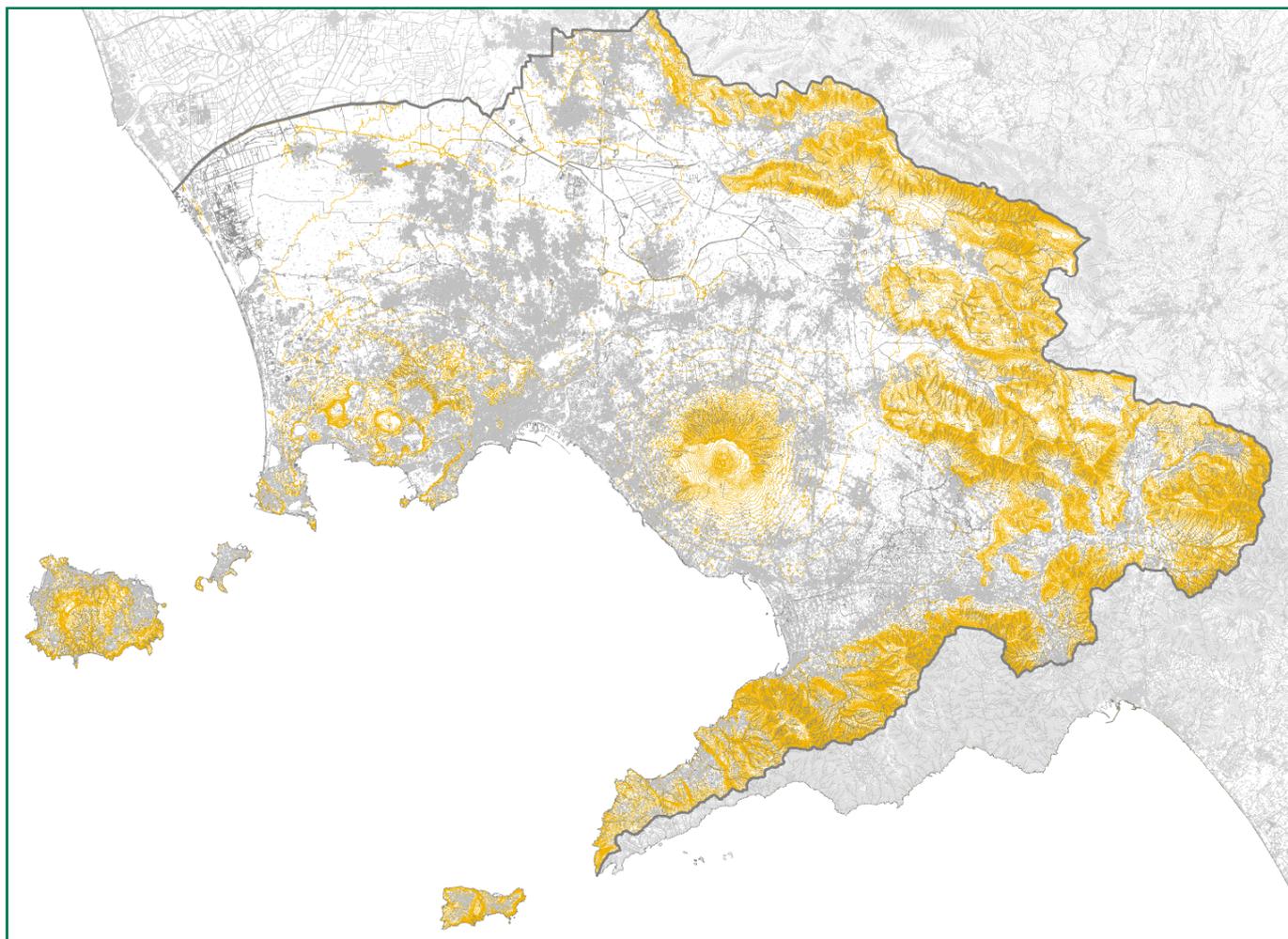


## PIANO STRALCIO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO



### GRUPPO DI PROGETTO

R.U.P.  
arch. Marina Scala

ASPETTI GEOLOGICI  
geol. Federico Baistrocchi  
geol. Stefania Coraggio  
geol. Antonella Guerriero  
geol. Paolo Mirra

ASPETTI IDRAULICI  
ing. Massimo Della Gatta  
ing. Luigi Fariello  
ing. Luigi Iodice

ASPETTI TERRITORIALI  
arch. Marina La Greca  
arch. Ornella Piscopo  
arch. Mauro Vincenti

COORDINATORE  
arch. Paolo Tolentino

SISTEMA INFORMATIVO TERRITORIALE  
dr. Alberto Albano  
geom. Antonino Paroli

ASPETTI AMMINISTRATIVI  
sig. Oreste Alfano  
geom. Ciro Papa  
geom. Luigi Beracci  
sig.ra Felicetta Napolitano  
sig.ra Giuseppina Terracciano

SUPPORTO TECNICO - GIURIDICO G.R.C.  
ing. Mauro Biafore (D.G. - LL. PP. e Protezione Civile)  
dr. Orlando Battipaglia (U.O.D. - S.I.T.)  
ing. Vincenzo Parità (U.O.D. - S.I.T.)  
avv. Angelo Marzocchella (Uff. Spec. Avvocatura)

II SEGRETARIO GENERALE  
avv. Luigi Stefano Sorvino

**ALLEGATO D**  
**METODOLOGIE ED INDIRIZZI PER GLI APPROFONDIMENTI DELLE AREE A RISCHIO**

SEZIONE D1  
linee guida per la redazione di studi idraulici monodimensionali

SEZIONE D2  
linee guida per la redazione di studi idraulici bidimensionali

SEZIONE D3  
pericolosità geologica ed idraulica in aree di conoide  
metodologie di studio

SEZIONE D4  
linee guida per lo studio di versanti in roccia

SEZIONE D5  
studio degli scorrimenti in terreni argillosi e pericolosità non riconducibile a  
dissesti di tipologia definita

**ALLEGATO D1**  
**LINEE GUIDA PER LA REDAZIONE DI STUDI IDRAULICI MONODIMENSIONALI**  
**PSAI CAMPANIA CENTRALE**

---

## Indice

<b>1. Parte I – Modello idraulico di moto permanente .....</b>	<b>2</b>
1.1 Premessa .....	2
1.2 Equazioni di base e schema risolutivo .....	3
1.3 Procedura di calcolo .....	5
1.4 Caratterizzazione idraulica delle sezioni di calcolo .....	5
1.5 Cambiamenti del regime della corrente .....	6
1.6 Valutazione degli effetti delle pile dei ponti .....	7
1.7 Condizioni al contorno .....	9
1.8 Coefficienti di scabrezza .....	10
<b>2. Parte 2 – Modello idraulico di moto vario .....</b>	<b>11</b>
2.1 Premessa .....	11
2.2 Codice UNET.....	11
2.3 Equazioni di base del modello.....	12
2.4 Schema di soluzione delle equazioni di base .....	14
2.5 Modellazione quasi-bidimensionale delle aree inondabili .....	16
2.6 Condizioni al contorno e condizioni iniziali.....	17
2.7 Coefficienti di scabrezza .....	18
2.8 Bibliografia.....	19

## 1. PARTE I – Modello idraulico di moto permanente

### 1.1 Premessa

Il modello matematico utilizzato per la valutazione delle caratteristiche della corrente idrica, quando è possibile l'ipotesi di moto permanente, è quello implementato nel codice di calcolo *HEC-RAS (River Analysis System)* sviluppato dall'*United States Army Corps of Engineering (USACE)*, *Hydrological Engineering Center (HEC)*.

Tale scelta è stata dettata principalmente dall'estrema affidabilità di questo codice di calcolo, attestata dalle numerosissime applicazioni effettuate mediante esso in tutto il mondo.

A tutt'oggi, si può affermare, senza tema di smentite, che il codice *HEC-RAS* abbia acquisito la valenza di standard di elaborazione del settore e che altri codici debbano ad esso essere raffrontati al fine di attestare la loro validità.

Alla scelta di *HEC-RAS* hanno, tuttavia, contribuito ulteriori considerazioni. Prima fra tutte la larga disponibilità del codice nell'ambito dei tecnici operanti nel settore dell'ingegneria idraulica, essenzialmente dovuta alla sua natura "*freeware*". Ciò garantisce la riproducibilità, e dunque la verificabilità, delle elaborazioni presentate con evidenti vantaggi in termini non solo di trasparenza, ma anche di confronto e approfondimento circa i risultati conseguiti.

Il codice rappresenta l'ultima evoluzione di una lunga serie di codici della famiglia *HEC* ed è espressamente dedicato al calcolo di profili idrici in alvei naturali in condizioni di moto permanente e, nell'ultima versione, di moto vario.

Il modello descrive il moto monodimensionale, stazionario, gradualmente variato in modo che in ogni sezione la distribuzione delle pressioni possa essere considerata di tipo idrostatico, a fondo fisso e con pendenze di fondo piccole (non superiori a 1/10).

Il calcolo effettuato nelle suddette ipotesi risulta sicuramente cautelativo in quanto nella realtà l'onda di piena si manifesta in moto vario con la portata al colmo persistente solo per durate dell'ordine di qualche minuto in relazione alla superficie del bacino imbrifero sotteso.

L'adozione di tale modello è giustificato dalla possibilità di poter trascurare almeno in via di prima approssimazione la variabilità di alcune grandezze fisiche sia nella direzione trasversale alla direzione principale di deflusso che in quella verticale.

E' da osservare tuttavia che nonostante le necessarie semplificazioni effettuate il modello utilizzato risulta ancora abbastanza generale e comunque tale da portare in conto seppure mediante coefficienti globali alcune diversità che possono verificarsi nell'ambito di ciascuna sezione trasversale di calcolo tra le caratteristiche idrodinamiche della corrente.

## 1.2 Equazioni di base e schema risolutivo

Sotto le predette ipotesi, le principali caratteristiche della corrente (livello idrico e velocità media) sono calcolate a partire da una sezione alla successiva, posta a monte o a valle a seconda che il regime sia rispettivamente subcritico o supercritico, risolvendo, con una procedura iterativa nota come *standard step*, l'equazione che esprime il bilancio di energia della corrente tra le medesime sezioni, nota anche come equazione di Bernoulli:

$$h_m + z_m + \frac{\alpha_m V_m^2}{2g} = h_v + z_v + \frac{\alpha_v V_v^2}{2g} + \Delta H \quad (1)$$

dove, avendo indicato con il pedice m le grandezze che si riferiscono alla sezione di monte e con il pedice v quelle della sezione di valle:

- ✓  $h_m$  e  $h_v$  sono le altezze idriche;
- ✓  $z_m$  e  $z_v$  sono le quote del fondo alveo rispetto ad un riferimento prefissato;
- ✓  $V_m$  e  $V_v$  sono le velocità medie;
- ✓  $\alpha_m$  e  $\alpha_v$  sono i coefficienti di ragguglio delle potenze cinetiche o coefficienti di Coriolis;
- ✓  $\Delta H$  è la perdita di carico tra le due sezioni.

Inoltre, in corrispondenza di particolari situazioni localizzate per le quali il moto non può, a rigore, essere considerato gradualmente variato, come avviene in corrispondenza di ponti, tombini, stramazzi, risalti idraulici ecc., vengono utilizzate le equazioni di bilancio della quantità di moto o relazioni di tipo empirico.

Lo schema numerico adottato dal codice a riguardo, è stato ampiamente dibattuto in ambito scientifico ed è a tutt'oggi considerato l'approccio di massima affidabilità.

L'equazione (1) esprime il ben noto principio per cui la variazione tra due sezioni dell'energia della corrente è pari alle perdite continue derivanti dagli attriti interni dovuti all'esistenza di strati a diversa velocità nell'interno della massa fluida e da perdite di energia localizzate, in genere dovute alla presenza di strutture in alveo che inizialmente producono un restringimento della corrente e un successivo allargamento con formazione di vortici che, come è noto, sono fenomeni dissipativi.

La perdita di carico, infatti, tra le due sezioni viene valutata come la somma di due termini:

$$\Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2 \quad (2)$$

Il primo corrispondente a perdite di carico di tipo distribuito:

$$\Delta H_1 = \bar{J} \cdot \Delta x \quad (3)$$

dove  $\Delta x$  è la distanza tra le due sezioni di calcolo e  $\bar{J}$  è la cadente piezometrica media tra le due sezioni valutata con la relazione di Chezy

$$J = \frac{Q^2}{A^2 \cdot K^2 \cdot R^{4/3}} \quad (4)$$

dove:

- $Q$  è la portata che defluisce nelle sezioni;
- $A$  è l'area della sezione bagnata;
- $K$  è il coefficiente di scabrezza secondo Gauckler e Strickler;
- $R$  è il raggio idraulico, rapporto tra l'area  $A$  e il perimetro bagnato  $P$ .

Il valore medio della cadente piezometrica  $\bar{J}$  può essere valuta in maniera diversa in funzione dei valori che essa assume in ciascuna sezione e del regime della corrente:

1) media aritmetica:

$$\bar{J} = \frac{J_m + J_v}{2} \quad (5.a)$$

2) media geometrica:

$$\bar{J} = \sqrt{J_m \cdot J_v} \quad (5.b)$$

3) media armonica:

$$\bar{J} = 2 \frac{(J_m \cdot J_v)}{J_m + J_v} \quad (5.c)$$

4) media pesata sulla conducibilità idraulica:

$$\bar{J} = \left( \frac{Q_m + Q_v}{C_m + C_v} \right)^2 \quad (5.d)$$

dove  $C_i = A_i \cdot K_i \cdot R_i^{2/3}$  è la conducibilità idraulica della sezione  $i$  – esima.

Il secondo termine della (1), corrispondente a perdite di carico concentrate per effetto del restringimento o per allargamento tra le sezioni, è valutato proporzionalmente alla differenza assoluta tra le altezze cinetiche.

$$\Delta H_2 = C \left| \frac{\alpha_v V_v^2}{2g} - \frac{\alpha_m V_m^2}{2g} \right| \quad (6)$$

Ovviamente nel moto uniforme tale perdita di carico risulta nulla. Il coefficiente C viene posto pari a 0.1 per il restringimento ( $V_v > V_m$ ) e 0.3 per l'allargamento ( $V_m > V_v$ ).

### 1.3 Procedura di calcolo

Come già detto in precedenza, la soluzione dell'equazione per la determinazione delle caratteristiche idrauliche della corrente viene perseguita mediante una procedura iterativa che si articola nei seguenti punti:

1. si ipotizza un valore dell'altezza idrica nella sezione in cui tale altezza è incognita (di monte o di valle a seconda che si tratti rispettivamente di una corrente subcritica o supercritica);
2. sulla base del valore di altezza ipotizzato e della portata assegnata si valutano la conducibilità idraulica e l'altezza cinetica nella sezione;
3. con i valori determinati ai passi precedenti si valuta la cadente piezometrica media  $\bar{J}$  e si risolve l'equazione (4) nella variabile  $\Delta H$
4. con i valori determinati ai passi precedenti si risolve l'equazione (1) nell'incognita altezza idrica;
5. si confronta il valore così ottenuto con quello ipotizzato e si procede ripetendo i punti dall'1 al 4 fintantoché la differenza tra tali valori sia inferiore ad un prefissato valore di tolleranza.

### 1.4 Caratterizzazione idraulica delle sezioni di calcolo

Nella procedura di calcolo per la determinazione delle caratteristiche idrauliche della corrente è necessario determinare l'area della sezione bagnata A, il perimetro bagnato P, il raggio idraulico R e la larghezza B della sezione in corrispondenza di un determinato valore della superficie libera.

Per gli alvei naturali la cui geometria non è schematizzabile con sezioni di forma semplice, per le quali le suddette funzioni presentano un'espressione analitica, è stata utilizzata la classica procedura di suddividere la sezione mediante strisce verticali, delimitate

superiormente dal pelo libero (assunto costante in tutta la sezione) e inferiormente dal letto dell'alveo.

Procedendo in tal modo, indicata col pedice  $i$  la  $i$ -esima delle  $N$  sottosezioni individuate mediante la suddivisione in strisce verticali, risulta possibile valutare: l'area idrica  $A_i$ , la larghezza in superficie  $B_i$  e le altre grandezze funzioni dell'altezza idrica  $h$ .

Per il calcolo del perimetro bagnato  $P_i$  e, conseguentemente, del raggio idraulico elementare  $R_{i,}$  per ciascuna sottosezione, si è tenuto in conto, ovviamente, anche della presenza di eventuali pareti verticali.

L'area idrica  $A$ , la larghezza in superficie  $B$ , il perimetro bagnato  $P$  e le altre grandezze, sono quindi calcolabili come:

$$A = \sum_{i=1}^N A_i \qquad B = \sum_{i=1}^N B_i \qquad P = \sum_{i=1}^N P_i$$

### 1.5 Cambiamenti del regime della corrente

Le transizioni da un tipo di moto all'altro possono essere di sei tipi: da lenta a veloce; da veloce a lenta; da lenta a critica; da critica a lenta; da critica a veloce; da veloce a critica.

Il codice di calcolo *HEC-RAS* procede sempre al tracciamento di due profili, uno di corrente lenta calcolato da valle verso monte, ed uno di corrente veloce calcolato da monte verso valle.

Nel tracciamento del profilo da valle, in corrispondenza di una transizione veloce - lenta il programma di calcolo non trova soluzione all'equazione che governa il fenomeno (eq. 1) nel campo delle correnti lente. In tal caso, esso pone il tirante idrico pari a quello di stato critico in tutte le sezioni successive nelle quali la corrente rimane veloce, per poi ripartire col tracciamento del profilo di corrente lenta dalla successiva transizione lenta - veloce.

Analogamente, nel tracciamento del profilo da monte, in corrispondenza di una transizione veloce - lenta il programma di calcolo non trova soluzione all'equazione che governa il fenomeno (eq. 1) nel campo delle correnti veloci. Analogamente al caso precedente anche in questo esso pone il tirante idrico pari a quello di stato critico in tutte le sezioni successive nelle quali la corrente rimane lenta, per poi ripartire col tracciamento del profilo di corrente veloce dalla successiva transizione lenta - veloce.

Dall'analisi dei due profili tracciati e dei relativi profili delle spinte totali, si può determinare l'andamento del profilo di corrente. Tale analisi risulta immediata laddove la corrente rimane lenta o veloce, e in corrispondenza delle transizioni lenta - veloce, un po' più

articolata in corrispondenza delle transizioni veloce - lenta. In particolare le transizioni da corrente lenta a veloce avvengono in maniera naturale attraverso il passaggio per lo stato critico. Le transizioni veloce - lenta avvengono invece attraverso la formazione di un risalto idraulico, il cui posizionamento viene effettuato dall'esame dei profili delle spinte di corrente lenta e corrente veloce. In particolare, il risalto idraulico sarà posizionato tra la sezione di monte dove la spinta di corrente veloce è maggiore di quella di corrente lenta e la sezione di valle dove la spinta di corrente lenta è maggiore di quella di corrente veloce.

### 1.6 Valutazione degli effetti delle pile dei ponti

Per la valutazione degli effetti di rigurgito dovuti alla presenza delle pile, e di una qualunque altra struttura in alveo, è possibile far riferimento all'approccio basato sul principio delle quantità di moto totali (equazione globale dell'equilibrio dinamico). Ciascuna struttura viene modellata attraverso la definizione di 4 sezioni:

1. una sul corso d'acqua immediatamente a monte del ponte (m);
2. una seconda sulla struttura nella parte di monte ( $b_m$ );
3. una terza sulla struttura nel lato di valle ( $b_v$ )
4. una sul corso d'acqua immediatamente a valle della struttura (v).

L'applicazione di tale principio è effettuata in tre passi successivi che nel caso di corrente supercritica diventano (per correnti subcritiche la sequenza è invertita):

1. Bilancio di quantità di moto tra la sezione di monte del corso d'acqua e quella di monte del ponte (indicata con  $b_m$ ) per il calcolo di  $h_{bm}$  nota che sia  $h_m$ ;
2. Bilancio di quantità di moto tra la sezione di monte del ponte e quella di valle (indicate rispettivamente con i pedici  $b_m$  e  $b_v$ ) per il calcolo di  $h_{bv}$  nota  $h_{bm}$ ;
3. Bilancio di quantità di moto tra la sezione del corso d'acqua a valle (indicata con il pedice v) e la sezione di valle del ponte (indicata con il pedice  $b_v$ ) per il calcolo di  $h_v$  nota la  $h_{bv}$

Il punto 1 fornisce l'espressione:

$$\rho QV_m + \gamma A_m y_m - \rho QV_{b_m} - \gamma A_{b_m} y_{b_m} = \gamma A_{p_m} y_{p_m} + \gamma \frac{C_D}{2} \left( \frac{A_{p_m}}{A_m} \right) \left( \frac{Q^2}{gA_m} \right) \quad (7)$$

dove:

- Q = portata liquida;

- $V_i$  = velocità della corrente nella sezione;
- $A_i$  = area idrica nella sezione;
- $y_i$  = affondamento del baricentro nella sezione;
- $\gamma$  = peso specifico dell'acqua;
- $\rho$  = densità dell'acqua;
- $A_{pm}$  = proiezione dell'area del pilone su una superficie ortogonale alla direzione della corrente, corrispondente al tirante idrico  $h_m$ ;
- $y_{pm}$  = affondamento del baricentro di  $A_{pm}$ ;
- $C_D$  = coefficiente di drag.

Per piloni di tipo circolare  $C_D=1.33$ .

Nell'equazione (7) si è assunto, implicitamente, che le forze di attrito sul contorno siano trascurabili rispetto alle altre.

Il secondo membro della (7) esprime la spinta totale esercitata dal pilone sulla corrente. Tale spinta è pari alla somma di due termini: il primo relativo alla spinta di carattere statico, il secondo relativo ad una spinta di carattere dinamico.

Il punto 2 fornisce:

$$\rho QV_{bm} + \gamma A_{bm} y_{bm} - \rho QV_{bv} - \gamma A_{bv} y_{bv} = 0 \quad (8)$$

Il terzo punto infine

$$\rho QV_v + \gamma A_v y_v - \rho QV_{bv} - \gamma A_{bv} y_{bv} = \gamma A_{pv} y_{pv} \quad (9)$$

dove:

$A_{pv}$  = proiezione dell'area del pilone su una superficie ortogonale alla direzione della corrente, corrispondente al tirante idrico  $h_v$ ;

$y_{pv}$  = affondamento del baricentro di  $A_{pv}$ .

Si osservi che nella (7) è stata considerata la sola azione statica esercitata dal pilone sulla corrente.

Per correnti lente ritardate è utilizzabile la relazione di Yarnell che fornisce direttamente

il dislivello idrico tra monte e valle del ponte:

$$h_m = h_v + 2K \left( K + \frac{10 V_v^2}{h_v 2g} - 0.6 \right) \left[ \frac{A_{pv}}{A_v} + 15 \left( \frac{A_{pv}}{A_v} \right)^4 \right] \frac{V_v^2}{2g} \quad (10)$$

con K parametro empirico funzione della forma della pila.

### 1.7 Condizioni al contorno

La determinazione delle condizioni al contorno, cioè l'assegnazione, in una determinata sezione, di un valore noto del livello idrico da cui far procedere il calcolo dei livelli incogniti (partendo da valle se la corrente è subcritica o, viceversa, da monte se la corrente è supercritica) risulta una dei passaggi più difficili e maggiormente affetti da incertezza nella simulazione delle correnti idriche in corsi d'acqua naturali.

Le possibili condizioni da assegnare sono essenzialmente tre:

1. un livello idrico noto;
2. il livello di moto uniforme per l'assegnata portata e pendenza di fondo nota;
3. il livello di stato critico per l'assegnata portata;

La prima condizione, quando possibile da preferire, si verifica quando il corso d'acqua in esame è collegato (a monte o a valle) ad un recipiente idrico (corso d'acqua maggiore, lago o mare) il cui livello possa considerarsi invariante nel tempo. La stessa condizione può essere applicata quando il livello da assegnare sia noto perché misurato in situ.

Quando non sia disponibile un valore noto del livello, è possibile ipotizzare l'instaurarsi delle condizioni di moto uniforme nel tratto a valle (per le correnti lente) o in quello a monte (per le correnti veloci). Tale condizione, tuttavia, potrebbe risultare affetta da errore elevato in quanto i corsi d'acqua naturali sono, per la loro intrinseca estrema variabilità, sempre molto lontani dalle condizioni ideali del moto uniforme.

Più facilmente nei corsi d'acqua naturali, si possono trovare situazioni morfologiche per le quali si stabiliscono per la corrente condizioni di deflusso in stato critico, o in altri termini costituiscono sezioni di controllo dal punto di vista idraulico.

Ciò accade ad esempio in corrispondenza di restringimenti dovuti ad un attraversamento, di una soglia di fondo o di un salto di fondo, ecc. Quindi le sezioni estreme dei tratti dei corsi d'acqua, sia a monte che a valle, dovrebbero essere rilevate, per quanto possibile, in corrispondenza di tali situazioni, così da facilitare l'individuazione delle condizioni al

contorno da assegnare.

Una strategia che può essere adottata, quando non si hanno elementi sufficienti per assegnare le condizioni al contorno con limitata incertezza è quella di prolungare il tratto in studio verso monte e verso valle, rispettivamente per correnti veloci e correnti lente. In tal modo la condizione al contorno viene assegnata lontano dal tratto di effettivo interesse. Errori di valutazione nei livelli idrici da assegnare esercitano, in questo modo, una minore influenza sui valori delle caratteristiche idrometriche nel tratto considerato.

La lunghezza di prolungamento a valle o a monte richiesta per smorzare gli effetti di variazioni sulle condizioni al contorno dipende da diversi fattori: portata, scabrezza, pendenza e geometria della sezione.

E' da sottolineare che quasi mai è possibile stabilire a priori il regime con cui si svolge il moto, soprattutto in corsi d'acqua naturali, dove per la estrema irregolarità della geometria si possono verificare vari cambiamenti di regime. E' necessario, quindi, assegnare sempre entrambe le condizioni al contorno, a monte e a valle, e verificare a posteriori se la condizione assegnata ha avuto o meno influenza sul profilo di corrente.

### **1.8 Coefficienti di scabrezza**

Per quanto concerne la valutazione dei coefficienti di scabrezza in alveo, non avendo a disposizione dati storici per effettuarne la taratura, si è fatto riferimento ai valori riportati in letteratura (Chow V.T., "Open Channel Hydraulics", McGraw Hill 1959).

Nel caso di corsi d'acqua non canalizzati, considerando che le varie aste presentano sezioni molto estese che possono essere interessate dalla corrente solo in corrispondenza di piene notevoli sono stati impiegati due diversi valori del coefficiente di scabrezza di Strickler: un valore medio per tutto il tratto pari a  $K = 30 \text{ m/s}^{1/3}$  per la caratterizzazione della scabrezza nel canale principale interessato dal regime di morbida o da piene ordinarie;  $K = 20 \text{ m/s}^{1/3}$  per le aree golenali e di espansione dove la presenza della vegetazione offre una maggiore resistenza al deflusso della corrente di piena.

Nel caso di corsi d'acqua canalizzati è stato considerato un valore di  $K$  pari a  $40 \text{ m/s}^{1/3}$ .

## 2. PARTE II – Modello idraulico di moto vario

### 2.1 Premessa

Il modello utilizzato nel presente studio per la simulazione della corrente idrica a pelo libero in regime di moto vario è quello sviluppato da R. L. Barkau denominato *UNET* ed implementato nel codice *HEC-RAS River Analysis System (versione 3.0 del gennaio 2001)* del *Hydrological Engineering Center dell'U.S. Army Corps of Engineers*.

La scelta di tale codice di calcolo è stata dettata, come per quello indicato in Appendice 1, dalla sua estrema affidabilità. Anch'esso ha acquisito la valenza di standard di elaborazione del settore.

Alla scelta di *UNET* hanno contribuito ulteriori considerazioni. Prima fra, tutte, come peraltro già detto per il codice *HEC RAS*, la larga disponibilità del codice nell'ambito dei tecnici operanti nel settore dell'ingegneria idraulica, essenzialmente dovuta alla sua natura "freeware".

Ciò, infatti, garantisce la riproducibilità, e dunque la verificabilità, delle elaborazioni presentate con evidenti vantaggi in termini non solo di trasparenza, ma anche di confronto e approfondimento circa i risultati conseguiti.

L'adozione del codice di simulazione *UNET* ha consentito la soluzione del problema idrodinamico di moto vario con uno schema di soluzione numerica molto efficiente che ha limitato i tempi di calcolo consentendo una adeguata rappresentazione dell'evolversi temporale dei transitori idraulici legati al passaggio dell'onda di piena.

Lo schema di calcolo per l'integrazione numerica delle equazioni adottato da questo codice, infatti, è stato ampiamente dibattuto in ambito scientifico ed è oggi considerato uno degli approcci di maggiore affidabilità a riguardo.

Di seguito si riportano le principali caratteristiche del modello matematico e numerico.

Ulteriori dettagli circa le equazioni utilizzate, l'approccio numerico adottato per la loro risoluzione, possono essere reperiti sui manuali che corredano il codice *HEC-RAS* e *UNET*. In particolare potranno essere consultati l'*HEC-RAS Hydraulic Reference Manual* e l'*HEC-RAS User's Manual* e l'*UNET User's Manual*.

### 2.2 Codice UNET

In modello *UNET*, come già detto, permette la simulazione del moto della corrente idrica monodimensionale in condizioni di moto vario in una rete di canali artificiali o di corsi d'acqua naturali.

Inoltre tale modello presenta alcune caratteristiche mediante le quali è possibile modellare gli aspetti principali dell'interazione della corrente nel canale principale, dove essa può, a ragione, essere considerata monodimensionale, con quella più spiccatamente bidimensionale che si realizza all'esterno del canale nelle aree golenali o laterali al corso d'acqua allorquando, per eccesso di portata naturale, queste vengono inondate.

Tra le molteplici modalità di modellare la fenomenologia dell'espansione della corrente idrica, nel codice è prevista quella per la quale si considerano le aree di espansione della corrente soltanto come aree di invaso statico senza fornire alcun contributo alla deflusso totale e l'interazione avviene semplicemente per trasferimento di volumi, e non di quantità di moto, attraverso una relazione di tipo "stramazzo".

Siffatto approccio, naturalmente, è tanto più aderente alle condizioni reali quanto più si tratta di grandi corsi d'acqua che presentano vaste aree di espansione pianeggianti delimitate da evidenti arginature. Tale è il caso del corso d'acqua esaminato nel presente studio.

Tale approccio è nella letteratura tecnica del settore noto come quasi-bidimensionale (Cunge et al. 1980; Mahmood e Yevjevich, 1975). Infatti esso presenta la possibilità di poter simulare, sebbene in maniera approssimata, l'espansione laterale della corrente mediante la connessione di schemi intrinsecamente unidirezionali.

Il codice *UNET* nella sua implementazione attuale è in grado di simulare il moto vario solo in correnti idriche in regime subcritiche ( $Fr < 1$ ). Tale circostanza comporta la impossibilità, allo stato attuale, di applicare tale schema a tratti di corsi d'acqua montani dove, molto probabilmente, la corrente si presenta in condizioni supercritiche.

### 2.3 Equazioni di base del modello

Il processo di moto vario di una corrente a pelo libero unidimensionale viene descritto dal sistema di equazioni differenziali noto come equazioni del De Saint Venant che rappresentano rispettivamente i principi fisici della conservazione della massa e della quantità di moto dedotte sulla base delle seguenti ipotesi:

- a) fluido incomprimibile;
- b) pendenza di fondo piccola;
- c) distribuzione idrostatica della pressione nelle sezioni; ciò equivale ad assumere parallela al fondo la direzione della corrente con la componente verticale dell'accelerazione nulla.

Tali equazioni assumono nella loro forma più generale le seguenti espressioni:

*Equazione di continuità:*

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0$$

Equazione del moto:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(VQ)}{\partial x} + gA \left( \frac{\partial z}{\partial x} + S_f \right) = 0$$

dove:

- $Q$  è la portata totale;
- $V$  è la velocità media della corrente;
- $S$  è volume immagazzinato nelle aree laterali;
- $q_l$  è la portata laterale per unità di lunghezza;
- $A$  è l'area della sezione idrica;
- $g$  è l'accelerazione di gravità
- $Z$  la quota di fondo;
- $S_f$  la perdita di carico unitaria (slope friction) esprimibile mediante la relazione di

$$\text{Chezy: } S_f = \frac{Q^2}{\chi^2 A^2 R}$$

Tuttavia nel codice *UNET* viene risolto il sistema di equazioni del De Saint Venant nelle quali viene separato il contributo della corrente che transita nel canale principale e di quella che transita nell'area golenale o di espansione. Le equazioni assumono, pertanto la seguente forma:

equazione di continuità:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial(\phi Q)}{\partial x_c} + \frac{\partial[(1-\phi) \cdot Q]}{\partial x_p} = 0$$

equazione del moto:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(\phi^2 \cdot Q^2 / A_c)}{\partial x_c} + \frac{\partial[(1-\phi)^2 \cdot Q^2 / A_p]}{\partial x_p} + gA_c \left[ \frac{\partial z}{\partial x_c} + S_{fc} \right] + gA_f \left[ \frac{\partial z}{\partial x_f} + S_{ff} \right] = 0$$

dove:

- $\phi = K_c / (K_c + K_f)$ ;
- $K_c$  = è la conduttanza idraulica (*conveyance*) del canale principale;
- $K_f$  = è la conduttanza idraulica delle aree golenali;
- $A$  = è l'area della sezione idrica;
- $g$  = è l'accelerazione di gravità
- $Z$  = la quota di fondo;
- $S_{fc}$  = la perdita di carico unitaria nella corrente nel canale;
- $S_{ff}$  = la perdita di carico unitaria nella corrente golenale;
- $Q$  è la portata totale.

I pedici *c* e *f* indicano, rispettivamente, le grandezze nel canale principale (*channel*) e nelle aree golenali (*floodplain*).

#### 2.4 Schema di soluzione delle equazioni di base

Le equazioni precedenti sono risolte mediante il metodo alle differenze finite di tipo implicito cosiddetto a quattro punti (figura A).

Tale metodo di integrazione delle equazioni del moto vario di tipo iperbolico, rappresenta sicuramente una tra le più efficienti e robuste metodologie per l'integrazione di tale tipo di equazioni.

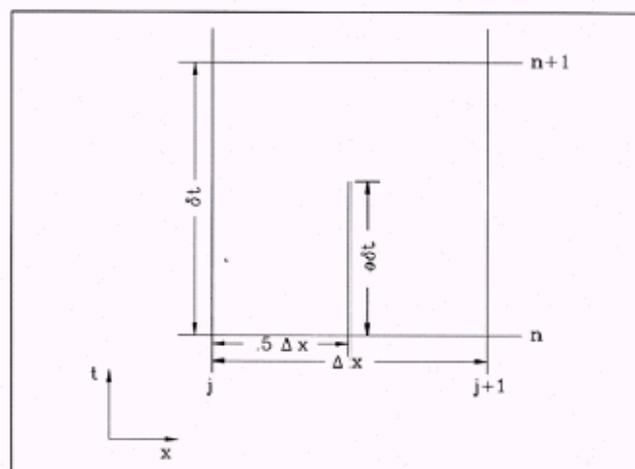


Figura A: Schema di integrazione numerica delle equazioni del moto nel codice UNET

Con riferimento alla figura A è con la seguente notazione:

$$f_j = f_j^n \quad \text{e} \quad \Delta f_j = f_j^{n+1} - f_j^n$$

le derivate rispetto al tempo sono discretizzate mediante la seguente:

$$\frac{\partial f}{\partial t} \approx \frac{\Delta f}{\Delta t} = 0.5 \frac{\Delta f_{j+1} - \Delta f_j}{\Delta t}$$

le derivate spaziali:

$$\frac{\partial f}{\partial x} \approx \frac{\Delta f}{\Delta x} = 0.5 \frac{(f_{j+1} - f_j) + \theta(\Delta f_{j+1} - \Delta f_j)}{\Delta x}$$

e i valori delle funzioni sono valutati:

$$f = 0.5 \cdot (f_j + f_{j+1}) + 0.5 \cdot \theta \cdot (\Delta f_j + \Delta f_{j+1})$$

Tale schema risulta teoricamente, da una analisi di stabilità, incondizionatamente stabile per i valori di  $0.5 < \theta \leq 1$ , condizionatamente stabile per  $\theta = 0.5$  e instabile per  $\theta < 0.5$ .

Ciò significa che per i valori del parametro  $\theta$  contenuti nel primo intervallo è sempre perseguibile, almeno teoricamente, la soluzione numerica delle equazioni qualunque sia il valore dell'intervallo temporale prescelto; nel secondo caso, la determinazione della soluzione numerica delle equazioni è perseguibile solo con intervalli temporali legati al valore degli intervalli spaziali; nel terzo ed ultimo caso non è mai possibile ottenere soluzione numerica delle equazioni.

Un altro importante aspetto che presenta la soluzione numerica delle equazioni è quello delle convergenza, essendo le suddette equazioni di tipo non lineare.

Nella pratica integrazione numerica delle precedenti equazioni le cause che possono provocare la mancata convergenza delle equazioni possono essere, ad esempio, variazioni eccessive nelle caratteristiche delle sezioni idrauliche, variazioni elevate nella pendenza di fondo, variazione negli idrogrammi troppo rapide, strutture idrauliche complesse, ponti, argini, tombini e sfioratori laterali. Tali fattori spesso possono vanificare ogni considerazione di stabilità sul parametro  $\theta$ .

Pertanto è necessario verificare la convergenza e la stabilità del modello in maniera euristica. A valle di numerosi tentativi si perviene alla scelta dei parametri per i quali il modello numerico risulta convergente. Nel presente studio è stato utilizzato il parametro  $\theta=1$  (metodo totalmente implicito che garantisce una elevata stabilità al prezzo di una minore accuratezza)

## 2.5 Modellazione quasi-bidimensionale delle aree inondabili

Il codice *UNET* presenta la possibilità, non prevista nelle equazioni del moto vario, di modellare l'interazione tra il corso d'acqua e le aree laterali soggette ad inondazione. Tale interazione si realizza attraverso lo scambio di volumi idrici e l'immagazzinamento di volumi in dette aree. Queste subiscono pertanto una variazione di livello idrico, in accordo con l'equazione di continuità e la relazione quota-volumi che ne caratterizza la geometria, secondo la seguente relazione:

$$Q_L = \frac{dW}{dt} = \left( \frac{dW}{dZ} \right) \frac{dZ}{dt} = A(Z) \frac{dZ}{dt}$$

dove:

- $W$  è il volume nell'area inondata alla quota  $Z$ ;
- $A(Z)$  è la superficie dell'area inondata alla quota  $Z$ ;
- $Q_L$  è la portata totale entrante nell'area.

Come già accennato, lo schema adottato mediante il quale si valutano i volumi che fuoriescono dal corso d'acqua è quello di stramazzone laterale a larga soglia che, in funzione del livello di valle, può o no essere rigurgitato.

Le relazioni utilizzate sono per lo stramazzone libero:

$$Q_L = \mu_1 \cdot \sqrt{2g} \cdot L \cdot (Z_m - Z_s)^{3/2}$$

mentre, per quello rigurgitato quando cioè si verifica che

$$\frac{Z_v - Z_s}{Z_m - Z_s} > 2/3$$

la portata stramazzone è

$$Q_L = \mu_2 \cdot \sqrt{2g} \cdot L \cdot (Z_v - Z_s) \cdot (Z_m - Z_v)^{1/2}$$

dove:

- $Z_m$  è la quota idrica nella sezione di monte dello stramazzo;
- $Z_s$  è la quota della soglia dello stramazzo;
- $Z_v$  è la quota idrica nella sezione di valle dello stramazzo;
- $\mu_1$  è coefficiente di efflusso libero;
- $\mu_2$  è coefficiente di efflusso rigurgitato;
- $L$  è larghezza dello stramazzo;
- $g$  è accelerazione di gravità.

## 2.6 Condizioni al contorno e condizioni iniziali

Le condizioni al contorno costituiscono l'interfacciamento tra le modalità di deflusso della corrente idrica nel tronco fluviale oggetto di calcolo e le modalità di deflusso della stessa corrente nei tronchi fluviali posti immediatamente a monte e a valle. E' evidente, quindi, che esse riassumono l'informazione strettamente necessaria al calcolo proveniente dall'esterno del dominio d'indagine.

Per la valutazione dei profili idrici in moto vario, dipendenti quindi dalla variabile temporale, le condizioni al contorno, nella grande maggioranza delle applicazioni pratiche, vengono assegnate fissando nelle sezioni estreme i valori della portata o dei livelli idrici per la durata della simulazione (idrogrammi). Dal punto di vista operativo le principali difficoltà che sorgono nell'assegnazione delle condizioni al contorno sono legate alla scarsità di informazioni circa la definizione degli idrogrammi.

In tutte le elaborazioni sviluppate nel presente studio, la condizione al contorno che si è utilizzata è risultata quella per cui si è imposta nella sezione estrema di monte l'idrogramma in termini di portata. La condizione fissata in quella di valle è sempre stata l'instaurarsi del tirante idrico di moto uniforme corrispondente alla portata nella stessa sezione e determinata dalla pendenza di fondo del tratto terminale appartenente al tronco fluviale indagato.

Per le simulazioni in moto vario, oltre alle condizioni al contorno, è necessario per l'ottenimento della soluzione fissare le condizioni presenti nell'alveo e nelle aree di espansione all'istante iniziale. Di norma la condizione iniziale si determina come risultato del modello in moto permanente corrispondente ad una portata pari a quella all'istante  $t=0$  dell'idrogramma.

## **2.7 Coefficienti di scabrezza**

Anche per il modello in moto vario, la valutazione dei coefficienti di scabrezza in alveo, non avendo a disposizione dati storici per effettuarne la taratura, si è fatto riferimento ai valori riportati in letteratura (Chow V.T., "Open Channel Hydraulics", McGraw Hill 1959). I valori sono i medesimi utilizzati per il modello in moto permanente

## **2.8 Bibliografia**

Chow V.T., *Open Channel Hydraulics*, McGraw Hill, New York, 1959

Cunge J.A., Holly F.M. Jr, Verwey A, *Practical Aspects of Computational River Hydraulics*, Pitman, London 1980.

Mahmood K., Yevjevich V., *Unsteady Flow in Open Channel*, Water Resources Publications, Fort Collins Colorado USA, 1975

U.S.A.C.E. – H.E.C., *HEC-RAS Hydraulic Reference Manual*, CPD 69, 2001

U.S.A.C.E. – H.E.C., *HEC-RAS User's Manual*, CPD 68, 2001

U.S.A.C.E. – H.E.C., *UNET User's Manual*, CPD 66, 1997

**ALLEGATO D2**  
**LINEE GUIDA PER LA REDAZIONE DI STUDI IDRAULICI BIDIMENSIONALI**  
**PSAI CAMPANIA CENTRALE**

---

**INDICE**

<b>1</b>	<b>PREMESSA.....</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>I MODELLI BIDIMENSIONALI .....</b>	<b>2</b>
2.1	Gli schemi di calcolo .....	3
<b>3</b>	<b>RILIEVI TOPOGRAFICI E SEZIONI IDRAULICHE.....</b>	<b>5</b>
<b>4</b>	<b>ESTENSIONE DEL DOMINIO DI CALCOLO.....</b>	<b>5</b>
<b>5</b>	<b>STUDI PREGRESSI E MODELLAZIONE .....</b>	<b>6</b>
<b>6</b>	<b>DEFINIZIONE DELLA SCABREZZA IDRAULICA.....</b>	<b>6</b>
6.1	Scabrezza derivante dalle caratteristiche dei suoli.....	6
6.2	Scabrezza in mancanza di analisi dei suoli.....	7
<b>7</b>	<b>VALIDAZIONE DEI RISULTATI.....</b>	<b>9</b>
<b>8</b>	<b>PRESENTAZIONE DEGLI STUDI DI RIPERIMETRAZIONE.....</b>	<b>9</b>

## 1 PREMESSA

Il PAI prevede che la modifica o l'aggiornamento delle perimetrazioni in esso approvate devono necessariamente derivare da studi ed approfondimenti di maggior dettaglio rispetto a quanto effettuato nell'ambito della formazione del PAI.

In genere, la proposta di ripermetrazione:

- deve essere verificata sulla base di studi idraulici in funzione dei quali vengono effettuate le nuove determinazioni, accertando che questi siano di maggior approfondimento rispetto a quelli del piano stralcio di bacino vigente;
- deve includere apposita verifica dello studio svolto, a cui è richiesta la restituzione di una determinazione più affidabile delle aree inondabili e delle relative caratteristiche di inondazione, che allo scopo ulteriore di assicurare che l'approfondimento abbia presupposti tecnico-scientifici tali da escludere ragionevolmente che eventuali ulteriori affinamenti possano nuovamente mutare in modo sostanziale i risultati ottenuti.

Si rileva che il "maggior dettaglio" dipende da vari fattori, spesso interagenti, e che, in ogni caso, l'impiego di modelli idraulici dalle caratteristiche differenti da quelli utilizzati per le verifiche dell'Autorità, non giustifica, di per sé, la modifica alle perimetrazioni vigenti, ma va accompagnata da un reale e concreto approfondimento di dati di base, valutazioni, modellistica, etc., come di seguito meglio evidenziato.

Il tipo di indagine e di acquisizione di nuovi dati sono comunque commisurati anche all'entità della ripermetrazione richiesta che, nel caso di esondazioni dall'alveo, sia che queste si sviluppino per insufficiente capacità di convogliamento che per sormonti e/o rotte arginali, riguarda le campagne latitanti i corsi d'acqua lungo le quali il fenomeno di allagamento vede il moto dell'acqua trasformarsi da unidimensionale, a bidimensionale. Pertanto, soprattutto allorché le acque esondate tendono a defluire su zone molto ampie, poco limitate lateralmente e disposte a quota poco differente l'una dall'altra, e l'area interessata dal fenomeno alluvionale risulta caratterizzata dalla presenza di rilevati stradali e/o ferroviari, e/o nell'area sono presenti abitazioni/edifici pubblici, è necessario effettuare una modellazione di tipo bidimensionale, in grado di portare in conto condizioni di moto non stazionarie, in conseguenza del più o meno rapido riempimento dei volumi a disposizione in tali aree e della propagazione dei fronti di allagamento, e contorni comunque complessi e frastagliati.

Gli studi presentati dovranno, pertanto, contenere gli elementi adeguati per valutare tali aspetti, prevedendo una apposita relazione che illustri le tematiche di seguito individuate e certifichi la sussistenza delle condizioni di cui sopra.

Le istanze di ripermetrazione devono possedere tutte le caratteristiche ed essere corredate di tutte le documentazioni tecniche indicate nel seguito.

## 2 I MODELLI BIDIMENSIONALI

Per modello bidimensionale è da intendersi lo schema attraverso il quale, partendo da una rappresentazione della morfologia dell'alveo e dei piani golenali in due dimensioni, tipica di un modello digitale del terreno, è possibile simulare dettagliatamente il deflusso nelle due direzioni piane differenziando livello idrico, velocità e direzione della corrente in ogni punto del dominio di calcolo.

## 2.1 Gli schemi di calcolo

Tale schema richiede necessariamente una dettagliata rappresentazione dell'area interessata dal deflusso di dettaglio che nella modellazione bidimensionale avviene attraverso la discretizzazione del dominio di calcolo in maglie, la cui tipologia è funzione di diversi aspetti, spesso correlati tra di loro, quali:

- la morfologia del territorio;
- il grado di urbanizzazione e presenza di manufatti;
- l'estensione del dominio di calcolo;
- il dettaglio di rappresentazione del territorio;
- la complessità e dimensione dell'alveo fluviale;
- i tempi di calcolo.

È possibile pertanto optare per uno dei seguenti schemi di calcolo;

- schema a maglia classica con griglia quadrata ed a dimensione costante sul dominio di calcolo (**classicgrid**);
- schema a maglia classica con griglia quadrata ed a dimensione variabile su aree omogenee (**nestedgrid**);
- schema a maglia non strutturata triangolare o quadrangolare mista (**flexiblemesh**) ai volumi finiti;
- schema integrato monodimensionale – bidimensionale.

Il ricorso allo schema ai volumi finiti, impiegato, nel caso specifico dell'approccio fondato su una maglia di calcolo non-strutturata favorisce l'applicazione di un modello bidimensionale su domini di calcolo maggiormente estesi, consentendo la variabilità spaziale della griglia di calcolo attraverso cui gestire un maggior dettaglio, laddove necessario, impiegando una risoluzione minore nelle aree del dominio di minore rilevanza o interessate da flussi di piena di ridotta entità.

Lo schema a griglia classica con maglia costante è invece largamente considerato quello di più agevole impiego per la ampia diffusione di apposite interfacce di creazione del modello, frequentemente integrate con molteplici ambienti GIS; questo schema, pur avendo il limite di dover rappresentare in modo omogeneo (identica dimensione delle celle di calcolo su tutto il dominio di calcolo) aree estese, è considerato adatto sia per applicazioni su aree più ampie (studi di pianificazione, determinazione di aree allagabili), sia per studi idraulici di dettaglio.

Il modello con nestedgrid, rappresenta invece uno sviluppo dei modelli a griglia classica in quanto accoppia, nello stesso modello, aree con differente risoluzione; questi tipi di modelli sono utili nel caso in cui si abbia la necessità di esaminare con un maggiore dettaglio una porzione del territorio il cui comportamento idraulico è influenzato dalle condizioni di deflusso su un'area più vasta rappresentando il dominio mediante una maglia di calcolo ad alta risoluzione innestata in una a maglia più ampia.

Si ritiene, a tal riguardo, opportuno precisare l'importanza della corretta definizione della griglia di calcolo, al fine di una simulazione accurata, con approccio bidimensionale, delle

dinamiche di esondazione e propagazione di una piena in un'area urbana, o comunque caratterizzata da significativa antropizzazione, richiede la definizione di un modello del terreno con celle ad alta risoluzione spaziale: le dinamiche di propagazione risultano, infatti, fortemente influenzate dal tessuto urbano, che deve essere quindi accuratamente rappresentato.

Per questo motivo, nelle applicazioni in ambito urbano, si adotta generalmente una griglia di calcolo a maglia ridotta, preferibilmente di dimensioni tali che le dimensioni delle celle siano inferiori alla larghezza delle strade più strette.

Si riporta a seguire una tabella che fornisce un'indicazione di massima della risoluzione della maglia di calcolo adottabile (in metri) in funzione delle caratteristiche morfologiche del territorio, nel caso specifico di schema numerico con maglia quadrata.

	Minima	Adeguate	Adeguate con rappresentazione delle Breaklines
<b>Ampie aree golenali e scarsa antropizzazione</b>	25-30	10-15	20
<b>Aree golenali con presenza di infrastrutture</b>	15	5	10
<b>Area urbana</b>	5-10	2-5	5

Tabella 1—Risoluzione ottimale della griglia di calcolo in funzione della tipologia di area di studio, i valori numerici rappresentano la lunghezza del lato della maglia, espressa in metri

La tabella evidenzia l'importanza della corretta rappresentazione delle linee quotate sovramontanti e sottomontanti, che permette di raggiungere la stessa qualità ed accuratezza nei risultati pur adottando una risoluzione spaziale più contenuta.

Infine, il modello di tipo integrato monodimensionale – bidimensionale prevede l'impiego, nell'ambito di uno stesso schema di calcolo, dell'uno o l'altro codice, in funzione delle specifiche esigenze di rappresentazione geometrica e di simulazione:

- lo schema monodimensionale dei tratti d'alveo caratterizzati da una direzione prevalente del flusso o comunque dove l'approccio 1d sia adeguato;
- lo schema bidimensionale per la rappresentazione delle aree di espansione od in presenza di fenomenologie e condizioni di deflusso più complesse.

L'utilizzo di tale approccio integrato consente quindi di costruire un unico modello idrodinamico per un sistema fluviale esteso e complesso, adottando la schematizzazione e la risoluzione spaziale più consona ad ogni area pur mantenendo relativamente limitato il numero dei punti di calcolo e senza incorrere in problemi di condizioni al contorno tra le diverse aree. Lo schema monodimensionale permette l'inserimento della geometria dei manufatti e di sezioni trasversali d'alveo per una corretta e precisa rappresentazione delle sponde naturali o artificiali; lo schema bidimensionale permette il calcolo di velocità e tiranti idrici e l'estensione delle aree allagabili nei tratti golenali.

Ovviamente, la condizione necessaria affinché qualunque tipo di modellazione possa avere una qualche significatività è quella di poter fare riferimento ad un rilievo topografico molto dettagliato della zona che si suppone possa essere allagata.

Dovranno ovviamente formularsi, nel contempo, ipotesi sufficientemente attendibili sulle condizioni al contorno necessarie per la chiusura del sistema di equazioni che governano il fenomeno, delle quali si dirà nel seguito.

### **3 RILIEVI TOPOGRAFICI E SEZIONI IDRAULICHE**

Gli studi finalizzati all'aggiornamento delle perimetrazioni, per assumere caratteristiche di "maggior dettaglio", devono prevedere rilievi topografici sufficientemente accurati della zona di indagine, riguardanti le sezioni d'alveo, le golene e comunque le aree interessate dalla propagazione della piena e delle zone ad esse limitrofe.

L'estensione delle sezioni idrauliche e dei rilievi plano-altimetrici nelle aree limitrofe all'alveo e il numero e la distribuzione dei punti battuti saranno commisurati all'entità ed alla rilevanza della modifica richiesta ed all'articolazione del territorio, in maniera tale da risultare sufficienti a caratterizzare tutta l'area di interesse, con particolare attenzione per il tronco di corso d'acqua in studio, in relazione al quale dovrà essere adeguatamente rappresentata la geometria attuale dell'alveo evidenziandone le singolarità (variazioni di pendenza, variazioni di scabrezza, presenza di ponti, briglie, etc.), le variazioni della sezione lungo il tratto in indagine, nonché le singolarità delle aree presumibilmente interessate dall'esondazione;

Detti rilievi devono, in ogni caso, essere riferiti a capisaldi di livellazione materializzati sul terreno (es. IGM, punti fiduciali catasto, altri disponibili) ovvero inquadrati plano-altimetricamente attraverso strumentazione G.P.S. di alta precisione; è inoltre necessario verificare la coerenza dei rilievi eseguiti con le cartografie di supporto del Piano vigente. È necessaria la produzione di una carta e/o di una relazione che dettagli lo schema dei punti quotati utilizzati, con distinzione della provenienza (CTR, altre cartografie, punti rilevati ad hoc). E inoltre necessaria la restituzione di tali dati in formato informatico compatibile con i sistemi informativi dell'AdB.

### **4 ESTENSIONE DEL DOMINIO DI CALCOLO**

In linea di principio le ripermetrazioni dovranno essere eseguite per gli interi ambiti fluviali interessati dai fenomeni di esondazione estendendo, anche per step successivi, il dominio di calcolo fino al totale inglobamento, nella sua interezza, dell'area interessata dal fenomeno di esondazione nelle ipotesi di calcolo adottate; è pertanto richiesto che i fenomeni di esondazione che si verificano nel tratto oggetto di indagine non interessino aree esterne di quella di studio.

Ciò non di meno le verifiche idrauliche, possono essere eseguite per stralci limitati, ma dovrà essere valutato e dimostrato che, oltre al tratto di corso d'acqua investigato, anche le aree inondabili oggetto di studio e di approfondimento risultino "sconnesse" da quelle limitrofe, poste a monte e a valle.

Nel caso di perimetrazioni approvate per stralci nei precedenti PSAI, i dati di output relativi agli studi eseguiti dovranno essere adottati per l'esecuzione degli studi delle rimanenti porzioni di aree interessate dal fenomeno alluvionale; ciò in quanto è sempre richiesto che le rideterminazioni effettuate in una zona, per poter costituire aggiornamento delle perimetrazioni di piano, devono risultare coerenti con quelle delle aree limitrofe e non devono influire sulle valutazioni precedentemente effettuate, e che comunque non

devono risultare influenzate da fenomeni di esondazione indiretti provenienti da tratti del corso d'acqua esterne a quello indagato.

## 5 STUDI PREGRESSI E MODELLAZIONE

L'aggiornamento del quadro conoscitivo conseguente alla presentazione di studi ed indagini di maggiore dettaglio deve sempre avvenire in un contesto di coerenza ed omogeneità tecnica con gli studi condotti dall'Autorità.

Gli studi approvati dall'Autorità, dai quali discende il quadro conoscitivo vigente, devono pertanto costituire una base di partenza per gli approfondimenti proposti.

Qualora le valutazioni relative al deflusso delle acque di piena siano basate su ipotesi della dinamica dell'esondazione diverse da quelle poste negli studi originari, devono essere ampiamente motivate le nuove ipotesi di base.

In particolare quando il moto ed il deflusso risulti condizionato da situazioni non rappresentate da opere idrauliche (quali allagamento tramite sottopassi, deflusso attraverso strade e centri insediati, etc.), e pertanto legato a situazioni che possono rivelarsi contingenti, soprattutto quando derivanti da motivi e condizioni di tipo urbanistico-edilizio, deve essere garantito che le ipotesi poste a base dello studio non abbiano a venir meno né siano influenzate e modificate da eventuali interventi antropici, soprattutto quando questi non risultino soggetti a pareri ed autorizzazioni da parte delle autorità idrauliche competenti.

In assenza delle garanzie suddette devono essere assunte perimetrazioni che prendano contemporaneamente in considerazione tutte le ipotesi di dinamica dell'evento di esondazione, attraverso l'involuppo dei diversi scenari di pericolosità idraulica.

## 6 DEFINIZIONE DELLA SCABREZZA IDRAULICA

L'applicazione di un modello matematico bidimensionale necessita, come dato di input, della scabrezza in ogni cella della griglia di calcolo, tramite la quale viene rappresentato il dominio di calcolo.

La scabrezza idraulica rappresenta, il parametro che regola le perdite di energia distribuite, in primo luogo per attrito da scorrimento sul fondo e sulle sponde dei canali di deflusso.

I parametri di scabrezza da utilizzare nel calcolo idraulico.

La scelta di un appropriato valore della scabrezza è molto importante ai fini dell'accuratezza con cui vengono calcolate le grandezze restituite dal modello idrodinamico e deve tenere conto delle reali e documentabili condizioni di manutenzione del corso d'acqua.

### 6.1 Scabrezza derivante dalle caratteristiche dei suoli

Laddove esiste una conoscenza approfondita del territorio e dall'utilizzo dello stesso nelle aree oggetto di studio, prendendo a base la carta degli usi del suolo disponibili, e concordando le modalità di stesura con l'Autorità di Bacino, dovrà essere redatta una specifica carta tematica finalizzata alla caratterizzazione della resistenza al moto media associabile ad ogni uso del suolo, corredata da apposita legenda con la definizione di un intervallo di variazione massima di tale resistenza, utile per valutare l'incertezza dei risultati mediante analisi di sensibilità.

Deve essere redatta, eventualmente con il supporto delle più recenti foto aeree, una mappa delle caratteristiche di resistenza al moto, rappresentando quest'ultima mediante il parametro di scabrezza.

In relazione alla resistenza al moto della corrente, devono inoltre essere descritte, qualora disponibili o rilevabili a vista, le caratteristiche granulometriche dell'alveo.

## **6.2 Scabrezza in mancanza di analisi dei suoli**

Tuttavia la corretta definizione del coefficiente, anche lungo le aree golenali, richiede ulteriori analisi, in quanto la scabrezza intrinseca non è l'unica causa della resistenza al moto; la difficile determinazione di un coefficiente globale può dipendere da diversi fattori, quali:

- *uso del suolo*, per le aree di esondazione;
- *vegetazione* in termini di altezza, densità, distribuzione e tipologia delle formazioni arbustive e arboree;
- *forme di fondo e variazioni di forma* indotte dagli allargamenti e restringimenti delle sezioni che si succedono lungo il corso d'acqua;
- *ostruzioni*, quali macigni, alberi, pile di ponti, sbarramenti, ecc.;
- irregolarità dell'andamento planimetrico del corso d'acqua.

Per la stima dei coefficienti di scabrezza da inserire nel modello numerico, nel caso in cui non si disponga di prove granulometriche, è necessario far riferimento sia ai dati di letteratura, che tengono conto dei fattori sopra indicati, sia all'esperienza acquisita nel campo della modellistica idraulica.

La tabella 1 riporta, a titolo di esempio, i valori del coefficiente di Manning ( $s/m^{1/3}$ ) suggeriti da V.T.Chow.

L'accuratezza con la quale viene definito tale parametro influenza notevolmente il risultato della simulazione idrodinamica, in termini sia di estensione delle aree inondate, sia di distribuzione dei tiranti idrici e delle velocità di scorrimento.

La scabrezza idraulica risulta pertanto il principale parametro di riferimento in fase di calibrazione di un modello idrodinamico e la sua ottimale definizione contribuisce in modo fondamentale all'affidabilità del modello numerico.

	MINIMO	NORM.	MAX.
<b>1. Corsi d'acqua minori (larghezza di pelo libero al livello di piena &lt; 30 metri (100 ft))</b>			
<i>a) Corso d'acqua in pianura</i>			
1. Pulito, diritto, in regime di piena, senza incisioni o buche profonde	0,025	0,030	0,033
2. Come sopra, ma con maggior numero di ciottoli ed erbaccia	0,030	0,035	0,040
3. Pulito, tortuoso, con qualche buca e qualche deposito	0,033	0,040	0,045
4. Come sopra, ma con qualche ciottolo ed erbaccia	0,035	0,045	0,050
5. Come sopra, in regime di magra, con scarpate e sezioni più irregolari	0,040	0,048	0,055
6. Come al punto 4, ma con più ciottoli	0,045	0,050	0,060
7. Tratti con corrente lenta, coperti da erbacce, con buche profonde	0,050	0,070	0,080
8. Tratti molto inerbati, buche profonde, o filoni principali con grossi tronchi e sottobosco	0,075	0,100	0,150
<i>b) Corsi d'acqua montani, senza vegetazione in alveo, sponde frequentemente ripide, alberi e sottobosco lungo le sponde sommergevoli durante le piene</i>			
1. Fondo: ghiaia, ciottoli e qualche masso	0,030	0,040	0,050
2. Fondo: ciottoli con grandi massi	0,040	0,050	0,070
<b>2. Alvei di esondazione</b>			
<i>a) A prato: senza sterpaglia</i>			
1. Erba bassa	0,025	0,030	0,035
2. Erba alta	0,030	0,035	0,050
<i>b) Aree coltivate</i>			
1. Senza coltura	0,020	0,030	0,040
2. Coltivazione a filari	0,025	0,035	0,045
3. Coltivazioni a campo	0,030	0,040	0,050
<i>c) Sottobosco</i>			
1. Sottobosco rado, molto erboso	0,035	0,050	0,070
2. Sterpaglie rade ed alberi, in inverno	0,035	0,050	0,060
3. Come sopra, in estate	0,040	0,060	0,080
4. Sottobosco da medio folto a folto, in inverno	0,045	0,070	0,110
5. Come sopra, in estate	0,070	0,100	0,160
<i>d) Alberi</i>			
1. Con salici, in estate, dritti	0,110	0,150	0,200
2. Terra disboscata con ceppi, senza getti	0,030	0,040	0,050
3. Come sopra, ma con molti getti	0,050	0,060	0,080
4. Alberi a grosso fusto con poco sottobosco, livello di piena al di sotto delle fronde	0,080	0,100	0,120
5. Come sopra, ma con livello di piena che raggiunge le fronde	0,100	0,120	0,160
<b>3. Corsi d'acqua maggiori</b>			
(larghezza di pelo libero al livello di piena > 30 metri (100 ft))			
Il valore di <i>n</i> è minore di quello dei corsi d'acqua minori di uguale descrizione, poiché le sponde offrono minore resistenza effettiva			
a. Sezione regolare senza massi o sottobosco	0,025	—	0,060
b. Sezione irregolare e scabra	0,035	—	0,100

Tabella 2 — Coefficiente di Manning (s/m<sup>1/3</sup>) per corsi d'acqua naturali; V.T.Chow

## 7 VALIDAZIONE DEI RISULTATI

Una volta eseguita la fase di impostazione metodologica dello studio con la fase di verifica dei dati di input va realizzata un'analisi critica del prodotto ottenuto, allo scopo di testare la risposta del modello ed il grado di approssimazione, nonché di affidabilità, dei risultati, che ovviamente sono connessi:

- ai limiti di applicabilità dello schema di calcolo adottato;
- al dettaglio e qualità dei dati di input;
- alla corretta definizione dei parametri del modello;
- alla disponibilità di dati di taratura e validazione.

E' pertanto fondamentale, in fase di verifica dei risultati di una simulazione, confrontare gli eventuali dati disponibili di osservazione per alcuni punti del dominio di calcolo ed istanti temporali, utili a verificare la corretta rispondenza tra i dati simulati ed, appunto, osservati, al fine di accertare la corretta rappresentazione da parte del modello numerico delle fenomenologie fisiche oggetto di studio; in assenza di osservazione va effettuata un'analisi critica dell'output generato dal modello, in particolare in termini di volumi complessivi esondati, di altezze idriche, di estensione delle aree coinvolte nel fenomeno, ecc..

In generale, le differenze fra i risultati prodotti dal modello numerico e l'andamento reale del fenomeno sono essenzialmente imputabili a tre fattori fondamentali:

- i limiti del modello matematico in riferimento alle equazioni adottate;
- le carenze nella discretizzazione numerica;
- l'imperfetta conoscenza delle condizioni iniziali ed al contorno e mancata o carente calibrazione dei parametri del modello.

La corretta individuazione degli input necessari rappresenta quindi una delle fasi più delicate del processo di implementazione di un modello numerico.

Il grado di accuratezza dei risultati di un modello deve necessariamente essere correlato alla finalità di utilizzo dei relativi risultati nonché del grado di dettaglio richiesto.

## 8 PRESENTAZIONE DEGLI STUDI DI RIPERIMETRAZIONE

L'utilizzo di un modello idrodinamico bidimensionale per la simulazione di un evento di piena ai fini della perimetrazione delle aree soggette a possibili allagamenti è generalmente volto alla rappresentazione delle condizioni di moto in termini di tirante idrico ma, per la descrizione della propagazione della piena, risulta utile nel contempo conoscere non solo l'intensità del fenomeno ma anche la direzione ed il verso del vettore velocità in ogni punto dell'area di studio.

All'interno del campo di moto è quindi necessario conoscere la distribuzione dei vettori delle velocità che mettono in evidenza la direzione di propagazione della piena sul territorio e lo scambio biunivoco di portata tra alveo e piano campagna.

Nel caso di studi bidimensionali finalizzati alla perimetrazione o riperimetrazione idraulica, i risultati dei calcoli dovranno essere corredati, oltre che da una dettagliata relazione illustrativa, da:

- piano quotato rappresentativo delle caratteristiche plano-altimetriche inserite nel codice di calcolo;
- rilievo di opportune sezioni significative, laddove necessarie per l'illustrazione delle particolarità del dominio di calcolo;

- rilievo delle opere d'arte (ponti, attraversamenti, coperture, soglie, salti di fondo, briglie, etc.) presenti lungo i tratti fluviali studiati;
- rappresentazione cartografica del dominio di calcolo con rappresentazione dei punti con le differenti delle condizioni al contorno e di input;
- carta della vulnerabilità;
- carta della pericolosità idraulica attuale;
- carta della pericolosità idraulica a seguito della ripermetrazione, risultato del modello;
- carta della pericolosità idraulica a seguito della ripermetrazione, armonizzata;
- carta del rischio idraulico attuale;
- carta del rischio idraulico a seguito della ripermetrazione, risultato del modello;
- carta del rischio idraulico a seguito della ripermetrazione, armonizzata;
- shapefile della pericolosità e del rischio post ripermetrazione, unitamente a quelli relativi ai tematismi da traggono essi origine.

**ALLEGATO D3**  
**PERICOLOSITÀ GEOLOGICA ED IDRAULICA IN AREE DI CONOIDE**  
**METODOLOGIE DI STUDIO**

---

---

<b>1. PREMESSE</b> .....	<b>2</b>
<b>2. Caso-studio ex Autorità di Bacino Nord-Occidentale della Campania - il caso di Arpaia (BN)</b> .....	<b>3</b>
2.1    Inquadramento geologico - geomorfologico .....	3
2.2    Metodologia.....	9
2.2.1  Valutazione della suscettibilità all'innescò e del potenziale d'invasione.....	9
2.2.2  Valutazione dell'impronta del corpo di frana .....	11
2.2.3  Stima dei volumi del corpo di frana .....	15
2.2.4  Valutazioni conclusive.....	15
<b>3. Modello ex Autorità di Bacino del Sarno</b> .....	<b>16</b>
3.1    Indagini ed elaborati .....	16
3.2    Determinazione della suscettività all'innescò .....	16
3.3    Stima dei volumi e degli idrogrammi solido-liquido .....	18
<b>4. Stima delle aree di invasione</b> .....	<b>20</b>
4.1    Stima della pericolosità .....	20

## **1. PREMESSE**

Le Norme di Attuazione prevedono la possibilità di apportare integrazioni e varianti al Piano Stralcio per effetto di una serie di condizioni supportate da documentazione e rappresentazione cartografica idonea.

Il presente documento riporta le linee guida utilizzate per il territorio dell'ex Autorità di Bacino Nord-Occidentale della Campania e l'ex Autorità di Bacino del Sarno; dette linee guida rappresentano casi studio - procedure attuabili per la definizione degli studi di compatibilità idraulica-idrogeologica finalizzati alla ripermimetrazione di aree suscettibili di pericolosità da flusso iperconcentrato - colate detritiche.

Le metodologie descritte sono da considerarsi quindi come procedura di supporto allo studio e non quale unica metodologia da applicarsi in quanto i differenti scenari possibili e la variabilità di concentrazioni acqua-sostanza solida non consentono la definizione di un unico modello cui fare riferimento.

## 2. CASO-STUDIO EX AUTORITÀ DI BACINO NORD-OCCIDENTALE DELLA CAMPANIA - IL CASO DI ARPAIA (BN)

Il caso di Arpaia può essere ritenuto tipico di conoidi "miste", alimentate sia da fenomeni gravitativi (scorrimenti-colate rapide detritico-fangose) che da flussi idrici (o trattivi), nelle quali sono coinvolti prevalentemente depositi detritico-piroclastici erosi dai versanti e/o rimobilizzati lungo l'alveo dei principali impluvi.

Di seguito si riporta il contributo d'ordine geologico relativo alla stima dei possibili volumi che potrebbero mobilitarsi lungo i versanti carbonatici posti a monte dell'abitato di Arpaia e che potrebbero raggiungere il fondovalle.

L'approccio è di tipo geomorfologico, il che implica uno studio di tipo semiquantitativo. Esso tiene conto, oltre che delle specifiche caratteristiche dei luoghi d'interesse, anche dei caratteri della franosità tipica dei depositi detritico-piroclastici del contesto carbonatico campano ed in particolare delle aree ricadenti nel territorio di competenza dell'AdB.

Presentano questa tipologia di fenomeni numerosi sottobacini che incombono su centri abitati (es.: Carbonara di Nola, Domicella, Cancellò, Monteforte Irpino) localizzati alla base di versanti carbonatici ricoperti da piroclastiti da caduta con spessori, pressoché continui, pari a 2-3 m.

Una recente campagna di indagini ed un nuovo rilevamento hanno mostrato, nelle zone di recapito pedemontane di questi bacini, stratigrafie caratterizzate da alternanze di depositi riferibili ad eventi franosi ed a flussi iperconcentrati tipiche, quindi, di apparati di conoidi miste.

### 2.1 Inquadramento geologico - geomorfologico

Il Vallone S. Bernardo – Pisciarillo, alla cui base insiste l'abitato di Arpaia, si sviluppa sul bordo settentrionale dell'aspro versante di faglia dei Monti di Avella, allungato per alcuni km in direzione appenninica (NW-SE). Il bacino si imposta in depositi mesozoici di piattaforma carbonatica, disarticolati da un complesso sistema di lineamenti tettonici (Figura 1)<sup>1</sup>.

Il settore montano del bacino è delimitato, a sud, dalle cime del Monte Orni (832 m s.l.m.), Monte Veccio (856 m s.l.m.), Ciglio Pedalino (870 m s.l.m.) e Monte Paraturo (927 m s.l.m.).

Il bacino è di 4° ordine gerarchico (*sensu* STRAHLER, 1954) ed ha un'estensione complessiva di circa 2 km<sup>2</sup>; esso è caratterizzato da una serie di aste torrentizie (Figura 3) che incidono versanti con valori di acclività mediamente elevati (30-40°), localmente superiori a 50°.

---

<sup>1</sup> La cartografia geotematica d'inquadramento per i vari casi di studio è quella a corredo del PAI.

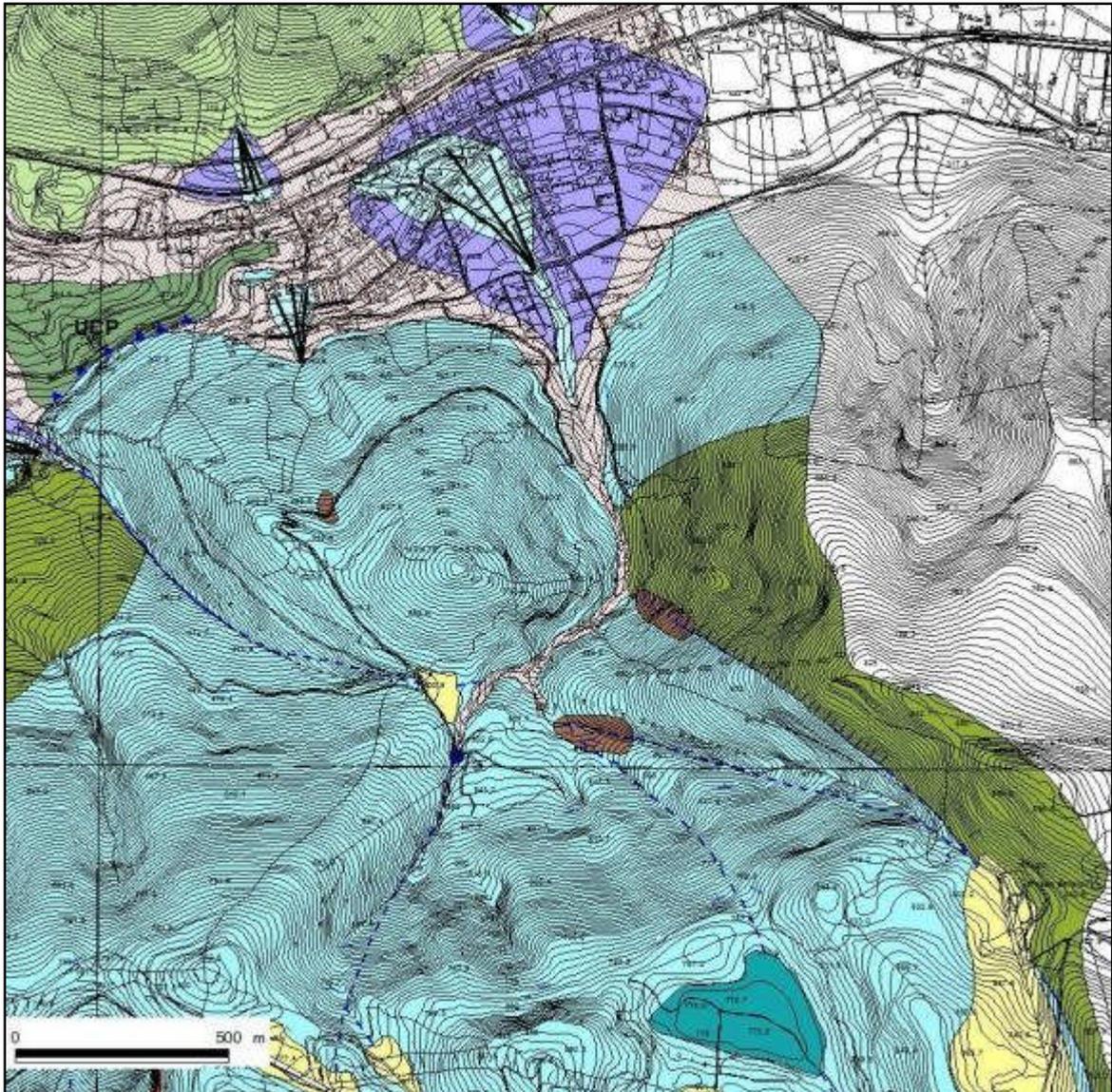


Figura 1 - Carta geologica del Vallone S. Bernardo - Pisciarrello ad Arpaia

# LEGENDA

**de** **Deposito antropico:** terreni di risulta derivati dalla escavazione e/o dallo sbancamento di terreni in posto, terreni di riporto per opere stradali; sono di natura terroso-detrítica compattata e si compongono di elementi litoidi eterodimensionali inglobati in matrice argilloso-sabbiosa. Questi depositi sono ubicati in adiacenza o in prossimità delle opere stradali ed idrauliche; talvolta sono di natura diversa dalle rocce del luogo. OLOCENE

## DEPOSITI CONTINENTALI SEDIMENTARI E PIROCLASTICI

**PSI1** **Depositi piroclastici indifferenziati:** depositi piroclastici di caduta, costituiti da cenere, lapilli e pomice, ben classificati granulometricamente. Essi risultano organizzati in strati e lenti quando il grado di cementazione è elevato. Tali depositi colmano le conche endoreiche e le pianure alluvionali (PSI1) o le aree sommitali e sub-planeggianti dei rilievi (PSI2) del quali non è dato osservare la stratigrafia completa. La struttura del deposito è influenzata dalla topografia e pertanto risulta non tabulare. Il rimaneggiamento è ricorrente in PSI1. I depositi in glaciatura primaria sono stratificati e sono caratterizzati da strati massivi di cenere e strati di pomice. Gli strati massivi di cenere hanno granulometria fine generalmente compresa tra i lapilli e le cenere (tipo tessitura compreso tra la sabbia limosa e il limo sabbioso) e sono di colore variabile dal grigio chiaro al marrone scuro; essi sono, di regola, depositi di caduta associati a depositi di pomice di eruzioni pliniane e sono frequentemente sottoposti a pedogenesi. Gli strati di pomice (con spigoli vivi) costituiscono livelli grano-sostenuti di piccolo e medio spessore e di colore marrone chiaro, bianco o grigio-verde. Essi hanno spessore e granulometria variabile, sono caratterizzati da una buona cementazione e sono, per lo più, con gradazione verticale inversa. In alcuni depositi le pomice inglobano frammenti litici, lavici o calcarei. I depositi piroclastici rimaneggiati si presentano con strutture massive costituite da clasti arrotondati di pomice, di scorie ed elementi calcarei a spigoli vivi fluttuanti entro la massa cineritica, talora argillificata, del tipo granulometrico della sabbia limosa e del limo. Presentano interstrati o lenti di detrito calcareo soprattutto nelle porzioni superiori del detrito di falda (Dta). OLOCENE - PLEISTOCENE SUP.

**Doe** **Depositi di conca endoreica di Campo Summonte - Campo San Giovanni:** limi e sabbie fini in strati lentiformi, gradati, ricchi di laminae da foresta, con intercalati livelli detritici calcarei o pomice in matrice limoso-siltosa a composizione cineritica; taluni livelli piroclastici, in glaciatura primaria. OLOCENE - PLEISTOCENE SUP.

**Dta** **Depositi detritici di versante con terreni eluvio-colluviali (Dta):** alternanze di lenti o strati lateralmente discontinui di pietrisco calcareo con matrice sabbioso-limosa a composizione cineritica; bracce calcaree con cemento calcitico, talvolta interessate da pigmentazione emattica; sabbie con ciottoli di natura arenacea, calcarea e silicea; la porzione più superficiale di questi depositi è composta da limi e sabbie limose a composizione cineritica con dispersi clasti calcarei eterometrici costituenti livelli di piroclastici da caduta, ovvero *colluvium* A luoghi, e prevalentemente in corrispondenza degli sbocchi delle aste torrentizie, si rinvengono depositi disorganizzati e destrutturati dei corpi di frana del tipo colata detritico-fangosa, costituiti da sabbie e limi a composizione cineritica, con dispersi ciottoli calcarei oppure con nuvole di elementi litici calcarei ed arenacei eterometrici. In superficie è presente, di regola, una copertura piroclastica sia rimaneggiata che in glaciatura primaria. OLOCENE-PLEISTOCENE SUP.

**Dtb** **Detrito di versante a grossi blocchi:** entro il detrito del versante calcarei posto alla base del settore più acclivi, prevalgono blocchi calcarei fino ad alcuni metri cubi (Dtb); in superficie è presente, di regola, una copertura piroclastica sia rimaneggiata che in glaciatura primaria. OLOCENE-PLEISTOCENE SUP.

## UNITA' MESO-CENOZOICA MONTI PICENTINI-TABURNO

**UCP** **Unità litostratigrafica arenaceo-pelitico-calcareo-marnosa:** arenarie arcose e litarenitiche con mica bianca, gradate, laminare, di colore marroncino; alla base si osservano argille poliorome (di colore rosso e verde in prevalenza) scagliose, e marne grigie e giallastre a frattura prismatica. Subordinatamente calcari marnosi, argille siltose e arenarie ibride, marne e calcari marnosi di colore grigio, calcilutiti e rare calcareniti torbiditiche e calcilutiti bioclastiche. AQUITANIANO - PALEOGENE

**GDL** **Calcari e calcari dolomitici di Lauro:** calcari e calcari dolomitici, ricchi di rudite, di colore grigio, biancastro o avana, in strati da spessi a medi, con frequenti intercalazioni di dolomie grigie. Contenuto fossilifero: *Radolites*, *Hippurites*, *Accordella conica* FARINACCI, *Rotorbinella scarsellii* TORRE, *Cuneolina pavonia parva* HENSON, *Thaumatoporella parvovesiculifera* RANIERI, *Rotalidae*, *Milolidae*, *Discorbidae*. SANTONIANO-APTIANO

**CDA** **Calcari di Avella:** calcari avana chiaro a *Requienidae*, *Ostreae* e resti di echinodermi, ben stratificati con strati da medi a spessi, ai quali si intercalano calcari biomitici ricchi di *Milolidae* e con *Bacnella irregularis* RADOICIC, *Tripoporella marsicana* PRATURLON, *Valvulinidae*. Verso il basso si passa ad un'alternanza di dolomie cristalline grigie, fetide, spesso laminare, calcari micritici grigi o marroni. Il contenuto fossilifero di questi ultimi è caratterizzato dall'abbondanza di Cuneoline "primitive" e di piccole alghe Dasycladaceae tra le quali *Actinoporella podolica* ALTH, *Salpingoporella annulata* CARROZZI. Sono, inoltre, presenti *Salpingoporella dinarica* RADOICIC, *Valvulinidae*, *Texularidae*, ostracodi e piccoli gasteropodi. APTIANO p.p - BERRIASIANO p.p.

**CDO** **Calcari e calcari dolomitici:** calcareniti dolomitiche grigie ad elementi oolitici; dolareniti bianche e grigie, a grana medio-fine in strati da spessi a molto spessi e con superfici di base piane; calcareniti a grana fine laminare ad elementi detritici e scheletrici (gasteropodi, spugne e briozoi) in strati tabulari da medi a spessi; calcilutiti bianche, nodulari, ed oncoidi; calcilutiti bianche con Nerinee, gasteropodi turricolati e frammenti di coralli; e calcareniti sono segnate verso l'alto da laminae stromatolitiche, strutture da essiccamento e micropaleocarsismo (*fenestrate*). Nell'insieme questi litotipi si riferiscono ad ambienti da intertidali a sublitoreali. Contenuto fossilifero: *Clypeina jurassica* FAVRE, *Kumubla palestiniensis* HENSON, *Gledocarpopsis mirabilis* FELIX, *Pfenderina* sp. MALM-DOGGER.

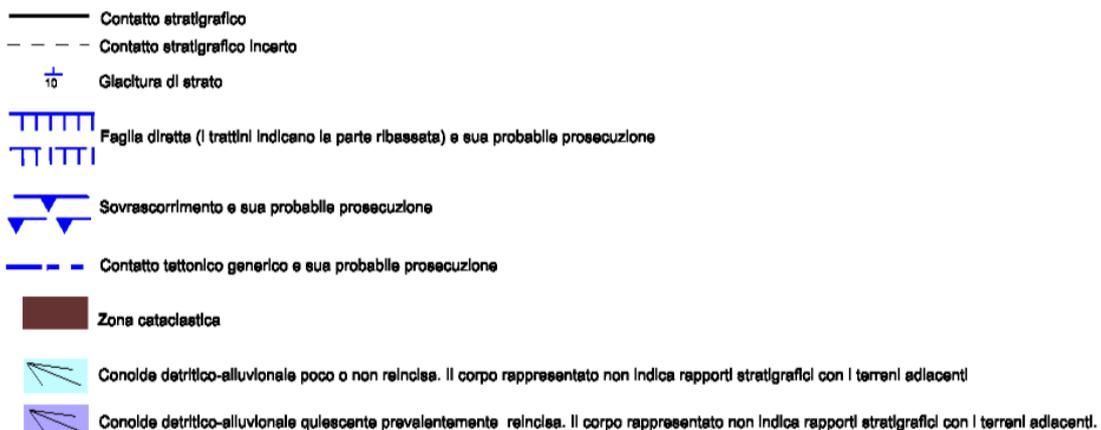


Figura 2 - Legenda - Carta geologica del Vallone S. Bernardo - Pisciarillo ad Arpaia

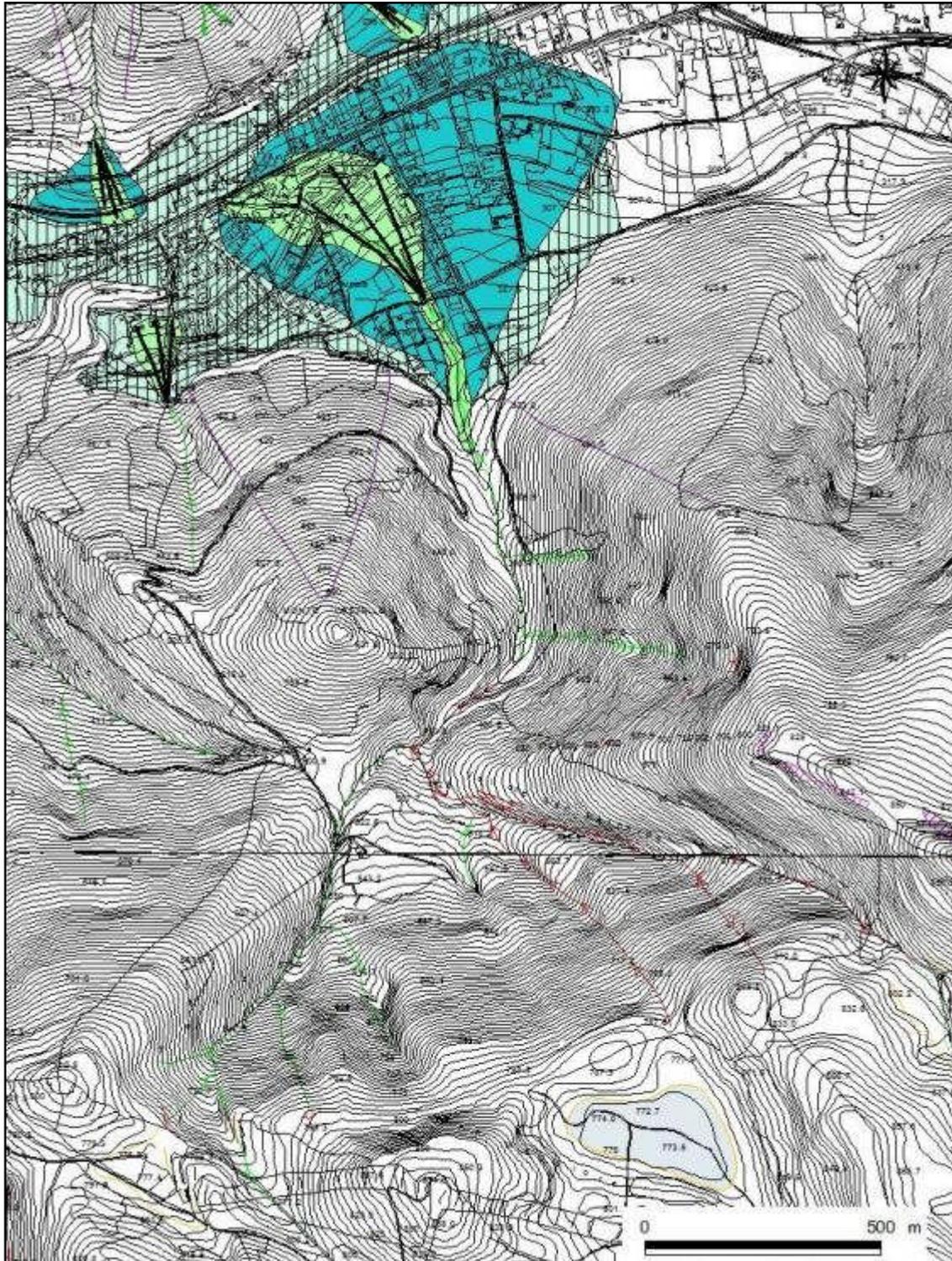


Figura 3 - Carta geologica del Vallone S. Bernardo - Pisciarrello ad Arpaia

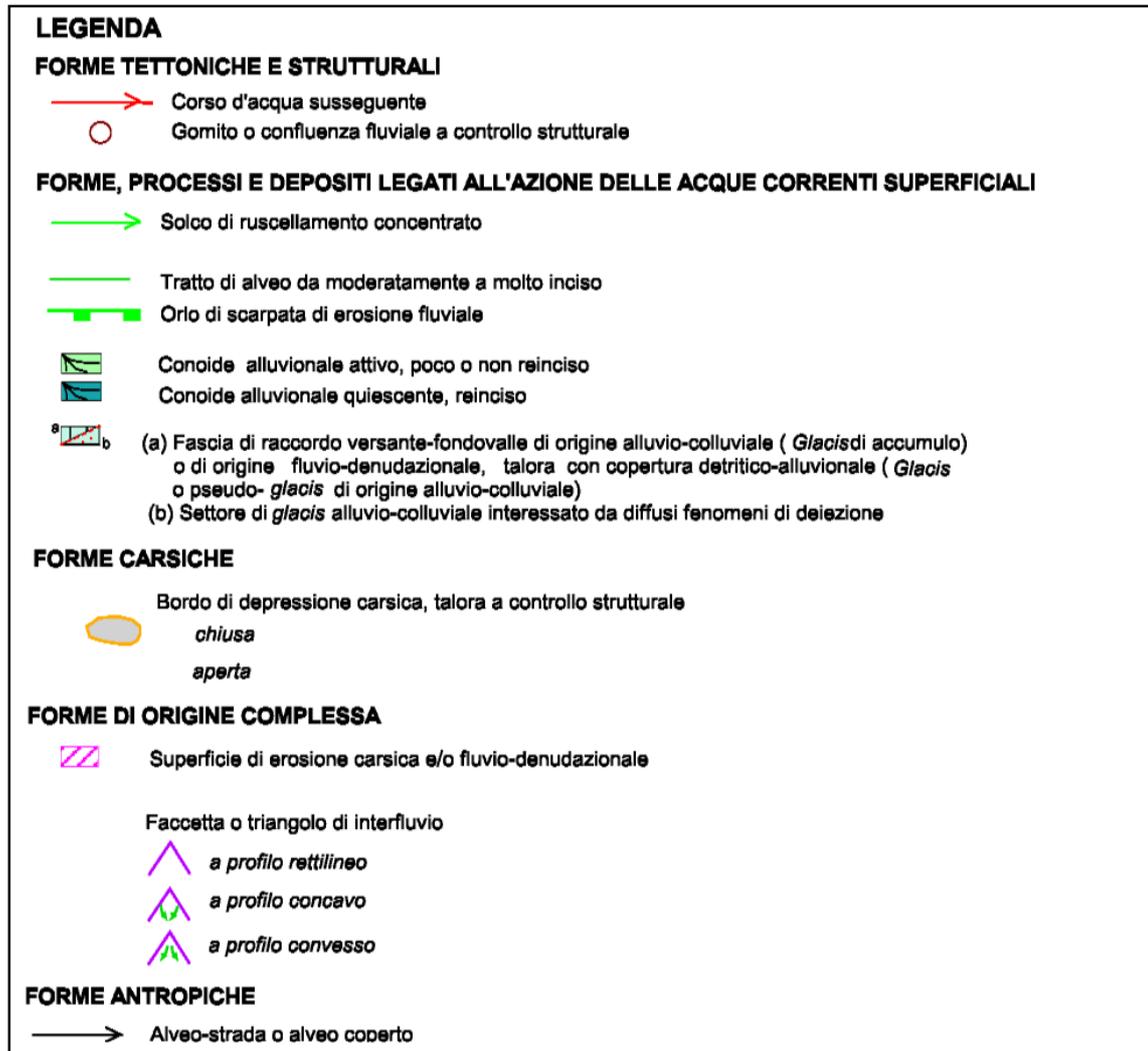


Figura 4 - Legenda - Carta geomorfologica del Vallone S. Bernardo – Pisciarriello

Il substrato carbonatico si presenta generalmente fratturato e carsificato soprattutto nella parte più superficiale ed è coperto in maniera continua da una coltre detritico-piroclastica olocenica di spessore variabile da pochi decimetri fino ad alcuni metri. La sua esposizione, verso nord, ha favorito la preservazione di depositi detritico-piroclastici derivanti dall'accumulo di prodotti delle eruzioni flegree e vesuviane e, nel contempo, lo sviluppo di un folto manto vegetale costituito da bosco ceduo di medio ed alto fusto.

Gli spessori delle coperture sui versanti, soprattutto nei settori più alti del bacino, ricadono prevalentemente nell'intervallo 0.5-2 m. Valori minori di 0.5 m si riscontrano lungo il versante orientale del Monte Castello nei settori bassi in quota del bacino (Figura 5).

Alla base del versante è presente un esteso corpo di conoide detritico-alluvionale che si è accresciuto durante il corso del Pleistocene, su cui è stato edificato il centro urbano di Arpaia. Il conoide in alcuni settori è re-inciso e quindi non più attivo, in altri invece presenta chiare evidenze di recenti deposizioni di ghiaie alluvionali.

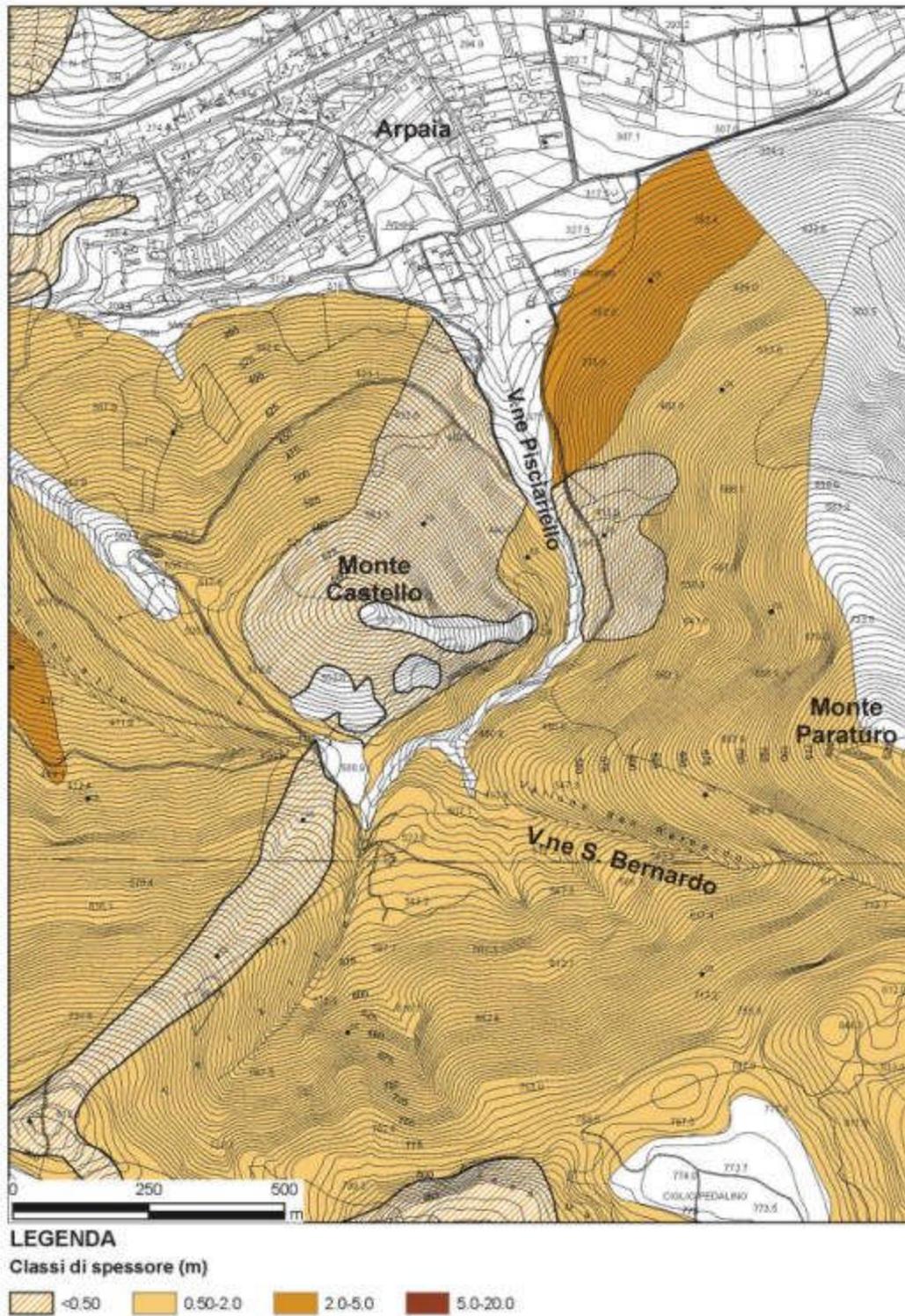


Figura 5 - Carta delle coperture detritico-piroclastiche del Vallone S. Bernardo – Pisciarillo

## 2.2 Metodologia

Per la valutazione dei volumi potenzialmente mobilitabili ad opera di eventi franosi si è seguita una procedura basata sull'individuazione di alcuni parametri. In primo luogo, attraverso la redazione della Carta della Suscettibilità all'innescò, si sono definiti i settori del bacino da cui un ipotetico evento franoso potesse raggiungere il fondovalle ed interessare il centro abitato. Si è quindi valutato il volume della frana di maggiori dimensioni ("frana di progetto"), sulla base della sua energia di rilievo, dello spessore delle coperture ed ipotizzando la geometria del corpo di frana.

### 2.2.1 Valutazione della suscettibilità all'innescò e del potenziale d'invasione

La metodologia per la valutazione della suscettibilità all'innescò è quella adottata nel PAI 2002 per i massicci carbonatici (AA. VV., 2002; CALCATERRA et al., 2003); essa comunque ha tenuto conto dei dati derivanti dalla recente campagna di indagini, del nuovo rilevamento geologico e soprattutto dell'aggiornamento della cartografia tecnica regionale del 2004-2005.

In estrema sintesi, la suscettibilità all'innescò ha tenuto conto soprattutto della presenza di coperture piroclastiche, dell'acclività dei versanti e di altri parametri morfologici per i cui approfondimenti si rimanda alle considerazioni metodologiche riportate nella Relazione generale del 2002 (AA. VV., 2002).

Il potenziale d'invasione della "frana di progetto" è stato calcolato adottando il metodo dell'*angle of reach* (angolo di estensione - HEIM, 1932).

Esso è dato dal rapporto di due grandezze (Figura 6):

H = dislivello misurato dalla quota massima del coronamento di frana (*qn*) e la quota assoluta dell'unghia del cumulo di frana (*qfc*);

L = distanza orizzontale misurata a partire dal coronamento fino all'unghia del cumulo di frana.

In pratica quindi:

$$\text{Angolo di Estensione } (\gamma) = \arctg H/L = \arctg (qn-qfc)/L \quad (1.)$$

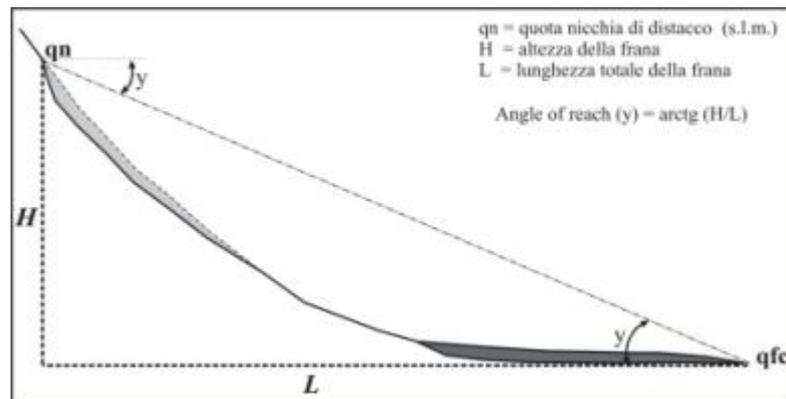


Figura 6 - Rappresentazione schematica dell'angolo di estensione

Il valore dell'angolo di estensione è stato correlato da diversi autori ai volumi mobilizzati da varie tipologie di frane (cfr.: SHREVE, 1968; SCHEIDEGGER, 1973; HSÜ, 1975, 1978; COROMINAS, 1996). E' stato altresì dimostrato, sulla base di numerosi casi, che esso diminuisce con l'aumentare del volume al di sopra del valore di  $100.000 \text{ m}^3$  mentre si mantiene costante per valori più bassi.

Per quanto attiene agli studi svolti sull'argomento da ricercatori che hanno lavorato nei contesti appenninici campani, un'analisi statistica del rapporto H/L delle numerose frane verificatesi nell'area flegrea, in Penisola Sorrentina, nei M.ti di Avella e sul Pizzo D'Alvano ha evidenziato che in ambito flegreo e nella Penisola Sorrentina si riscontrano valori di *angle of reach* più alti rispetto ai versanti del Pizzo d'Alvano (Figura 7a). Dal grafico cumulativo di Figura 7b risulta invece che, indipendentemente dal volume mobilitato, i vari eventi censiti possono essere interpolati secondo una relazione lineare o, meglio ancora, secondo una funzione di potenza (CALCATERRA et al., 2004).

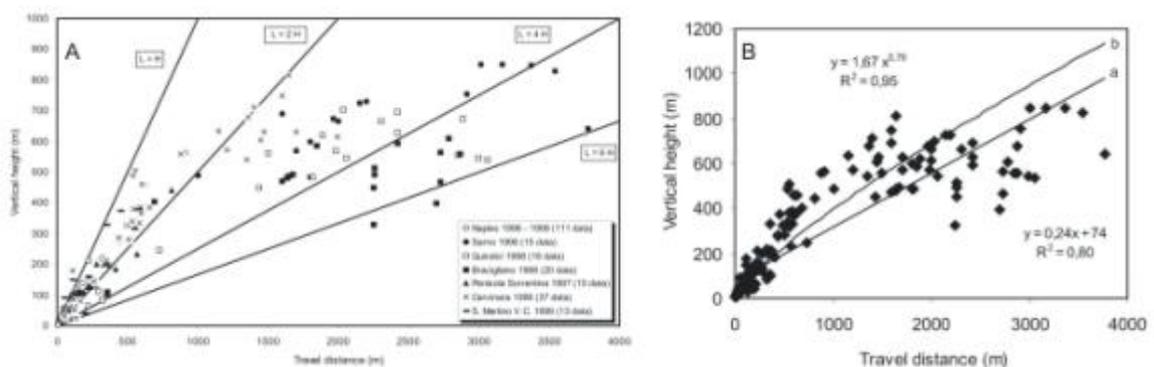


Figura 7 - Avanzamento delle frane da scorcio-colata rapida basato sul rapporto H/L per i vari contesti della Campania. (B) Curve di migliore approssimazione per i valori di H/L: a= regressione lineare; b = funzione di potenza (CALCATERRA et al., 2004)

Per valutare il potenziale di invasione nel sito d'interesse sono state tracciate diverse sezioni di calcolo ritenute rappresentative dei possibili percorsi delle frane. È stato così possibile osservare che molte frane, il cui ipotetico innesco avvenisse a quote relativamente alte, determinerebbero zone di invasione circoscritte ad ambiti di versante, lontane dai centri abitati.

In altri casi, invece, analoghe frane, caratterizzate da una maggiore “energia di rilievo” o da una zona di possibile distacco prossima al piedimonte e quindi al centro abitato, presentano zone di invasione che raggiungono il fondovalle e le aree urbanizzate.

Ciò premesso, si precisa che per tutte le sezioni è stato applicato un valore dell'*angle of reach* rappresentativo di frane del tipo incanalato e pari a 18°, valore che deriva dall'analisi delle numerose frane censite nell'ambito del territorio dell'AdB e già applicato per la redazione del PAI (AA. VV., 2002).

Sulla scorta di questa prima analisi si è potuto constatare che tutti i fenomeni franosi che potrebbero innescarsi dai settori più alti del bacino non raggiungono mai la sezione di chiusura dello stesso (Figura 8, Figura 9, Figura 10, Figura 11), ubicata in prossimità dell'attuale vasca posta a monte dell'abitato. Le aree, invece, da cui l'innescò di un fenomeno da scorrimento-colata potrebbe invadere l'abitato sottostante (Figura 8, Figura 11), corrispondono a settori di versante più vicini al centro abitato e più bassi in quota, e precisamente a quelli localizzati tra il Monte Castello ed il Monte Paraturo (quest'ultimo ricadente, in parte, nel territorio comunale di Paolisi).

Entrambi i versanti presentano elevate acclività e sono suscettibili all'innescò di scorrimenti-colate rapide, con la differenza che il versante del Monte Castello è caratterizzato da coperture detritico-piroclastiche di spessore in genere inferiore a 0.5 m, mentre quello di Monte Paraturo presenta spessori delle coperture maggiori, ricadenti nell'intervallo 0.5-2 m.

Dopo aver appurato quali sono i versanti sui quali si potrebbero innescare frane suscettibili di raggiungere il centro abitato, si è valutato il volume della frana di maggiori dimensioni (“frana di progetto”), sulla base della suscettibilità all'innescò dei versanti e dello spessore delle coperture, ed ipotizzando la geometria del corpo di frana.

### **2.2.2 Valutazione dell'impronta del corpo di frana**

Per la valutazione della geometria del corpo di frana sono stati seguiti due criteri di tipo geomorfologico: il primo tiene conto di esperienze scientifiche in corso di approfondimento e prende in considerazione la larghezza dell'impluvio nel quale si incanala la frana; il secondo deriva da una relazione scaturita dall'analisi di numerose frane e riportata in DI CRESCENZO & SANTO (2005).

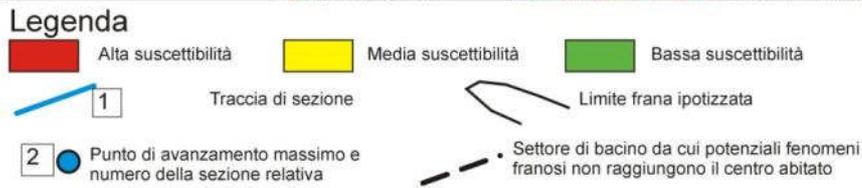
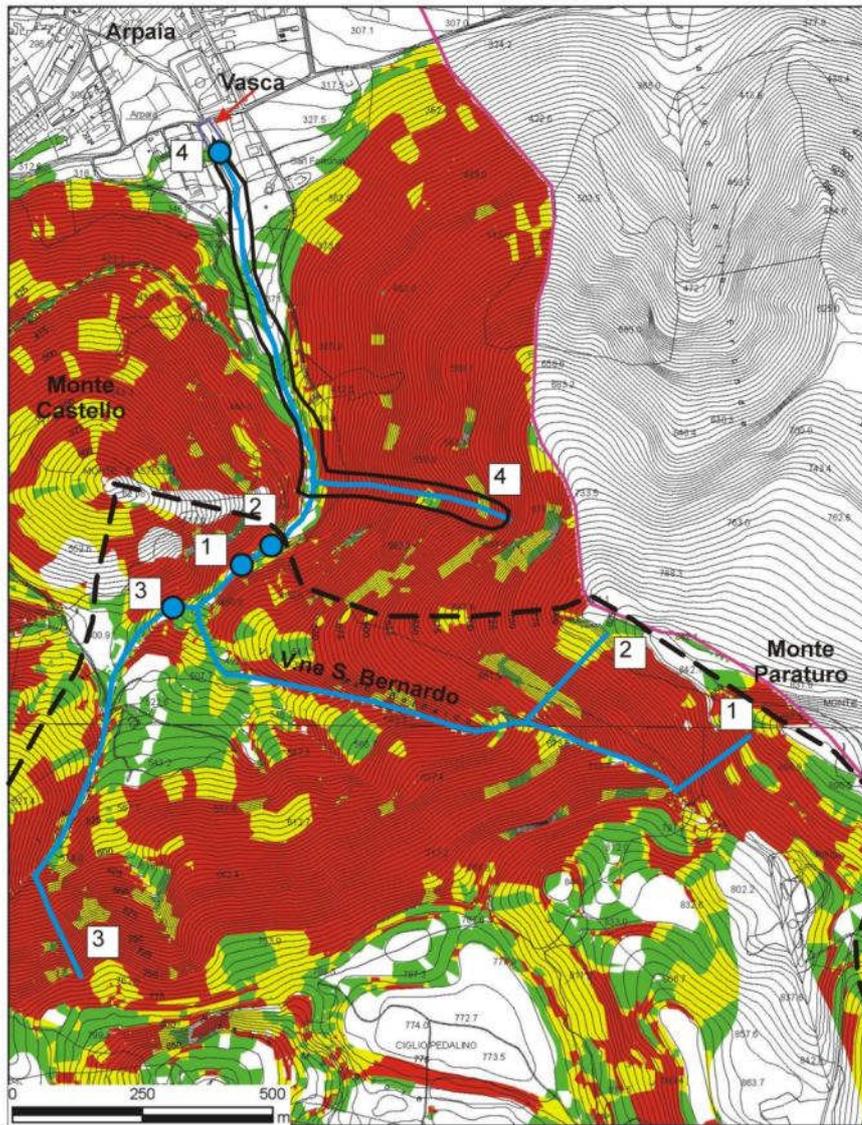


Figura 8 - Stralcio della Carta della suscettibilità all'innesco di fenomeni di scorrimento-colata rapida del Vallone S. Bernardo - Pisciarrello. Lo stralcio riporta: le tracce di sezione considerate per l'angle of reach ed i relativi punti di massima invasione;

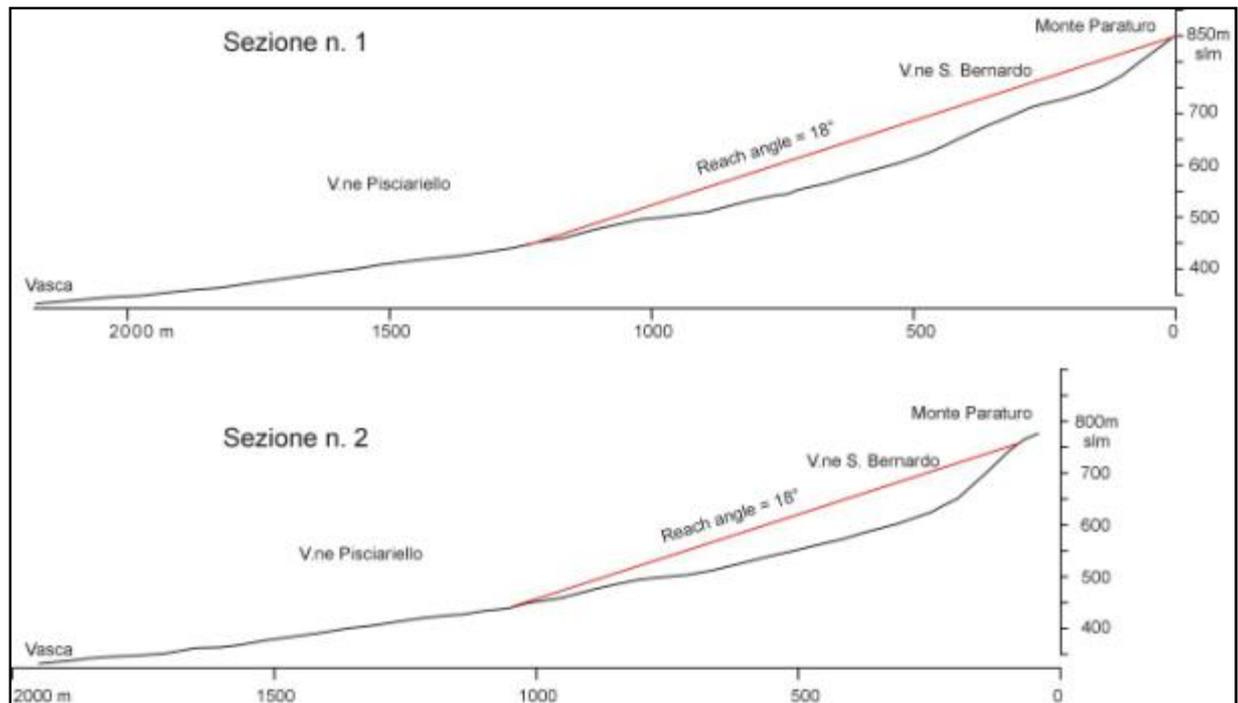


Figura 9 - Sezioni

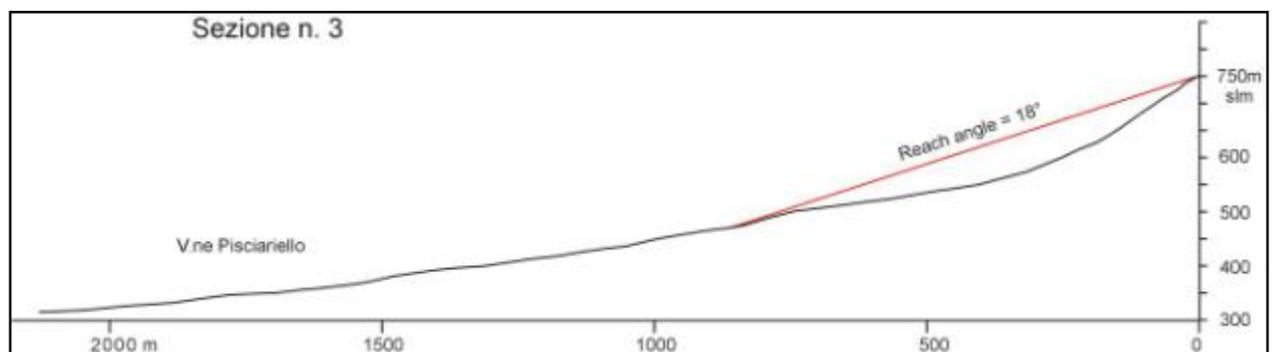


Figura 10 - Sezione topografica, con indicazione del corrispondente angle of reach, relativa all'asta valliva che si sviluppa nel settore occidentale del Bacino S. Bernardo-Pisciarriello

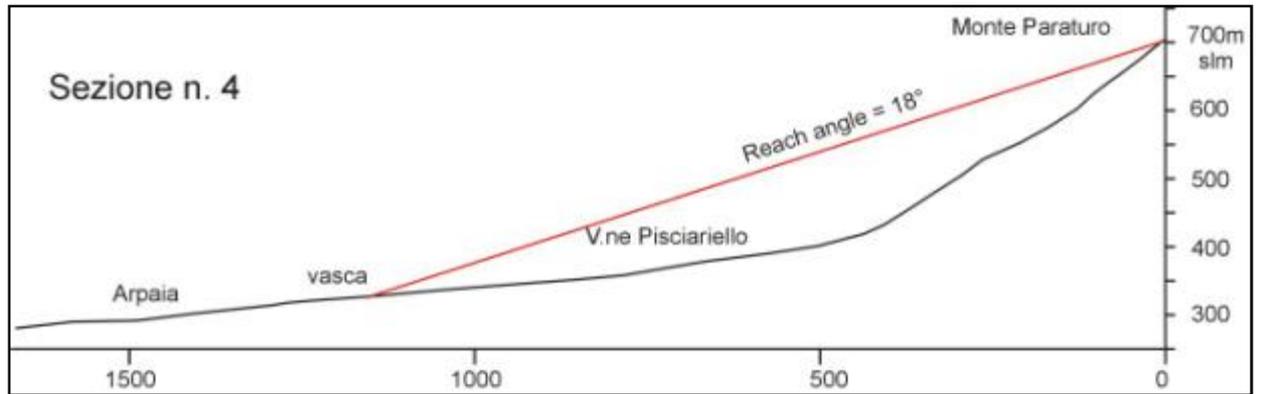


Figura 11 - Sezione topografica, con indicazione del corrispondente angle of reach, passante per la vallecchia che si sviluppa sul versante nord-occidentale del Monte Paraturo, in destra del Bacino S. Bernardo-Pisciarriello

Ipotizzando l'innesco nella parte alta del versante di M. Paraturo (Figura 8), nel primo caso è stata definita la sua impronta su base geomorfologica, seguendo l'ampiezza dell'impiuvio lungo il quale si potrebbe incanalare la frana. Essa avrebbe una larghezza media di 40 m ed una lunghezza di circa 425 m, calcolata dalla zona di innesco alla prima rottura di pendenza del versante. L'area totale dell'impronta così stimata è di circa 17000 m<sup>2</sup>.

L'area della frana suddetta può anche essere valutata sulla base del diagramma di Figura 12 (DI CRESCENZO & SANTO, 2005) che mette in relazione l'energia del rilievo con le superfici delle frane del tipo incanalato. Tale diagramma, tarato sui dati di 46 frane del tipo incanalato, deriva da uno studio più ampio sulle caratteristiche morfologiche e morfometriche di 172 frane da scorrimento-colata rapida (sia del tipo incanalato che su versante regolare) che hanno interessato i diversi massicci carbonatici della Campania.

In questo modo, dal grafico suddetto, considerando il dislivello tra il coronamento della frana e la prima rottura di pendenza (pari a 270 m), si ricava un'area in frana pari a circa 12500 m<sup>2</sup> (Figura 12). La media dei due valori ottenuti con i criteri geomorfologici prima illustrati è pari a circa 15000 m<sup>2</sup>.

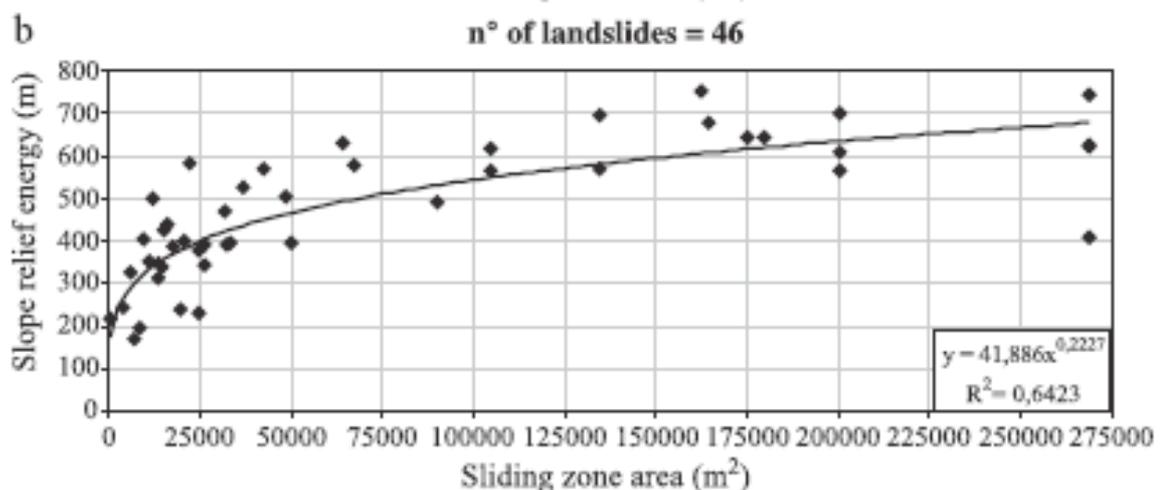


Figura 12 - Relazione tra l'energia del rilievo e l'area della zona di frana nel caso di frane da scorrimento-colata del tipo incanalato (DI CRESCENZO & SANTO, 2005)

### 2.2.3 Stima dei volumi del corpo di frana

Dopo aver definito la potenziale area in frana si è cercato di definire il volume mobilitabile, tenendo conto dello spessore delle coperture presenti sul versante.

Poiché la Carta degli spessori mostra coperture variabili tra 0.5 e 2 m, si è deciso di prendere in considerazione due valori di spessore: il primo, assunto come valore medio, pari a 1 m; il secondo, come valore massimo, pari a 2 m.

Ipotizzando il coinvolgimento di uno spessore costante sul versante, i volumi mobilitabili risultano rispettivamente pari a 15000 m<sup>3</sup> e 30000 m<sup>3</sup>.

A questi volumi si devono aggiungere quelli presenti sul fondo dell'alveo nella zona pedemontana e che potrebbero essere coinvolti dalla frana innescatasi più a monte.

È stata quindi calcolata l'area del canale nel tratto compreso tra la prima rottura di pendenza del versante e l'unghia dell'ipotetica frana calcolata con l'*angle of reach*. L'area di questo tratto è pari a circa 16250 m<sup>2</sup>.

Rilevamenti geologici hanno mostrato la presenza di materiale detritico-alluvionale avente uno spessore medio di circa 0.5 m. Per tale motivo, il volume di materiale mobilitabile nel canale è stato valutato in circa 8000 m<sup>3</sup>.

### 2.2.4 Valutazioni conclusive

Alla luce dei calcoli suddetti, prendendo in considerazione diversi *range* di volumi calcolati (15000 e 30000 m<sup>3</sup>) e sommando a questi il contributo del volume rimobilitabile nell'alveo nella zona di fondovalle, è possibile ipotizzare un volume totale pari a circa

23000 m<sup>3</sup> (per coperture di spessore pari ad 1 m)

36000 m<sup>3</sup> (per coperture di spessore pari a 2 m).

È il caso di ribadire che, anche se questi valori sono da ritenersi del tutto orientativi, tuttavia essi possono dare un utile contributo per le scelte progettuali di opere destinate alla mitigazione del rischio da frana, in quanto forniscono una buona idea dell'ordine di grandezza di un ipotetico fenomeno franoso.

Indagini più approfondite e mirate alla maggiore definizione degli spessori della coltre piroclastica (scavi, trincee ed indagini geofisiche) potrebbero rendere ancora più attendibili questi valori.

Si ricorda, infine, che i calcoli si riferiscono ad un singolo evento di frana, ritenuto comunque il caso più verosimile, pur se meno gravoso di un ipotetico evento multiplo. Quest'ultima fenomenologia, benché non possa escludersi del tutto, negli ultimi decenni si è verificata in pochissime circostanze, in concomitanza di eventi pluviometrici molto intensi, e comunque coinvolgendo versanti molto più gerarchizzati e dotati di maggiore energia di rilievo, come nei casi dell'alluvione del salernitano del 1954 e di Pizzo d'Alvano del 1998.

Alla luce di quanto riportato nel presente paragrafo si consiglia un aumento dei volumi determinati del 30 % rispetto a quelli determinati con il procedimento descritto.

### 3. MODELLO EX AUTORITÀ DI BACINO DEL SARNO

Gli studi di approfondimento volti alla perimetrazione della pericolosità da colata devono avere le seguenti caratteristiche minime generali:

1. per ogni scenario di evento si dovranno produrre le distribuzioni spaziali delle intensità, definite in termini di velocità e spessore della corrente. Ad ogni scenario di evento dovrà essere associata la corrispondente probabilità di accadimento;
2. la probabilità di accadimento di uno scenario di evento sarà dedotta a partire dalla probabilità di accadimento della precipitazione potenzialmente responsabile dell'innescò del fenomeno. Si potrà fare riferimento allo scenario corrispondente alla probabilità di accadimento relativa al tempo di ritorno centennale;
3. dovranno essere presi in considerazione i due possibili meccanismi d'innescò e formazione dei processi, ovvero:
  - a) evoluzione di una corrente idrica in una corrente di detriti (genesi prevalentemente erosiva): progressivo aumento della concentrazione solida di una corrente idrica superficiale, per effetto dell'erosione di sedimenti sciolti, presenti sulla superficie del bacino ed in particolare nel letto dei torrenti, dovuta ad azioni di tipo idrodinamico;
  - b) evoluzione di un movimento franoso in una corrente di detriti (genesi prevalentemente gravitativa): mobilitazione di un intero ammasso detritico saturo o prossimo alla saturazione per effetto della riduzione delle tensioni efficaci dovuto all'incremento delle tensioni neutre (meccanismo di rottura alla Coulomb).

#### 3.1 Indagini ed elaborati

Gli studi geologici finalizzati alla revisione delle perimetrazioni di pericolosità e rischio da colate rapide devono essere corredati dalle seguenti indagini ed elaborati minimi:

- a) relazione tecnica riportante i dati di analisi rilevati e di sintesi;
- b) rilievi geologici, geomorfologici, idrogeologici riferiti all'area d'interesse e ad un suo ambito geomorfologico significativo;
- c) indagini geognostiche per la caratterizzazione lito-stratigrafica dei sedimenti di copertura: sondaggi speditivi per la determinazione degli spessori e della tipologia; prove in sito e/o di laboratorio per la caratterizzazione geotecnica;
- d) rappresentazioni cartografiche (preferibilmente in scala a 1:2.000 e comunque non inferiore a 1:5000 – C.T.R. rilievo 2004):
  - carta con ubicazione delle indagini geognostiche;
  - carta geolitologico - strutturale con indicazioni idrogeologiche ed in particolare sulla piezometria di eventuali falde sospese;
  - carta della tipologia e degli spessori dei depositi di copertura detritico-piroclastica con classi di spessore non inferiori a quelle individuate nel PAI;
  - carta delle pendenze dei versanti;
  - carta dei danni attuali e pregressi (laddove esistenti);
  - carta geomorfologica finalizzata alla valutazione della pericolosità da frana (con la perimetrazione delle aree di possibile alimentazione dei fenomeni di colata nell'ambito geomorfologico considerato).

#### 3.2 Determinazione della suscettività all'innescò

La suscettività all'innescò può essere genericamente determinata mediante analisi di stabilità del pendio distribuite sull'intero areale dell'ambito morfologico individuato come significativo,

integrate da modelli idrologici per stimare la probabilità di evento in funzione del tempo di ritorno prestabilito.

Tra i modelli più diffusi nella letteratura scientifica per lo studio dei fenomeni di distacco superficiale che possono dare origine a colate rapide detritico-fangose, si ricordano a titolo di esempio, in quanto già applicati sul territorio dell'ex AdB Sarno, SINMAP (Pack & Al. 1998) e SHALSTAB (Montgomery & Dietrich 1994).

SINMAP definisce la propensione al dissesto di una cella elementare di terreno mediante un coefficiente di sicurezza adimensionale dato dal rapporto tra forze stabilizzanti e forze destabilizzanti, espresso dall'equazione:

$$FS = \frac{C + \cos \theta [1 - wr] \tan \phi}{\sin \theta} \quad (2.)$$

dove:

$C$  = coesione adimensionale del suolo;

$\theta$  = inclinazione del pendio;

$\phi$  = angolo di attrito interno del terreno;

$r$  = rapporto di densità acqua-suolo (pari a 0,5);

$w$  = indice di saturazione del terreno (compreso tra 0 e 1), espressione del rapporto tra spessore saturo e spessore totale della copertura ( $h_w/h$ ) e variabile in funzione della piovosità secondo la funzione:  $w = \min (R \cdot a / T \cdot \sin \theta, 1)$  dove:

$a$  = area specifica del bacino contribuente a monte [m];

$R$  = ricarica della falda [mm/h];

$T$  = trasmissività del terreno [ $m^2/h$ ].

SHALSTAB integra il modello del pendio indefinito esprimendo la propensione al dissesto in base alla quantità di pioggia necessaria per innescare il fenomeno, una volta definiti i parametri morfometrici del versante dal DTM e i parametri geomeccanici della coltre colluviale superficiale:

$$\frac{q}{T} = \frac{\rho_s}{\rho_w} \cdot \frac{b}{A} \cdot \sin(\beta) \cdot \left( 1 - \frac{\tan(\beta)}{\tan(\phi')} \right) \quad (3.)$$

dove:

$q$  = precipitazione efficace [mm/giorno]

$T$  = trasmissività del terreno [ $m^2/giorno$ ]

$\rho_s$  = densità del suolo saturo [ $kg/m^3$ ]

$\rho_w$  = densità dell'acqua [ $1 \times 10^{-3} kg/m^3$ ]

$\beta$  = inclinazione del pendio

$\phi'$  = angolo di attrito interno del suolo saturo

$b$  = larghezza della cella elementare [m]

$A$  = area del bacino contribuente a monte della cella [m<sup>2</sup>]

L'equazione (3.) esprime la suscettività al dissesto in termini di un indice, il  $q/T$  critico, che è il rapporto fra la "precipitazione efficace"  $q$  e la trasmissività  $T$  del terreno in un dato punto, necessario (a parità di parametri geomeccanici) per innescare una frana.

Un valore di  $q/T$  critico basso, significa che è sufficiente una pioggia ( $q$ ) modesta per innescare la frana, pertanto risulta più elevata la suscettività al dissesto. Al contrario, un valore di  $q/T$  critico elevato, significa che è necessaria una pioggia ( $q$ ) di intensità superiore per innescare rottura; di conseguenza la suscettività al dissesto risulta più bassa.

La suscettività all'innescamento può essere definita con SHALSTAB per diversi valori della piovosità giornaliera (classificati per intervalli di valori). Ai fini delle ripermetrazioni oggetto delle presenti linee guida, si farà riferimento alla classe di precipitazione corrispondente al tempo di ritorno di 100 anni.

L'applicazione di questo modello offre dunque in più, rispetto a SINMAP, informazioni circa la probabilità di accadimento di un fenomeno franoso, meglio prestandosi soprattutto per la programmazione di misure emergenziali di riduzione del rischio collegate al monitoraggio pluviometrico (piani di protezione civile).

### 3.3 Stima dei volumi e degli idrogrammi solido-liquido

Con riferimento ai dissesti di genesi prevalentemente erosiva, gli idrogrammi solido-liquido potranno essere dedotti a partire dagli idrogrammi di piena della corrente idrica conseguente all'evento di precipitazione con assegnata probabilità di accadimento. L'idrogramma di piena andrà stimato seguendo lo studio idrologico-idraulico a supporto del P.S.A.I.

La concentrazione solida della corrente potrà essere fissata con riferimento alle condizioni di saturazione della capacità di trasporto della corrente, quest'ultima definita in funzione delle caratteristiche locali di pendenza del fondo e angolo di attrito.

Il volume solido-liquido e il corrispondente volume solido, complessivamente coinvolti, potranno ottenersi per integrazione dei rispettivi idrogrammi.

Con riferimento ai dissesti di genesi prevalentemente gravitativa i volumi complessivamente coinvolti dalla corrente dovranno essere stimati sulla base delle analisi di stabilità condotte con i metodi indicati al paragrafo precedente. Sarà necessario implementare un modello che consenta di definire i volumi mobilizzati da una precipitazione di assegnata probabilità di accadimento. L'intensità della precipitazione di riferimento potrà essere definita, a partire dalla durata dell'evento responsabile dell'innescamento, attraverso la legge di probabilità pluviometrica, dedotta dallo studio idrologico a supporto del Piano. Si dovrà fare riferimento alla curva di probabilità pluviometrica, relativa alla probabilità di accadimento fissata.

I modelli per la stima dei volumi mobilizzabili dovranno essere di tipo distribuito e dovranno basarsi sulla conoscenza della distribuzione areale delle caratteristiche dei depositi di copertura. In particolare dovranno essere restituite le distribuzioni areali delle seguenti caratteristiche:

spessore e stratificazione delle coperture sciolte;

permeabilità e peso specifico dei suoli;

parametri di resistenza (angolo di attrito e coesione).

Lo studio di cui sopra dovrà essere condotto in scala di dettaglio adeguata alle situazioni che si vogliono descrivere, comunque la scala non dovrà essere inferiore a 1: 5.000 e i pixel di calcolo non dovranno avere lati di dimensioni superiori ai 5 m.

Le durate della fase crescente dell'idrogramma solido-liquido, corrispondenti ai diversi scenari di volume mobilizzabile, e quindi la forma dell'idrogramma stesso, andranno stimati sulla base di considerazioni relative alla velocità di formazione degli idrogrammi e quindi in funzione delle proprietà reologiche dei miscugli e delle caratteristiche geometriche delle aree oggetto di studio.

#### 4. STIMA DELLE AREE DI INVASIONE

Lo studio della propagazione verso valle delle correnti e della conseguente invasione delle aree di conoide dovrà essere effettuata attraverso un modello matematico che soddisfi i seguenti requisiti:

- condizioni di moto vario;
- schema numerico di tipo bi-dimensionale;
- possibilità di simulare l'effettivo comportamento reologico del miscuglio;
- possibilità di tenere in conto la presenza degli edifici e di altri possibili ostacoli al flusso;
- possibilità di simulare il contributo di possibili vie preferenziali per la corrente quali ad esempio i canali naturali o artificiali e le strade.

Il comportamento reologico del miscuglio andrà studiato per mezzo di prove di laboratorio. I test dovranno fornire i valori dei parametri reologici per i diversi valori della concentrazione solida del miscuglio. In alternativa si potrà fare riferimento a dati di letteratura relativi a miscugli caratterizzati dalla medesima composizione granulometrica.

La topografia della zona di scorrimento e di deposito dovrà essere descritta da un DTM, ottenuto per mezzo di appositi rilievi. La scala topografica di riferimento dovrà avere dettaglio pari o superiore a 1:5.000. Particolare cura dovrà essere dedicata alle aree urbanizzate per evitare di confondere le quote sommitali dell'edificato con le effettive quote del terreno.

Il passo della griglia di calcolo, da utilizzarsi nelle simulazioni numeriche, dovrà essere il più piccolo possibile, tenuto conto dei limiti dovuti ai criteri di stabilità numerica.

Le simulazioni del deflusso nella zona edificata dovranno tenere in conto la presenza degli edifici e allo stesso tempo valutare il caso in cui gli edifici stessi non resistano alla forza di impatto della colata. Nei casi in cui una valutazione della resistenza degli edifici sia eccessivamente onerosa o affetta da gravi incertezze, si potranno fare due simulazioni, rispettivamente in presenza ed in assenza degli edifici.

Particolare cura dovrà essere dedicata alla corretta descrizione del comportamento della colata in corrispondenza di opere longitudinali e trasversali che possano interferire con la corrente stessa. A questo proposito dovranno essere presi in considerazione scenari alternativi per quanto riguarda la piena funzionalità o meno, durante l'evento, di cunettoni, eventuali tratti tombinati ed attraversamenti.

##### 4.1 Stima della pericolosità

Le aree a diversa pericolosità saranno determinate, per ogni cella di calcolo dell'area oggetto di studio, in base all'altezza ed alla velocità del flusso di colata secondo il seguente schema:

Pericolosità idraulica	Pericolosità Frana	altezza tirante - h [m]	v · h [m <sup>2</sup> /s]
P3	P4	$h > 0,3$	$V \cdot h > 1$
P2	P3	$0.1 < h < 0,3 \text{ m}$	$0.3 < V \cdot h < 1$
P1	P2	$h < 0.1 \text{ m}$	$V \cdot h < 0.3$

**ALLEGATO D4**  
**LINEE GUIDA PER LO STUDIO DI VERSANTI IN ROCCIA**

---

**Sommario**

1	TIPOLOGIE DELLE FRANE IN ROCCIA .....	3
2	LINEE-GUIDA PER LO STUDIO DI VERSANTI IN ROCCIA .....	5
2.1	Interventi attivi .....	10
2.2	Variazioni della geometria del versante .....	10
2.3	Modifiche delle condizioni piezometriche.....	11
2.3.1	Modifiche della resistenza meccanica dell'ammasso roccioso .....	12
2.4	Protezione della superficie dell'ammasso dall'alterazione .....	13
2.5	Interventi passivi.....	13
2.6	Monitoraggio della caduta-massi .....	15

## 1 TIPOLOGIE DELLE FRANE IN ROCCIA

Con riferimento alla classificazione di Cruden & Varnes (1996), i fenomeni franosi che interessano un versante roccioso possono essere ricondotti, come noto, alle seguenti tipologie (fig.1.1):

- scorrimenti lungo una discontinuità piana (rotture piane)
- scorrimenti lungo due o più discontinuità piane non parallele (rotture a cuneo)
- scorrimenti lungo superfici circolari, non coincidenti con discontinuità preesistenti
- ribaltamenti.

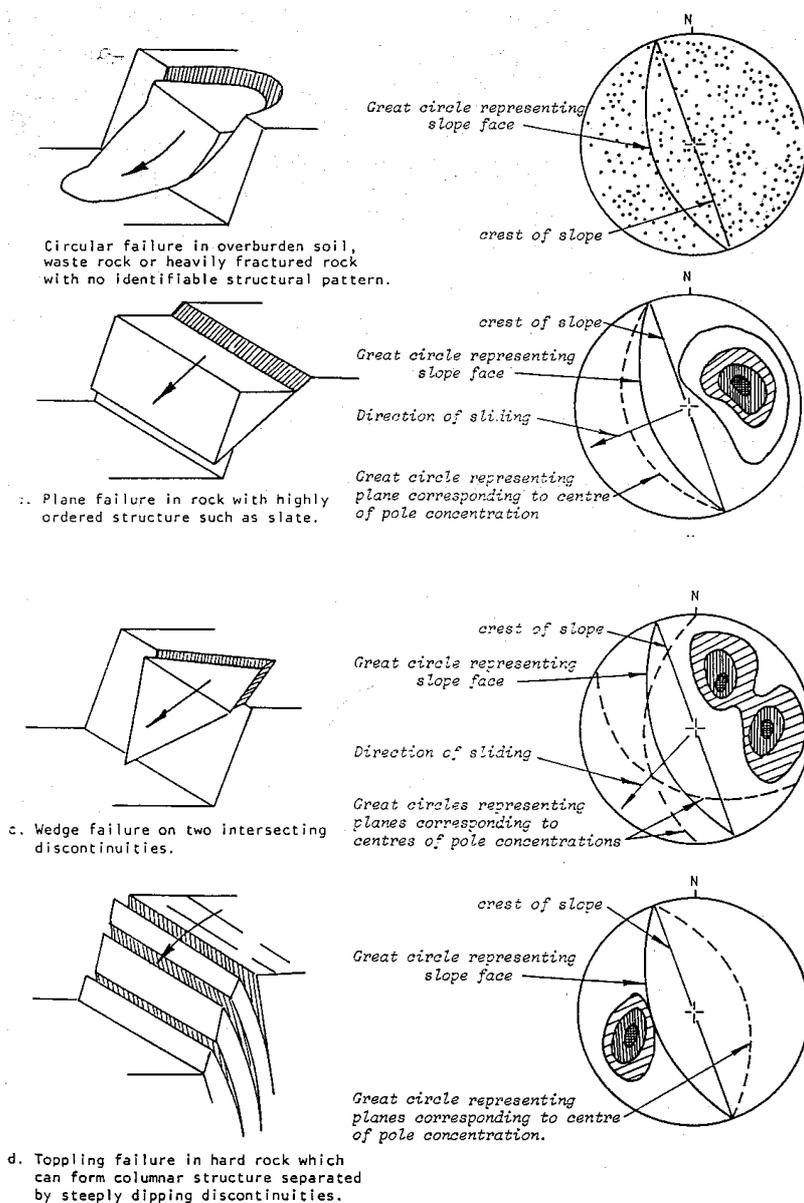


Fig. 1.1 - Principali tipologie di frane in roccia e stereogrammi raffiguranti le condizioni geostrutturali favorevoli al loro innesco (Hoek & Bray, 1981).

Allorché l'attenzione è però posta non sul meccanismo d'innescò, quanto piuttosto sugli effetti piú evidenti delle frane in roccia (transito ed invasione di blocchi mediante caduta libera, rotolamento, salti e rimbalzi), nel linguaggio tecnico corrente è invalso l'uso della generica espressione "caduta di massi" (o di blocchi).

Al pari di quanto avviene per la stabilizzazione di altre tipologie di frana, anche per i versanti in roccia vale la classica ripartizione tra *interventi attivi* e *passivi*. Nel caso delle frane in roccia, si considerano *attivi* quegli interventi che consentono la stabilizzazione in posto degli elementi lapidei, mentre gli interventi *passivi* mirano ad intercettare o deviare gli eventuali blocchi già in movimento.

Piú in generale, la stabilità dei versanti in roccia si raggiunge intervenendo sui seguenti "agenti di stabilità" (Barla & Jarre, 1988; Giani, 1997; Peila & Oreste, 2001):

- geometria del versante;
- condizioni piezometriche;
- resistenza meccanica dell'ammasso roccioso.

Risultati altrettanto efficaci possono essere conseguiti mediante l'adozione di:

- sistemi di protezione passiva;
- sistemi di controllo strumentale.

Le principali tipologie d'intervento sono riportate nella Figura 1.2.

TIPO DI INSTABILITA'	ALLEGGERIMENTO SCAVO			INTERVENTI DI RINFORZO							DRENAGGIO				CONTROLLO CADUTA MASSI					
	DIMINUZIONE ANGOLO INCLINAZIONE	GRADONI	DISGAGGIO E RIPROFILATURA	SPRITZ-BETON	OPERE DI SOSTEGNO	INTERVENTI LOCALI	PARETI ANCORATE	FUNI	CHIODI	BULLONI	ANCORAGGI	DRENI SUPERFICIALI	PROTEZIONE SUPERFICI	FORI DRENANTI CORTI	FORI DRENANTI LUNGHIE GALLERIE	CAMBIARE UBICAZIONE	VALLI PROTETTIVI	RETI E FURI DI PROTEZIONE	RETI E FUNI IN PARETE	DISGAGGIO
 SCIVOLAMENTO PIANO (2D)	*	*					*		*	*		*	*	*		*	*	*		
 SCIVOLAMENTO DI CUNEO (3D)	*						*	*	*	*		*	*	*		*				
 RIBALTAMENTO	*								*	*		*	*	*		*				
 CADUTA MASSI E FENOMENI DI DISTACCO SUPERFICIALE	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*		*	*	*		*	*	*	*	*

Fig. 1.2 - Metodi ed interventi di stabilizzazione per frane in roccia (da Fookes & Sweeney, 1976, in Barla & Jarre, 1988).

## 2 LINEE GUIDA PER LO STUDIO DI VERSANTI IN ROCCIA

Lo studio di versanti in roccia viene eseguito attraverso una procedura essenziale, basata su rilievi di campo (geologico-geomorfologici, geostrutturali e geomeccanici) e su analisi di stabilità. Tale procedura non deve però intendersi come esaustiva allorché si possa disporre di risorse e tempi idonei per definire in ogni suo aspetto la propensione all'instabilità di un versante in roccia. In tali circostanze, infatti, possono sussistere condizioni favorevoli ad un maggiore approfondimento conoscitivo.

Ad esempio, per quanto concerne i rilievi di campo, in aree dove si sono già verificati fenomeni d'instabilità, possono rinvenirsi blocchi franati, la cui posizione può essere utilizzata per impostare delle *back-analysis* sulle possibili traiettorie seguite dai blocchi stessi, ottenendo in tal modo preziose informazioni sui vari parametri caratteristici del moto del blocco (es.: coefficienti di restituzione). Inoltre, in funzione dell'accessibilità dei luoghi, per i rilievi geostrutturali e geomeccanici è talora indispensabile il ricorso a geologi-rocciatori, esperti in tecniche alpinistiche di progressione su corda. In altri casi, soprattutto quando sia inevitabile il ricorso ad opere di protezione dalla caduta-blocchi (es.: barriere deformabili, reti paramassi, ecc.) sono di estrema utilità le risultanze di campi sperimentali in cui sia simulata "dal vero" la caduta di un blocco. Anche in questi casi, infatti, si ottengono utili informazioni sulla cinematica del fenomeno, oltre a potersi meglio definire le caratteristiche dimensionali delle opere in progetto.

Tra le tecniche strumentali di rilievo topografico a supporto di studi di versanti in roccia, nel corso degli anni si sono rivelati di estrema utilità i rilievi basati sulla metodologia *laser scanner* e sulla fotogrammetria terrestre o da elicottero. Tali rilievi, in condizioni ottimali, possono rappresentare un utile supporto all'individuazione dei principali lineamenti mesostrutturali caratterizzanti il versante.

La tecnica utilizzata per la restituzione fotogrammetrica di versanti ad alta acclività è quella stereoscopica e permette di orientare i fotogrammi in modo tale da ricostruire il modello in 3D. Quando i versanti sono di elevata altezza, non è possibile realizzare il rilievo fotografico da terra, sia per un problema di distanza che di inclinazione della camera rispetto alla parete. In tali condizioni, il rilievo deve essere eseguito da elicottero in modo da effettuare delle vere e proprie strisciate fotografiche ortogonali ai fronti, finalizzate alla successiva elaborazione fotogrammetrica. Il rilievo topografico è eseguito mediante stazione totale elettronica con registrazione automatica dei dati. Si utilizza quindi un restitutore fotogrammetrico digitale che consente di ottenere la visione stereoscopica dei fotogrammi direttamente sul *monitor* del *computer*. Dopo gli orientamenti delle coppie stereoscopiche, si ottiene un modello tridimensionale in scala reale grazie all'utilizzo dei punti a coordinate note rilevati in sito, e si procede, in tal modo, alla successiva fase di restituzione fotogrammetrica ricalcando con polilinee il modello 3D. La restituzione è realizzata a "fogli" di lavoro sovrapposti, ciascuno con informazioni indipendenti. La morfologia dei versanti sarà rappresentata con curve di livello. Il *file* di uscita è di tipo vettoriale e quindi intercambiabile con qualsiasi programma di grafica.

Il *laser scanner* è uno strumento di rilievo tridimensionale ad alta precisione. La tecnica consiste nel dirigere un raggio di luce laser polarizzata sulla superficie in studio. Il "pennello" di luce scorre su tutta la superficie e ne cattura, punto per punto, le tre coordinate spaziali e le caratteristiche di colore e riflettività alla velocità di migliaia di rilevamenti al secondo. Il dato diretto fornito da un sistema laser a scansione, al termine della sessione di misura, è un insieme di coordinate tridimensionali di un numero elevatissimo di punti, una "nuvola di punti" che descrive la superficie dell'oggetto e anche di tutto ciò che compare nel campo di vista dello strumento. Una volta predeterminate le posizioni da cui effettuare le scansioni, si procede al posizionamento dei "*target*" di riferimento che saranno poi utili nell'unificazione delle singole scansioni. Si realizza così una banca-dati di coordinate 3D, colore e riflettività del soggetto priva di zone d'ombra e riflessioni

anomale. Il ricalcolo automatico in tempo reale dell'immagine tridimensionale (plastico virtuale) permette infatti di vedere l'oggetto da ogni direzione, consente di sezionarlo a qualunque livello ed in qualunque direzione, evidenziando i dettagli morfologici più piccoli.

Tali rilievi geometrici (*laser scanner* e *fotogrammetria terrestre o da elicottero*) sono un utile supporto su cui basare i successivi rilievi geologici, geomorfologici, geostrutturali e geomeccanici (rappresentazione cartografica dei vari tematismi su DTM o mappe a curve di livello orizzontali) e progettuali (calcolo dell'estensione delle superfici da sottoporre a consolidamento; costruzione di profili topografici di elevata precisione; individuazione dell'assetto meso-strutturale del versante). Per i suddetti rilievi di campo, come già accennato in precedenza, è opportuno ribadire che, considerate le peculiarità delle analisi geostrutturali e geomeccaniche, è indispensabile avvalersi di geologi esperti e, nel caso in cui la logistica lo imponga, di geologi-rocciatori.

In definitiva, in virtù delle considerazioni sin qui svolte ed alla luce della cospicua letteratura di settore, è possibile identificare una procedura di studio integrata, d'impostazione geologico-geotecnica, finalizzata alla valutazione della suscettibilità per frane in ammassi rocciosi, basata su alcune fasi salienti, di seguito elencate:

- Acquisizione di una cartografia di dettaglio (1:1000/2000), di foto aeree e di eventuali ortofoto

Per condurre in modo approfondito lo studio geologico, finalizzato alla ricostruzione del quadro litostratigrafico e morfoevolutivo dell'area, è necessario disporre di una cartografia aggiornata e di estremo dettaglio sia delle aree di versante che della zona urbanizzata pedemontana.

Molto utili possono essere fotografie aeree od ortofotocarte di scala adeguata.

- Indagine bibliografica e d'archivio

Tale indagine è finalizzata alla ricostruzione di eventuali fenomeni d'instabilità già accaduti nell'area di studio o in aree limitrofe.

- Esecuzione di un rilievo fotogrammetrico o con tecnica laser-scanner

I rilievi basati sulla metodologia *laser scanner* e/o sulla fotogrammetria (terrestre o da elicottero), in condizioni ottimali, rappresentano un utile supporto sia per l'individuazione dei principali lineamenti mesostrutturali caratterizzanti il versante, che per la restituzione dei rilievi geologici, geomorfologici, geostrutturali e geomeccanici (rappresentazione cartografica dei vari tematismi su DTM o mappe a curve di livello orizzontali) e progettuali (calcolo dell'estensione delle superfici da sottoporre a consolidamento; costruzione di profili topografici di elevata precisione; individuazione dell'assetto meso-strutturale del versante).

- Rilevamento geologico e geomorfologico

Utilizzando come base la cartografia di dettaglio ed i rilievi fotogrammetrici e/o *laser-scanner* di cui ai punti precedenti, deve essere preliminarmente ricostruito il modello geologico del versante, comprendente gli aspetti geostrutturali, geomorfologici ed idrogeologici. Dovranno pertanto essere redatte, in genere ad una scala non inferiore ad 1:5000, le Carte geotematiche di base previste dal PAI (C. geolitologica, C. delle coperture, C. geomorfologica).

Particolare attenzione sarà prestata al rilievo di eventuali blocchi franati, testimoni di pregressi eventi d'instabilità, utili nella successiva fase di analisi delle traiettorie in termini di *back-analysis*.

- Rilevamento geostrutturale e geomeccanico

Le finalità di questa fase di studio sono: l'individuazione dei blocchi in precarie condizioni statiche; l'analisi dei possibili meccanismi cinematici dei blocchi; la valutazione delle principali caratteristiche meccaniche della formazione rocciosa, in vista della successiva classificazione tecnica degli ammassi.

I rilievi saranno eseguiti da geologi esperti che investigheranno i settori più significativi del versante scelto come area di studio. Nel caso di rilievi in parete, sarà opportuno il ricorso a geologi-rocciatori, esperti in tecniche alpinistiche di progressione su corda. La strumentazione utilizzata per eseguire i rilievi geomeccanici in roccia deve comprendere almeno: martello di Schmidt; pettine di Barton; bussola di Clar; idonea strumentazione fotografica. Le aree-campione dove saranno eseguiti i rilievi geomeccanici di dettaglio saranno scelte in funzione delle seguenti caratteristiche: estensione significativa degli affioramenti; siti caratterizzati da superfici di discontinuità ad alta persistenza e con blocchi in precarie condizioni statiche; accessibilità dei fronti; presenza di manufatti o infrastrutture alla base delle pareti.

Al fine di caratterizzare l'ammasso roccioso è necessario procedere alla definizione:

- del quadro fessurativo dell'ammasso;
- della stima del volume dei blocchi unitari;
- dei potenziali cinematismi di instabilità.

La metodologia da utilizzare per la realizzazione dei rilievi geomeccanici è quella indicata nelle raccomandazioni della Società Internazionale di Meccanica delle Rocce (ISRM, 1978) per la descrizione quantitativa delle discontinuità negli ammassi rocciosi. Le misure da eseguire sono quelle relative a:

- Giacitura del fronte: ricavata con l'uso della bussola di Clar ed espressa attraverso i valori di immersione ed inclinazione.
- Giacitura delle superfici dei giunti: immersione e inclinazione dei giunti, necessarie ad identificare la presenza di eventuali famiglie di discontinuità e le loro interazioni nel formare blocchi potenzialmente instabili.
- Tipo di discontinuità: distinte tra giunti di strato, *joints* e faglie.
- Distanza progressiva: distanza in metri del giunto rilevato dall'inizio dello stendimento; utile per la determinazione della spaziatura delle discontinuità e, quindi, delle dimensioni dei blocchi.
- Lunghezza dei giunti: lunghezza del singolo giunto, espressa in metri.
- Persistenza dei giunti: codice letterale che esprime le terminazioni degli estremi dei giunti (su roccia, su discontinuità o non visibile).
- Scabrezza: misurata con un profilografo o "pettine" di Barton, consente di ricavare la morfologia del profilo della superficie del giunto, da confrontare a sua volta con profili *standard* (Fig. 2.1), al fine di ricavare l'indice di rugosità *JRC* (*Joint Roughness Coefficient*).
- Apertura: distanza tra le pareti della discontinuità, espressa in mm.
- Forma: piana, ondulata o segmentata, a seconda di come si presenta la traccia della discontinuità.
- Riempimento: tipo di riempimento delle discontinuità aperte (assente, coesivo o incoerente).

- Acqua: eventuale presenza d'acqua nei giunti con quattro possibilità (asciutto, umido, stillicidio, venute).
- Compattezza: resistenza alla compressione uniassiale delle pareti della discontinuità misurata eseguendo dieci prove con il *martello di Schmidt*, strumento che consente di calcolare il JCS (*Joint Compressive Strength*).

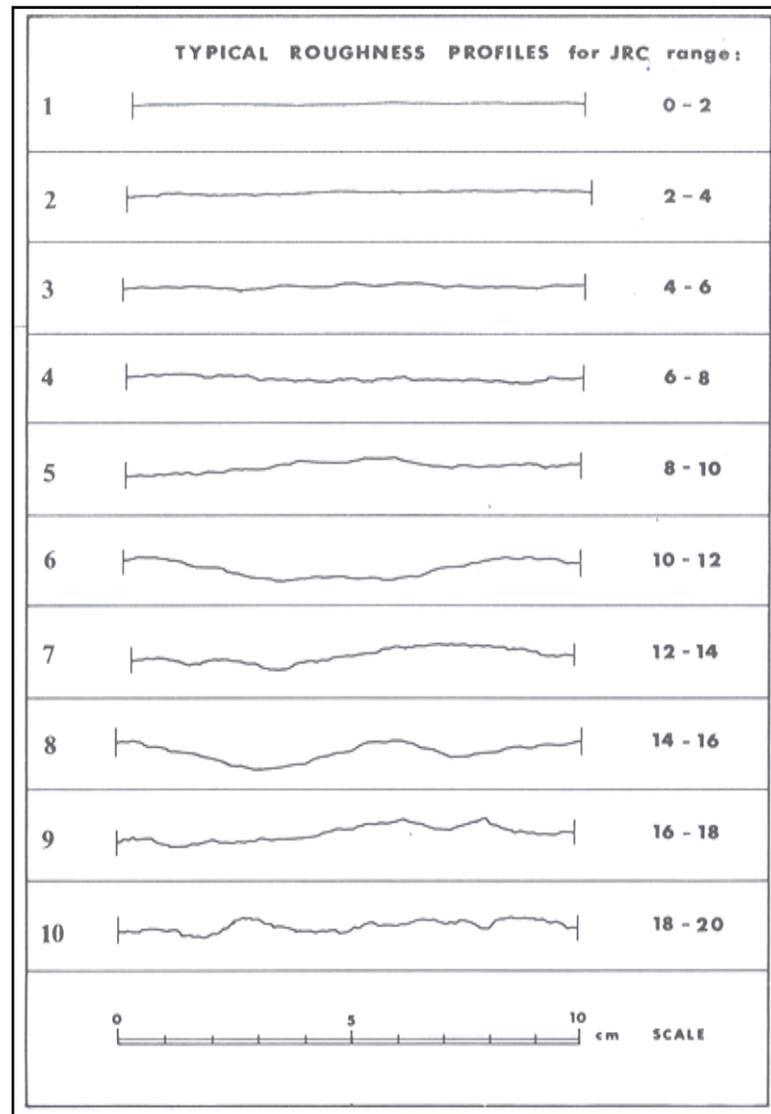


Fig. 2.1 - Profili di rugosità (ISRM, 1978).

Dopo aver eseguito i suddetti rilievi, l'ammasso roccioso sarà suddiviso in ambiti omogenei dal punto di vista geostrutturale e geomeccanico, su ognuno dei quali sarà eseguita l'elaborazione dei dati geostrutturali con una verifica finale dei meccanismi di rottura. Tale verifica potrà essere condotta con almeno uno degli usuali *test* disponibili in letteratura (es.: Goodman, Markland, Matheson).

Le discontinuità rilevate saranno descritte secondo quanto previsto dalla normativa ISRM (1978). I dati giacitureali registrati per le discontinuità saranno elaborati con programmi di *cluster analysis*, al fine di individuare i principali sistemi di discontinuità.

- Classificazione degli ammassi rocciosi

La conoscenza della classe di qualità a cui appartiene un ammasso roccioso è utile per valutare la sua predisposizione a fenomeni di instabilità. I vari sistemi di classificazione si basano sull'esame di alcuni parametri, scelti in modo da fornire un giudizio il più possibile completo sulle caratteristiche dell'ammasso. Tra i metodi generali di classificazione, i più utilizzati sono l'RMR di Bieniawski (1973 e seguenti – cfr. bibliografia) ed il Q di Barton (Barton et al., 1974).

La preliminare stima della qualità dell'ammasso roccioso può essere ulteriormente implementata, in termini di suscettibilità areale all'innescio di frane in roccia, attraverso la definizione di classi di stabilità. A tal fine può utilizzarsi il metodo SMR (Romana, 1985, 1988, 1991), che, come noto, rappresenta un'evoluzione dell'originario RMR. In alternativa, si segnala il *Rock Engineering Systems* (Hudson, 1992), un "sistema esperto" affermatosi negli ultimi anni con valide applicazioni anche a casi italiani, che offre il notevole vantaggio di potersi adattare, di volta in volta, allo specifico problema.

- Simulazione della caduta blocchi

Una volta definita la propensione all'instabilità dell'ammasso, è possibile ipotizzare le traiettorie di caduta di singoli blocchi, con l'obiettivo di delimitare le aree suscettibili d'invasione. La modellazione può essere eseguita, in 2D od in 3D, con appositi programmi disponibili in commercio, selezionando profili, ricavati dal modello digitale del terreno, ritenuti tecnicamente significativi. Particolare attenzione dovrà essere posta alla definizione del cosiddetto "blocco di progetto" e dei vari coefficienti che regolano la discesa del blocco stesso lungo il pendio (coefficienti di restituzione normale, tangenziale e di attrito; angolo limite).

I risultati ottenuti dovranno essere calibrati e confrontati, in *back-analysis*, con l'eventuale presenza di blocchi già franati e di falde di detrito.

Qualora, in sede di progettazione degli interventi, si optasse per soluzioni di tipo passivo (es.: barriere, trincee, rilevati, ecc.), l'analisi delle traiettorie e del potenziale d'invasione dei blocchi in movimento dovrà essere ripetuta, previa interposizione virtuale delle suddette opere.

- Sintesi dei dati raccolti ed allestimento degli elaborati conclusivi

Al termine delle attività di cui ai punti precedenti, si allestirà una Relazione geologica e geotecnica conclusiva a supporto della progettazione delle opere di mitigazione, che si configura come "studio di compatibilità geologica", secondo le previsioni del PAI. Tale Relazione dovrà essere corredata, oltre che dagli elaborati rappresentativi delle singole fasi di studio prima elencate, anche da una Carta di suscettibilità all'innescio-transito ed invasione per frane in roccia, derivante dalle analisi di cui ai punti precedenti (caratterizzazione degli ammassi rocciosi ai fini della valutazione della suscettibilità all'innescio di frane; valutazione del potenziale d'invasione da caduta-massi). Saranno altresì fornite le opportune indicazioni tipologiche per la scelta ed il dimensionamento

degli interventi di stabilizzazione e/o protezione relativamente al fenomeno della caduta-massi.

## 2.1 Interventi attivi

Negli interventi di difesa attivi possono essere inquadrate tutte quelle opere che impediscono il distacco degli elementi lapidei dal versante. Classificando tali opere in base al tipo di intervento che esplicano, possono riconoscersi:

- interventi che modificano la geometria del versante;
- interventi che modificano le condizioni piezometriche;
- interventi che modificano la resistenza meccanica dell'ammasso roccioso e/o applicano forze stabilizzanti;
- interventi che agiscono sulla superficie dell'ammasso per proteggerlo contro l'alterazione.

## 2.2 Variazioni della geometria del versante

L'obiettivo che ci si prefigge con una variazione di geometria di un pendio naturale o di un fronte di scavo è la riduzione delle forze instabilizzanti e/o l'eliminazione di volumi di roccia instabile. Tale obiettivo può essere raggiunto con interventi operativamente molto differenti tra loro e talora attuabili anche per fronti molto estesi, quali: riprofilatura di un versante, alleggerimento a monte, messa in opera di sovraccarichi a valle, disaggio e/o rimozione di volumi rocciosi instabili.

Le modellazioni geometriche che si effettuano per stabilizzare un versante devono essere studiate in via preventiva in modo da assicurarsi, con analisi di stabilità, che siano complessivamente positivi gli effetti combinati di:

- riduzione delle forze instabilizzanti;
- riduzione dello sforzo normale sulle potenziali superfici di scorrimento.

Le variazioni di geometria possono interessare lo sviluppo planimetrico e/o il profilo del pendio sulla sezione trasversale e consistono in:

- variazione dell'orientazione del fronte;
- riduzione dell'altezza complessiva del fronte.

Per quanto riguarda l'orientazione del fronte, intervengono due parametri geometrici di progetto: la direzione e la curvatura dello sviluppo planimetrico. Nel ridurre l'altezza del fronte in roccia, in generale, fronti molto acclivi traggono notevole vantaggio da una riduzione dell'altezza totale, mentre pendii più dolci sono stabilizzabili con efficacia grazie alla riduzione dell'angolo globale. Questi interventi devono essere effettuati con scavi che procedono dall'alto verso il piede; le scelte devono pertanto tenere conto anche di alcuni problemi "di contorno", quali l'accessibilità del sito, l'esecuzione delle operazioni di scavo (uso di esplosivo, piste provvisorie, ecc.), la disponibilità di discariche. Anche a causa di questi problemi, e soprattutto per motivi di sicurezza, la riduzione dell'angolo globale del fronte è spesso ottenuta con la profilatura mediante gradoni.

La gradonatura del fronte di scavo consiste nella creazione di berme intermedie, che interrompono l'originario profilo del pendio in più banchi. I parametri geometrici che devono essere definiti sono l'altezza e la larghezza del gradone. Di norma, la larghezza delle berme non è inferiore a 4-5 m; l'altezza, non superiore al doppio della larghezza.

Il disgaggio e la rimozione di volumi rocciosi di varia grandezza è un'operazione diretta di stabilizzazione della superficie dei fronti di scavo o naturali. Consiste nella rimozione di elementi

instabili o potenzialmente instabili presenti in parete, al ciglio o raccolti sulle berme intermedie; la rimozione è eseguita manualmente o ricorrendo ad operazioni di abbattimento meccanico e talora con esplosivo. In ogni caso, si tratta di interventi caratteristici per la loro intermittenza, l'uso di personale altamente specializzato, la difficoltà di una valutazione preventiva di costi, tempi, sequenze esecutive.

L'abbattimento con esplosivo è, in taluni casi, una soluzione interessante, anche se un dimensionamento delle volate non adeguato può danneggiare ed instabilizzare l'ammasso retrostante. Si deve inoltre evidenziare come nella maggioranza dei casi, anche per grandi volumetrie, sia necessario dimensionare la volata in modo tale da abbattere l'intero volume in una sola volata. Si deve pertanto ricorrere ad un abbattimento controllato secondo progetti dettagliati e con l'uso di agenti esplosivi adeguati.

### 2.3 Modifiche delle condizioni piezometriche

Gli interventi stabilizzanti rivolti alle condizioni piezometriche nei versanti possono consistere in un semplice controllo della quota piezometrica originaria oppure nell'abbattimento dei livelli piezometrici naturali. E' noto che la presenza di acqua di infiltrazione in un versante in roccia rappresenta sempre un fattore negativo per la stabilità, per cui il drenaggio ne migliora in ogni caso le condizioni statiche. Il problema progettuale che si pone è la quantificazione dell'incremento di stabilità conseguito in rapporto all'impegno richiesto.

I metodi utilizzati per controllare le condizioni piezometriche nei versanti in roccia sono:

- impermeabilizzazione e protezione della superficie esposta;
- drenaggio, mediante fori suborizzontali;
- drenaggio, mediante opere di grande diametro (perforazioni verticali, pozzi, trincee o gallerie sub orizzontali).

Il metodo più semplice ed economico per impermeabilizzare e proteggere la superficie esposta consiste nella raccolta e nell'allontanamento delle acque dal ciglio superiore del fronte e dalle superfici meno acclivi esposte per il riempimento e nella sigillatura delle fratture. L'infiltrazione attraverso le fratture subverticali (*tension cracks*) rappresenta infatti un elemento di notevole rischio, a causa delle alte pressioni interstiziali che possono essere generate entro il pendio.

Il metodo di drenaggio di uso più comune comporta l'esecuzione di perforazioni suborizzontali, leggermente inclinate verso l'alto (circa 5°), più o meno lunghe; entro il foro, di norma non rivestito, può essere inserito un tubo micro fessurato, in modo da garantire il funzionamento del drenaggio anche nel lungo termine. Il funzionamento di questi drenaggi è per semplice gravità.

La progettazione consiste nella definizione della geometria del sistema di fori drenanti. A questo proposito sono fondamentali le scelte circa:

- l'orientazione dei fori; è evidente che l'efficienza del dreno dipende dalla quantità di discontinuità potenzialmente sature intercettate dal foro;
- la lunghezza dei fori; è buona norma che questa sia tale da andare oltre la superficie potenziale di scorrimento più profonda, propria del volume roccioso che si intende stabilizzare;
- la posizione dei fori; se il versante è gradonato, spesso viene realizzata una cortina di fori su ciascuna berma; mentre è tecnologicamente vantaggioso disporre i fori secondo un ventaglio avente un unico centro di rotazione, la conseguente disposizione degli stessi fori è difficilmente ottimale.

Particolari che in sede di progettazione non devono essere trascurati sono l'accoppiamento del

sistema di drenaggio con quello di protezione in superficie (ad esempio, con un manto in *spritz-beton*), il sistema di allontanamento delle acque dalle zone critiche del fronte, i provvedimenti utili a ridurre al massimo la necessità di manutenzione stagionale o annuale.

Tra le opere di drenaggio di grande diametro, i pozzi sono sistemi drenanti di grande efficacia ed elevato costo; essi richiedono, per la progettazione, una perfetta conoscenza delle condizioni geostrutturali dell'ammasso roccioso affinché l'opera risulti ben dimensionata. Si tratta per lo più di sistemi di difficile manutenzione ed incerta durevolezza.

Considerazioni analoghe valgono per le perforazioni verticali attrezzate con pompe, il cui uso più frequente è quello di porre sotto controllo le condizioni piezometriche del pendio, prima dell'esecuzione di scavi.

Trincee e gallerie drenanti costituiscono per lo più opere permanenti, anch'esse caratterizzate da alta efficienza ed elevato costo; hanno il vantaggio di poter intercettare un ampio numero di discontinuità nella roccia e di poter drenare per gravità.

## **2.4 Modifiche della resistenza meccanica dell'ammasso roccioso**

Il controllo di fenomeni locali di instabilità, quali lo scivolamento di volumi, o cunei rocciosi di non rilevante entità, può essere conseguito mediante opere di sostegno che agiscono alla superficie dell'ammasso roccioso.

Gli interventi che modificano la resistenza meccanica dell'ammasso roccioso e/o applicano forze sono:

- tiranti attivi in trefoli ed in barre d'acciaio;
- bulloni (eventualmente pretesi);
- chiodi in barre d'acciaio con barre in materiali di altro tipo interamente cementati e connessi alla massa rocciosa;
- legature;
- iniezioni di soluzioni cementizie o di resine;
- calcestruzzo spruzzato, semplice o fibrorinforzato;
- travi e colonne in calcestruzzo, eventualmente sottotirate; sottomurazioni.

La progettazione di un intervento attivo con queste tecnologie è relativamente semplice quando si tratti di stabilizzare singoli blocchi o cunei isolati, di dimensioni non cospicue, con soluzioni quali bulloni o tiranti di ancoraggio. Gli approcci di calcolo che possono essere usati sono quelli dell'equilibrio limite oppure quelli numerici, per esempio i metodi ad elementi distinti. Il meccanismo di collasso a cui si deve fare riferimento è, in generale, lo scivolamento lungo discontinuità od il ribaltamento.

Nel caso di sottomurazioni in calcestruzzo armato e tirantate è necessario identificare i meccanismi di collasso degli elementi in roccia e l'azione stabilizzante degli elementi di sostegno che devono poi essere dimensionati sulla base delle spinte trasmesse dalla massa rocciosa.

In tutti i casi di interventi di questo tipo non si deve dimenticare nella progettazione le difficoltà operative relative ai lavori acrobatici che pongono dei limiti sia alle possibili lunghezze di perforazione sia ai diametri ottenibili, a cui si può ovviare con la costruzione di imponenti e costosi ponteggi, anche sospesi.

## 2.5 Protezione della superficie dell'ammasso dall'alterazione

Le opere di protezione dall'alterazione sono tipologie d'intervento estensivo per:

- porre l'infiltrazione ed il ruscellamento delle acque meteoriche sotto controllo con sistemi di:
  - impermeabilizzazioni superficiali;
  - rivegetazione;
  - costruzione di sistemi drenanti, di raccolta e smaltimento delle acque;
- impedire o limitare l'azione degli agenti esterni quali vento, pioggia, gelo tramite:
  - impermeabilizzazioni;
  - protezione con manto naturale di vegetazione;
  - protezione con manto artificiale (calcestruzzo proiettato);
- impedire l'innesco di fenomeni di rottura progressiva dalla superficie verso l'ammasso, con l'uso di:
  - reti ad anelli;
  - reti in aderenza a maglia esagonale, semplici od a doppia trazione, eventualmente rinforzate con reticolo di fune;
  - reti in aderenza in pannelli di fune, eventualmente rinforzate con reticolo di fune;
  - calcestruzzo proiettato, semplice o fibrorinforzato;
  - chiodature diffuse;
  - reti rivegetate.

L'uso di reti appoggiate che è sempre più diffuso nella protezione dei versanti si scontra con l'assenza di linee progettuali in grado di indicare l'effettivo grado di miglioramento del fattore di sicurezza ottenuto con questi interventi. In particolare è di difficile definizione la lunghezza degli ancoraggi e l'interasse degli stessi nel caso si utilizzino delle funi incrociate di armatura. Analogamente, facendo riferimento alle varie tipologie di rete che è possibile adottare, generalmente la scelta non è basata su una progettazione geotecnica specifica ma sull'esperienza del progettista. Nella maggioranza dei casi, comunque, la funzione della rete è quella di guidare piccoli elementi in moto verso il piede del pendio; pertanto, è sempre presente un certo effetto dinamico che deve essere correttamente considerato nella progettazione.

## 2.6 Interventi passivi

Gli interventi di difesa passivi hanno lo scopo di intercettare, deviare o fermare elementi già in movimento. Rientrano in questa categoria:

- la riprofilatura del versante con la creazione di berme intermedie;
- l'installazione di reti paramassi, con diverse tecnologie di smorzamento dell'energia cinetica dei blocchi;
- muri di protezione;
  - gallerie artificiali;
  - trincee

- rilevati in terra (rinforzata o non rinforzata), scogliere, terra armata, muri cellulari.

In generale le opere passive sono di norma sistemate sui versanti in modo da intercettare la traiettoria dei blocchi in caduta; perciò, la definizione e previsione del possibile moto del blocco è un fattore molto importante nella fase di progettazione.

Le procedure analitiche per la descrizione matematica del fenomeno di caduta massi sono state studiate da molti ricercatori negli ultimi venti anni (es.: Barla & Jarre, 1988; Giani, 1997). In linea generale questi modelli matematici richiedono la conoscenza delle caratteristiche fisiche e geometriche del versante e del blocco. I fattori geometrici principali da conoscere sono la superficie topografica del versante e dimensioni e forma del blocco; i principali fattori fisici sono la velocità iniziale di caduta del blocco, i coefficienti di restituzione della superficie del versante (che descrivono la risposta all'impatto) ed i coefficienti di attrito.

Per queste ragioni, spesso i modelli di caduta massi sono calibrati tramite *back-analysis* di osservazioni fatte in sito, in modo da ricavare una distribuzione statistica atta a prevedere la più probabile traiettoria del blocco.

Quando la posizione migliore, l'altezza e l'energia cinetica da assorbire sono state determinate, si può passare alla scelta e progettazione della corretta struttura di intercettazione.

Diversi autori hanno sviluppato schemi progettuali per le trincee. Ritchie (1963), in particolare, ha sviluppato una serie di esperimenti in sito e ha pubblicato delle linee-guida per la determinazione dei parametri geometrici del problema (altezza ed inclinazione del versante dal quale si staccano i blocchi, profondità e larghezza della trincea). Altri autori, tra cui Fookes & Sweeney (1976) hanno confermato i risultati di Ritchie.

I rilevati paramassi sono soluzioni normalmente utilizzate per la protezione di aree estese e per l'arresto di blocchi lapidei dotati di elevata energia cinetica. Possono essere realizzati in terra, semplicemente compattata o rinforzata, oppure con gabbionate, scogliere o muri cellulari. L'ingombro del rilevato, per questo tipo di opere, è una componente problematica, che può essere mitigata utilizzando rinforzi di vario tipo, in modo tale da poter aumentare la pendenza dei paramenti. Sebbene i rilevati paramassi siano comunemente utilizzati per la difesa dalla caduta-massi, non è ancora disponibile una normativa che ne definisca i requisiti fondamentali e ne delinei univocamente le linee di progettazione di base e, per quanto riguarda la ricerca scientifica in merito, si può affermare che questa si trovi ancora in uno stato embrionale.

La determinazione analitica degli effetti degli impatti di blocchi ad alta energia cinetica contro strutture in terra armata presenta notevoli difficoltà, legate soprattutto alle caratteristiche di non linearità del comportamento dei materiali e dei fenomeni deformativi connessi con l'evento, a cui si aggiungono le incertezze sul comportamento dinamico dei materiali utilizzati e sull'interazione terreno-rinforzi durante fenomeni impulsivi. Lo studio tramite modelli numerici agli elementi finiti richiede, d'altra parte, la taratura dei modelli tramite *back-analysis* di esperienze reali. È evidente perciò come la sperimentazione in vera grandezza risulti indispensabile per la comprensione dei fenomeni che caratterizzano il comportamento dei rilevati paramassi sottoposti a carichi di tipo impulsivo.

La protezione dalla caduta massi è spesso realizzata con gallerie paramassi in calcestruzzo, rivestite sulla sommità da un materiale in grado di dissipare l'energia cinetica del blocco, quale, ad esempio, sabbia fine. Recentemente sono state applicate delle strutture prefabbricate a mensola che presentano l'interessante vantaggio di non dover richiedere una realizzazione *in situ*.

Le barriere paramassi a rete presenti in commercio possono suddivise dal punto di vista tipologico in due categorie principali:

- barriere a limitata deformabilità;
- barriere ad elevata deformabilità.

Le barriere a limitata deformabilità sono strutture progettate in modo da arrestare il blocco in movimento con ridotta deformazione (in campo prevalentemente elastico) degli elementi costituenti, in particolare funi e montanti. Le barriere deformabili sono invece progettate in modo da essere in grado di compiere un lavoro plastico con l'instaurarsi di deformazioni permanenti anche di grande entità, per bilanciare l'energia cinetica posseduta dal masso in caduta e quindi arrestarlo. La barriera deve essere in grado di intercettare all'interno della superficie d'intercettazione (uguale al prodotto dell'altezza utile per la lunghezza utile) le traiettorie dei blocchi in moto sul versante.

L'arresto dei massi comporta che la barriera possa deformarsi, senza essere sfondata né presentare varchi, compiendo un lavoro elastico e plastico di entità pari all'energia posseduta dai massi.

In generale, comunque, l'unico parametro in grado di descrivere in modo riassuntivo il comportamento di una barriera paramassi è legato all'energia che questa è in grado di dissipare in condizioni di sicurezza. Questo valore può però essere verificato e determinato solo con prove in vera grandezza.

Una barriera paramassi a rete deve essere formata da uno o più moduli funzionali identici posti in sequenza, che permettono di adeguare la lunghezza della barriera al sito ed all'opera da proteggere. Ciascun modulo funzionale deve consentire l'agevole sostituzione eventuale di ogni componente e la sostituzione di un elemento danneggiato della barriera, senza smontare completamente la barriera e l'adattamento della struttura al profilo del terreno ed un facile montaggio in cantiere.

## 2.7 Monitoraggio della caduta-massi

I sistemi di controllo strumentale della caduta-massi si differenziano essenzialmente per la fase in cui intervengono; si possono infatti suddividere in:

- sistemi premonitori e/o di allerta circa eventi potenziali;
- sistemi di segnalazione di eventi avvenuti.

I primi consistono in reti di strumentazione per la misura di indici indiretti di instabilità, quali lo spostamento reciproco di volumi rocciosi, e/o l'emissione acustica loro connessa. Queste reti, spesso costose e di difficile manutenzione, sono attuabili se lo studio geomeccanico ha consentito di individuare con precisione la zona d'origine della caduta-massi e le modalità di distacco e caduta dei blocchi. Soltanto quando si conoscono anche correlazioni tra i valori di soglia delle grandezze misurate ed il fenomeno di caduta-massi è possibile integrare queste reti entro un sistema di allarme. In generale si deve rilevare che queste strumentazioni hanno prevalentemente la funzione di contribuire alla comprensione completa del fenomeno per la definizione più corretta dei parametri geotecnici coinvolti e quindi per una migliore progettazione. I sistemi di segnalazione di eventi avvenuti sono utilizzati più che altro nelle zone dove il fenomeno di caduta-massi è ricorrente e lungo vie di trasporto, dove non si teme tanto l'impatto contro i veicoli, quanto piuttosto la presenza di massi lungo l'arteria viaria. In passato si è fatto ricorso, più che altro, all'esame visivo della linea, da parte di appositi "controllori"; oggi si fa spesso ricorso a cavi o reti elettricamente attive, o ad altri sistemi (circuiti video, ecc.), la cui ubicazione e manutenzione sono il principale problema di progettazione.

**ALLEGATO D5**  
**STUDIO DEGLI SCORRIMENTI IN TERRENI ARGILLOSI E PERICOLOSITÀ NON**  
**RICONDUCEBILE A DISSESTI DI TIPOLOGIA DEFINITA**

---

**Sommario**

1	SCORRIMENTI IN TERRENI ARGILLOSI.....	3
2	PERICOLOSITÀ NON RICONDUCEBILE A DISSESTI DI TIPOLOGIA DEFINITA .....	4

## 1 SCORRIMENTI IN TERRENI ARGILLOSI

### A) Indagini e rilievi di campagna

Le indagini da svolgere dovranno comprendere:

- Sondaggi stratigrafici a carotaggio continuo, utili per l'accertamento della successione stratigrafica nel suo complesso ed, in particolare, per il rilievo degli spessori delle coperture argillose destrutturate. Vanno eseguiti in quantità opportune, proporzionate all'area da indagare, e comunque mai meno di tre per aree di ridotte dimensioni (utili per la ricostruzione tridimensionale della successione stratigrafica riconosciuta). La profondità dei sondaggi dovrà essere programmata per un valore pari a 1,5 volte lo spessore del presunto corpo di frana, spingendo il sondaggio per almeno 5 m all'interno della formazione stabile. I sondaggi andranno eseguiti su allineamenti disposti lungo le linee di massima pendenza. In aggiunta si potrà ricorrere a prove penetrometriche statiche (CPT) e/o ad indagini geofisiche per la individuazione della rigidità dei terreni attraversati.
- Prelievo di campioni indisturbati di terreno da sottoporre a prove di laboratorio, e tali da caratterizzare geotecnicamente tutti i differenti strati. Il campionamento dovrà essere di qualità e con campionatore con diametro sufficiente a carotare eventuali inclusi lapidei, frequenti nelle coltri rielaborate.
- Prove di laboratorio finalizzate alla definizione di un modello del sottosuolo da utilizzare per il calcolo della stabilità del versante e la progettazione degli interventi di consolidamento. Il modello dovrà comprendere anche il regime delle acque sotterranee e i sistemi di discontinuità. Andranno perciò determinate le principali proprietà fisiche e meccaniche dei terreni (granulometria, peso specifico, peso di volume, contenuto d'acqua, limiti di Atterberg, coesione, attrito interno, resistenza al taglio, anche residuo nel caso di frane attive o riattivate).
- Installazione di piezometri per il controllo del regime delle acque sotterranee, in numero idoneo alla definizione dell'andamento della falda e comunque disposti lungo la stessa verticale; la scelta dei piezometri è connessa alla natura dei terreni e ai valori attesi delle altezze piezometriche; il monitoraggio dovrà durare un intero anno.
- Installazione di capisaldi topografici interni ed esterni alla zona instabile e di inclinometri per la misura, rispettivamente, degli spostamenti superficiali e profondi; il monitoraggio dovrà essere esteso ad un intero anno.

### B) Elaborati grafici

La documentazione grafica dovrà essere costituita dai seguenti elaborati:

- Carta geolitologica corredata da sezioni stratigrafiche significative per la ricostruzione della superficie di scorrimento;
- Carta geomorfologica con perimetrazione delle aree in frana e loro classificazione in base allo stato di attività. Andranno cartografate:
  - le eventuali fratture nel terreno per trazione nella fascia topograficamente alta e/o di avvallamenti;
  - le eventuali fratture per compressione nella fascia topograficamente più bassa e/o la presenza di rigonfiamenti;
  - la presenza di fratture per taglio lungo i bordi;
  - la presenza di aree con ristagno di acqua;
  - le venute di acqua;

- l'inclinazione di alberi e/o di manufatti;
  - le lesioni nelle strutture.
  - la deformazione di terrazzamenti, di muri di contenimento, di sedi stradali.
- Carta della proposta di ripermetrazione della pericolosità da frana.
  - Relazione descrittiva delle attività svolte, comprensiva delle analisi e delle valutazioni poste a base della proposta di ripermetrazione. La relazione dovrà contenere anche le schede con i parametri morfometrici di eventuali frane rilevate.

Le valutazioni finali dovranno tener conto in particolare:

- a) dei dati delle letture inclinometriche e/o piezometriche, relative ad un periodo di almeno un anno, effettuando almeno una lettura in un giorno successivo ad intensi eventi piovosi;
- b) delle verifiche di stabilità su ipotetiche superfici di neoformazione, e nei casi di frane già avvenute su superfici note con il metodo dell'analisi a ritroso, tenendo conto della sismicità dell'area.

## **2 PERICOLOSITÀ NON RICONDUCEBILE A DISSESTI DI TIPOLOGIA DEFINITA**

Nei casi di aree per le quali il grado di pericolosità non derivi da fenomeni riconducibili ad una zona di innesco ben individuata, ma piuttosto dall'analisi incrociata tra diversi parametri correlati alle condizioni di stabilità dei versanti (litologia, spessore delle coperture, assetto strutturale del substrato, acclività, geomorfologia, idrogeologia, uso del suolo), le indagini per la ripermetrazione dovranno essere eseguite in conformità alle indagini indicate nella fase conoscitiva preliminare e a quelle richieste per gli scenari di scorrimenti in terreni argillosi.