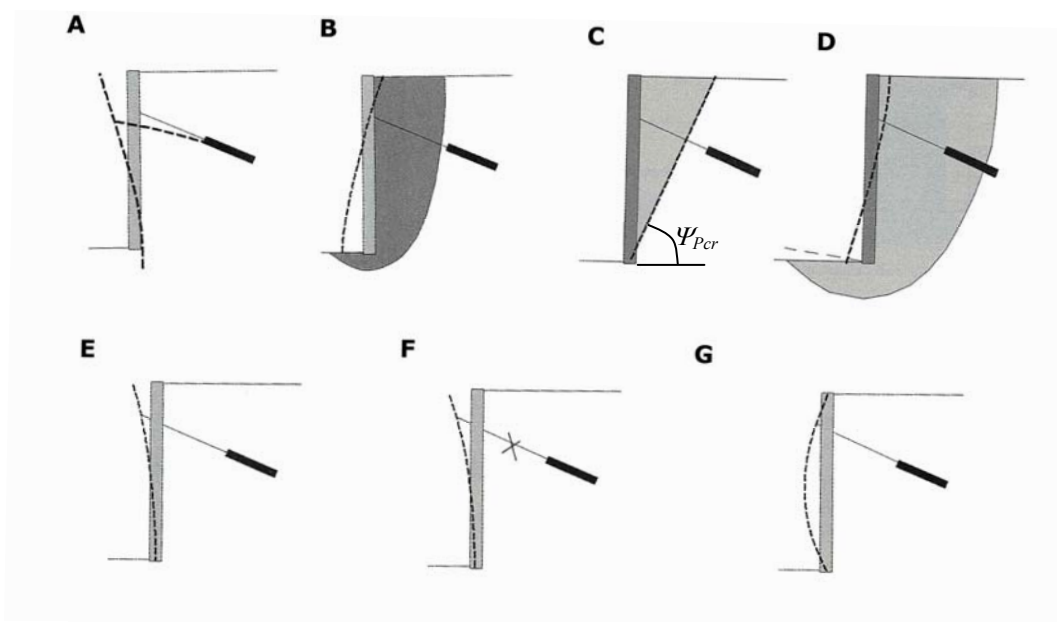


Fig. 91 –Principali meccanismi di rottura per muri tirantati. A) Rottura al piede per cedimento del terreno di fondazione; B) rottura alla base per la presenza a fondo scavo di terreni di bassa resistenza; C) rottura per cuneo; D) rottura generalizzata; E) rottura per eccessiva deformazione della struttura; F) rottura dell’ancoraggio; G) rottura del muro (da ORTIGAO & SAYAO, 2004) -

ORTIGAO & SAYAO (2004) riportano che, per geometrie semplici e terreni omogenei, la verifica di stabilità dei muri tirantati può essere realizzata tramite il metodo del cuneo (metodo brasiliano): si considera l’equilibrio allo scivolamento di un cuneo inclinato di $\psi_{Pcr} = (\psi_f + \phi)/2$ rispetto all’orizzontale (Fig. 91C), dove ψ è l’angolo di inclinazione del versante e ϕ l’angolo di attrito lungo la superficie di scivolamento del cuneo. La forza da applicare al tirante per ottenere un determinato fattore di sicurezza F può essere ricavata tramite la relazione di HOEK & BRAY (1981) una volta noti: l’altezza del muro, la geometria del versante, i parametri di resistenza al taglio del terreno (c e ϕ) e la direzione della linea di ancoraggio.

ORTIGAO & SAYAO (2004) riportano delle carte di progetto che possono essere utilizzate in via preliminare per avere un'idea della tensione di tirantaggio in differenti condizioni, considerando un fattore di sicurezza $F=1.5$.

In situazioni più complesse, le verifiche di stabilità potranno essere realizzate con metodi più rigorosi, come i vari metodi all'equilibrio limite, assumendo possibili superfici di scivolamento sia circolari che poligonali (vedi paragrafo 2.3.1), o i metodi agli elementi finiti, tramite l'utilizzo di specifici software come ad es. *Plaxis* (BRINKGREVE & VERMEER, 1998) e *Flac* (ITASCA, 2000), che consentono di valutare anche le possibili deformazioni permesse dalla struttura.

Queste tipologie di analisi dovrebbero costituire un fondamentale completamento anche ad analisi semplificate, come per il metodo del cuneo precedentemente descritto.

Per la verifica di stabilità dei singoli tiranti si può far riferimento a quanto descritto per le strutture di rinforzo interne (interventi D1a).

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

E' necessario che siano assicurati la presenza ed il corretto funzionamento dei dreni alle spalle della struttura di sostegno.

Nel caso in cui siano presenti edifici e/o infrastrutture, dovranno essere valutate le possibili deformazioni del terreno sia durante che dopo la realizzazione del muro, al fine di verificarne la compatibilità con le opere presenti; allo scopo potranno essere utilizzati software basati sul metodo agli elementi finiti, quali *Flac* (ITASCA, 2000), *Plaxis* (BRINKGREVE & VERMEER, 1998), ecc.

I tiranti devono essere sufficientemente spazati tra loro, in maniera tale da eliminare possibili interazioni tra le porzioni ancorate. PINELLO (1980) indica una spaziatura degli ancoraggi $S > 6D$, con D diametro della parte ancorata ed una profondità di inizio ancoraggio oltre la superficie di scivolamento pari almeno a $0.15H$ (con H altezza del muro); relativamente a quest'ultimo aspetto, appare evidente come l'individuazione della possibile superficie di scorrimento sia di fondamentale importanza.

AREA DI UBICAZIONE

I muri tirantati possono essere utilizzati al piede di frane di scivolamento di medie dimensioni, nel caso in cui si debbano contrastare elevate spinte del terreno con spazi di intervento ristretti o comunque tali da impedire il ricorso ad opere più "ingombranti", quali ad es. strutture a gravità (interventi C1).

Possono essere utilizzati assieme ad interventi di gradonatura (posizionati a sostegno dei relativi terrazzi ed ancorati al substrato stabile), nel caso in cui l'intervento di riprofilatura non sia sufficiente a garantire la stabilità del versante.

2.4 Strutture di rinforzo interne (D)

Sono raggruppate in questa categoria tutte quelle opere finalizzate a migliorare le caratteristiche meccaniche del materiale, in modo da farne aumentare le capacità di autosostegno, tramite l'induzione di forze interne.

Anche se il loro utilizzo può presentare analogie con le strutture di sostegno, esiste una fondamentale differenza concettuale tra queste due tipologie di intervento: infatti, mentre le strutture di sostegno applicano forze esterne al versante con lo scopo di fornire un contrasto agli spostamenti, le strutture di rinforzo incrementano la resistenza interna del terreno, sia tramite l'introduzione di elementi strutturali, quali chiodi, tiranti, ancoraggi, barre, bulloni (rinforzo del materiale), sia attraverso la modifica delle caratteristiche fisico-chimiche del materiale, tramite l'aggiunta di additivi di vario tipo (iniezioni) o trattamenti di tipo termico ed elettrico (miglioramento delle caratteristiche meccaniche del materiale).

Nella tabella sottostante sono riportate le varie tipologie di intervento e i relativi campi di applicazione.

STRUTTURE DI RINFORZO INTERNE (D)		ROCCIA		TERRA		DETRITO
		SCIVOLAMENTI	CROLLI	SCIVOLAMENTI	COLATE LENTE	COLATE RAPIDE
RINFORZO DEL MATERIALE (D1)	Ancoraggi (D1a)	X	X	X		
	Chiodatura dei terreni (D1b)	X		X		
	Micropali (D1c)	X		X		
	Cemento proiettato (D1d)		X			
	Terre rinforzate (D1e)		X	X		
MIGLIORAMENTO DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL MATERIALE (D2)	Iniezioni (D2a)	X	X	X		
	Gettiniezione (<i>jet grouting</i> D2b)			X		
	Trattamenti chimici (D2c)			X	X	
	Trattamenti termici (D2d)			X	X	
	Trattamenti elettrici (vedi elettro osmosi B3e)			X	X	

TAB. 5 – INTERVENTI DI RINFORZO INTERNO DEL MATERIALE-

Per quanto riguarda i trattamenti elettrici del terreno, questi sono descritti assieme agli interventi di drenaggio (interventi di elettro osmosi, B3e), in quanto l'incremento di resistenza al taglio ottenibile con questo tipo di tecnica è connesso alla riduzione del contenuto di acqua del terreno.

2.4.1 RINFORZO DEL MATERIALE (D1)

2.4.1.1 Ancoraggi (D1a)

DESCRIZIONE GENERALE

Si tratta di elementi strutturali metallici (barre o cavi) inseriti in fori trivellati che attraversano la potenziale superficie di rottura ancorandosi sulla retrostante massa stabile.

Gli ancoraggi possono essere suddivisi in due tipologie:

1. ancoraggi passivi (chiodi), in cui l'elemento strutturale non viene pretensionato e la tensione necessaria a sostenere la massa ancorata è indotta dagli spostamenti della massa stessa;
2. ancoraggi attivi (bulloni e tiranti), in cui l'elemento strutturale viene pretensionato al momento dell'installazione trasferendo direttamente alla massa instabile la tensione di sostegno.

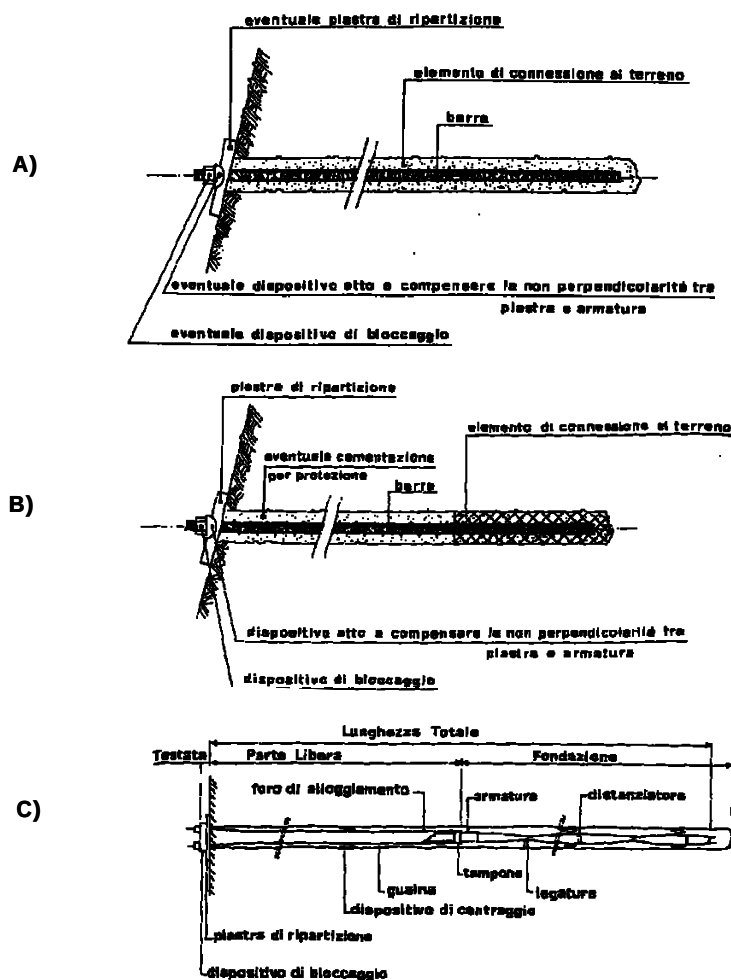


Fig. 92 – Ancoraggi passivi ed attivi. A) chiodo; B) bullone; C) tirante -

I chiodi (Fig. 93) nella loro forma più semplice consistono in barre di acciaio cementate per tutta la loro lunghezza entro fori trivellati. Dopo la realizzazione, il foro viene riempito dal

fondo fino alla sommità tramite malta cementizia, quindi il chiodo viene spinto nel foro per ca. metà della sua lunghezza; a questo punto la barra viene leggermente piegata e poi spinta completamente entro il foro (il piegamento del chiodo ne consente il fissaggio fino all'avvenuta presa della malta).

Il fissaggio del chiodo entro il foro può essere garantito anche dalla sola forza attritiva; in questo caso l'elemento strutturale, costituito da un tubo in acciaio con sezione a C, viene inserito a forza all'interno di un foro di diametro leggermente inferiore. Non essendo cementato, il chiodo è maggiormente soggetto a fenomeni di alterazione; per tale ragione questo tipo di ancoraggio può essere utilizzato solo per funzioni di supporto temporaneo.

Generalmente i chiodi presentano lunghezze non superiori ai 3 m e sono spesso utilizzati in combinazione con altri sistemi di stabilizzazione come reti metalliche, *spritz beton*, ecc.

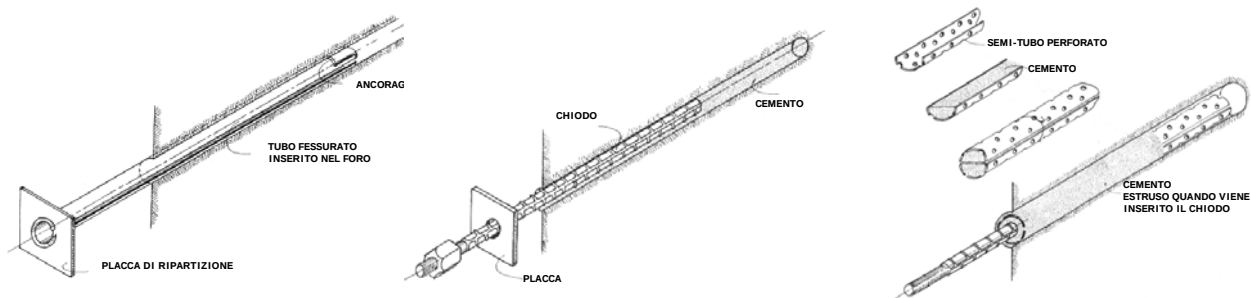


Fig. 93 – Alcune tipologie di chiodi: a sinistra chiodo in acciaio ad ancoraggio puramente attritivo (tubi di ancoraggio); al centro chiodo ad ancoraggio per cementazione; a destra chiodo *pefobolt*. In quest'ultimo caso l'ancoraggio è ottenuto tramite cemento inserito in tubi forati posizionati entro i fori di chiodatura; l'inserimento della barra provoca l'estrusione del cemento dai fori e l'ancoraggio del chiodo -

I bulloni sono ancoraggi di tipo attivo costituiti da una barra metallica ancorata nel foro per un certo tratto della sua lunghezza (parte fissa) e filettata all'estremità opposta (testata), per consentirne il pretensionamento tramite un dado di fissaggio.

Il fissaggio del bullone alla massa stabile può essere di tipo meccanico (tramite un sistema a cuneo che al momento del tiraggio causa l'espansione della parte terminale del bullone ed il suo conseguente ancoraggio), tramite cementazione della porzione terminale o tramite ancoraggio chimico (Fig. 94).

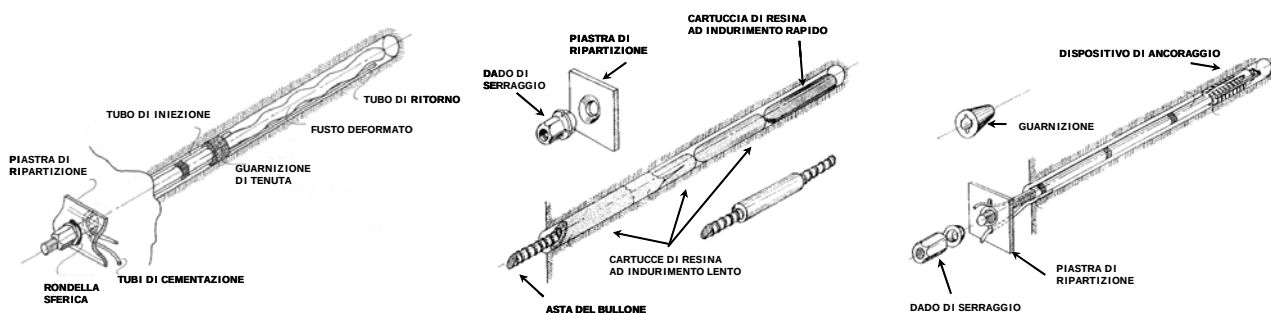


Fig. 94 – Differenti tipologie di bulloni: a sinistra, bulloni ad ancoraggio per cementazione (la porzione terminale del bullone che costituisce l'ancoraggio viene deformata per consentirne il fissaggio fino all'avvenuta presa della malta); al centro, bulloni ad ancoraggio chimico (per evitare problemi di presa anticipata delle resine è necessario che i chiodi non siano eccessivamente lunghi); a destra, bullone ad ancoraggio meccanico -

Nella bullonatura con ancoraggio chimico, all'interno del foro vengono inserite alternativamente delle cartucce, costituite dai due componenti di una resina a presa rapida; l'inserimento della barra determina la rottura delle cartucce ed il conseguente mescolamento dei due componenti della resina, grazie al profilo spiralato della barra.

Nel caso di bulloni sia ad ancoraggio chimico che per cementazione, il tensionamento della barra dovrà essere effettuato dopo la presa del cemento o della resina.

Come i bulloni, anche i tiranti sono costituiti da una “testa”, munita di una piastra di ripartizione e di un sistema di bloccaggio, da una “parte libera” (porzione tensionabile con guaina di rivestimento) e da una “fondazione” (munita o meno di guaina di rivestimento) ancorata alla massa stabile.

La differenza fondamentale tra i tiranti ed i bulloni sta nella diversa scala di utilizzo. I tiranti presentano lunghezze generalmente superiori ai 10 m (i bulloni non superano mai i 10 m di lunghezza) e sono in grado di sopportare e trasmettere tensioni notevolmente superiori rispetto a quelle dei bulloni; questi aspetti li rendono adatti negli interventi di stabilizzazione di masse di dimensioni maggiori, rispetto a quelle trattabili con i chiodi ed i bulloni, e nella realizzazione di strutture di sostegno tirantate (muri, paratie, palificate, ecc.).

L'elemento strutturale, generalmente costituito da uno o più (ancoraggio multiplo tipo S.B.M.A system) cavi in acciaio, viene inserito all'interno dei fori, ancorato al terreno per cementazione e messo in trazione tramite il dispositivo di bloccaggio in testa; un sommario dei vari tipi di cavo e ancoraggio utilizzati come tiranti è fornito da WINDSOR (1992).

Il tiraggio del cavo determina uno spostamento radiale delle spire, inducendo una pressione di confinamento tra cavo e cemento che, assieme al coefficiente di frizione (tra cavo e cemento), influenza la resistenza al taglio del tirante (Fig. 95); HOEK (2000) fornisce utili indicazioni sulle miscele cementizie, relativamente al differente rapporto acqua/cemento da utilizzare e ai relativi parametri di deformabilità e di resistenza.

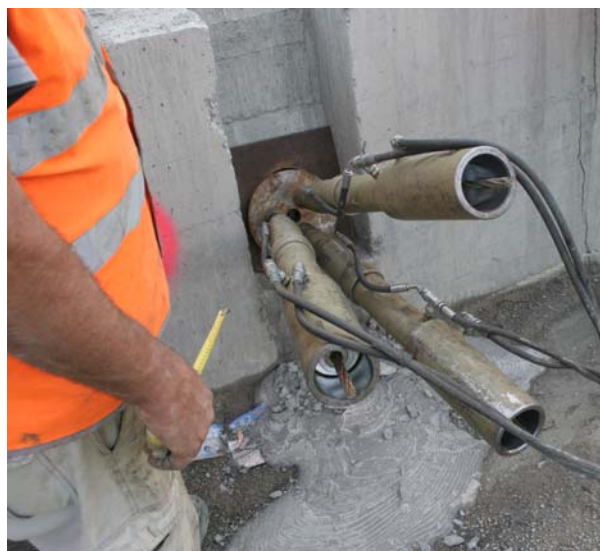
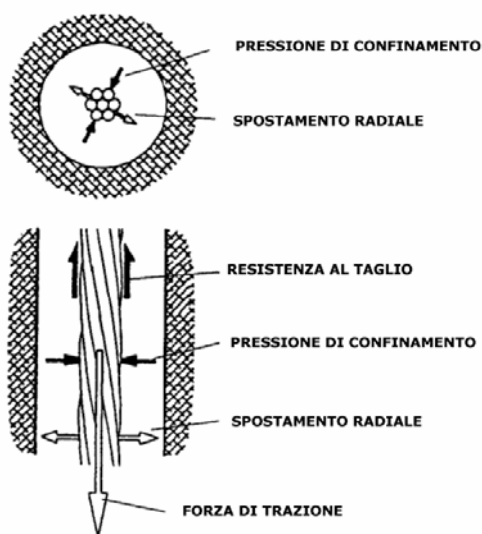


Fig. 95 – A sinistra forze e spostamenti associati con un cavo cementato in foro (da HOEK, 2000; modificato). A destra fase di tesatura di tiranti collocati lungo il cordolo di testa di una paratia di pali di grande diametro (cantiere di Poggolino nel comune di Barberino di Mugello (FI) durante i lavori di realizzazione della Variante di Valico dell'autostrada A1, (foto ottobre 2006,) -

INDICAZIONI PROGETTUALI

È necessaria un'approfondita caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso roccioso volta all'identificazione dei principali sistemi di discontinuità e all'identificazione e al dimensionamento dei blocchi instabili o potenzialmente instabili.

Per la valutazione dell'orientazione ottimale dell'ancoraggio occorre determinare l'andamento del fattore di sicurezza (F) in funzione dell'angolo θ che l'ancoraggio forma con la superficie di scivolamento.

Considerando lo scivolamento di un singolo blocco su di una superficie inclinata di un angolo α con l'orizzontale (Fig. 96), il fattore di sicurezza risulta:
$$F = \frac{(W \cos \alpha + T \sin \theta - P_b) \tan \phi'}{(W \sin \alpha - T \cos \theta)}$$

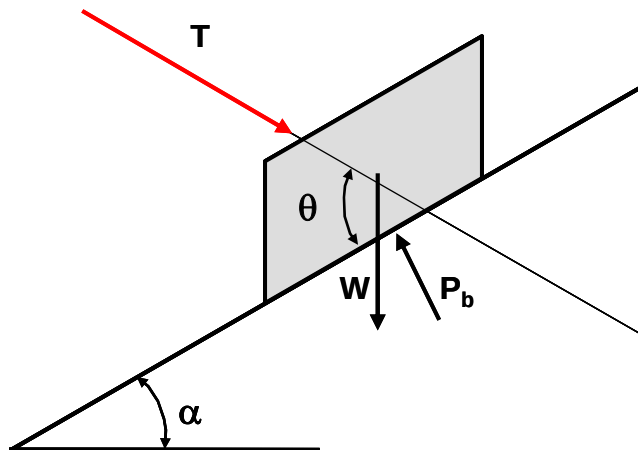


Fig. 96

dove W è il peso della massa tirantata, T la tensione esercitata dall'ancoraggio, P_b la spinta dell'acqua sulla superficie di scivolamento e ϕ' il suo angolo di attrito.

L'orientazione ottimale dell'ancoraggio è quella che, a parità di fattore di sicurezza (F), comporta il minimo valore di T , e può essere ricavata differenziando rispetto a θ l'equazione relativa al fattore di sicurezza:

$$\tan \theta = \frac{\tan \phi'}{F}.$$

Una volta decisa l'orientazione ottimale, l'ancoraggio deve essere verificato al taglio e a trazione; indicazioni relative al dimensionamento degli ancoraggi sono fornite da GIANI (1992) e ORTIGAO & SAYAO (2004).

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

È necessario proteggere gli ancoraggi dalla corrosione dovuta all'acqua che si infiltra tra i giunti e che viene a contatto con l'elemento strutturale; precauzione, questa, fondamentale nei casi in cui gli ancoraggi debbano avere una funzione di tipo permanente. Generalmente la protezione della porzione compresa tra la fondazione e la testata è ottenuta tramite cementazione, che sarà effettuata dopo aver acquisito la certezza che non sono necessari ulteriori ritensionamenti dell'ancoraggio (talvolta necessari per allentamenti dovuti ad eventuali movimenti e/o deformazioni). La testa dell'ancoraggio può essere protetta tramite l'utilizzo di vernici bituminose o apposite coperture in cemento (ORTIGAO & SAYAO, 2004).

I cavi, maggiormente soggetti alla corrosione delle barre, vengono dapprima ingrassati e poi rivestiti con guaina in PVC.

Nella scelta del tipo di ancoraggio è necessario tener conto delle caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso che dovrà essere rinforzato: in generale, un ancoraggio di tipo puntuale (ancoraggio meccanico) è preferibile in ammassi resistenti e poco fratturati, mentre

nel caso di rocce fratturate e con scarse caratteristiche meccaniche è conveniente far ricorso ad ancoraggi di tipo ripartito (chimico o tramite cementazione), per evitare che il carico applicato alla fondazione provochi la rottura dell'ammasso circostante e il distacco dell'ancoraggio; in rocce tenere o suoli la parte finale del foro può essere allargata per consentire una maggiore area di ancoraggio (COLOMBO et al., 1996)

Un altro aspetto che dovrà essere tenuto in considerazione è la cementazione dell'elemento strutturale (in particolar modo in riferimento ai tiranti) nel foro; è necessario evitare la formazione di bolle d'aria tra ancoraggio e foro tramite l'utilizzo di opportune tecniche di iniezione e di specifiche miscele cementizie (HOEK, 2000).

Nonostante l'intervento previsto comporti l'ancoraggio delle masse instabili, è conveniente valutarne, tramite l'utilizzo di appositi software di simulazione (vedi indicazioni progettuali interventi E2m, E2n, E2o, E2p), le possibili traiettorie di caduta e le aree esposte a maggiore rischio.

AREA DI UBICAZIONE

I bulloni possono essere utilizzati per ancoraggi temporanei o permanenti di blocchi o lastre rocciose di limitato spessore e comunque inferiore ai 3-4m.

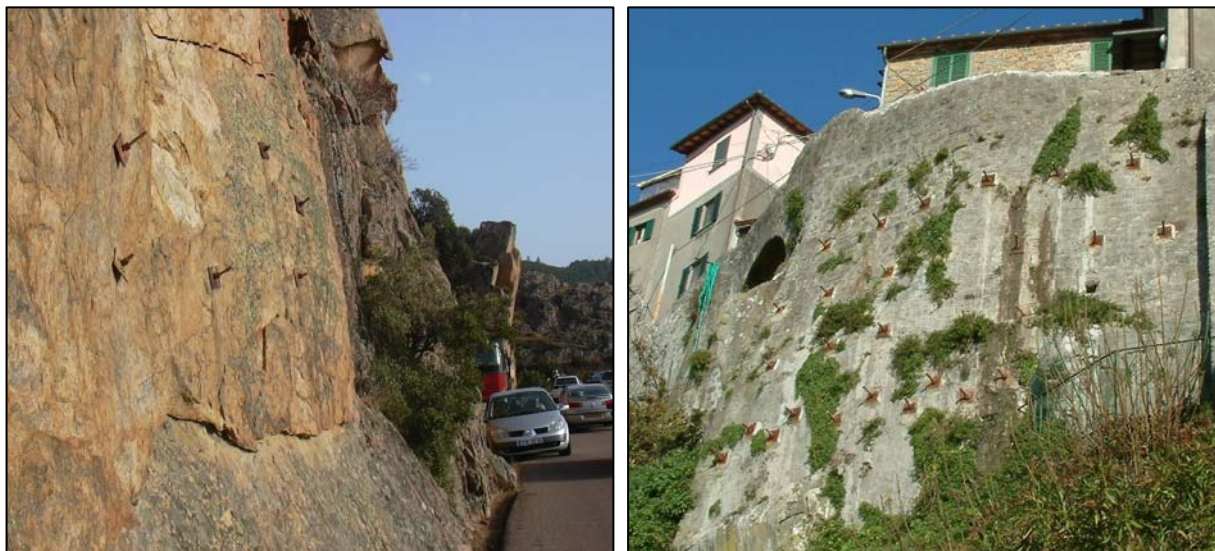


Fig. 97 – A sinistra utilizzo di bulloni per la stabilizzazione di una lastra di granito lungo la strada costiera D81 che collega Porto e Piana nei pressi dei “Calanchi di Piana” in Corsica (Fr). A destra consolidamento di una parete rocciosa tramite bullonatura in località Vellano nel comune di Pescia -

I chiodi possono avere lo stesso utilizzo dei bulloni, anche se generalmente è preferibile un loro impiego nella stabilizzazione di masse più piccole ed in situazioni in cui siano tollerabili spostamenti (se pur lievi) delle masse ancorate, necessari per mettere il chiodo in tensione (ancoraggio di tipo passivo); sono utilizzati negli interventi di chiodatura dei terreni (D1b) ed in combinazione con altri sistemi di stabilizzazione come reti metalliche, *spritz beton*, ecc.

Con la tirantatura si interviene nella stabilizzazione di masse di maggiore importanza e dimensioni rispetto a quelle trattabili con bulloni e chiodi (Fig. 98); i tiranti sono utilizzati spesso in combinazione con strutture di sostegno (interventi tipo C).

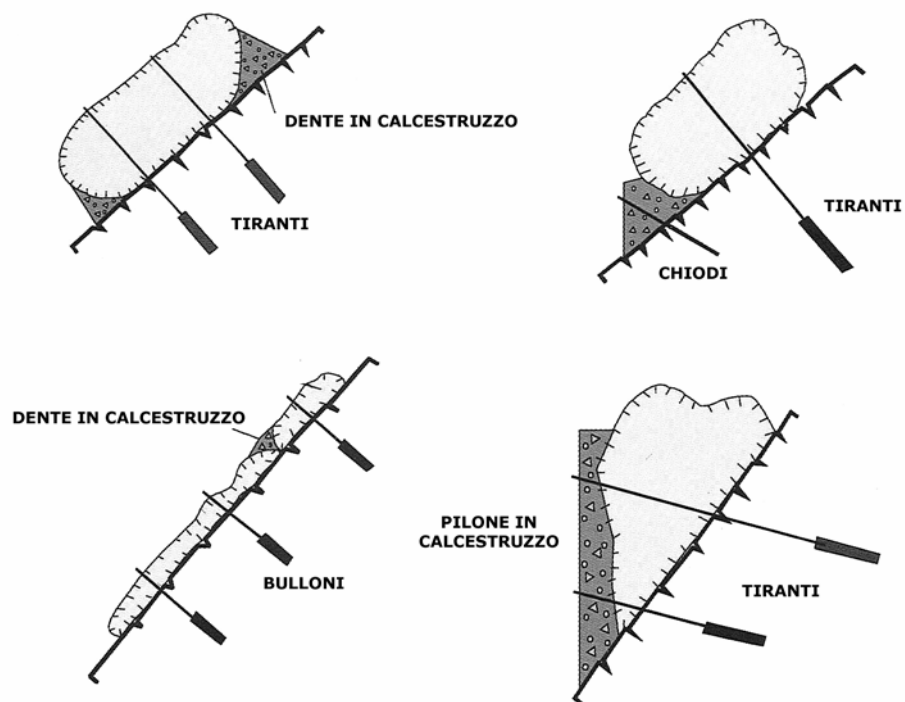


Fig. 98 – Esempi di applicazioni di chiodi, bulloni e tiranti nella stabilizzazione di masse rocciose di varie dimensioni (da ORTIGAO & SAYAO, 2004; modificata) -

2.4.1.2 Chiodatura dei terreni (D1b)

DESCRIZIONE GENERALE

La chiodatura dei terreni consiste nel rinforzo di una massa di terreno tramite l'introduzione di una serie di sottili barre metalliche a sezione circolare (con diametro di 20-30 mm), entro dei fori sub orizzontali (realizzati nella massa da stabilizzare), barre che vengono successivamente cementate; la superficie del terreno tra i chiodi è poi stabilizzata tramite varie tecniche di rivestimento. Si viene quindi a realizzare una struttura di suolo rinforzata la cui stabilità è funzione sia della resistenza attrittiva mobilizzata all'interfaccia tra suolo-chiodo che della resistenza passiva dei chiodi.

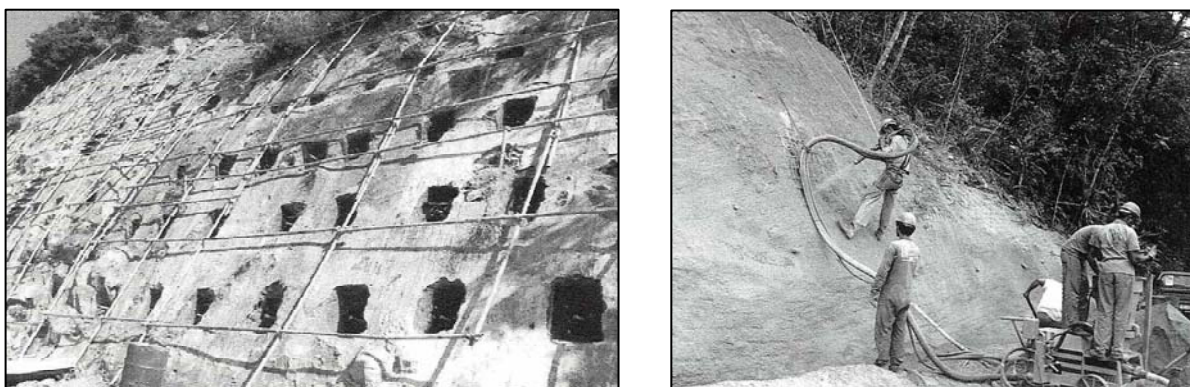


Fig. 99 – Esempi di chiodatura di terreni. A sinistra fase precedente al rivestimento con cemento proiettato; le teste dei chiodi sono alloggiare in nicchie, profonde una ventina di centimetri, scavate nel terreno (HongKong). A destra fase di rivestimento del versante (San Paolo, Brasile) con cemento proiettato fibrorinforzato SFRS (le immagini sono riprese da ORTIGAO & SAYAO, 2004) -

Esistono anche dei sistemi di chiodatura in cui i fori sono realizzati nella stessa fase di installazione delle barre, ma si tratta di tecniche temporanee non utilizzabili in strutture permanenti.

L'intervento di chiodatura è generalmente completato rivestendo la superficie del pendio con cemento proiettato e rete metallica o con cemento proiettato rinforzato con fibre in acciaio (SFRS); l'utilizzo delle fibre in sostituzione delle reti metalliche consente una maggiore velocità di realizzazione del rivestimento, che nel contempo viene ad avere una maggiore deformabilità e resistenza alla corrosione.

Il fissaggio del chiodo al rivestimento può avvenire tramite piegatura, utilizzo di dadi di serraggio oppure cementandone la testa in una nicchia realizzata nel pendio (Fig. 100).

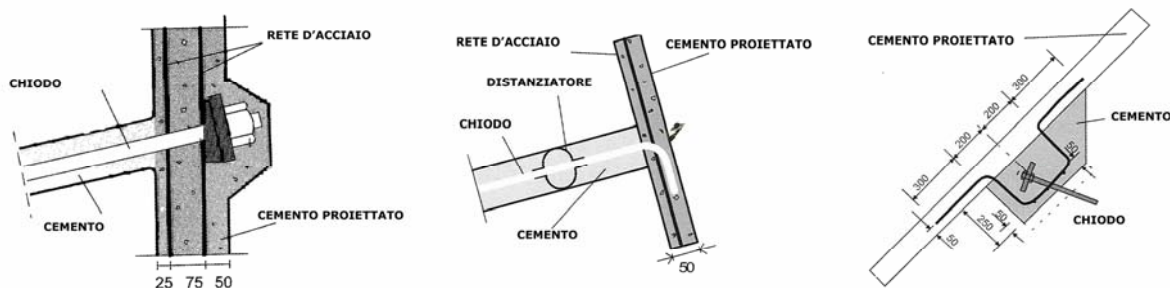


Fig. 100 – Vari sistemi di fissaggio dei chiodi al rivestimento: a sinistra serraggio tramite bulloni; al centro piegatura della testa del chiodo; a destra cementazione della testa del chiodo entro nicchie realizzate nel pendio (da ORTIGAO & SAYAO, 2004; modificato) -

In relazione alle differenti situazioni di intervento, possono essere utilizzate diverse tipologie di chiodatura: nel caso di pendii di altezza limitata (< 8 m), qualora non si debba far fronte a

situazioni particolari (es. necessità di contenere le deformazioni in alcune aree del rivestimento), possono essere utilizzati chiodi di uguale lunghezza (Fig. 101a). Muri di maggiore altezza possono essere soggetti ad eccessive deformazioni nella parte alta; in questi casi può essere conveniente limitare gli spostamenti orizzontali (soprattutto qualora il muro sia prossimo a strutture rigide come edifici e/o pavimentazioni), incrementando la rigidità della parte alta del muro tramite l'utilizzo di chiodi di maggiore lunghezza (Fig. 101b). Nel caso in cui si debba far fronte a situazioni maggiormente complesse (alti versanti naturali soggetti a differenti tipologie di deformazione ecc.), è consigliabile valutare la lunghezza di chiodatura più conveniente in relazione ai risultati delle analisi di stabilità (Fig. 101c).

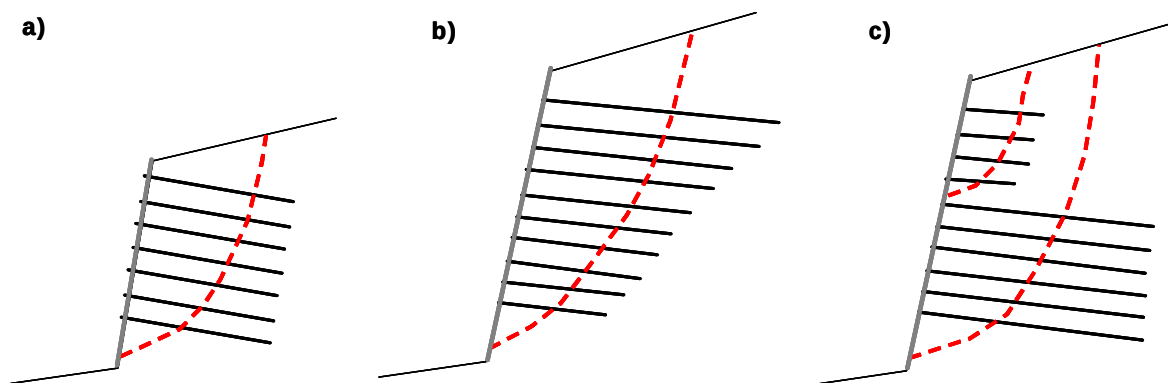


Fig. 101 – Varianti progettuali di chiodature in relazione al contesto di intervento -

I vantaggi di questo tipo di intervento stanno soprattutto nella rapidità di esecuzione e nella buona deformabilità e flessibilità delle strutture, che le rende adatte anche per applicazioni in aree sismiche (SCHUSTER, 1995); inoltre, il rivestimento tramite cemento proiettato e reti, ed in particolar modo tramite cemento proiettato fibrorinforzato, ne consente l'applicabilità anche su superfici di forma irregolare.

Il notevole impatto dell'opera sull'ambiente può essere attenuato tramite l'utilizzo di geotessili, geogriglie o georeti, in sostituzione al cemento proiettato, nel rivestimento della superficie del terreno (KOERNER & ROBINS, 1986).

INDICAZIONI PROGETTUALI

Nella realizzazione di questo tipo di interventi dovranno essere valutati:

1. i parametri di resistenza al taglio del terreno su cui effettuare la chiodatura;
2. la resistenza attritiva q_s all'interfaccia tra chiodo e terreno. Esistono relazioni approssimative che consentono di correlare q_s ai risultati di prove penetrometriche (BUSTAMANTE & DOIX, 1985) o appositi test di valutazione di q_s (*Pull-Out test*); utili indicazioni al riguardo sono fornite da ORTIGAO & SAYAO (2004);
3. l'andamento della potenziale superficie di scivolamento.

Preliminari indicazioni di progetto per rivestimenti verticali possono essere ricavate da apposite carte di stabilità (CLOUTERRE, 1991), che forniscono i valori di densità di chiodatura richiesti in relazione al rapporto L/H (con L lunghezza dei chiodi e H altezza del rivestimento), al numero di stabilità $N=c/(\gamma H)$ (con c coesione e γ peso specifico del terreno) e all'angolo d'attrito ϕ del terreno.

Analisi di stabilità più accurate e adatte alla particolare situazione di intervento possono essere realizzate tramite differenti metodi, generalmente basati sull'analisi all'equilibrio limite, che si differenziano tra di loro principalmente per le diverse assunzioni sul comportamento dei chiodi (resistenti solo per trazione oppure per trazione, taglio e

piegamento). Un'accurata descrizione di questi metodi e delle loro differenze è fornita da ORTIGAO & SAYAO (2004).

Sono disponibili vari programmi per l'analisi di stabilità delle chiodature dei terreni, tra cui *Talrel* (BLONDEAU *et al.*, 1984), *Rstabl* (ORTIGAO *et al.*, 1996), *Clouage* (GIGAN, 1986), *Nixesc* (RAJOT, 1983), *Prosper* (DELMAS *et al.*, 1986) o programmi agli elementi finiti come *Plaxis* (BRINKGREVE & VERMEER, 1998) e *Flac* (ITASCA, 2000).

Oltre alle verifiche di stabilità, dovrà essere valutato il comportamento alla deformazione di questa tipologia di strutture. Difatti, trattandosi di strutture particolarmente flessibili, pur garantendo la stabilità del versante, la loro deformazione può causare il danneggiamento delle strutture sostenute (come pavimentazioni ed edifici); allo scopo possono risultare particolarmente utili software ad elementi finiti come *Plaxis* (BRINKGREVE & VERMEER, 1998) e *Flac* (ITASCA, 2000).

MANUTENZIONI E PRECAUZIONI

Occorre assicurare il drenaggio del terreno alle spalle del rivestimento per evitare eccessivi incrementi delle pressioni interstiziali.

Per l'alta flessibilità della struttura, questo tipo di interventi non dovrebbe essere utilizzato nei casi in cui il versante da stabilizzare sia appena a valle di edifici e/o pavimentazioni, che potrebbero non sopportare le deformazioni consentite dall'opera; in questi casi è conveniente ricorrere a strutture di sostegno tirantate.

In relazione al rapporto costo-benefici (costi-resistenza della struttura realizzata), le chiodature non sono utilizzabili: in terreni granulari con scarsi valori di resistenza ($N_{spt} < 10$) o bassa densità relativa ($D_r < 30\%$) e in terreni coesivi con bassi valori di coesione non drenata ($c_u < 48 \text{ kPa}$) o con indici di plasticità superiori al 20%.

E' necessario che la chiodatura oltrepassi la potenziale superficie di scivolamento ancorandosi nella massa stabile e che la potenziale superficie di scivolamento non si estenda oltre la porzione di versante sottoposta a chiodatura.

In ambienti particolarmente aggressivi le chiodature possono essere soggette a intensi fenomeni corrosivi che ne possono pregiudicare la funzionalità; in questi casi è conveniente che siano limitate ad interventi temporanei, a meno di opportune precauzioni. In relazione a quest'ultimo aspetto, KEN (2004) riporta il successo di interventi di chiodatura nella stabilizzazione permanente di più di 1000 scarpate ad Hong Kong.

AREA DI UBICAZIONE

Stabilizzazione di versanti e scarpate (naturali o artificiali) in terreni e rocce deboli, in aree in cui siano consentite deformazioni della massa stabilizzata.

Fenomeni di *creep* o frane non particolarmente profonde.

2.4.1.3 Micropali (D1c)

Si tratta di pali di piccolo diametro (inferiore ai 30 cm) in calcestruzzo, rinforzati con barre di acciaio nella parte centrale o attraverso particolari armature in acciaio, realizzati all'interno del corpo di frana con lo scopo di connettere la zona instabile con quella stabile al di sotto della superficie di rottura, determinando un incremento della resistenza al taglio sulla superficie di scivolamento.

I pali, che vengono gettati in sito, sono installati in maniera tale da oltrepassare la superficie di scivolamento e sono disposti generalmente con orientazione variabile, in maniera tale da realizzare una struttura tridimensionale (reticolo di micropali) che si oppone al movimento franoso attraverso la resistenza al taglio, alla trazione e al piegamento dei pali.

Come riportato da JURAN *et al.* (1996), con questa particolare tecnica di intervento si viene a realizzare una sorta di terreno rinforzato il cui comportamento è fortemente dipendente dall'interazione dei micropali, che può incrementare in maniera significativa la resistenza al taglio complessiva del sistema terreno-micropali.

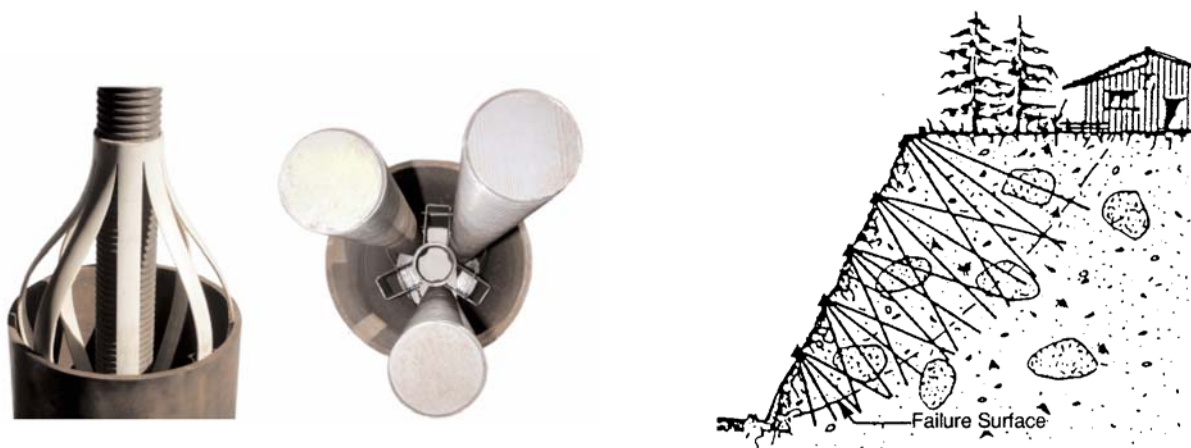


Fig. 102 – A sinistra, esempi di armature di micropali, singole e multiple; si notano i distanziatori utilizzati per mantenere le armature in posizione fino alla fine della cementazione. A destra, esempio di stabilizzazione di un corpo di frana tramite reticolo di micropali (da LIZZI, 1977) -

Oltre che come sistemi di rinforzo del terreno, i micropali sono utilizzati spesso come vere e proprie opere di sostegno. Una serie di pali strettamente spazati tra di loro (generalmente meno di 1 m) viene disposta trasversalmente al corpo di frana, fino ad oltrepassare la superficie di scivolamento ancorandosi nello strato competente sottostante; la porzione superiore dei pali viene poi collegata tramite un cordolo in cemento armato (vedi interventi tipo C3b).

INDICAZIONI PROGETTUALI

Il primo aspetto che deve essere considerato nella realizzazione dell'intervento è la determinazione della superficie critica di scivolamento, che dovrà essere valutata sia tramite analisi di stabilità convenzionali (analisi all'equilibrio limite, alle differenze finite, ecc.) sia tramite opportune indagini geognostiche (installazione di tubi inclinometrici, penetrometrie, indagini geofisiche, ecc.). Altri aspetti da considerare sono la presenza e l'andamento della superficie freatica e le caratteristiche geotecniche del terreno sia sopra che sotto la superficie di rottura (dove saranno immorsati i micropali).

Il reticolo di micropali dovrà essere progettato in maniera tale che il numero, il diametro, la lunghezza e l'inclinazione dei pali soddisfino il fattore di sicurezza richiesto in relazione allo

scivolamento rotazionale. Questo approccio è ritenuto conservativo in quanto non tiene in considerazione l'effetto positivo connesso all'interazione tra pali e terreno (JURAN *et al.*, 1996).

La procedura di dettaglio, per la progettazione del rinforzo di pendii tramite reticoli di micropali, è stata affrontata da CANTONI *et al.* (1989) in riferimento ad un intervento di stabilizzazione di versante lungo l'autostrada Milano-Roma. Il metodo prevede:

1. valutazione della superficie di scivolamento;
2. analisi di stabilità relativamente alla deformazione plastica del terreno adiacente ai micropali;
3. analisi allo scivolamento della struttura reticolata;
4. analisi strutturale del blocco terreno-micropali;
5. valutazione della distribuzione dei momenti flettenti e delle forze di taglio con la profondità utilizzando un'analisi elastica convenzionale.

Il metodo si basa sull'assunzione che la struttura si comporti come un blocco unico: assunzione valida per micropali strettamente spazati aventi una particolare distribuzione e inclinazioni verticali ben differenziate (JURAN *et al.*, 1996).

MANUTENZIONI E PRECAUZIONI

Gli elementi di rinforzo dei micropali possono subire fenomeni di corrosione che ne pregiudicano fortemente le capacità stabilizzanti. Per limitare i fenomeni di corrosione, le barre di rinforzo sono realizzate in acciaio galvanizzato e rivestite con appositi materiali anticorrosivi; una protezione addizionale dagli agenti corrosivi può essere ottenuta ponendo all'esterno della barra un tubo corrugato in PVC e sigillando con cemento l'intercapedine (spessa almeno 5mm) tra la barra e rivestimento.

Come detto in precedenza, è necessario avere un'esatta conoscenza dell'estensione della massa instabile, in modo tale che i micropali oltrepassino la superficie di scivolamento.

AREA DI UBICAZIONE

Per la funzione di rinforzo del terreno i micropali devono essere installati con una densità piuttosto uniforme attraverso la zona instabile.

Vengono utilizzati nella stabilizzazione di fenomeni di scivolamento profondi, generalmente in terreni o rocce deboli.

Possono essere utilizzati come strutture di sostegno (interventi C3a, C3b) o in aggiunta a queste.

2.4.1.4 Cemento proiettato (D1d)

DESCRIZIONE GENERALE

Il cemento proiettato, spesso rinforzato tramite fibre di acciaio, può essere utilizzato come elemento di collegamento negli interventi di chiodatura dei terreni (interventi D1b), per stabilizzare pareti rocciose o come protezione dall'erosione.



Fig. 103 – Utilizzo di cemento proiettato per la stabilizzazione di pareti rocciose; l'immagine di destra è tratta dal sito internet www.dot.state.co.us (Colorado Department of Transportation), quella di destra dal sito www.janod.biz (Janod Inc.) -

Il principio consiste nello spruzzare sulla parete di intervento, tramite un'apposita pompa, una miscela di malta cementizia, inerti (con particelle < 6 mm) e acceleranti di presa, realizzando una sorta di pellicola protettiva, capace di inibire i movimenti locali di eventuali blocchi sulla parete, dotata di elevate caratteristiche di durabilità e di resistenza all'erosione.

L'acqua può essere aggiunta alla miscela per due vie: o all'uscita dalla pompa poco prima dell'ugello della lancia, tramite un apposito rubinetto (miscelazione a secco, Fig. 104), o direttamente nella miscela prima dell'ingresso nella pompa (miscelazione umida, Fig. 104).

Rispetto alla miscelazione a secco, quella umida consente un miglior controllo del rapporto cemento/acqua nella preparazione della miscela, un'elevata velocità di produzione, costi di manutenzione più bassi e un minor rimbalzo della miscela durante lo spruzzo. D'altro canto, la tecnica di miscelazione a secco è più versatile e meno costosa; inoltre, viste le minori dimensioni dell'attrezzatura e la non necessità di macchinari atti alla realizzazione ed al trasporto della miscela (es. betoniere), può essere utilizzata in aree ristrette e /o difficilmente accessibili.

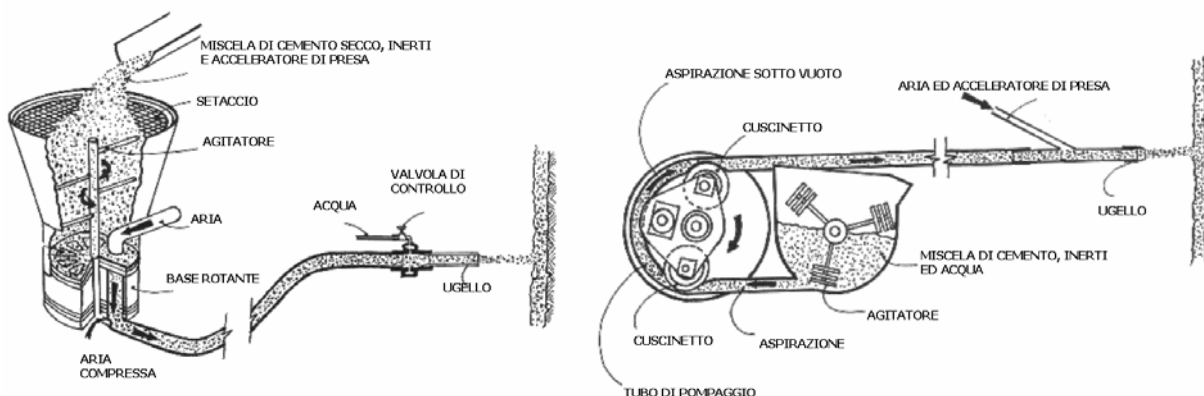


Fig. 104 – Dispositivi utilizzati per l'applicazione del cemento proiettato: miscelazione a secco a sinistra e umida a destra (da HOEK, 2000; modificato) -

Per fornire al cemento una certa duttilità e migliorarne le caratteristiche di resistenza e di deformabilità, esso può essere rinforzato tramite rete elettro-saldata, fissata sulla parete prima che questa venga rivestita con cemento proiettato, o per mezzo di fibre in acciaio aggiunte direttamente alla miscela (cemento fibrorinforzato, *SFRS*).

Rispetto all'utilizzo delle reti elettro-saldate, le fibre consentono un minor spreco di cemento, soprattutto nel caso di superfici dalla forma irregolare in cui, a causa della non perfetta aderenza tra griglia e superficie del versante, è necessaria una maggiore quantità di cemento per ricoprire la rete; l'utilizzo delle fibre riduce inoltre la propagazione della corrosione per effetto della discontinuità degli elementi metallici.

D'altro canto, l'utilizzo delle fibre rende necessario un maggior controllo della miscela, per assicurare una distribuzione uniforme delle fibre nel cemento; perciò, in alcuni casi (interventi di minore estensione e superfici irregolari), può risultare conveniente utilizzare reti elettro-saldate.

Per quanto riguarda le caratteristiche di resistenza a flessione, KIRSTEN (1992; 1993) ha verificato come non ci siano sostanziali differenze tra cemento proiettato fibrorinforzato e cemento proiettato rinforzato con rete metallica.

Per migliorarne ulteriormente le caratteristiche, alla miscela cementizia viene comunemente aggiunta microsilice (*Silica fume*), una polvere di silice derivante dai fumi delle industrie per la produzione di metalli ferro-silicei. La microsilice, legandosi all'idrossido di calcio prodotto nella fase di idratazione, conferisce al cemento una migliore resistenza a flessione e a compressione (circa doppia o tripla per percentuali di microsilice pari all'8-12%), riducendo i rimbalzi allo spruzzo e migliorando la capacità di legame tra cemento e parete rocciosa.

L'elevato impatto visivo sull'ambiente dovuto a questo tipo di intervento può essere ridotto tramite il ricorso a piante rampicanti atte a mimetizzare l'opera.

INDICAZIONI PROGETTUALI

Dovrà essere valutata la distribuzione delle forze e dei momenti agenti sul rivestimento; nel caso di cemento fibrorinforzato (*SFRS*), ORTIGAO & SAYAO (2004) forniscono utili indicazioni per la tipologia di fibre da utilizzare in relazione al momento flettente che il rivestimento dovrà sopportare.

Sulla base dell'esperienza, maturata in molti anni di utilizzo del cemento proiettato in scavi sotterranei, HOEK (2000) riporta indicazioni su spessori ed eventuali rinforzi da utilizzare negli ammassi rocciosi, in relazione alla tipologia ed alle caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso.

Un altro aspetto che deve essere investigato è costituito dalle caratteristiche idrologiche dell'area di intervento, al fine di assicurare un corretto drenaggio della massa rivestita.

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

Per evitare l'instaurarsi di elevate pressioni interstiziali alle spalle del rivestimento, è necessario assicurare il drenaggio delle acque. Questo può essere ottenuto tramite tubi drenanti inseriti in fori che attraversano il rivestimento e parte della massa retrostante (venute d'acqua localizzate in punti di sorgenza precedentemente individuati) o posizionando sulla parete da stabilizzare opportuni materiali drenanti, prima che questa sia rivestita con il cemento. Le acque di drenaggio dovranno essere deviate dalla massa instabile e dirottate se possibile in impluvi naturali o comunque allontanate dall'area stabilizzata senza che questo causi problemi alle aree limitrofe.

Il corretto funzionamento del drenaggio dovrà essere verificato periodicamente per evitare eventuali distacchi o spinte eccessive sul rivestimento.

Per un buon ancoraggio del cemento alla parete è necessario che la superficie su cui verrà applicato sia umida e ripulita dalla polvere e dalle masse instabili; a tal scopo, l'area da rivestire è solitamente trattata con aria e acqua spruzzate a pressione sulla parete.

Nella stabilizzazione di versanti in roccia di scarsa qualità, il cemento proiettato può avere una scarsa adesione con la superficie rocciosa; in questi casi è conveniente per prima cosa stabilizzare la parete tramite rete elettro-saldata e, successivamente, applicare il cemento proiettato per fornire un ulteriore supporto e per proteggere la rete dalla corrosione. Le reti a maglia esagonale con fili intrecciati non sono adatte all'uso combinato con cemento proiettato, a causa della difficoltà per il cemento di penetrare nella rete.

AREA DI UBICAZIONE

Questa tipologia di intervento può essere utilizzata nella stabilizzazione di versanti rocciosi caratterizzati da crolli di masse di limitata estensione e nella protezione dall'erosione.

Il cemento proiettato può essere utilizzato anche per la stabilizzazione provvisoria di scarpate o versanti per consentire la realizzazione di opere di sostegno permanenti, oppure in associazione ad interventi di chiodatura del terreno (interventi D1b).

2.4.1.5 Terre rinforzate (D1e)

DESCRIZIONE GENERALE

Con il termine di terre rinforzate si fa riferimento al rinforzo di un terreno tramite inclusioni di elementi metallici o geosintetici. Gli elementi di rinforzo, che si comportano come elementi passivi (la resistenza offerta dall'elemento è mobilitata dalla deformazione della massa rinforzata), sono disposti orizzontalmente a separazione di successivi strati di terreno precedentemente compattati; la faccia a vista della terra rinforzata, che non ha un vero e proprio ruolo strutturale, può essere rivestita con elementi prefabbricati, muri in mattoni o in calcestruzzo, blocchi, vegetazione, gabbioni, ecc.



Fig. 105 – Stabilizzazione di fenomeno franoso tramite l'utilizzo di terre armate in località Renicci nel comune di Marliana (PT). La faccia a vista della terra armata è stata rivestita tramite intervento di rinverdimento (B1c) -

Il principio su cui si basano le terre rinforzate è il trasferimento degli sforzi che agiscono sul terreno ad elementi di rinforzo resistenti principalmente a trazione e in alcuni casi al taglio e al piegamento; il risultato è una massa composita di terreno ed elementi di rinforzo con elevata resistenza al taglio ed in grado di contrastare efficacemente le spinte del terreno (se utilizzata come struttura di sostegno al piede del corpo della frana).

Il trasferimento degli sforzi dal terreno agli elementi di rinforzo avviene principalmente attraverso due meccanismi (Fig. 106):

1. per attrito lungo l'interfaccia tra suolo e rinforzo, meccanismo prevalente nel caso di rinforzi a strisce (terre armate);
2. per l'azione del terreno sulle porzioni dei rinforzi orientate normalmente (elementi trasversali) alla direzione del movimento relativo tra terreno e rinforzo, nel caso in cui gli elementi di rinforzo presentino aperture (geogriglie, reti metalliche e barre disposte a maglie).



Fig. 106 – Rinforzi a griglia a sinistra e a striscia a destra. Nel caso di rinforzi a striscia, il trasferimento degli sforzi dal terreno avviene per attrito lungo l'interfaccia suolo-rinforzo; per rinforzi a griglia, oltre all'attrito lungo gli elementi longitudinali, viene mobilitata al momento dello scorrimento la resistenza dilatante del terreno che si inserisce nelle aperture -

L'utilizzo di materiali geosintetici nella realizzazione dei rinforzi ha conosciuto recentemente un rapido sviluppo, in virtù della resistenza agli agenti corrosivi che comunemente attaccano i rinforzi metallici. Una limitazione all'utilizzo dei materiali geosintetici è costituita dalla loro bassa rigidità: l'entità della deformazione richiesta per mobilitare la massima resistenza al taglio del rinforzo può difatti superare la deformazione ammissibile per la struttura del terreno. Inoltre, se pur non corrodibili, i rinforzi in geosintetici possono essere soggetti a forme di deterioramento chimiche e/o biologiche.

Gli elementi di rinforzo possono essere anche ancorati nel terreno; si parla in questo caso di terre ancorate (MURRAY & IRWIN, 1981). I rinforzi sono costituiti da barre metalliche piegate ad un'estremità (a Z o a triangolo) in maniera tale da costituire una sorta di ancoraggio; l'altra estremità della barra è incorporata nel rivestimento della facciata. FUKUOKA (1986) ha proposto l'utilizzo di un altro tipo di ancoraggio costituito da sacchi di sabbia attaccati alla parte terminale delle barre (Fig. 107); come nel caso precedente, gli elementi di rinforzo vengono inseriti nel rilevato durante la sua costruzione.

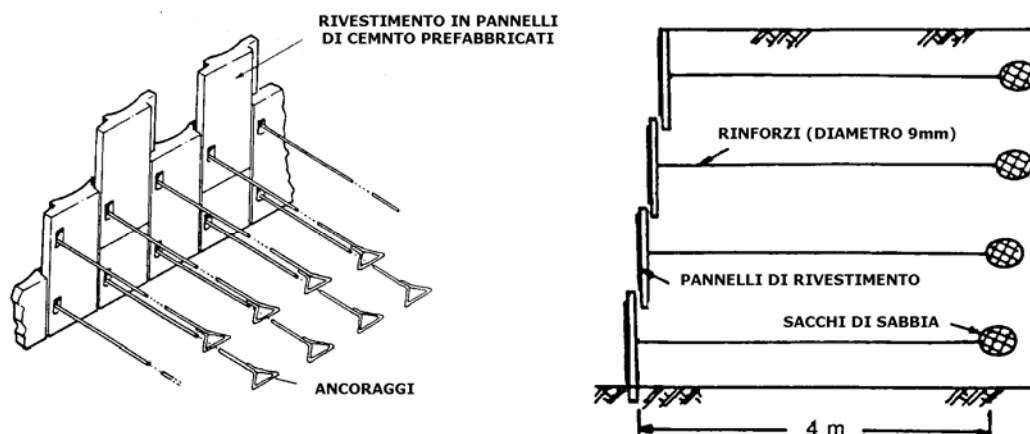


Fig. 107 – Rappresentazioni schematiche di terre ancorate. A sinistra, elementi di ancoraggio ottenuti piegando l'estremità inferiore delle barre a triangolo (da MURRAY & IRWIN, 1981; modificato). A destra, ancoraggi realizzati tramite sacchi di sabbia connessi con gli elementi di rinforzo; le barre e gli ancoraggi sono posizionati nel rilevato durante la costruzione (da FUKUOKA, 1986; modificato) -

A differenza delle terre rinforzate vere e proprie, in cui la resistenza attrittiva è sollecitata su tutta la lunghezza dal rinforzo, nelle terre ancorate la resistenza passiva è offerta tendenzialmente dalla porzione "ancorata" del rinforzo.

Nella realizzazione di questa tipologia di intervento dovranno essere analizzate sia le condizioni di stabilità generale dell'opera (stabilità esterna) che la possibilità di eventuali meccanismi di rottura interni alla struttura (stabilità interna).

Le analisi di stabilità esterne sono analoghe a quelle per i muri di sostegno ed in particolare dovranno prevedere la verifica di stabilità alla traslazione e al ribaltamento della struttura, la valutazione del carico limite del terreno di fondazione e la verifica di stabilità globale della struttura (interventi di sostegno, paragrafo 2.3).

I parametri geometrici del rilevato (base, altezza e inclinazione della faccia a vista del rilevato) dovranno soddisfare sia le condizioni di stabilità allo scivolamento ed al ribaltamento che la capacità portante del terreno di fondazione. La normativa italiana (DM 11/03/1988) prevede un fattore di sicurezza $F \geq 1.3$ per la verifica di stabilità allo scivolamento e $F \geq 1.5$ per la verifica al ribaltamento; per la capacità portante del terreno di fondazione il fattore di sicurezza non deve essere inferiore a 2.

Il dimensionamento degli elementi di rinforzo e la loro distribuzione all'interno della struttura devono essere tali da soddisfare le condizioni di stabilità interna della terra rinforzata. In particolare dovranno essere valutate, in relazione alla tipologia di rinforzo utilizzato, da cui dipendono sia la resistenza a trazione di progetto T_d dei rinforzi che la resistenza attritiva tra rinforzo e supporto δ_{sr} :

1. la spaziatura S dei rinforzi;
2. la lunghezza l_{ai} di ancoraggio dei rinforzi oltre la superficie di rottura (Fig. 108).

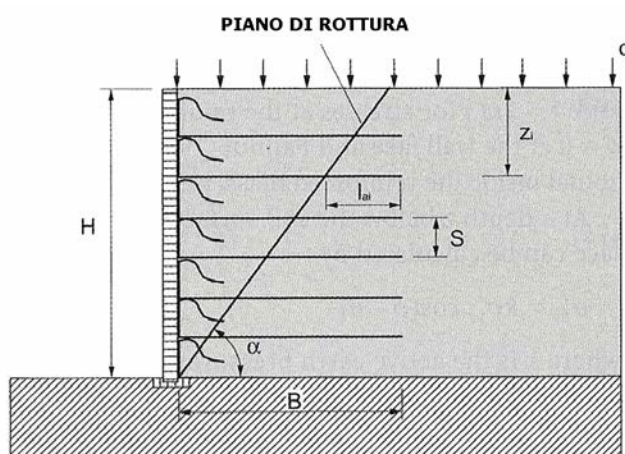


Fig. 108 – Parametri utilizzati per l'analisi della stabilità interna delle terre rinforzate (da ORTIGAO & SAYAO, 2004; modificata). -

Nel caso gli elementi di rinforzo siano costituiti da geosintetici, va tenuto presente che la resistenza a trazione del materiale è funzione del tempo di applicazione del carico (tempo di vita dell'opera), della temperatura, delle condizioni ambientali e di eventuali danneggiamenti subiti dal geosintetico prima e durante l'installazione. Secondo ORTIGAO & SAYAO (2004) la resistenza a trazione T_d del geosintetico può essere valutata tramite la seguente relazione:

$$T_d = \frac{T_{ref}}{f_m f_{md} f_{env}}$$

in cui T_{ref} è la resistenza a trazione del geosintetico alla fine del tempo di vita del progetto (valutabile tramite la curva di *creep* caratteristica per quel dato tipo di geosintetico, che relaziona, per una data temperatura, lo sforzo di trazione al tempo di rottura); f_m , f_{md} e f_{env} sono rispettivamente dei fattori che tengono conto di eventuali difetti (f_m) e danneggiamenti (f_{md}) del materiale e dell'influenza delle condizioni ambientali sulla degradazione del geosintetico (f_{env}).

Per indicazioni più approfondite sul dimensionamento delle terre rinforzate, si rimanda a FHWA (1990) e, relativamente alle terre rinforzate con geosintetici, a ORTIGAO & SAYAO (2004) e alle carte di progetto di JEWELL (1989, 1996); tra i software disponibili per le verifiche di stabilità di strutture in terre rinforzate, si segnala *MACSTARS 2000* (MACCAFERRI S.p.A., 2005).

MANUTENZIONI E PRECAUZIONI

È necessario garantire il drenaggio dell'acqua sia alle spalle del rivestimento che alla base della struttura. Allo scopo dovranno essere posizionati materiali drenanti alla base del rilevato ed alle spalle del rivestimento (in genere geosintetici con funzione drenante), nonché tubi di drenaggio, sia sulla facciata che alla base della struttura, per l'allontanamento delle acque raccolte.

Comunque, per evitare eccessi di pressioni interstiziali nel terreno, è necessario che il materiale di riempimento abbia una buona permeabilità.

Sono fondamentali il corretto dimensionamento dei filtri di drenaggio, per il quale si dovrà tener conto delle condizioni idrogeologiche dell'area e delle caratteristiche dei materiali utilizzati, ed il periodico controllo del loro funzionamento (valutazioni delle portate in relazione alle precipitazioni).

Occorre inoltre valutare, tramite opportune verifiche di stabilità, che l'incremento di peso sul pendio, connesso alla realizzazione dell'intervento, non favorisca l'innescio di fenomeni di rottura su larga scala.

AREA DI UBICAZIONE

Possono essere realizzate per appesantire il piede del corpo di frana (interventi di tipo A2) oppure per la riprofilatura di versanti in frana; in quest'ultimo caso, occorre prima scavare il materiale instabile fin sotto la superficie di scivolamento (Fig. 109).

Le terre rinforzate possono essere utilizzate anche come barriere di protezione (interventi E2f, E2o) o per la realizzazione di argini e rilevati stradali.

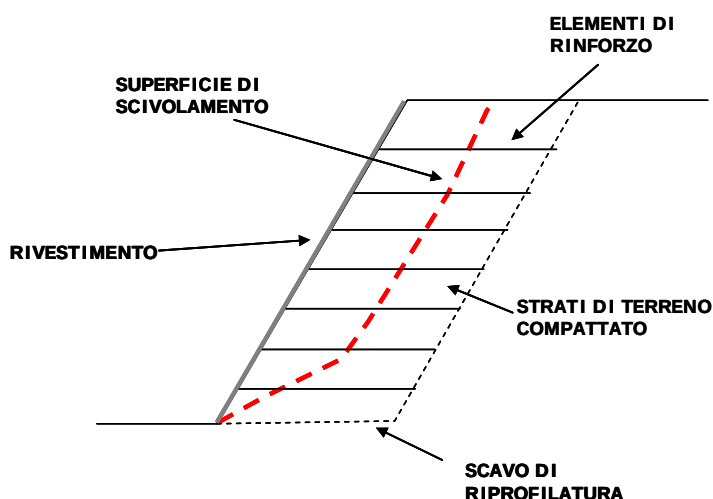


Fig. 109 – Utilizzo delle terre rinforzate in un intervento di riprofilatura. -

2.4.2 MIGLIORAMENTO DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL MATERIALE (D2)

2.4.2.1 Iniezioni (D1f)

DESCRIZIONE GENERALE

Il trattamento di iniezione consiste nel migliorare le caratteristiche meccaniche dei terreni o delle rocce, tramite iniezioni di opportune miscele (a base di cemento o di determinate sostanze chimiche) entro il materiale da trattare.

I trattamenti di iniezione possono essere distinti in:

1. metodi di permeazione o intasamento, in cui le miscele sono iniettate a basse pressioni in modo da riempire i vuoti naturalmente presenti nella roccia o nel terreno, senza alterare la struttura del materiale trattato;
2. tecniche di fratturazione controllata (*claquage*), in cui la miscela viene iniettata ad alta pressione; questo comporta la formazione di fessurazioni e cavità, nel terreno o nella roccia, che vengono contemporaneamente riempite dalla miscela stessa, dando origine a stratificazioni, reticoli o bulbi concentrati.

I metodi per intasamento possono essere utilizzati per rocce e terreni con permeabilità medio-alta ($k > 10^{-6}$), mentre le tecniche di fratturazione controllata sono adatte per il consolidamento di materiali scarsamente permeabili.

La scelta delle miscele utilizzate nei trattamenti di iniezione è legata sia alle esigenze di penetrabilità nel materiale da consolidare che ai requisiti di permeabilità e resistenza meccaniche che devono essere ottenuti; oltre ai componenti fondamentali, decisi in relazione al coefficiente di permeabilità del terreno da trattare, vengono aggiunti particolari additivi (con funzione fluidificante, plastificante, accelerante, ecc.) per conferire alle miscele le caratteristiche più idonee in relazione alla tipologia di intervento.

Le miscele di iniezione possono essere di tre tipi: sospensioni, formate da particelle solide di varia natura e acqua, adatte al trattamento di terreni e ammassi rocciosi di permeabilità medio-elevata; soluzioni chimiche, adatte per terreni a grana fine; emulsioni gassose espandenti, in grado di aumentare progressivamente il loro volume riempiendo cavità di notevoli dimensioni, anche in presenza di forti circolazioni d'acqua.

La tabella sottostante riporta le principali tipologie di miscela utilizzate nei trattamenti di iniezione in relazione al relativo campo di applicazione; indicazioni più approfondite sono fornite da TORNAGHI (1981; 1989).

CLASSE REOLOGICA	Sospensioni (fluidi Binghamiani)			Soluzioni (fluidi Newtoniani)			Emulsioni gassose	
	Instabile	Stabile		Soluzioni colloidali (evolutive=viscosità funzione del tempo)		Soluzioni pure (non evolutive)	Miscela di schiuma	
TIPI DI MISCELA	Cemento puro	Cemento con bentonite o argilla	Bentonite defloculata	Gel ad alta resistenza di silicato di sodio	Gel a resistenza medio-bassa di silicato di sodio	Resine organiche	A base di cemento	Organica
CAMPI DI APPLICAZIONE	Fessure irregolari in parti di edifici in roccia	Ghiaia prevalente	Sabbie grossolane	Sabbie fini	Sabbie fini	Sabbie fini	Vuoti di grande diametro	Vuoti con marcata circolazione d'acqua

TAB. 6 - PRINCIPALI TIPOLOGIE DI MISCELE UTILIZZATE NEI TRATTAMENTI DI INIEZIONE –

Nel caso il materiale da trattare non sia omogeneo (es. alternanza di strati di terreno a differente granulometria, differenze di litologia, di permeabilità, ecc.), può essere necessario variare le caratteristiche di iniezione con la profondità; a tal scopo si può far ricorso a tubi valvolati (*tubes à manchettes*), che consentono l'iniezione controllata di miscele diverse ai vari livelli di intervento.

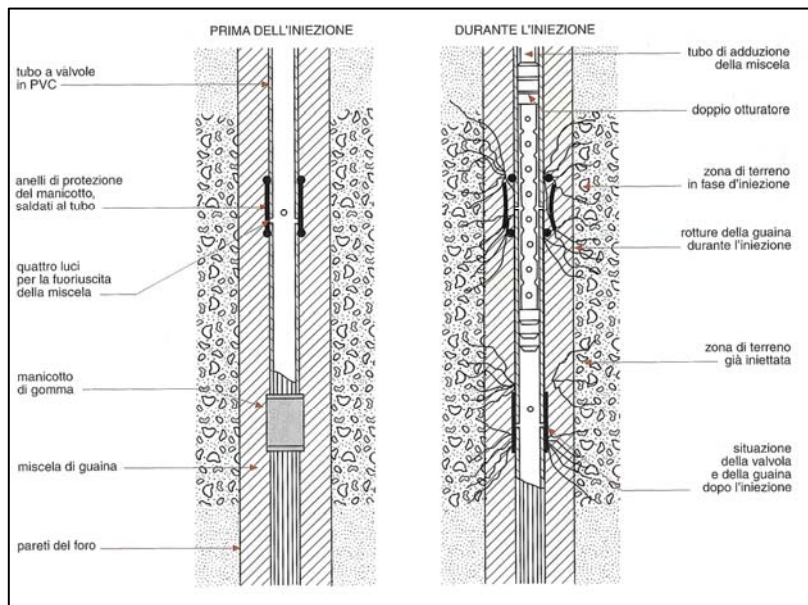


Fig. 110 – Iniezione controllata tramite tubi valvolati (da COLOMBO *et al.*, 1996) -

INDICAZIONI PROGETTUALI

Occorre una buona conoscenza delle caratteristiche di permeabilità del materiale da trattare e delle possibili differenze litologiche; nel caso di ammassi rocciosi, oltre a specifiche prove di valutazione della permeabilità (prove a carico costante Lugeon), dovranno essere valutate le proprietà fondamentali dei principali sistemi di discontinuità, con particolare riguardo alla rispettive caratteristiche di filtrazione (ISRM, 1978).

E' necessario inoltre valutare la profondità della superficie di scivolamento.

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

Nel caso della stabilizzazione di corpi di frana, le iniezioni dovranno interessare la superficie di scivolamento in maniera da incrementarne la resistenza al taglio. Per evitare effetti destabilizzanti, le iniezioni dovranno essere realizzate partendo dalla parte inferiore del corpo di frana per poi spostarsi verso monte.

Il trattamento di iniezione comporta una diminuzione di permeabilità del materiale e un incremento della sua densità. Questo aspetto, se può ritenersi positivo nel caso di interventi di consolidamento di terreni, nella stabilizzazione di aree in frana può avere effetti destabilizzanti, sia per l'incremento di peso (vedi precauzioni relative agli interventi di tipo A) che per l'impermeabilizzazione prodotta nel materiale trattato (che può alterare il normale deflusso delle acque creando problemi ad aree limitrofe); inoltre, l'effetto delle iniezioni può provocare il sollevamento del terreno trattato, con possibili conseguenze sulle strutture presenti.

Occorre infine fare attenzione nell'utilizzo delle miscele chimiche per i possibili problemi di contaminazione (tendenzialmente di natura idrogeologica) sull'ambiente, anche se il problema

della corrosività e tossicità di alcune sostanze chimiche utilizzate è stato recentemente ridotto dall'introduzione di miscele formate da cementi microfini.

AREA DI UBICAZIONE

Le iniezioni sono usate per il consolidamento di fondazioni e sottofondazioni, l'intasamento di cavità e la realizzazione di schermi di tenuta dell'acqua di filtrazione (dighe e traverse).

Negli interventi di stabilizzazione sono utilizzate soprattutto nei versanti di natura rocciosa. In questo caso le iniezioni, oltre ad impermeabilizzare le fratture con il conseguente effetto di ridurre le spinte idrostatiche sui blocchi, agiscono come un vero e proprio collante tra i giunti, impedendo gli scorrimenti relativi; occorre però fare attenzione al possibile effetto destabilizzante connesso con l'incremento di peso della massa trattata.

2.4.2.2 Gettiniezione (*Jet-grouting*, D1g)

DESCRIZIONE GENERALE

La tecnica di *jet-grouting* consiste nel migliorare le caratteristiche in situ del terreno utilizzando l'effetto di getti di fluidi ad altissima velocità, per mezzo dei quali il terreno viene disgregato e miscelato, o sostituito, con un fluido stabilizzante formato da una miscela di acqua e cemento. Il risultato è la creazione, all'interno del materiale trattato, di una serie di colonne di terreno consolidato con elevata resistenza meccanica.

Il *jet-grouting* prevede tre possibili varianti per la tecnica di iniezione: il sistema monofluido; il sistema bifluido ed il sistema trifluido.

Ciascun sistema implica una prima fase di perforazione ed una successiva fase di iniezione della miscela stabilizzante, generalmente realizzate tramite lo stesso dispositivo. Durante la fase di estrazione-iniezione, la batteria viene ruotata e sollevata con velocità variabili in funzione delle caratteristiche meccaniche dei terreni da trattare e del diametro da ottenere.

Nel sistema monofluido (Fig. 111a), dopo la perforazione del terreno (a rotazione o a rotopercolazione senza rivestimento) fino alla profondità voluta, il sistema di aste viene estratto, iniettando nel contempo la miscela stabilizzante attraverso il sistema di ugelli laterali. La disgregazione del terreno è realizzata per mezzo della sola pressione della miscela.

Nel sistema bifluido (Fig. 111b), durante la fase di iniezione, al getto della miscela cementizia è associato un getto coassiale di aria compressa, con lo scopo di aumentare il raggio di azione del trattamento e di impedire nel contempo il riflusso della miscela. In questo caso la batteria di iniezione è composta da due aste coassiali: una per il passaggio del fluido di perforazione e successivamente della miscela di iniezione (asta centrale), l'altra per l'immissione di aria compressa durante l'iniezione della miscela (asta esterna).

Il metodo è adatto a terreni coesivi e genera colonne di diametro maggiore rispetto al metodo monofluido.

Nel sistema trifluido (Fig. 111c), infine, l'azione disgregante (al sollevamento delle aste, dopo la realizzazione del foro) è ottenuta per mezzo di getti coassiali di acqua e aria compressa ad alta pressione; l'azione stabilizzante è ottenuta grazie alla miscela cementizia iniettata contemporaneamente da un ugello sottostante.

La batteria è costituita da tre aste coassiali per consentire il passaggio separato dell'acqua (al centro), dell'aria (intermedio) e della miscela stabilizzante (esterno).

Le dimensioni e le caratteristiche meccaniche delle colonne di materiale stabilizzato dipendono dalla tipologia di terreno trattato, dalle modalità esecutive e dalle caratteristiche delle miscele utilizzate. Generalmente il diametro delle colonne è compreso tra 0.3 e 1 m, anche se è possibile raggiungere e superare i 2 m con il metodo trifluido; la profondità della parte trattata può superare i 50-60 m. Indicazioni più approfondite sulla tecnica di gettiniezione sono fornite da TORNAGHI (1989) e da CROCE (2004).

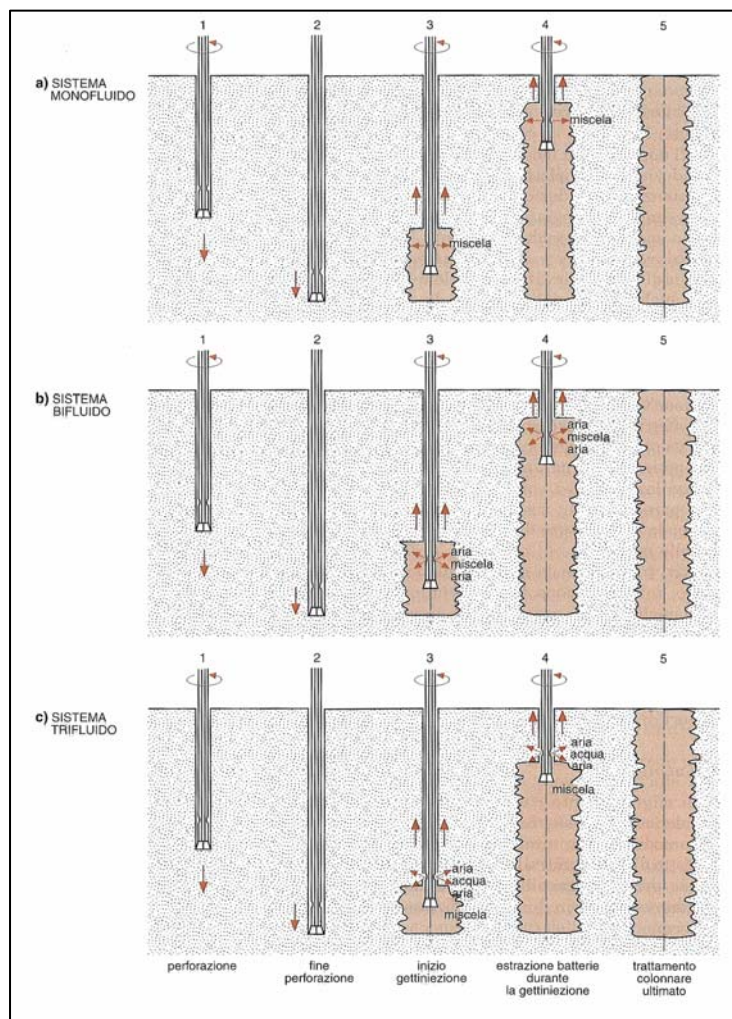


Fig. 111 – Sequenze operative corrispondenti ai differenti sistemi di gettiniezione: a) iniezione della sola miscela cementizia; b) iniezione della miscela cementizia assieme ad aria compressa per aumentare il raggio di azione del trattamento; c) l'azione disgregante è ottenuta grazie a getti coassiali ad alta pressione di acqua ed aria, contemporanei all'iniezione della miscela cementizia (da COLOMBO *et al.*, 1996). -

INDICAZIONI PROGETTUALI

È necessaria una buona conoscenza della permeabilità e delle caratteristiche granulometriche dei terreni, con particolare riferimento alle profondità interessate dal trattamento, al fine di valutare la tecnica di intervento ed il tipo di miscela più adatti in relazione alla situazione da affrontare.

Dato che nella stabilizzazione dei corpi di frana lo scopo delle iniezioni è incrementare la resistenza al taglio sul piano di scivolamento, è necessaria un'accurata valutazione dell'andamento della superficie di rottura ed in particolare della sua profondità dal piano di campagna. Per la ricostruzione della superficie di rottura potranno essere utilizzati tubi inclinometrici, metodi geofisici, ecc., implementati ed integrati con i risultati derivanti da opportune analisi di stabilità (es. *back analysis*).

Indicazioni più approfondite sulla progettazione degli interventi di gettiniezione sono fornite da CROCE (2004).

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

È necessario che le colonne di materiale stabilizzato formate con la gettiniezione attraversino la superficie di scorrimento ancorando la massa instabile nel terreno stabile sottostante. Per evitare effetti destabilizzanti le iniezioni dovranno essere realizzate partendo dalla parte inferiore del corpo di frana per poi spostarsi verso monte.

L'incremento di peso (vedi precauzioni relative agli interventi di tipo A) e l'effetto impermeabilizzante dovuti alle iniezioni possono avere un effetto destabilizzante; inoltre l'impermeabilizzazione del materiale trattato può alterare il normale deflusso delle acque, creando problemi alle aree limitrofe.

Le iniezioni possono inoltre provocare il sollevamento del terreno trattato (in modo particolare nel sistema monofluido), con possibili conseguenze sulle strutture presenti.

Questi aspetti dovranno essere attentamente valutati e verificati tramite opportune modellizzazioni della situazione post-intervento.

AREA DI UBICAZIONE

Il *jet-grouting* è usato in varie opere di ingegneria civile, quali consolidamento di terreni di fondazione e di strutture portanti, interventi di sottofondazione, diaframmi, ecc.

Può essere utilizzato nella stabilizzazione di corpi di frana profondi attraverso l'incremento della resistenza al taglio lungo la superficie di scivolamento.

Il metodo non è adatto per terreni a grana fine (limi e argille).

2.4.2.3 Trattamenti chimici (D1h)

DESCRIZIONE GENERALE

I trattamenti chimici consistono nel migliorare le caratteristiche di resistenza meccanica del materiale, in prossimità della superficie di rottura, attraverso reazioni chimiche (scambio ionico) tra il terreno e la miscela chimica con cui viene messo a contatto.

Il metodo si basa sulla capacità di scambio ionico dei minerali argillosi, ed in particolare sullo scambio di cationi con la miscela chimica immessa nel terreno; si vengono così a formare nuovi minerali argillosi, che conferiscono al materiale una maggiore resistenza al taglio.

Generalmente, le sostanze che vengono utilizzate nel trattamento chimico dei terreni sono costituite da miscele di calce e acqua (*lime slurry*) e miscele di calce, ceneri volanti (recuperate dai prodotti di combustione delle centrali termoelettriche) e acqua (*lime/fly ash slurry*, *LFA*).

L'aggiunta della calce (ossido di calce o calce idrata) in un terreno argilloso determina due reazioni distinte: una a breve ed una a lungo termine.

Nel breve termine l'effetto della miscela è quello di rompere la natura coesiva dell'argilla per effetto della reazione tra calce e minerali argillosi. Dato che queste reazioni utilizzano acqua, esse comportano una significativa riduzione del contenuto d'acqua del terreno, riduzione che sarà maggiore nel caso dell'utilizzo dell'ossido di calce per l'ulteriore effetto della sua idratazione ($\text{CaO} + \text{H}_2\text{O} \leftrightarrow \text{Ca}(\text{OH})_2$). Lo scambio cationico tra minerali argillosi e soluzione modifica le caratteristiche di plasticità di quest'ultima, riducendone la potenzialità di ritiro e di rigonfiamento.

L'effetto a breve termine, conosciuto con il termine di "modificazione" (ROGERS & BRUCE, 1991), è seguito dal processo di "stabilizzazione" (effetto a lungo termine), nel quale l'incremento della resistenza del materiale argilloso è legato alla formazione di una vera e propria struttura cementata nel terreno. L'aggiunta di calce causa un incremento del *pH* del suolo (secondo ROGER & BRUCE, 1991, approssimativamente fino ad un valore pari a *pH* 12.4), che determina la dissoluzione di silice (SiO_2) e allumina (Al_2O_3) dai minerali argillosi; questi ossidi (componenti pozzolanici), reagendo con la calce, producono silicati e alluminati di calcio molto simili a quelli dei cementi.

L'aggiunta di ceneri volanti alla miscela di acqua e calce (*lime/fly ash slurry*, *LFA*) incrementa l'effetto della reazione "pozzolanica" (produzione dei silicati ed alluminati di calcio) per la presenza di silice ed allumina nelle ceneri; questo consente di ottenere valori di resistenza del terreno superiori rispetto all'utilizzo della sola calce, in particolar modo nei casi in cui l'entità degli ossidi di alluminio e silicio derivanti dalla dissoluzione dei minerali argillosi non sia rilevante.

I trattamenti chimici del terreno possono essere realizzati tramite tre differenti tecniche:

1. la realizzazione di colonne di calce in situ, mediante un'apposita attrezzatura in grado di perforare e mescolare (nella fase di uscita dal suolo) il terreno con la soluzione di calce (Fig. 112a); la formazione di colonne di materiale stabilizzato è legata alla produzione di silicati e alluminati di calcio, che legano il terreno con una vera e propria struttura cementizia. ROGER & BRUCE (1991) riportano incrementi di coesione non drenata (c_u), per argille trattate con questo sistema, pari a 10 volte il valore iniziale nel breve periodo (da 0 a 48 ore) e fino a 30 volte nel lungo periodo (da tre mesi a 1 anno);

- iniezioni (vedi interventi D1f) della soluzione in pressione (*LSPI, lime slurry pressure injection*) entro il suolo da trattare fino al rifiuto (Fig. 112b). La miscela stabilizzante impregnerà fratture, piani di stratificazione, lineazioni ed altri piani di debolezza presenti nel terreno;
- la realizzazione di pali di calce nel terreno, tramite perforazione e riempimento dei vuoti con soluzioni concentrate e compattate di calce; i pali di calce vengono realizzati con sistemi analoghi ai pali in calcestruzzo (Fig. 112c).

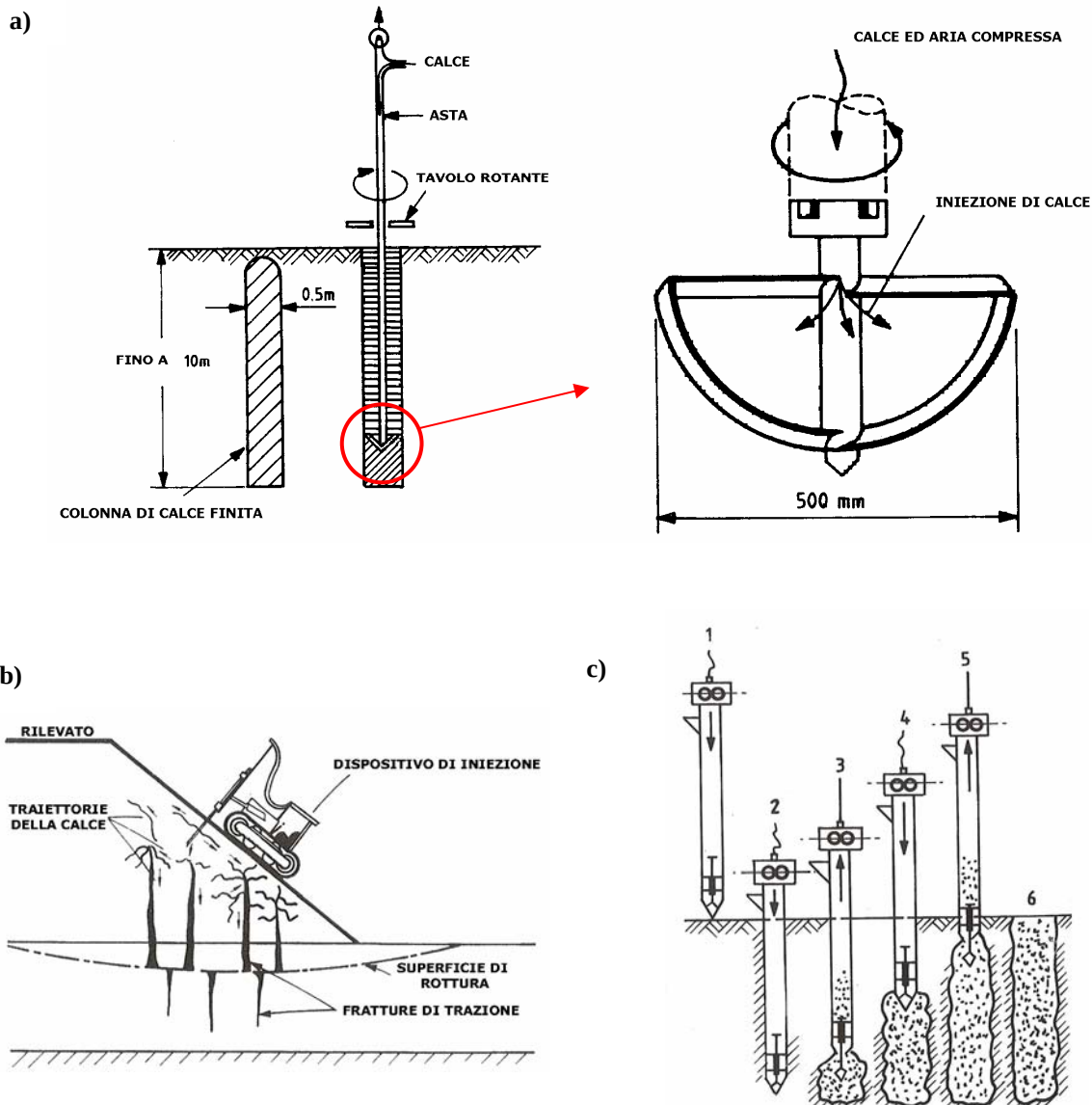


Fig. 112 – Trattamenti chimici del terreno: a) realizzazione di colonne di calce in sito tramite un'apposita attrezzatura in grado di perforare e mescolare il terreno con la soluzione di calce; b) impregnazione delle fratture; c) realizzazione di pali di calce nel terreno (da ROGERS & BRUCE, 1991; modificato) -

Delle tre tecniche brevemente descritte, la realizzazione di pali di calce è quella con maggiore potenzialità d'applicazione, sia per le minori dimensioni dei dispositivi utilizzati, che ne consentono l'utilizzo in luoghi difficilmente accessibili, sia per la flessibilità del metodo (es. utilizzo di tubi di rivestimento in terreni saturi, utilizzo di differenti sistemi di perforazione, ecc.).

INDICAZIONI PROGETTUALI

Nella realizzazione di questa tipologia di interventi, è necessario avere una buona conoscenza della permeabilità e delle caratteristiche granulometriche e geotecniche dei terreni. Dovranno essere valutate con attenzione sia la composizione mineralogica che le principali proprietà geotecniche del materiale, fondamentali nella scelta delle miscele da utilizzare e nella valutazione a priori dei benefici ottenibili (ROGER & BRUCE, 1991; BEEGHLY, 2003).

Visto che lo scopo dell'intervento è quello di incrementare la resistenza al taglio lungo la superficie di scorrimento, è necessaria una corretta valutazione dell'andamento della superficie di rottura ed in particolare della sua profondità.

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

L'intervento deve interessare il materiale coinvolto dalla superficie di scivolamento; nel caso di pali o colonne di calce, questi dovranno attraversare detta superficie raggiungendo il materiale stabile sottostante.

L'immissione di miscela in pressione (*LSP*) determina nell'immediato un incremento delle pressioni interstiziali, che potrebbero causare l'innescò o una riattivazione del fenomeno franoso; a questo proposito, ROGER & BRUCE (1991) parlano di incrementi immediati del contenuto di acqua fino al 2-3%.

Inoltre, sempre nel breve termine, l'effetto delle iniezioni può provocare il sollevamento del terreno trattato, con possibili conseguenze sulle strutture presenti.

Per evitare effetti destabilizzanti, è conveniente realizzare le iniezioni partendo dalla parte inferiore del corpo di frana per poi spostarsi verso monte.

Dovranno essere tenuti presenti, inoltre, gli effetti di possibili cedimenti connessi con la riduzione del contenuto d'acqua a seguito delle reazioni di trasformazione dei minerali argillosi e di idratazione della calce.

Indicazioni sull'entità dei benefici raggiungibili con questa tipologia di interventi possono essere ottenute valutando, tramite opportune prove di laboratorio, l'incremento di resistenza al taglio e la diminuzione del contenuto di acqua (e quindi dell'indice di plasticità *IP*) in campioni ricostruiti che simulano il materiale trattato. A tale riguardo, utili indicazioni sono fornite da ROGER & BRUCE (1991) e BSI (1975), che riportano una metodologia di valutazione relativa al trattamento del terreno argilloso tramite pali di calce.

AREA DI UBICAZIONE

Fenomeni di scivolamento profondi e colate lente coinvolgenti materiali argillosi.

2.4.2.4 Trattamenti termici (D1i)

DESCRIZIONE GENERALE

Si tratta di interventi consistenti in una vera e propria cottura dei materiali argillosi allo scopo di allontanare, in maniera irreversibile, l'acqua da una porzione di versante. Le elevate temperature prodotte dalla combustione (T comprese tra i 500 e i 1000°C), oltre ad eliminare l'eccesso di acqua nel terreno fino alla sua essiccazione, modificano definitivamente la struttura dell'argilla, determinandone una diminuzione della compressibilità e della capacità di assorbimento dell'acqua e migliorandone, quindi, le proprietà meccaniche.

La cottura avviene attraverso la combustione in pozzi e trincee di sostanze altamente infiammabili e ad alto potere calorifico; il trasferimento di calore nel terreno può avvenire attraverso una circolazione di tipo forzato o a tiraggio libero.

Nel primo caso, viene iniettata aria pre-riscaldata in pressione entro un foro, provocando in esso una combustione sottopressione (Fig. 113); nel secondo caso, i prodotti della combustione vengono fatti passare in uno o più fori collegati in serie e scaricati nell'atmosfera.

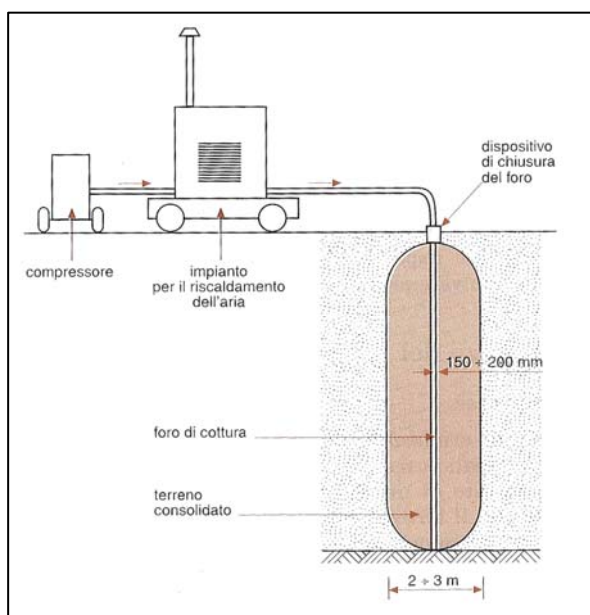


Fig. 113 – Dispositivo per il trattamento termico del terreno a circolazione forzata (da COLOMBO *et al.*, 1996) -

Una differente tipologia di trattamento termico è il congelamento del terreno. Il congelamento viene ottenuto per mezzo di sonde congelatrici collocate in fori (la cui disposizione è legata alla struttura congelata che si vuole ottenere), attraverso le quali viene fatto circolare un fluido a bassa temperatura.

Va sottolineato che questo trattamento è di tipo temporaneo e che il terreno scongelato può avere caratteristiche meccaniche peggiori di quelle originarie; per questo motivo è di difficile applicazione nella stabilizzazione di corpi in frana ed è limitato per lo più allo scavo in contesti particolarmente difficili (es. scavi sotto falda o scavi di gallerie in terreni o rocce con scarsi valori di resistenza).

INDICAZIONI PROGETTUALI

È necessaria una buona conoscenza delle caratteristiche granulometriche del terreno e della profondità della superficie di rottura.

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

Il trattamento termico deve interessare il terreno circostante alla superficie di scivolamento in maniera da incrementarne la resistenza al taglio. I trattamenti termici sono molto costosi (elevato costo legato al combustibile necessario: gas naturali, gas di scarto della lavorazione del petrolio, ecc.) e devono essere eseguiti da personale esperto.

La riduzione del contenuto d'acqua nel terreno può causare fenomeni di cedimento, con possibili danneggiamenti delle strutture presenti nell'area di intervento.

AREA DI UBICAZIONE

Frane di scivolamento, colate in terreni argillosi e stabilizzazione di sottofondi e rilevati.

2.5 Protezione ed eliminazione del problema (E)

Vengono inserite in questa categoria, oltre al disgaggio delle masse instabili, tutte quelle tipologie di intervento di protezione degli elementi a rischio che non implicano un intervento diretto né sulla massa in frana né sui fattori stabilizzanti e/o destabilizzanti.

La TAB. 7 riporta in maniera schematica, per ogni tipologia di intervento, il relativo dominio di applicazione.

TAB. 7- INTERVENTI DI PROTEZIONE ED ELIMINAZIONE DEL PROBLEMA -

PROTEZIONE ED ELIMINAZIONE DEL PROBLEMA (E)		ROCCIA		TERRA		DETRITO
		SCIVOLAMENTI	CROLLI	SCIVOLAMENTI	COLATE LENTE	COLATE RAPIDE
DISGAGGIO (E1)			X			
OPERE DI PROTEZIONE (E2)	Aree di deposito non confinate (E2a)					X
	Ostacoli al flusso (E2b)					X
	Dighe di controllo - brigle (E2c)					X
	Barriere laterali (E2d)					X
	Barriere deflettenti (E2e)					X
	Barriere frontali (E2f)					X
	Strutture di ritenuta (E2g)					X
	Dighe aperte (E2h)					X
	Rivestimento dei canali (E2i)					X
	Reti paramassi (E2l)		X			
	Barriere paramassi rigide (E2m)		X			
	Barriere paramassi elastiche (E2n)		X			
	Rilevati paramassi (E2o)		X			
	Gallerie paramassi (E2p)		X			X

Di seguito sono descritte, nel dettaglio, tutte le varie tipologie di intervento.

2.5.1 DISGAGGIO (E1)

DESCRIZIONE GENERALE

L'intervento consiste nel rimuovere blocchi instabili, generalmente di piccole dimensioni, dal versante (Fig. 114); allo scopo possono essere utilizzati cunei, leve, ecc. Nel caso in cui i blocchi da disgiungere siano di dimensioni rilevanti, si può far ricorso a resine polimeriche espandibili o esplosivi oppure si può cercare di ridurre le dimensioni per agevolarne la rimozione.

Il metodo è utilizzabile qualora lo stato della parete o del versante non giustifichi un trattamento generalizzato, ma siano sufficienti semplici operazioni puntuali.

Le modalità di realizzazione dipendono dall'altezza e dalla pendenza del versante, nonché dalla sua natura, puramente rocciosa o composta di formazioni detritiche eterogenee più o meno coerenti.



Fig. 114 – Disgaggio di blocchi instabili eseguito da arrampicatori utilizzando leve e cunei -

INDICAZIONI PROGETTUALI

Nella realizzazione di questi sistemi di protezione devono essere considerati i seguenti aspetti:

1. identificazione dei blocchi instabili e valutazione delle dimensioni relative;
2. valutazione delle aree che possono essere raggiunte dai blocchi durante le operazioni di disgaggio;
3. fratturazione naturale dell'ammasso roccioso (per prevedere l'efficacia degli esplosivi);
4. stabilità dell'ammasso roccioso dopo l'eliminazione delle masse instabili.

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

Le pietre e i blocchi da disgiungere devono essere ben identificati e di taglia compatibile con le condizioni di lavoro; il metodo non è applicabile se, progressivamente, la pulizia rischia di destabilizzare volumi importanti e non controllabili (questo aspetto è funzione dello stato della roccia e della struttura dell'ammasso roccioso).

È necessaria una sorveglianza regolare dell'evoluzione della stabilità della zona interessata dal fenomeno e una ripetizione periodica delle operazioni di pulitura in funzione della comparsa di nuovi blocchi instabili. Di norma le operazioni di disgaggio dovrebbero essere condotte all'inizio della primavera, quando i cicli di gelo e disgelo hanno già prodotto i loro effetti sulla parete rocciosa.

Nel caso di volumi notevoli in parete, un abbattimento non completamente riuscito può comportare rischi immediati più gravi, con la necessità di operazioni complementari il più delle volte delicate e pericolose.

AREA DI UBICAZIONE

Pareti rocciose a ridosso di strade, ferrovie, sentieri, edifici o di qualsiasi altra opera della quale sia necessario mantenere l'integrità.

2.5.2 OPERE DI PROTEZIONE (E2)

2.5.2.1 Aree di deposito non confinate (E2a)

DESCRIZIONE GENERALE

Sono aree atte a raccogliere una porzione o tutto il materiale proveniente da una colata di detrito (Fig. 115).

Questo tipo di intervento, realizzabile nell'area di conoide della colata, risulta particolarmente adatto in caso di ampi accumuli con modesti gradienti e un basso numero di strutture artificiali; la geometria e la morfologia dell'area di conoide può essere utilizzata per ottimizzare la localizzazione dell'area di deposito.

Per favorire la deposizione del materiale detritico nell'area voluta, si può intervenire aumentando la larghezza terminale del canale (facilitando così la riduzione della velocità della colata e la conseguente deposizione per la perdita del confinamento laterale) e/o ridurre il gradiente della parte finale della colata.

Generalmente, per avere un maggior controllo sulla deposizione della colata, l'area di deposito può essere parzialmente scavata in abbinamento a sistemi di ostacolo del flusso (interventi E2b) in grado di rallentarne la velocità, facilitandone di conseguenza la deposizione. Strutture di questo tipo, come eventuali barriere di confinamento, possono essere realizzate con lo stesso materiale proveniente dallo scavo del bacino.

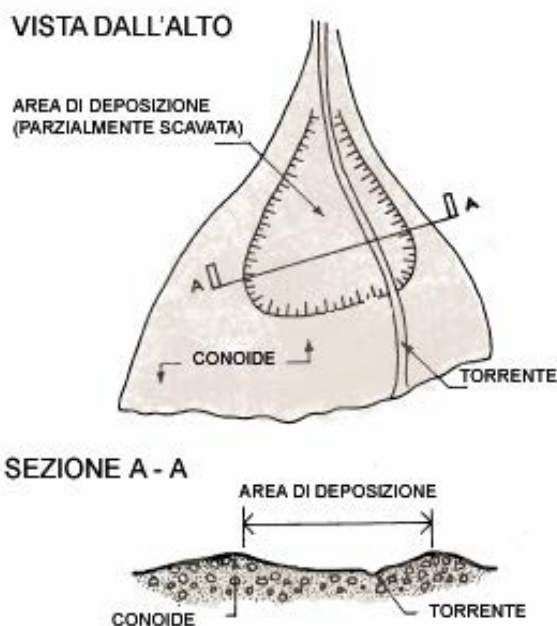


Fig. 115 – Vista dall'alto e sezione di un'area di deposito non confinata -

INDICAZIONI PROGETTUALI

Nel progetto dell'opera vanno tenuti presenti:

1. il volume massimo (intensità) della colata detritica che può raggiungere l'area di conoide: può essere stimato sulla base delle caratteristiche geometriche del canale ($V = \sum W_i \times H_i$, con W_i e H_i larghezza e profondità del tratto i del canale) oppure in relazione all'area di drenaggio del canale (VANDINE, 1985);

2. il probabile percorso del flusso sulla conoide;
3. la massima distanza raggiungibile da una colata (distanza di *runout*), che può essere determinata sulla base della massimo volume stimato (intensità) e su un assunto spessore medio del detrito, oppure tramite relazioni empiriche basate sulle caratteristiche geometriche del canale (nella zona di passaggio tra il tratto di trasporto e quello di deposizione) e sul picco di portata della colata (HUNGR *et al.*, 1984; THURBER CONSULTANS, 1984);
4. probabile angolo di accumulo del detrito (angolo tra l'orizzontale e la superficie dell'accumulo).

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

Alla fine di ogni evento è necessario ripulire l'area di deposito dal materiale detritico grossolano, in preparazione della colata successiva.

Possono essere necessari sistemi di canalizzazione per l'acqua ed il materiale fine proveniente dall'area di deposito.

AREA DI UBICAZIONE

Zona di conoide della colata detritica.

2.5.2.2 Ostacoli al flusso (E2b)

DESCRIZIONE GENERALE

Sono opere realizzate con lo scopo di rallentare la velocità di una colata detritica facilitandone la deposizione; in alcuni casi possono essere utilizzate come deviatori di flusso.

Generalmente si tratta di dossi e gradini in terra o ostacoli in acciaio o legname, che possono essere posizionati come singole unità, disposti secondo linee oppure sfalsati l'uno rispetto all'altro (Fig. 116).

Nonostante possano essere utilizzati da soli, sono più comunemente associati ad altre opere di controllo del flusso detritico tra cui, spesso, aree di deposito non confinate (E2a).

VISTA DALL'ALTO

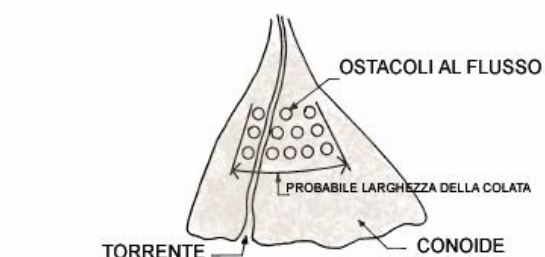


Fig. 116 – Dossi in terra realizzati come ostacolo al flusso entro l'area di deposito -

VISTA DI LATO



INDICAZIONI PROGETTUALI

Gli aspetti da considerare per la realizzazione dell'opera sono:

1. probabile intensità della colata (vedi intervento E2a);
2. probabile percorso e *runout* della colata (vedi intervento E2a);
3. forza di impatto della colata: occorre considerare sia la forza d'urto globale della colata ($F = \rho A v^2 \sin \beta$ (HUNGR, 1984), dove ρ è la densità del detrito, A la sezione trasversale del flusso, v la velocità del flusso e β l'angolo tra la direzione del flusso e la faccia della struttura su cui impatta) che la forza d'urto dovuta a singoli blocchi, funzione delle dimensioni del blocco e della velocità della colata (HUNGR, 1984; BRITISH COLUMBIA MINISTRY OF FORESTS, 1996);
4. massima altezza di *runup* (massima altezza di sovraimposizione tra colate successive): è necessario che le strutture per il controllo del flusso abbiano un'altezza superiore al potenziale *runup* delle colate.

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

Questi sistemi di controllo del flusso devono essere sostituiti dopo ogni evento di intensità tale da raggiungere la loro area di ubicazione; inoltre devono essere progettati in maniera tale da evitare un loro contributo alla massa del materiale costituente la colata detritica.

AREA DI UBICAZIONE

Zona di conoide della colata detritica.

2.5.2.3 Dighe di controllo (briglie E2c)

DESCRIZIONE GENERALE

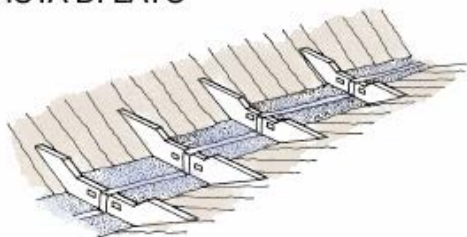
Si tratta di una serie di dighe, generalmente in calcestruzzo o cemento armato ma spesso anche in legname e pietrame (gabbionate: interventi C1c), realizzate nella zona di trasporto di un *debris flow* incanalato (Fig. 117). Lo scopo di queste strutture è di ridurre localmente la pendenza dei canali guida delle colate detritiche, minimizzandone al tempo stesso le capacità erosive. Per una descrizione più dettagliata delle varie tipologie e caratteristiche di questo tipo di opera si rimanda all'Atlante delle opere di sistemazione fluviale (APAT, 2002).

VISTA DALL'ALTO



Fig. 117 –Sistema di briglie realizzate nella zona di deposizione di un *debris flow* -

VISTA DI LATO



Dato che spesso lo scavo di materiale sciolto dalle sponde e dal letto di torrenti costituisce uno dei principali processi di alimentazione delle colate detritiche, questi tipi di interventi, realizzati nei tratti instabili delle incisioni fluviali (Fig. 118) possono, se non arrestare, perlomeno ridurre la frequenza e l'intensità dei *debris flow*.

Fig. 118 –Particolare di una briglia in legname e pietrame realizzata nella porzione sommitale di un'impluvio nei pressi di Reggello (FI) -



Nella parte superiore, le dighe presentano uno stramazzo realizzato in maniera tale da consentire il passaggio sia dell'acqua che della colata detritica (che può avere una sezione di flusso notevolmente maggiore rispetto alla portata liquida); inoltre, devono essere presenti nel

corpo delle dighe dei fori o delle gallerie drenanti, per consentire il normale deflusso del torrente e il drenaggio dell'acqua dal materiale detritico intrappolato dietro di esse.

La scelta della spaziatura tra le dighe dipende dalla pendenza del canale, dall'altezza delle dighe, dall'angolo di deposito del materiale a tergo e dall'estensione verso valle della zona di potenziale erosione (BRITISH COLUMBIA MINISTRY OF FORESTS, 1996).

Sistemi di questo tipo possono essere realizzati anche all'inizio dell'area di conoide; in questo caso, oltre ad una riduzione del gradiente nell'area in questione, le dighe di controllo aiutano a mantenere il flusso entro un determinato canale all'interno dell'area di deposizione della colata.

INDICAZIONI PROGETTUALI

Nella realizzazione di questi sistemi di protezione devono essere considerati:

1. probabile percorso della colata detritica a monte della diga;
2. massima portata della colata detritica prevista nel tratto del canale in cui è localizzata la struttura.
3. forza d'impatto della colata sulla struttura (vedi intervento E2b).
4. condizioni di stabilità della zona di imposta della diga.

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

Il materiale che si accumula dietro le dighe generalmente non viene rimosso; esso viene allontanato, dopo un certo periodo di tempo, grazie al normale deflusso delle acque.

AREA DI UBICAZIONE

Zona di erosione-trasporto della colata o inizio dell'area di deposizione.

2.5.2.4 Barriere laterali (E2d)

DESCRIZIONE GENERALE

Si tratta di muri o gradini realizzati per contrastare il movimento laterale di una colata detritica, costringendo il flusso del *debris flow* ad un percorso generalmente rettilineo, con lo scopo di proteggere le aree ai lati del canale.

Barriere di questo tipo possono essere costituite anche da vegetazione arborea lasciata crescere o piantata su entrambi i lati del canale.

Di solito, le barriere laterali sono posizionate o nella zona di trasporto o all'inizio dell'area di deposizione e comunque in aree dove il percorso della colata detritica sia conosciuto con certezza (per questa ragione sono preferiti i tratti in cui la pendenza del canale è maggiore, con possibilità di divagazioni conseguentemente minori).

In generale queste strutture sono ubicate e realizzate in maniera tale da non ostacolare il flusso della colata e da evitare la deposizione del materiale detritico a ridosso delle stesse.

La faccia rivolta verso il canale deve essere protetta dall'erosione al fine di garantire la stabilità della struttura evitando, nel contempo, possibili aggiunte di materiale alla colata detritica. Per questo la parte frontale delle barriere può essere protetta tramite rivestimenti in calcestruzzo o cemento proiettato oppure mediante pietrame di grosse dimensioni.

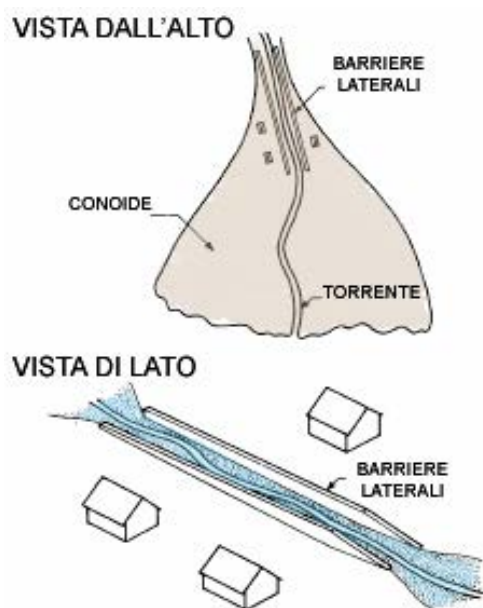


Fig. 119 – Rappresentazione schematica di un sistema di barriere laterali realizzato all'inizio dell'area di deposizione di una colata -

INDICAZIONI PROGETTUALI

Nella realizzazione di questi sistemi di protezione devono essere considerati:

1. portata massima prevista nel tratto del canale in cui è localizzata la struttura;
2. massimo spessore del flusso detritico nel tratto in questione: le barriere laterali dovranno avere un'altezza (h_b) superiore rispetto al massimo spessore della colata previsto (h_c); in generale $h_b = h_c + [0.6 \div 1\text{m}]$ (BRITISH COLUMBIA MINISTRY OF FORESTS, 1996);

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

Deve essere rimosso il materiale detritico grossolano accumulatosi (eventualmente) sul lato frontale della barriera.

AREA DI UBICAZIONE

Zona di trasporto della colata o inizio dell'area di deposizione.

2.5.2.5 Barriere deflettenti (E2e)

DESCRIZIONE GENERALE

Svolgono la funzione di deviare una colata impedendone l'impatto con strutture o infrastrutture a rischio (Fig. 120); talvolta sono realizzate con lo scopo di incrementare il percorso della colata, riducendone il gradiente e conseguentemente facilitando l'inizio della deposizione. La loro realizzazione è subordinata alla disponibilità a valle di aree in cui la propagazione della colata non provochi danni.

VISTA DALL'ALTO

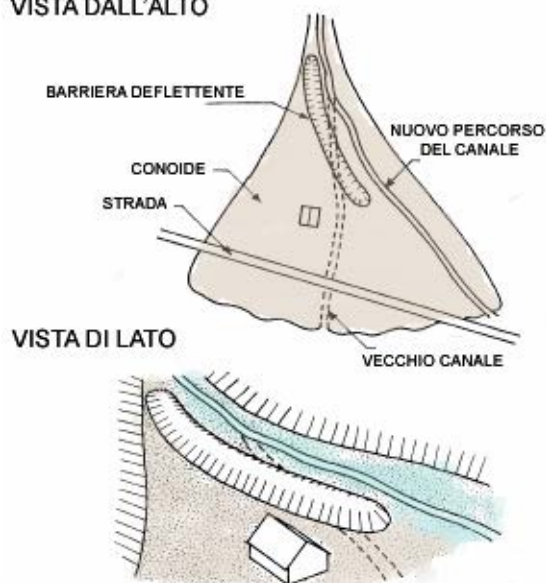
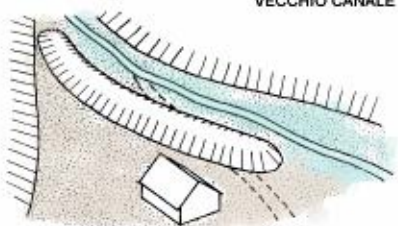


Fig. 120 – Rappresentazione schematica di una barriera deflettente -

VISTA DI LATO



Sono realizzate generalmente in cemento armato oppure in terra rinforzata (Fig. 121); in quest'ultimo caso il materiale può essere reperito anche in sito.

Anche per questo tipo di opere, come nel caso delle barriere terminali, è necessario proteggere la faccia frontale della barriera dall'erosione al fine di garantirne la stabilità, evitando nel contempo possibili aggiunte di materiale eroso alla colata detritica.

Fig. 121 – Barriera di diversione (Messigny, AO) a monte di un gruppo di case (da ANPA, 2002) -



In certi casi, a monte della struttura di diversione si può creare una bassa struttura di intercettazione in grado di captare parte del volume della colata (Fig. 122).



Fig. 122 – Struttura di intercettazione in gabbioni e rete metallica a doppia torsione; al centro il canale rivestito in pietrame che convoglia le portate liquide (da ANPA, 2002) -

INDICAZIONI PROGETTUALI

Nella realizzazione di questi sistemi di protezione devono essere considerati:

1. la portata massima prevista nel tratto del canale in cui è localizzata la struttura;
2. il massimo spessore del flusso detritico nel tratto in questione: le barriere deflettenti dovranno avere un'altezza (h_b) superiore rispetto al massimo spessore della colata previsto (h_c); in generale $h_b = h_c + [1 \div 1.5\text{m}]$ (BRITISH COLUMBIA MINISTRY OF FORESTS, 1996);
3. la forza di impatto della colata sulla struttura (vedi intervento E2b);
4. la massima altezza di *runup* (vedi intervento E2b).

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

Deve essere rimosso il materiale detritico grossolano accumulatosi (eventualmente) sul lato frontale della barriera.

AREA DI UBICAZIONE

Zona di trasporto della colata.

2.5.2.6 Barriere frontali (E2f)

DESCRIZIONE GENERALE

Si tratta di opere realizzate normalmente al percorso di una colata con lo scopo di ostruire il flusso, facilitando la deposizione del materiale.

Generalmente sono realizzate nella parte più distale della zona di deposizione (si parla di barriere terminali), per massimizzare la distanza di *runout* e l'area di deposizione, minimizzando nel contempo la forza di impatto sulla struttura e l'altezza di *runup*. In questo caso le barriere (in genere in terra compattata o rinforzata) sono costruite in modo da sbarrare completamente il passaggio sia dell'acqua che del materiale solido; la loro limitata estensione laterale consente però il normale flusso laterale di acqua e di materiale fine, che vengono così allontanati dal corpo della colata (Fig. 123).

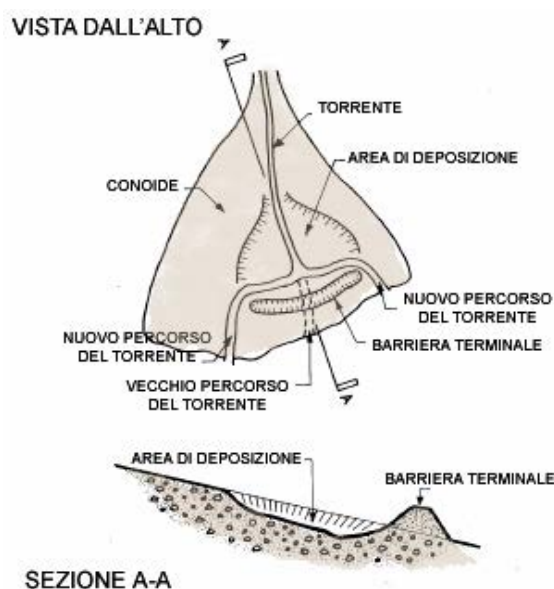


Fig. 123 - Rappresentazione schematica di una barriera terminale -

L'area a monte del rilevato viene generalmente scavata per ricavare un'area di deposizione (vedi intervento E2a) in grado di accogliere il massimo volume previsto della colata.

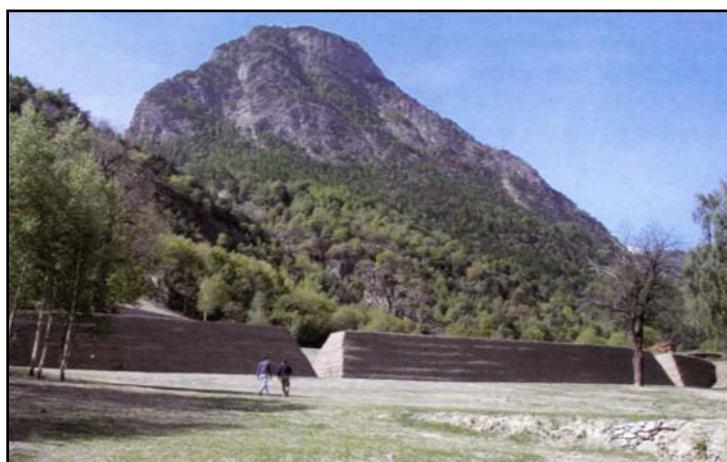


Fig. 124 - Vista da valle di una barriera terminale realizzata in Valle d'Aosta -

Oltre che nel tratto più distale dell'area di deposizione di una colata, barriere frontali possono essere realizzate anche nella zona di trasporto della colata: scelta un'ideale ubicazione, lungo

la parte bassa del percorso della colata si realizza una barriera trasversale al flusso ed un bacino di deposizione viene creato nell'area retrostante. In questo caso le barriere devono essere provviste sia di prese per consentire il normale deflusso dell'acqua e del materiale fine, sia di uno sfioratore nella parte sommitale, per garantire il passaggio di eventuale materiale detritico in eccesso rispetto al massimo volume previsto. Il lato a monte della barriera dovrà essere in grado di resistere alla forza di impatto delle colate e al loro potere erosivo; allo scopo, possono essere utilizzati rivestimenti in calcestruzzo o in pietrame di grosse dimensioni.

Barriere frontali ubicate nella zona di trasporto della colata si prestano meglio a contrastare fenomeni di tipo *debris flow*.

INDICAZIONI PROGETTUALI

Nella realizzazione di questi sistemi di protezione devono essere considerati:

1. massima intensità prevista della colata (vedi intervento E2a);
2. probabile percorso della colata;
3. potenziale distanza di *runout* (vedi intervento E2a);
4. forza di impatto della colata (vedi intervento E2b);
5. massima altezza di *runup* (vedi intervento E2b);
6. probabile angolo di accumulo (vedi intervento E2a);

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

Pulitura del materiale accumulato alla fine dell'evento alle spalle della barriera.

AREA DI UBICAZIONE

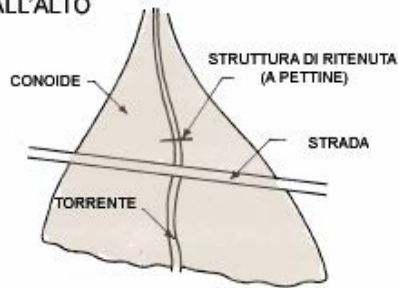
Zona di parziale deposizione o di deposizione della colata.

2.5.2.7 Strutture di ritenuta (E2g)

DESCRIZIONE GENERALE

Si tratta di strutture a pettine, griglie e altri sistemi di ritenuta, il cui scopo è quello di separare il materiale grossolano della colata dall'acqua e dal materiale fine, favorendone la deposizione e determinando, nel contempo, una riduzione dell'energia della colata detritica.

VISTA DALL'ALTO



VISTA DI LATO

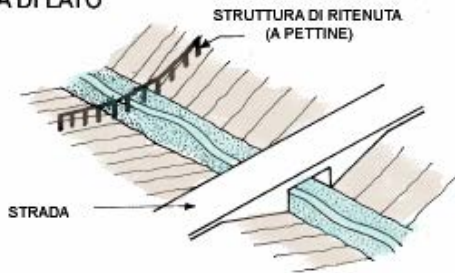


Fig. 125 – Rappresentazione schematica di una struttura di ritenuta -

Queste strutture realizzate in calcestruzzo, in legname, in pietrame, oppure tramite elementi in acciaio, possono essere posizionate lungo il canale della colata, con la funzione principale di ridurre l'energia del *debris flow*, oppure essere associate a bacini di deposito nella parte terminale della colata (vedi intervento E2h).



Fig. 126 – Struttura di ritenuta realizzata lungo un'impluvio nei pressi di Seravezza (LU) -

Nel caso di strutture di ritenuta usate singolarmente, occorre tener presente che queste possono consentire solo un limitato controllo del volume della colata detritica (il volume della colata è generalmente maggiore del massimo volume accumulabile alle spalle dell'opera in questione). Per questo motivo le strutture dovranno essere provviste di uno stramazzone nella parte sommitale, che consenta in ogni momento il normale deflusso del torrente e il conseguente allontanamento della porzione fine del materiale dalla colata fermata dalla struttura.

La spaziatura tra gli elementi della struttura di ritenuta è funzione del massimo diametro previsto dei blocchi di detrito; IKEYA (1981; 1985) e il Government of Japan (1984) suggeriscono una spaziatura pari a $1.5-2 \phi_{max}$.

INDICAZIONI PROGETTUALI

Nella realizzazione di questi sistemi di protezione devono essere considerati:

1. massima intensità prevista della colata (vedi intervento E2a);
2. probabile percorso della colata nel tratto di interesse;
3. potenziale forza di impatto della colata (vedi intervento E2b);
4. dimensioni e gradazione del materiale detritico costituente la colata;
5. probabile angolo di accumulo del detrito (vedi intervento E2a).

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

Pulitura del materiale accumulato alla fine dell'evento alle spalle della barriera.

AREA DI UBICAZIONE

Zona di trasporto e zona di deposizione della colata.

2.5.2.8 Dighe aperte (E2h)

DESCRIZIONE GENERALE

Con il termine dighe aperte si fa riferimento ad un unico sistema, costituito da un bacino di raccolta e da una barriera antistante in cui sono incorporate strutture di ritenuta (intervento E2g) del detrito.

VISTA DALL'ALTO

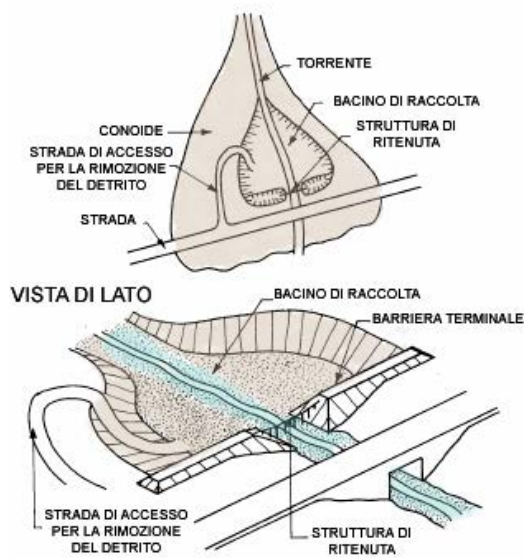
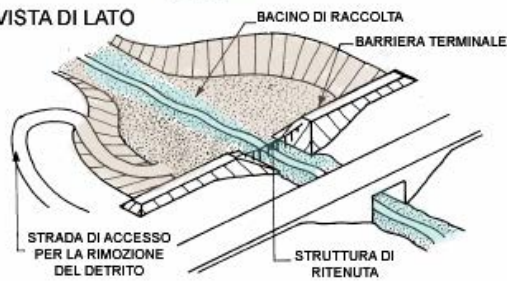


Fig. 127 – Rappresentazione schematica di una diga aperta -

VISTA DI LATO



L'effetto di questo sistema di controllo delle colate è simile a quello determinato dalle barriere frontali (intervento E2f); entrambi i sistemi, infatti, sono posizionati attraverso il normale percorso della colata con lo scopo di facilitarne la deposizione. La differenza sta nel fatto che nelle dighe aperte è consentito il normale deflusso di acqua attraverso la barriera, grazie al quale può essere smaltito, nel canale a valle, il materiale fine accumulatosi alle spalle della barriera a seguito della colata. La barriera, inoltre, dovrà essere provvista di uno stramazzo o di sfioratore per consentire all'acqua e al materiale fine di by-passare la struttura, nel caso in cui il bacino risulti riempito dal materiale detritico.

Come per le barriere frontali, l'area a monte della "diga" può essere scavata per consentire una maggiore capacità di deposito del bacino. Per ottenere un'ulteriore diminuzione della velocità della colata, oltre a quella determinata dall'espansione del flusso e dalla riduzione del gradiente, possono essere realizzati, nel bacino di accumulo, briglie o setti in terra compattata muniti di una fessura al centro che lasci defluire l'acqua in condizioni normali.

Se progettate ed ubicate nel migliore dei modi, con un'appropriata struttura di ritenuta incorporata nella barriera, queste opere, anche se generalmente abbastanza costose, costituiscono le strutture più adatte per il controllo delle colate detritiche.

INDICAZIONI PROGETTUALI

Nella realizzazione di questi sistemi di protezione devono essere considerati:

1. massima intensità prevista della colata (vedi intervento E2a);
2. potenziale distanza di *runout* (vedi intervento E2a);
3. potenziale forza di impatto della colata (vedi intervento E2b);

4. dimensioni e gradazione del materiale detritico costituente la colata (in relazione alla scelta della struttura di ritenuta da incorporare nella barriera);
5. massima altezza di *runup* (vedi intervento E2b);
6. probabile angolo di accumulo (vedi intervento E2a).

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

Pulitura del materiale accumulato nel bacino alle spalle della barriera.

AREA DI UBICAZIONE

Zona di conoide della colata.

2.5.2.9 Rivestimento dei canali (E2i)

DESCRIZIONE GENERALE

Si tratta di opere di protezione del fondo e delle sponde dei canali nell'area di alimentazione delle colate, al fine di contenerne l'effetto erosivo riducendo il materiale di alimentazione dei *debris flow*.

Il rivestimento può essere realizzato in calcestruzzo, pietrame di grosse dimensioni oppure tramite opere di rinverdimento (vedi opere di protezione dall'erosione interventi B1).

Fig. 128 – Rivestimento delle sponde di un torrente tramite intervento di rinverdimento e palizzate (da ANPA 2002) -



Opere di rivestimento dei canali possono essere realizzate anche nelle aree di trasporto o di deposito delle colate, per evitare possibili divagazioni del flusso o deposizioni in aree non desiderate. Relativamente a quest'ultimo aspetto, occorre tener presente che le condizioni di deposizione di una colata sono legate al rapporto larghezza/spessore della sezione trasversale del picco del flusso (HUNGR *et al.*, 1987); di conseguenza, la sezione del canale dovrà essere tale da impedirne la deposizione.

INDICAZIONI PROGETTUALI

Nella realizzazione di questi sistemi di protezione devono essere considerate:

1. sezione trasversale del flusso prevista nel tratto di rivestimento del canale;
2. massima portata della colata detritica prevista nel tratto di rivestimento del canale;
3. massima intensità prevista della colata (vedi intervento E2a);
4. dimensioni e gradazione del materiale detritico costituente la colata (in relazione alla scelta del tipo di rivestimento da utilizzare).

AREA DI UBICAZIONE

Zona di alimentazione e di trasporto della colata.

2.5.2.10 Reti paramassi (E2l)

DESCRIZIONE GENERALE

Sono strutture elastiche di rivestimento di pareti in roccia, utilizzate per il contenimento di blocchi di limitate dimensioni (<60-100cm). Oltre ad impedire il distacco di blocchi di roccia dalla parete, guidano la caduta dei blocchi verso fossette di raccolta, impedendone pericolosi rimbalzi.

Pur presentando nell'immediato un rilevante impatto sul paesaggio, nel tempo creano condizioni favorevoli allo sviluppo vegetazionale (riducendo la velocità di ruscellamento delle acque senza alterare la capacità di infiltrazione del pendio), consolidando ulteriormente il versante. Il ripristino della vegetazione può essere favorito anche artificialmente tramite il ricorso all'idrosemina o ad altre tecniche di rinverdimento (B1c-B1d).

Le reti paramassi sono realizzate con fili d'acciaio zincato o in lega di zinco-alluminio disposti in maniera tale da formare una struttura a doppia torsione con maglie esagonali; possono inoltre essere armate o rinforzate con funi in acciaio disposte in maniera verticale e/o obliqua (

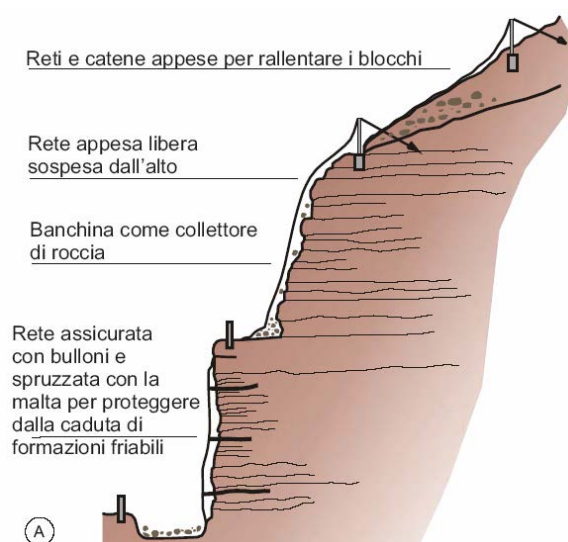
Fig. 129).



Fig. 129 – A sinistra rivestimento provvisorio, tramite rete esagonale a doppia torsione, di una sponda rocciosa del Fiume Arno in località Borgo a Giovanni (AR). A destra stabilizzazione di una scarpata rocciosa tramite rete esagonale a doppia torsione rinforzata con un reticolo di funi in acciaio e bullonature (località Seravezza (LU)) -

Vengono posizionate a contatto diretto con la parete rocciosa e ancorate tramite bulloni, chiodi o barre cementate. Dopo essere stata ancorata nella parte sommitale della parete, la rete viene stesa sul versante e fissata, sia al piede che in posizione intermedia, tramite ancoraggi meccanici (Fig. 130).

Fig. 130 – Sezione tipo schematizzante la stabilizzazione di una parete rocciosa con rete metallica (da ANPA 2002) -



INDICAZIONI PROGETTUALI

Nella realizzazione di questi sistemi di protezione devono essere considerati:

- 1 il grado di fratturazione dell'ammasso roccioso e la localizzazione delle zone più idonee per il posizionamento degli ancoraggi;
- 2 la valutazione delle dimensioni dei blocchi per la scelta della maglia più idonea della rete (oltre al trattenimento dei blocchi di dimensioni medie e massime, deve essere evitato che i blocchi di dimensioni minori passino attraverso le maglie della rete);
- 3 il disaggio o l'ancoraggio di quelle masse rocciose il cui crollo possa compromettere l'efficacia della rete (blocchi di dimensioni superiori alla capacità di trattenimento della rete);
- 4 la realizzazione di un fossato di raccolta dei blocchi alla base.

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

Prima della messa in posa della rete è necessario ripulire la parete dalle masse disancorate ed eventualmente rimodellare il versante: la pendenza del versante deve essere abbastanza uniforme per far sì che la rete risulti sempre a contatto con il pendio.

È necessario effettuare una periodica pulitura del materiale accumulato nel fossato di raccolta e valutare le condizioni di efficienza degli ancoraggi in testa e al piede. Gli ancoraggi al piede della rete devono essere realizzati in maniera tale da consentirne lo svuotamento.

AREA DI UBICAZIONE

Pareti rocciose ripide ed intensamente fratturate, in genere negli attraversamenti stradali e ferroviari.

2.5.2.11 Barriere paramassi elastiche (“flessibili” E2m)

DESCRIZIONE GENERALE

Le barriere paramassi elastiche sono strutture deformabili realizzate ed ubicate lungo i versanti con lo scopo di intercettare, rallentare o arrestare la caduta di blocchi isolati o materiale detritico, di dimensioni non ingenti. La leggerezza della struttura, nonché la rapidità e semplicità di installazione e manutenzione rendono possibile l'intervento anche in zone montuose di difficile accesso.

In dettaglio, la struttura è formata da singoli pannelli in rete estensibile ad alto assorbimento d'energia, composti da funi di acciaio galvanizzato disposte in modo da ottenere maglie di varia forma. I pannelli, che vengono posti in opera o verticalmente (barriere verticali) o con una certa inclinazione (barriere a sacco, con maggiore capacità di assorbimento energetico rispetto alle precedenti), sono collegati tra loro tramite funi di cucitura in acciaio e sono sostenuti da piedritti metallici e tiranti di monte e di valle resi solidali al versante (Fig. 131).



Fig. 131 – Barriere paramassi elastiche: verticale a sinistra e a sacco a destra -

In funzione della tipologia costruttiva e dei materiali impiegati, è possibile distinguere:

1. barriere formate da reti flessibili installate su strutture di sostegno rigide, quali muri in cemento armato;
2. barriere formate da pannelli di reti flessibili in acciaio, con piedritti ed elementi di rinforzo (tiranti di ancoraggio), infissi direttamente nel terreno o sulla sommità di terrapieni o di strutture di sostegno di vario tipo (quali muri in gabbioni, ecc.).

La capacità di assorbimento dell'energia cinetica varia con il tipo di barriera; GIANI (1997) riporta che barriere di questo tipo possono raggiungere capacità di assorbimento di oltre 2000 kJ.

L'impatto ambientale di queste strutture è ridotto, in quanto le tecniche di installazione non richiedono né imponenti scavi o sbancamenti, né l'impiego di mezzi pesanti ed ingombranti; l'impatto sull'ambiente può essere ulteriormente ridotto tramite verniciatura della struttura, con colori simili a quelli della vegetazione, del terreno o della roccia affiorante in sito.

INDICAZIONI PROGETTUALI

Nella realizzazione di questi sistemi di protezione devono essere considerati:

1. dimensioni massime dei blocchi che possano impattare contro la barriera;
2. probabili traiettorie di caduta massi valutabili sulla base delle evidenze di campagna (massime distanze raggiunte dai blocchi, presenza di canali preferenziali, ecc.), integrate da simulazioni di caduta massi tramite *software* in 2D, quali *Rock Fall* (ROCSCIENCE, 2005) e *CRSP* (PFEIFFER & BOWEN, 1989), e in 3D, come *Rotomap* (GEO&SOFT, 2003);
3. andamento dell'energia posseduta dal masso di progetto lungo la probabile traiettoria di caduta, valutabile tramite specifici software quali ad es. *Rock Fall* (ROCSCIENCE, 2005), *CRSP* (PFEIFFER & BOWEN, 1989), *Rotomap* (GEO&SOFT, 2003);
4. sollecitazione dinamica indotta sulla barriera dall'impatto del masso di progetto.

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

Rimozione dei blocchi accumulatisi sulla barriera, sostituzione dei pannelli danneggiati e controllo delle condizioni di efficienza di rete e tiranti.

AREA DI UBICAZIONE

Aree interessate da caduta di massi o di piccole masse di detrito.

È preferibile che le barriere elastiche vengano ubicate nelle porzioni di versante in cui i probabili percorsi di caduta massi presentano i valori minori di energia.

Possono essere ubicate a monte di altre strutture di difesa (rilevati paramassi: interventi E2o) con lo scopo, se non di evitare, perlomeno di attenuare le forze di impatto su di esse.

2.5.2.12 Barriere paramassi rigide (E2n)

DESCRIZIONE GENERALE

Le barriere rigide sono strutture pesanti e di grandi dimensioni, realizzate ed ubicate generalmente ai piedi dei versanti, con lo scopo di arrestare la caduta di blocchi isolati o di materiale detritico. Senza trascurare il maggiore impatto ambientale rispetto alle barriere di tipo elastico, l'uso di questo tipo di strutture è da preferirsi laddove il rischio di movimenti di masse rocciose e/o di materiale detritico di grosse dimensioni richieda una maggiore resistenza della struttura, anche se talvolta sono utilizzate nel controllo di crolli di piccole dimensioni (barriere rigide in metallo o in legname, Fig. 132).

In genere sono realizzate in calcestruzzo armato, con o senza contrafforti, e opportunamente ancorate al terreno tramite micropali o tiranti di ancoraggio. Nei punti più critici al di sopra dei muri, può essere installata una barriera elastica formata da pannelli di elementi metallici o da reti metalliche (

Fig. 132).



Fig. 132 – A sinistra barriera paramassi rigida in cemento armato sormontata, nei tratti più critici, da una barriera deformabile in pannelli metallici prefabbricati. Nel caso specifico, questo tipo di intervento è accoppiato al rivestimento della parete rocciosa retrostante con rete metallica (da ANPA 2002). A destra barriera rigida, costituita da pannelli in legname incastrati su travi metalliche a doppio T, per il controllo di crolli di materiale detritico in legname (comune di Reggello (FI) -

Nel caso di pendii particolarmente ripidi è indicato l'uso di muri in gabbioni metallici: infatti i gabbioni, oltre a costituire un ostacolo parzialmente deformabile, presentano il vantaggio di poter essere colmati utilizzando lo stesso detrito di versante, risultando inoltre facilmente riparabili in caso di danneggiamento.

Strutture più leggere come rastrelliere in legno o in metallo possono essere messe in posto nelle porzioni alte del versante, in modo da arrestare i blocchi vicino al punto di partenza, dove l'energia di impatto è ancora relativamente bassa.

L'impatto sull'ambiente circostante è essenzialmente funzione della tipologia costruttiva e dei materiali impiegati; il rivestimento delle strutture con vegetazione può mitigare il carattere, in genere fortemente antiestetico, dell'intervento.

Per ridurre l'entità del potenziale materiale impattante, questo tipo di intervento può essere integrato con opere di rinverdimento del versante, realizzate a monte della struttura: la vegetazione, riducendo l'erosione, può limitare i fenomeni di scalzamento dei blocchi nei terreni colluviali o alluvionali.

INDICAZIONI PROGETTUALI

Nella realizzazione di questi sistemi di protezione devono essere considerati:

1. dimensioni massime dei blocchi che possono impattare contro la barriera;
2. probabili traiettorie di caduta massi valutabili sulla base delle evidenze di campagna (massime distanze raggiunte dai blocchi, presenza di canali preferenziali, ecc.), integrate da simulazioni di caduta massi tramite software in 2D, quali *Rock Fall* (ROCSCIENCE, 2005) e *CRSP* (PFEIFFER & BOWEN, 1989), e in 3D, come *Rotomap* (GEO&SOFT, 2003);
3. andamento dell'energia posseduta dal masso di progetto lungo la probabile traiettoria di caduta, valutabile tramite specifici software quali ad es. *Rock Fall* (ROCSCIENCE, 2005), *CRSP* (PFEIFFER & BOWEN, 1989), *Rotomap* (GEO&SOFT, 2003);
4. sollecitazione dinamica indotta sulla barriera dall'impatto del masso di progetto.

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

I blocchi di dimensioni troppo consistenti presenti lungo il pendio, in grado di distruggere la barriera, devono essere stabilizzati (con chiodi, contrafforti, reti ancorate o cavi) o disgiunti. È necessaria la rimozione dei blocchi accumulatisi alle spalle della barriera: se il versante produce il distacco di molti blocchi, occorre controllare che l'accumulo a monte dello schermo non funga da trampolino, permettendo il superamento dell'ostacolo.

AREA DI UBICAZIONE

Le barriere rigide vengono ubicate alla base di versanti di solito a protezione di percorsi stradali, ferroviari o di altre strutture; a monte dell'opera dovrebbe essere presente una fossetta di raccolta delle acque e del materiale detritico proveniente dal versante.

2.5.2.13 Valli e rilevati paramassi (E2o)

DESCRIZIONE GENERALE

Si tratta di opere di difesa passiva realizzate alla base di versanti rocciosi caratterizzati da ingenti fenomeni di crollo o per protezione da colate di detrito di grosse proporzioni (vedi interventi E2f).

Il rilevato è costituito da un terrapieno a sezione trapezoidale, costruito con materiale grossolano incoerente oppure in terra rinforzata, in grado di assorbire deformandosi l'energia totale posseduta dal materiale impattante (Fig. 133). Per la realizzazione del rilevato può essere utilizzato materiale reperibile nella zona di intervento; in questo caso, se possibile, è preferibile realizzare sterri a monte dell'opera, in maniera che lo scavo funzioni da dissipatore dell'energia di impatto.



Fig. 133 – Rilevato paramassi realizzato in corrispondenza del versante orientale del Monte Beni, nel comune di Firenzuola (FI). La struttura di difesa alta 12 m è in grado di assorbire energie di impatto superiori a 10000 kJ; il nucleo centrale e il lato a monte del rilevato sono realizzati in terra rinforzata, mentre il paramento di valle è costituito da semplici strati di terra compattata -

La tipologia dell'opera varia in funzione della geometria, del materiale e delle tecniche costruttive: sono comuni terrapieni in materiale grossolano incoerente sostenuto da muri sul lato di valle e rilevati in terre rinforzate con paramento interno sul lato di monte, ad inclinazione quasi verticale, che garantisce un'azione più efficace nel blocco dei massi.

Nei casi più critici, nella parte superiore del rilevato possono essere installate barriere elastiche costituite da reti metalliche, con lo scopo di intercettare quei frammenti rocciosi, originatisi per processi di frantumazione lungo il versante, che potrebbero superare la struttura difensiva (Fig. 134).

Lo sviluppo longitudinale di questo tipo di opera può superare il centinaio di metri, con altezze di 6/8 m e larghezze di 10/12 m alla base e 4/5 m in sommità.

La capacità di assorbimento dell'energia cinetica per questo tipo di struttura, funzione delle caratteristiche geometriche e costruttive dell'intervento, è in genere maggiore di quella delle reti ad alta resistenza. Rispetto alle barriere di tipo elastico e/o rigido, questo genere di strutture risulta di più facile manutenzione e di minore impatto ambientale.

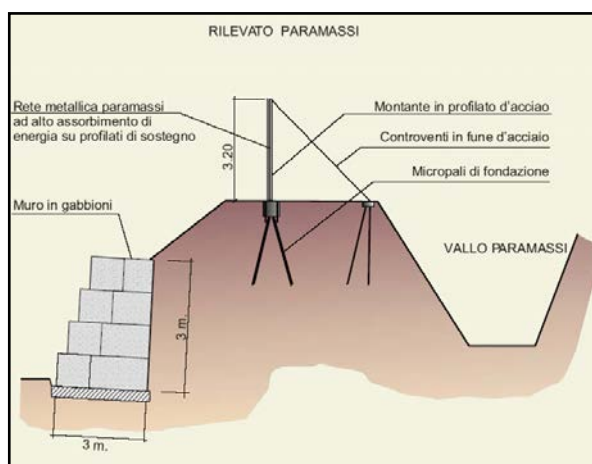


Fig. 134 – Sezione tipo di “vallo e rilevato paramassi”. Il fondo dello scavo deve essere rivestito da materiale granulare assorbente per uno spessore generalmente non superiore ad 1 m; si può notare il rinforzo della struttura tramite un muro di gabbioni sul lato di valle del rilevato (da ANPA 2002) -

A monte del rilevato può essere realizzato un vallo per intercettare il materiale in frana, prima che questo impatti sulla struttura. Il vallo, che costituisce un’opera di difesa anche in assenza del rilevato, è realizzato mediante lo scavo di un cunettone sagomato in funzione delle caratteristiche morfologiche e della pendenza della scarpata a monte dell’opera; sul fondo dello scavo è steso, per uno spessore di 40-100 cm, uno strato di materiale granulare sciolto sabbioso e/o ghiaioso o di materiale detritico proveniente dallo scavo stesso, allo scopo di assorbire e smorzare il più possibile l’energia cinetica dei frammenti distaccatisi dalla parete a monte e rotolati lungo il versante.

Se le condizioni locali non permettono uno scavo di larghezza adeguata, è possibile installare una barriera elastica oppure proteggere il settore a valle dello scavo tramite gabbioni metallici sormontati da rete metallica; si parla in questo caso di “scavi sagomati protetti”.

La geometria dello scavo deve essere progettata per garantire, oltre che l’intercettazione, anche l’accumulo ed il contenimento del materiale.

INDICAZIONI PROGETTUALI

Nella realizzazione di questi sistemi di protezione devono essere considerati:

1. dimensioni massime dei blocchi che possono impattare contro la barriera;
2. probabili traiettorie di caduta massi valutabili sulla base delle evidenze di campagna (massime distanze raggiunte dai blocchi, presenza di canali preferenziali, ecc.), integrate da simulazioni di caduta massi tramite software in 2D, quali *Rock Fall* (ROCSCIENCE, 2005) e *CRSP* (PFEIFFER & BOWEN, 1989), e in 3D, come *Rotomap* (GEO&SOFT, 2003);
3. energia cinetica e direzione di impatto dei blocchi sull’opera valutabile tramite specifici software, quali ad es. *Rock Fall* (ROCSCIENCE, 2005), *CRSP* (PFEIFFER & BOWEN, 1989), *Rotomap* (GEO&SOFT, 2003).

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

Dato che queste opere possono avere un notevole sviluppo lineare (anche di centinaia di metri), è necessario evitare che costituiscano un ostacolo al normale deflusso delle acque superficiali, realizzando un adeguato sistema di drenaggio e di allontanamento delle acque provenienti dal versante. Eventuali presenze di acqua sull’area alle spalle del rilevato possono ridurre l’efficienza protettiva.

La topografia e le caratteristiche dei materiali alle spalle della struttura devono essere tali da rallentare il più possibile i blocchi prima che raggiungano il rilevato; in particolare dovranno essere evitate irregolarità topografiche che facilitino il rimbalzo o che costituiscano un trampolino per i blocchi.

AREA DI UBICAZIONE

Vengono posizionati alla base di versanti rocciosi caratterizzati da crolli di masse rocciose di ingenti dimensioni o per difesa da colate di detrito di grosse proporzioni (vedi interventi E2f).

2.5.2.14 Gallerie paramassi (E2p)

DESCRIZIONE GENERALE

Si tratta di gallerie realizzate generalmente in cemento armato gettato in opera o in elementi prefabbricati in calcestruzzo ad alta resistenza. Generalmente il lato di valle della struttura è aperto e formato dai pilastri di sostegno della volta, mentre il lato di monte è a contatto con la parete e consta di un muro di controripa.

L'imbocco è spesso protetto da una barriera paramassi rigida, formata da un muro in calcestruzzo armato sormontato da reti metalliche. Sulla copertura della galleria è steso di frequente uno strato di materiale detritico, per favorire lo sviluppo di vegetazione spontanea e assorbire gli impatti di massi o grossi blocchi caduti o rotolati giù dalle scarpate, in grado di danneggiare seriamente la volta (Fig. 135); a tal proposito, la galleria può essere completata realizzando, sul versante a monte, delle barriere elastiche paramassi.

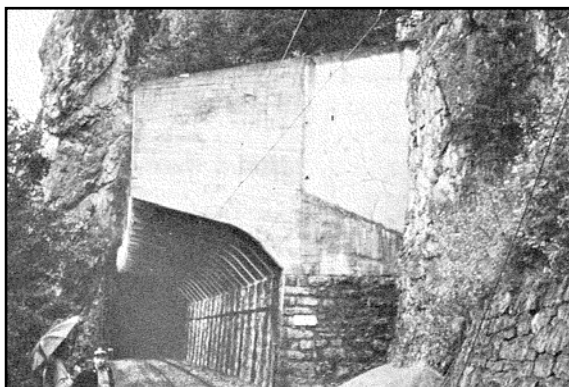


Fig. 135 – Galleria paramassi realizzata a protezione di un tratto stradale; si può notare il materiale detritico posto sulla volta e sul lato di monte (a sinistra) con lo scopo sia di attutire l'impatto dei blocchi che di mitigare il vistoso impatto ambientale della struttura, favorendo lo sviluppo di vegetazione a crescita spontanea -

Nel caso in cui le condizioni di fondazione sul lato a valle non consentano la messa in posto del piede della galleria, si può far ricorso a scudi a mensola ancorati nella parte superiore del versante (Fig. 136).

Anche se è molto efficace dal punto di vista tecnico-funzionale, questo tipo di opera difensiva determina un notevole impatto sull'ambiente naturale circostante.

Fig. 136 – Scudo a mensola a protezione di un tratto della linea ferroviaria in Svizzera. -



INDICAZIONI PROGETTUALI

Nella realizzazione di questi sistemi di protezione devono essere considerati:

1. dimensione massima del blocco che può impattare contro la barriera durante la vita di progetto dell'opera;
2. probabili traiettorie di caduta massi valutabili sulla base delle evidenze di campagna (massime distanze raggiunte dai blocchi, presenza di canali preferenziali, ecc.), integrate da simulazioni di caduta massi tramite software in 2D, quali *Rock Fall* (ROCSCIENCE, 2005) e *CRSP* (PFEIFFER & BOWEN, 1989), e in 3D, come *Rotomap* (GEO&SOFT, 2003);
3. energia cinetica e direzione d'impatto dei blocchi sull'opera valutabile tramite specifici software quali ad es. *Rock Fall* (ROCSCIENCE, 2005), *CRSP* (PFEIFFER & BOWEN, 1989), *Rotomap* (GEO&SOFT, 2003);
4. caratteristiche geotecniche del terreno di posa dell'opera;
5. spessore e caratteristiche litotecniche dello strato di materiale assorbente.

MANUTENZIONE E PRECAUZIONI

Pur essendo molto costose, queste opere necessitano di interventi di manutenzione poco frequenti e forniscono un'efficiente protezione da fenomeni di caduta massi e spesso anche da colate detritiche.

AREA DI UBICAZIONE

Si tratta di opere costruite per la difesa di infrastrutture viarie o ferroviarie di una certa importanza, nei casi in cui, per le condizioni morfologiche del versante, risulti difficile e/o impraticabile adottare altre soluzioni come barriere o strutture del tipo valle e rilevato paramassi (E2o). Vengono realizzate a diretto contatto con le pareti del versante su tratti soggetti a colate di detrito e/o a crolli.

3 INTERVENTI NON STRUTTURALI

Mentre gli interventi di tipo strutturale, agendo sui fattori predisponenti della franosità oppure direttamente sui fenomeni franosi esistenti, sono funzionali alla riduzione della probabilità di occorrenza (pericolosità) delle frane, con il termine “interventi non strutturali” si intendono tutte quelle azioni di mitigazione del rischio che non presuppongono un intervento diretto sulla massa in frana, bensì sui possibili elementi a rischio o sulla loro vulnerabilità. Nello specifico, questi interventi possono essere ricondotti a tre categorie fondamentali: strategie di riduzione del valore degli elementi a rischio, strategie di riduzione della vulnerabilità degli elementi a rischio e interventi atti ad aumentare le soglie di rischio accettabile; questi ultimi intesi non come strategie di riduzione del rischio ma come interventi atti a modificarne gli effetti sul tessuto socio-economico e a determinarne l'accettazione.

3.1 Riduzione del valore degli elementi a rischio

La riduzione del valore degli elementi a rischio si esplica soprattutto in sede di pianificazione territoriale e di normativa, nell'ambito delle quali possono essere programmate sia azioni di interdizione o limitazione dell'espansione urbanistica in zone instabili che l'evacuazione di aree instabili e il trasferimento dei centri abitati franosi.

Nonostante particolari tipologie di infrastrutture, quali viadotti e gallerie, vengano realizzate con lo scopo di evitare frane o possibili aree instabili, un'applicazione *strictu sensu* delle strategie di “*avoidance*” (azione dell'evitare un ostacolo: BROMHEAD, 2004), in termini di scelta di un'ubicazione in aree a rischio basso o nullo già in sede pre-progettuale (locazione *ab initio*), è spesso non realizzabile; si tratta nella maggior parte dei casi di interventi di rilocalizzazione, resi necessari a causa della sperimentata inidoneità dei siti inizialmente individuati.

Quando la scelta dell'area adibita alla rilocalizzazione è libera da vincoli, le strategie di *avoidance* sono particolarmente convenienti e la localizzazione adatta può essere identificata sulla base di uno studio geomorfologico preliminare. Tuttavia, nei casi in cui, per la definizione del livello di pericolosità, sia giudicato necessario lo svolgimento di indagini superficiali e sub-superficiali a carattere estensivo, i costi affrontati potrebbero non essere controbilanciati da una comprovata adeguatezza del sito.

In aree già investigate in ottica di sviluppo urbanistico, specie se non ancora interessate da dissesti, una proposta di rilocalizzazione, con l'aggravante dei costi connessi, potrebbe essere considerata eccessivamente prudentiale: ciò in relazione al fatto che, in regioni densamente popolate ed economicamente sviluppate, sia l'abbandono di aree favorevoli che l'individuazione di nuove aree di sviluppo comportano un elevato onere economico.

Sulla base di quanto detto, appare chiaro come le strategie di rilocalizzazione possano risultare molto difficoltose da perseguire, soprattutto in aree di notevole interesse socio-economico o laddove la percezione del pericolo sia estremamente ridotta. La loro applicazione è invece consigliabile in aree di scarso valore socio-economico e bassa densità di popolazione: in queste condizioni, infatti, i costi e i tempi di rilocalizzazione possono risultare inferiori rispetto a quelli richiesti da qualsiasi altra strategia di intervento.

Tenuto conto dei disagi e dei costi che le strategie di rilocalizzazione comportano, risulta evidente come la riduzione degli elementi a rischio dovrebbe essere ricercata principalmente attraverso una corretta pianificazione urbanistica ed un razionale utilizzo del suolo.

Relativamente a quest'ultimo aspetto, è opportuno ricordare come, tra le cause che allo stato attuale maggiormente concorrono ad aggravare il problema del dissesto idrogeologico, rivestano un ruolo particolarmente influente sia l'abbandono di terreni coltivati che l'applicazione di metodi irrazionali di sfruttamento, quali la semplificazione delle successioni colturali fino alla monocultura, l'elevata frequenza delle arature profonde anche su terreni a forte pendenza, l'applicazione di tagli irrazionali e di forme di esbosco non corrette, il ricorso a tecniche colturali inidonee, la carenza di opere pubbliche di bonifica idraulico-agrarie e idraulico-forestali (per es. rimboschimenti ed altri interventi che interessino la copertura vegetale), a cui vanno aggiunti i processi di degradazione delle foreste imputabili a cause naturali, quali incendi (non dolosi) e infestazioni da parassiti animali e vegetali.

Di seguito vengono riportate alcune indicazioni a cui attenersi per garantire una razionale destinazione d'uso del suolo nelle aree montane e collinari (AA.VV. Provincia di Modena, 2002):

1. destinare ad essenze forestali a scopo plurimo (produttivo, protettivo ed ecologico) le plaghe non vocate all'attività agricola a causa dei vincoli dovuti a condizioni di instabilità, elevata pendenza, difficile accesso, difficoltà nelle lavorazioni, procedendo ad effettuare, prima del rimboschimento, eventuali opere di difesa, di sponda e di versante, ed inerbendo con essenze consolidatrici il terreno sottostante alle piante nei primi anni di impianto. Nel caso di superfici di scivolamento profonde, il peso degli alberi, specie se di alto fusto, può costituire un pericoloso sovraccarico per il versante, così come l'effetto del vento può tradursi nella trasmissione di sforzi dinamici a causa del momento flettente indotto;
2. destinare a foraggiere di tipo semi-estensivo, a prato stabile o a prato-pascolo le plaghe suscettibili di utilizzazione agricola, ma con il limite della pendenza elevata (>35-40%);
3. dove le condizioni del terreno consentono l'impianto di prati avvicendati, seminare miscugli di leguminose e graminacee o preferibilmente graminacee in purezza, in considerazione del loro alto indice di protezione del suolo dall'erosione;
4. qualora esistano prati spontanei costituiti da buone essenze foraggiere, intervenire attraverso semplice miglioramento del cotico (erpicazione, trasemina, concimazione);
5. riservare alle colture annuali, che richiedono frequenti lavorazioni (soprattutto arature), le plaghe a moderata pendenza e meno predisposte all'erosione e al dissesto, curando l'efficienza dei canali di scolo;
6. impiantare le colture frutticole e viticole specializzate nelle plaghe più stabili e resistenti al dissesto, con lavorazioni esclusivamente superficiali da effettuare nel periodo estivo e, possibilmente, coticamento del terreno sottostante ai filari, curando l'efficienza dei collettori;
7. conservare le piante arboree sparse già esistenti, sia frutticole che di tipo forestale;
8. evitare il taglio a tappeto dei boschi e tagliare per stralci, mantenendo gli arbusti che compongono il sottobosco e gli alberi non abbattuti destinati alla generazione di nuove piante (matricine);
9. evitare grossi sbancamenti, riporti e in generale movimenti di terra di entità consistente, in grado di stravolgere gli equilibri anche vegetazionali.

Colture appropriate e tecniche di lavorazione idonee, unitamente all'esecuzione e/o alla manutenzione di opere di regimazione delle acque, costituiscono condizioni indispensabili per la prevenzione dei fenomeni di dissesto che minacciano il territorio.

3.2 Riduzione della vulnerabilità degli elementi a rischio

La vulnerabilità degli elementi a rischio può essere ridotta mediante interventi di tipo tecnico o normativo che riguardino l'organizzazione sociale del territorio. La strategia di riduzione della vulnerabilità (*desensitization*) si rivela particolarmente utile nei casi in cui il fenomeno franoso non sia individuabile o prevedibile con sufficiente precisione oppure nei casi in cui non sia fattibile un intervento di rilocalizzazione, per ragioni sia socio-economiche che culturali (opere d'arte, beni monumentali, ecc.); in generale lo scopo può essere perseguito sia agendo direttamente sugli elementi a rischio (opere strutturali atte a consolidare gli edifici e/o le infrastrutture) sia per via indiretta, tramite sistemi di monitoraggio e allerta e l'organizzazione di piani di emergenza e di soccorso.

3.2.1 CONSOLIDAMENTO DEGLI EDIFICI

Il consolidamento degli edifici determina una riduzione dell'entità di danneggiamento dell'elemento interessato dalla frana.

Le principali disposizioni costruttive prescritte affinché i beni esposti non subiscano danni suscettibili di essere indennizzati e di avere conseguenze sulle attività socio-economiche si ricollegano a cinque tipologie di intervento (DRM, 1987):

1. rinforzo delle strutture;
2. realizzazione di fondazioni profonde;
3. progettazione delle reti di tubature;
4. rinforzo delle facciate esposte;
5. sovraelevazione delle strutture.

Le varie tecniche di rinforzo delle strutture possono avere successo in zone già tendenzialmente stabilizzate dove siano possibili al massimo dei movimenti residuali; nel caso di costruzioni già esistenti, questi interventi possono risultare difficilmente applicabili per ragioni tecniche ed economiche.

Il principio è di rendere la struttura dell'edificio sufficientemente "monolitica" tramite tiranti e/o elementi in cemento armato atti ad irrigidire la costruzione, affinché le deformazioni del terreno comportino solo movimenti in blocco, evitando così la generazione di deformazioni differenziali e quindi di danni consistenti. Il corretto dimensionamento del supporto è legato ad una buona conoscenza del fenomeno franoso da contrastare, di conseguenza dovranno essere previste indagini atte a valutarne la reale estensione e la tipologia di movimento; nel caso di edifici preesistenti, l'applicabilità del metodo è strettamente subordinata alla tipologia stessa dell'edificio e al fatto che l'edificio, una volta rinforzato, sia effettivamente in grado di sopportare eventuali movimenti residuali del terreno.

La realizzazione di fondazioni profonde per gli edifici ha come doppio fine quello di evitare l'apporto di sovraccarichi suscettibili di aggravare il rischio di instabilità e di rendere la costruzione indipendente da eventuali movimenti che coinvolgano i terreni di superficie; in quest'ultimo caso, è importante che lo spessore del settore instabile sia piuttosto limitato e che si prendano provvedimenti affinché i movimenti residuali in grado di prodursi siano di ampiezza molto scarsa.

Dato che il principio è di trasferire i carichi dell'opera su uno strato stabile profondo, le condizioni di applicabilità del metodo sono subordinate alla vicinanza e resistenza dell'orizzonte stabile che può fungere da appoggio ed eventualmente alla necessità di associare all'intervento misure atte alla stabilizzazione del terreno.

Soluzioni di questo tipo sono utilizzabili in caso di soliflussi e fenomeni franosi tendenzialmente superficiali, in cui gli sforzi che la struttura si troverà a sostenere non siano eccessivi.

Con il termine di “progettazione delle reti di tubature” si fa riferimento alla ristrutturazione di vecchie reti e tubature o alla realizzazione di nuove con opportuni accorgimenti costruttivi, onde evitarne la rottura, che potrebbe aggravare il fenomeno franoso (es. fughe di acque per rottura di tubazioni e reti fognarie) o mettere gravemente in pericolo la sicurezza delle persone (es. fughe di gas). Possibili rotture delle tubature possono essere evitate utilizzando materiali deformabili (ad es. PVC), evitando raccordi rigidi ed utilizzando giunti elastici per le connessioni tra tubature e tra le canalizzazioni e le strutture.

Un utile accorgimento è quello di posizionare le tubazioni e le canalizzazioni delle acque al di sopra di eventuali dreni utilizzati per la stabilizzazione del fenomeno franoso; infatti in questo caso eventuali perdite, dovute alla rottura delle tubature, possono essere facilmente assorbite dal sistema drenante senza incrementare l’instabilità dell’area.

Oltre alla corretta realizzazione delle reti di tubature, è necessario controllare il corretto funzionamento e l’integrità di quelle preesistenti, sia tramite sopralluoghi periodici nelle aree di interesse che tramite il ricorso a tecniche di indagine non distruttive, quali ad esempio l’utilizzo del *GPR* (*Ground Penetrating Radar*).

Nel caso di colate di fango e/o crollo di blocchi di dimensioni limitate, la riduzione della vulnerabilità degli edifici può essere perseguita tramite particolari accorgimenti costruttivi mirati al rafforzamento della porzione di edificio suscettibile di essere investita dalla “massa in frana”; nella fattispecie, il metodo consiste nel modificare la costruzione esposta in modo che la facciata a monte (rispetto alla direzione di probabile movimento del fenomeno franoso) e le facciate laterali non presentino alcuna apertura al di sotto della quota massima che il potenziale fenomeno distruttivo può raggiungere. Le facciate, inoltre, dovranno essere progettate per resistere all’impatto prodotto dalla massa in movimento prevista.

Se questa soluzione può risultare relativamente efficace riguardo alla possibilità di rendere edificabili, sotto le suddette precauzioni, aree potenzialmente pericolose, può di contro essere di difficile applicazione per edifici preesistenti, per l’effettiva possibilità di rinforzare la struttura adattandola ai vincoli imposti.

La riduzione della vulnerabilità di strutture minacciate da colate e/o piene torrentizie può essere ottenuta imponendo l’elevazione della porzione utilizzata dell’edificio oltre un determinato livello minimo, valutato attraverso la stima delle quote massime raggiungibili dal potenziale fenomeno distruttivo (tramite un’analisi del rischio volta alla valutazione dei tempi di ritorno e delle caratteristiche di velocità e densità del flusso). L’elevazione della struttura al di sopra della zona potenzialmente a rischio può essere ottenuta tramite edificazioni su pali isolati o su terrapieni, in ogni caso dovrebbe essere interdetta la costruzione di eventuali cantine e/o *garage*.

Questa misura di protezione, come il rinforzo delle facciate esposte, può risultare utile in fase di pianificazione urbanistica, essendo di scarsa applicabilità nel caso di strutture già esistenti.

3.2.2 SISTEMI DI MONITORAGGIO E DI ALLERTA

La messa a punto di sistemi di monitoraggio e di allarme, che consentano un adeguato preavviso, è volta a limitare la probabilità che la vita umana sia vulnerata dall'evento franoso (riduzione della probabilità di lesioni a persone).

“Monitorare” è un'espressione molto usata in questi ultimi anni, sia perché, a seguito dei numerosi eventi franosi innescatisi e dei loro effetti, è nettamente emersa la necessità di attivare operazioni di controllo, sia perché nuove e sempre più pressanti esigenze antropico-urbanistiche hanno indotto a ricercare i termini di una equilibrata coesistenza tra le componenti del binomio utilizzazione del territorio - forme del paesaggio, in stretta relazione con le dinamiche naturali in atto e pregresse.

Con il termine monitoraggio si intendono tutte quelle azioni volte a controllare, per mezzo di strumentazione idonea, l'evoluzione quantitativa di un fenomeno naturale; in quest'ottica, al monitoraggio si procede se il rischio di instabilità è giudicato accettabile.

A volte i fenomeni naturali, soprattutto quelli che hanno un'estensione limitata e una velocità molto elevata (ad es. crolli di blocchi isolati e colate di materiale detritico), non risultano adatti all'applicazione di tecniche di monitoraggio, prestandosi piuttosto all'adozione di misure cautelative, quali l'attivazione di stati di allerta e l'evacuazione delle zone a rischio.

In casi simili, l'applicazione al fenomeno di tecniche geognostiche dirette è da indirizzare alla conoscenza dettagliata dei parametri dinamici del fenomeno stesso; a titolo di prevenzione, per tali tipologie di fenomeni è più opportuno il controllo delle cause innescanti, spesso da ricondurre ad eventi pluviometrici importanti, anche se l'individuazione delle soglie critiche, legate a parametri estremamente variabili e non sempre chiaramente identificabili, è tuttora argomento di vivace discussione scientifica (BONVICINI & PASQUALOTTO, 2002).

Il motivo che ha promosso lo sviluppo e la diffusione dei sistemi di monitoraggio è stato rappresentato dall'esigenza di conoscere il territorio e le sue dinamiche, prendendo in considerazione una molteplicità di aspetti; progressi maggiori si sono poi avuti a seguito di grandi dissesti naturali.

I primi sistemi sono stati progettati, in una filosofia di tipo conoscitivo, allo scopo di comprendere e di definire con maggiore precisione i regimi pluviometrici e gli aspetti geologici, geotecnici ed idrogeologici dei territori in studio. Si trattava di solito di strumenti singoli o di una rete di strumenti attraverso i quali, a cadenza periodica e in genere per via manuale, venivano effettuate le letture dei parametri registrati. In questa ottica, l'interpretazione dei dati di monitoraggio aveva come obiettivo prevalente quello di supportare la progettazione di opere ingegneristiche di difesa.

Nella nuova ottica, che sta affiancando la precedente, i sistemi di monitoraggio assumono un più ampio spettro di finalità. Passando da sistemi di lettura manuale a sistemi completamente automatici che trasmettono i dati in tempo reale, il monitoraggio acquista anche funzioni di allertamento e di supporto ai Piani di Protezione Civile: infatti, osservazioni prolungate consentono di stimare e aggiornare soglie critiche di movimento, oltre le quali è molto probabile (ma non assolutamente certo) il collasso (BONVICINI & PASQUALOTTO, 2002).

È opportuno sottolineare che, nonostante la tecnologia sempre più avanzata offra numerose possibilità, il preannuncio certo e tempestivo dell'approssimarsi di un fenomeno naturale potenzialmente pericoloso resta un obiettivo non ancora raggiunto. Tuttora, nonostante gli sforzi, si registra un numero limitato di successi nel campo della previsione dei fenomeni franosi.

Attualmente il monitoraggio si pone come alternativa alla realizzazione di opere di protezione e, dove queste siano presenti, la sua funzione si estende anche alla valutazione dell'efficienza delle opere di stabilizzazione e di consolidamento realizzate e al controllo strumentale delle

stesse nel corso del tempo. In tal senso gli strumenti di monitoraggio integrano le opere ingegneristiche al fine di definirne e permettere di colmarne i limiti.

In generale, il monitoraggio deve progressivamente consentire l'esatta delimitazione del fenomeno franoso, in termini sia di estensione areale che di profondità interessate e quindi di volumetria, nonché la definizione delle tipologie di movimento in atto e la loro variazione spazio-temporale. Ciò comporta anche la valutazione della dipendenza dei movimenti del terreno dal mutare delle condizioni idrauliche e meteorologiche.

I metodi tradizionalmente adottati si basano sul criterio in base al quale, in corrispondenza di un fenomeno franoso riconosciuto, il periodico controllo di uno specifico elemento fisico caratterizzante il fenomeno franoso stesso (superficie di scivolamento, scarpate secondarie e di coronamento, fronte, livello di falda, ecc.) possa fornire precise indicazioni sul suo stato di attività e sulle caratteristiche evolutive (AA. VV. ARPA Piemonte, 2004).

In corrispondenza di fenomeni franosi che evolvono lentamente nel tempo, variazioni cospicue di ciascuno di questi elementi possono essere considerate come "indicatori" di una attivazione/riattivazione del fenomeno. Al contrario, i fenomeni franosi a sviluppo rapido, che coinvolgono porzioni limitate delle coperture superficiali, sebbene frequenti e pericolosi non sono facilmente strumentabili, come già accennato, a causa della difficoltà di determinare l'ubicazione dei potenziali punti di innesco e la rapidità di sviluppo degli stessi. Inoltre, l'evoluzione nel tempo delle grandi frane prevede, in generale, periodi di quiescenza o di movimenti limitati e accelerazioni o attivazioni parossistiche in concomitanza di fattori esterni di innesco. Il principale fattore di innesco è rappresentato spesso da piogge intense o prolungate. I controlli non permettono di prevedere quali fenomeni franosi, o quali porzioni degli stessi, potranno effettivamente attivarsi a fronte di particolari regimi pluviometrici, anche se previsti.

Le grandezze da misurare sono costituite essenzialmente dagli spostamenti superficiali e profondi, dalle variazioni del livello piezometrico e dai parametri meteorologici. Poiché la carenza di conoscenze riguardo alle serie storiche dei fenomeni rende inattuabile o perlomeno complicata la definizione a priori dell'evoluzione, risulta necessario un aggiornamento continuo dei dati per l'acquisizione di un buon livello di conoscenza della dinamica dei fenomeni stessi.

In sintesi, la pianificazione di un programma di monitoraggio deve contemplare i punti seguenti:

1. acquisire tutte le informazioni disponibili e formulare un'ipotesi sui meccanismi di frana;
2. stabilire i parametri da investigare e definirne i *range* di variabilità;
3. selezionare il tipo di strumentazione più idonea;
4. individuare l'ubicazione più corretta per gli strumenti;
5. pianificare la calibrazione e la manutenzione della strumentazione;
6. prevedere la misurazione dei fattori che possono influenzare il comportamento dei sensori (pressione, temperatura, vento ecc.);
7. pianificare raccolta, elaborazione, interpretazione ed implementazione dei dati.

La strumentazione disponibile è molto varia, in riferimento sia ai parametri valutabili sia alla tipologia e al posizionamento degli strumenti. Si spazia, infatti, da strumentazione geotecnica superficiale (biffe, distometri, estensimetri, fessurimetri, assestimetri, ecc.) a strumentazione geotecnica calata in fori di sondaggio (inclinometri, celle di pressione, estensoinclinometri, ecc.), strumentazione per il controllo idraulico del sottosuolo (piezometri di vario tipo), strumentazione per il controllo topografico (teodoliti, distanziometri, ricevitori satellitari, ecc.) e delle vibrazioni (accelerometri, sismometri ecc.) e dispositivi per la misura dei

parametri idrometeorologici (pluviometri, termometri, nivometri, anemometri, barometri, idrometri, ecc.).

Per la valutazione dell'estensione areale della zona instabile nonché della tendenza alla retrogressione e all'allargamento, quantificando gli spostamenti, oltre ai comuni sistemi di monitoraggio quali spie di vetro, estensimetri, comparatori, teodoliti, utilizzo di punti di controllo GPS, ecc., possono essere utilizzati anche dei sistemi di monitoraggio a distanza come fotogrammetria terrestre, fotogrammetria aerea, utilizzo di immagini da satellite e di scansioni laser dell'area di interesse. Accanto a questi sistemi potranno essere utilizzati, laddove risulti possibile, sistemi atti a valutare la profondità della superficie di scorrimento oltre che a monitorare le possibili variazioni del livello piezometrico (inclinometri, piezometri, deformometri, metodi sismici, geolettici ecc.)

La registrazione delle variazioni del livello di falda è volta ad individuare la correlazione tra livelli piezometrici e spostamenti e quella tra afflussi meteorici e piezometria e a ricavare dati di *input* per analisi di stabilità. Questi dati possono essere messi in relazione con i risultati derivanti dal monitoraggio idrometeorologico, con lo scopo di individuare eventuali legami e stabilire possibili soglie di allarme.

In linea generale l'installazione dei vari strumenti comporta costi elevati, non solo per l'acquisto degli strumenti, ma anche e soprattutto per la posa in opera degli stessi, talora da installare in zone impervie ed inaccessibili oppure contrassegnate dalla mancanza di servizi indispensabili quali l'alimentazione elettrica, le linee telefoniche per la trasmissione dei dati, i locali per ospitare l'attrezzatura; né sono da trascurare gli oneri legati alla manutenzione, alla gestione e all'aggiornamento (BONVICINI & PASQUALOTTO, 2002).

La maggior parte dei siti in frana, per i quali è stato ritenuto necessario un monitoraggio, è attrezzata con strumenti di tipo tradizionale. In questo caso, se il rischio collegato al movimento franoso in studio è limitato, la lettura può essere effettuata da personale idoneo durante periodici sopralluoghi, in genere mensili, purché sia garantito il controllo dell'evoluzione del fenomeno; in caso contrario, specie se si ipotizzano velocità elevate, è possibile predisporre un sistema di acquisizione e trasmissione dei dati via modem, ponte radio o fibre ottiche, che consenta tra l'altro di interrogare a distanza, in qualsiasi momento, l'intera strumentazione collegata al sistema e di attivare automaticamente, qualora le soglie prestabilite vengano superate, i sistemi di allarme (interdizione di accesso alle aree instabili, allerta delle autorità competenti e predisposizione per l'evacuazione delle aree a rischio, ecc.). Una maggiore diffusione sul territorio di sistemi automatizzati e di teletrasmissione dei dati garantisce la raccolta, in tempo reale, presso una o più sedi centrali, di una serie continua di dati, con possibilità di controllo immediato e di una diretta correlazione con le informazioni provenienti dalle reti meteoidrografiche regionali.

In un'ottica di gestione del rischio, con l'evoluzione della tecnologia, che progetta strumenti sempre più versatili e precisi, e con l'aumento del numero di dissesti che mettono a repentaglio la pubblica incolumità, tali sistemi di supporto alle decisioni sono destinati ad una rapida e crescente diffusione. Inoltre, di fronte a fenomeni di vasta estensione e con modalità evolutive particolarmente complesse, un approccio tipicamente non strutturale come quello del monitoraggio automatico o periodico può spesso risultare l'unica azione fattibile, in contrapposizione o come integrazione ad interventi classici (opere ingegneristiche di protezione attive e passive), che potrebbero dare risultati non del tutto esauritivi.

In siti difficilmente raggiungibili possono essere installati sistemi di trasmissione dati tramite modem e apparecchio GSM (Fig. 137). L'impiego del sistema GSM è particolarmente agevole poiché non richiede il collegamento alla rete via cavo, difficilmente realizzabile in alcuni siti in ambiente montano. Per la trasmissione di dati elementari (quali ad es. spostamenti e dati piezometrici), può essere utilizzato il sistema SMS (*Short Message*

Service), con notevole riduzione dei costi e minori inconvenienti dovuti ad eventuali perdite di segnale.



Fig. 137 –Sistema di monitoraggio-allerta installato per il controllo dei fenomeni di instabilità sui ripidi versanti del promontorio di Monesteroli (SP), nel Parco Nazionale delle Cinque Terre. Il sistema di monitoraggio-allarme è costituito da fessurimetri per il controllo delle lesioni su alcuni edifici e da deformometri rotativi a filo per il monitoraggio di alcuni blocchi di roccia disancorati dal substrato che minacciano l'abitato; i dati acquisiti a intervalli di tempo regolari vengono trasmessi tramite il sistema GSM (nello specifico alla Provincia di La Spezia e al Dipartimento di Scienze della Terra di Firenze), il sistema è in grado inoltre di inviare segnali di allarme (alle autorità competenti) nel caso di superamento di soglie di spostamento prefissate. Sulla destra uno dei deformometri installati, sulla sinistra la centralina di acquisizione-trasmissione dati -

La sperimentazione di sistemi innovativi di monitoraggio con l'applicazione di tecnologie avanzate è importante sia per verificare la validità delle nuove tecnologie, quando i sistemi tradizionali sembrano inadeguati, sia per valutare il rapporto costi/benefici che deriva dall'impiego di nuove strumentazioni.

Per alcuni siti, di particolare interesse per la velocità di movimento dei fenomeni in atto o per la gravità delle condizioni al contorno, si consigliano sistemi a tecnologia avanzata, quali inclinometri automatizzati (SIA, Sistema inclinometrico automatizzato brevettato dal CNR-IRPI Torino), cavi coassiali per letture TDR (*Time Domain Reflectometry*), capisaldi topografici per effettuare rilievi con sistemi di rilevamento satellitare (GPS, *Global Positioning System*), DICLAS (estensimetro ottico, brevettato dal Politecnico di Losanna), videocamera in foro.

Recentemente è cresciuto l'interesse per le tecniche SAR (*Synthetic Aperture Radar*), volte alla verifica di spostamenti tramite sistemi satellitari e terrestri, questi ultimi più adatti nel monitoraggio di spostamenti di maggiore entità. Rispetto ai più noti sistemi ottici, i sistemi radar operano con continuità, potendo acquisire dati con qualsiasi condizione meteorologica, quindi anche in presenza di copertura nuvolosa, e in assenza di illuminazione solare.

Nel caso di sensori installati a bordo di satelliti, la direzione parallela all'orbita, approssimativamente coincidente con la direzione N-S, è detta *azimut*, mentre la direzione congiungente il sensore con il bersaglio, perpendicolare all'orbita ed inclinata di un angolo θ rispetto alla verticale, è detta *slant range* o *line of sight* (LOS). L'onda elettromagnetica incidente sullo scenario subisce un fenomeno di riflessione disordinata (*scattering*): una parte del campo diffuso torna verso la sorgente, equipaggiata anche per la ricezione, dove viene registrata in fase e in ampiezza. L'ampiezza o modulo individua l'intensità del campo elettromagnetico retrodiffuso dai bersagli contenuti in ogni cella di risoluzione a terra, mentre la fase racchiude l'informazione relativa alla distanza sensore-bersaglio.

Combinando in modo coerente i dati acquisiti dal sensore nelle posizioni successivamente occupate, è possibile superare il problema risoluzione-estensione dell'area osservata, sintetizzando un'antenna fittizia di grandi dimensioni detta "ad apertura sintetica" (*Synthetic Aperture Radar*, SAR), in modo da garantire un'elevata risoluzione anche nella direzione di azimut.

Nel maggio 1991, l'Agenzia Spaziale Europea (ESA) ha lanciato il primo SAR europeo a bordo del satellite ERS-1. Nel 1995 è stato lanciato ERS-2, gemello di ERS-1 e posto sulla stessa orbita ma con un ritardo di un giorno. I satelliti ripercorrono la stessa orbita nominale e quindi le stesse scene al suolo a cadenza periodica (*revisiting time*). Nel caso degli ERS, per vaste aree del pianeta risultano disponibili dati di archivio composti da un'immagine radar ogni 35 giorni. I satelliti ERS seguono orbite eliosincrone lievemente inclinate rispetto ai meridiani, illuminando, da una quota intorno ai 780 km, una striscia di terreno larga circa 100 km (*swath*) con un sistema SAR operante nel dominio delle microonde alla frequenza di 5.3 GHz, corrispondente ad una lunghezza d'onda pari a 5.66 cm, caratteristica fondamentale per poter apprezzare movimenti millimetrici.

Le immagini radar vengono acquisite secondo due differenti geometrie di vista, a causa del movimento di rotazione della terra intorno al proprio asse, con angolo d'incidenza locale dell'onda elettromagnetica, per entrambi i casi, di circa 23° rispetto alla verticale:

1. satellite in orbita ascendente con direzione sensore-bersaglio verso E;
2. satellite in orbita discendente con direzione sensore-bersaglio verso W.

E' necessario pertanto mantenere separati i *dataset* relativi alle due diverse geometrie e procedere ad un'interpretazione distinta delle elaborazioni ottenute con le immagini discendenti e con le immagini ascendenti.

La tecnica tradizionale per lo studio dei dati SAR è l'interferometria differenziale, consistente nell'analisi della variazione del valore di fase tra due distinte acquisizioni.

Il valore di fase dipende dalla riflettività del bersaglio, dalla presenza dell'atmosfera, dalla distanza sensore-bersaglio e dal rumore proprio del sistema di acquisizione. Se si hanno a disposizione due acquisizioni relative alla stessa area e registrate sulla stessa griglia di riferimento, è possibile generare un interferogramma.

La lettura degli interferogrammi è notevolmente complicata da fenomeni di decorrelazione, sia temporale (se le acquisizioni sono separate da un consistente *gap* temporale) che geometrica, quest'ultima legata alla distanza tra le orbite reali del satellite in corrispondenza delle singole acquisizioni. La variabilità atmosferica e la vegetazione, influenzabile dal vento e di diverso aspetto a seconda della stagione, sono ulteriori fonti di degrado dell'interferogramma.

Le difficoltà connesse ai fenomeni di decorrelazione e al contributo atmosferico di fase, elementi di disturbo che generano effetti spesso difficili da isolare e distinguere da movimenti del terreno, sono state risolte con la tecnica dei *Permanent Scatterers* (Diffusori Permanenti), costituiti da un limitato sottoinsieme di bersagli radar praticamente immuni da effetti di decorrelazione.

Per selezionare l'insieme dei PS, viene condotta un'analisi multi-immagine sull'intero *dataset* disponibile, che deve contenere almeno 25-30 immagini. Per ogni PS vengono ricavati la posizione, il trend medio di deformazione (accuratezza 0.1-1 mm/anno) e la serie temporale completa di deformazione (con precisione massima di 1 mm sulle singole misure). Tutte le misure sono rilevate lungo la linea di vista (LOS) e sono di tipo differenziale.

Altra tecnica innovativa per il monitoraggio superficiale delle frane a distanza è la tecnica LIDAR (*Light Detection And Ranging*) che sfrutta lo stesso principio utilizzato dai radar: lo strumento indirizza un fascio laser verso un bersaglio che, interagendo con la radiazione che lo colpisce, ne retroriflette una parte verso il sensore. La misura del tempo impiegato dalla

luce per coprire in andata e ritorno il percorso tra lo strumento ed il bersaglio, permette di risalire alla distanza che separa i due oggetti.

Il raggio laser emesso dallo scanner viene pilotato da una coppia di specchi rotanti. Per ciascuno degli impulsi emessi dal laser, gli specchi compiono una rotazione infinitamente piccola e a passo costante: tale passo definisce la griglia di scansione.

Dalla misura angolare degli specchi e da quella della distanza tra strumento e bersaglio è possibile determinare le coordinate spaziali dell'oggetto inquadrato, registrando puntualmente l'intensità della radiazione retrodiffusa, funzione esclusivamente dalla natura del bersaglio. Attraverso un rilievo LIDAR è quindi possibile ricostruire mappe tridimensionali e perciò stesso misurare oggetti anche molto complessi e di notevoli dimensioni.

In conclusione l'utilizzo di sistemi di monitoraggio, oltre a rendere possibile la messa a punto di particolari sistemi di allerta basati sul superamento di specifici valori soglia, che saranno funzione oltre che di quel particolare fenomeno franoso anche del contesto socio-economico in cui ci si trova ad intervenire, può consentire una piena conoscenza dell'entità e della tipologia del fenomeno franoso, aspetti questi ultimi di fondamentale importanza ed alla base di ogni possibile strategia di mitigazione del rischio da frana.

3.2.3 ORGANIZZAZIONE DI PIANI DI EMERGENZA E DI SOCCORSO

Gran parte degli effetti associati ad un determinato fenomeno franoso potrebbero essere, se non completamente eliminati, almeno fortemente ridotti semplicemente attraverso una corretta politica di informazione e di gestione della situazione a rischio. Spesso, il fatto stesso che una comunità non sia pienamente informata sul rischio che sta correndo e sulle modalità con cui il movimento franoso potrebbe manifestarsi, contribuisce drammaticamente ad incrementare i danni connessi con quel determinato tipo di fenomeno. Le tragiche vicende della Versilia del 1996 e di Sarno nel 1998 ne costituiscono un esempio emblematico.

A volte semplici scelte dettate dal buon senso e da una sia pur limitata conoscenza del fenomeno, come ad esempio l'allontanarsi dalla zona di deposizione in caso di colate detritiche, raggiungendo le aree morfometricamente più elevate, il rimanere a sufficiente distanza dalle pareti da cui sono soliti avvenire distacchi di blocchi, il seguire le eventuali traiettorie di caduta allontanandosi dall'area a rischio invece di correre "alla ceca", la segnalazione del pericolo ad altre persone nelle vicinanze, ecc., possono ridurre notevolmente le conseguenze spesso drammatiche connesse al fenomeno franoso. Utili indicazioni sulle norme comportamentali da tenere in caso di fenomeni franosi sono disponibili sul sito della Protezione Civile Nazionale (www.protezionecivile.it).

D'altro canto, una corretta gestione delle situazioni di allerta e di emergenza non può essere affidata solamente agli stessi elementi sottoposti al rischio; occorrono piani di emergenza e di soccorso, opportunamente concepiti con lo scopo di limitare il più possibile i danni prodotti dalla frana. A questo proposito, la normativa italiana prescrive, attraverso i Piani di Protezione Civile (attuazione della legge 225/92), la predisposizione di strumenti e procedure atti a diramare per tempo gli allarmi, ad organizzare i soccorsi e ad ordinare e gestire eventuali evacuazioni di popolazione che risultino realmente perseguibili e di minor impatto possibile sulle comunità locali sottoposte a calamità.

In generale, gli interventi urgenti di soccorso dovranno mirare a contrastare gli effetti sulla popolazione (vittime, feriti e probabile stato di panico), sulle strutture (crolli e inagibilità), sui servizi essenziali e su tutto quello che può derivare dal prolungarsi del problema. Nello specifico, oltre a garantire i primi soccorsi per le vittime e ad allestire eventuali aree di ricovero, dovranno essere stabilizzate o abbattute le possibili strutture pericolanti, ripristinate

le linee elettriche (o, dove ciò non sia possibile, installati dei gruppi elettrogeni) e le tubazioni del gas, dovranno essere effettuati controlli sulla potabilità delle acque e riparazioni delle condotte idriche (nell'evenienza che siano state danneggiate), allo scopo di limitare perdite che possono incrementare ulteriormente l'instabilità dell'area; infine, dovranno essere previsti tutti quegli accorgimenti, da operare direttamente sul corpo di frana o sul suo intorno, in grado di stabilizzare il fenomeno o almeno di attenuarne i possibili movimenti, e le contromisure da prendere nell'evenienza di una riattivazione del fenomeno franoso.

Nella Fig. 138 viene proposto un esempio di piano di emergenza e soccorso utilizzabile in caso di frane.

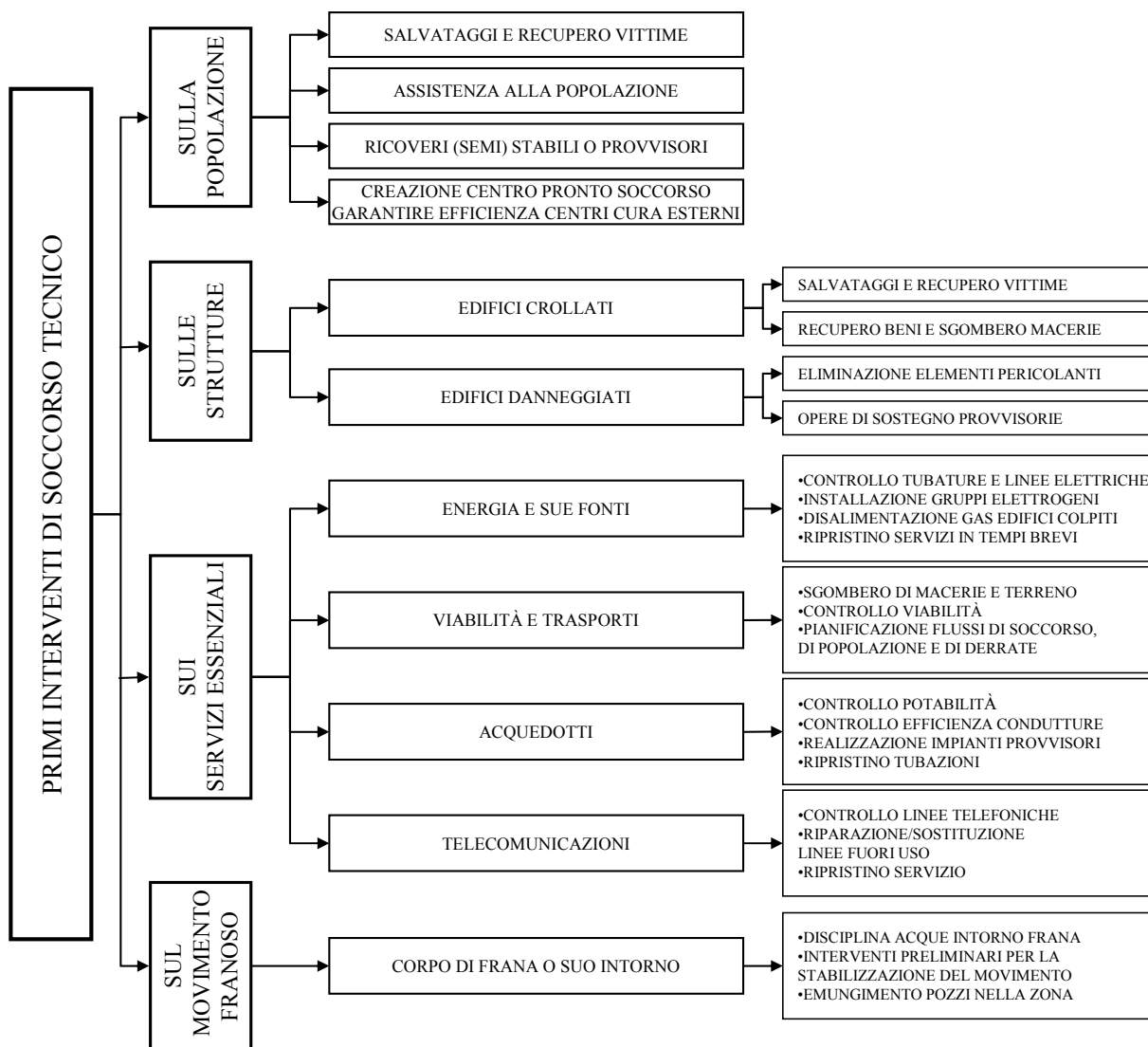


Fig. 138 – Diagramma schematico dei possibili interventi di soccorso in caso di dissesti (da www.vigilidelfuoco.Bergamo.it) -

3.3 Aumento delle soglie di rischio accettabile

La gestione del rischio è condizionata dalla definizione di una soglia di rischio tollerabile, sulla cui base dovranno essere valutate le eventuali strategie di mitigazione da adottare.

Con il termine di accettazione del rischio (*acceptance*) si intende la scelta di una comunità di convivere con una determinata sorgente di rischio.

Una comunità può decidere di accettare un rischio perfettamente conosciuto se questa scelta è controbilanciata dai benefici ottenuti nel rimanere in quella particolare località oppure se non è pronta a sostenere ulteriori spese per la propria protezione.

L'aumento delle soglie di rischio accettabile è perseguibile essenzialmente attraverso l'informazione (per es. installazione di segnaletica di allarme, uso dei mezzi di comunicazione di massa). Le soglie di rischio consapevole tollerate sono infatti, nella maggior parte dei casi, notevolmente più elevate rispetto alle soglie di rischio involontario; occorre considerare come una corretta informazione sulla tipologia del fenomeno e sull'entità del rischio conseguente renda la comunità interessata più disposta ad accettare una determinata situazione di rischio e meno motivata a scaricare le responsabilità di un eventuale danno sull'autorità competente.

L'accettazione del rischio da parte di una comunità può essere favorita anche dal ricorso a pratiche assicurative oppure dalla garanzia di aiuti in caso di disastri, strada particolarmente perseguibile nel caso in cui i possibili danni derivanti da un dato fenomeno franoso siano localizzati e di bassa entità (BROMHEAD, 2004).

4 RICHIAMI SUI METODI DI STABILITÀ ALL'EQUILIBRIO LIMITE

La verifica delle condizioni di stabilità dei pendii viene normalmente effettuata con il **metodo dell'equilibrio limite**. Tale metodo si applica generalmente a sezioni bidimensionali del pendio, anche se in teoria è possibile estenderlo all'analisi di problemi tridimensionali. Il metodo si basa sui seguenti punti:

- viene postulato un meccanismo di rottura, ovvero viene definita a priori la geometria della superficie di rottura;
- la massa all'interno della superficie di rottura è assunta indeformabile; vengono considerati solo gli sforzi lungo la superficie di rottura ma non la distribuzione di sforzi all'interno della massa.
- viene assunto un criterio di rottura per la superficie di scivolamento (es. il criterio di Mohr-Coulomb);
- vengono risolte le equazioni di equilibrio statico per la massa compresa fra la superficie di rottura e la superficie topografica (2 equazioni di equilibrio delle forze + 1 equazione di equilibrio dei momenti);
- la resistenza al taglio richiesta per l'equilibrio è comparata con la resistenza al taglio disponibile in termini di **fattore di sicurezza F** (assunto costante lungo tutta la superficie di rottura).

Si danno due definizioni del fattore di sicurezza:

- i) fattore per cui deve essere divisa la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie di rottura per portare il pendio in uno stato di equilibrio limite; il fattore di sicurezza esprime pertanto la resistenza mobilitata s_{mob} che in particolare, per il criterio di rottura di Mohr-Coulomb, è data da:

$$s_{mob} = \frac{c'}{F} + \sigma' \frac{\tan \phi'}{F}$$

- ii) rapporto fra la risultante delle forze (o dei momenti) resistenti e la risultante delle forze (momenti) destabilizzanti:

$$F = \frac{\sum \text{forze (o momenti) resistenti}}{\sum \text{forze (o momenti) destabilizzanti}}$$

Quando il pendio è in condizioni di equilibrio limite, $F=1$; valori di $F>1$ indicano condizioni di stabilità.

Nello studio dei fenomeni franosi i metodi di analisi della stabilità dei pendii si applicano per due scopi principali:

- i) **verifica di stabilità**: in cui viene valutato il grado di sicurezza del pendio interessato dalla frana; se la frana si sta muovendo, il fattore di sicurezza è noto e pari ad 1; se invece la frana non si sta più muovendo, occorre stimare la resistenza disponibile lungo la superficie di rottura (in genere solo l'angolo di attrito residuo ϕ_r' o l'angolo di attrito critico ϕ_{cr}' (Fig. 139) sono necessari per caratterizzare tale resistenza), in modo da poter calcolare F . Nelle analisi di stabilità di movimenti franosi già verificatisi o in atto è necessario tenere conto che i parametri di resistenza al taglio, lungo la superficie di scivolamento, sono prossimi ai valori residui, nel caso di terreni coesivi o ai valori che caratterizzano lo stato critico nel caso di terreni granulari. Tali parametri possono essere stimati in laboratorio tramite prove di taglio anulare oppure mediante prove di taglio diretto cicliche. Teoricamente, nel caso comune di frane nelle quali si è avuta una riattivazione del movimento lungo una superficie

di rottura preesistente, i parametri di resistenza residua o di resistenza allo stato critico dovrebbero coincidere con quelli ricavati mediante l'analisi a posteriori.

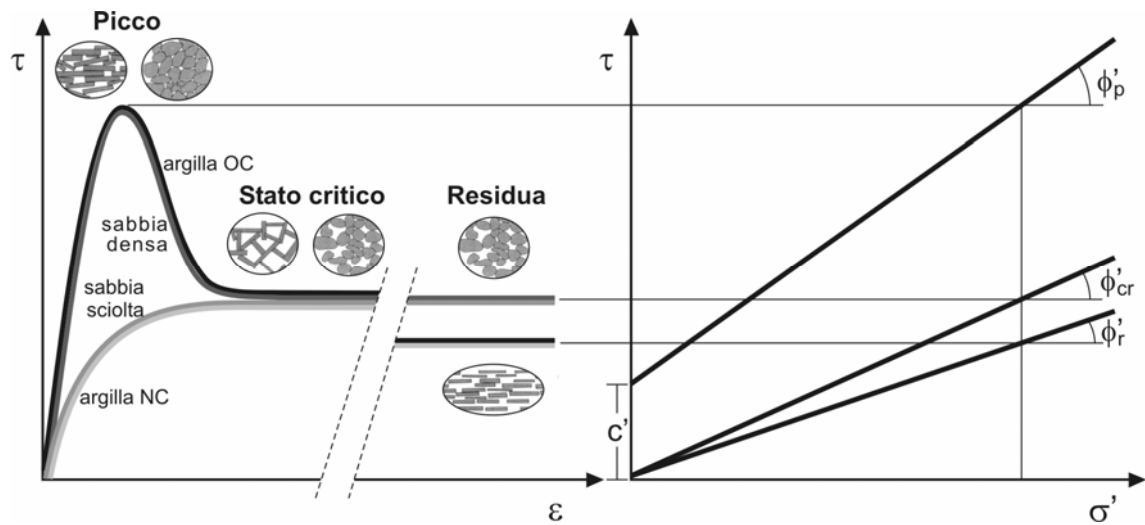


Fig. 139 – Resistenza di picco, resistenza allo stato critico e resistenza residua (da CASAGLI et al. 2004) –

- ii) **analisi a posteriori (*back-analysis*)**: con la quale si ricavano i parametri di resistenza al taglio (c' e ϕ' per frane di neoformazione e ϕ'_r per frane riattivate) lungo la superficie di rottura nel momento in cui la frana si è verificata, sapendo che in tali condizioni $F=1$.

4.1 Superfici di rottura planari

4.1.1 SCIVOLAMENTO PLANARE

Il meccanismo di scivolamento planare illustrato in Fig. 140 prevede lo scorrimento di un blocco lungo una superficie piana di scivolamento immergente a franapoggio meno inclinata del pendio, che si connette, nella parte alta del pendio, con una frattura di trazione verticale.

Tale tipo di meccanismo è comune in ammassi rocciosi fratturati, in cui una famiglia di discontinuità immerge a franapoggio meno inclinata del pendio, oppure in rocce deboli, nel caso di pendii acclivi, in cui la superficie di rottura può essere di neoformazione.

Nella figura sono mostrate le forze in gioco ed è spiegata la derivazione dell'equazione del fattore di sicurezza. Per calcolare le forze dovute all'acqua, è necessario fare delle assunzioni sulla distribuzione delle pressioni lungo la superficie di rottura e la frattura di trazione. Nella Fig. 140 è considerato il caso in cui la frattura di trazione è piena d'acqua per un'altezza z_w ed in cui si assumono distribuzioni triangolari di pressione.

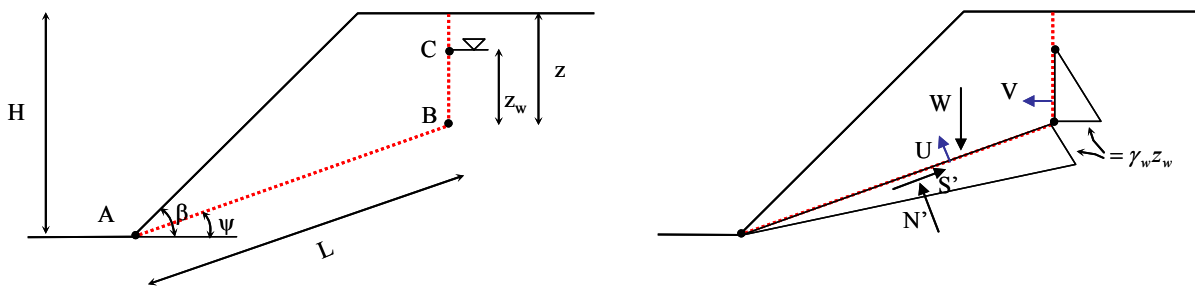


Fig. 140 - Analisi dello scivolamento planare -

In queste condizioni:

$$u_C = 0$$

$$u_A = 0$$

$$u_B = \gamma_w z_w$$

$$L = \frac{(H - z)}{\sin \psi}$$

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\left(1 - \frac{z}{H}\right) \cot \psi - \cot \beta \right]$$

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w z_w L$$

$$V = \frac{1}{2} \gamma_w z_w^2$$

L'equilibrio delle forze normali alla superficie di scivolamento è espresso dalla relazione $N' = W \cos \psi - V \sin \psi - U$, mentre per le forze parallele alla superficie si ottiene $S_f / F = W \sin \psi + V \cos \psi$, con F fattore di sicurezza.

Combinando le equazioni di equilibrio con il criterio di rottura di Mohr-Coloumb:

$$S_f = L(\sigma' \tan \phi' + c') = N' \tan \phi' + c' L$$

si ottiene la seguente espressione del fattore di sicurezza:

$$F = \frac{c' L + (W \cos \psi - V \sin \psi - U) \tan \phi'}{W \sin \psi + V \cos \psi}$$

che, nel caso particolare di condizione del terreno a secco, diviene $F = \tan \phi' / \tan \psi$

4.1.2 PENDIO INDEFINITO

Per frane di scivolamento traslativo, con basso valore del rapporto profondità/lunghezza della superficie di rottura (D_r/L_r), gli effetti-bordo possono essere trascurati e il meccanismo di movimento può essere modellato come uno scivolamento in un pendio di dimensione indefinita, lungo una superficie di rottura planare parallela al pendio.

In Fig. 141 è illustrata l'analisi di un pendio indefinito, proposta da SKEMPTON & DELORY (1957), adatta alla trattazione degli scivolamenti traslativi o delle colate di fango superficiali.

In base a questo tipo di analisi è possibile ricavare l'angolo di inclinazione limite, oltre il quale si ha instabilità, per un dato tipo di terreno di cui si conoscano i parametri di resistenza al taglio. Se la resistenza è solo di tipo attritivo ($c'=0$), allora la pendenza limite è pari all'angolo di attrito ϕ' in condizioni a secco, e pari circa alla metà di ϕ' con falda a piano campagna e filtrazione parallela al pendio.

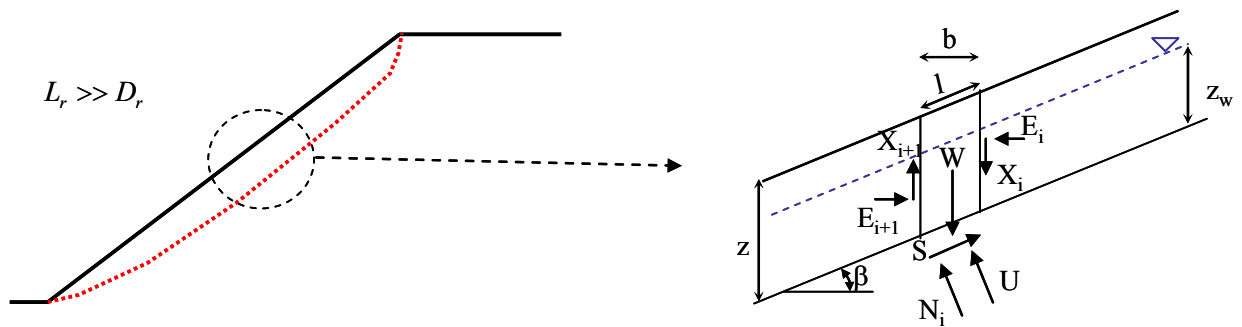


Fig. 141 - Analisi di un pendio indefinito –

Tenendo conto che:

$$E_{i+1} = E_i \quad X_{i+1} = X_i \quad (\text{pendio indefinito})$$

$$W = \gamma z l \cos \beta$$

$$U = ul \quad \text{dove} \quad u = \gamma_w z_w$$

l'equilibrio delle forze normali alla superficie di scivolamento è dato dalla relazione $N' = W \cos \beta - U$, mentre per le forze parallele alla superficie di scivolamento abbiamo $S_f / F = W \sin \beta$, con F fattore di sicurezza.

Combinando le equazioni di equilibrio con il criterio di rottura di Mohr-Coloumb $S_f = l(\sigma' \tan \phi' + c') = N' \tan \phi' + c' l$, si ottiene la seguente relazione per il fattore di sicurezza:

$$F = \frac{c' / \gamma z + (\cos^2 \beta - r_u) \tan \phi'}{\sin \beta \cos \beta} \quad \text{dove} \quad r_u = u / \gamma z.$$

Nel caso in cui c' ed u siano entrambi nulli, il fattore di sicurezza si riduce a $F = \tan \phi' / \tan \beta$; per $c'=0$ e falda al piano campagna $z_w=z$,

$$F = \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma}\right) \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \approx 0.5 \frac{\tan \phi'}{\tan \beta}.$$

Infine, per moto di filtrazione parallelo al pendio e resistenza al taglio del materiale puramente attritiva ($c'=0$), $F = \left(1 - \frac{u}{\gamma z \cos^2 \beta}\right) \frac{\tan \phi'}{\tan \beta}$, con $u = \gamma_w z_w \cos^2 \beta$.

4.1.3 METODO DEI CUNEI

Il metodo è utilizzabile nei casi in cui la superficie di scivolamento possa essere approssimata mediante due o tre linee rette. Questa condizione può manifestarsi in presenza di uno strato roccioso sottostante al pendio o nel caso in cui siano presenti superfici di debolezza che possano guidare la forma della superficie di rottura. La valutazione delle condizioni di stabilità viene realizzata dividendo il pendio in alcuni blocchi (che si considera scivolino su superfici planari) ed esaminandone le condizioni di equilibrio. Dato che il numero di incognite è superiore al numero di equazioni disponibili, il problema viene reso determinato tramite assunzioni sull'inclinazione (θ) delle forze (Z) tra i cunei e considerando che la porzione mobilitata della resistenza al taglio disponibile sia la stessa per tutti i cunei (fattore di sicurezza $F_1=F_2=\dots=F_n$).

La soluzione viene ottenuta per tentativi variando F e θ fino a che non viene soddisfatto l'equilibrio delle forze (Fig. 142).

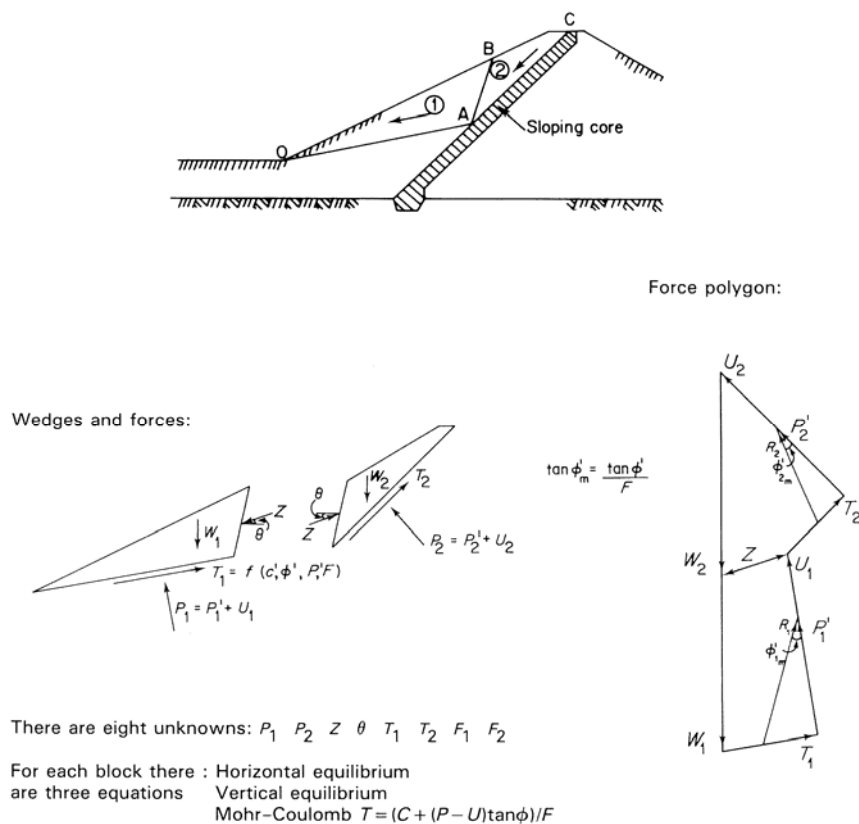


Fig. 142 – Applicazione del metodo dei cunei per l'analisi di stabilità di una diga. La soluzione è ottenuta per via grafica assumendo un angolo θ per l'inclinazione delle forze di interconco Z e variando il fattore di sicurezza F fino a che non risulta verificato il poligono delle forze (da SEED & SULTAN, 1967) -

4.2 Superfici di rottura curve

Il metodo dell'equilibrio limite permette di ottenere soluzioni staticamente determinate solo per superfici di rottura planari; nel caso di superfici curve, è possibile ottenere una soluzione approssimata utilizzando una tecnica di integrazione numerica (metodo dei conci) e facendo delle opportune assunzioni sulle forze in gioco.

Il cosiddetto metodo dei conci (o dei settori oppure delle strisce) prevede i seguenti passi:

- la massa delimitata dalla superficie topografica e dalla superficie di scivolamento è suddivisa in conci, in genere verticali;
- si risolvono le equazioni di equilibrio statico sia per il meccanismo globale che per ognuno dei conci.

Le forze in gioco per ogni concio sono illustrate in Fig. 143. Il problema è staticamente indeterminato come è illustrato nella TAB. 8, in quanto il numero di incognite del sistema ($6n-2$) è superiore a quello delle equazioni disponibili ($4n$). Pertanto è necessario effettuare ($2n-2$) assunzioni per rendere staticamente determinato il problema, assunzioni fatte generalmente per la distribuzione delle forze di interconcio.

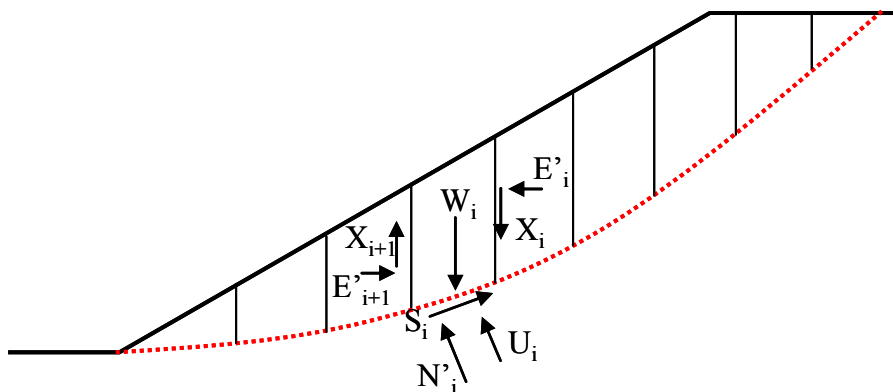


Fig. 143 – Forze in gioco per ogni concio in assenza di carichi esterni -

Poiché esistono infiniti modi in cui possono essere fatte le assunzioni necessarie, sono stati proposti in letteratura diversi metodi per la soluzione del problema.

In molti di questi metodi viene effettuato un numero di assunzioni superiore a quello necessario, per cui non vengono utilizzate tutte le equazioni disponibili; tali metodi vengono detti **non rigorosi** (es. metodi di Fellenius, Bishop semplificato, Janbu semplificato).

I metodi che invece soddisfano tutte e tre le condizioni di equilibrio (forze nelle due direzioni ortogonali e momenti), e che si basano solo su un numero di assunzioni strettamente necessarie, vengono detti **rigorosi** (es. metodi di Morgenstern & Price, Spencer, Sarma, *General Limit Equilibrium method*).

Il ricorso ai metodi rigorosi e la possibilità di considerare superfici di scivolamento non strettamente circolari, reso possibile dal crescente utilizzo del computer nelle applicazioni geotecniche e dalla notevole disponibilità di software specifici attualmente in commercio, consentono analisi di stabilità sempre più accurate e realistiche rispetto ai risultati ottenibili con i metodi tradizionali (metodi non rigorosi), concepiti fondamentalmente per calcoli di tipo manuale. In generale quindi, soprattutto nel caso in cui si disponga di una buona conoscenza dei parametri da utilizzare nella verifica (geometria del problema, parametri geotecnici del materiale, condizioni idrauliche, ecc.), è consigliabile utilizzare metodi di tipo rigoroso, limitando l'utilizzo dei metodi non rigorosi a verifiche speditive o comunque da integrare con gli altri tipi di indagine.

INCOGNITE	numero
Modulo della reazione vincolare efficace N'	n
Modulo della forza di taglio mobilitata S	n
modulo della forza normale di interconco E'	$n-1$
modulo della forza tangenziale di interconco X	$n-1$
punto di applicazione di E'	$n-1$
punto di applicazione di N'	n
fattore di sicurezza	1
Totale	$6n-2$
EQUAZIONI	
equilibrio dei momenti	n
equilibrio delle forze verticali	n
equilibrio delle forze orizzontali	n
criterio di rottura	n
Totale	$4n$
assunzioni necessarie	$2n-2$

TAB. 8 - Numero di incognite e di equazioni per un sistema di n conci -

Vale la pena sottolineare comunque che i risultati di un'analisi di stabilità, per quanto rigoroso sia il metodo utilizzato, sono strettamente vincolati all'esatta comprensione del problema, alla giusta scelta dei parametri geotecnici nonché alla competenza stessa di chi realizza l'analisi.

4.2.1 SCIVOLAMENTO CIRCOLARE

4.2.1.1 Metodo di Fellenius

Nel caso di uno scivolamento circolare, la superficie di rottura ha un raggio di curvatura costante pari ad R .

Il più semplice metodo di analisi di questo meccanismo è stato proposto da Fellenius ed è noto come *Metodo Convenzionale*.

Il metodo non è rigoroso e si basa sull'assunzione che le sommatorie delle forze di interconco, normali e tangenziali, siano entrambe nulle. Il fattore di sicurezza è ricavato dall'equilibrio dei momenti rispetto al centro di rotazione della massa. La condizione di equilibrio delle forze normali alla base di ogni conco è utilizzata per ricavare il modulo della reazione vincolare efficace N' , la quale controlla la componente attrittiva della resistenza al taglio. Il metodo tende a sottostimare il fattore di sicurezza per cui risulta conservativo.

La condizione di equilibrio dei momenti è espressa dalla seguente relazione:

$$\sum W_i x_i = \sum S_{mi} R.$$

La resistenza mobilitata S_m è data dalla resistenza a rottura S_f divisa per il fattore di sicurezza F , per cui:

$$\sum W_i x_i = \sum \frac{S_{fi}}{F} R$$

dal criterio di rottura si ricava:

$$S_{fi} = l_i [c' + (\sigma_i - u_i) \tan \phi'] = c' l_i + (N_i - u_i l_i) \tan \phi'$$

$$\text{per cui il fattore di sicurezza risulta: } F = \frac{\sum S_f R}{\sum W_i x_i} = \frac{R \sum [c' l_i - (N_i - u_i l_i) \tan \phi']}{\sum W_i x_i}.$$

La reazione vincolare N può essere calcolata risolvendo le forze perpendicolarmente alla base di ogni concio.

$$N = (W_i + X_i - X_{i+1}) \cos \alpha_i - (E_i - E_{i-1}) \sin \alpha_i$$

Si noti che: $x_i = R \sin \alpha_i$ per cui $\frac{R}{\sum W_i x_i} = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i}$

Sostituendo le ultime due equazioni nell'espressione del fattore di sicurezza, si ottiene:

$$F = \frac{\sum \{c' l_i - (N_i - u_i l_i) \tan \phi' + [(X_i - X_{i+1}) \cos \alpha_i - (E_i - E_{i-1}) \sin \alpha_i] \tan \phi\}}{\sum W_i \sin \alpha_i}$$

Per rendere staticamente determinato il problema, viene fatta la seguente assunzione:

$$\sum [(X_i - X_{i+1}) \cos \alpha_i - (E_i - E_{i-1}) \sin \alpha_i] = 0$$

per cui l'espressione del fattore di sicurezza diventa:

$$F = \frac{\sum [c' l_i - (N_i - u_i l_i) \tan \phi']}{\sum W_i \sin \alpha_i}$$

4.2.1.2 Metodo di Bishop

A differenza del metodo di Fellenius, in cui la sommatoria delle forze di interconcio normali e tangenziali è considerata nulla, nel metodo di Bishop (BISHOP, 1955) si assume che le forze agenti all'interfaccia dei conci abbiano risultante orizzontale; con queste assunzioni, dall'equilibrio alla traslazione verticale si ottiene:

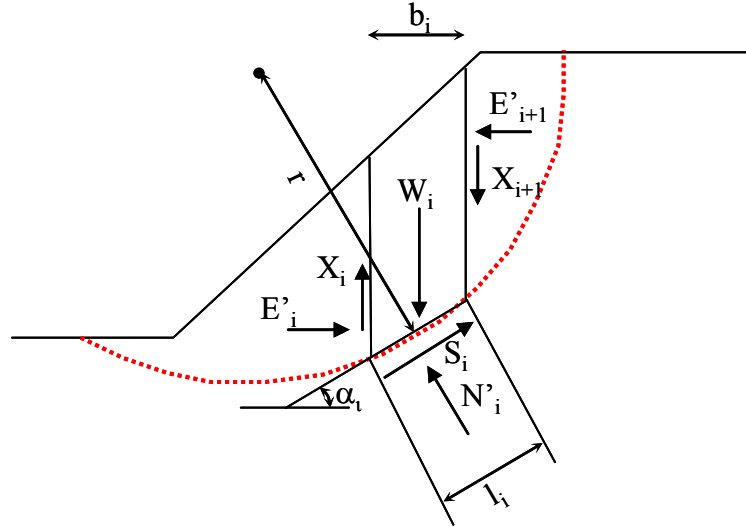


Fig. 144 –Metodo di Bishop –

$$N'_i = \frac{W_i - u_i b_i - (1/F) c' b_i \tan \alpha_i}{\cos \alpha_i [1 + (\tan \alpha_i \tan \phi') / F]}$$

Il fattore di sicurezza espresso in base alla condizione di equilibrio dei momenti è: $F = \frac{M_S}{M_R}$

con M_R (momento delle forze ribaltanti) pari a $M_R = r \sum_i W_i \sin \alpha_i$

e M_S (momento stabilizzante) pari a $M_S = r \sum_i (c' + \sigma_i' \tan \phi_i') l_i = r c' L + r \tan \phi' \sum_i N_i'$;

dove r e L sono rispettivamente il raggio e la lunghezza complessiva dell'arco di circonferenza considerato.

Sostituendo l'equazione delle forze normali agenti alla base di ciascun concio (N_i), ricavata dalla condizione di equilibrio delle forze verticali, nell'espressione del fattore di sicurezza F si ottiene:

$$F = \frac{\sum_i [c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \phi'] \cdot [1 / M_i(\alpha)]}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

$$\text{con } M_i(\alpha) = \cos \alpha_i \left(1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \phi'}{F} \right).$$

Dato che il fattore di sicurezza F compare in entrambi i membri dell'equazione, la soluzione è ottenuta per approssimazione.

Fissato un valore per F nel membro di destra dell'equazione, si determina il fattore di sicurezza al primo membro; il valore così ottenuto viene sostituito di nuovo al secondo membro e l'equazione ricalcolata. Si procede per successive iterazioni fino a quando i fattori di sicurezza al primo e al secondo membro coincidono (in relazione al grado di approssimazione considerato).

Come il metodo convenzionale, anche il *metodo di Bishop* è un metodo non rigoroso, in quanto il numero delle assunzioni che si introducono nel calcolo dell'equilibrio è maggiore di quello strettamente necessario; questo comporta risultati non esatti soprattutto in caso di superfici di scivolamento profonde. Tuttavia, LANCELOTTA (1993) riporta che gli errori sono mediamente dell'ordine del 2%, con valori massimi del 7%.

4.2.2 SCIVOLAMENTO NON CIRCOLARE

4.2.2.1 General Limit Equilibrium method

Le equazioni dell'equilibrio di una massa che scivola su di una superficie di forma qualunque sono state formulate, nella forma più generale possibile, da Fredlund a Krahn (FREDLUND & KRAHN, 1977). La formulazione è la stessa per superfici di scivolamento circolari e non, anche se nell'ultimo caso deve essere considerato un centro di rotazione fittizio per ogni concio (Fig. 145).

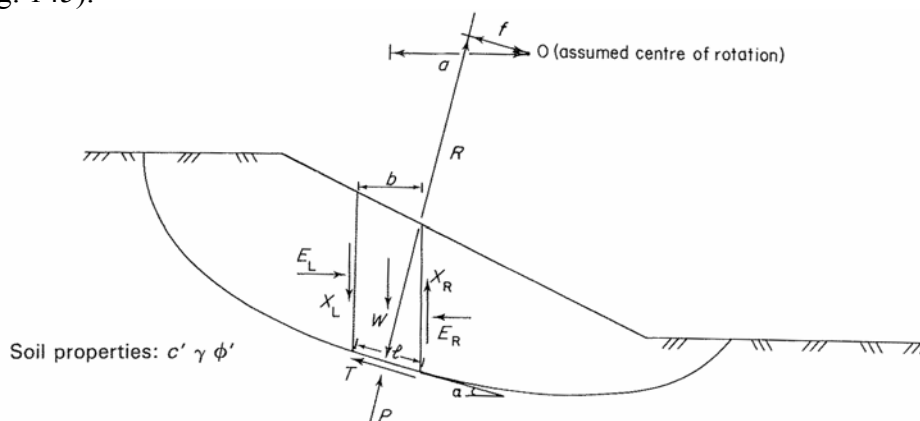


Fig. 145 – Metodo dell'Equilibrio Limite Generalizzato (da FREDLUND & KRAHN, 1977) -

Considerando sia l'equilibrio delle forze che dei momenti, FREDLUND & KRAHN (1977) hanno ricavato due differenti espressioni del fattore di sicurezza F_f e F_m :

$$F_f = \frac{\sum [c'l + (P - ul) \tan \phi'] \cos \alpha - \sum (E_R - E_L)}{\sum P \sin \alpha};$$

$$F_m = \frac{\sum [c'l + (P - ul) \tan \phi'] R}{\sum (Wd - Pf)};$$

dove la forza normale alla base di ciascun concio (P) è ricavata dalla condizione di equilibrio alla traslazione verticale:

$$P = \left[W - (X_R - X_L) - \frac{1}{F} (c'l \sin \alpha - ul \tan \phi' \sin \alpha) \right] / M_\alpha,$$

con

$$M_\alpha = \cos \alpha \left(1 + \tan \alpha \frac{\tan \phi'}{F} \right).$$

La valutazione dei fattori di sicurezza (F_f dall'equazione di equilibrio delle forze e F_m dall'equilibrio dei momenti) presuppone la determinazione della forza normale P e questo rende necessarie assunzioni sulle forze di interconcio X ed E . La maggior parte dei metodi all'equilibrio limite possono essere visti come casi particolari del GLE, tenuto conto delle rispettive assunzioni per le forze di interconcio e dell'espressione del fattore di sicurezza utilizzate (F_f , F_m o entrambi); in particolare:

BISHOP (1955), $X_R - X_L = 0$ ed equilibrio dei momenti;

SPENCER (1967), $\frac{X}{E} = K$ (costante) ed equilibrio delle forze ed dei momenti;

MORGENSTERN & PRICE (1965), $\frac{X}{E} = \lambda f(x)$ ed equilibrio delle forze e dei momenti.

Consideriamo ad esempio il *metodo di Bishop*.

In questo caso R è costante, $d = R \sin \alpha$ e $f = 0$; in queste condizioni l'espressione del fattore di sicurezza ricavato dalla condizione di equilibrio alla rotazione diviene:

$$F_m = \frac{\sum [c'l + (P - ul) \tan \phi'] R}{\sum (Wd - Pf)} = \frac{R \sum [c'l + (P - ul) \tan \phi']}{R \sum W \sin \alpha} = \frac{\sum [c'l + (P - ul) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha},$$

che è la stessa relazione ricavata da Bishop (vedi paragrafo 4.2.1.2).

4.2.2.2 Metodo di Janbu

Uno dei primi metodi di analisi all'equilibrio limite per superfici di scivolamento non obbligatoriamente circolari è stato fornito da JANBU *et al.*, (1956). Nel *metodo di Janbu semplificato* il fattore di sicurezza è ricavato dalla condizione di equilibrio delle forze, con l'assunzione che siano nulle le forze di taglio di interconcio ($X_R = X_L = 0$).

Il fattore di sicurezza (F) ricavato per via iterativa, analogamente a quanto descritto per il *metodo di Bishop*, viene poi moltiplicato per un fattore correttivo f_0 (Fig. 146), funzione della geometria della superficie di rottura (definita dal rapporto D_r/L_r) e dei parametri di resistenza al taglio c' e ϕ' , per tener conto dell'effetto delle forze di taglio di interconcio:

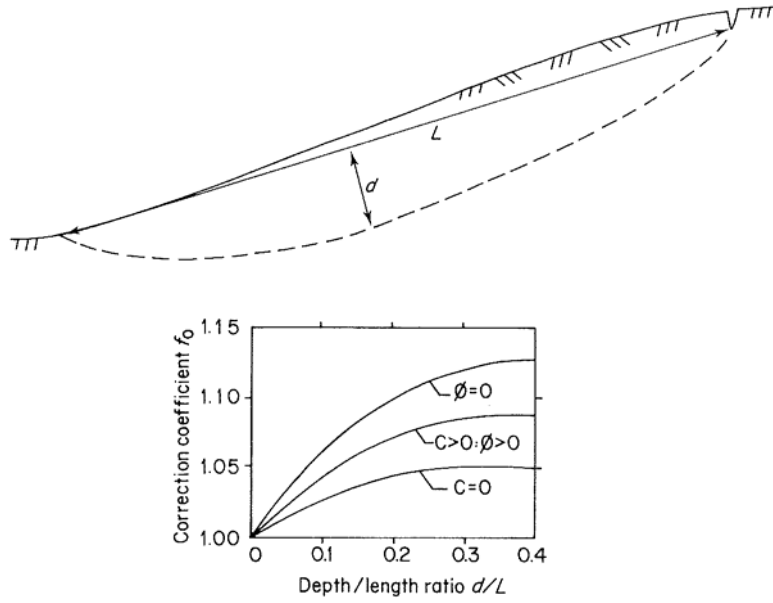


Fig. 146 – Fattore correttivo f_0 (da NASH, 1987) –

$$F_{\text{corretto}} = f_0 F;$$

dove rifacendosi alle relazioni di FREDLUND & KRAHN (1977):

$$F = \frac{\sum [(c'l + (P - ul) \tan \phi')] \sec \alpha}{\sum W \tan \alpha}$$

con

$$P = \left[W - (X_R - X_L) - \frac{1}{F} (c'l \sin \alpha - ul \tan \phi' \sin \alpha) \right] / M_\alpha$$

e

$$M_\alpha = \cos \alpha \left(1 + \tan \alpha \frac{\tan \phi'}{F} \right).$$

Anche se a prima vista può sembrare leggermente differente, l'espressione del fattore di sicurezza F è identica a quella ottenuta nella formulazione generale di Fredlund & Krahn (vedi paragrafo 4.2.2.1); occorre comunque tenere in mente che, poiché il fattore f_0 è sostanzialmente un fattore empirico, il *metodo di Janbu semplificato* non può essere considerato come un metodo di tipo rigoroso.

Nel *metodo di Janbu rigoroso* (JANBU 1954; 1957) la relazione tra le forze di interconco è ottenuta assumendo per tutto il corpo frana una linea di spinta delle forze di interconco (*thrust line*).

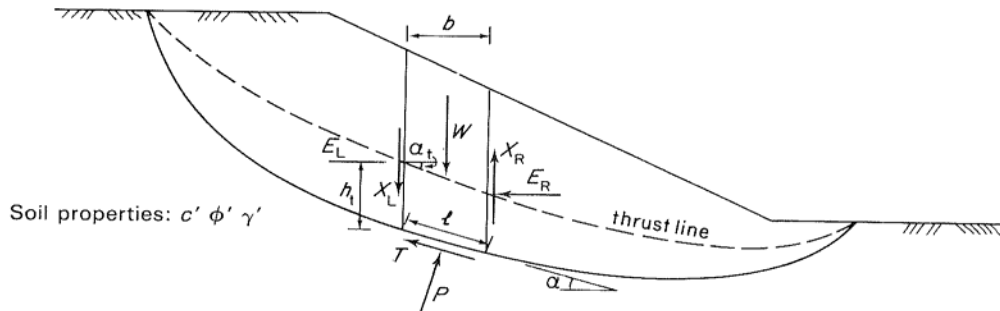


Fig. 147 – Assunzione della linea di spinta (*thrust line*) utilizzata nella valutazione delle forze di interconco nel *metodo di Janbu rigoroso*. Per una trattazione completa del metodo di analisi si rimanda a NASH (1989) -

Le forze di interconcio sono valutate considerando l'equilibrio dei momenti per ogni concio, mentre il fattore di sicurezza è ricavato dalla condizione di equilibrio delle forze:

$$F = \frac{\sum [c'l + (P - ul) \tan \phi'] \sec \alpha}{\sum [W - (X_R - X_L)] \tan \alpha}.$$

La soluzione è ottenuta in maniera iterativa assumendo all'inizio $(X_R - X_L) = 0$ e determinando i valori di E ed X (con il valore della forza di taglio X ritardato di una iterazione) tramite le equazioni di equilibrio alla traslazione (a) e alla rotazione (b) per ogni concio,:

$$a) E_R - E_L = [W - (X_R - X_L)] \tan \alpha - \frac{1}{F} [c'l + (P - ul) \tan \phi'] \sec \alpha ;$$

$$b) X_R = E_R \tan \alpha_t - (E_R - E_L) \frac{h_t}{b}.$$

Quando la condizione di equilibrio dei momenti (b) è soddisfatta, $F_f = F_m$.

4.2.2.3 Metodo di Spencer

Il metodo di Spencer (SPENCER, 1967), nonostante sia stato originariamente presentato come metodo di analisi per superfici di scivolamento circolari, può essere applicato anche a superfici non strettamente circolari adottando un centro di rotazione fittizio (NASH, 1987).

Le forze di interconcio sono assunte avere un'inclinazione costante θ lungo il pendio cosicché: $X/E = \tan \theta$.

Nel metodo di Spencer la soluzione viene ottenuta facendo variare il valore di θ fino a che il fattore di equilibrio ricavato dall'equilibrio dei momenti F_m non eguaglia quello ricavato dalla condizione di equilibrio delle forze F_f .

Rifacendosi alla formulazione generale proposta da Fredlund & Krahn (vedi paragrafo 4.2.2.1) le due espressioni del fattore di sicurezza assumono la seguente forma:

$$F_f = \frac{\sum [c'l + (P - ul) \tan \phi'] \sec \alpha}{\sum [W - (X_R - X_L)] \tan \alpha},$$

$$F_m = \frac{\sum [c'l + (P - ul) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha}.$$

Come per il *metodo di Janbu rigoroso* si assume all'inizio $(X_R - X_L) = 0$ e si determinano i valori di E ed X (con il valore della forza di taglio X ritardato di una iterazione) tramite le equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale per ogni concio (a) e la relazione tra le forze di interconcio (b):

$$a) E_R - E_L = P \sin \alpha - \frac{1}{F} [c'l + (P - ul) \tan \phi'] \cos \alpha ;$$

$$b) \frac{X}{E} = \tan \theta.$$

L'inclinazione θ delle forze di interconcio è variata finché $F_m = F_f$.

4.2.2.4 Metodo di Morgenstern and Price

Nel *metodo di Morgenstern and Price* (MORGENSTERN & PRICE, 1965) la massa in frana viene divisa in un numero ridotto di sezioni lineari o cunei con lati verticali. Le sezioni, che possono essere molto più grandi di quelle degli altri metodi dei conici, vengono divise in

strisce verticali di larghezza infinitesima (larghezza della striscia $dx \rightarrow 0$), per ognuna delle quali vengono risolte le equazioni di equilibrio delle forze e dei momenti (questi ultimi valutati rispetto al punto medio della base delle strisce).

Le equazioni di equilibrio, ottenute per integrazione (dx) su tutto il corpo frana, vengono risolte assumendo che il legame tra le forze di interconco orizzontali e verticali sia esprimibile attraverso la relazione: $X_i = \lambda f(x) E_i$, dove $f(x)$ è una funzione variabile con continuità lungo la superficie di scivolamento e λ è un fattore di scala.

Per una data funzione $f(x)$ ed una data superficie di scivolamento, i valori di λ e del fattore di sicurezza F vengono fatti variare iterativamente finché non risultino soddisfatte le condizioni di equilibrio complessive dei momenti e delle forze.

L'utilizzo della funzione di interconco $f(x)$ rappresenta la principale caratteristica distintiva del *metodo di Morgenstern and Price*. La scelta della funzione di interconco da utilizzare per l'analisi di stabilità è legata alla geometria del corpo di frana; in particolare, nel caso di superfici circolari si può far riferimento ad una funzione $f(x)$ di tipo mezzo-seno, per superfici piane ad una funzione costante, mentre nel caso di superfici di scivolamento composite sono più adatte funzioni di interconco di tipo trapezoidale (Fig. 148). Indicazioni più approfondite in relazione alle funzioni di interconco sono fornite da NASH (1987). Il lavoro di FREDLUND & KRAHN (1977) mostra comunque come il fattore di sicurezza F sia debolmente influenzato dalla scelta della funzione di interconco.

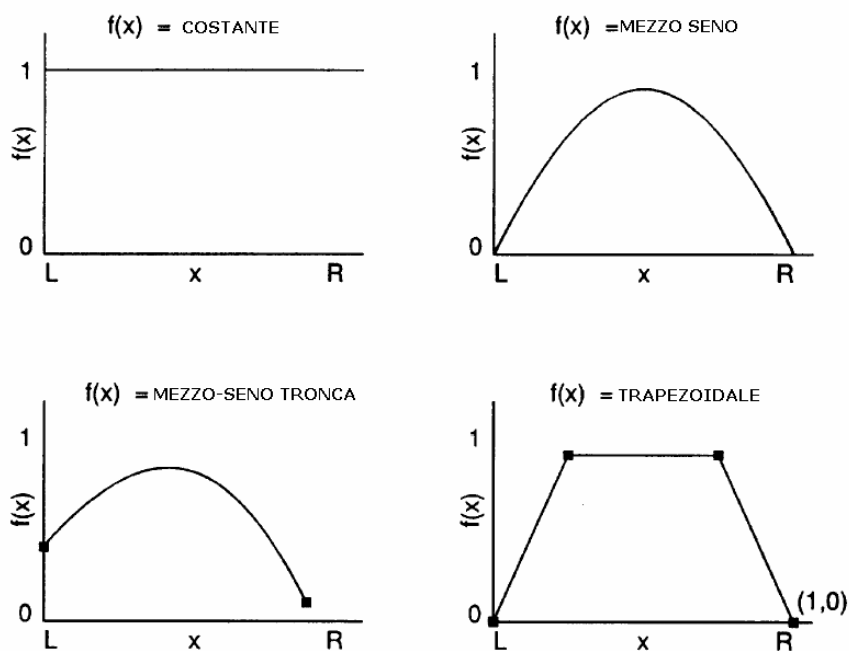


Fig. 148 – Differenti tipi di funzioni di interconco $f(x)$: L individua la cresta del corpo di frana, R il piede –

Risultati identici a quelli ottenuti da MORGENSTERN & PRICE (1965) possono essere raggiunti utilizzando la loro assunzione per le forze di interconco ($X_i = \lambda f(x) E_i$) assieme alle equazioni generali di equilibrio ricavate da Fredlund & Krahn.

La forza normale P alla base di ogni conco è ottenuta inserendo i valori delle forze di taglio di interconco X_R e X_L ricavate in base all'assunzione di Morgenstern & Price nell'espressione generale ottenuta da Fredlund & Krahn:

$$P = \left[W - (X_R - X_L) - \frac{1}{F} (c'l \sin \alpha - ul \tan \phi' \sin \alpha) \right] / M_\alpha ;$$

La soluzione è ottenuta in maniera iterativa assumendo all'inizio $(X_R - X_L) = 0$ e determinando i valori delle componenti orizzontali delle forze di interconco (E) tramite la stessa relazione utilizzata nel *metodo di Janbu rigoroso*:

$$E_R - E_L = [W - (X_R - X_L)] \tan \alpha - \frac{1}{F} [c'l + (P - ul) \tan \phi'] \sec \alpha ,$$

le componenti normali delle forze di interconco (X) vengono quindi determinate assumendo un valore λ , tramite la relazione $X_R = \lambda f(x) E_R$.

Note le forze di interconco si determinano, tramite le equazioni generali proposte da FREDLUND & KRAHN (1977), i relativi fattori di sicurezza F_f ed F_m per quel dato valore di λ :

$$F_f = \frac{\sum [c'l + (P - ul) \tan \phi'] \cos \alpha - \sum (E_R - E_L)}{\sum P \sin \alpha} ;$$

$$F_m = \frac{\sum [c'l + (P - ul) \tan \phi'] R}{\sum (Wd - Pf)} .$$

Si ripete la procedura variando λ finché $F_m = F_f$.

4.2.2.5 Metodo di Sarma

L'approccio adottato nel *metodo di Sarma* (SARMA, 1973) è radicalmente differente da quello utilizzato negli altri metodi di analisi della stabilità all'equilibrio limite. Sarma, difatti, valuta le condizioni di stabilità del versante determinando il valore critico dell'accelerazione orizzontale che provoca lo scivolamento della massa in frana; un'ulteriore differenza rispetto agli altri metodi all'equilibrio limite è la possibilità di scomporre la massa sopra la superficie di scorrimento in cunei di inclinazione e forma qualsiasi, accompagnata dall'assunzione che la resistenza al taglio sia mobilitata non solo lungo la superficie di scorrimento ma anche lungo le interfacce dei cunei.

SARMA (1973) e SARMA & BHAVE (1974) affermano che l'accelerazione critica orizzontale (K) è un indice di stabilità con significato analogo al fattore di sicurezza, benché non sempre la superficie che presenta il minor fattore di sicurezza sia anche quella con il minimo valore dell'accelerazione critica orizzontale e viceversa.

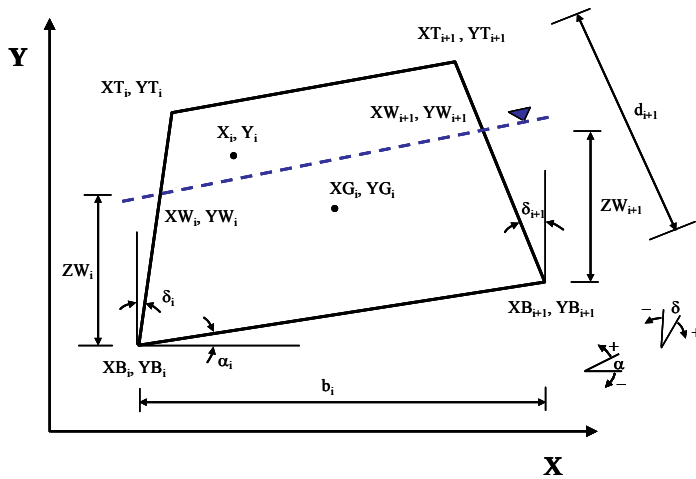
L'equilibrio delle forze e dei momenti è ottenuto dividendo il corpo di frana in cunei e considerando, nelle equazioni di equilibrio, la forza connessa con l'accelerazione critica orizzontale (K); il momento viene calcolato rispetto al centro di gravità dell'intero corpo di frana, il che semplifica molto la forma della relativa equazione di equilibrio.

Il fattore di sicurezza F viene ottenuto riducendo i parametri di resistenza al taglio del materiale fino a che la rottura si manifesta per un valore nullo di accelerazione orizzontale.

HOEK (1987), modificando il metodo originario di SARMA (1973), propone la seguente relazione per la valutazione del valore dell'accelerazione critica K:

$$K = AE/PE$$

dove rifacendosi alla notazione in Fig. 149:



$$d_{i+1} = [(XT_{i+1} - XB_{i+1})^2 + (YT_{i+1} - YB_{i+1})^2]^{1/2}$$

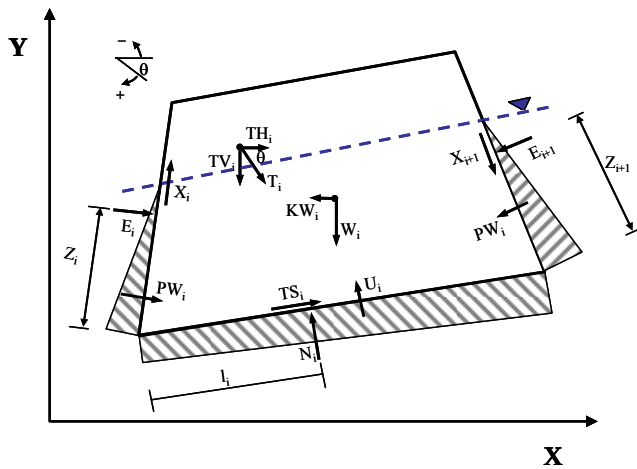
$$\delta_{i+1} = \arcsin[(XT_{i+1} - XB_{i+1})/d_{i+1}]$$

$$b_i = XB_{i+1} - XB_i$$

$$\alpha_i = \arctan[(YB_{i+1} - YB_i)/b_i]$$

$$W_i = \frac{1}{2} \gamma_r [(YB_i - YT_{i+1})(XT_i - XB_{i+1}) + (YT_i - YB_{i+1})(XT_{i+1} - XB_i)]$$

$$ZW_{i+1} = YW_{i+1} - YB_{i+1}$$



$$U_i = \frac{1}{2} \gamma_w [(YW_i - YB_i + YW_{i+1} - YB_{i+1})b_i / \cos \alpha_i]$$

$$PW_i = \frac{1}{2} \gamma_w [(YW_i - YB_i)^2 / \cos \delta_i]$$

$$PW_{i+1} = \frac{1}{2} \gamma_w [(YW_{i+1} - YB_{i+1})^2 / \cos \delta_{i+1}]$$

γ_w peso specifico dell'acqua

γ_r peso specifico del materiale costituente il cuneo

PW e U spinte dell'acqua

T carichi esterni

Fig. 149 – Definizione della geometria e delle forze agenti su ciascun cuneo. Le espressioni delle spinte laterali dell'acqua PW_i e PW_{i+1} si riferiscono al caso, illustrato in figura, di un cuneo sommerso solo parzialmente ($YT_i > YW_i$ e $YT_{i+1} > YW_{i+1}$) -

$$AE = a_n + a_{n-1}e_n + a_{n-2}e_n e_{n-1} + \dots + a_1 e_n e_{n-1} \dots e_3 e_2$$

$$PE = p_n + p_{n-1}e_n + p_{n-2}e_n e_{n-1} + \dots + p_1 e_n e_{n-1} \dots e_3 e_2$$

$$a_i = Q_i [(W_i + TV_i) \sin(\phi_{Bi} - \alpha_i) - TH_i \cos(\phi_{Bi} - \alpha_i) + R_i \cos \phi_{Bi} + S_{i+1} \sin(\phi_{Bi} - \alpha_i - \delta_{i+1}) - S_i \sin(\phi_{Bi} - \alpha_i - \delta_i)]$$

$$p_i = Q_i W_i \cos(\phi_{Bi} - \alpha_i)$$

$$e_i = Q_i [\cos(\phi_{Bi} - \alpha_i - \phi_{Si} - \delta_i) / \cos \phi_{Si}]$$

$$Q_i = \cos \phi_{Si+1} / \cos(\phi_{Bi} - \alpha_i + \phi_{Si+1} - \delta_{i+1})$$

$$S_i = c_{Si} d_i - PW_i \tan \phi_{Si}$$

$$S_{i+1} = c_{Si+1} d_{i+1} - PW_{i+1} \tan \phi_{Si+1}$$

$$R_i = c_{Bi} b_i / \cos \alpha_i - U_i \tan \phi_{Bi}$$

Il fattore di sicurezza è calcolato per iterazione riducendo simultaneamente i parametri di resistenza al taglio sulle superfici di scivolamento laterali (c_{si} , ϕ_{si} , c_{si+1} , ϕ_{si+1}) e di base (c_{bi} , ϕ_{bi}) di ciascun cuneo finché il valore dell'accelerazione critica $K = AE/PE = 0$; questo è ottenuto sostituendo i parametri di resistenza che compaiono nei termini AE e PE con c_{si}/F , $\tan \phi_{si}/F$, c_{si+1}/F , $\tan \phi_{si+1}/F$, c_{bi}/F , $\tan \phi_{bi}/F$, dove F è il fattore di sicurezza impostato ad ogni iterazione.

L'accelerazione critica orizzontale (K_{CR}) che determina il distacco del corpo di frana è ottenuta assumendo un fattore di sicurezza $F = 1$.

4.2.3 CONSIDERAZIONI SUL METODO DELL'EQUILIBRIO LIMITE

I metodi di analisi all'equilibrio limite sono largamente utilizzati nelle verifiche di stabilità, anche se la loro utilità è strettamente legata ad un'adeguata applicazione alla situazione in esame. In particolare, la completezza e l'esattezza dei risultati, indipendentemente dal metodo utilizzato (Bishop, Janbu, Sarma, ecc.), sono vincolate ad un'esatta conoscenza del problema da affrontare, sia in relazione alla topografia del versante che alle reali caratteristiche geotecniche del materiale coinvolto ed alle sue condizioni di saturazione; informazioni, queste ultime due, spesso molto difficili da ottenere.

Ogni metodo di analisi soddisfa determinate condizioni di equilibrio ed ognuno usa differenti assunzioni per le forze di interconco; comunque, per quanto possa risultare più o meno efficace, nessuno di essi è in grado di fornire un risultato esatto. FREDLUND & KRAHN (1977) analizzano differenti metodi all'equilibrio limite, riscontrando differenze tra i fattori di sicurezza ottenuti inferiori al 4% (ad eccezione del metodo ordinario dei concetti di Fellenius, che presenta scostamenti notevolmente maggiori).

Gli stessi autori evidenziano inoltre che, se il fattore di sicurezza ricavato dall'equilibrio dei momenti è scarsamente influenzato dalle assunzioni sulle forze di interconco, queste hanno un peso rilevante nel caso in cui il fattore di sicurezza sia desunto in base all'equilibrio delle forze; ciò implica che i metodi di analisi all'equilibrio limite basati solo sull'equilibrio delle forze sono meno accurati di quelli che contemplano anche l'equilibrio dei momenti.

Riprendendo studi comparativi sui vari metodi di analisi di stabilità e quanto riportato da NASH (1987), si può affermare che:

- i metodi che forniscono i risultati più accurati sono quelli che soddisfano entrambe le condizioni di equilibrio (Sarma, Morgenstern & Price, Spencer, Janbu rigoroso, GLE, ecc.);
- anche il metodo di Bishop, sebbene limitato a superfici circolari, fornisce risultati abbastanza accurati, fatta eccezione per superfici fortemente inclinate al piede, in cui risulta conveniente utilizzare metodi che prendano in considerazione la distribuzione delle forze di interconco (es. Morgenstern & Price, Sarma);
- i metodi basati solo sull'equilibrio delle forze o che non soddisfano tutte le condizioni di equilibrio possono dare risultati inesatti.

Nella tabella (TAB. 9) viene riportato un sommario dei vari metodi all'equilibrio limite e delle loro principali caratteristiche.

Metodi	Superficie di scivolamento	Equazioni di equilibrio soddisfatte	Applicazioni e peculiarità
Pendio infinito, Skempton & Delory (1957)	piana	forze	Frane superficiali
Cunei	poligonale	forze	Pendii con presenza di piani di debolezza e/o superfici di scollamento
Bishop (1955)	circolare	momenti + forze	Più adatto per materiali omogenei. Può dare problemi in caso di superfici fortemente inclinate al piede; metodo non rigoroso
Fellenius (1927, 1936)	circolare	momenti	Il fattore di sicurezza può risultare fortemente sottostimato; metodo non rigoroso
Spencer (1967)	qualunque	momenti+forze	Valori abbastanza accurati del fattore di sicurezza, ma notevoli problemi di convergenza. Metodo rigoroso
Janbu (1957)	qualunque	momenti+forze	Il fattore di sicurezza è leggermente sottostimato. Metodo rigoroso
Morgenstern & Price (1965)	qualunque	momenti+forze	Accurata valutazione del fattore di sicurezza. Metodo rigoroso
General Limit Equilibrium method (FREDLUND & KRAHN, 1977)	qualunque	momenti+forze	Accurata valutazione del fattore di sicurezza. Metodo rigoroso
Sarma (1973)	qualunque	momenti+forze	Accurata valutazione del fattore di sicurezza. Metodo rigoroso, adatto anche all'analisi in condizioni sismiche

TAB. 9 – Metodi di analisi all'equilibrio limite -

5 BIBLIOGRAFIA

- AA. VV. ARPA PIEMONTE (2004) – *Rischi naturali: analisi previsione e prevenzione*. Rapporto Stato ambiente, cap. 6.
- AA. VV. PROVINCIA DI MODENA (2002) – *Manuale di buona pratica agricola e di uso del suolo del territorio collinare e montano*. Quaderni di documentazione ambientale, n.15.
- ANPA (2002) – *Atlante delle opere di sistemazione dei versanti. Manuale e linee guida*. Agenzia Nazionale per la Protezione dell’Ambiente, 125 pp.
- ARUTJUNYAN R. N. (1988) – *Prevention of landslide slope process by vacuuming treatment of disconsolidated soils*. In Proceedings of the Fifth International Symposium on Landslides, Lausanne, 10-15 July, 2, 835-837.
- AZTEC Informatica (2005) - *Pac 9.0, Analisi e Calcolo Paratie*.
- BEEGHLY J. H. (2003) – *Recent Experiences with Lime-Fly Ash Stabilization of Pavement Subgrade Soils, Base and Recycled Asphalt*. Int. Ash Utilization Symposium, Center for Applied Energy Research, University of Kentucky, Paper 46.
- BISHOP A. W. (1955) - *The use of the slip circle in the stability analysis of slopes*. Geot. 5, 7-17.
- BLONDEAU F., CHRISTIANSEN M., GUILLOUX A. & SCHLOSSER F. (1984) – *Talren :méthode de calcul des ouvrages en terre renforcée*. CR Colloq. Int Renforcement en Place des Sols et des Roches, Paris, 219-224.
- BONVICINI C. & PASQUALOTTO M. (2002) – *Monitoraggio delle frane in Valle d’Aosta*. www.regione.vda.it/territorio/environment.
- BORSELLI L. (2004) – *Ssap 2003, slope stability analysis program*. Manuale di riferimento.
- BRANCUCCI G., GHERSI A. & RUGGIERO M. E. (2000) – *Paesaggi liguri a terrazze. Riflessioni per una metodologia di studio*. Alinea editrice, 64 pp.
- BRINCH HANSEN J. (1970) - *A revised and extended formula for bearing capacity*. Bulletin n°28, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen.
- BRINKGREVE R. B. J. & VERMEER P. A. (1998). *Plaxis Manual - Version 7*. Balkema, pp. 5.1-5.18.
- BRITISH COLUMBIA MINISTRY OF FORESTS (1996) – *Debris Flow Control Structures for Forest Engineering*. Working Paper, 22.
- BRITISH STANDARDS INSTITUTION BSI (1975) – *Methods of test for stabilised soils*. BS 1924.
- BROMHEAD E. N. (1984) – *An analytical solution to the problem of seepage into counterfort drains*. Can. Geotech. Jour., 21, 657-662.
- BROMHEAD E. N. (1992) – *The Stability of Slopes*. Blackie Academic & Professional, London, 411 pp.
- BROMHEAD E. N. (2004) – *Geotechnical structures for landslide risk reduction*. Landslide Hazard and Risk, John Wiley & Sons, Ltd, 802 pp.
- BURLAND J. B., POTTS D. M. & WALSH N.M. (1981) - *The overall stability of free and propped cantilever retaining walls*. Ground Engineering, 14(5), 28-38.
- BUSTAMANTE M. & DOIX B. (1985) – *Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectées*. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 140.
- CAQUOT A. & KERISEL J. (1948) – *Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity*. Gauthier-Villars, Paris.
- CASAGRANDE L. (1952) – *Electro-osmosis stabilization of soils*. Boston Society of Civil Engineers, 39, 51-83.
- CATENACCI V. (1992) - *Il dissesto geologico e geoambientale in Italia dal dopoguerra al 1990*. Servizio Geologico Nazionale. Mem. Descr. Carta Geologica d’Italia, 301pp.
- CEAS (2005) – *Paratie, Calcolo geotecnico.Ver. 6.1*.

- CFGG (1989) – *Geotextile manual*. Comité Français des Geotextiles, Bagneux, França.
- CHEN W.F. & LIU X.L. (1990) – *Limit Analysis in Soil Mechanics*. Elsevier, Amsterdam.
- CLOUTERRE (1991) – *Recommandations Clouterre*. Projet National Clouterre, Presses de l'ENPC, Paris, 269 pp.
- COLLOTTA T., MANASSERO V. & MORETTI P. C. (1988) – *An advanced technology in deep drainage of slopes*. In Proceedings, 5th International Symposium on Landslides, Lausanne, 10-15 July, **2**, 887-892.
- COLOMBO P., COLLESELLI F. (1996) – *Elementi di geotecnica (2nd ed.)*. Zanichelli, 500 pp.
- CROCE P., FLORA A., MODONI G. (2004) - *Jet grouting*. Hevelius ed.
- CRUDEN D. M. & VARNES D. J. (1996) - *Landslides types and processes*. In Landslides: Investigation and Mitigation, Schuster & Turner Eds., Transportation Research Board, Special Report **247**, National Research Council, 36-71.
- DELMAS P., BERCHE J. C., CARTIER G. & ABDELHEDI A. (1986) – *Une nouvelle méthode de dimensionnement du clouage des pentes : programme Prosper*. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, **141**, 57-65.
- DI MAIO C. & VIGGIANI C. (1988) – *Comportamento di un sistema di trincee drenanti sotto pioggia intermittente*. Gruppo di Coordinamento degli Studi di Ing. Geotecnica, Attività di Ricerca svolta nell'anno 1987-1988, 201-203.
- DIPARTIMENTO DELLA PROTEZIONE CIVILE (1992) - *Rischio Idrogeologico*. Presidenza del Consiglio dei Ministri - Dipartimento della Protezione Civile. Ufficio Stampa.
- DRM - DELEGATION AUX RISQUES MAJEURS (1987). *Mesures de prévention. Mouvements de terrain*. Plan d'Exposition aux risques, Ministère de l'Environnement, Direction de l'Eau et de la Prévention des Pollutions et des Risques, La Documentation Française. 529 pp.
- FELLENIOUS W. (1927) – *Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion (Adhäsion) und unter Annahme kreis-zylinderrischer Gleitflächen*. Ernst, Berlin.
- FELLENIOUS W. (1936) – *Calculation of the stability of earth dams*. Transactions 2nd Congress on Large Dams, Washington, **4**, 445-459.
- FREDLUND D. G., & KRAHN J. (1977) – *Compararison of slope stability methods of analysis*. Can. Geotech. Jour. **14**, 429-439.
- FUKUOKA M. (1986) – *Fabric retaining wall with multiple anchors*. Proceedings, Third International Conference on Geotextiles, Vienna, 7-11 April, **2**, 435-440.
- GEO (1993) – *Review of granular and geotextile filters*. 1/93, GEO Geotechnical Engineering Office, Civil Engineering Department, Hong Kong.
- GEO&SOFT (2003) – *ISOMAOP & ROTOMAP Ricostruzione e Restituzione Grafica Superfici & Analisi della Caduta Blocchi. Guida all'uso*. Geo&soft international, 67 pp.
- GEO-SLOPE (2004) – *Seep/w 2004, Groundwater seepage analysis*. GEO-SLOPE International Ltd.
- GIANI G. P. (1997) - *Caduta massi. Analisi del moto ed opere di protezione*. Collana: Argomenti di Ingegneria Geotecnica, Hevelius Edizioni, Benevento, 118 pp.
- GIANI J. P. (1992) – *Rock slopes stability analysis*. Balkema, Rotterdam.
- GIGAN J. P. (1986) – *Applications du clouage en soutènement: paramètres de conception et de dimensionnement des ouvrages*. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, **147**, 51-64.
- GINZBURG L. K. (1988) - *Stabilization of landslide slopes by pile structures*. In Landslides, Proceedings of the fifth international symposium, Rotterdam, Balkema, 915-919.
- GINZBURG L. K. (1996) – *Effectiveness of antilandslide retaining structures*. In Landslides, Senneset ed, Balkema, Rotterdam, vol. **3**, 1699-1704

- GOVERNMENT OF JAPAN (1984) – *Basics of planning the measures against debris flow and planning countermeasure facilities against debris flow*. Min. Construction, pp. 39.
- GRESS J. C. (1996) - *Dewatering a landslide through siphoning drains – ten years of French experience*. Proc. of Seventh Int. Symp. on Landslides, Trondheim, Norway, vol. 3, 1705-1708.
- HASSIOTIS S., CHAMEAU J. L. & GUNARATNE M. (1997) - Design method for stabilization of slopes with piles. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*/ April 1997, 314-323.
- HOEK E. & BRAY J. W. (1981) – *Rock slope engineering (3rd ed.)*. Institution of Mining and Metallurgy, London, 358 pp.
- HOEK E. (1987) – *General two dimensional slope stability analysis*. In: Brown, E.T. Analytical and Computational Methods in Engineering Rock Mechanics, 259 p. Allen & Unwin, London (1987).
- HOEK E. (2000) - *Rock Engineering, course notes by Evert Hoek*. University of Toronto, 313 pp.
- HUNGR O., MORGAN G. C. & KELLERHALS R. (1984) – *Quantitative analysis of debris torrent hazard for design of remedial measures*. Canadian Geotechnical Journal, **21**, 663-677.
- HUNGR O., MORGAN G. C., VANDINE D. F. & LISTER D. R. (1987) – *Debris flow defenses in British Columbia*. Geol Soc. of America, Rev. in Engineering Geology, **7**, 201-222.
- HUTCHINSON J. N. (1977) - *Assessment of the effectiveness of corrective measures in relation to geological conditions and types of slope movement*. Bull. Int. Assoc. Eng. Geol., **16**, 131-155.
- HUTCHINSON J. N. (1984) - *An influence line approach to the stabilization of slopes by cuts and fills*. Canadian Geotechnical Journal, **21**, 363-370.
- HUTCHINSON J. N. (1988) - *General report: Morphological and geotechnical parameters of landslides in relation to geology and hydrogeology*. Proc. 5th Int. Symp. on Landslides, Lausanne, **1**, 3-36
- IKEYA H. (1981) – *A method of designation for area in danger of debris flow*. In Erosion and sediment transport in Pacific Rim Steeplands, Proc. of the Christchurch Symp., Int. Assoc. Hydrol. Sci., n. **132**, 576-588.
- IKEYA H. (1985) – *Study on sediment control effect of open dams*. In Int. Symp. Erosion, debris flow and disaster prevention, Proc. Erosion Control Eng. Soc. Japan, 401-406.
- in mining and underground construction, proc. int. symp. on rock support, Sudbury, eds P.K. Kaiser and D. R. McCreath, Balkema, Rotterdam, 349-376.
- ISRM (1978) – *Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses*. Int. Journ. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech., Abstracts 15, n. **6**, 319-368.
- ITASCA (2000) - *FLAC: Fast Lagrangian Analysis of Continua – version 4.0. User's Manual*. Itasca Consulting Group Inc. Minneapolis.
- ITASCA (2000) – *FLAC: Fast Lagrangian Analysis of Continua – version 4.0 – User's manual*. Itasca Consulting Group Inc. Minneapolis.
- ITO T., MATSUI T. (1975) - *Methods to Estimate Lateral Force Acting on Stabilizing Piles*. Soils and Foundations, vol. 15, n. **4**, 43-59.
- JANBU N. (1954) – *Application of composite slip surfaces for stability analysis*. Eur. Conf. Stability Earth Slopes, Stockholm, **3**, 43-49.
- JANBU N. (1957) – *Earth pressure and bearing capacity calculations by generalized procedure of slices*. Proc. 4th Int. Conf. SMFE, London **2**, 207-212.
- JANBU N. (1973) – *Slope stability computation*. In Embankment dam Engineering, Casagrande Memorial Volume, Hirschfield, E., Poulos, S. eds. John Wiley, New York, 47-86.

- JURAN I., BENSLIMANE A. & BRUCE D. A. (1996) – *Slope stabilization by micropile reinforcement*. Landslides, Senneset ed., Balkema, Rotterdam.
- KEN K. S. HO (2004) - *Recent advances in geotechnology for slope stabilization and landslide mitigation – perspective from Hong Kong*. Landslides: Evaluation and Stabilization, Lacerda, Ehrlich, Fontoura & Sayão eds., vol.2.
- KENNEY T. C., PAZIN M. & CHOI W. S. (1977) - *Design of horizontal drains for soil slopes*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. **103**, 1311-1323.
- KIRSTEN H. A. D. (1992) - *Comparative efficiency and ultimate strength of mesh- and fibrereinforced shotcrete as determined from full-scale bending tests*. J. S. Afr. Inst. Min. Metall. Nov., 303-322.
- KIRSTEN H. A. D. (1993) - *Equivalence of mesh- and fibre-reinforced shotcrete at large deflections*. Can. Geotech. Journ. **30**, 418-440.
- KOERNER R. M. & ROBINS J. C. (1986) - *In-Situ Stabilization of Soil Slopes Using Nailed Geosynthetics*. 3rd Int. Conf. in Geotextiles, Vienna, Austria, 395-400.
- LANCELLOTTA R. (1993) - *Geotecnica*. 2 ed., Zanichelli, Bologna.
- LIZZI F. (1977) – *Practical engineering in structurally complex formations (the in situ reinforced earth)*. In Proceedings, International Symposium on the Geotechnics of Structurally Complex Formations, Capri, Italy.
- LO, K. Y., INCULET I. I. & HO K. S. (1991a) – *Electro-osmotic strengthening of soft sensitive clay*. Canadian Geotechnical Journal **28**, 62-73.
- LO, K. Y., HO K. S. & INCULET I. I. (1991b) – *Field test of electro-osmotic strengthening of soft sensitive clay*. Canadian Geotechnical Journal **28**, 74-83.
- MACCAFERRI S.p.A. (2005) – *Macstars 2000, Note Tecnica*.
- MEYERHOF G. G. (1953) – *The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads*. 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol.1, 440-445.
- MORGENSTERN N. R. & PRICE V. E. (1965) - *The analysis of stability of general slip surfaces*. Géotechnique, **15**, 181-189.
- MURRAY R. T. & IRWIN M. J. (1981) – *A preliminary study of TRRL Anchored Earth*. TRRL (Transport and Road Research Laboratory) Supplementary Report 674.
- NASH D. (1987) – *A comparative review of limit equilibrium methods of stability analysis*. Slope stability, Geotechnical engineering and geomorphology. M. G. Anderson and K. S. Richards ed., John Wiley & Sons, Ltd, 648 pp.
- NAVFAC-NAVAL FACILITIES ENGINEERING COMMAND (1986) – *Foundations & Earth Structures*. Design Manual 7.02, U.S. Government Printing Office.
- ORTIGAO J. A. R. & SAYAO A. S. F. J. (2004) – *Handbook of Slope Stabilization*. Springer ed.
- ORTIGAO J. A. R., PALMEIRA E. M. & ZIRLIS A. (1996) – *Discussion on Experience with soil nailing in Brazil: 1970-1994*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering, London, vol. **119**, Oct 1996, paper 10584, 238-241.
- PFEIFFER & BOWEN (1989) – *Computer simulation of rockfalls*. Bull.n of IAEG, **26**(1), 135-146.
- PINELO A.M.S. (1980) – *Dimensionamento de ancoragens e cortinas ancoradas*. Tese de Especialista, LNEC Laboratorio Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- POPESCU M. E. (1996) – *From landslide causes to landslide remediation* - Special Lecture. Proc. 7th Intern. Symp. on Landslides, Trondheim, **1**, 75-96.
- POPESCU M. E. (2001) – *A suggested method for reporting landslide remedial measures*. IAEG Bulletin, **60**, n° 1, 69-74.
- PROVINCIA DI TERNI, (2003) - *Manuale Tecnico Di Ingegneria Naturalistica Della Provincia Di Terni*.
- RAJOT J. P. (1983) – *Stabilité des pentes*. Introduction du clouage confortatif dans une méthode globale de calcul, TFE, ENTPE.

REGIONE EMILIA ROMAGNA, Assessorato All'ambiente; REGIONE DEL VENETO, Assessorato Agricoltura E Foreste, (1993) - *Manuale Tecnico Di Ingegneria Naturalistica*.

REGIONE LIGURIA (1997) – *Opere e tecniche di ingegneria naturalistica e recupero ambientale*. Assessorato Edilizia, Energia e Difesa del Suolo, Microart's S.p.A., Recco (Ge).

ROCSCIENGE (2005) - *ROCKFALL, Statistical Analysis of Rockfalls*. Ver. 4.042.

ROGERS C. D. F. & BRUCE C. J. (1991) – *Slope stabilisation using lime*. Slope Stability Engineering, Telford ed., 395-402.

ROWE P. W. & PEAKER K. (1965) – *Passive earth pressure measurements*. Géotechnique, **15**, 57-78.

SARMA S. K. (1973) – *Stability analysis of embankment and slopes*. Geotech; **23**, 423-433.

SARMA S. K. (1979) – *Stability analysis of embankments and slopes*. Proc. ASCE **105**, GT5, 1511-1524.

SARMA S. K., BHAVE M. V. (1974) – *Critical acceleration versus static factor of safety in stability analysis of earth dams and embankments*. Geotechnique, **24**, 661-664.

SASSA K. (1985 a, b) – *The geotechnical classification of landslides*. Proc. 4th International Conference and Field Workshop on Landslides, Tokyo, 31-41. - *Rapid landslides and debris flows*. Theme Lecture for Session 3A "Motion of landslides and debris flows", XI ICSMFE, San Francisco, 33 pp.

SCHUSTER R. L. (1995) – *Recent advances in slope stabilization (Keynote paper)*. Proc. 6th Intern. Symp. on Landslides, Christchurch, **3**, 1715-1746.

SEED H. B., & SULTAN H. A. (1967) – *Stability analyses for a sloping core embankment*. ASCE J. Geotech. Eng. Div., **93**, 69-83.

SKEMPTON A. W. & DELORY F. A. (1957) – *Stability of natural slopes in London Clay*. Proc. 4th Int. Conf; SMFE, **2**, 378-381.

SKEMPTON A. W. (1954) – *The pore pressure coefficients A and B in saturated soils*. Geotechnique, **4**, 143-147.

SPENCER E. (1967) – *A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel interslice forces*. Geotech. **17**, 11-26.

TAYLOR D. W. (1937) – *The stability of earth slopes*. Journ. Boston Soc. Civil Eng., vol. **24**.

TAYLOR D. W. (1948) – *Fundamentals of soil mechanics*. Wiley, New York.

TAYLOR D. W. (1949) – Paper presented at the Annual Convention of the ASCE, New York, January.

TERZAGHI K. & PECK R. B. (1967) – *Soil mechanics in engineering practice*. Wiley, New York.

THURBER CONSULTANS (1984) – *Debris torrents, a review of mitigative measures*. Report to B.C. Min. Transportation and Highways, Victoria, B.C.

TORNAGHI R. (1981) – *Criteri generali di studio e controllo dei trattamenti mediante iniezioni*. X Ciclo delle Conferenze di Geotecnica, Politecnico di Torino.

TORNAGHI R. (1989) – *Trattamento colonnare dei terreni mediante gettiniezione (Jet Grouting)*. Atti XVII Convegno Nazionale di Geotecnica, 26-28 aprile, Taormina, **2**, 193-203.

USGS Ground-Water Software (2000) -*MODFLOW-2000 Version 1.15.01. MODular three-dimensional finite-difference ground-water FLOW model*.

VAN DINE D. F. (1985) – *Debris flows and debris torrents in the southern Canada Cordillera*. Can. Geotech. Jour., **22**, 44-68.

WINDSOR C.R. (1992) – *Cable bolting for underground and surface excavations*. In Rock support.

ZHANG S. & CHOWDHURY R. N. (1995) - *Interslice shear forces in slope stability analyses - a new approach*. Soils and Foundations, **35**(1), 65-74.

CASAGLI N., DAPPORTO S., GIGLI G. (2004) – *Parametri geotecnici richiesti in relazione al problema di ingegneria civile: le frana* – ALGI: Seminario di studio sulla caratterizzazione geotecnica dei terreni in relazione a problemi di ingegneria civile. Firenze 12-13 Febbraio 2004