

GEOSCIENZE PER UN FUTURO SOSTENIBILE

Torino 17 Settembre 2022

Pre-Congress Workshops

**Ws1. Fondamenti geologici e geomorfologici
nelle verifiche di stabilità dei pendii**

FONDAMENTI GEOLOGICI E GEOMORFOLOGICI NELLE VERIFICHE DI STABILITÀ DEI PENDII

Foto L.B. - Val Samoggia 2002



Dr. Geol. Lorenzo Borselli, Ph.d
Docente di Geotecnica e Engineering Geology
Instituto de Geología
Facultad De Ingeniería, UASLP, Mexico
Rircatore associato CNR-IRPI
lborselli@gmail.com
lorenzo.borselli@uaslp.mx
<https://www.lorenzo-borselli.eu>



Dr. Geol. Paolo Petri
Libero Professionista, La Spezia (SP)
paolopetri@logicadelterritorio.com
<https://www.logicadelterritorio.com>



Geoscience for a Sustainable future- International Congress, Torino(Italy), 17-22/09/2022

FONDAMENTI GEOLOGICI E GEOMORFOLOGICI NELLE VERIFICHE DI STABILITÀ DEI PENDII - By L Borselli & P.Petri

SOMMARIO

I fenomeni di instabilità dei pendii costituiscono uno dei problemi più frequenti che sia i geologi liberi professionisti, ricercatori e Pubbliche Amministrazioni devono affrontare sul territorio per la salvaguardia della Vita, di beni e infrastrutture. Negli ultimi cento anni abbiamo avuto una continua evoluzione dei metodi di studio e di modellistica per la realizzazione di valutazioni del grado di stabilità di un pendio rispetto a differenti scenari e processi che possono produrre una instabilità. L'approccio di base nelle tecniche di verifiche di stabilità dei pendii è stato nelle sue fasi iniziali, a cavallo dei secoli XIX e XX, basato su approcci prevalentemente ingegneristici. Tuttavia nel corso del secolo XX abbiamo avuto una fioritura e evoluzione consistente delle metodologie impiegate che hanno portato a considerare con sempre maggior peso la necessità' di integrare al meglio la modellistica con la realtà geologica stratigrafica e strutturale nel quadro di una nascente area disciplinare: la Geo-Ingegneria. La evoluzione dei metodi di studio e indagine stratigrafici, strutturali, geofisici e geotecnici hanno permesso questa necessaria integrazione. Tuttavia si osservano, frequentemente, nella pratica corrente delle verifiche di stabilità dei pendii, evidenti incoerenze tra la modellistica impiegata e i modelli di pendio assunti con i fondamenti delle discipline geologiche e geomorfologiche. Queste occasionali incoerenze possono generare forti problemi nella valutazione di stabilità di un pendio in termini di potenziale inaffidabilità e insufficiente copertura dei possibili scenari di rischio. Verranno presentate, per mezzo di alcuni esempi pratici di studio, alcune casistiche che mettono in luce le incongruenze sopra esposte. Verranno fornite una serie di linee guida per verifiche di stabilità dei pendii per un uso coerente con le conoscenze geologiche, strutturali e geomorfologiche.

ABSTRACT

Slope instability phenomena are one of the most frequent problems that both freelance geologists, researchers and public administrations have to face in the area for the protection of life, assets and infrastructures. In the last hundred years we have had a continuous evolution of the study and modeling methods for carrying out assessments of the degree of stability of a slope with respect to different scenarios and processes that can produce instability. The basic approach in slope stability verification techniques was in its initial stages, at the turn of the nineteenth and twentieth centuries, based on mainly engineering approaches. However, in the course of the twentieth century we have had a consistent flowering and evolution of the methodologies used that have led to consider with increasing weight the need 'to better integrate the modeling with the stratigraphic and structural geological reality in the framework of a nascent disciplinary area: Geo-Engineering. The evolution of stratigraphic, structural, geophysical and geotechnical study and investigation methods have allowed this necessary integration. However, evident inconsistencies between the modeling used and the slope models assumed with the fundamentals of geological and geomorphological disciplines are frequently observed in current practice of slope stability checks. These occasional inconsistencies can generate serious problems in assessing the stability of a slope in terms of potential unreliability and insufficient coverage of possible risk scenarios. By means of some practical study examples, some case studies will be presented that highlight the inconsistencies set out above. A set of guidelines for slope stability checks will be provided for use consistent with geological, structural and geomorphological knowledge.

Fenomeni di instabilità dei pendii: interazione tra geologia, geomorfologia e geotecnica

Frana "Las Colinas"
terremoto 13 gennaio
2001 in El Salvador.
Su Terreni di origine
vulcanica

Trasformatasi
rapidamente in una Flow-
slide (500 vittime)



<https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/thumb/7/73/EISalvadorslide.jpg/250px-EISalvadorslide.jpg>

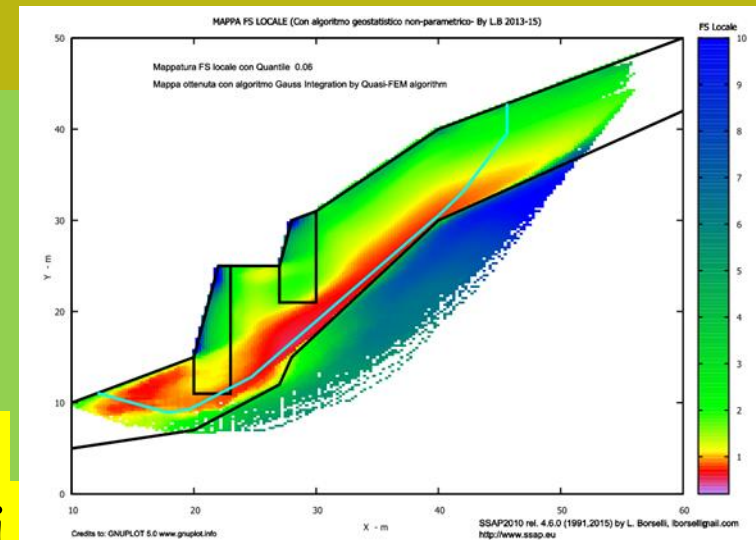
Verifica di stabilità dei pendii : cosa significa?

Una Possibile definizione:

Verifica del livello di potenziale instabilità di un pendio attraverso analisi delle forze interne e esterne, oppure dei campi sforzi-deformazioni, nei confronti di un potenziale collasso-deformazione permanente o formazione una di superficie di rottura, che interessi una porzione significativa del pendio stesso.

- Importanza a scala locale per la verifica di stabilità di pendii naturali o pendii con opere di ingegneria.

- Importanza nelle valutazioni della pericolosità di fenomeni movimenti di massa, a livello territoriale.



E' una verifica di stabilita' solo questo ??

Calcolo di F_s : formulazione di base

Per ogni superficie si può derivare:

Lo sforzo di taglio totale mobilitato τ_m (domanda) e

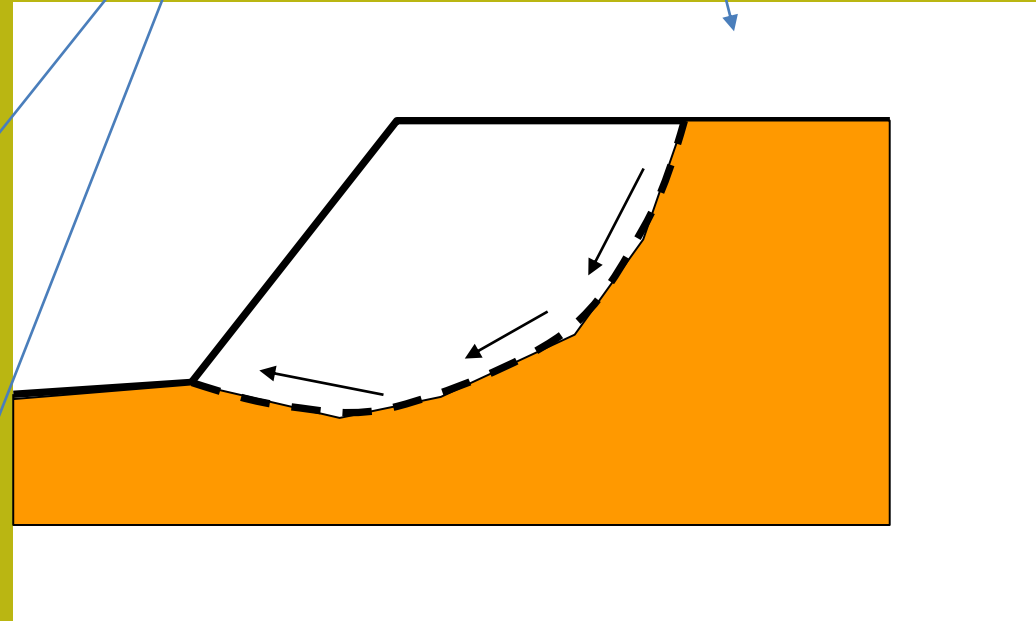
La resistenza al taglio disponibile τ_f (capacità):

è possibile definire F_s come:

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau_m}$$

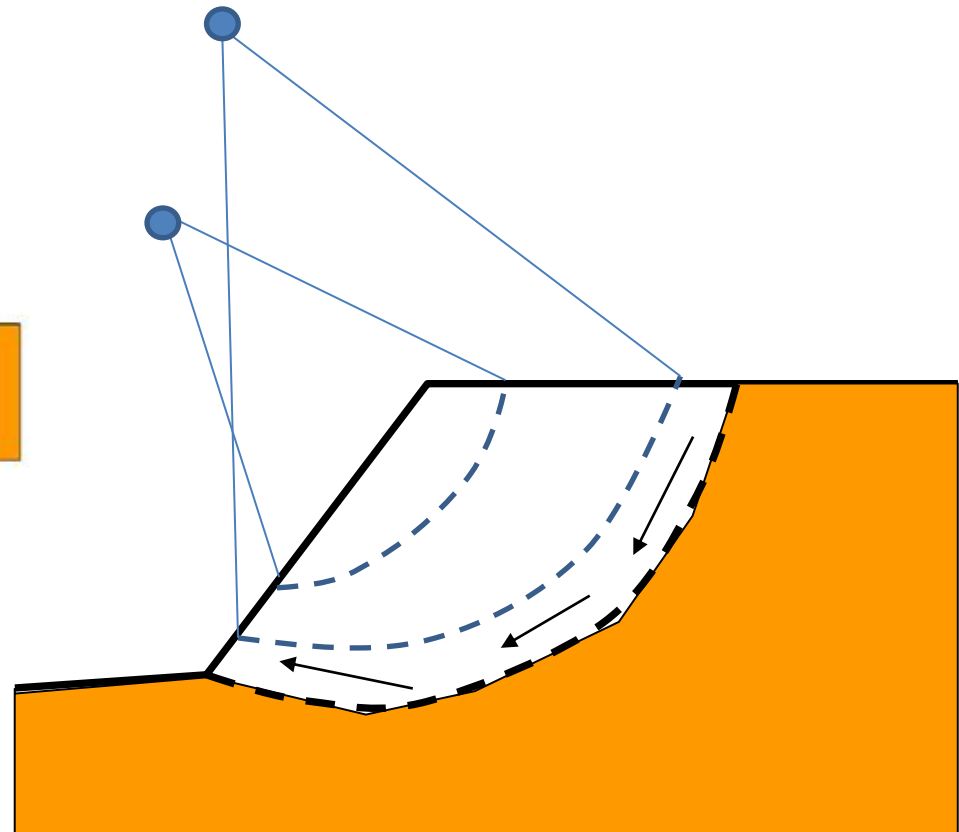
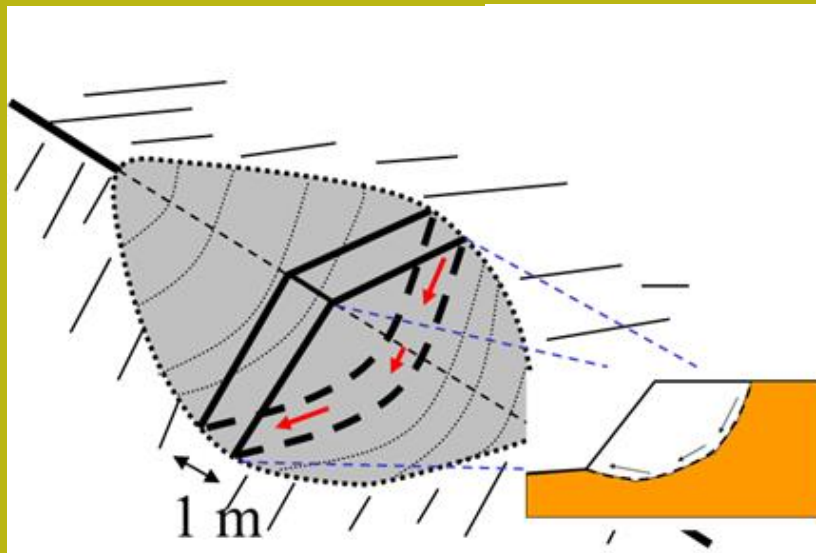
Usando un **criterio di rottura** (es Mohr-Coulomb) F_s è il fattore per cui occorre dividere i parametri della resistenza al Taglio del terreno per provocare la rottura del pendio lungo tutta la superficie considerata ovvero $\tau_f = \tau_m$

$$\tau_f = \frac{c'}{F_s} + \frac{\sigma' \tan \varphi'}{F_s}$$



Il valore di F_s viene frequentemente usato da più di 100 anni come indice del grado di stabilità di un pendio in un determinato scenario o insieme di condizioni possibili (naturali o progettuali).

Purtroppo esiste, e resiste, la tentazione che sia sufficiente pensare che una verifica di stabilità dipenda solo una serie di superfici di scivolamento potenziali (magari solo circolari) disegnate in una sezione 2D e da un valore numerico di FS derivato da un qualche modello di riferimento più o meno rigoroso.



Ma e' veramente cosi??

Processi geomorfologici e antropici : una visione integrale

Dissesto idrogeologico :

Il dissesto idrogeologico è l'insieme dei processi idro-geomorfologici che hanno un'azione fortemente distruttiva in termini di erosione e instabilità del suolo e ammassi rocciosi e quindi nei confronti di aree agricole urbane e infrastrutture. Esso comprende tutti quei processi, a partire dall'erosione superficiale fino agli eventi più catastrofici quali frane e alluvioni.

Definizione Tratta Da https://it.wikipedia.org/wiki/Dissesto_idrogeologico (pero modificata e integrata da L.B.)

Perché una verifica di stabilità di un Pendio è una delle cose più complesse che un tecnico di Geo-Ingegneria (Geologo, Ingegnere) può dover affrontare ??



Immagine da
<http://www.truciolisavonesi.it>

Il dissesto idrogeologico ha sia componenti e cause naturali sia componenti e cause antropiche.

A volte è difficile comprendere bene dove finiscono le prime e iniziano le seconde.

Tuttavia il risultato è comunque distruttivo e tragico ..

- **Erosione del suolo (perdita di suolo e sua fertilità)**
- **Movimenti di massa (frane e colate detritiche)** ←
- **Alluvioni**
- **Danni infrastrutture o alla loro funzionalità**
- **Danni al valore paesaggistico e turistico**
- **Perdita di vite umane** ↗



Immagine da <http://www.greenreport.it/>



Dissesti di aree urbane e infrastrutture

Spesso in questi casi il fattore determinante causa del dissesto e la attività umana:

- Mancanza, o cattiva, pianificazione territoriale
- Errori di progettazione
- **Mancanza di valutazione di fattori geologici geomorfologici e geotecnici**

Immagine da <http://www.greenreport.it/>





Strada Provinciale 51 , sopra Vernazza(SP) (evento del 2011): foto P. Petri(2011)

- Mancanza, o cattiva, pianificazione territoriale
- Errori di progettazione
- Mancanza di valutazione di fattori geologici geomorfologici e geotecnici

Spesso in questi casi il fattore determinante causa del dissesto è la attività umana:

suolo + vegetazione + ammassi rocciosi + processi geomorfologici +
geologia + geotecnica + eventi idrologici estremi + azioni umane

=

Dissesto Idrogeologico ??!
Ruolo della complessita' nei pendii...

Valle del Samoggia
Appenino bolognese
Foto L. Borselli (2002)



Parte 1

GEOLOGIA E STABILITA' DEI PENDII

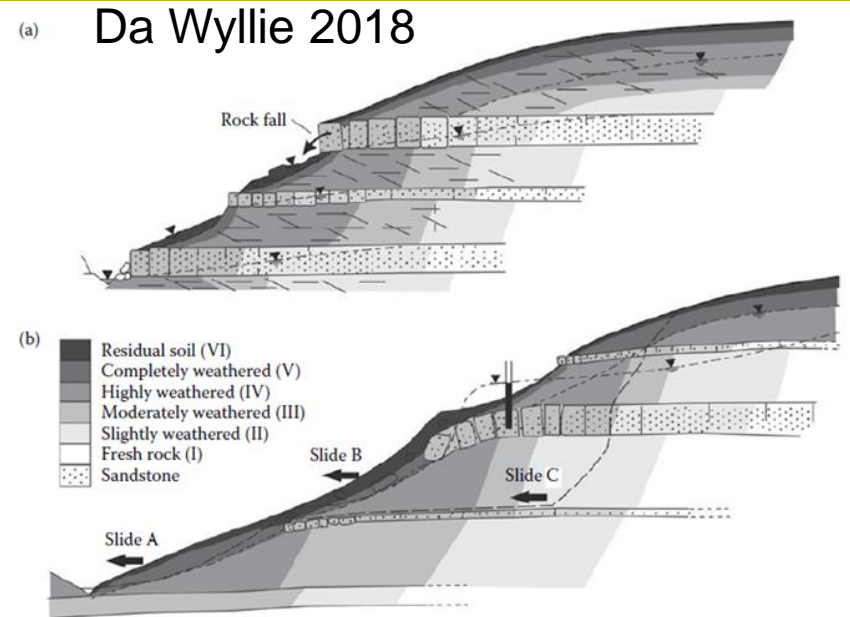
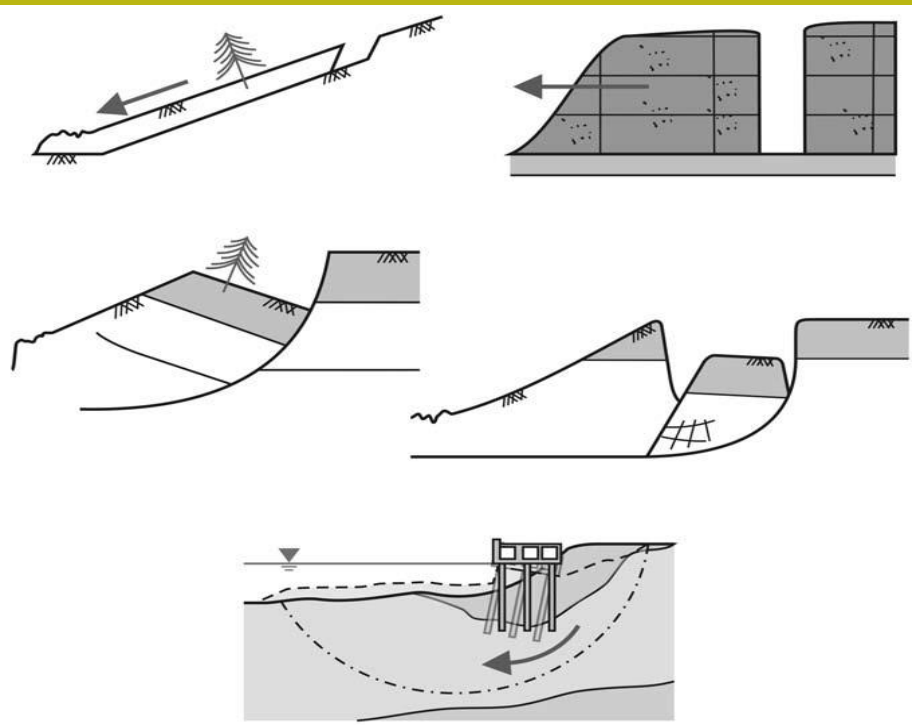


Figure 3.12 Typical slope in interbedded sandstone and shale with colluvium deposits at surface; (a) ground water flow concentrated in higher conductivity sandstone beds and (b) typical types of slope instability (Deere and Patton, 1971).

La verifica di stabilità di un pendio è una delle operazioni di maggior complessità in ambito Geo-ingegneristico, Geotecnico.

La verifica di stabilità di un pendio è anche una delle operazioni che a causa delle incertezze insite nella modellizzazione presenta il maggior rischio connesso con una non adeguata:

- ***Schematizzazione stratigrafica e strutturale***
- ***Parametrizzazione geomeccanica***
- ***Schematizzazione idraulica***
- ***Applicazione a un volume/area significativi***
- ***Valutazione dei possibili input sismici***
- ***Etc.***

NTC2018 e EC-7

Le normative di riferimento in italiana (NTC2018) e quella europea (EC-7) di riferimento sono state costruite usando come pilastro il concetto di **progettazione agli stati limite**. Il **principio di progettazione agli stati limite** considera vari livelli di rischio e severità nei criteri di progettazione.

Dal punto di vista geotecnico si fa un importante riferimento ai seguenti fatti concreti normalmente osservati e quantificati nella pratica di lavoro:

- I **Geomateriali** (*suolo, sedimenti, rocce, ammassi rocciosi e materiali ricavati da questi*) presentano una **potenziale forte variabilità nelle loro proprietà geomeccaniche**.
- La **potenziale variabilità delle proprietà geomeccaniche incrementa la incertezza nei risultati da modellazione numerica, simulazioni, analisi di scenario progettuali**.
- **L'incremento della incertezza produce un incremento nel rischio di assumere valutazioni e scelte progettuali non adeguate.**

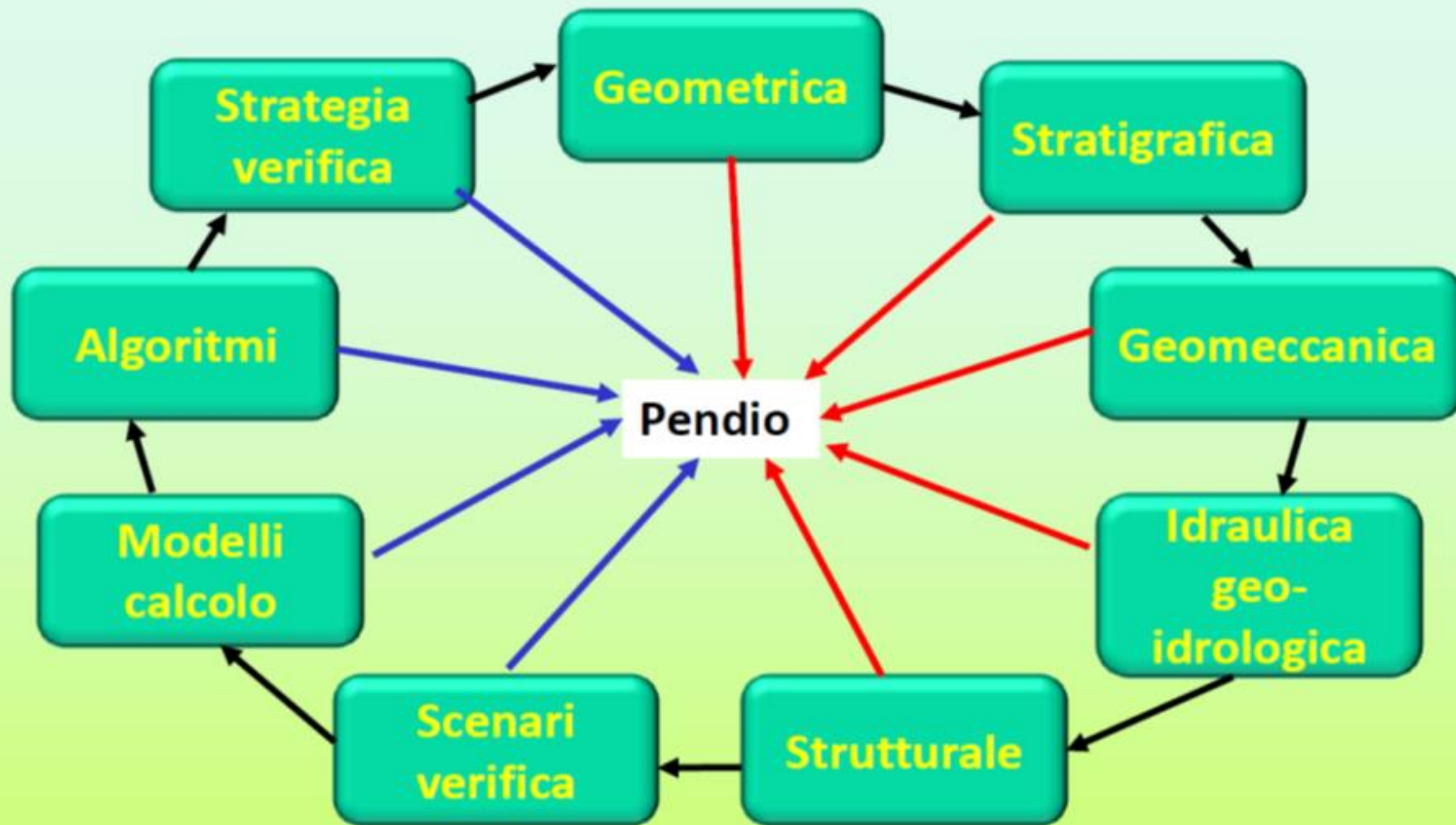
Per ovviare e ridurre il livello di rischio connesso vengono seguiti **principi di progettazione cautelativi**. (es. **stati limite, parametri caratteristici, parametri di progetto**).

Naturalmente questo tipo di strategia progettuale può anche avere delle conseguenze pesanti se applicato senza considerare i necessari aspetti geologici e geomorfologici...

Modello Geologico-Geotecnico e idraulico-idrologico di un pendio

- Definizione di un modello geotecnico e idraulico di un pendio in coerenza con il suo modello stratigrafico Geologico, geomorfologico.
- Trattamento della incertezza parametrica, analisi di scenario

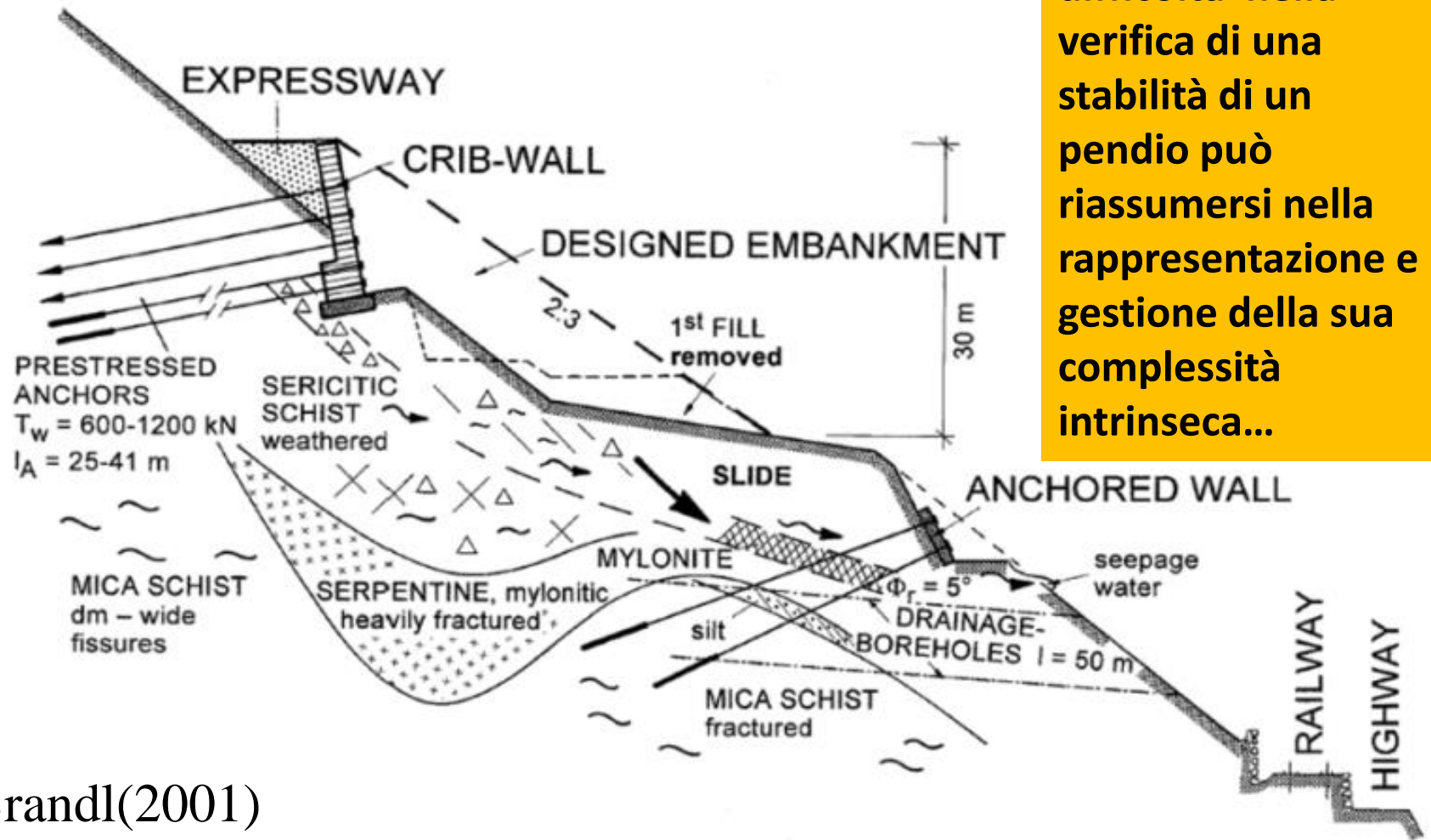
Complessità verifica stabilità: componenti e interazioni



Componenti della modellistica

Componenti del Modello pendio

La maggiore difficoltà nella verifica di una stabilità di un pendio può riassumersi nella rappresentazione e gestione della sua complessità intrinseca...



Brandl(2001)

Esempio di complessità geologica e geotecnica e strutturale

Definizione di Modello 2D del pendio (un problema spesso estremamente complesso):

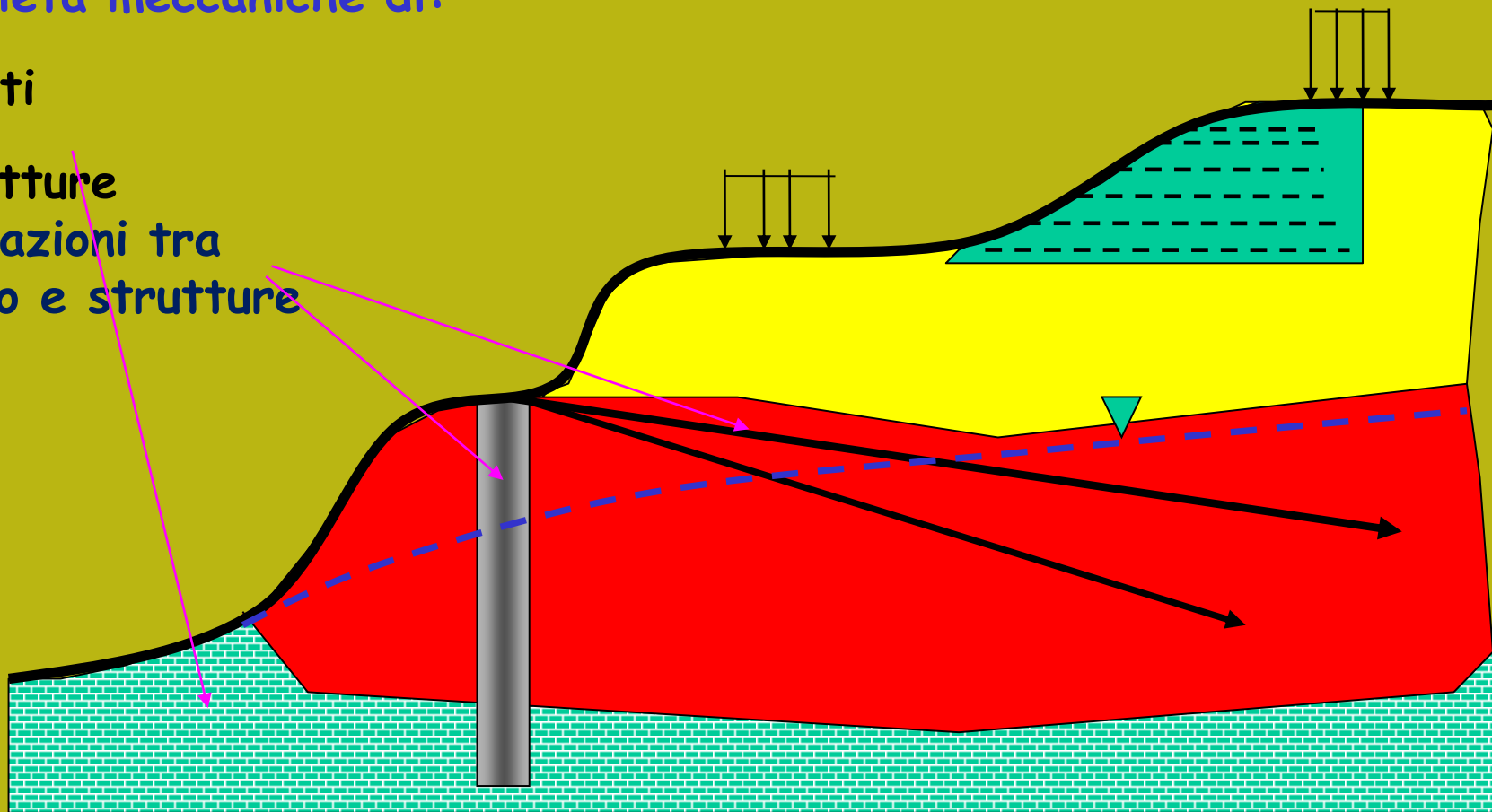
Geometria pendio, strati, falda, carichi esterni e strutture di rinforzo

Proprietà meccaniche di:

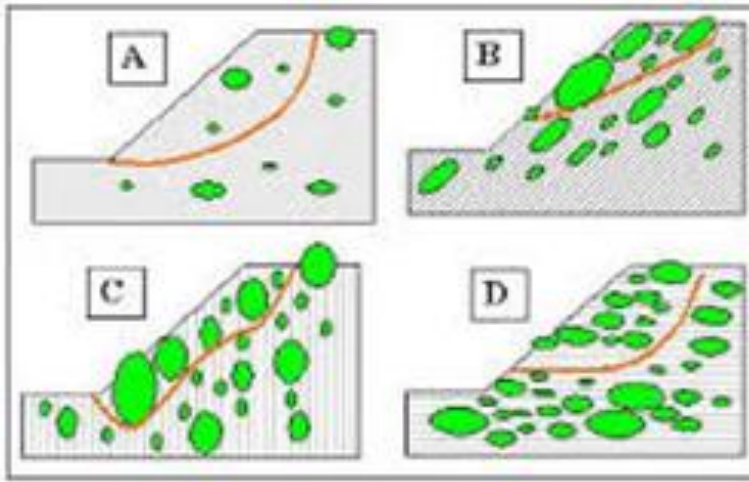
•Strati

•Strutture

Interazioni tra
pendio e strutture



Esempio: Problemi di variabilit  nelle caratteristiche meccaniche in **olistostromi** (formazione tettonicamente complesse) originatesi da accumulo di frane in ambiente sottomarino e successivamente tettonizzate nella fase orogenetica successiva.. **Densita' dei blocchi e proprieta' della matrice fine.**



Sta adesso prevalendo la applicazione in questi casi del método GSI evoluto.. Per applicazioni a rocce tenere e tettonizzate. Un metodo alternativo e' usando la classificazione BIMROCKS



Risorse e strumenti per rappresentazione e gestione della complessità:

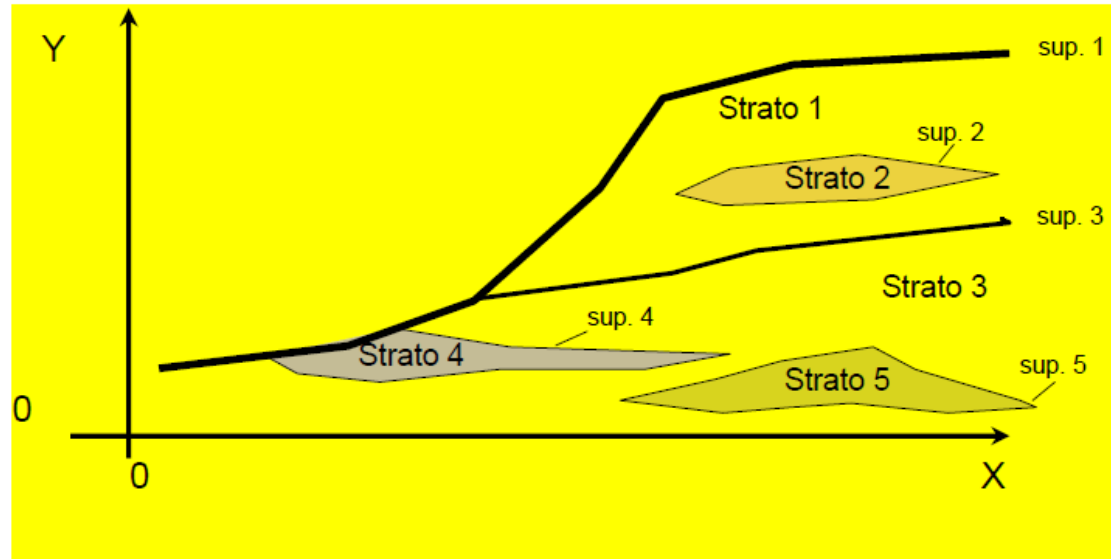
- 1. Rilievi topografici: sezioni dettagliate;*
- 2. Indagini geologiche – geo idrologiche, geotecniche, geofisiche*
- 3. Analisi statistica dei dati.*
- 4. Modelli geomeccanici: parametrizzazione, criterio di rottura*
- 5. Modello del pendio: definizione modello di pendio che ingloba i punti 1,2 3*
- 6. Modelli di calcolo: modelli e procedure di calcolo esistenti*
- 7. Software di calcolo (es. SSAP): una galassia di software da scegliere e usare, ma con molta attenzione...*

E per finire (o per cominciare) le risorse più importanti:
le conoscenze, la esperienza del geologo e ingegnere e l'uso prima di tutto del nostro cervello! Non pensate che tutto può essere automatico... è sempre l'opposto.

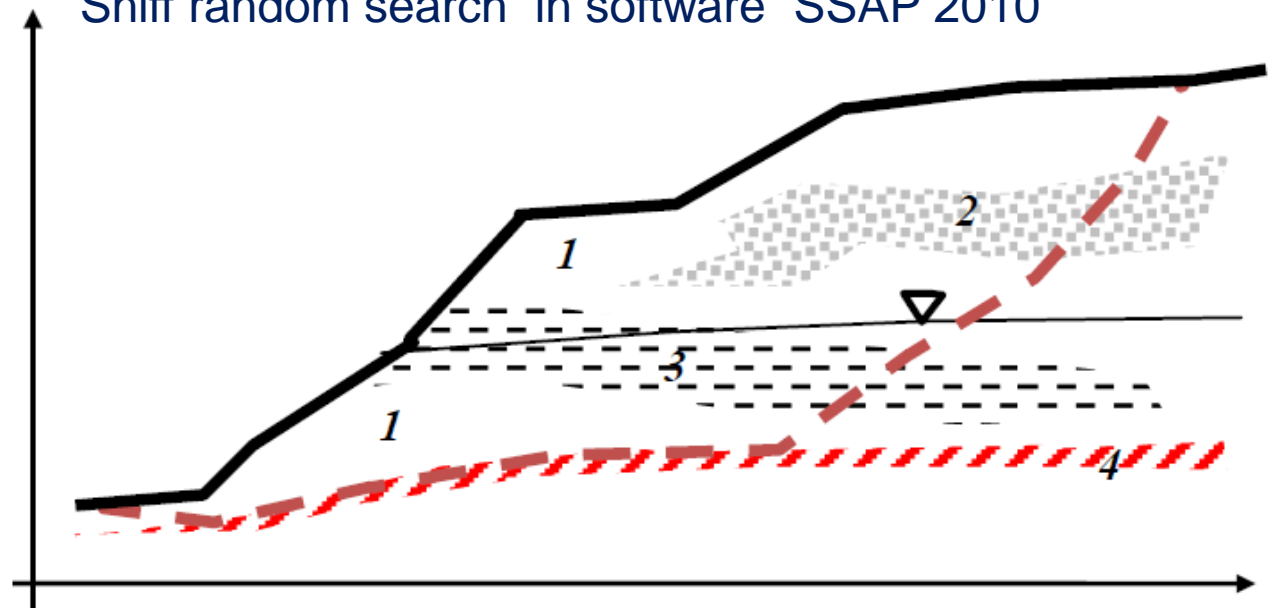
Complessità stratigrafica

Tutti i pendii sono generalmente disomogenei dal punto di vista stratigrafico.. Molto spesso anche quelli artificiali..

La modellistica LEM deve necessariamente tenere conto di questa realtà...



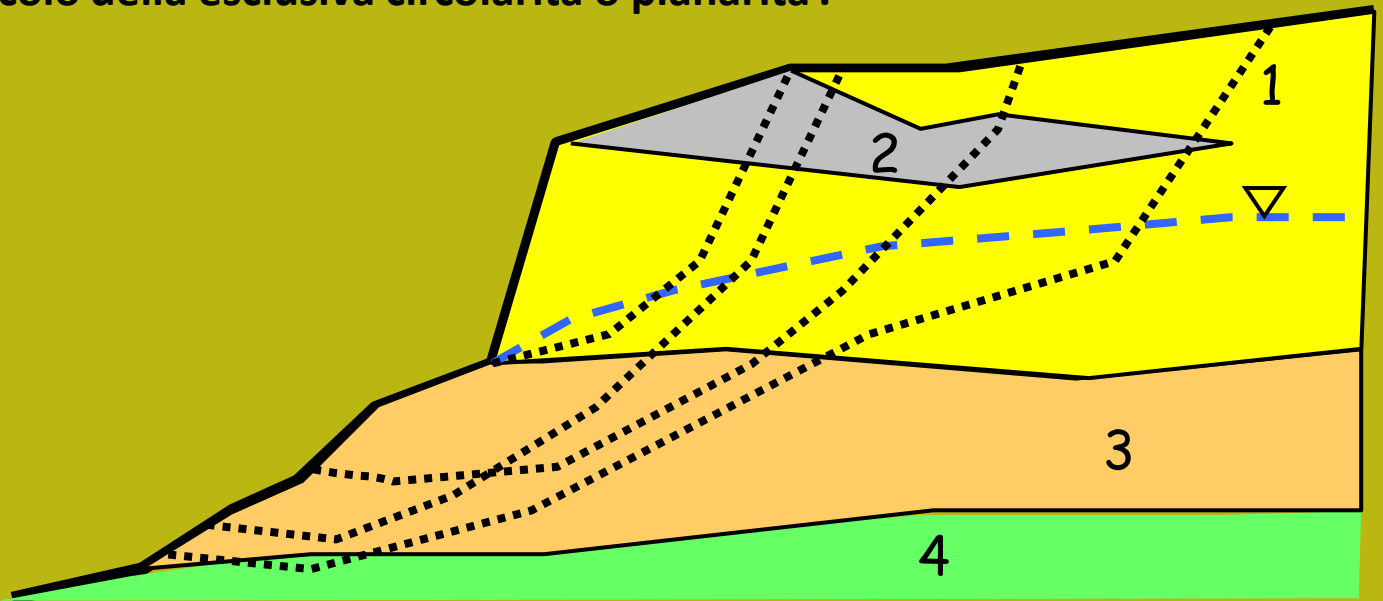
Sniff random search in software SSAP 2010



Le superfici reali dei limiti di strato o discontinuità sono potenzialmente molto complesse.

Talvolta assumere anche superfici totalmente planari è una eccessiva semplificazione.

Nel caso di presenza di disomogeneità queste influiscono nella tecnica di verifica e ricerca. In questo caso devono essere assunte preferenzialmente superfici di forma composta in modo da poter verificare anche possibili contatti e zone che non possono essere controllate con forme più semplici, dato il grado di libertà limitato dal vincolo della esclusiva circolarità o planarità'.



Complessità geometrica

Tipi di superfici generabili nel piano della sezione del pendio: alcuni tipi di superfici (es. circolari non sono in grado di seguire le discontinuità presenti che possono avere una determinate influenza sulla instabilità

Vari autori (ABRAMSON L.W. et al. (2002); DUNCAN J.M. (1996; SARMA S.K. (1979).; CHENG Y.M. (2003); JANBU N. (1973))indicano con assoluta chiarezza che il metodo dell'equilibrio limite deve essere applicato in una modalità differenziata in funzione del grado di omogeneità del pendio, presenza di discontinuità stratigrafiche o strutturali.

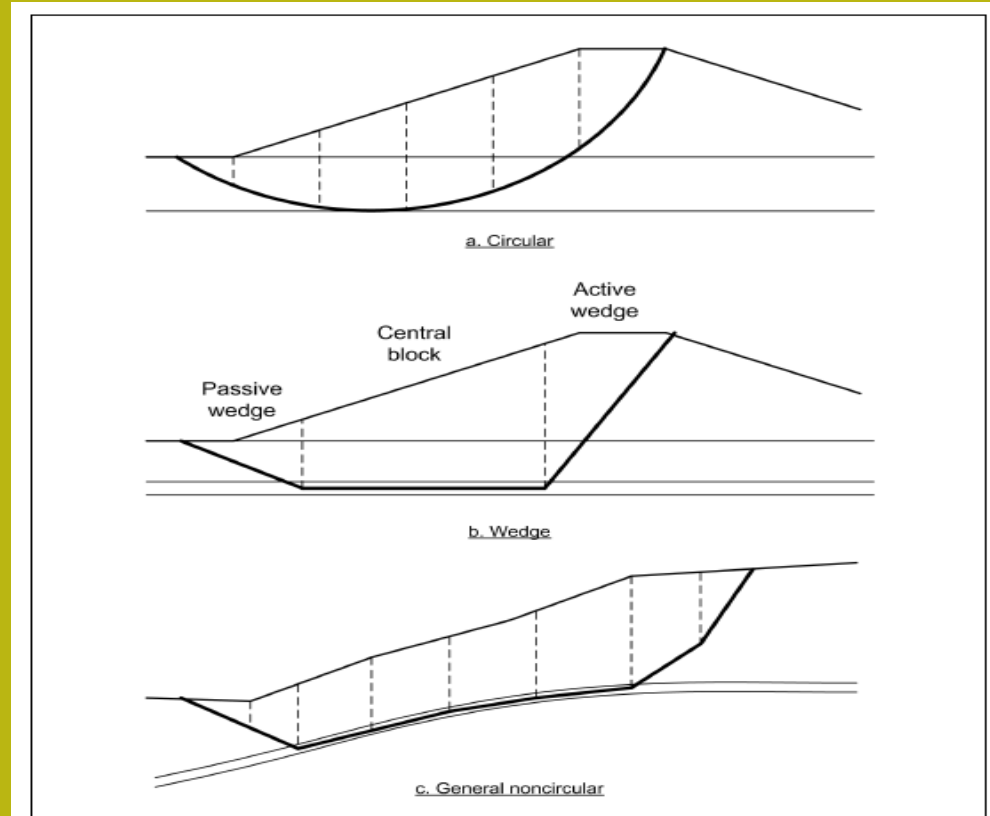


Figure C-3. Shapes for potential slip surfaces

**E' sicuro che tutto è possibile con sole superfici circolari ??
 Quando la sola complessità stratigrafica è così Dominante?**

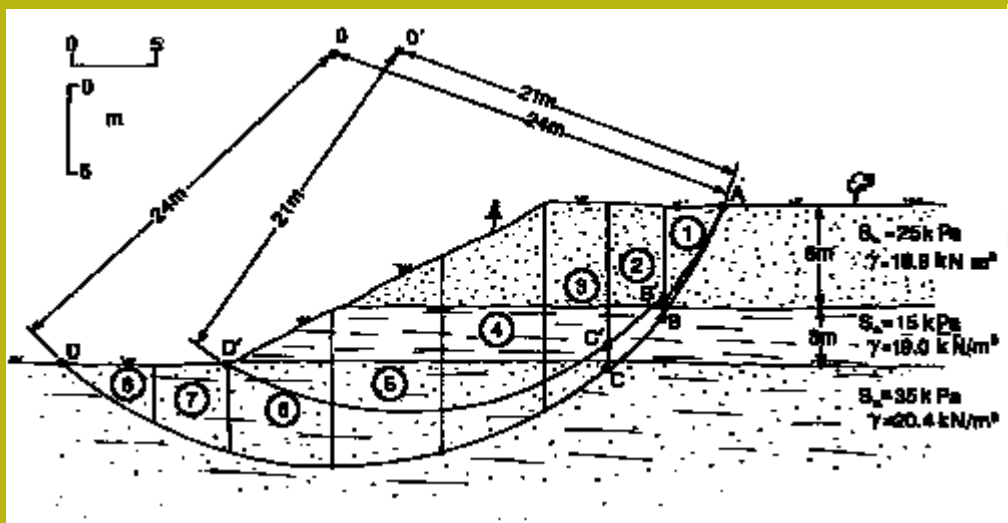
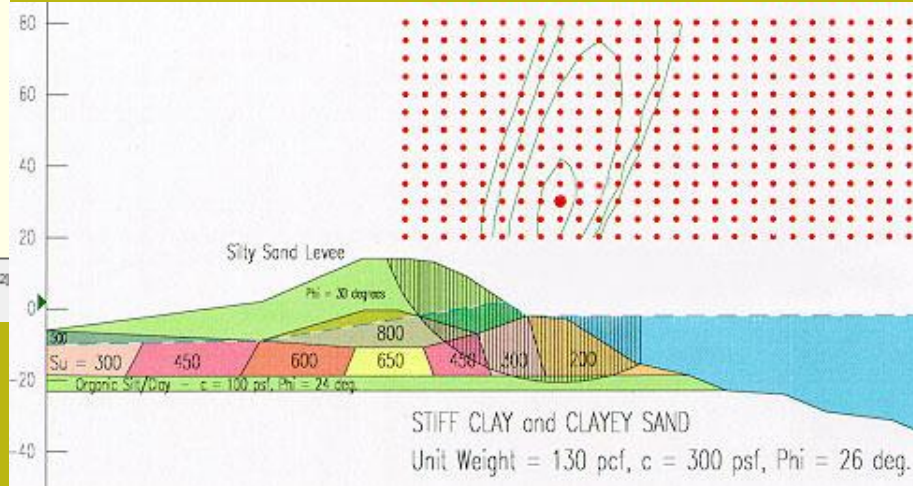
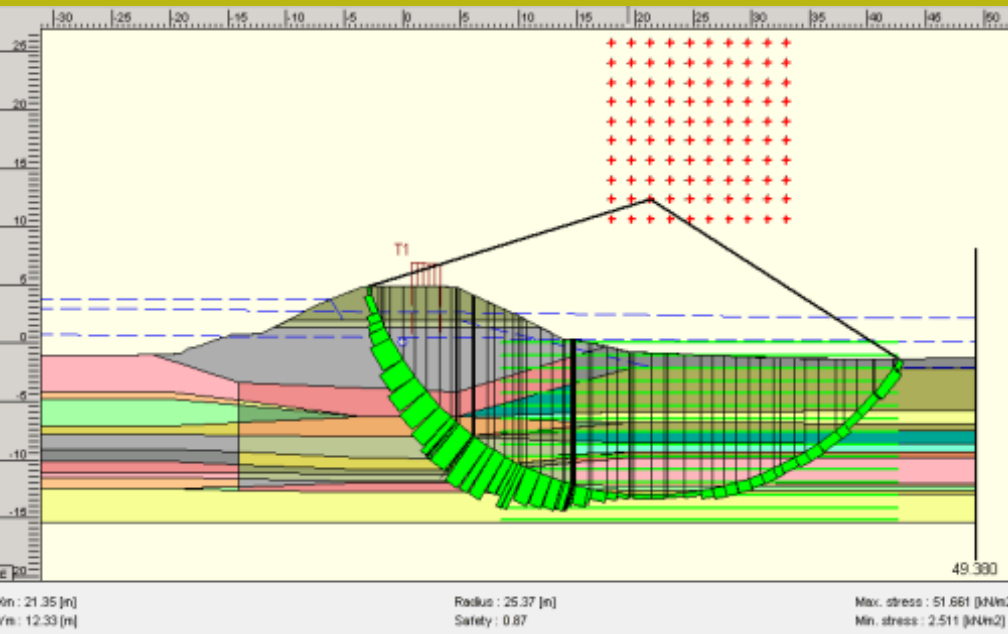
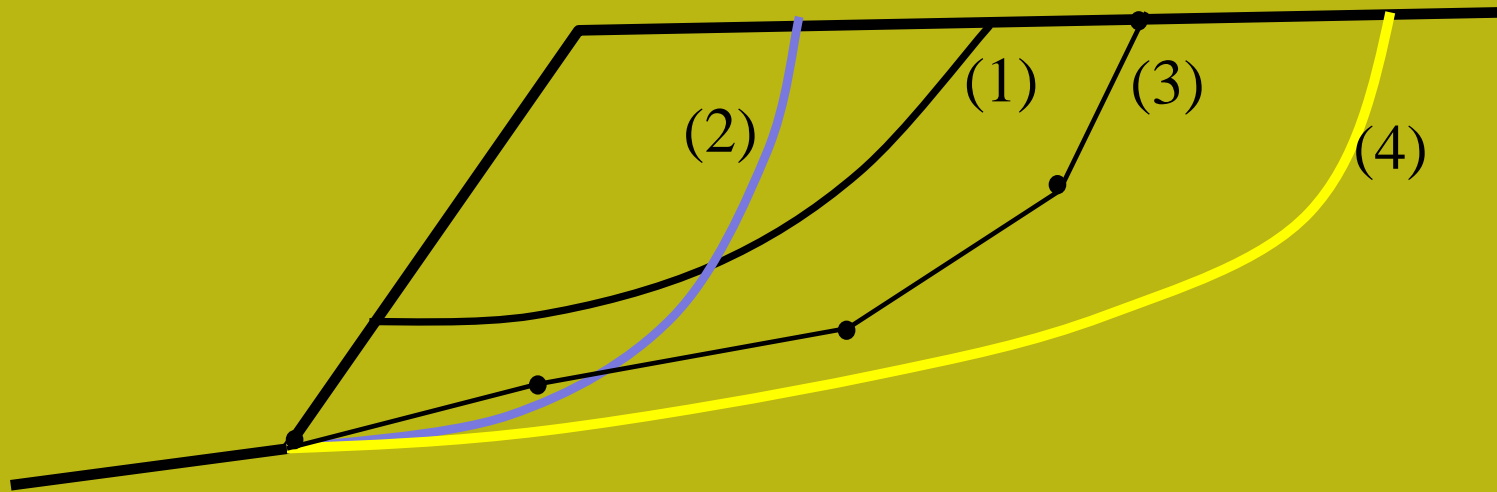




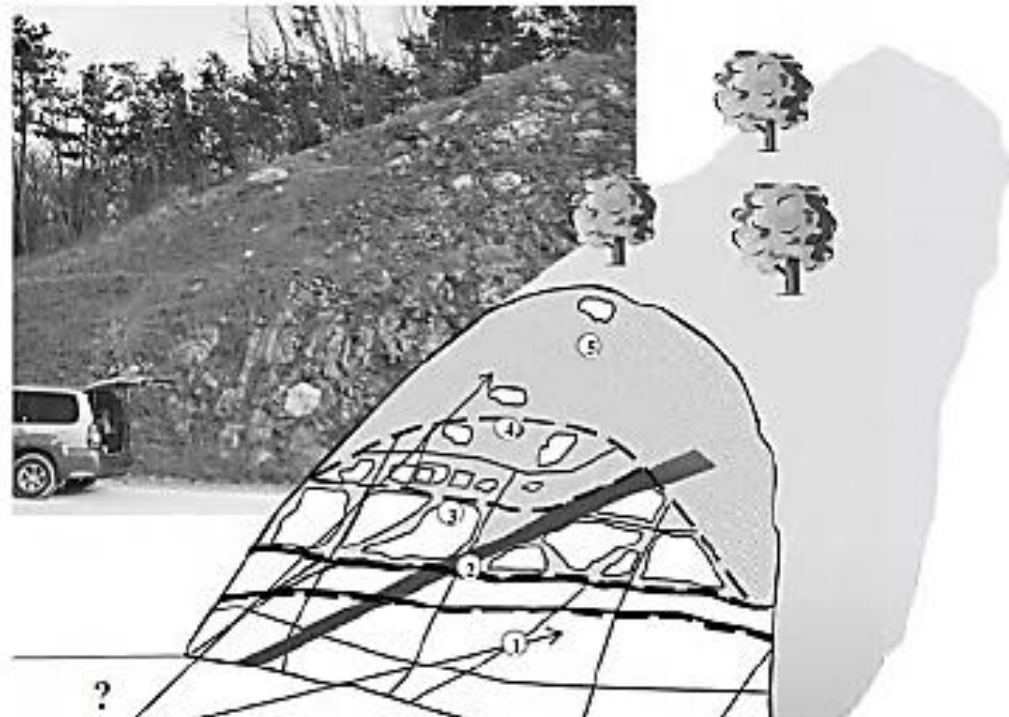
Fig. 2.2. Scivolamenti: a) di traslazione; b) di rotazione; c) composti



Tipi di superfici generabili nel piano della sezione del pendio:

- (1) **Circolari** : definite da eq. Circonfrenza (arco di cerchio: centro e raggio)
- (2) **Spirali logaritmiche**: eq. Spirale logaritmica
- (3) **Generiche**: serie di punti (nodi) collegati da tratti rettilinei (SSAP)
- (4) **Generiche smussate**: superficie smussata interpolante serie di punti (SSAP).

Distinzione in sito di unita' geotecniche differenti



How to start to describe?

Stand back, split into zones or units by eye, then characterise each one separately.

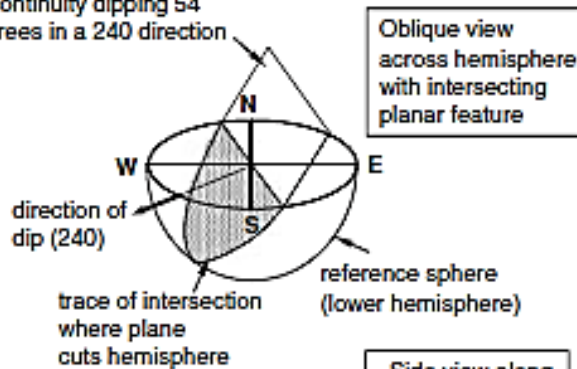
During characterisation, on close examination you might well need to refine or change your original differentiation. Might split on:

- geology (dykes/sills separately)
- colour
- degree of weathering
- percentage of included boulders
- jointing style
- perceived hazards

Da Hencher (2007)

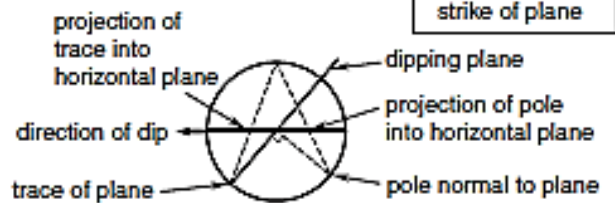
discontinuity dipping 54 degrees in a 240 direction

(a)



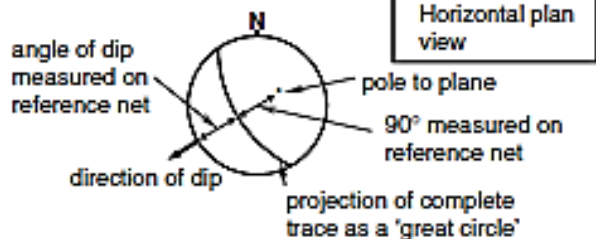
Side view along strike of plane

(b)



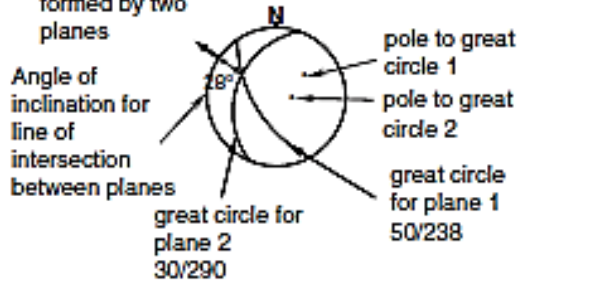
Horizontal plan view

(c)

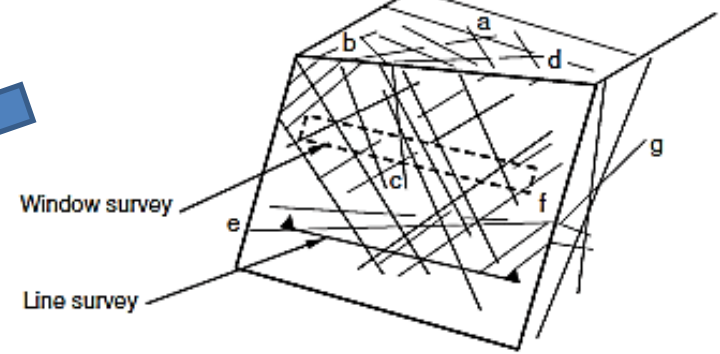


Sliding direction for a wedge formed by two planes

(d)

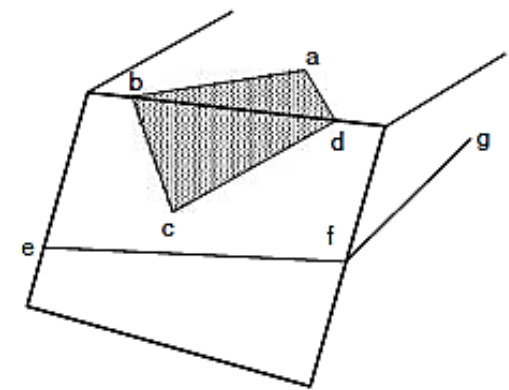


SYSTEMATIC



Data collected systematically for all discontinuities intersected along line of survey or within window

SUBJECTIVE



Potential for wedge and planar failures identified in field and data collected specifically for those adverse joints

Da Hencher (2007)

Analisi strutturale di un ammasso roccioso

Figure 5.12
Options for slope
stability analysis.
After Hencher &
McNicholl, 1995.

**Complessita' stratigrafica
e geomeccanica**
Influenza di eterogeneita' e
discontinuita'

Option	Schematic diagram	Approach for defining parameters and analysis
1. Treat as uniform (continuum)		<ul style="list-style-type: none"> parameters from laboratory or <i>in situ</i> tests taken to be representative of zone
2. Treat as uniform but weakened by discontinuities (continuum)		<ul style="list-style-type: none"> allowance made for influence (but not control) of discontinuities on mass properties (e.g. Hoek-Brown)
3. Treat as heterogeneous (continuum)		<ul style="list-style-type: none"> consideration given to influence of strong inclusions with deviated failure paths
4. Treat as discontinuous due to structural control		<ul style="list-style-type: none"> discontinuity controlled

Da Hencher (2007)

Complessita' stratigrafica e geomeccanica

Influenza di eterogeneita' e discontinuita'

SHALLOW

May be controlled by discontinuity pattern or material deterioration. Often triggered by rainfall, vegetation jacking or vibration



Da Hencher (2007)

STRUCTURAL

Failure geometry follows pattern of geological discontinuities

planar



complex



topple

wedge



DEEP-SEATED NON-STRUCTURAL

Rock mass is weakened by discontinuities even though they do not fully define the failure geometry



Options for assessing rock mass strength include:

- Rock Mass Rating RMR
- GSI (Hoek-Brown)
- Hack SSPC (Hack, 1998)

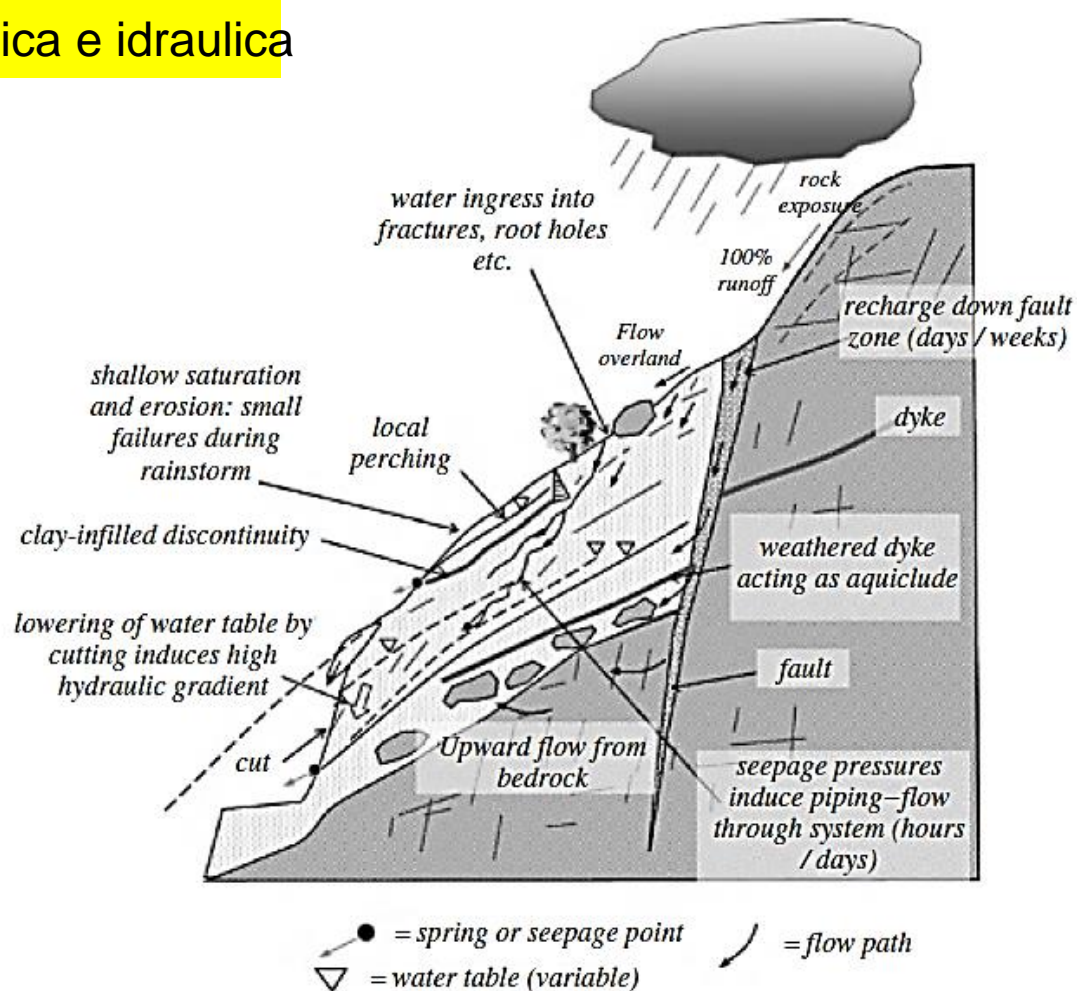
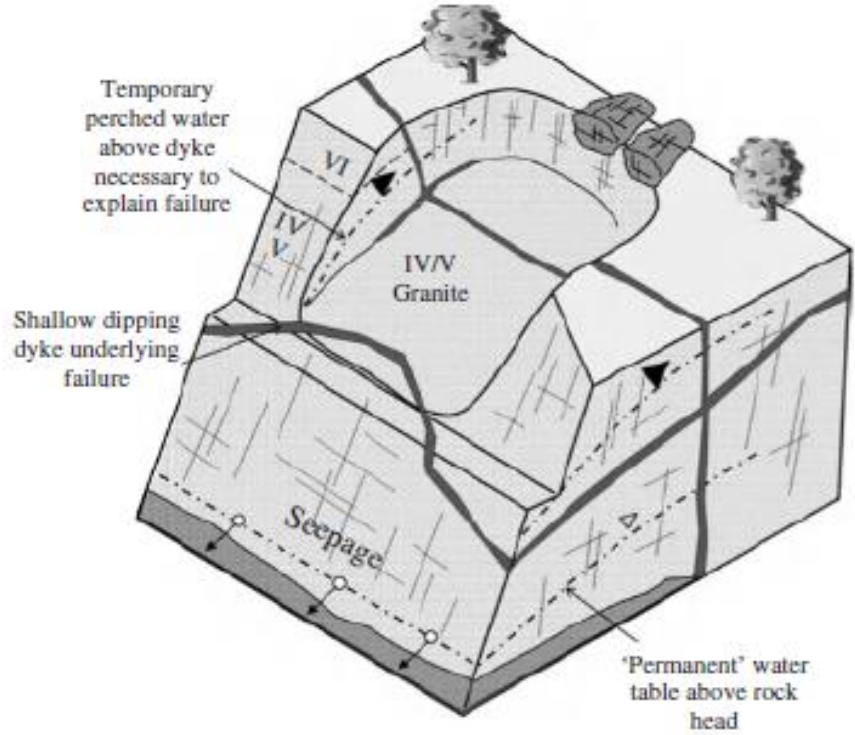
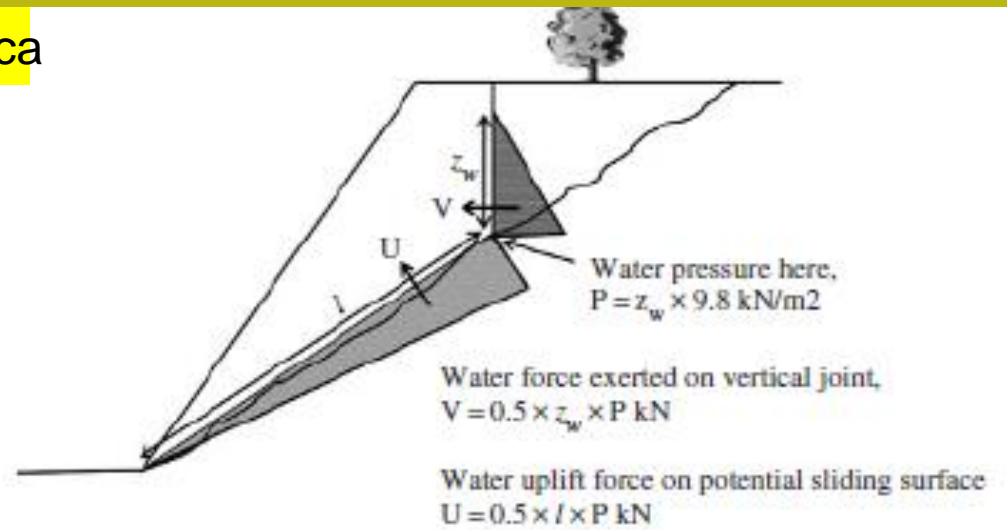


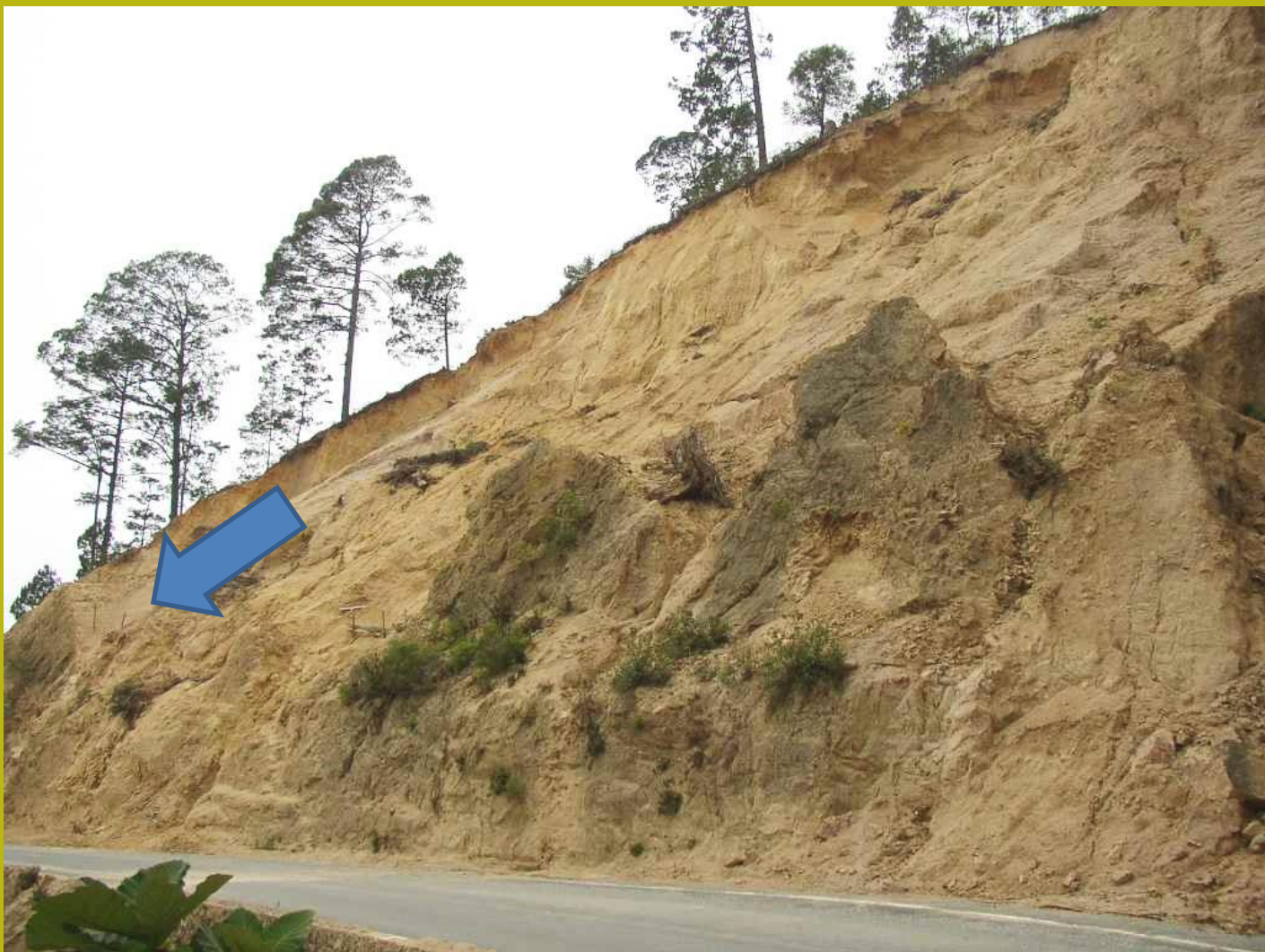
Figure 3.56 Schematic model of water runoff, inflow and throughflow in weathered profile. Note the importance of minor geological features such as dykes, clay-infilled joints or simple permeability contrasts in the profile and the development of natural pipes. In rock, water flow will be controlled by joints and specific channels along those joints. There is often a zone of more highly fractured rock just below rockhead with preferential flow and sometimes upward flow into overlying soil profile (Hencher, 2010).

Da Hencher(2010)

Complessita' idrologica e idraulica

Da Hencher (2007)

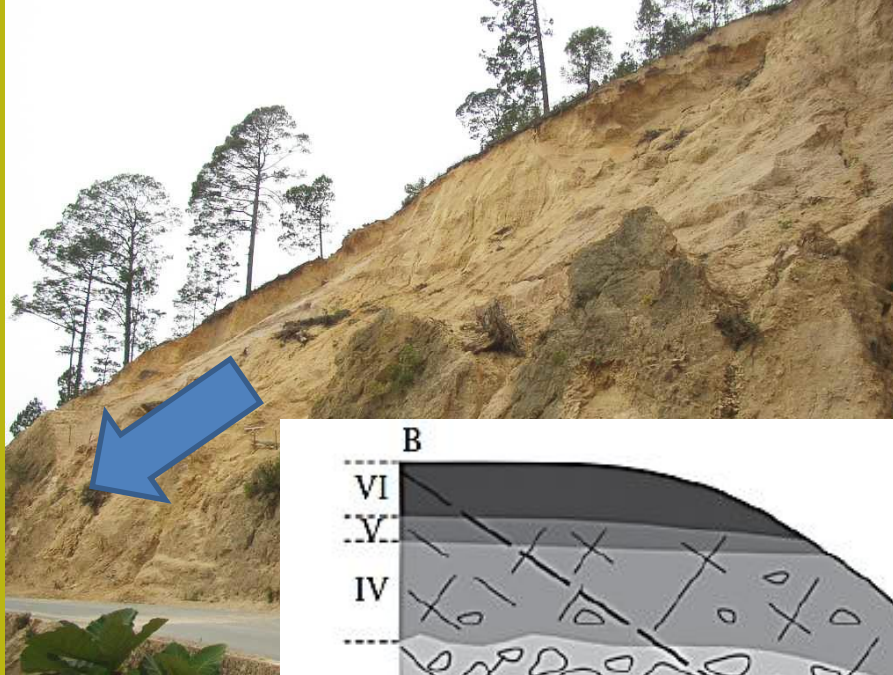




Granito rosa

molto alterato nei primi 4 metri (*saprolite*)

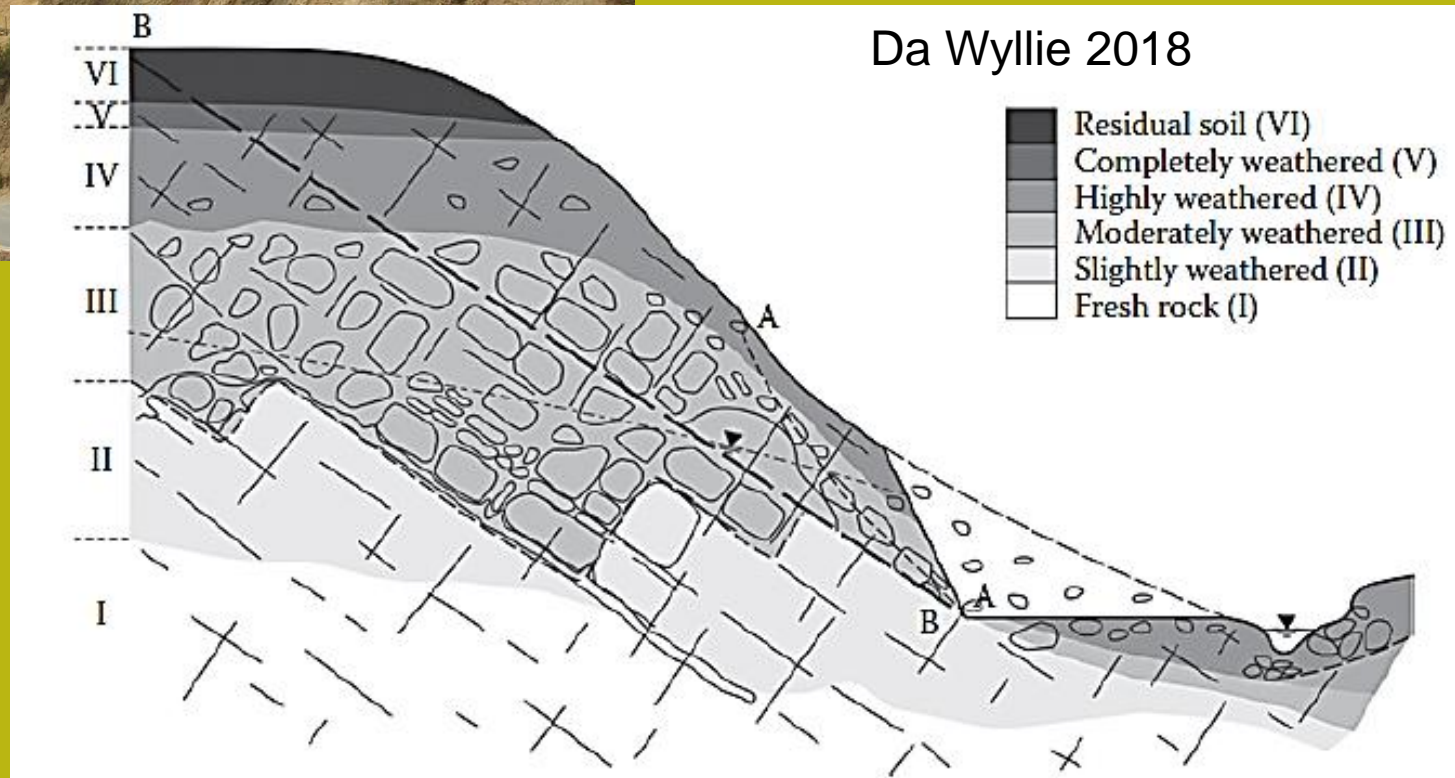
Chiapas occidentale, Mexico Foto L. Borselli 2004



Processo di alterazione superficiale
E stabilita' dei pendii..



Da Wyllie 2018



Granito rosa molto alterato nei primi 4 metri (*saprolite*)
Chiapas occidentale, Mexico Foto L. Borselli 2004

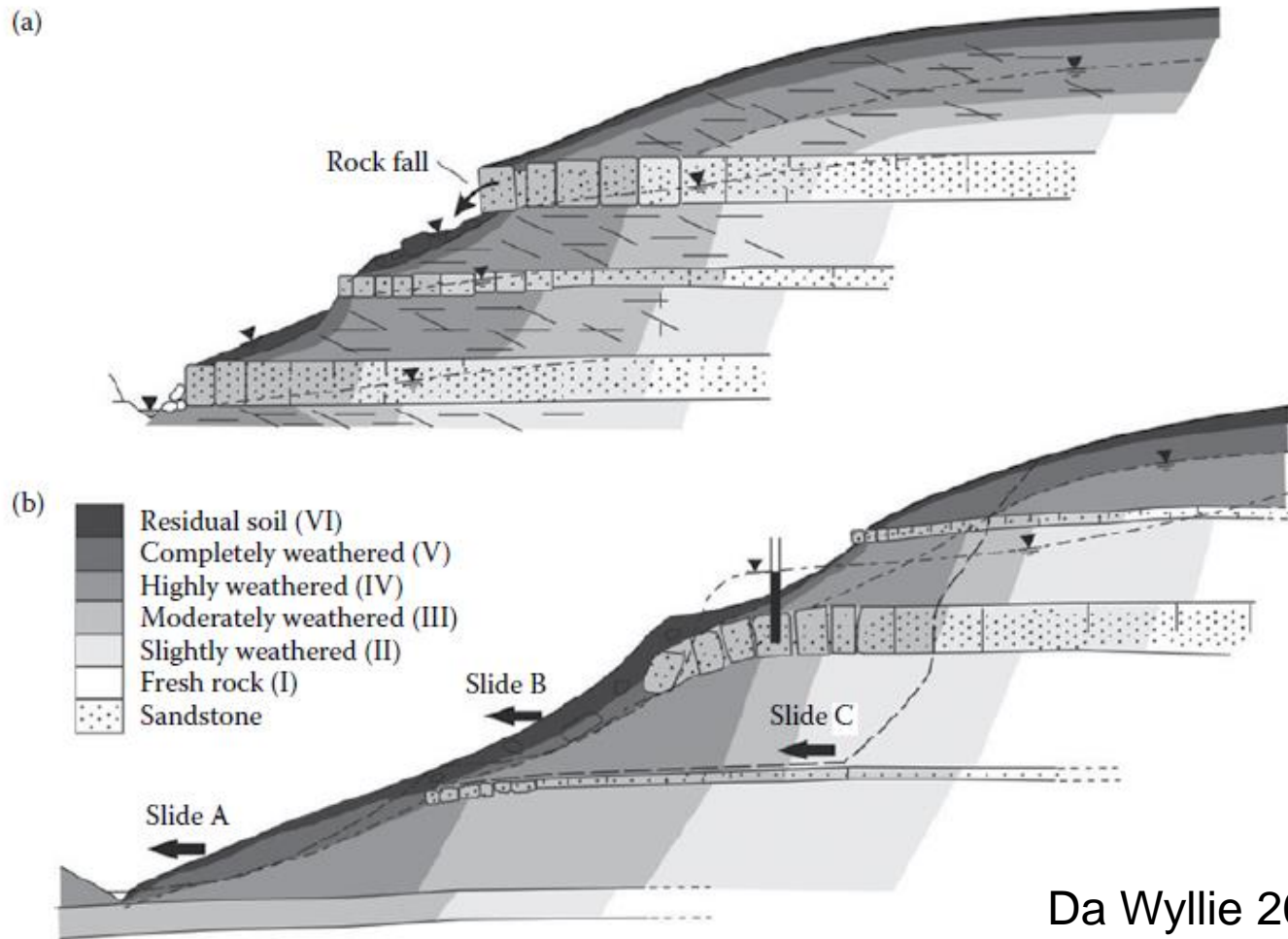


Figure 3.12 Typical slope in interbedded sandstone and shale with colluvium deposits at surface; (a) ground water flow concentrated in higher conductivity sandstone beds and (b) typical types of slope instability (Deere and Patton, 1971).

Processo di alterazione superficiale
E stabilita' dei pendii..



Ignimbriti consolidate

Vulcaniti stratificate

Argilliti sabbiose plioceniche

Ruolo combinato di proprietà geomeccaniche e processi geomorfologici

Modello del pendio : Molti criteri di rottura possibili, tra cui:

Criterio di rottura lineare Mohr-Coulomb (terreni sciolti):

- **Tensioni efficaci** ϕ', c'
- **Tensioni Totali** - C_u (resistenza al taglio cond. non drenate)

Criterio di rottura Non Lineare generalizzato, Hoek & et al. (2002,2006)
(*ammassi rocciosi fratturati* - dominio isotropo - CONTINUO)

- **Tensioni efficaci** - ϕ', c' **equivalenti** calcolati a partire da parametri geomeccanici ammasso roccioso (GSI, UCS, m_i, D)

Criterio di rottura Non Lineare, Barton Bandis (1990) (discontinuita' in *ammassi rocciosi* - dominio anisotropo - DISCONTINUO)

- **Tensioni efficaci** - ϕ', c' **equivalenti** sulla discontinuita' calcolati a partire da parametri geomeccanici ammasso roccioso ($J_{rc}, UCS, \beta, L \dots etc.$)

Criterio di rottura Lineare per Liquefazione dinamica e statica , Olson e stark (2003)

- **Tensioni Totali** - C_u (equivalenti con non drenate , res . Al taglio post-liquefazione totale)
- **Tensioni efficaci** - ϕ', c' (in caso di Liquefazione parziale, con incremento U_0)

Applicazioni in ammassi rocciosi fratturati e rocce tenere e uso del criterio di rottura GSI di Hoek & Brown (2002,2006) +JRC Barton Bandis (1990), Barton (2013)



Uno dei principi base della meccanica delle rocce è che la resistenza meccanica di un ammasso roccioso nel suo insieme è generalmente più bassa rispetto a quello degli elementi di roccia intatta che lo compongono.

La resistenza meccanica complessiva è infatti funzione della resistenza meccanica degli elementi di roccia intatta e di una serie di caratteristiche dell'ammasso: presenza e distribuzione di **fessure e giunti**; **effetti di disturbo esterni** quali scavi, trivellazione e uso di esplosivi; variabilità delle caratteristiche dell'ammasso alla scala dell'affioramento, indotta da **discontinuità litologiche e strutturali**: **bande di alterazione e fasce milonitiche/cataclastiche**, **sistemi di faglie**, alternanze con litologie diverse in formazioni in **facies di flysch**.

Figure 5.12
Options for slope stability analysis.
After Hencher & McNicholl, 1995.

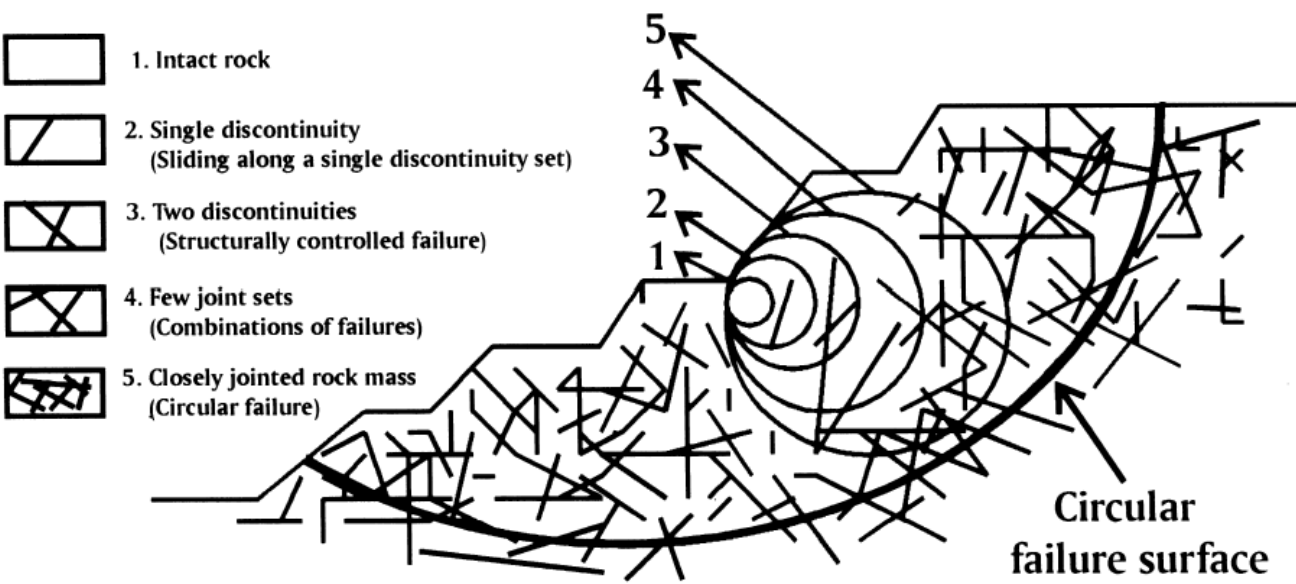
Option	Schematic diagram	Approach for defining parameters and analysis
1. Treat as uniform (continuum)		<ul style="list-style-type: none"> parameters from laboratory or <i>in situ</i> tests taken to be representative of zone
2. Treat as uniform but weakened by discontinuities (continuum)		<ul style="list-style-type: none"> allowance made for influence (but not control) of discontinuities on mass properties (e.g. Hoek-Brown)
3. Treat as heterogeneous (continuum)		<ul style="list-style-type: none"> consideration given to influence of strong inclusions with deviated failure paths
4. Treat as discontinuous due to structural control		<ul style="list-style-type: none"> discontinuity controlled

GSI →

GSI →

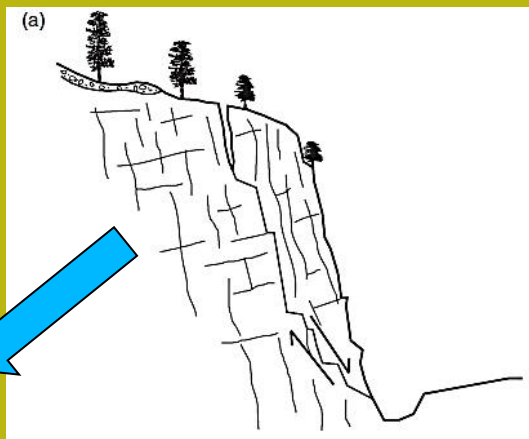
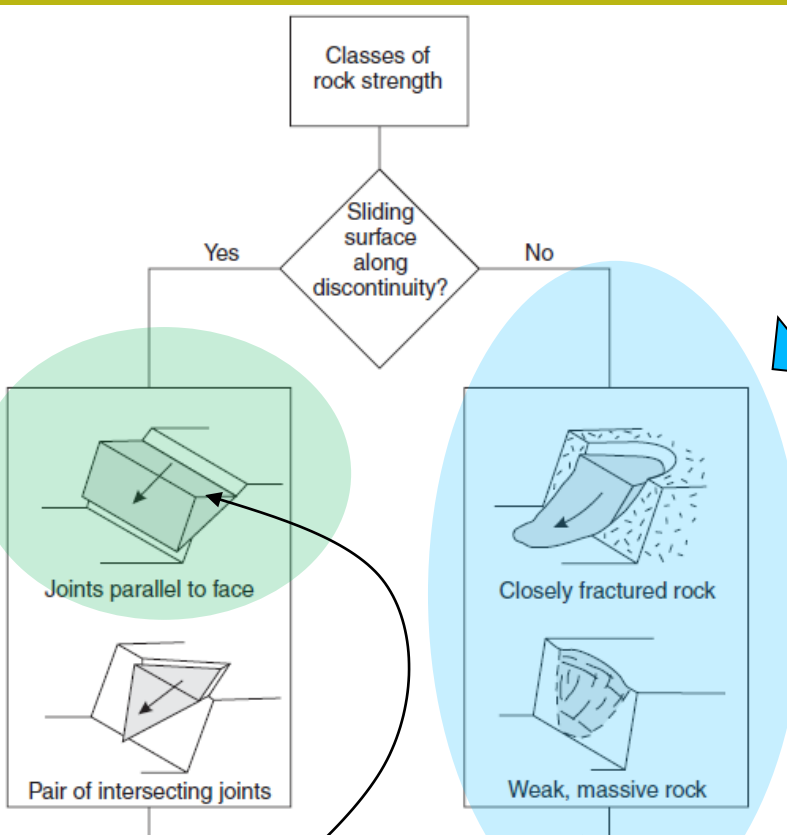
GSI+JRC →

Complessita' stratigrafica e geomeccanica
Influenza di eterogeneita' e discontinuita'



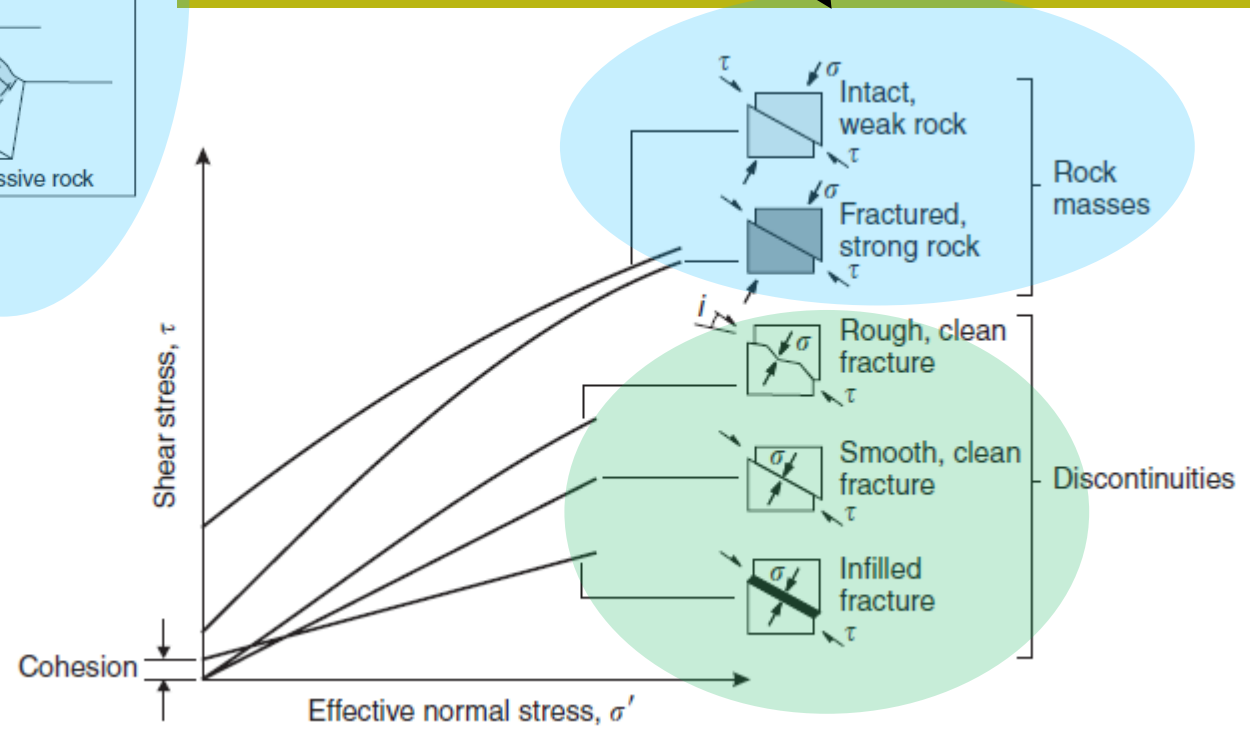
da Sonmez et al. (1998)

prendendo in esame una dimensione di ammasso preogressivamente maggiore le singole discontinuità diventano meno importanti per la stabilità locale e diventano prevalenti la loro distribuzione e densità nell'indebolire le caratteristiche meccaniche generali. In questo caso eventuali superfici di scivolamento potranno realizzarsi parzialmente, e localmente, anche in modo parallelo a discontinuità presenti ma in generale tagliando eventuali ponti di roccia



SAAP si applica anche In questo caso

Metodo GSI in SSAP: ambito di applicazione



RMR (Bieniawski 1989)

Categorías de la clasificación

R.M.R.	Descripción del macizo rocoso	Clase
Suma de los puntajes obtenidos de las tablas anteriores		
81 - 100	Muy bueno	I
61 - 80	Bueno	II
41 - 60	Medio	III
21 - 40	Malo	IV
0 - 20	Muy malo	V

Características resistentes del macizo rocoso

Clase (R.M.R.)	c [Kpa]	ϕ °	t sin soporte
I (81 - 100)	> 400	> 45	20 años, luz de 15m
II (61 - 80)	300 - 400	35 - 45	1 año, luz de 10m
III (41 - 60)	200 - 300	25 - 35	1 semana, luz 5 m
IV (21 - 40)	100 - 200	15 - 25	10 hs., luz 2.50 m
V (0 - 20)	< 100	< 15	30 min, luz 1m

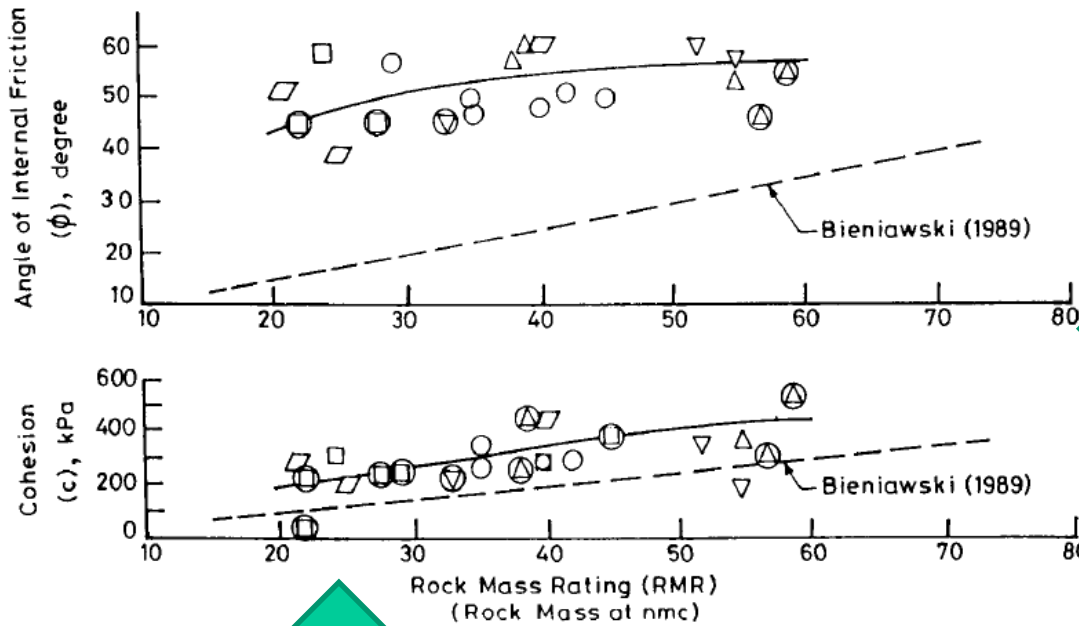


**Si puo' usare in SSAP
Ma non e' consigliabile..**

c'

ϕ

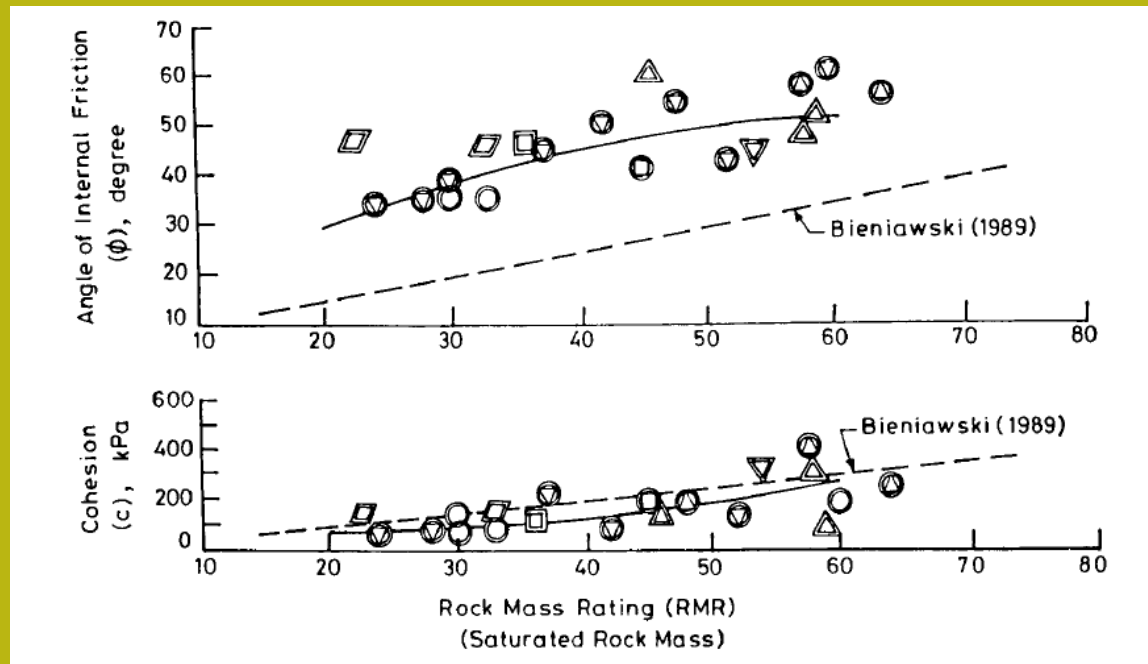
**Comparazione valori tavola
beniawski (RMR) e
E dati sperimentali resistenza
al taglio in sito**



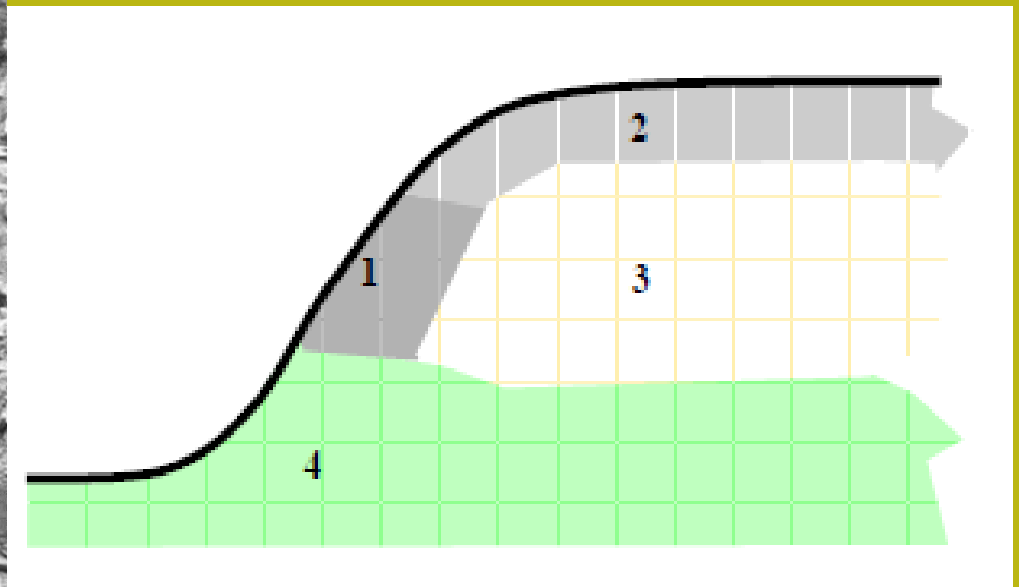
**In ammasso ricciosi non saturi e
saturi**

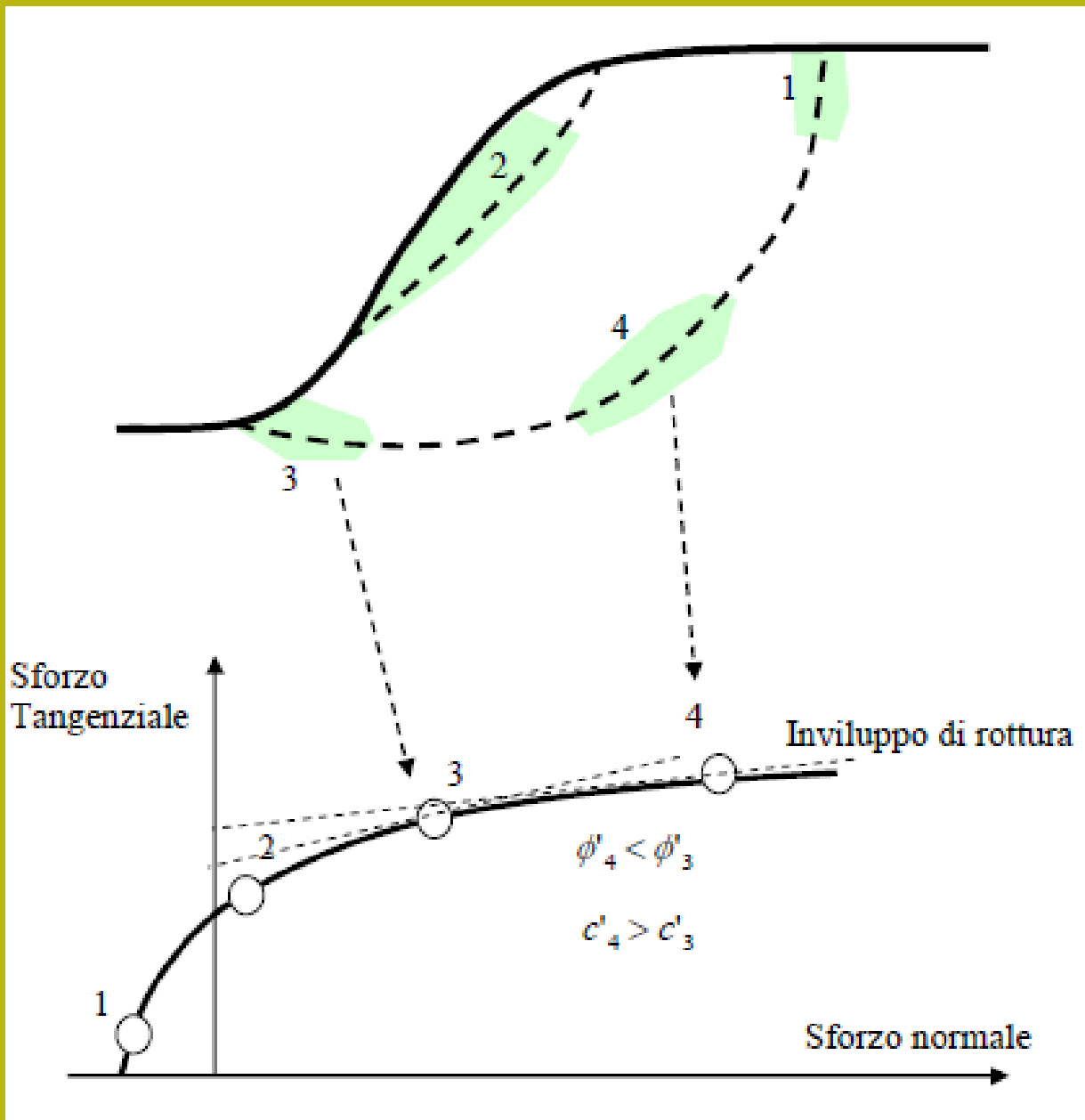
Mehrotra, 1993

**I valori della tavola
Beniawski (RMR)
sottostimano di
molto l'angolo di
frizione interna
E talvolta anche un
poco la coesione
dell'intero
ammasso**



Con la caratterizzazione di un ammasso mediante il metodo di Hoek è implicito assumere che esso venga considerato un mezzo omogeneo e isotropo. Nella realtà in un ammasso, anche se omogeneo dal punto di vista della litologia, possono esistere zone con caratteristiche di alterazione o caratterizzazione delle discontinuità diverse. In questo caso il metodo va applicata dopo aver suddiviso l'ammasso stesso in unità strutturali e meccaniche diverse che vengono poi, al loro interno assunte omogenee.





Una delle caratteristiche del criterio di rottura di Hoek è che esso definisce, per l'ammasso nel suo insieme, un involucro di rottura curvo all'interno del diagramma degli sforzi normali e tangenziali

Per l'applicazione del criterio di rottura di Hoek et al (2002), anche detto "sistema/metodo GSI", è necessario determinare o stimare per l'ammasso quattro parametri di base:

1. La resistenza a compressione uniassiale σ_{ci} (Mpa) degli elementi di roccia intatta, valutata solitamente mediante prove Point Load o assimilate.
2. L'indice geologico di resistenza GSI (adimensionale) che sintetizza le caratteristiche strutturali essenziali dell'ammasso.
3. La costante litologica m_i (adimensionale) che dipende dalla litologia dell'ammasso ed è stimabile da apposite tabelle.
4. Il fattore di disturbo D (adimensionale) che variando da 0 a 1 rappresenta il grado di disturbo indotto da operazioni di scavo meccanico o esplosivi.

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}} \right]$$

Phi'

$$c' = \frac{\sigma_{ci} \left[(1+2a)s + (1-a)m_b \sigma'_{3n} \right] (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \left(6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1} \right) / ((1+a)(2+a))}}$$

C'

GSI: determinazione parametri equivalente locali resistenza al taglio

Dove:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)$$

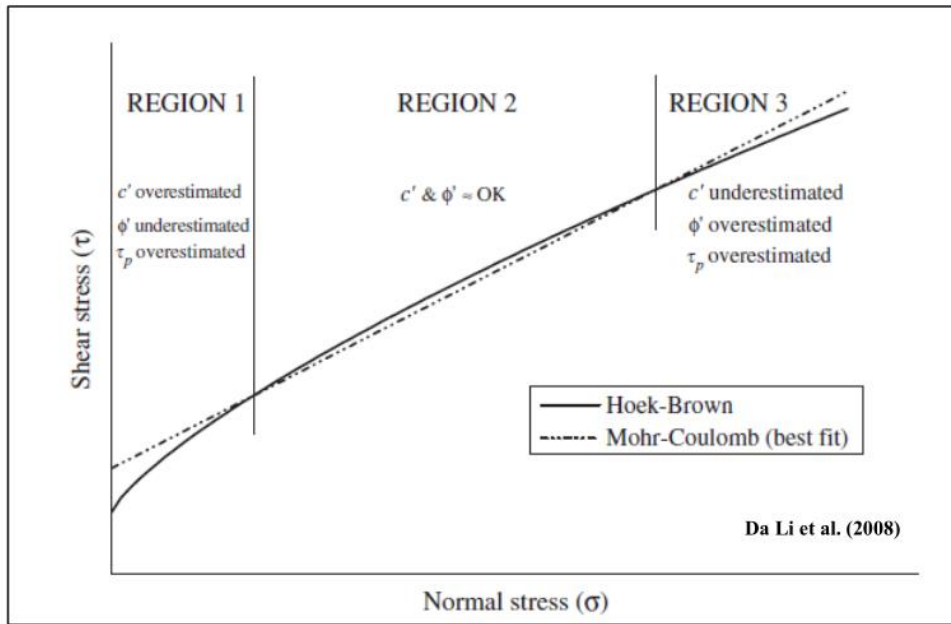
$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right)$$

$$\sigma_{3n} = \sigma'_{3\max} / \sigma_{ci}$$

$$\frac{\sigma'_{3\max}}{\sigma'_{cm}} = 0.72 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.91}$$

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \cdot \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s))(m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)}$$



Il metodo di Hoek et al 2002 di linearizzazione locale (mediante best fit) dell'involuppo sigma /tau e' molto impreciso, secondo diversi autori: Carranza-Torres(2004), Brown (2008).

Pero' esistono valide alternative.. numeriche e semianalitiche efficienti

Dalla versione SSAP 4.9.2 abbiamo Piu' efficienti alternative per calcolare i valori c' e ϕ' , lungo l'involuppo di rottura curvo del criterio HB generalizzato. (GHB)

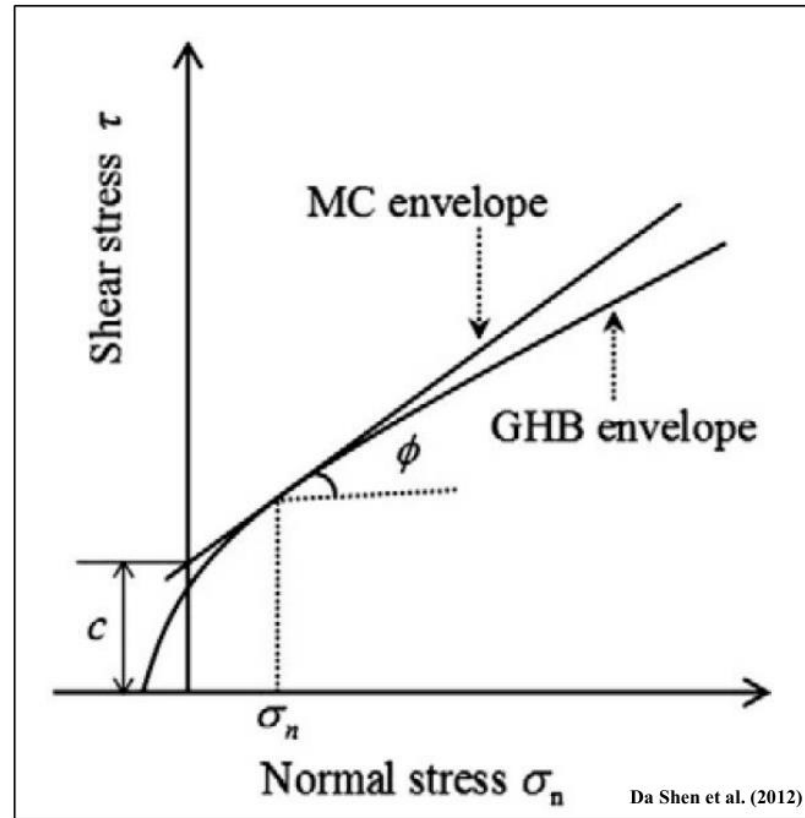








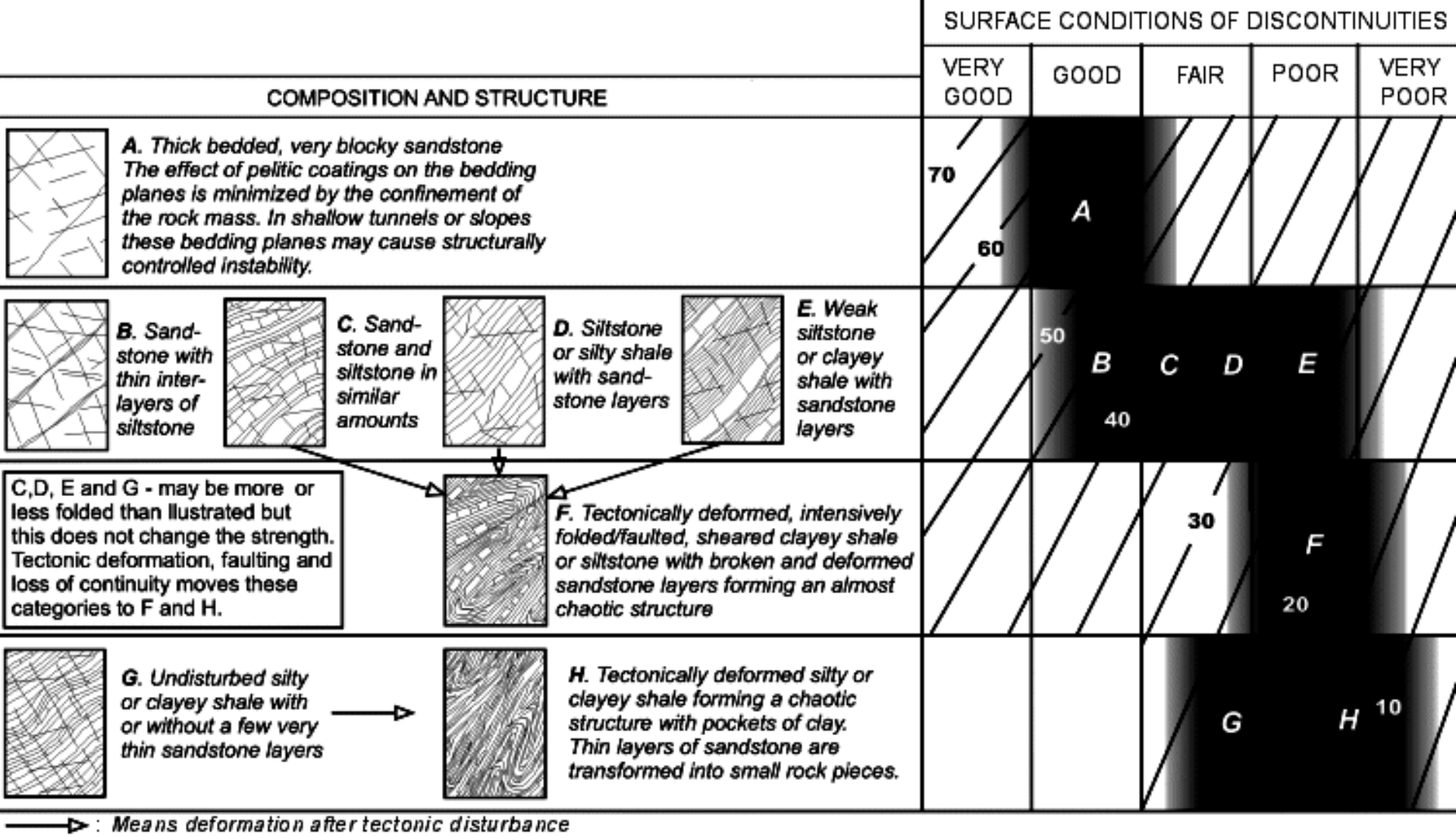
Tabella D.1

N. Metodo	Nome	Tipo di metodo	Rif. bibliografico
1	Carranza-Torres	Numerico	Carranza-Torres(2004)
2	Lei et al.	Numerico	Lei et al.(2016)
3	Lee & Petruszczak	Semi-analitico	Lee & Petruszczak (2017)

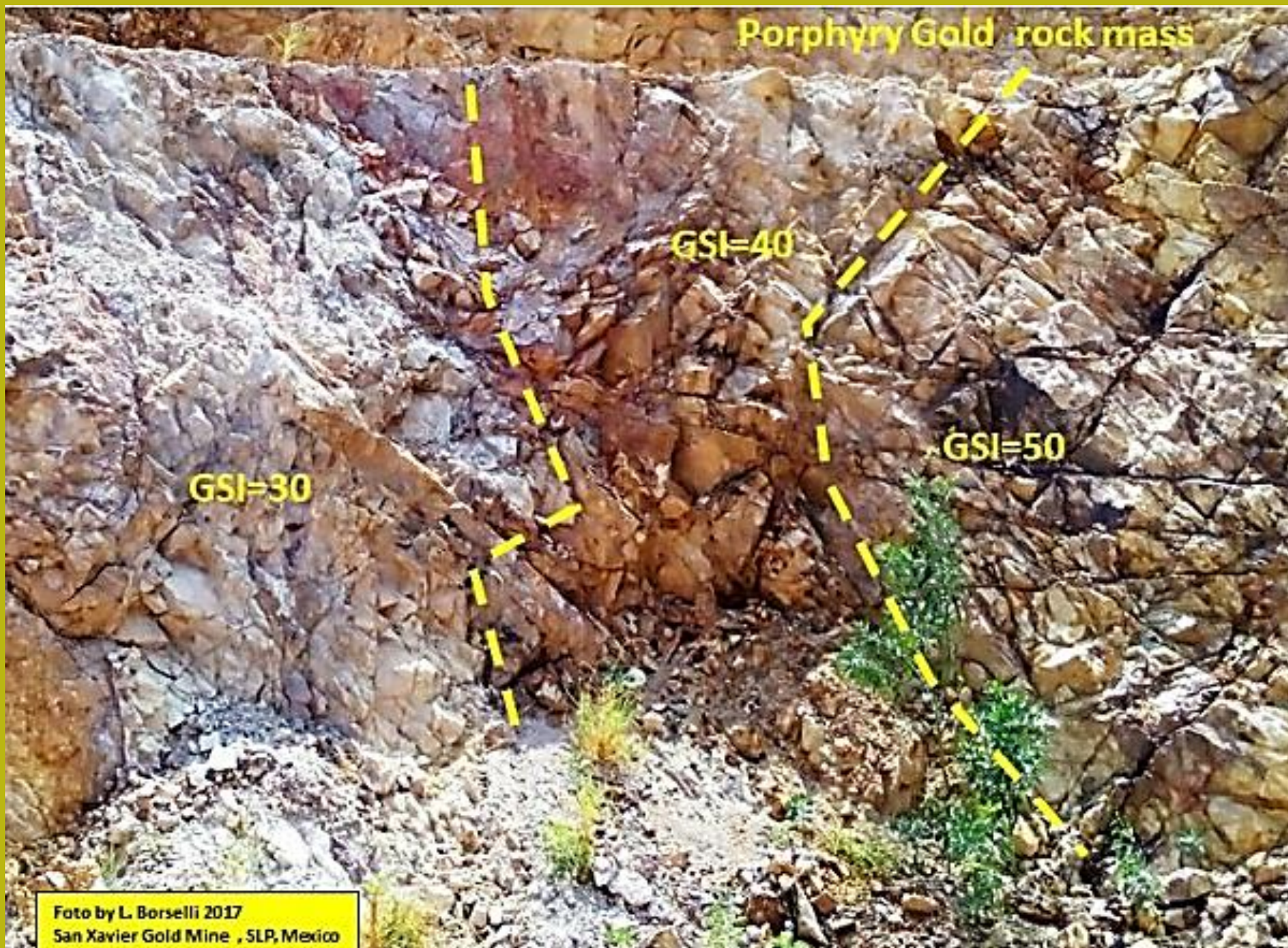
		SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70			
	VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60			
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			50		
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces				40	
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes					30
						20
						10
		N/A	N/A			

DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES

Da software ROCKLAB



Da
software ROCKLAB





Hoek-Brown Classification

sigci 30 MPa

GSI 50

mi 10

D 0

Ei 12000 MPa

MR

Hoek-Brown Criterion

mb 1.677

s 0.0039

a 0.506

Failure Envelope Range

Application: General

sig3max 7.5000 MPa

Mohr-Coulomb Fit

c 1.494 MPa

phi 30.52 deg

Rock Mass Parameters

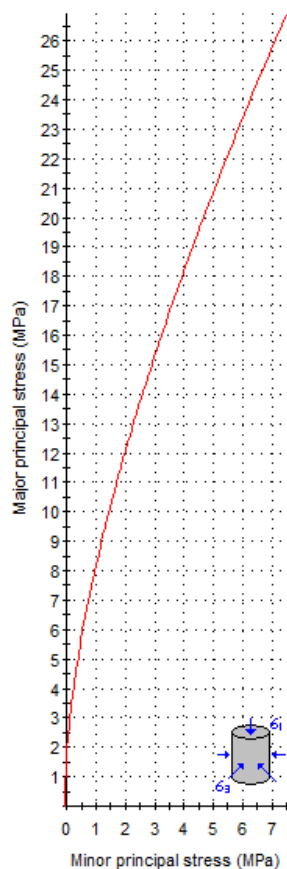
sigt -0.069 MPa

sigc 1.807 MPa

sigcm 5.230 MPa

Erm 3686.23 MPa

Copy Data



Analysis of Rock Strength using RocLab

Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength (sigci) = 30 MPa
 GSI = 50 mi = 10 Disturbance factor (D) = 0
 intact modulus (Ei) = 12000 MPa

Hoek-Brown Criterion

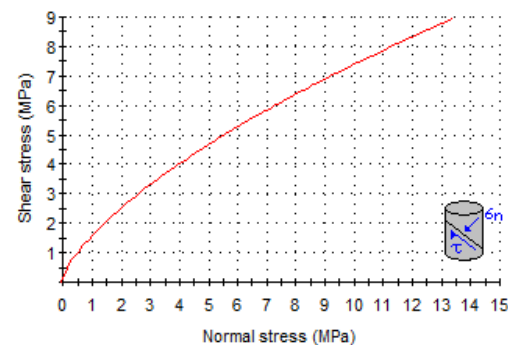
mb = 1.677 s = 0.0039 a = 0.506

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 1.494 MPa friction angle = 30.52 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.069 MPa
 uniaxial compressive strength = 1.807 MPa
 global strength = 5.230 MPa
 deformation modulus = 3686.23 MPa



Roclab 1.0 software (ora non piu' freeware) da:
rocscience.com

www.roozbehgm.com/codes/ormas/ormas.html

ORMAS V1.0: Online Rock Mass Strength

by [Roozbeh Geraili Mikola, Ph.D., PE](#), based on Generalized Hoek-Brown Criterion

Visit [this page](#) for additional free programs and software

Unit:
Stress Unit: Magapascals (MPa)

Input Parameters:

sigci	30	MPa	+	Application	Slope	▼
GSI	50		+	sig3max	0.2280	MPa
mi	10		+	Unit Weight	0.0240	MN/m ³
D	0		+	Slope Depth	10	m
Ei	12000	MPa	+			

Hoek-Brown Criterion:

mb	1.6768
s	0.0039
a	0.5057

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

Rock Mass Parameters:

sigt	-0.0692	MPa	c	0.2532	MPa
sigc	1.8068	MPa	phi	56.76	deg
sigcm	5.2300	MPa			
Erm	3686.23	MPa			

Events:

Default Report Help Disclaimer About

Input Parameters

Intact Uni. Comp. Strength (sigci)=30 MPa
GSI=50, mi=10, Disturbance Factor (D)=0
Intact Elastic Modulus (Ei)=12000 MPa

Hoek-Brown Criterion

mb=1.6768, s=0.0039, a=0.5057

Mohr-Coulomb Fit

Cohesion (c)=0.2532 MPa, Friction Angle (phi)=56.76deg

Rock Mass Parameters

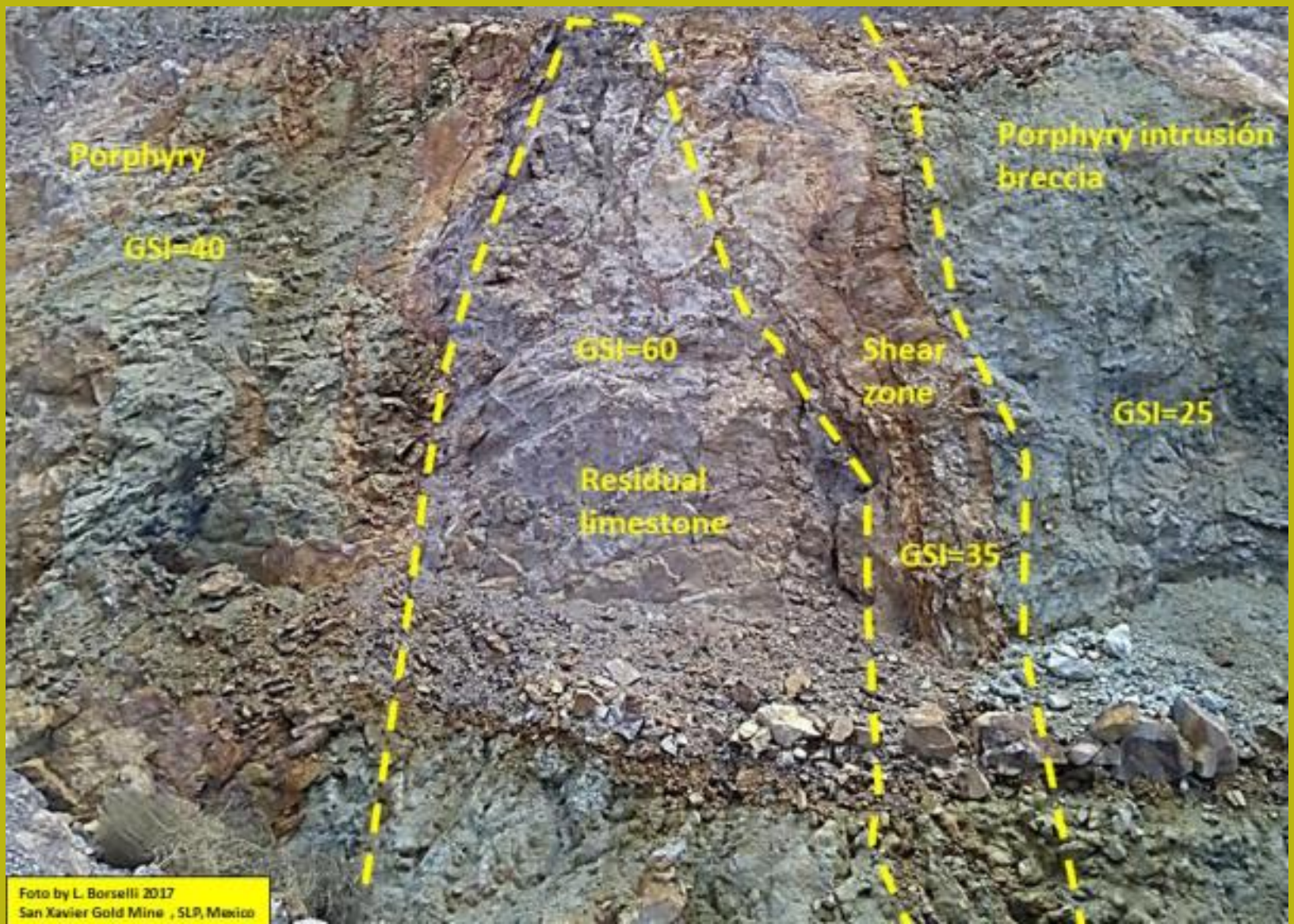
Tensile strength (sigt)=-0.0692 MPa
Uni. Comp. Strength (sigc)=1.8068 MPa
Global Strength (sigcm)=5.2300 MPa
Modulus of Deformation (Erm)=3686.23 MPa

Major and Minor Principal Stresses

Shear and Normal Stresses

Copyright ©2014 Roozbeh Geraili Mikola. All Right reserved

Una validissima alternativa (free.. Se avete la pazienza di tollerare le pubblicita'..) **ORMAS 1.0**
<http://www.roozbehgm.com/codes/ormas/ormas.html>



Porphyry

GSI=40

Porphyry intrusión
breccia

GSI=60

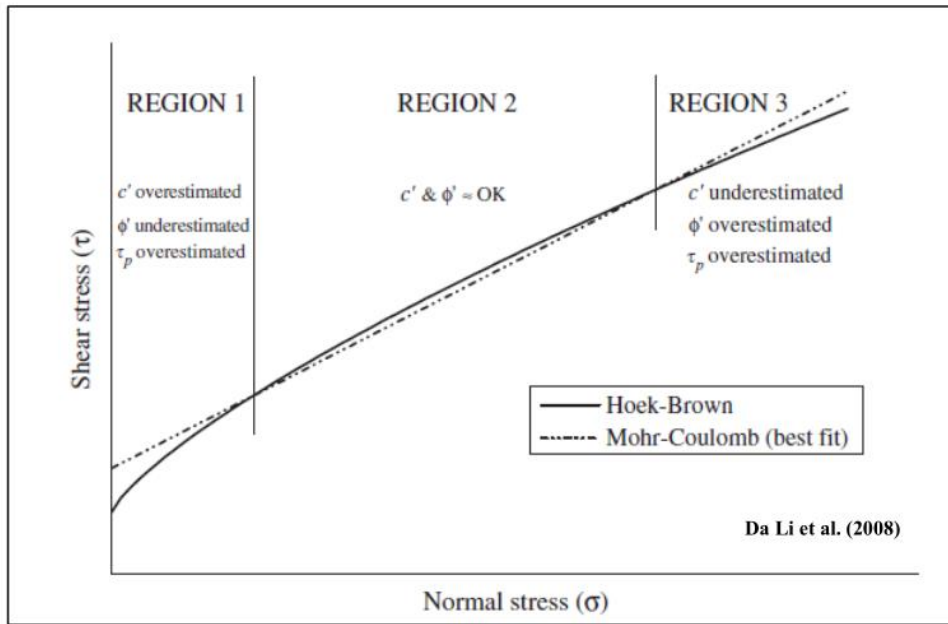
Shear
zone

GSI=25

Residual
limestone

GSI=35

Foto by L. Borselli 2017
San Xavier Gold Mine , SLP, Mexico

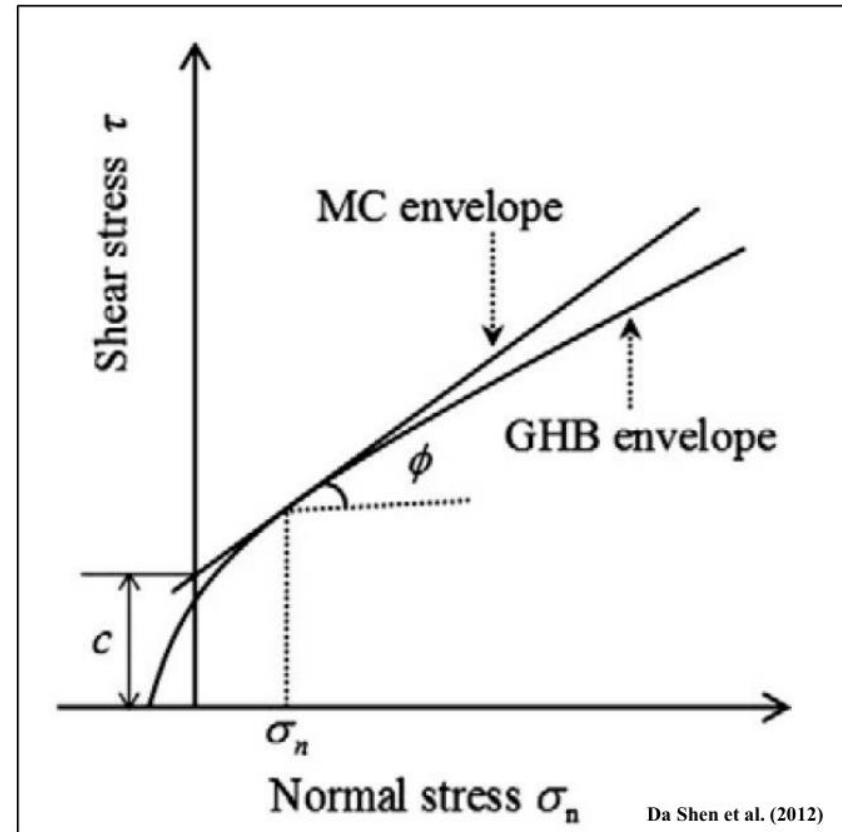


Il metodo di hoek et al 2002 di linearizzazione locale (mediante best fit) dell'involuppo sigma /tau e' molto impreciso, secondo diversi autori :Carranza-Torres(2004), Brown (2008) Pero' esistono valiede alternative numeriche e seminalitiche efficienti

Dall versione SSAP 4.9.2 abbiamo Tre delle piu effienti alternative per calcolare i valori c' e ϕ' lungo l'involuppo Di rottura del criterio HB generalizzato.

Tabella D.1

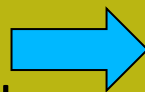
N. Metodo	Nome	Tipo di metodo	Rif. bibliografico
1	Carranza-Torres	Numerico	Carranza-Torres(2004)
2	Lei et al.	Numerico	Lei et al.(2016)
3	Lee & Petruszczak	Semi-analitico	Lee & Petruszczak (2017)



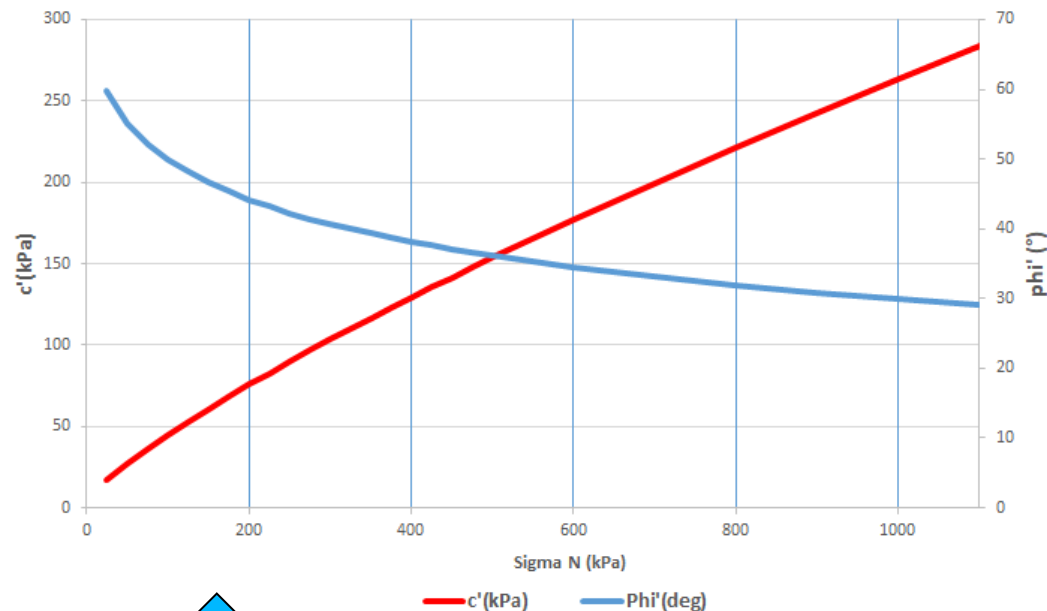
La unità *porphyry intrusion breccia* è caratterizzato da $\sigma_{ci}=15$ (MPa); GSI =25; $m_i =22$;

D=0.5.

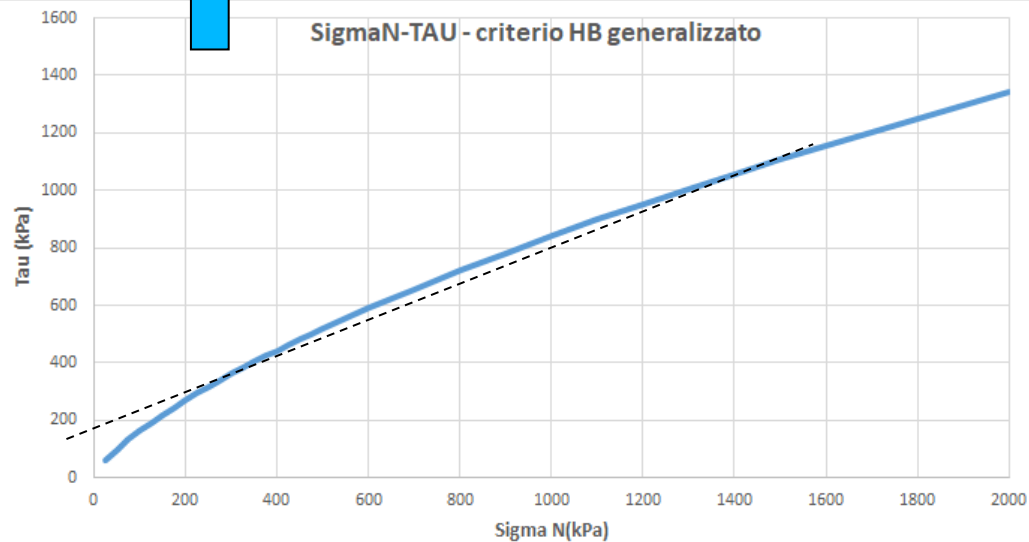
Si nota come i valori c' e ϕ' Equivalenti variano in modo rilevante in funzione dello stato tensionale che determina il valore locale di $\Sigma N'$ e del Valore della resistenza al taglio totale locale.



Criterio HB generalizzato



SigmaN-TAU - criterio HB generalizzato

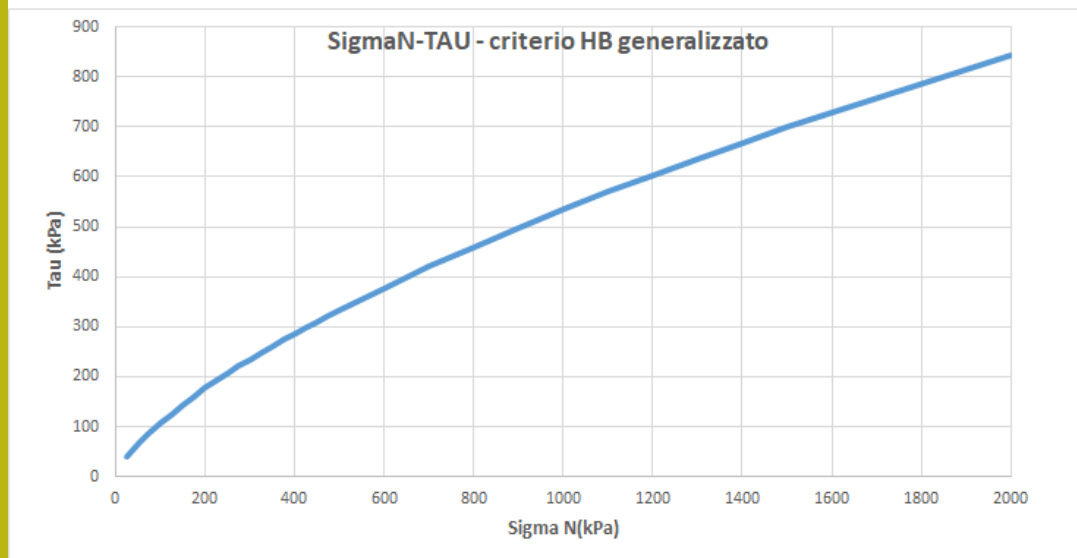
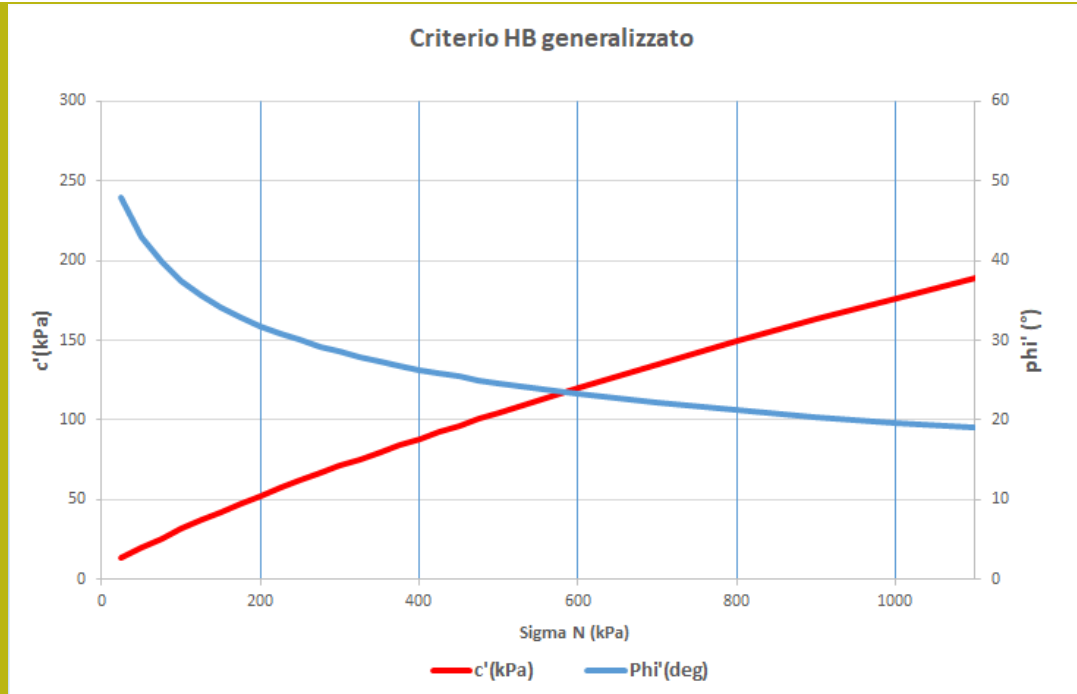


L'ammasso è caratterizzato da $\sigma_{ci}=30$ (Mpa); GSI =15; $m_i=8$; D=0.5.

Questo ammasso su flyshoidi ha un livello di disturbo piu elevto(GSI=15) ma una resistenza alla compressione uniassiale maggiore della roggia intatta

UCS=30MPa

Pero' come risultato abbiamo minori c' e ϕ_i'



Parametro m_i



Table 2: Values of the constant m_i for intact rock, by rock group⁴. Note that values in parenthesis are estimates. The range of values quoted for each material depends upon the granularity and interlocking of the crystal structure – the higher values being associated with tightly interlocked and more frictional characteristics.

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerates *	Sandstones 17 ± 4	Siltstones 7 ± 2	Claystones 4 ± 2
		Breccias *		Greywackes (18 ± 3)	Shales (6 ± 2) Marls (7 ± 2)	
	Non-Clastic	Carbonates	Crystalline Limestone (12 ± 3)	Sparitic Limestones (10 ± 2)	Micritic Limestones (9 ± 2)	Dolomites (9 ± 3)
		Evaporites		Gypsum 8 ± 2	Anhydrite 12 ± 2	
Organic					Chalk 7 ± 2	
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9 ± 3	Hornfels (19 ± 4) Metasandstone (19 ± 3)	Quartzites 20 ± 3	
	Slightly foliated		Migmatite (29 ± 3)	Amphibolites 26 ± 6	Gneiss 28 ± 5	
	Foliated**			Schists 12 ± 3	Phyllites (7 ± 3)	Slates 7 ± 4
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite 32 ± 3 Granodiorite (29 ± 3)	Diorite 25 ± 5		
		Dark	Gabbro 27 ± 3 Norite 20 ± 5	Dolerite (16 ± 5)		
	Hypabyssal			Porphyries (20 ± 5)	Diabase (15 ± 5)	Peridotite (25 ± 5)
	Volcanic	Lava		Rhyolite (25 ± 5) Andesite 25 ± 5	Dacite (25 ± 3) Basalt (25 ± 5)	
		Pyroclastic	Agglomerate (19 ± 3)	Breccia (19 ± 5)	Tuff (13 ± 5)	

* Conglomerates and breccias may present a wide range of m_i values depending on the nature of the cementing material and the degree of cementation, so they may range from values similar to sandstone, to values used for fine grained sediments (even under 10).

** These values are for intact rock specimens tested normal to bedding or foliation. The value of m_i will be significantly different if failure occurs along a weakness plane.

⁴ Note that this table contains several changes from previously published versions, These changes have been made to reflect data that has been accumulated from laboratory tests and the experience gained from discussions with geologists and engineering geologists.

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX (GSI) FOR HETEROGENEOUS ROCK MASSES SUCH AS FLYSCH

Chart modified and extended by V. Marinos from the P. Marinos & E. Hoek (2001) original one

Heterogeneous rockmasses are meant those with alternating layers of clearly different lithology types with significant differences in their strength properties. For flysch, a typical formation with heterogeneous rock masses, these alternations are consisting of sandstones and siltstones. Clay shales may be present. From a description of the lithology, structure and surface conditions of discontinuities (particularly of the bedding planes), choose a box in the chart. **The selection of the structure should be based on the tectonic disturbance (undisturbed, slightly disturbed, strongly disturbed - folded, desintegrated, sheared), the proportion of siltstones against sandstones and the expressed or not stratification inside the siltstone layers. In the type IV and V when the thickness of sandstone beds exceed 50cm an increase of the GSI value by 5 is suggested. From type IV and the following types, the stratification planes are perceptible inside the siltstone mass. Locate the position in the box that corresponds to the conditions and estimate the average value GSI from the contours.** The determination of the structure and the condition of discontinuities may range between two adjacent fields. Note that the Hoek - Brown criterion does not apply to structurally controlled failures. Where unfavourably oriented continuous weak planar discontinuities are present, these will dominate the behaviour of the rock mass. The strength of some rock masses is reduced by the presence of groundwater and this can be allowed for by a slight shift to the right in the columns for fair, poor and very poor conditions. Water pressure does not change the value of GSI and it is dealt with by using effective stress analysis.

STRUCTURE AND COMPOSITION

TYPE I. Undisturbed, with thick to medium thickness sandstone beds with sporadic thin films of siltstone. In shallow tunnels or slopes where confinement is poor the mode of the failure has a kinematic character controlled by the bedding planes and GSI is meaningless

TYPE II. Undisturbed massive siltstone (stratification planes are imperceptible) with sporadic thin interlayers of sandstones

TYPE III. Moderately disturbed sandstones with thin films of interlayers of siltstone

TYPE IV. Moderately disturbed rockmass with sandstone and siltstone similar amounts

TYPE V. Moderately disturbed siltstones with sandstone interlayers

TYPE VI. Moderately disturbed siltstones with sparse sandstone interlayers

TYPE VII. Strongly disturbed, folded rockmass that retains its structure, with sandstone and siltstone in similar extend

TYPE VIII. Strongly disturbed, folded rockmass, with siltstones and sandstone interlayers. The structure is retained and deformation - shearing is not strong

TYPE IX. Desintegrated rockmass that can be found in wide zones of faults or/and of high weathering. In this type mainly brittle material is present with some disturbed siltstones between rock pieces

TYPE X. Tectonically deformed intensively folded/ faulted siltstone or clay shale with broken and deformed sandstone layers forming an almost chaotic structure

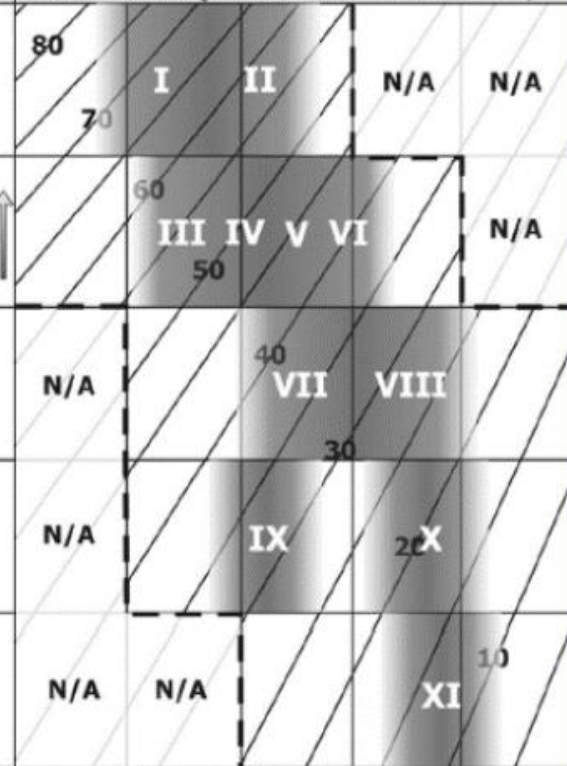
TYPE XI. Tectonically strongly sheared siltstone or clayey shale forming a chaotic structure with pockets of clay. Thin layers of sandstone are transformed into small rock pieces. Ultimately the ground behavior is that of a soil

SURFACE CONDITIONS OF DISCONTINUITIES (Predominantly bedding planes)

VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered or oxyfised surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Very smooth, occasionally slickensided surfaces with compact coatings or fillings with angular fragments	VERY POOR Very smooth, slickensided or highly weathered surfaces with soft clay coating or fillings
--	---	--	---	---

DECREASE OF THE QUALITY OF DISCONTINUITIES →

↑ (WHEN THICKNESS OF SANDSTONE BEDS > 50cm)



N/A Means geologically impossible combination. In the non - shadowed areas, such rockmasses are not impossible to find but it is very unusual

→ Means deformation after tectonic disturbance

Fig. D.33 (da Marinos 2017)

Per Formazioni in facies di flysch



Tipo VII GSI medio=40-35

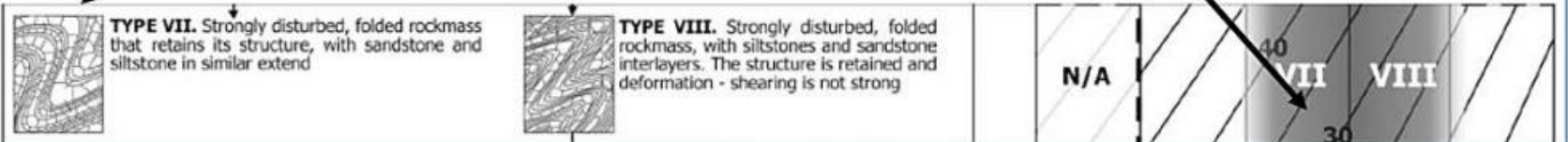


Fig. D.41

Esempio classificazione da atlante con immagini di formazioni flyshoidi in manuale SSAP 5.1



Stima alternativa Generalizzata ed efficiente di GSI

Vedi manuale SSAP 5.1 , Borselli (2022)
Per stima Vb e Jc... e conseguentemente
di GSI.

Russo (2009)

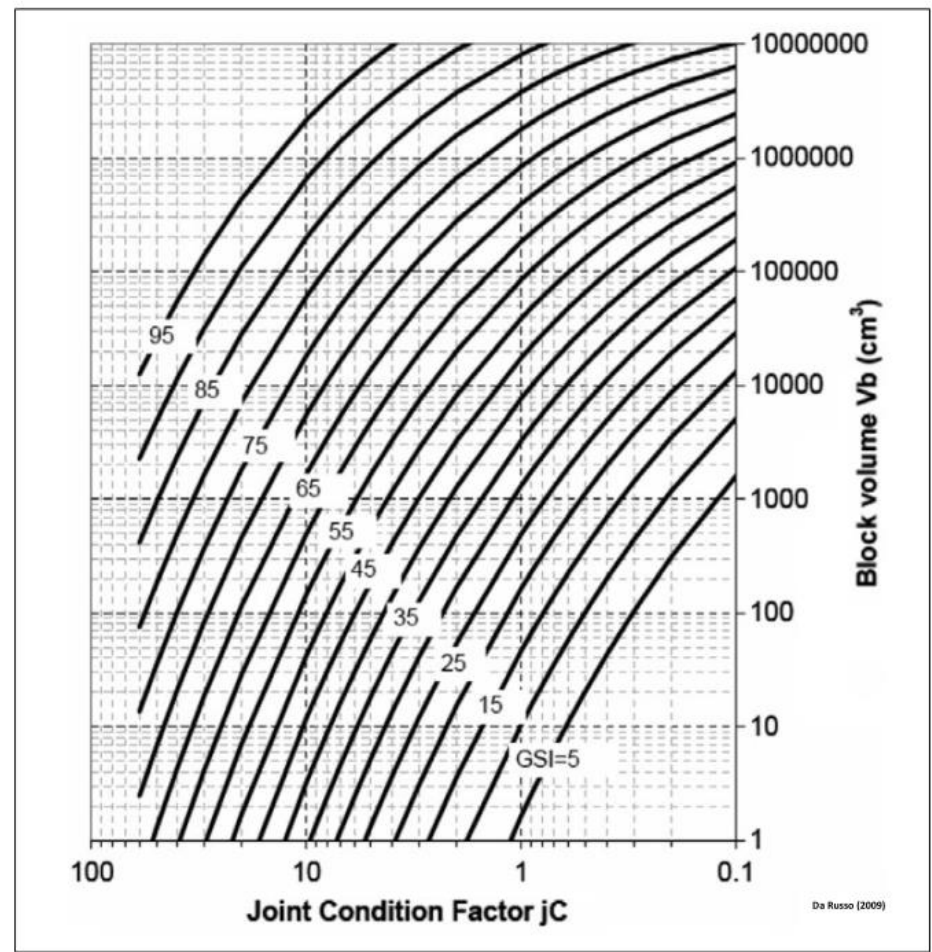


Fig. D.12

$$GSI = 153 - \frac{165}{\left[1 + (1.0526JC^{0.5}Vb^d)^{0.44}\right]} \quad D.11$$

con :

$$d = 0.37JC^{-0.2} \quad D.12$$

dove:

JC: joint condition factor (adimensionale)

V_b: Volume medio dei blocchi in (m³)

Secondo Palmstrom (1996) il volume medio dei blocchi V_b (cm³) può essere ottenuto utilizzando una delle varie correlazioni reciproche presentate nella figura D.8. Tuttavia la funzione base per la stima di V_b e' la seguente:


$$V_b = 10^6 \beta J_v^{-3} \quad (D.9)$$

Dove :

V_b : Volume medio dei blocchi in (cm³)¹

J_v : frequenza delle discontinuità (Joints/m³)

β : fattore di forma dei blocchi (adimensionale).

Il valore di β dipende dalla forma prevalente dei blocchi e varia da un valore di 30 fino ad un valore di 100, con un valore mediopiù frequente di 36 (condizioni standard normali) Palmstrom(1996). Si consiglia per maggiori dettagli di consultare la ampia documentazione presente nel sito (www.rockmass.net).

Per mezzo delle tabelle (figure D.9,D.10,D11) fornite da Russo(2009) è possibile procedere alla stima del valore **JC** con le caratteristiche delle discontinuità dell'ammasso.

Il valore **JC** è dato dalla equazione D.10 (Palmstrom,1998, Russo 2009):


$$JC(Palmstrom) = JR \frac{JL}{JA} \quad (D.10)$$

dove:

JC: joint condition factor (adimensionale)

JR: Joint Roughness factor (fig. D.9)

JA: joint alteration factor (fig. D.10)

JL: joint size factor (fig. D.11)

La valutazione dei parametri JR, JA e JL viene effettuata in funzione della caratteristiche delle discontinuità e attraverso le tabelle nelle figure D.9,D.10,D.11.

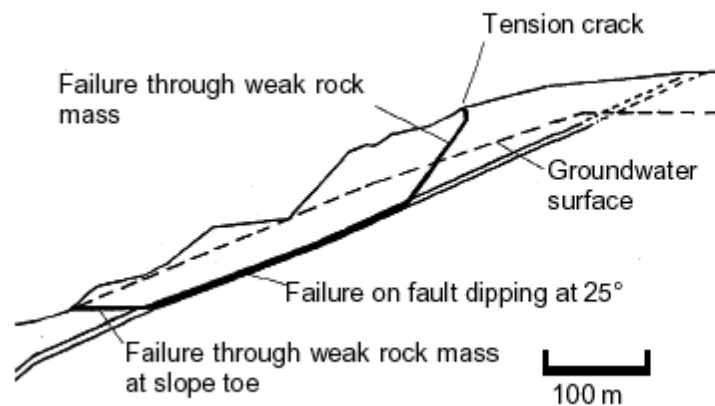
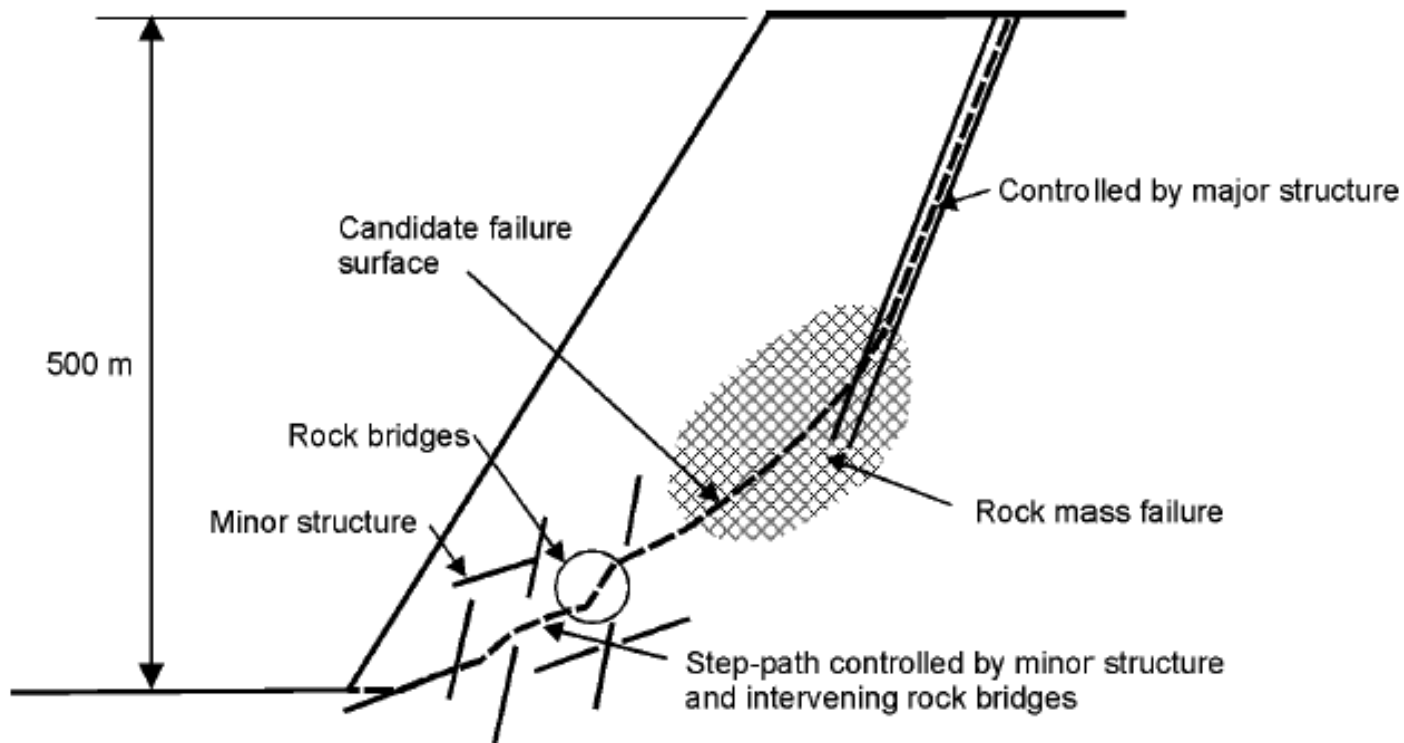
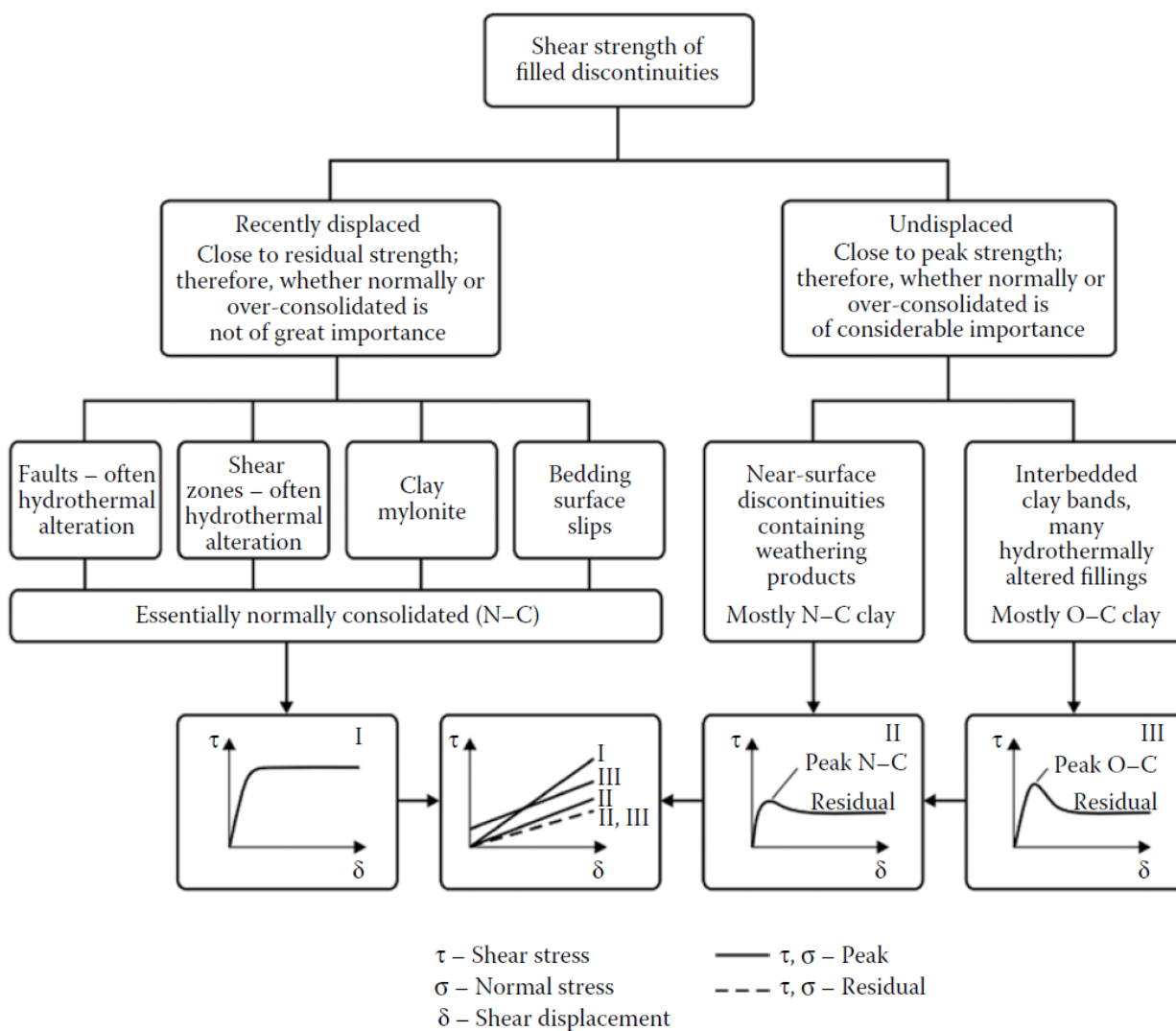
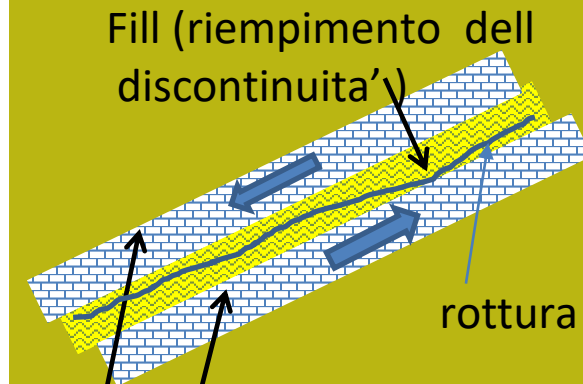


Figure 11.31: Complex slope failure controlled by an outward dipping basal fault and circular failure through the poor quality rock mass overlying the toe of the slope.



Resistenza al taglio riempimenti



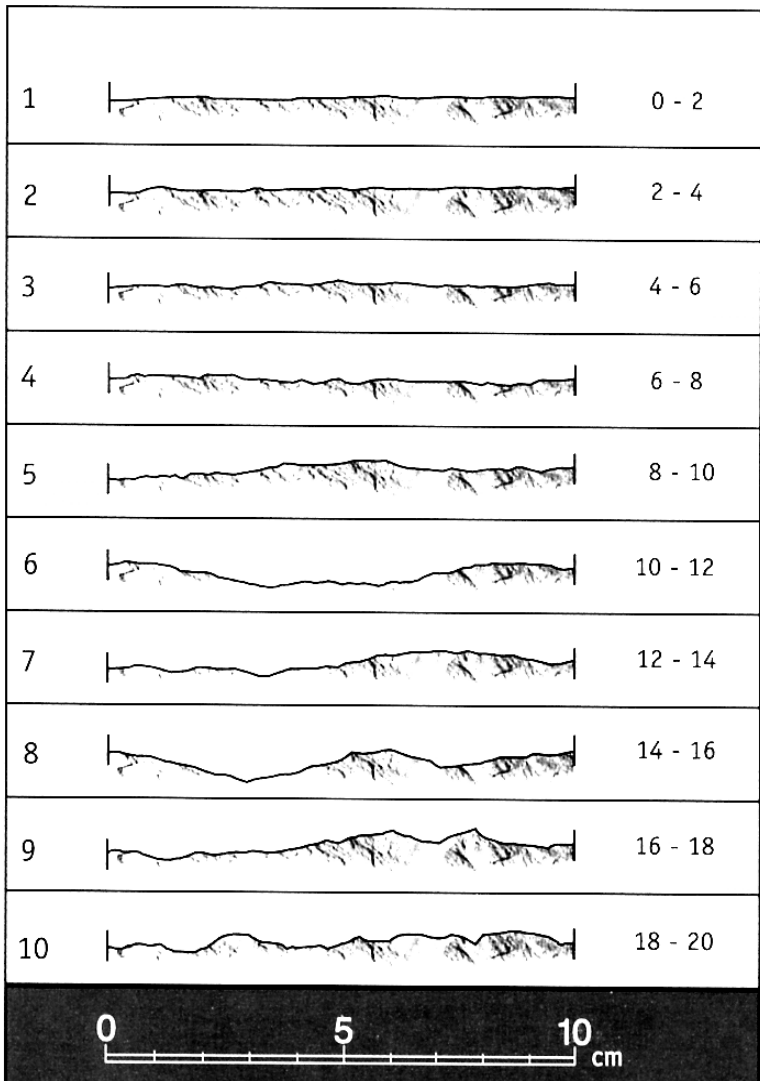
Da Barton (1974)

Roccia intatta

Caso di discontinuita' ben identificate

Criterio di Barton - Bandis (1990) y Patton 1966 per resistenza al taglio in discontinuita'

Tavola del JCR

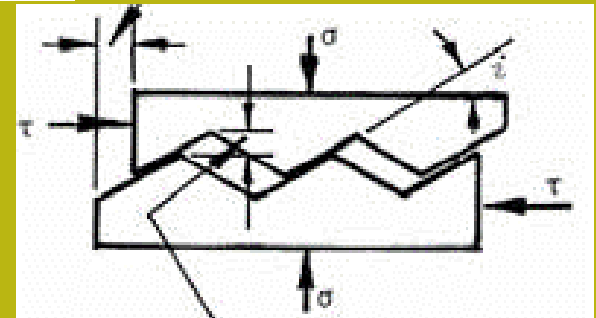


JRC = coefficiente di rugosita' (°)
JCS = resistenza compressione uniassiale sulla superficie della discontinuita' (MPa)
 σ_n = pressione normale alla superficie della discontinuita'
 ϕ_r = angolo di frizione residuale (da tilt test)
i = angolo di dilatanza

Barton & Bandis (1990)

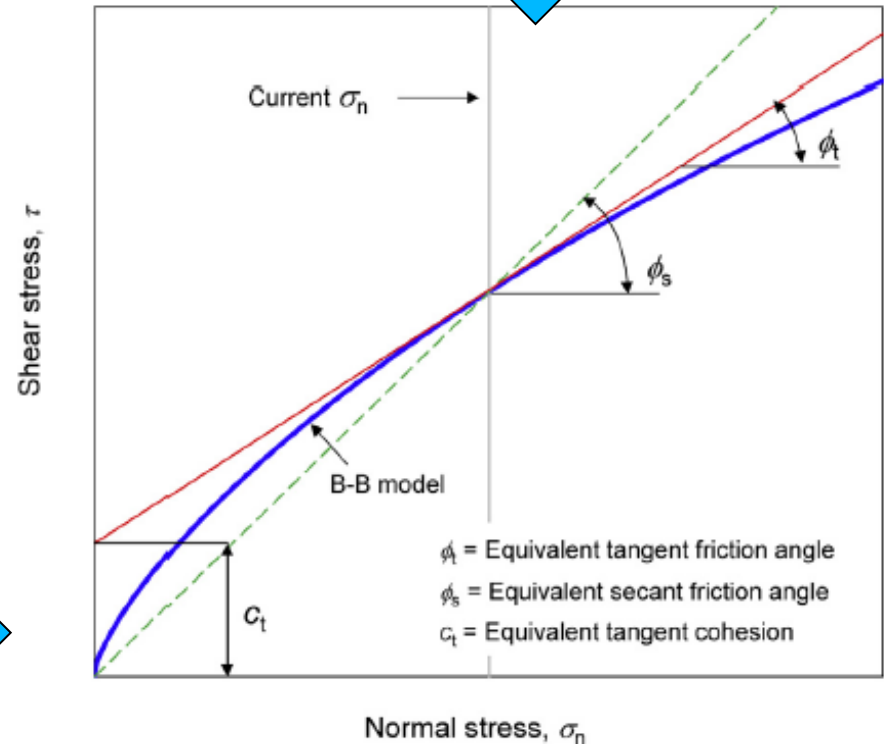
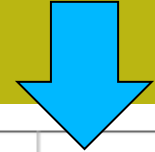
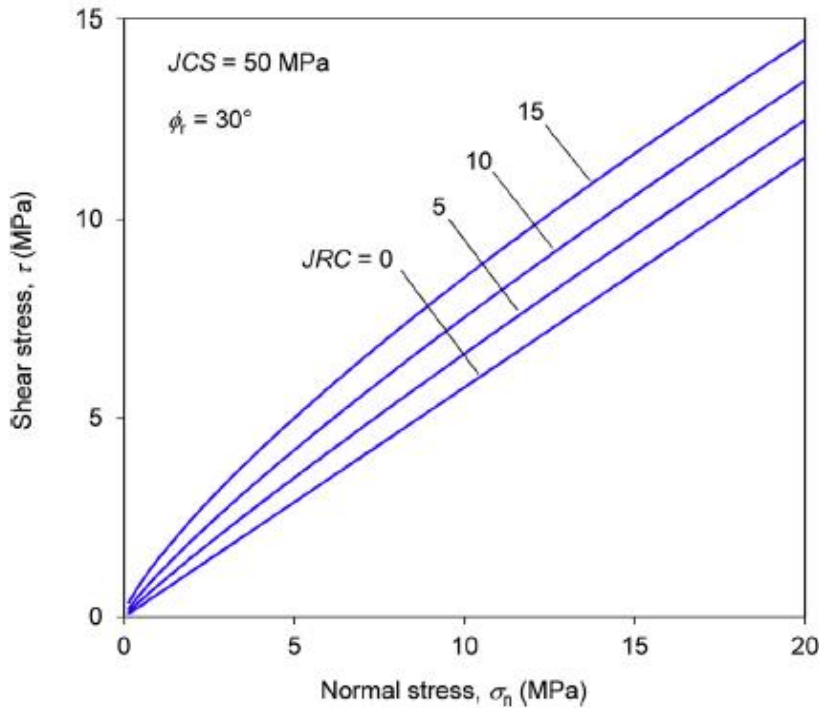
$$\tau = \sigma_n \tan \left[JRC * \text{Log}_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_r \right]$$

$$\tau = \sigma_n \tan (i + \phi_r) \quad \text{Patton (1966)}$$



**Criterio B-B non-lineare
che puo' essere usato a partire dalla
versione SSAP 4.9.6**

Dato che anche il criterio di rottura di Barton per le discontinuita' e' curvo anche la stima di ϕ' e c' equivalenti non puo' essere semplicemente linearizzato. (porterebbe a grosse sovrastime o sottostime)



La stima locale dei valori ϕ' e c' equivalenti segue in SSAP il método di Prassetto et al. (2017)

Area con Isotropia strutturale
(strati a reggipoggio piu'
Famiglie aggiuntive di discontinuita')

Area con discontinuita' e marcata
Anisotropia strutturale
(strati a franapoggio)

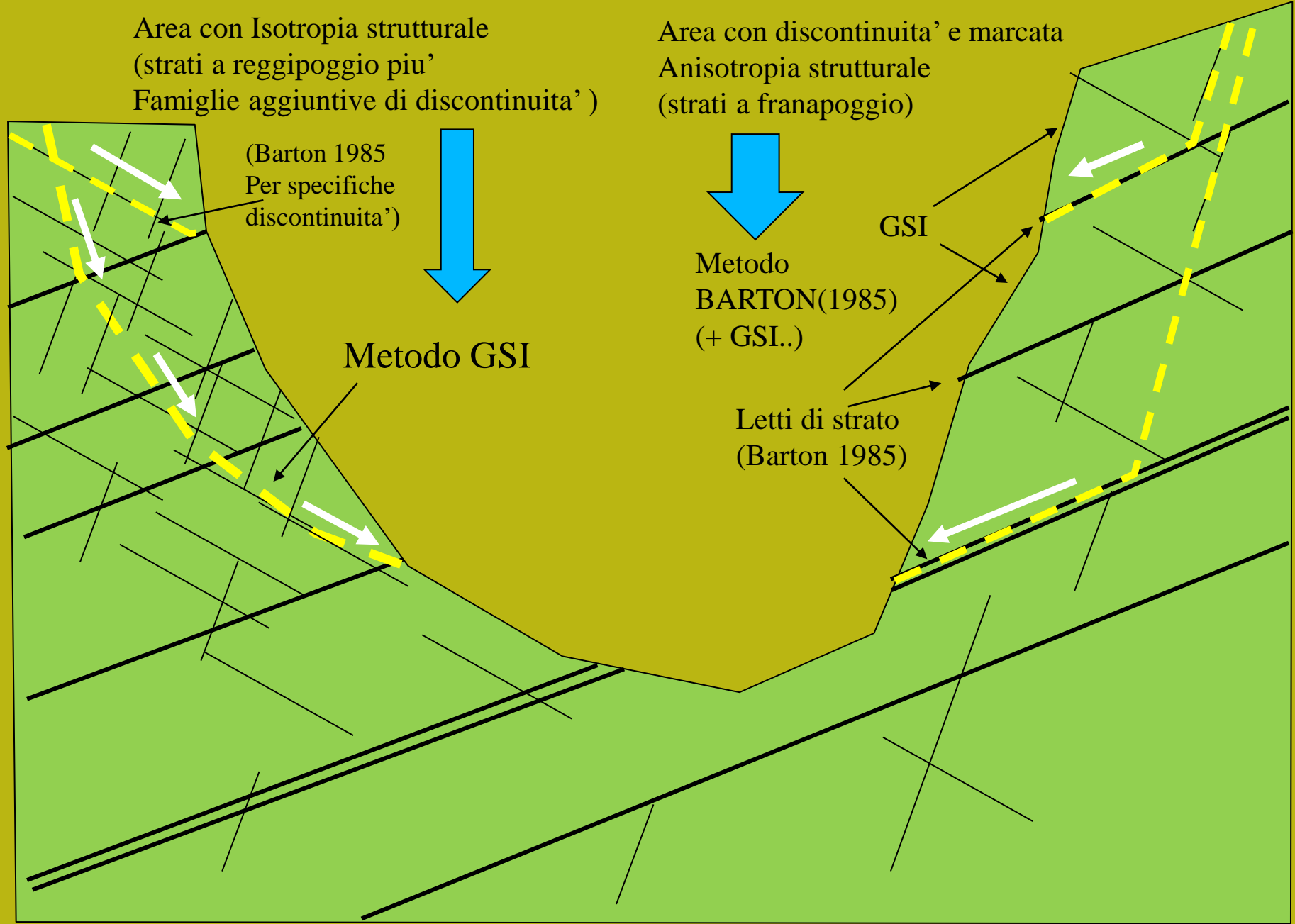
(Barton 1985
Per specifiche
discontinuita')

Metodo
BARTON(1985)
(+ GSI..)

Metodo GSI

Letti di strato
(Barton 1985)

GSI

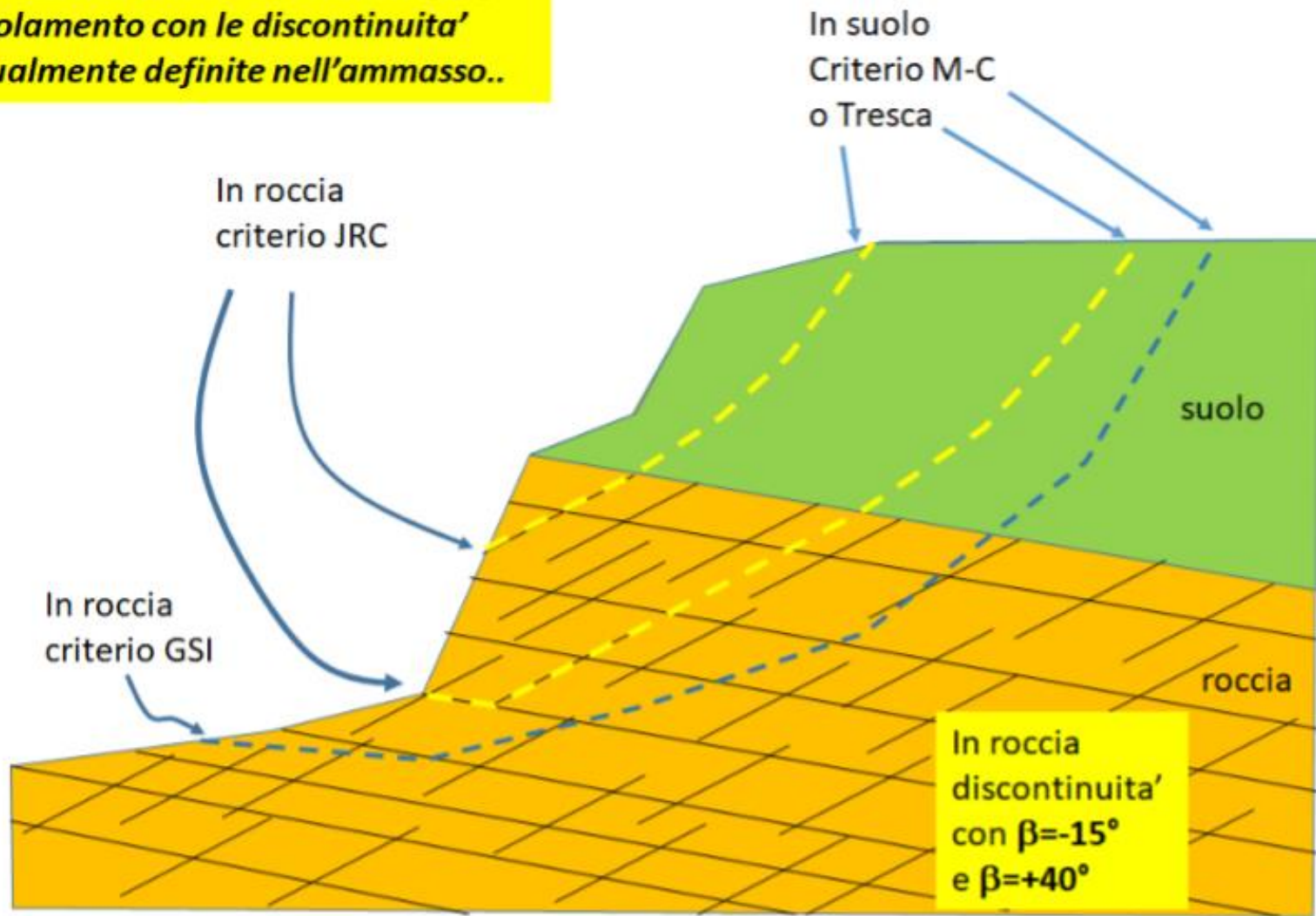


Campi di applicazione dei metodi GSI e Barton

Geoscience for a Sustainable future- International Congress, Torino(Italy), 17-22/09/2022

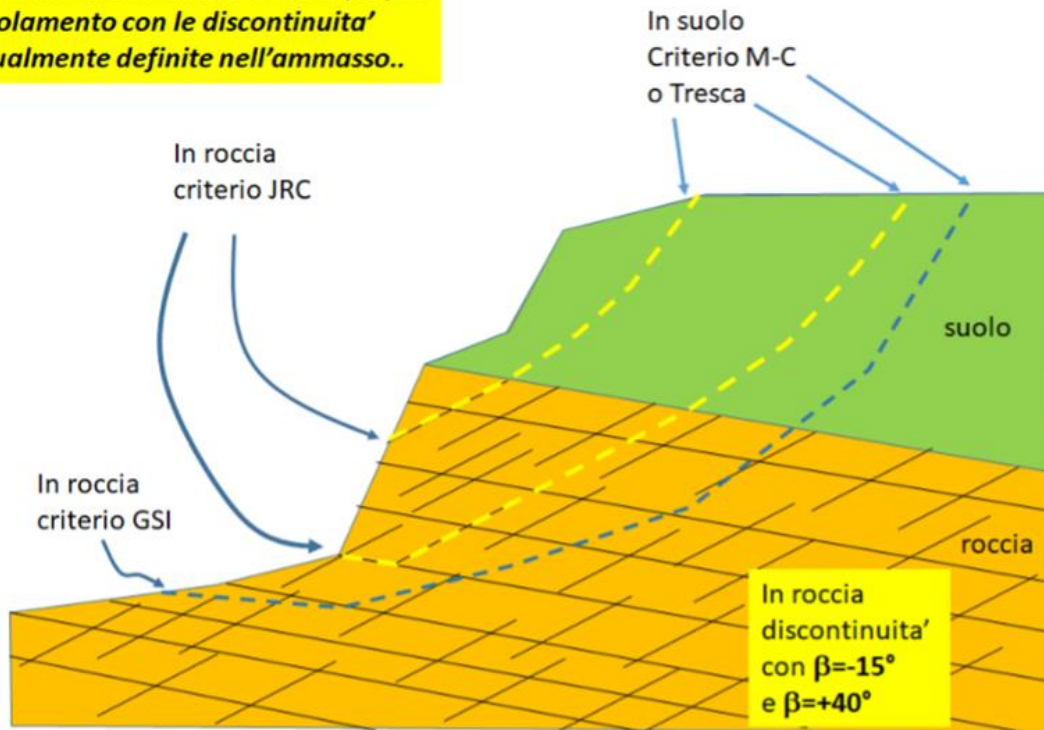
FONDAMENTI GEOLOGICI E GEOMORFOLOGICI NELLE VERIFICHE DI STABILITÀ DEI PENDII - By L Borselli & P.Petri

In roccia la scelta del criterio dipende dalla collinearità delle superfici di scivolamento con le discontinuità eventualmente definite nell'ammasso..

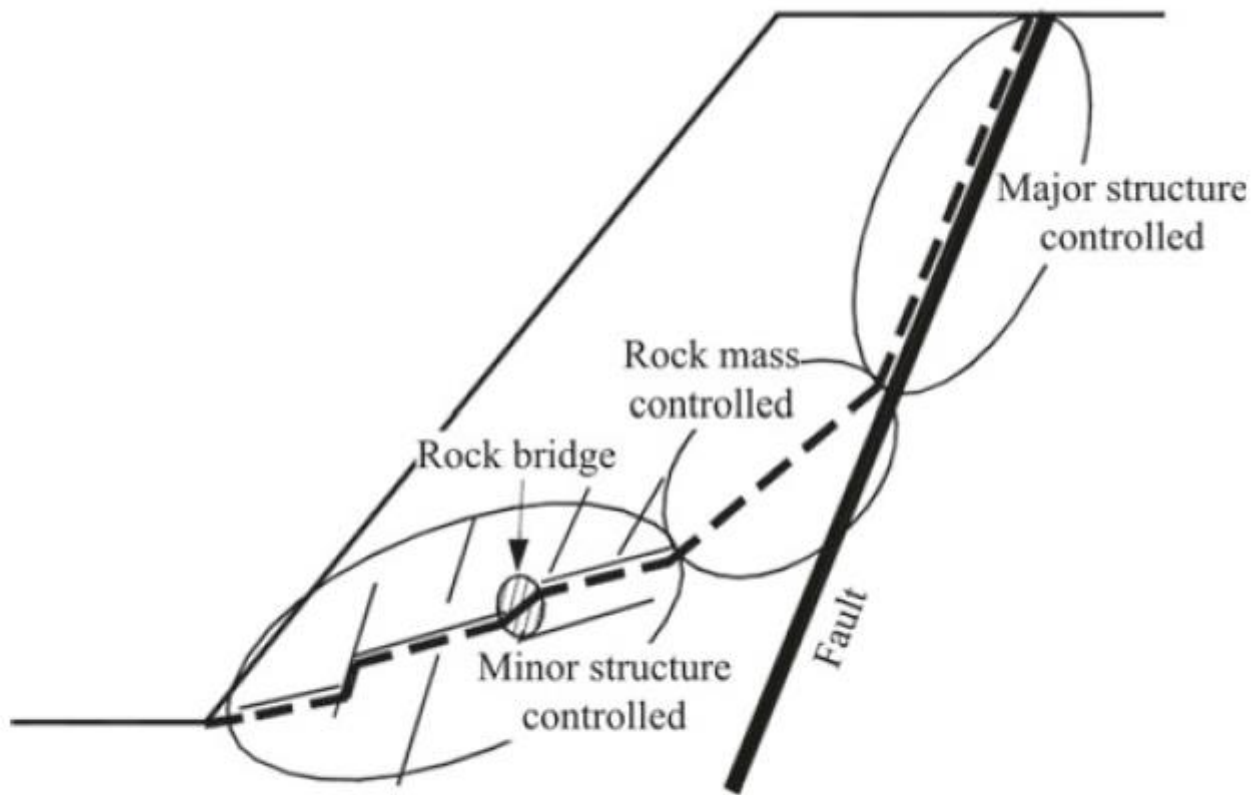


Caso di ammasso roccioso definito con entrambi i criteri GSI-GHB + JRC e con discontinuità' orientate

In roccia la scelta del criterio dipende dalla collinearità delle superfici di scivolamento con le discontinuità eventualmente definite nell'ammasso..



Durante l'attraversamento di un ammasso roccioso da parte di una superficie di scivolamento di tentativo la scelta del criterio di rottura da utilizzare automaticamente verrà fatta dal software SSAP una volta che le caratteristiche delle famiglie di discontinuità siano indicate nell'ammasso roccioso fratturato secondo il criterio indicato in figura D.33 (criterio di collinearità). Nel caso che la collinearità locale, con le discontinuità indicate, non sia verificata o l'ammasso sia definito con i soli parametri del criterio GSI il criterio locale di rottura sarà quello GSI di Hoek et al./2002).



Schematic diagram of structurally-controlled instability (Baczynski 2000)

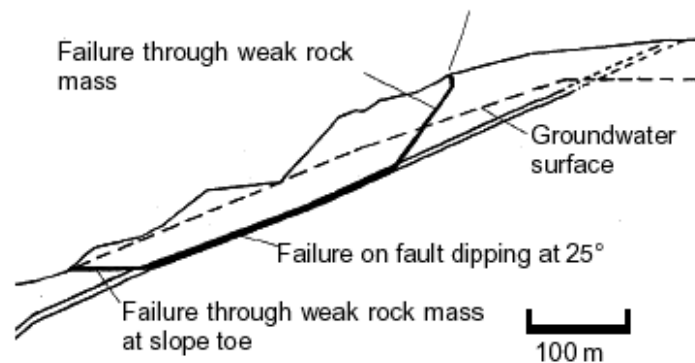
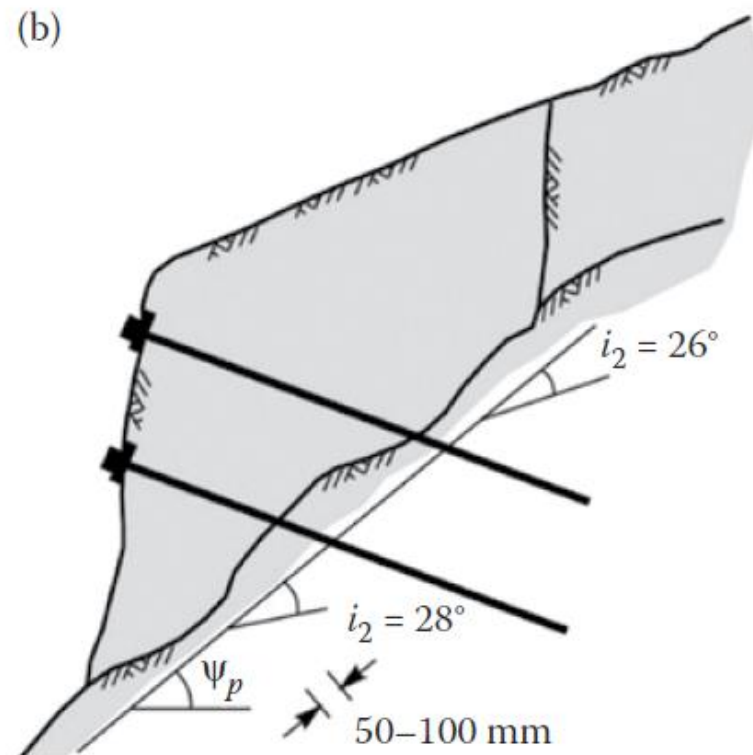
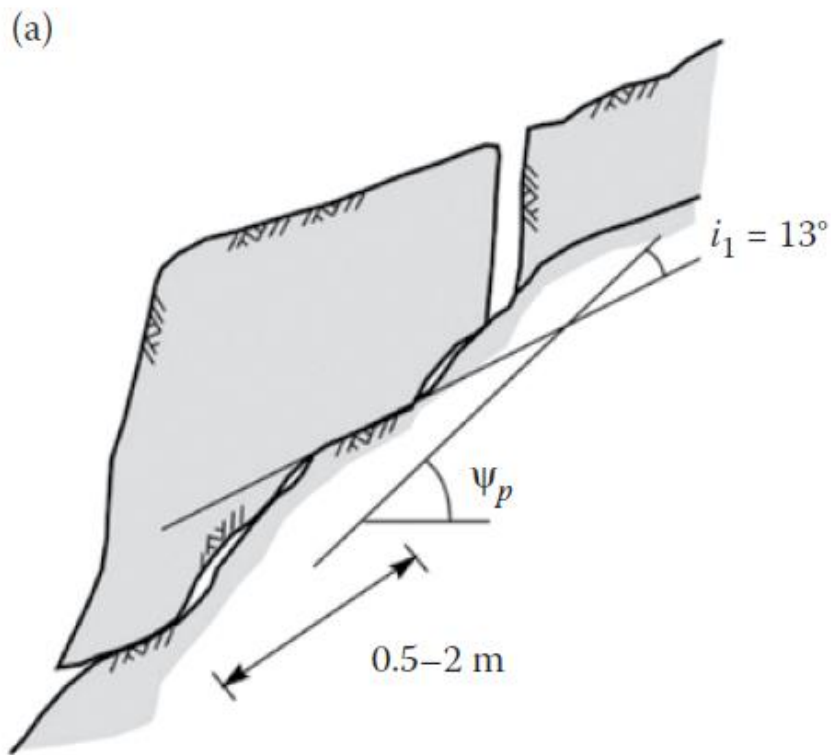


Figure 11.31: Complex slope failure controlled by an outward dipping basal fault and circular failure through the poor quality rock mass overlying the toe of the slope.

Complessita' stratigrafica e geomeccanica

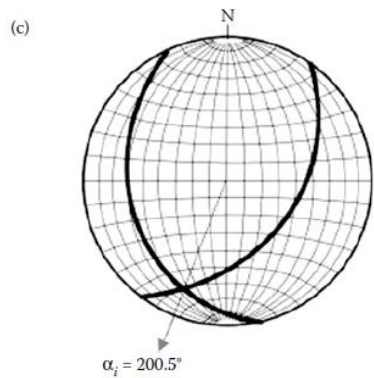
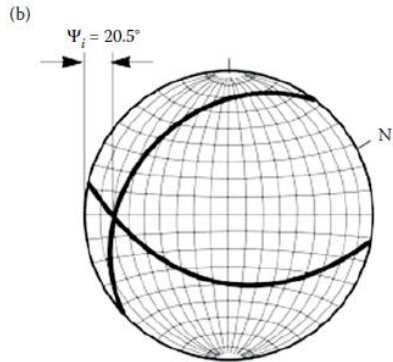
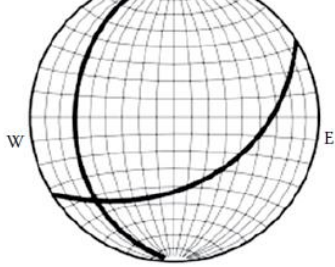
Influenza di eterogeneita' e discontinuita'



Da Wyllie 2018



GSI+JFC (modellizzabile in SSAP)



Da Wyllie 2018

**Complessita' stratigrafica
e geomeccanica**
Influenza di eterogeneita' e
discontinuita' cunei 3D

Complessita' stratigrafica e geomeccanica

Influenza di eterogeneita' e discontinuita'

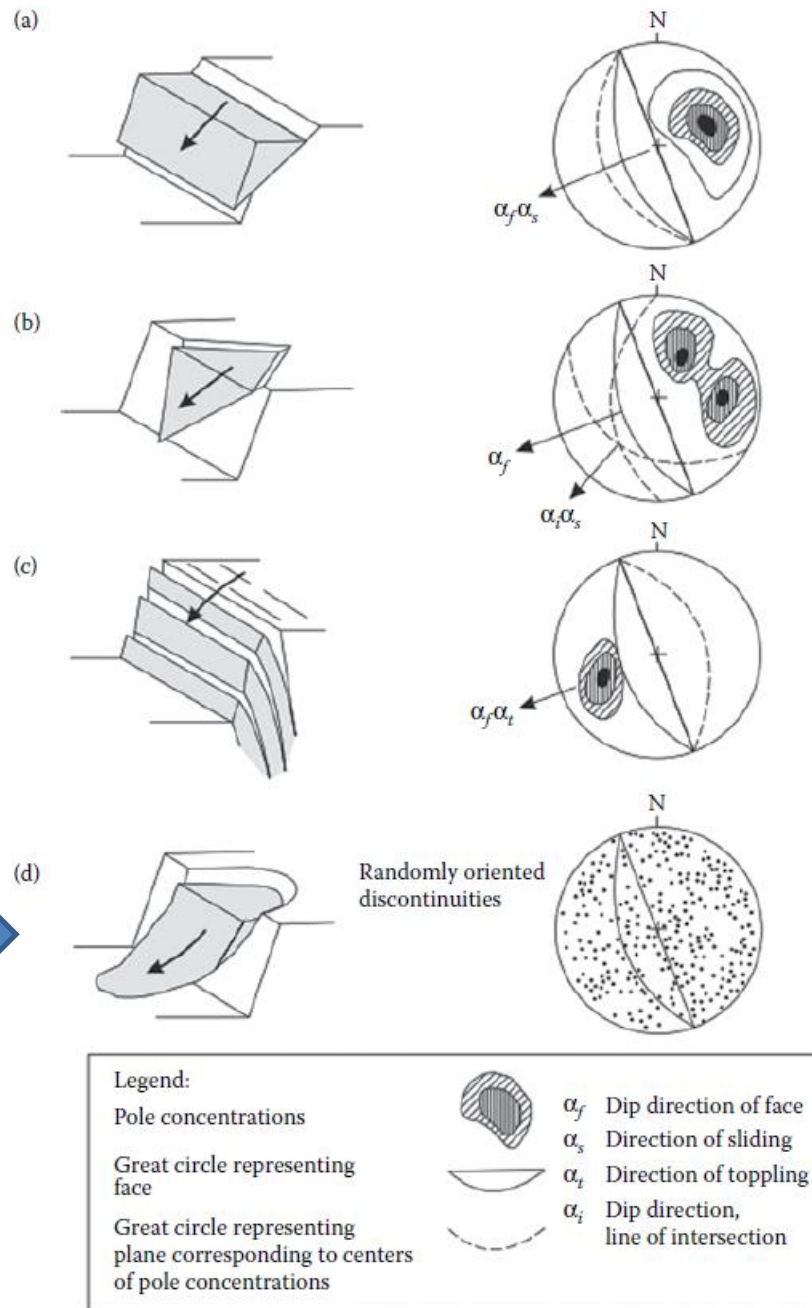
Movimento

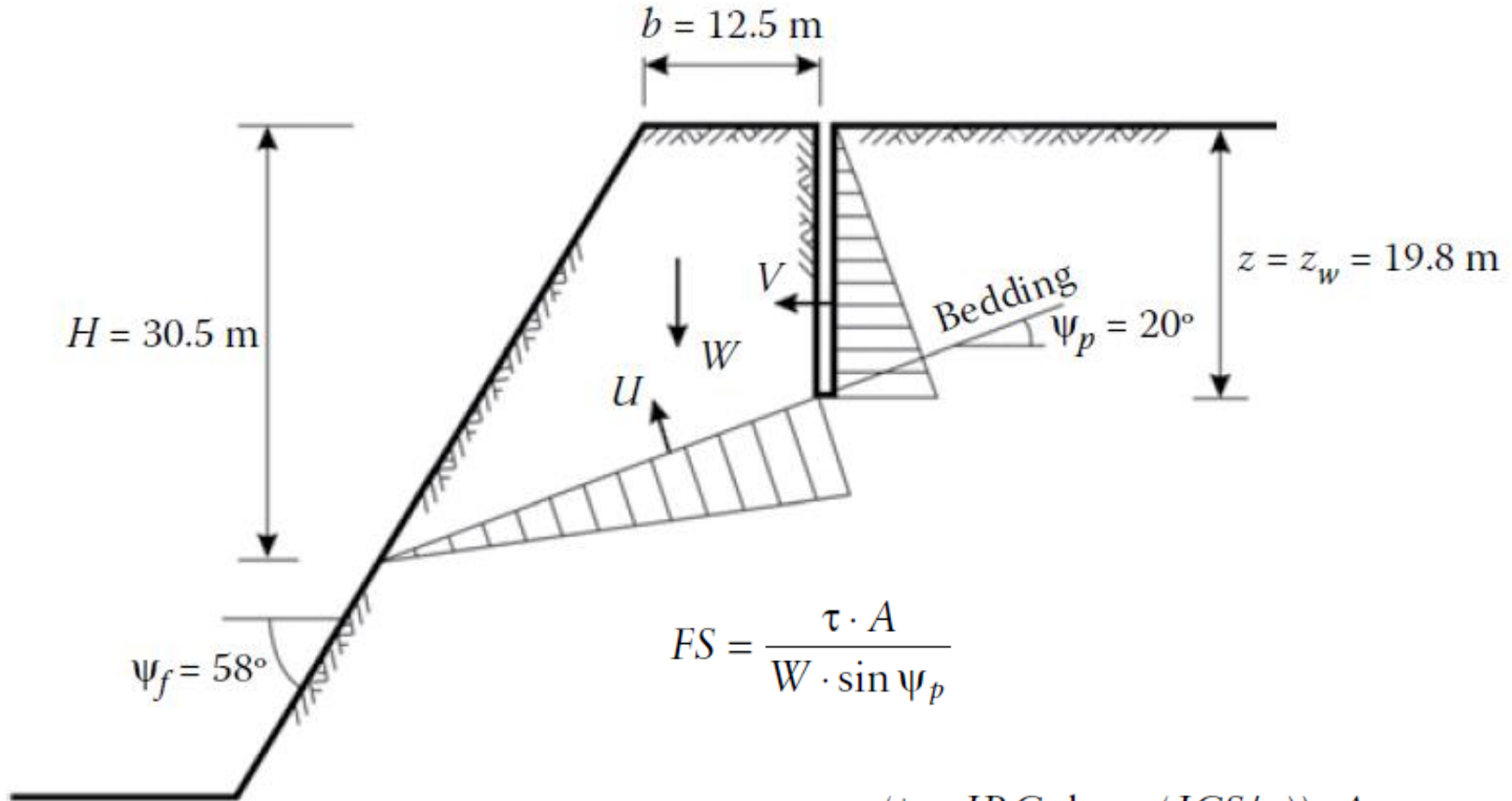
Translazionale analisi 2D (SSAP)

Cuneo 3D
Si puo' anche usare SSAP

Movimento 3D/2D
Si puo' usare SSAP

Da Wyllie 2018





$$\begin{aligned}
 FS &= \frac{\tau \cdot A}{W \cdot \sin \psi_p} \\
 &= \frac{\sigma \cdot \tan(\phi + JRC \cdot \log_{10}(JCS/\sigma)) \cdot A}{W \cdot \sin \psi_p} \\
 &= \frac{\tan(\phi + JRC \cdot \log_{10}(JCS/\sigma))}{\tan \psi_p} \\
 &= \frac{\tan(\phi + i)}{\tan \psi_p}
 \end{aligned}$$

Modello classico cuneo 2D
Metodo M-C o JRC



Da Wyllie 2018

Table 8.2 Wedge failure calculation sheet

Input data	Function value	Calculated values
$\psi_a = 45^\circ$	$\cos \psi_a = 0.707$	$A = \frac{\cos \psi_a - \cos \psi_b \cdot \cos \theta_{na.nb}}{\sin \psi_5 \cdot \sin^2 \theta_{na.nb}} = \frac{0.707 + 0.342 \cdot 0.191}{0.518 \cdot 0.964} = 1.548$
$\psi_b = 70^\circ$	$\cos \psi_b = 0.342$	
$\psi_5 = 31.2^\circ$	$\sin \psi_5 = 0.518$	$B = \frac{\cos \psi_b - \cos \psi_a \cdot \cos \theta_{na.nb}}{\sin \psi_5 \cdot \sin^2 \theta_{na.nb}} = \frac{0.342 + 0.707 \cdot 0.191}{0.518 \cdot 0.964} = 0.956$
$\psi_{na.nb} = 101^\circ$	$\cos \psi_{na.nb} = -0.191$ $\sin \psi_{na.nb} = 0.982$	
$\theta_{24} = 65^\circ$	$\sin \theta_{24} = 0.906$	$X = \frac{\sin \theta_{24}}{\sin \theta_{45} \cdot \cos \theta_{2.na}} = \frac{0.906}{0.423 \cdot 0.643} = 3.336$
$\theta_{45} = 25^\circ$	$\sin \theta_{45} = 0.423$	
$\theta_{2.na} = 50^\circ$	$\cos \theta_{2.na} = 0.643$	$Y = \frac{\sin \theta_{13}}{\sin \theta_{35} \cdot \cos \theta_{1.nb}} = \frac{0.883}{0.515 \cdot 0.5} = 3.429$
$\theta_{13} = 62^\circ$	$\sin \theta_{13} = 0.883$	
$\theta_{35} = 31^\circ$	$\sin \theta_{35} = 0.515$	$FS = \frac{3}{\gamma_r \cdot H} (c_A \cdot X + c_B \cdot Y) + \left(A - \frac{\gamma_w}{2\gamma_r} \cdot X \right) \tan \phi_A + \left(B - \frac{\gamma_w}{2\gamma_r} \cdot Y \right) \tan \phi_B$
$\theta_{1.nb} = 60^\circ$	$\cos \theta_{1.nb} = 0.5$	
$\phi_A = 30^\circ$	$\tan \phi_A = 0.577$	$FS = 0.241 + 0.494 + 0.893 - 0.376 + 0.348 - 0.244 = 1.36$
$\phi_B = 20^\circ$	$\tan \phi_B = 0.364$	
$\gamma_r = 25 \text{ kN/m}^3$	$\gamma_w/2 \cdot \gamma_r = 0.196$	
$\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$	$(3 \cdot c_A/\gamma_r) \cdot H = 0.072$	
$c_A = 24 \text{ kPa}$	$(3 \cdot c_B/\gamma_r) \cdot H = 0.144$	
$c_B = 48 \text{ kPa}$		
$H = 40 \text{ m}$		

Da Wyllie 2018



Modello classico cuneo 3D

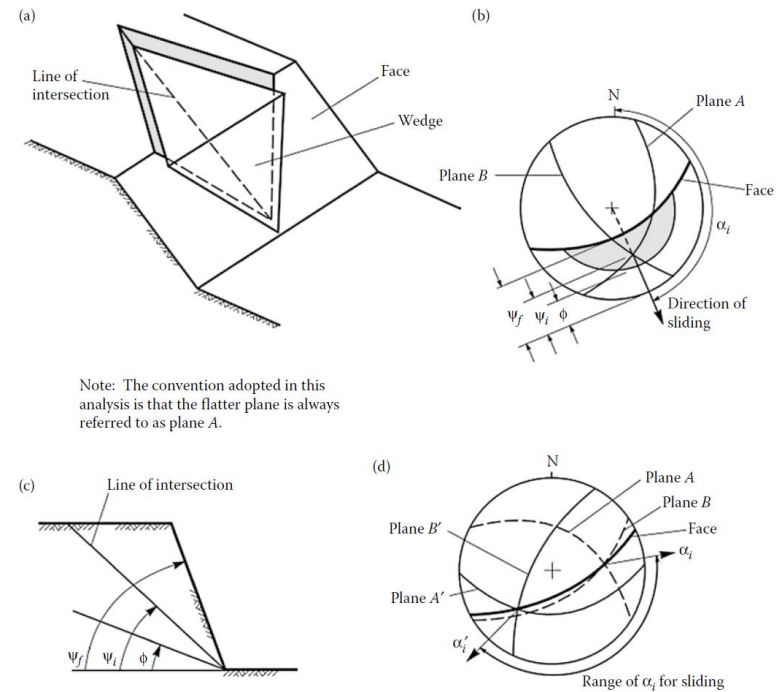
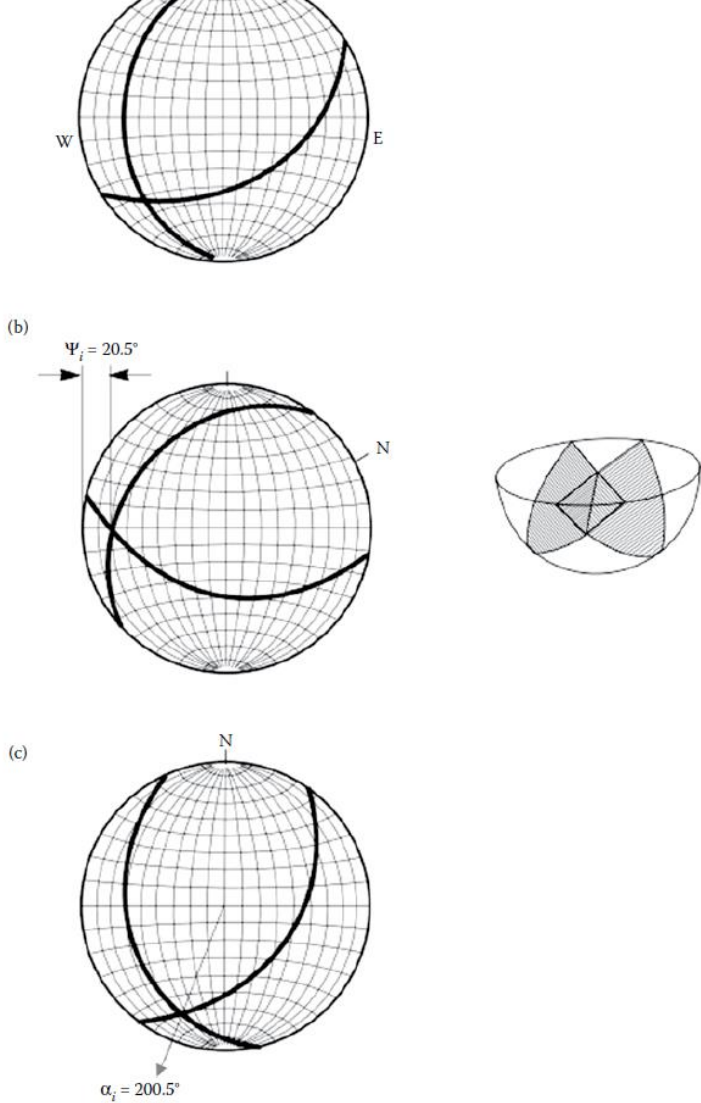


Figure 8.3 Geometric conditions for wedge failure: (a) pictorial view of wedge failure; (b) stereoplot showing the orientation of the line of intersection, and the range of the plunge of the line of intersection ψ_f where failure is feasible; (c) view of slope at right angles to the line of intersection; (d) stereonet showing the range in the trend of the line of intersection α_i where wedge failure is feasible.

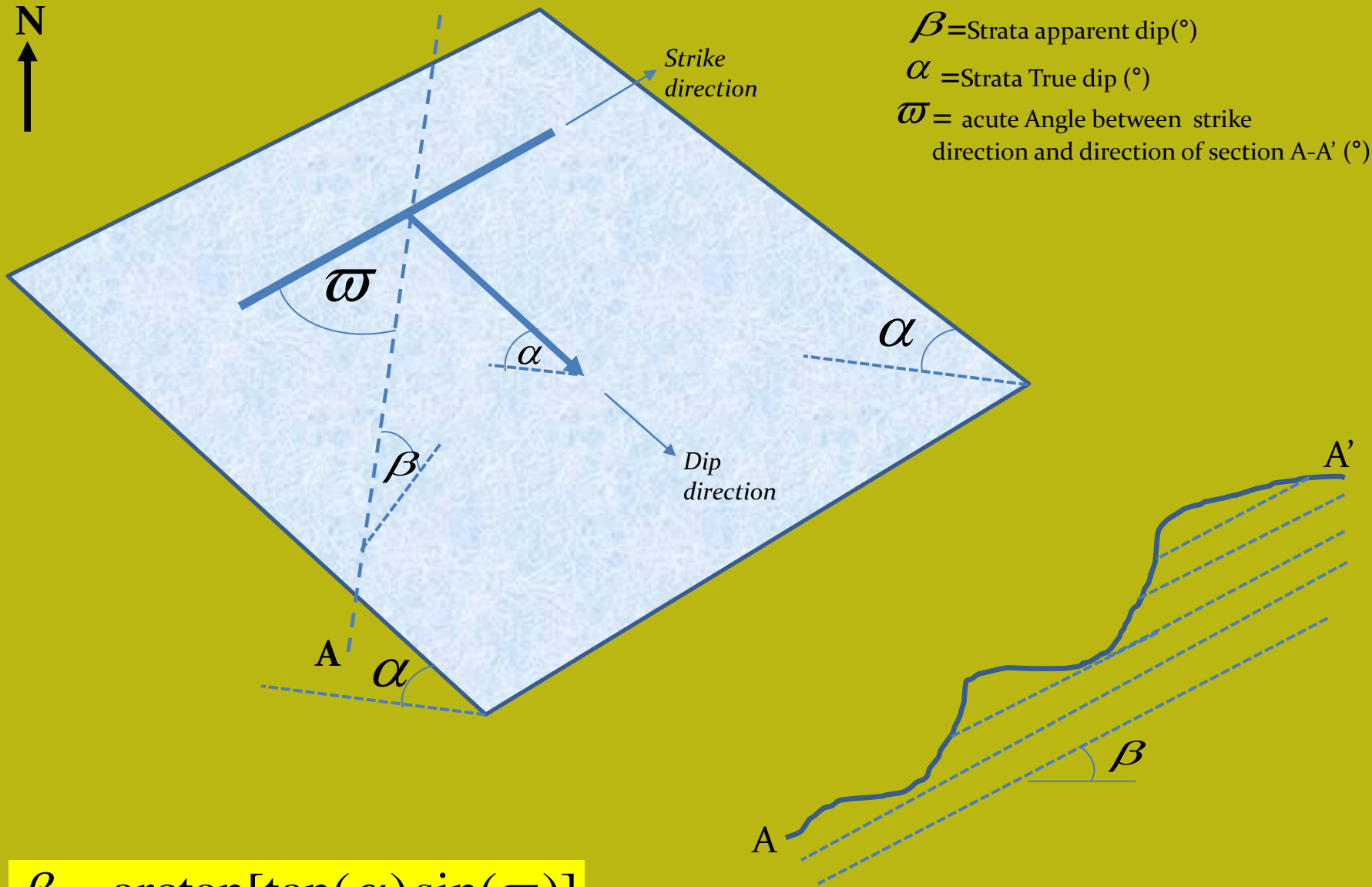


Da Wyllie 2018

Simulazione scivolamento cuneo
 Con modello 2D

Integrazioni sezioni subparallele Hungr(2004)
 e FS combinato globale intrgrato
 Possibile usare SSAP

**Complessita' stratigrafica
 e geomeccanica**
 Influenza di eterogeneita' e
 discontinuita' cunei 3D



$$\beta = \arctan[\tan(\alpha) \sin(\omega)]$$

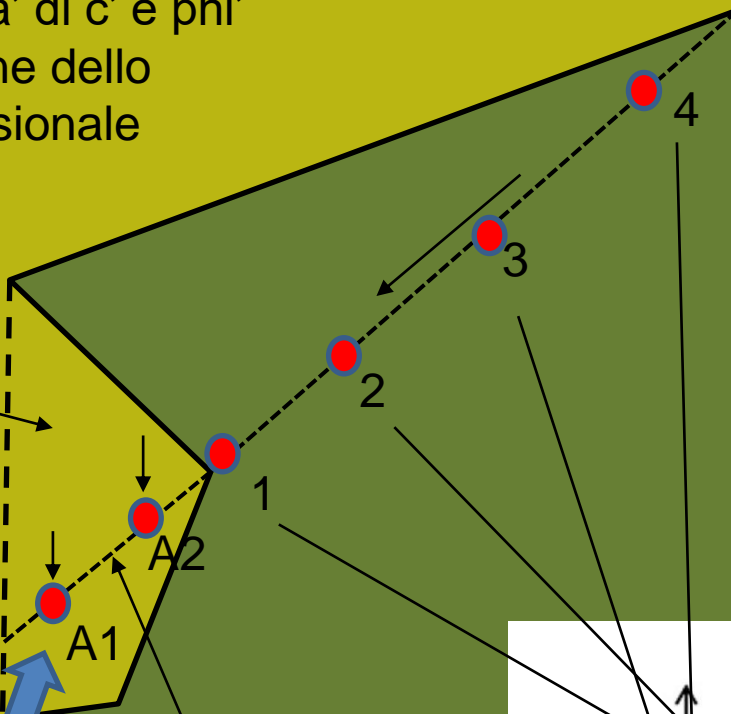
Da Borselli (2022)

Variabilità di c' e ϕ' in funzione dello stato tensionale locale

Nei punti 1,2 3,4
 Agisce un diverso Stress Normale efficace

Questo significa che
 Con un involuppo di rottura **non lineare**
 La resistenza al taglio Non e' costante
 Lungo la superficie Planare e i valori c' e ϕ' Variano con continuita' Punto- punto.

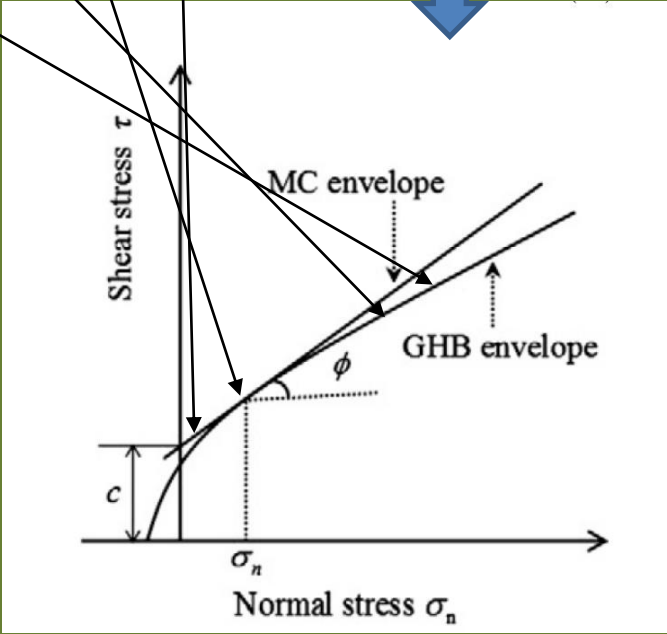
Lente di aria a resistenza e massa prossima a 0



Nei punti A1,A2
 Agisce un diverso Stress Normale efficace (virtuale)

Ma dato la c' e ϕ' prossimi a 0 (es. $\phi' \lim \rightarrow 0$) sara' 0 anche la Resistenza al taglio locale

Porzione virtuale della sup. Di scivolamento

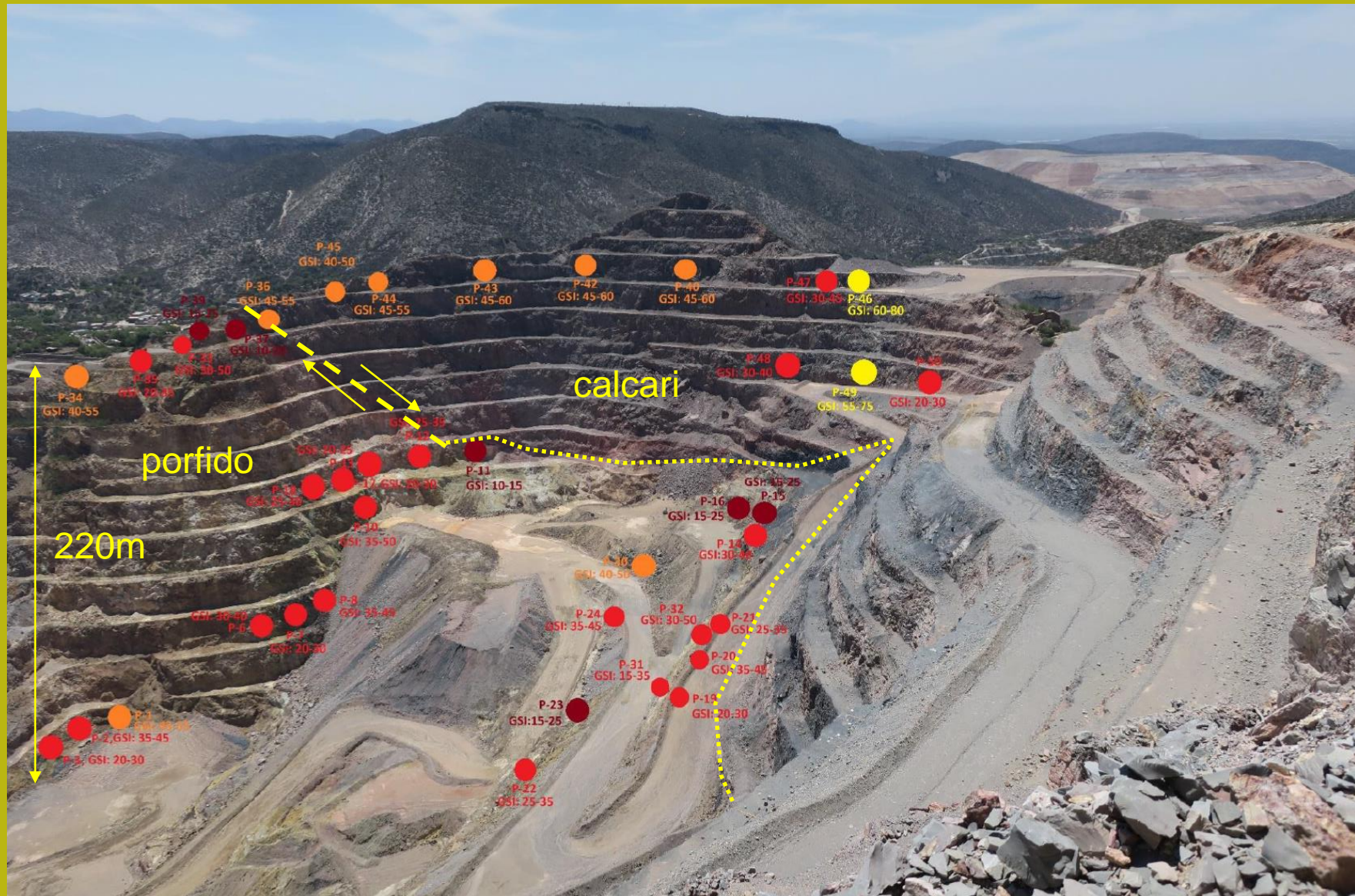


Un esempio di incertezza paramétrica

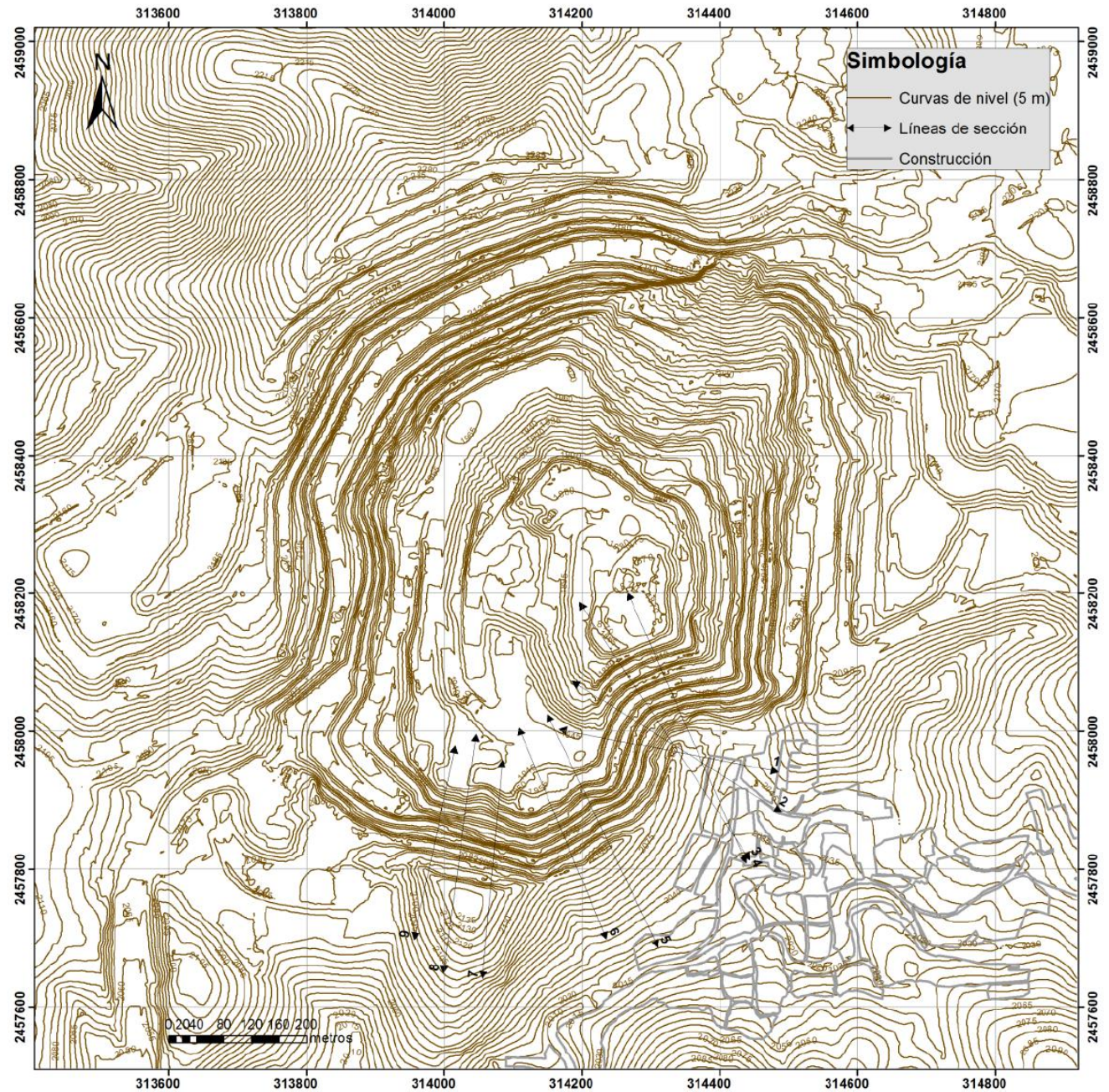
Il caso della miniera d'oro San Xavier, San Luis Potosi, Messico.

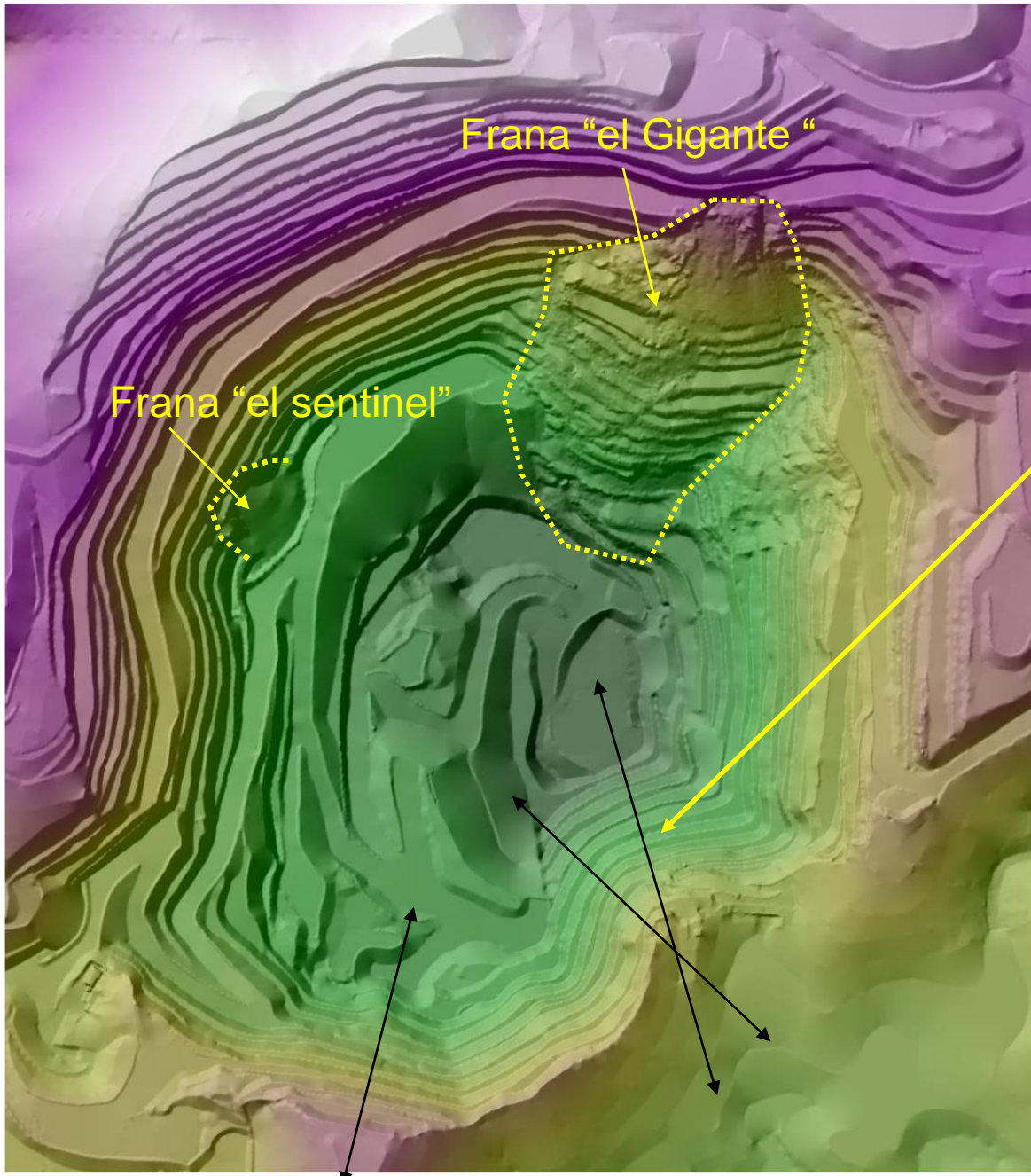


Miniera d'oro San Xavier. SLP, Mexico. (2017) Progetto di studio dei processi di instabilita' Post estrattiva Fase I . Attivita' estrattive cessate nel 2016.



Topografía Open Pit

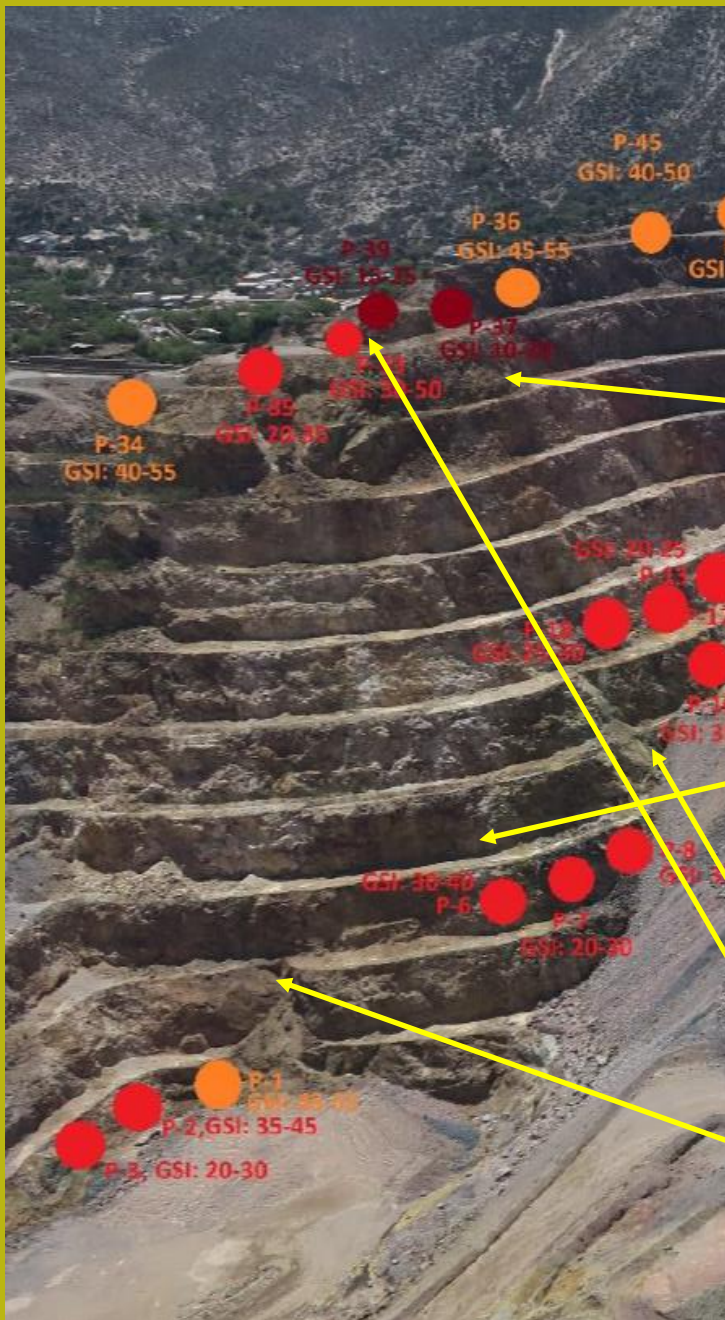




Hillshade relief
Del open pit

E ubicazione delle
Principali sezioni
di studio

Dettaglio della Porzione Sud. Porfido Quarzo Monzonitico aurífero



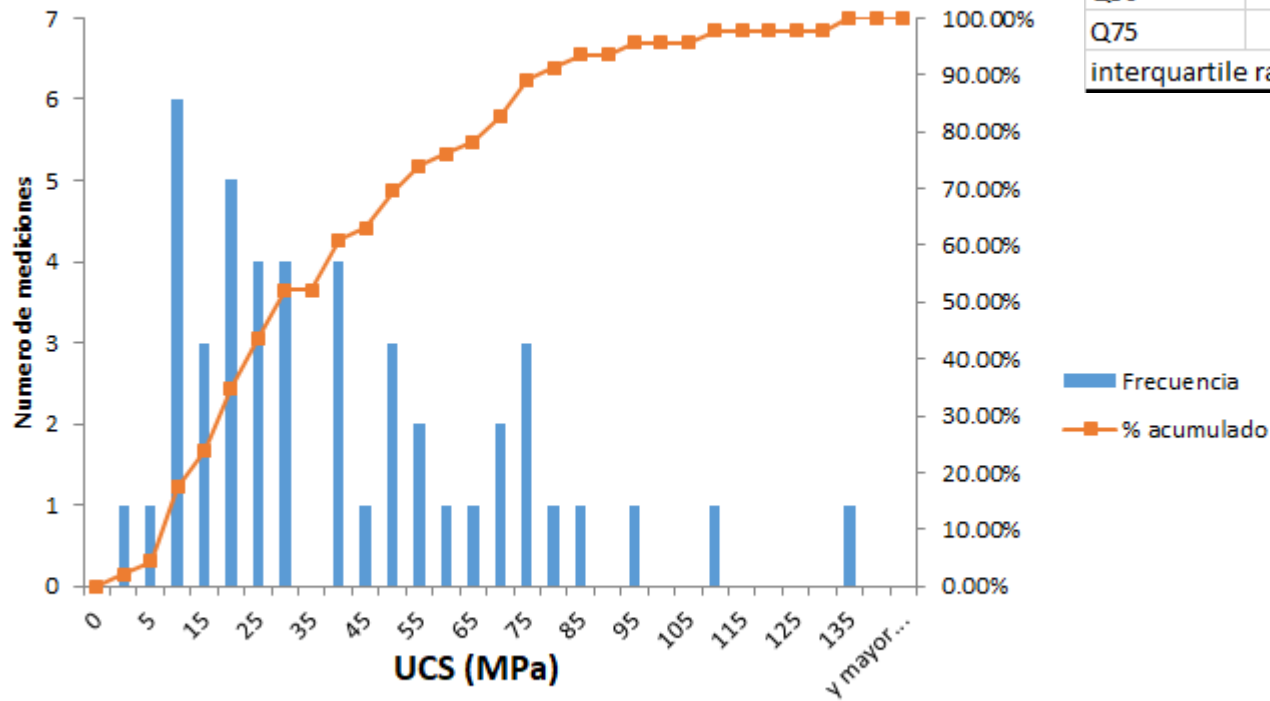
Porzione con maggiore
problemi di alterazione

Porzione meno alterata

Variabilità dei valori di GSI da 15 a 60
Nei diversi punti di campionamento

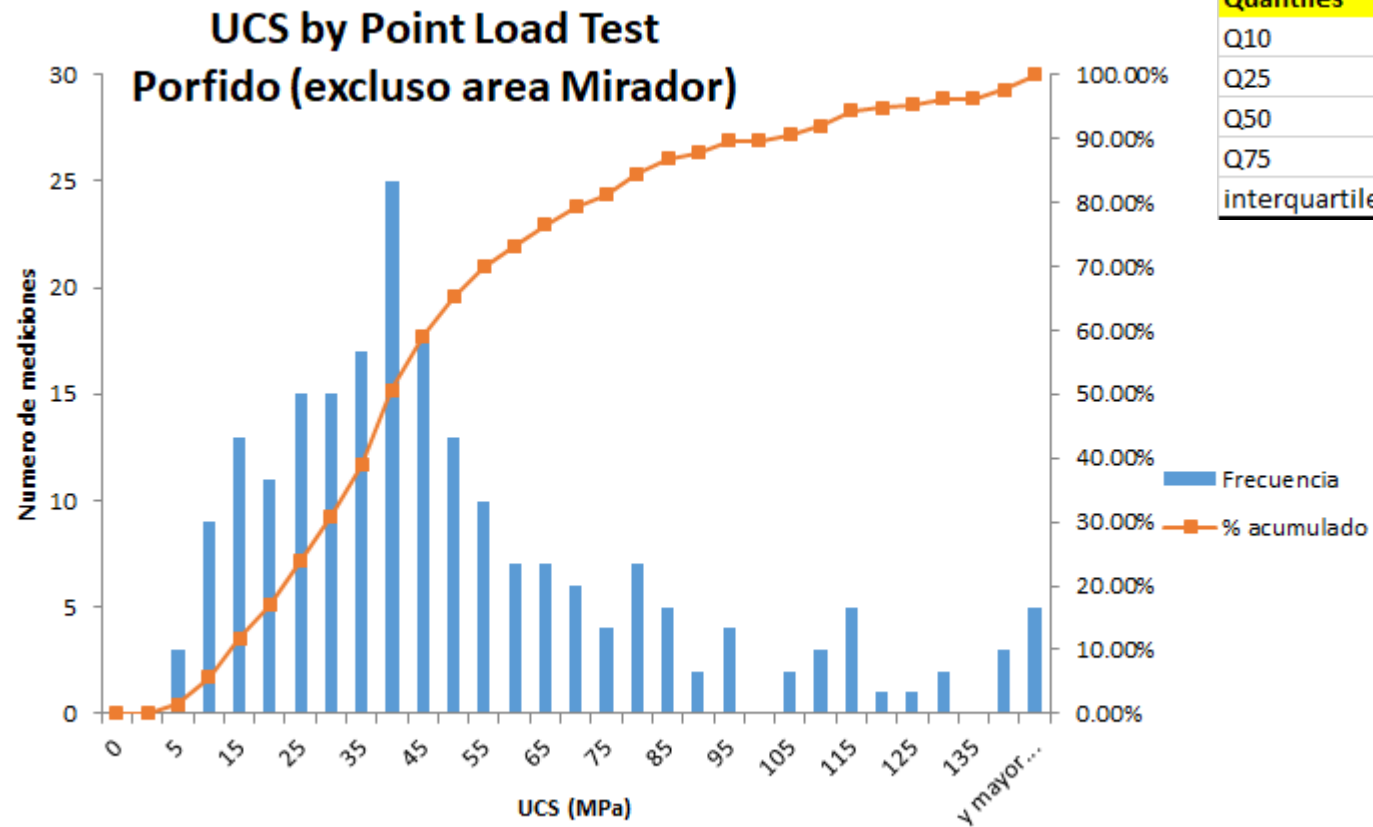
Processi di rilascio tensionale e
scivolamento
di cunei in atto

UCS by Point Load Test Porfido (area Mirador)



Quantiles	UCS(MPa)
Q10	7.041
Q25	14.898
Q50	28.416
Q75	59.712
interquartile range	44.814

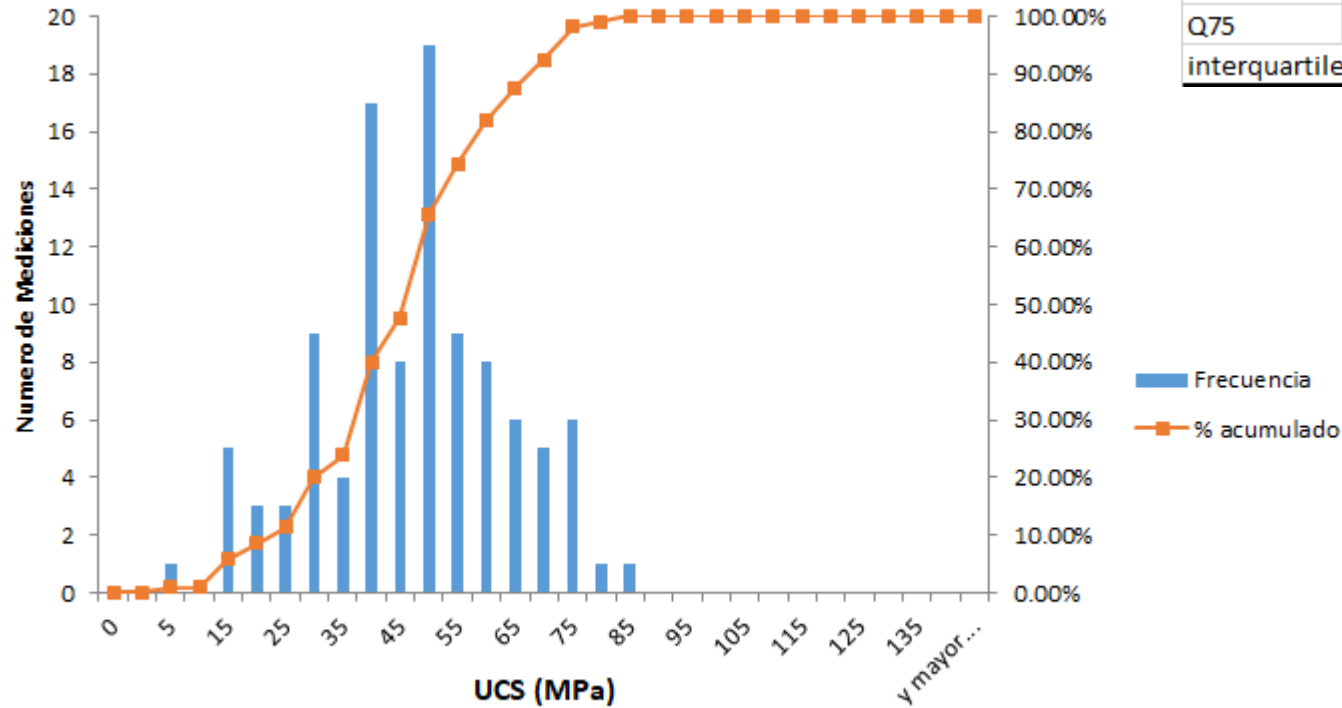
Porfido maggiormente alterato sommitale (54 misure in laboratorio)



Quantiles	UCS(MPa)
Q10	13.13
Q25	25.84
Q50	39.72
Q75	62.74
interquartile range	36.90

Porfido meno alterato di base (205 misure in laboratorio)

UCS by Point Load Test Caliza (zona Sur)

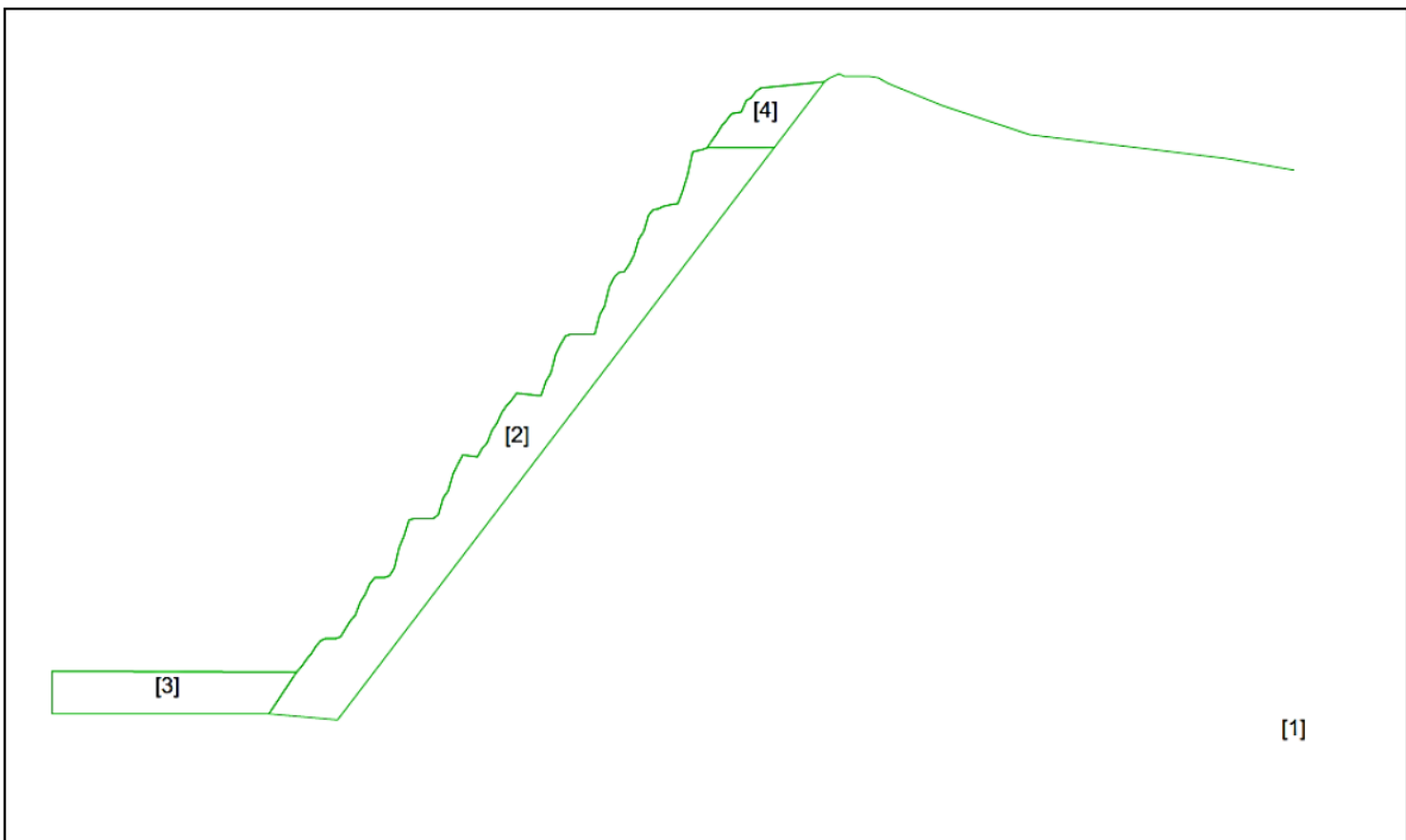


Quantiles	UCS(MPa)
Q10	23.78
Q25	35.50
Q50	45.52
Q75	55.54
interquartile range	20.04

Calcare nella zona sud (112 misure in laboratorio)



Sezioni principali analizzate nella prima tappa con finalita' di valutare il grado di Stabilita' generale e proporre ineterventi e stio di dettaglio per la fase II



Modello della **sezione 4**

Pendenza media 54°

Pendenza dei banchi fino a 75°

Processi di tensión crack di decompressione attivi

e distacco di cunei attivo

**Vedremo i risultati della analisi
la analisi come
esempio di pendio in roccia**

Valori assunti nelle verifiche di stabilita' pari al quantile 0.1 (10%)

Zona	Q10 (quantil 10%) de UCS(MPa)
Caliza	23.78
Porfido (excluso zona el Mirador)	13.13
Porfido (Zona el Mirador)	7.04

Valori assunti nella verifica di stabilita'

tipo litologico	UCS (Mpa)	GSI	mi	D	c' (kPa)	phi' (°)	unit weigth (kN/m3)
<i>Porfido quazo monzoinitico intacto</i>	13	35	20	0	-	-	26
<i>Porfido quazo monzoinitico disturbado</i>	13	35	20	0.7	-	-	26
<i>Porfido quazo monzoinitico disturbado zona cumbre el Mirador</i>	7	25	20	0.7	-	-	26
<i>caliza</i>	23.5	40	10	0	-	-	25
<i>caliza disturbada</i>	23.5	40	10	0.7	-	-	
<i>rockfill terreros</i>	-	-	-	-	20	35	19

Il nuovo metodo di progettazione e verifica è illustrato su:

Reti in aderenza : progettazione alternativa in SSAP 5.0 per verifiche stabilità globali (LEM)

(versione 4.2 – febbraio 2020)

by Lorenzo Borselli

Full Professor di Geotecnica ed Engineering Geology
Istituto di Geologia / Facultad de Ingeniería
Universidad Autónoma de San Luis Potosí (UASLP),
Av. Dr. Manuel Nava 5, 78240 San Luis Potosí,
S.L.P. - MEXICO

<https://www.lorenzo-borselli.eu>

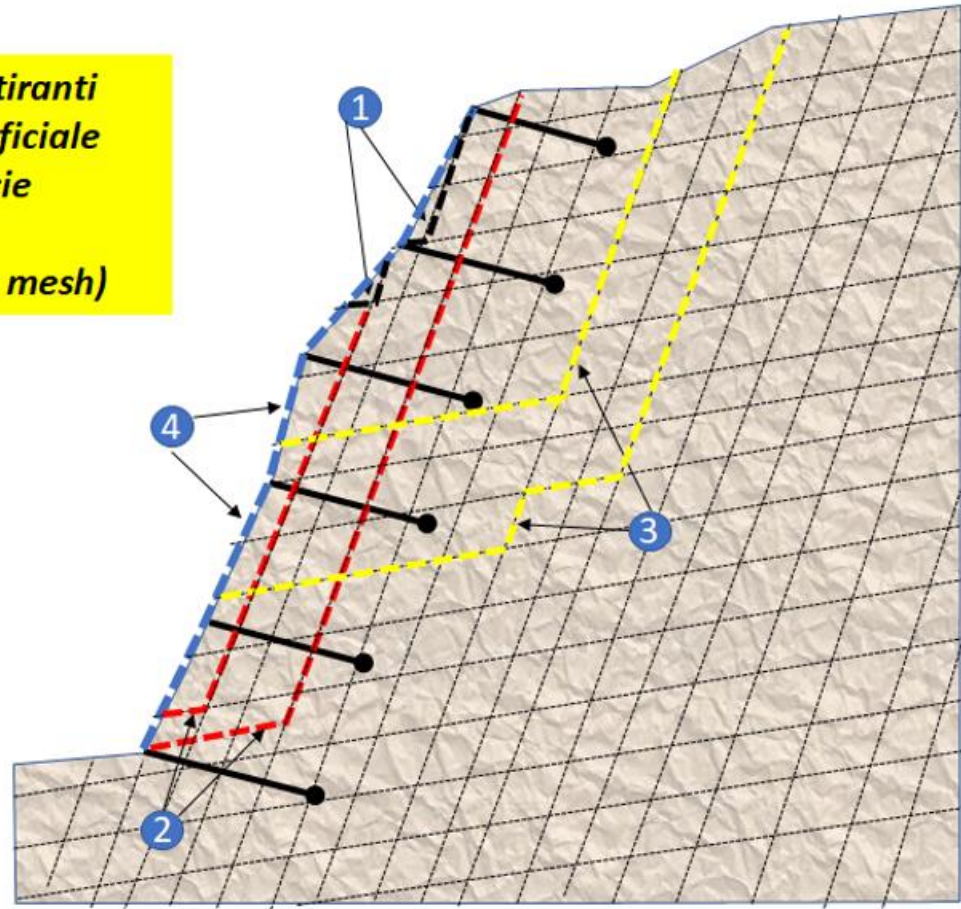
Citare questo documento come:

Borselli, L. (2020). Reti in aderenza : progettazione alternativa in SSAP 5.0 per verifiche stabilità globali (LEM). <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.22444.82569>

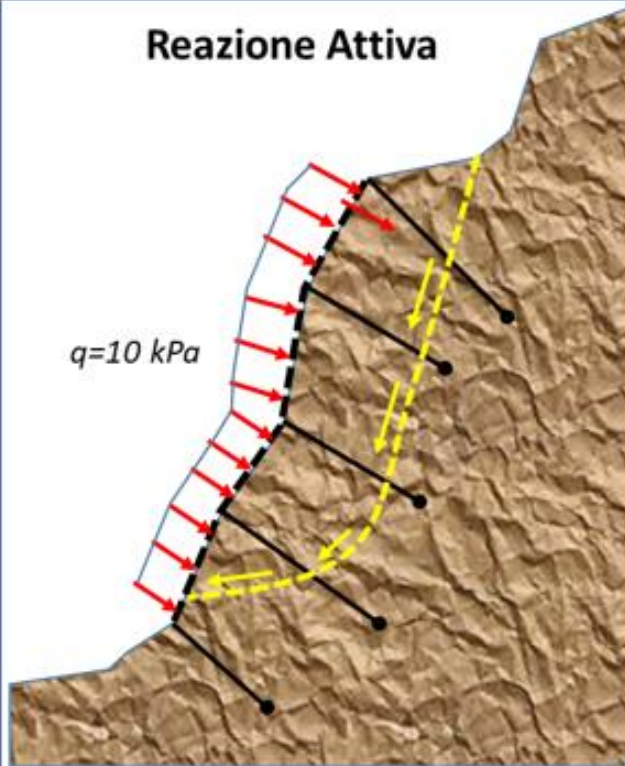


Tipi di instabilità in ammassi rocciosi con sistemi di giunti e discontinuità rinforzati con reti in aderenza ancorate con tiranti/chiodi.

- 1 - instabilità locale tra i tiranti
- 2 - instabilità locale superficiale sub parallela alla superficie
- 3 - instabilità globale
- 4 - Rete in aderenza (wire mesh)



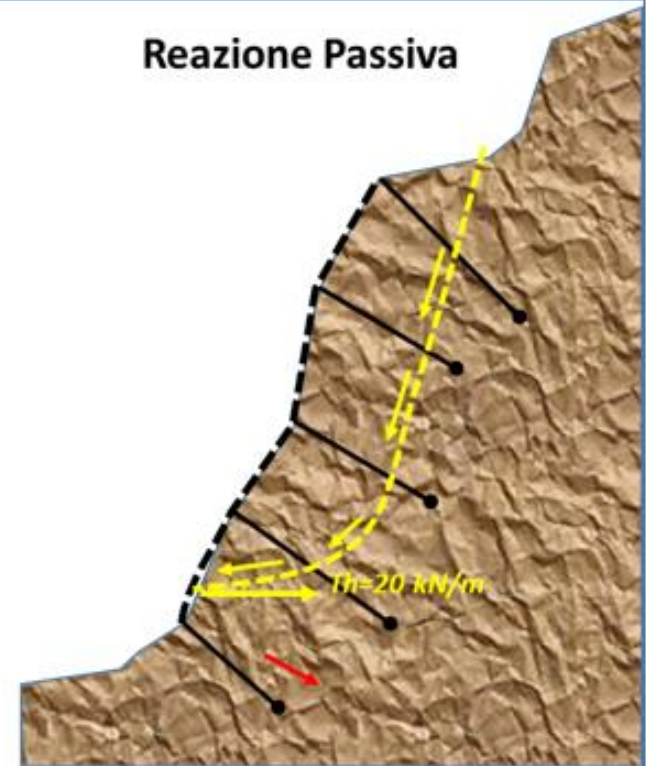
Reazione Attiva



Modello di reazione di tipo ATTIVO

La rete ancorata reagisce con una **reazione attiva** legata alla tensione di ancoraggio dei rinforzi (attivi o passivi). Esistono solo modelli approssimati per stabilire assumere la entità di questa azione di tipo attivo che può essere modellizzata come un sovraccarico, distribuito inclinato, e orientato perpendicolarmente alla superficie.

Reazione Passiva



Modello di reazione di tipo PASSIVO

La rete ancorata reagisce con una **reazione passiva** legata alla tensione di ancoraggio dei rinforzi (attivi o passivi) e alle caratteristiche di resistenza e deformabilità della rete.

Fino ad adesso esistono solo modelli semplificati per stabilire assumere la entità di questa reazione di tipo passivo che è legata alla entità delle sollecitazioni che si producono in corrispondenza della intersezione della superficie di scivolamento con la rete.

Figura-2.4.32(Borselli,-2020)¶

Determinazione reazione passiva orizzontale della rete

Legenda simboli

- $d=d_1+d_2$ distanza tra i rinforzi di fissaggio piu vicini (m)
- $d(1+\varepsilon_r\alpha)=dl_1+dl_2=d_r$ Lunghezza rete deformata (m)
- α = Coefficiente di mobilizzazione T_r , di progetto [0.0,1.0]
- $\varepsilon_r=[(dl_1+dl_2)-d]/d$ coeff. deformazione lineare a rottura
- T_r = Resistenza limite a trazione della wire mesh (kN/m)
- $T_{1,2}$ = Forza di ancoraggio di progetto dei rinforzi (kN/m)
- $T_{1,2}^*$ = Forza di sfilamento sul rinforzo indotta da deformazione rete (kN/m)
- T_h = Reazione orizzontale passiva wire mesh (kN/m)
- $\theta_{1,2}$ = Pendenza locale zone rinforzi (°)
- $\beta_{1,2}$ = Inclinazione ancoraggio (chiodi/tiranti)(°)
- $\omega_{1,2}$ =angolo tra rete deformata e parete (°)
- δ =angolo inclinazione reazione passive rete(°)

$T_h = \alpha T_r \cos \delta$

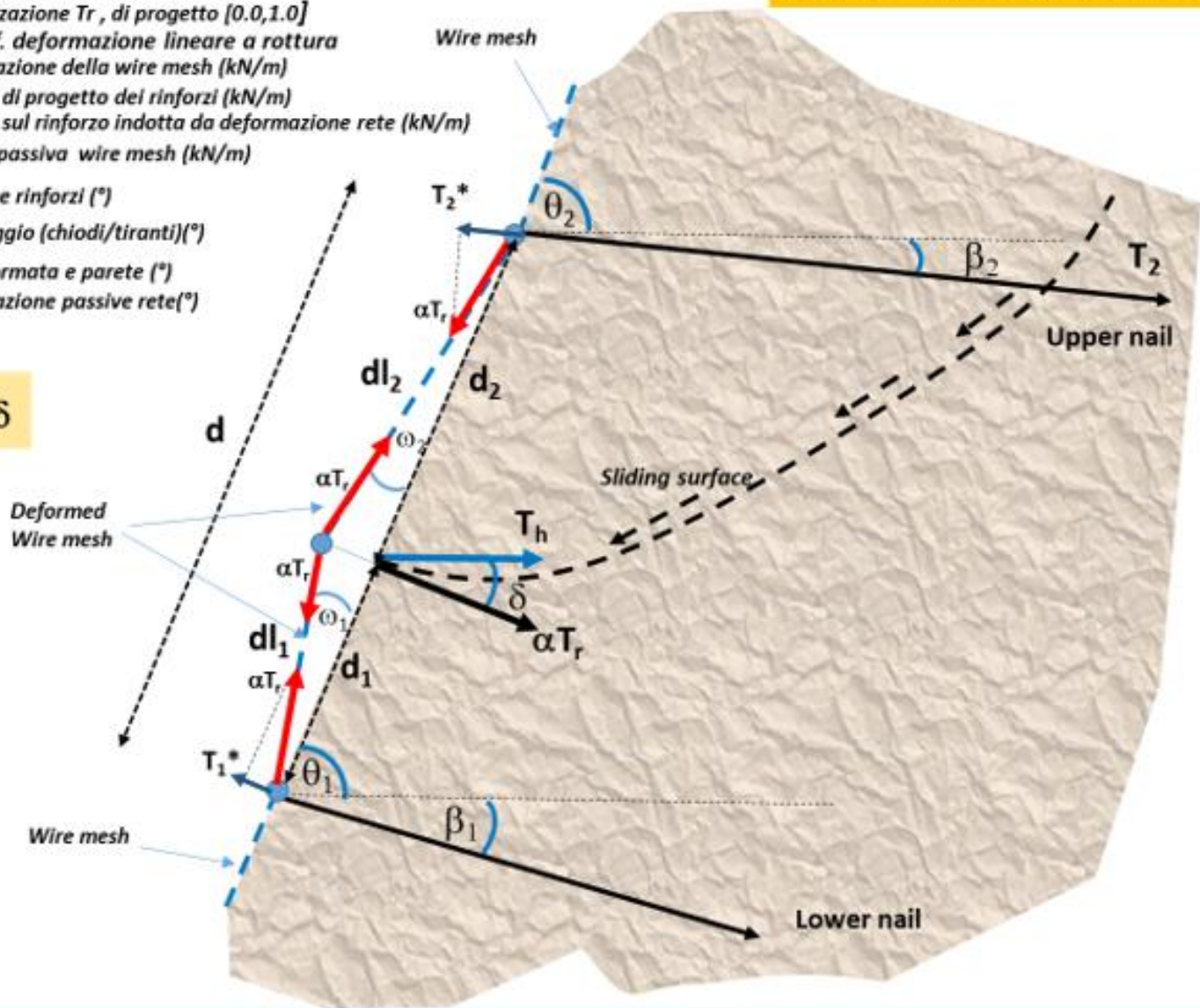
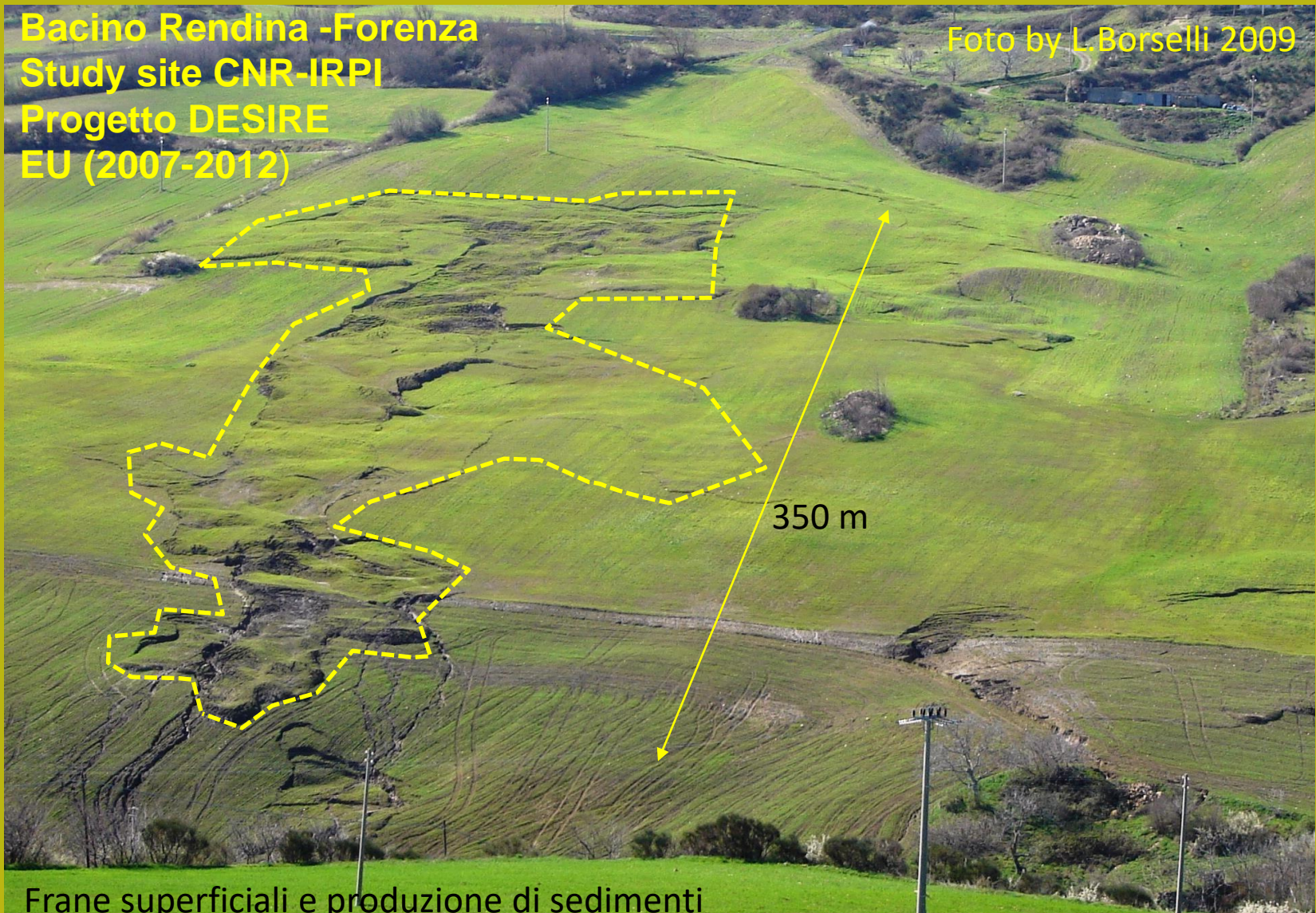


Figura-2.4.35(Borselli .2020)

Parte 2

ASPETTI GEOMORFOLOGICI E STABILITA' DEI PENDII



Geomorfologia e Geotecnica

Ovvero:

- Ogni processo di instabilità ha una (o più) causa/e
- Le proprietà dei geomateriali coinvolti hanno una relazione con la/e causa/e del processo di instabilità (ruolo della geotecnica!!)
- Gli stessi processi di avvenuti nel passato possono riprodursi nel futuro
- Le condizioni di pericolosità future sono influenzate dalla evidenza di processi geomorfologici in atto nel presente e da quelli occorsi in passato (importanza metodo di analisi multitemporale della pericolosità).
- Da rilievi geomorfologici locali è possibile ricavare parametri geotecnici di rilevante importanza.

Material		ROCK	DEBRIS	EARTH
Movement type				
FALLS		Rock fall	Debris fall Scree Debris cone	Earth fall Colluvium Debris cone
		Rock topple	Debris topple Debris cone	Earth topple Cracks Debris cone
SLIDES	Rotational	Single rotational slide (slump) Failure surface	Multiple rotational slide Crown Head Scarp Minor Scarp Failure surface	Successive rotational slides
	Translational (Planar)	Rock slide	Debris slide	Earth slide
SPREADS	<p>e.g. cambering and valley bulging</p>			Earth spread
FLOWS	Solifluction flows (Periglacial debris flows)	Debris flow		Earth flow (mud flow)
COMPLEX	e.g. Slump-earthflow with rockfall debris		e.g. composite, non-circular part rotational/part translational slide grading to earthflow at toe	

Classificazione dei movimenti di massa in funzione del tipo di materiale e del tipo di movimento.

E' nota da tanti anni questa corrispondenza tra tipo di geomateriale e tipologia di movimento

http://www.bgs.ac.uk/landslides/how_does_BGS_classify_landslides.html

Foto L.B . Val samoggia 2003



**Calanchi e terreni agricoli
App. Bolognese (BO)
e val. D'Orcia (SI)**

**Terreni precedentemente livellati
per colture di cereali.**

**Erosione superficiale e
movimenti di massa
strettamente collegati**

Piovosità media 1100-600 mm/

**Sorgenti primarie di
sedimenti
Frane, alluvioni**



Foto L.B . Val d'orcias 2006

Toscana

Foto L.B. 2002



Veneto

Foto Bazzoffi 2007

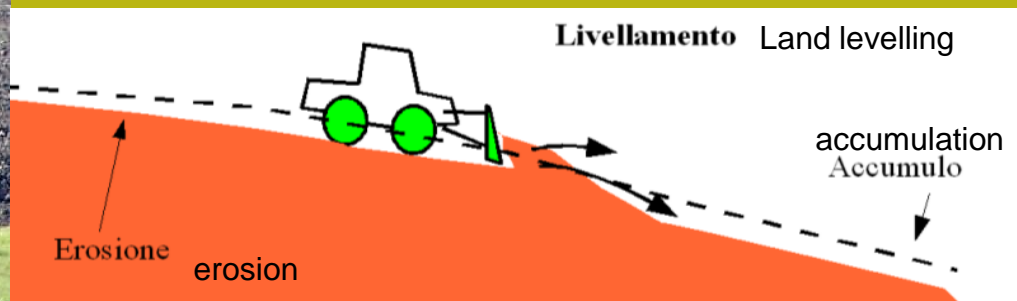


Foto L.B. 2002

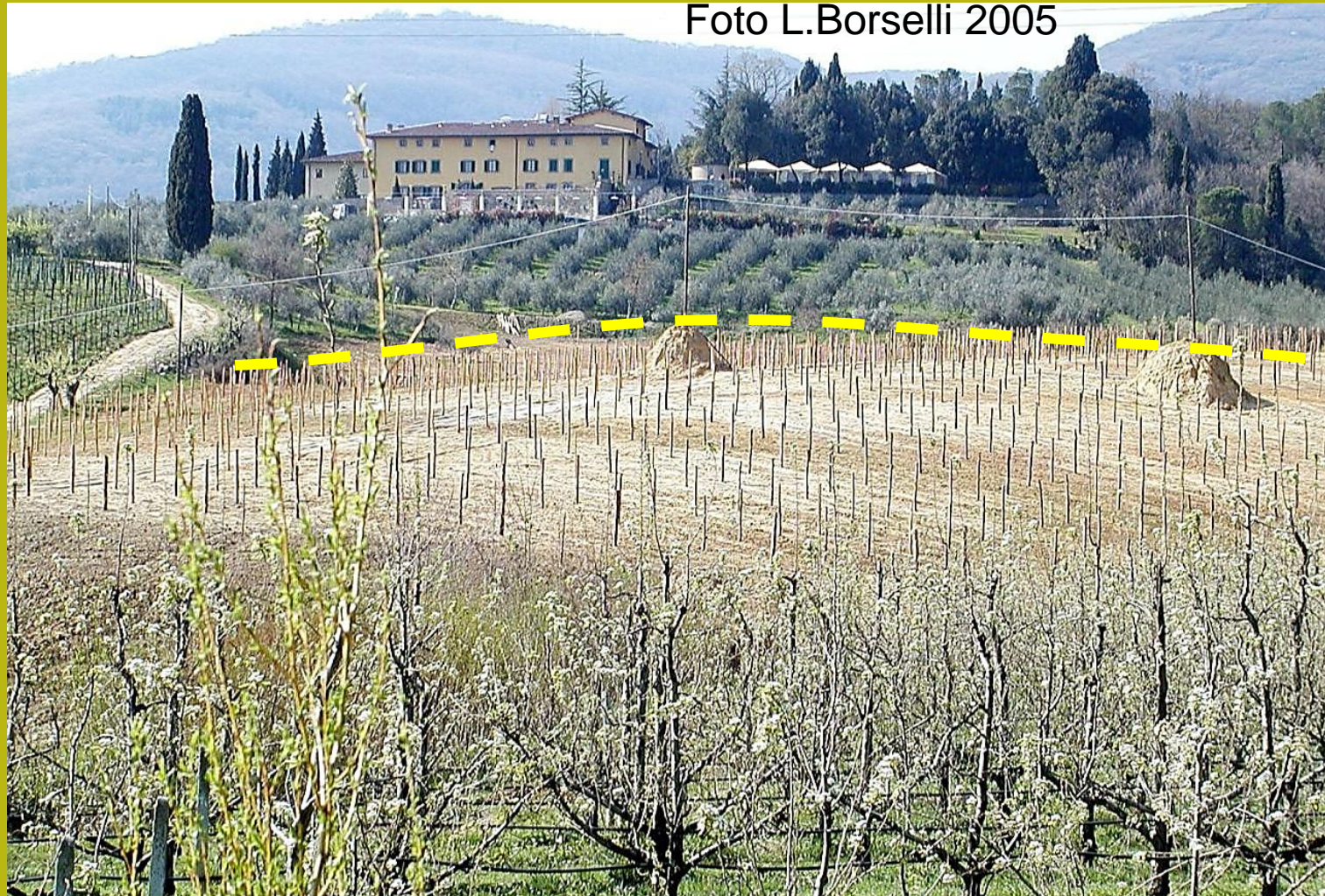
Emilia Romagna



**Erosione meccanica dovuta
Operazioni di Livellamento
Impianto di nuovi vigneti.
Agente Hantropo-morfologico
come fattore di instabilità dei pendii**



Livellamenti – Evidenze erosione meccanica – nuovo vigneto su suoli sabbiosi su sedimenti lacustri pliocenici (valdarno superiore, Toscana)



Livellamenti – Conseguenze nella stabilità dei pendii (Chianti, Toscana)

Foto L.Borselli 2001



Livellamenti – Conseguenze nella stabilità dei pendii (Chianti, Toscana)

Foto L.Borselli 2005



Foto L.B. 2009



Livellamenti Frane superficiali e produzione di sedimenti

Bacino Rendina a sud di Ripacandida

Study site CNR-IRPI

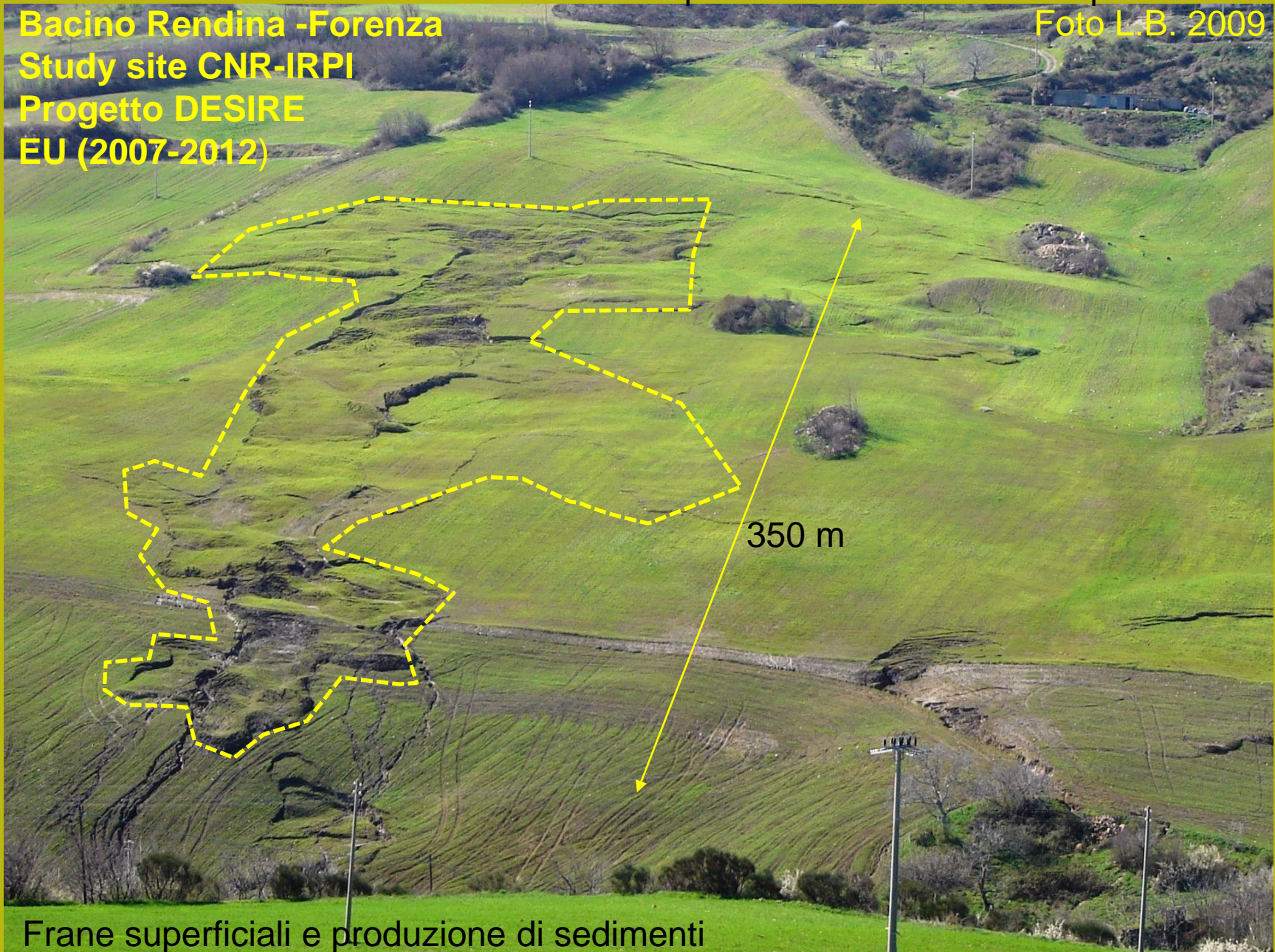
Progetto DESIRE

EU (2007-2012)

Frane superficiali con riattivazione periodica

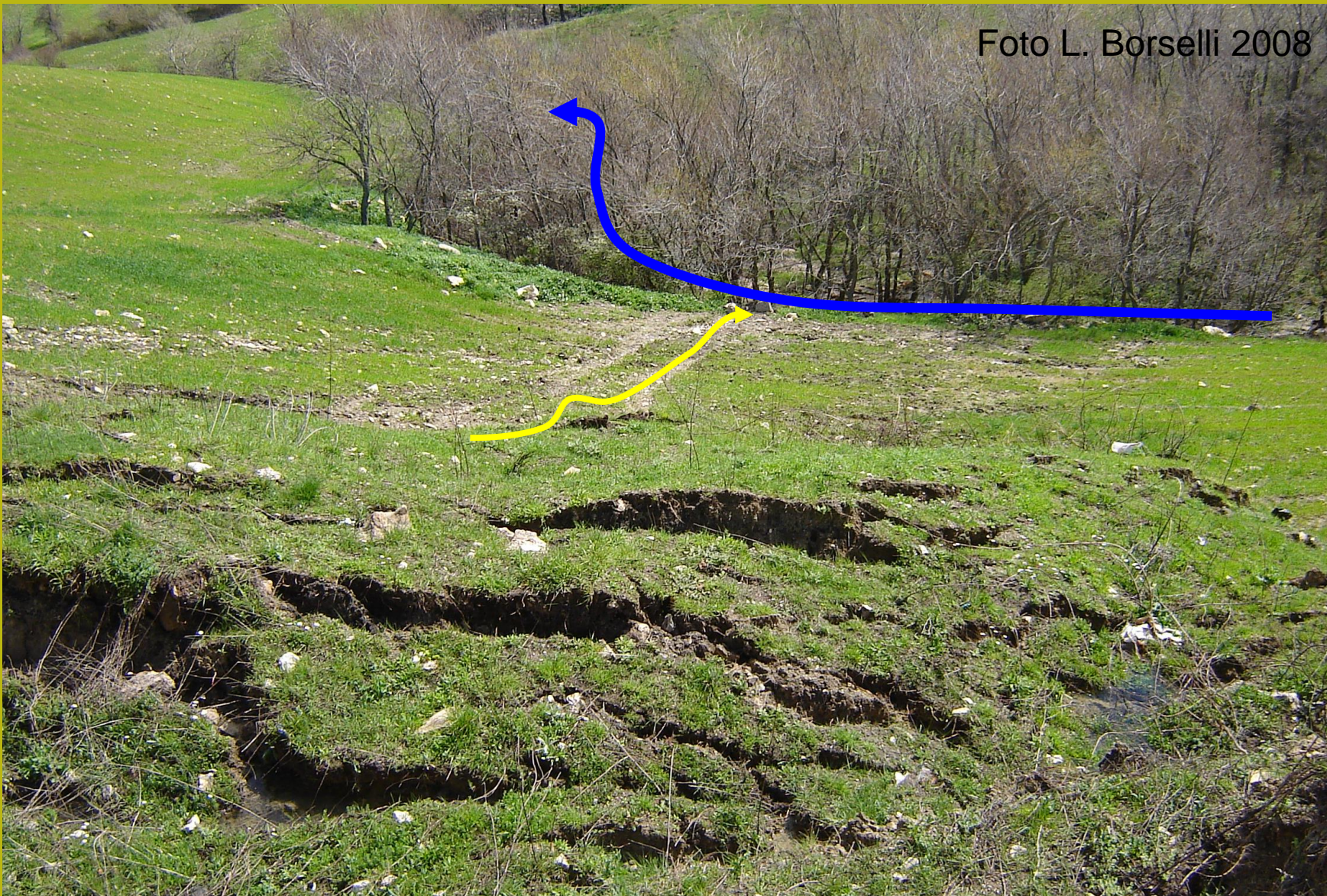
Bacino Rendina -Forenza
Study site CNR-IRPI
Progetto DESIRE
EU (2007-2012)

Foto L.B. 2009



Frane superficiali e produzione di sedimenti

Foto L. Borselli 2008

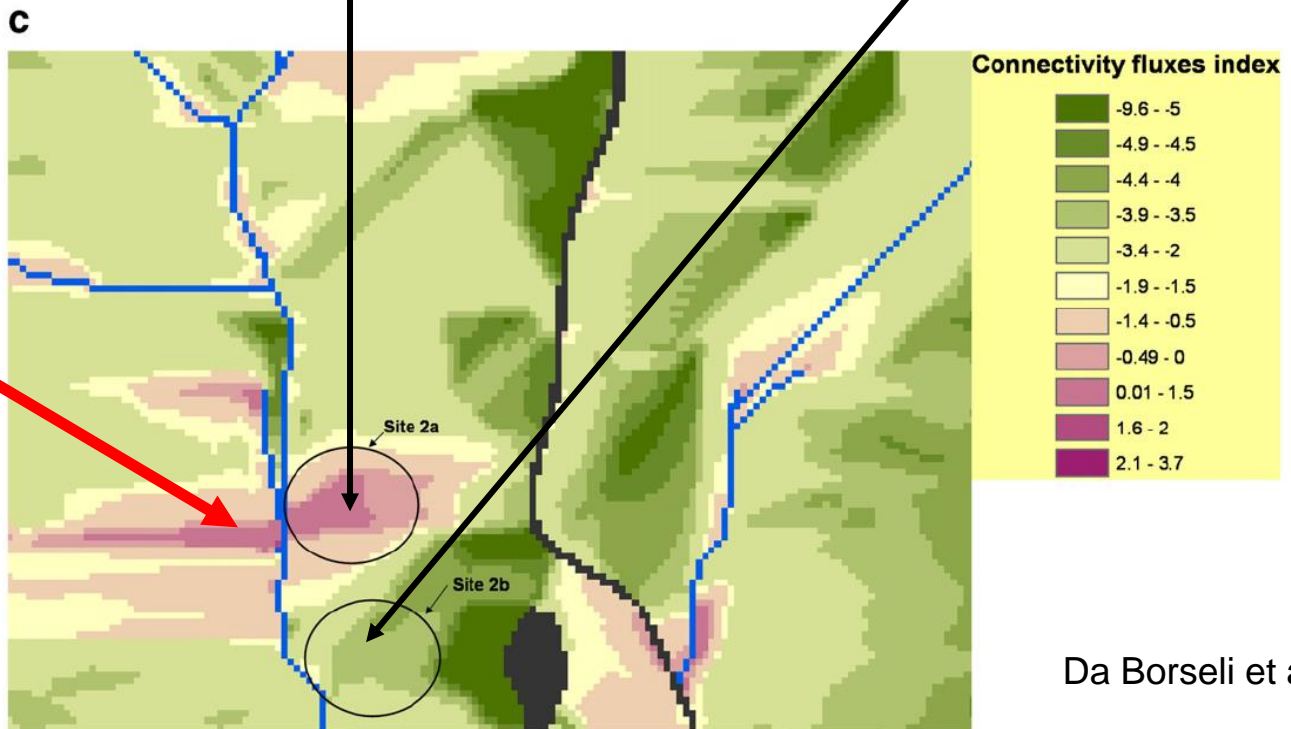


Esportazione sedimento da aree in frana – effetto della connettività dei flussi

Foto L. Borselli 2001



Sestino , (AR)
Decorticazione
Superficiale (0.1-0.2m)
e mudflow ...
Dopo disgelo rapido.
Connettività e
frane superficiali



Frana attiva
Da
10000 m³

Da Borselli et al. 2008

**Estensione
Verifiche di
stabilità ad una
area significativa..**

«*significativa*»??



Movimento di massa superficiale e sua rapida evoluzione

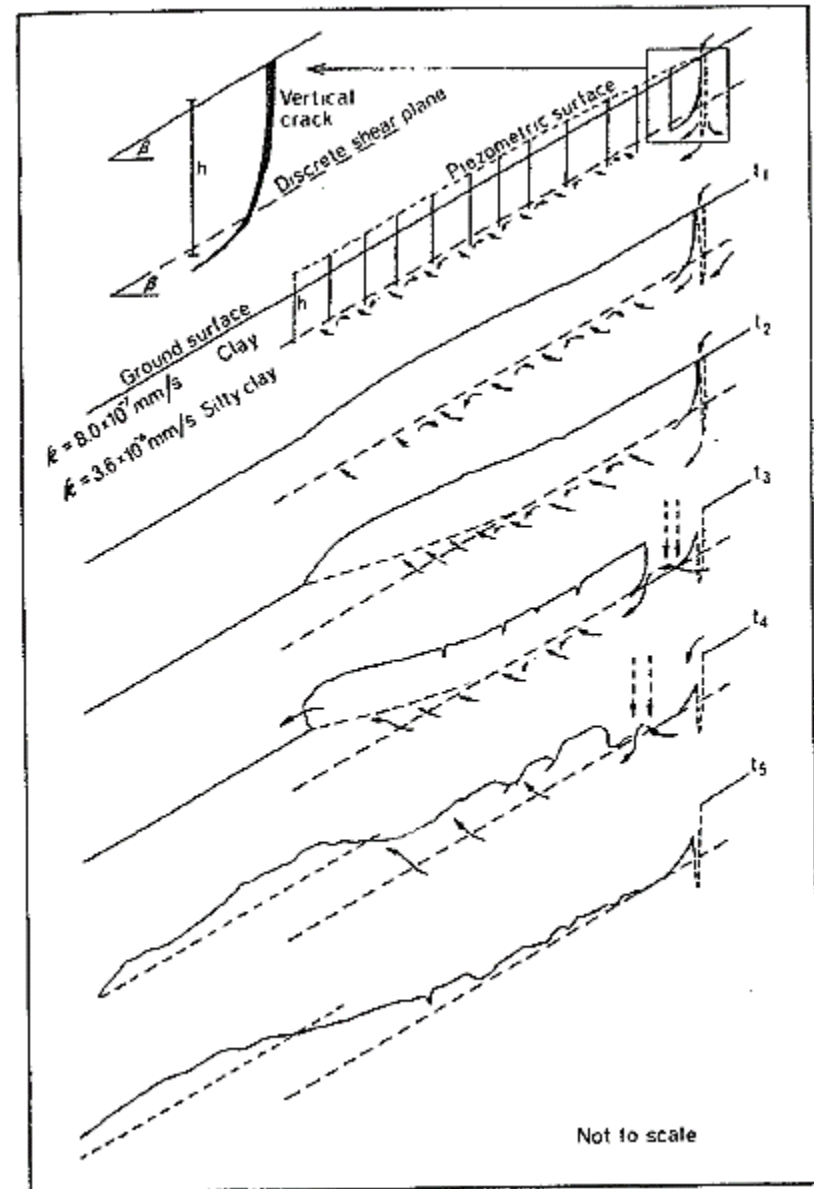
Foto L.B. - Val Samoggia 2002

March 2002
(snowmelt of
40 cm snow)



October 2002
(200 mm rainfall
in september)

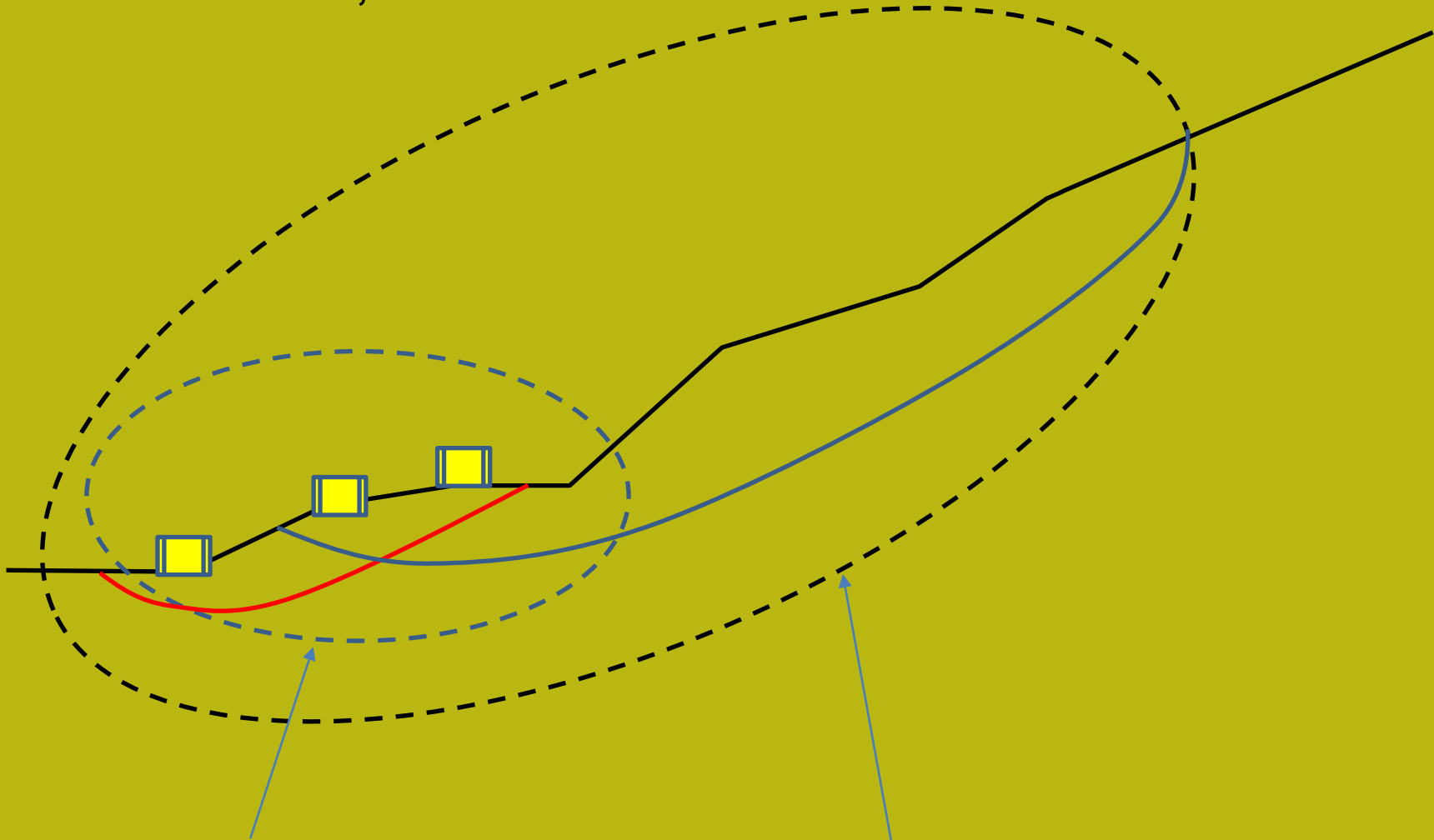




Evoluzione di un movimento
superficiale monitorato
In nuova zelanda (1980). Selby (2005)

Da Selby (2005)

Quanto estendere le indagini , e quanto estendere la zona di analisi di verifica di stabilità, in un contesto LEM ??



Zona limitata che spesso si adotta per Risparmiare su Tempo e \$\$

Zona di indagine allargata se vi sono documentati eventi storici di frana.. Ma spesso a discrezione del Geologo e/o Progettista

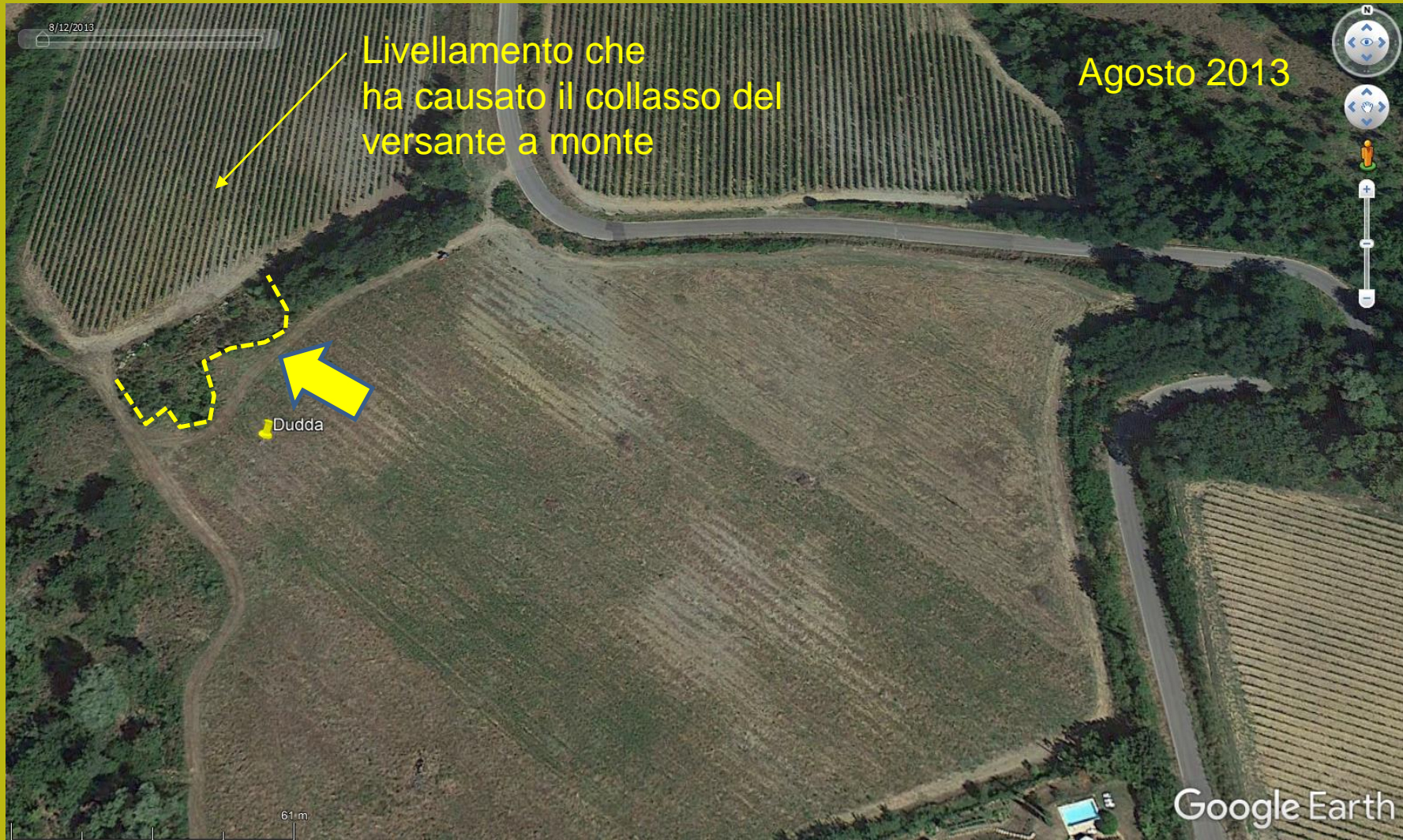
Un esempio concreto del problema della valutazione area significativa

Livellamenti – Conseguenze nella stabilità dei pendii (Chianti, Toscana)

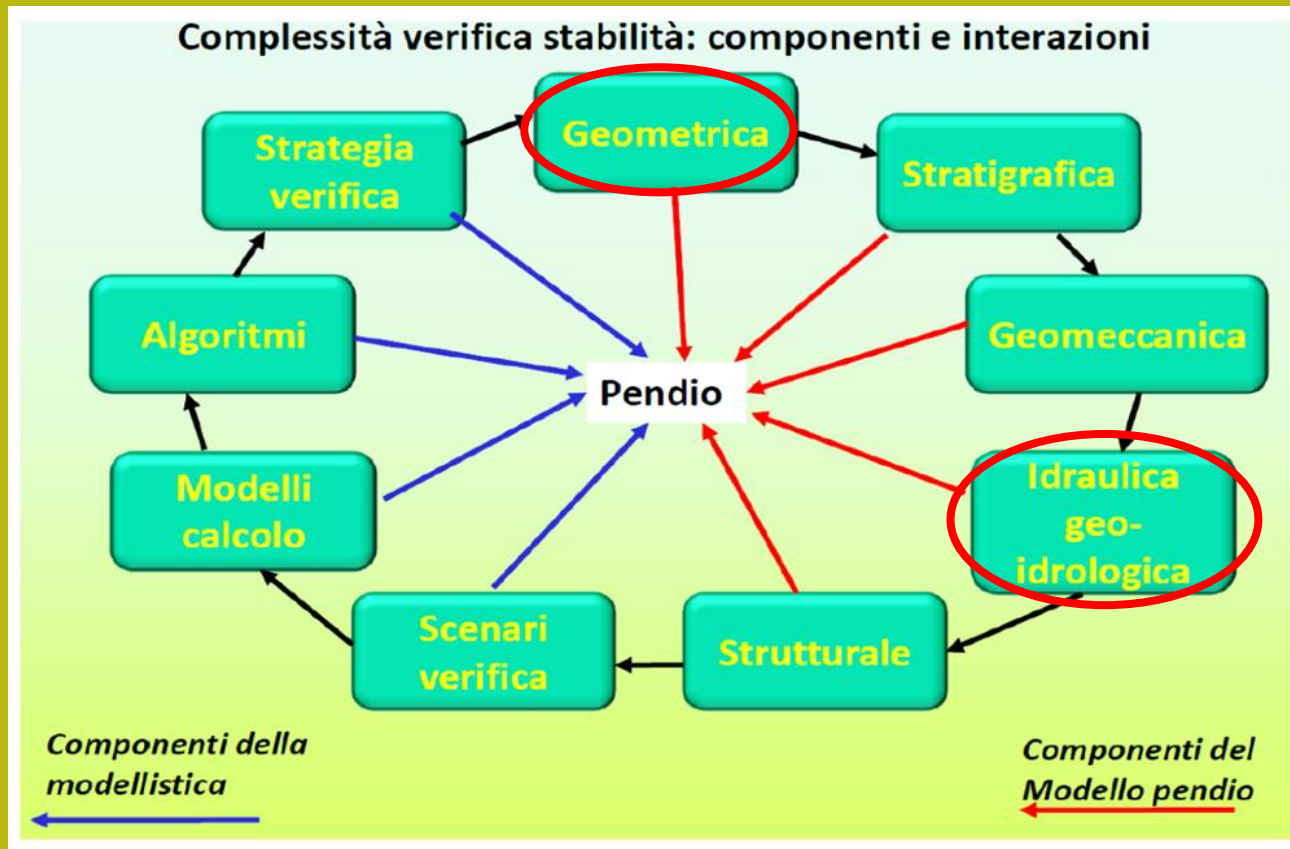
Foto L.Borselli 2005



Livellamenti – Conseguenze nella stabilità dei pendii (Chianti, Toscana)



La complessità geometrica ed idrogeomorfologica nella verifica di stabilità



La geometria del versante e volume significativo

Esempio di un'area in Provincia di La Spezia;
A TUTT'OGGI NON
CLASSIFICATO NEL PAI Bacino
del F. Magra



Ingrandimento dell'area
con traccia della sezione
di verifica di stabilità
globale

**SEZIONE VERIFICA
STABILITA' GLOBALE
28 mt**



Aspetti Geometrici e Geologici

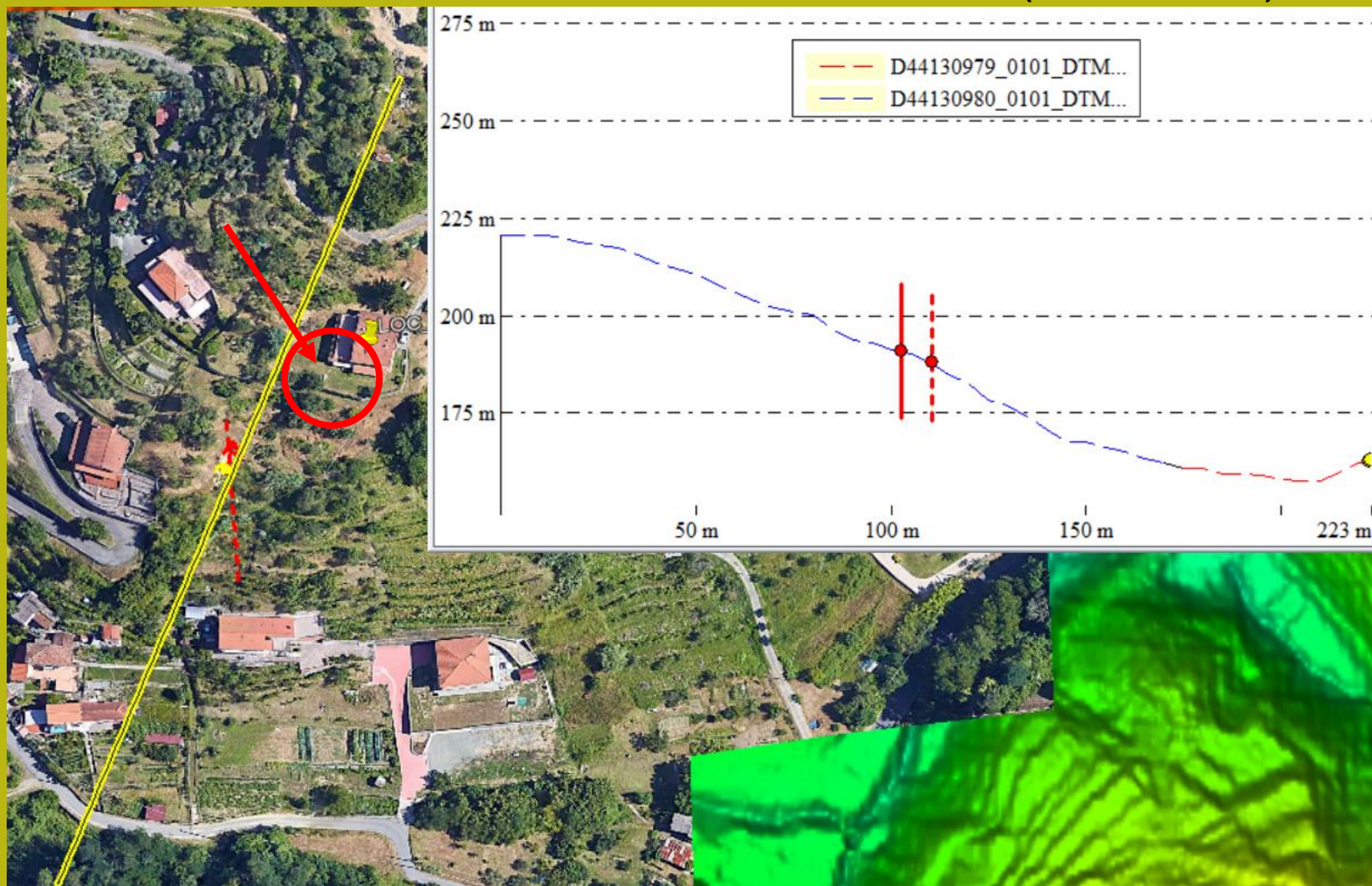
La zona non è mai stata interessata da fenomeni franosi in epoca storica;

nel mese di Ottobre/Novembre 2010 si è generata una frana superficiale tipo Soil Slip trasformatasi in una colata di fango che ha raggiunto il fabbricato sottostante; nel Marzo 2018 una seconda frana si è instaurata a monte di quella del 2010

- **Geologia:** Formazione Arenarie del Gottero;
- **Litologia:** Arenarie fini/siltiti di colore grigio scuro, nelle porzioni di roccia fresca e beige – marroni in quelle alterate, alle quali si intercalano in strati isolati e di spessore variabile, frequenti interstrati di argilliti e argilliti – siltose di colore grigio molto scuro;
- **Morfologia:** Versante di circa 200 mt che si estende da circa 220 mt.slm a circa 150 mt.slm
- **Corpo di frana:** coltre detritica colluviale e di alterazione del substrato arenaceo sottostante argilloso sabbiosa di spessore variabile (da pochi dm ad alcuni metri), con presenza di una falda ad andamento stagionale

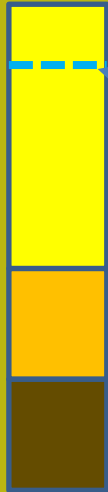
Porzione del versante interessato dal Soil Slip – 2010 e frana 2018

Soil Slip – 2010 – 2018 ; Sezione Versante derivata da DTM da LIDAR Ministero Ambiente (0.80mt x 0.80 mt)



Stratigrafia tipo del volume significativo

(derivata dalle relazioni geologiche eseguite nel 2010)



Copertura detritica colluviale e di alterazione costituita da depositi limo argilloso sabbiosi, presenza di una faida con prof. variabile stagionalmente

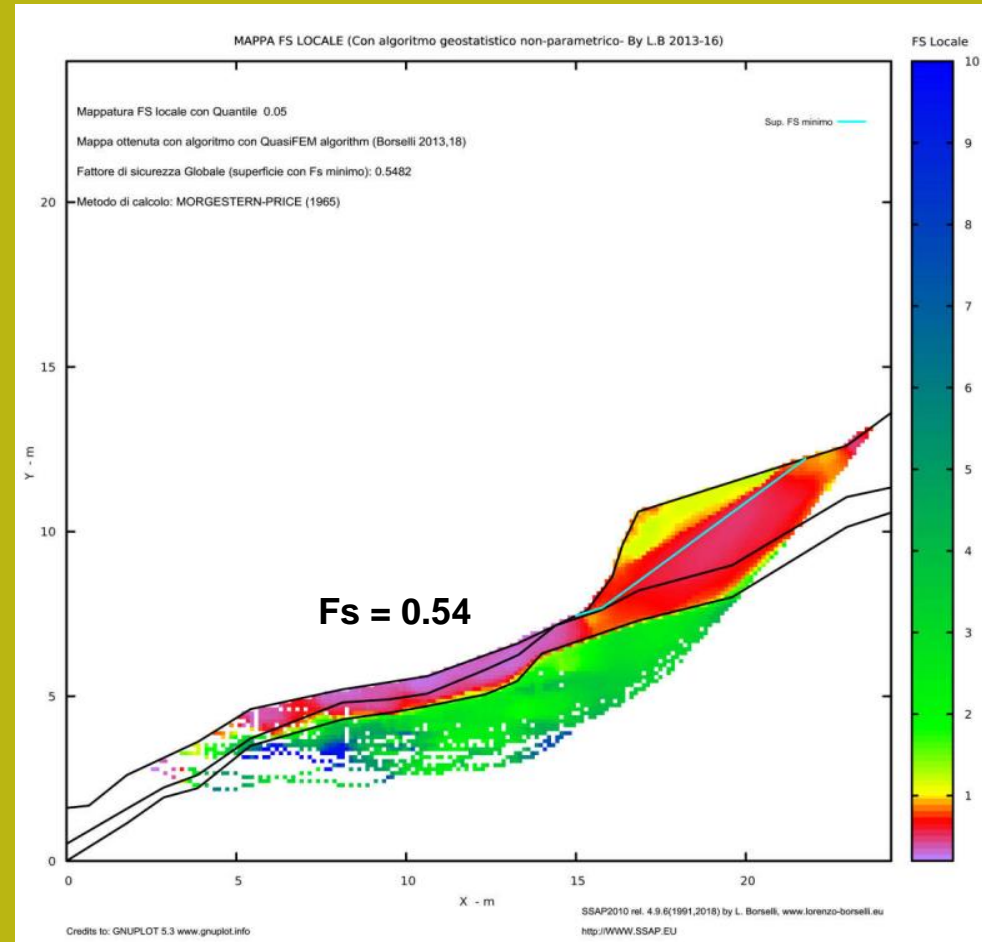
Detrito in matrice limo argilloso sabbiosa moderatamente addensato

Substrato roccioso arenaceo fratturato ed alterato

Parametri geomeccanici – (derivati da studi locali)									
Strato	φ'	C'	C_u	γ	γ'	sgci	GSI	mi	d
	deg	kPa	kPa	kN/m3	kN/m3
1	22.20	0	0	16.76	18.24	0	0	0	0
2	25.70	0	0	18.93	18.93	0	0	0	0
3	33.80	50.40	0	23.00	23.00	0	0	0	

La verifica di stabilità

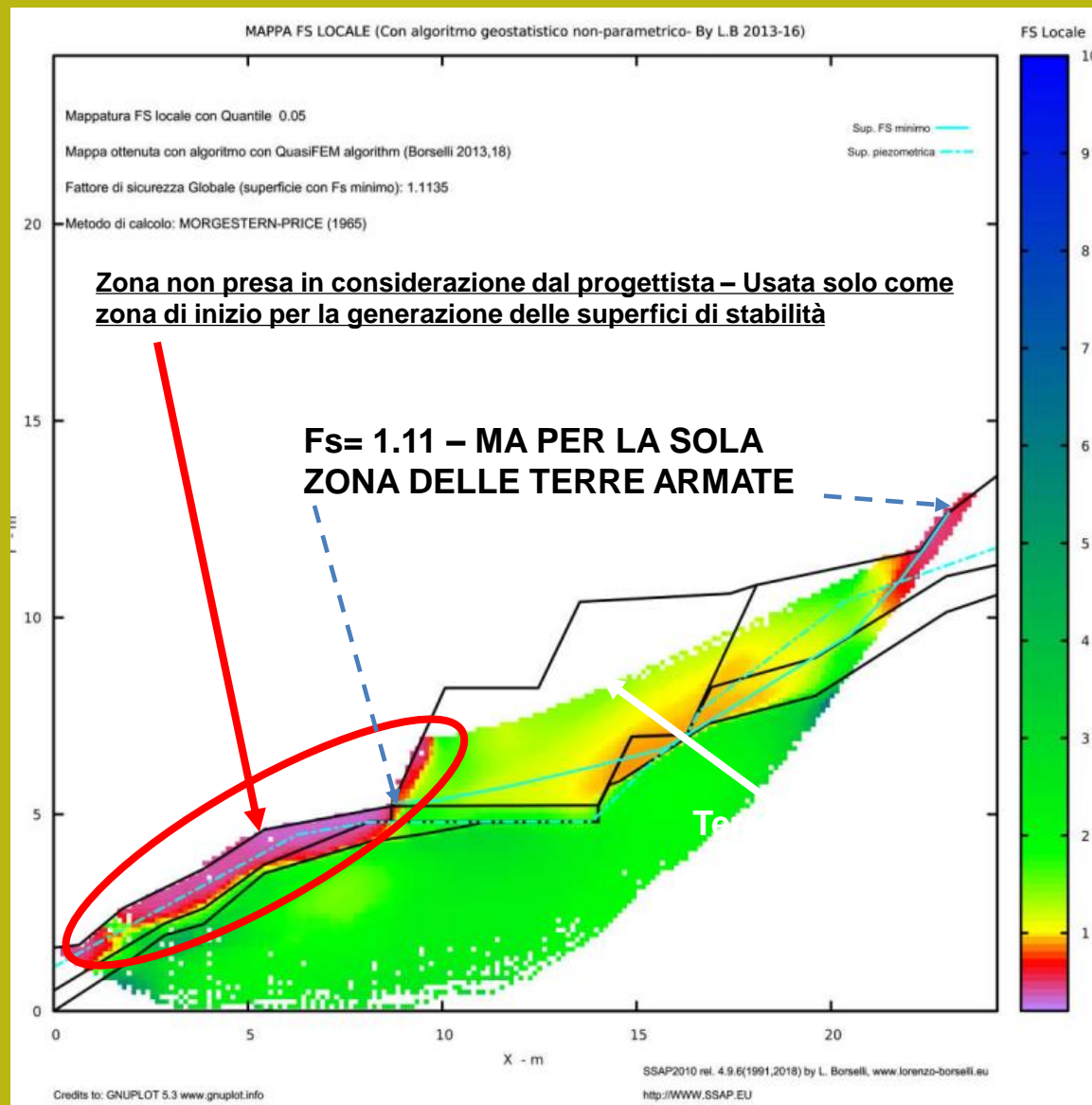
(Ante Operam – L'immagine è derivata dalle relazioni geologiche eseguite nel 2018 finalizzata al progetto definitivo per la realizzazione di Terre Armate; la verifica è stata eseguita per una sezione della lunghezza di circa 28 metri



La verifica di stabilità globale (Progetto Definitivo)

(lunghezza sezione 28 metri)

VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE
LIMITATA AL BLOCCO DELLE TERRE
ARMATE

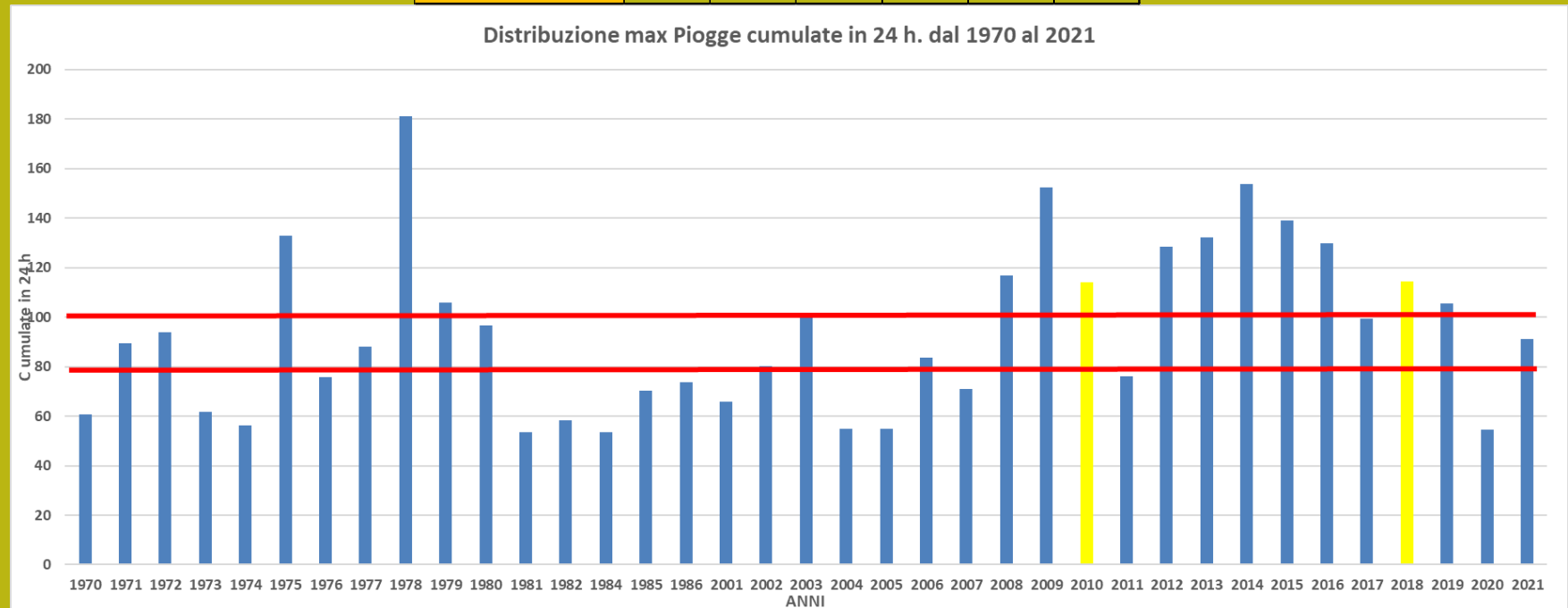


Le Frane del 2010 – 2018 pluviometro

La frana del 2010 è avvenuta con una pioggia antecedente di 136.2 mm in 45 ore (3.02 mm/h);

La frana del 2018 è avvenuta con una pioggia antecedente di 78.8 mm in 15 ore (5.25 mm/h);

Tempo di ritorno evento						
Evento (mm)	1	3	6	12	24	Ore
100	71.5	15.3	8.32	3.91	2.35	Anni



Alcune considerazioni

- **L'area dal 1970 al 2010 NON è mai stata interessata da movimenti franosi;**
- Le piogge che hanno contribuito alla attivazione almeno della frana del 2010 sono piogge **NON ECCEZIONALI** con un tempo di ritorno compreso fra 2 e 4 anni;
- Non essendo intervenuti fatti estranei e modificazioni territoriali tali da giustificare l'innescò almeno della frana del 2010 sarebbe stato necessario ricercare per quali motivi si sono innescate sia quella del 2010 che del 2018;
- Le verifiche di stabilità limitate alla zona in frana (volume significativo) hanno fornito $F_s > 1.1$ a seguito della realizzazione di una terra armata;
- L'areale in questo caso è stato valutabile in circa 850 mq escludendo il lavoro di rilievo geologico sicuramente eseguito nell'area;
- Il Volume significativo può essere approssimamene stimato in 2500 m³

**SI E' REPUTATO OPPORTUNO SPINGERE LA VERIFICA SULL'ASSETTO
IDROGEOMORFOLOGICO COMPLESSIVO DELL'AREA**

ANALISI IDROGEOMORFOLOGICA PERCORSO METODOLOGICO

- a) **Analisi Idrogeomorfologica mediante l'utilizzo del DTM derivato dai dati LIDAR del Ministero dell'ambiente;**
- b) **Preelaborazione del DTM mediante applicazione di appositi Filtri per eliminare eventuali rumori di fondo del DTM e depit;**
- c) **Realizzazione delle mappe del Watershed con definizione delle aree contribuenti nella zona di distacco;**
- d) **Definizione del Reticolo idrografico dell'area per individuare le principali linee di deflusso;**
- e) **Applicazione metodi di geomorfometria per la redazione di carta delle pendenze, delle curvature, per l'individuazione delle zone pseudo pianeggianti e pianeggianti;**
- f) **Realizzazione mediante appositi algoritmi della Mappa della Flow Accumulation per definire con il reticolo idrografico le zone di convergenza ed accumulo dei flussi idrici superficiali;**

ANALISI IDROGEOMORFOLOGICA PERCORSO METODOLOGICO

Individuazione dei bacini elementari che contengono l'area in frana;

Individuare l'andamento plano-altimetrico della linea di distacco e presenza/assenza di fenomeni di rottura del pendio (Tension Crack);

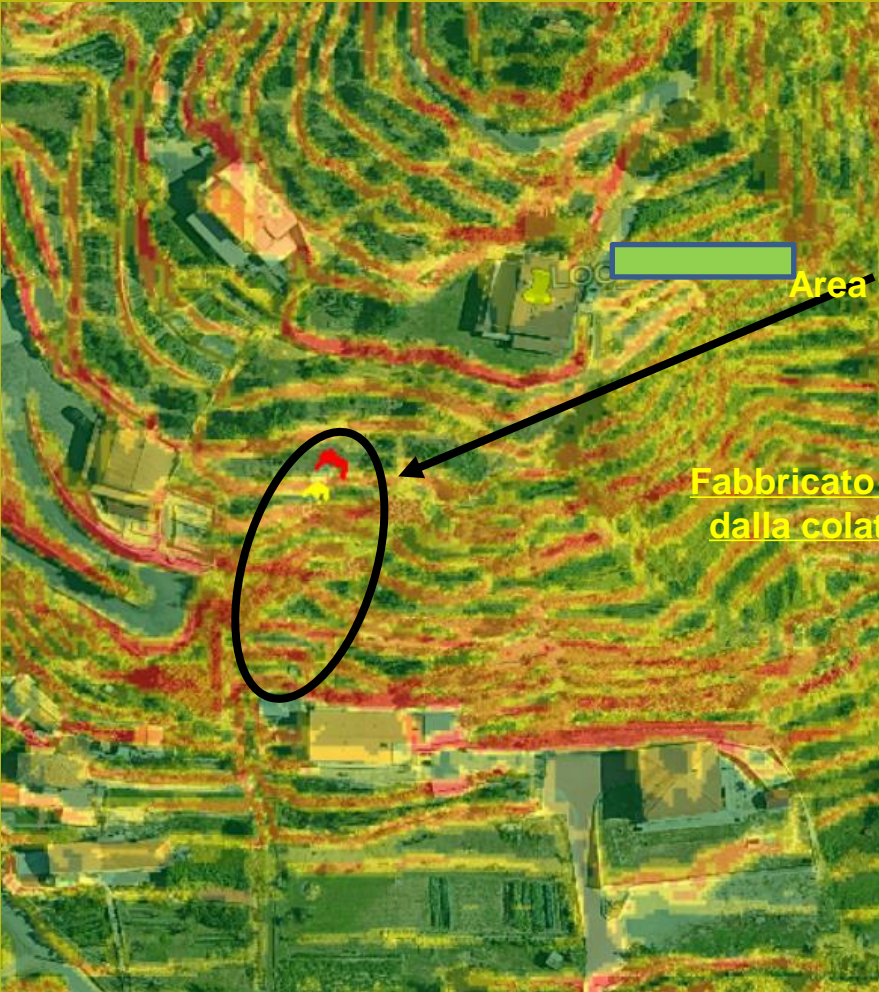
Individuare l'areale a monte della Nicchia di Distacco per definire l'area contribuente della porzione di bacino idrografico sotteso alla zona della nicchia di distacco – Tension Crack (AREA CONTRIBUENTE TENSION CRACK- TCCA);

Software utilizzati : TAU –DEM (david Tarboton); Qgis – SAGAGis; Global Mapper; ArcMap

NUOVA DEFINIZIONE DEL VOLUME SIGNIFICATIVO o meglio AREALE SIGNIFICATIVO

VOLUME E AREALE SIGNIFICATIVO

I TEMATISMI DERIVATI DALLA ELABORAZIONE DEL DTM LIDAR (0.8x0.8)



Area frane 2010-2018

Fabbricato interessato dalla colata del 2010

Carta delle Pendenze



Flow Accumulation

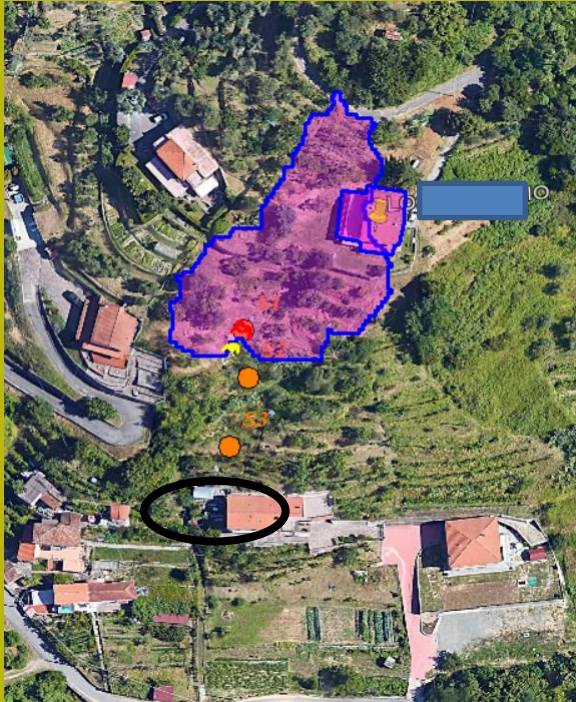
Nuova definizione dell'Areale e del volume significativo

A seguito dell'analisi idrogeomorfologica eseguita è possibile trarre le seguenti conclusioni:

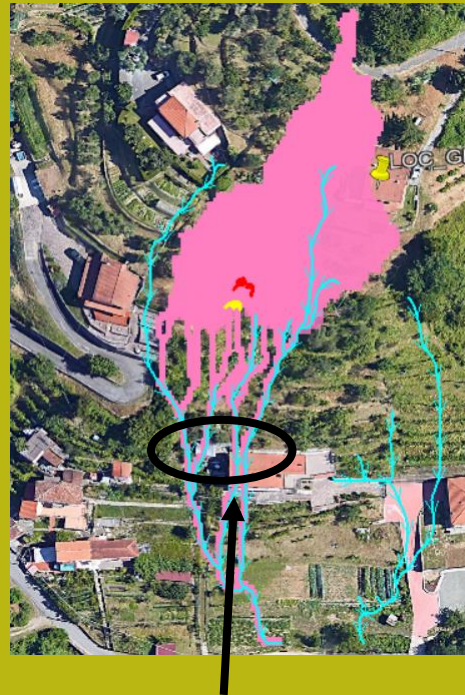
- **Necessità di ridefinire l'areale significativo e il relativo volume;**
- **Ridefinire la sezione di stabilità prendendo in considerazione la porzione a monte della zona in frana 2010 – 2018;**
- **Probabile ridefinizione dei parametri geomeccanici caratteristici**

Nella diapositiva seguente viene sviluppata una proposta per definire l'areale significativo che comprende l'area contribuente dove si concentrano i flussi idrici a monte delle frane del 2010-2018

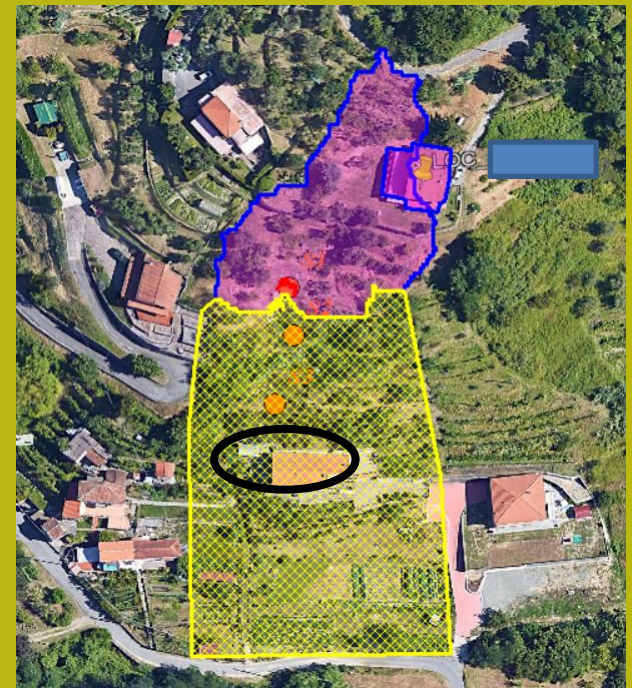
L'AREALE SIGNIFICATIVO



**Area Contribuente
deflusso Idrico
zona a monte Frane
2010/2018**



**Fabbricato
interessato
dalla colata**

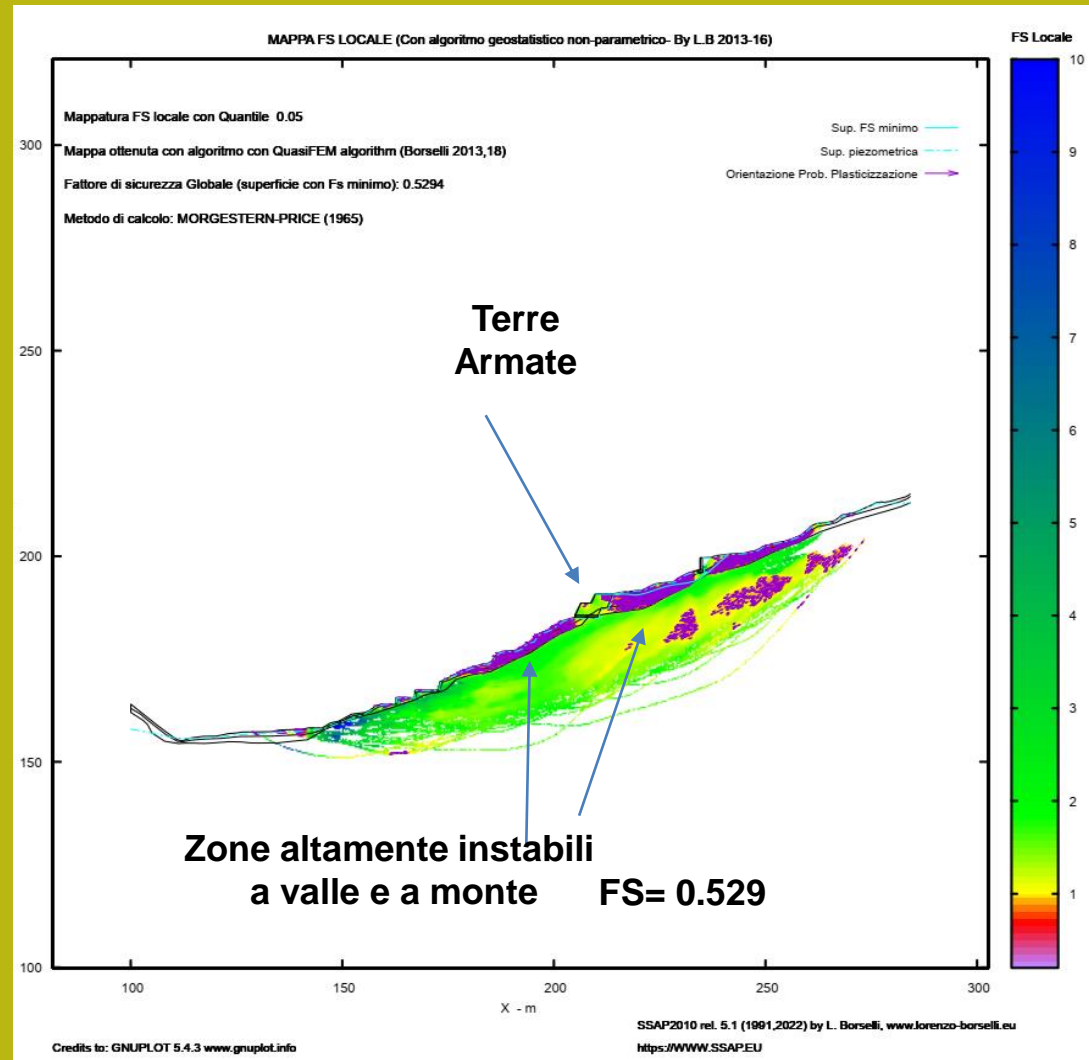


**L'areale significativo ha
necessità di essere esteso sia
monte che a valle**

Nella diapositiva seguente è stata avanzata l'ipotesi di estendere l'areale significativo sia a valle che a monte.

- La sezione di stabilità globale è stata ridefinita derivando il profilo dal DTM LIDAR, interessando tutto il versante per una lunghezza di circa 150 metri.
- Non avendo a disposizione altri dati se non le tre prove penetrometriche eseguite nel 2010, è stata ipotizzata una continuità stratigrafica delle indagini;
- E' stata utilizzata la solita parametrizzazione geomeccanica proposta dal progettista, ponendo la falda a circa 10/20 cm dal p.c. ed è stato ottenuto il risultato che segue.

La verifica di stabilità globale (lunghezza sezione circa 150 metri)



Considerazioni conclusive Volume Significativo e Ampiezza dell'indagine.

- **La normativa dal D.M. 11 Marzo 1988 afferma: Lo studio geotecnico deve essere esteso alla parte del sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il comportamento del manufatto stesso (volume significativo). L'ampiezza dell'indagine deve perciò essere proporzionata alle dimensioni, al tipo, alle caratteristiche strutturali, all'importanza dell'opera, alla complessità del sottosuolo ed allo stato delle conoscenze sulla zona in esame.**
- **NTC 2008 : Per volume significativo di terreno si intende la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso. Le indagini devono permettere la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione. Della definizione del piano delle indagini, della caratterizzazione e della modellazione geotecnica è responsabile il progettista. Ai fini dell'analisi quantitativa di uno specifico problema, per modello geotecnico di sottosuolo si intende uno schema rappresentativo del volume significativo di terreno, suddiviso in unità omogenee sotto il profilo fisico-meccanico, che devono essere caratterizzate con riferimento allo specifico problema geotecnico. Nel modello geotecnico di sottosuolo devono essere definiti il regime delle pressioni interstiziali e i valori caratteristici dei parametri geotecnici.**

NTC 2018 : 6.2. ARTICOLAZIONE DEL PROGETTO

Il progetto delle opere e degli interventi si articola nelle seguenti fasi:

1. caratterizzazione e modellazione geologica del sito;
2. scelta del tipo di opera o di intervento e programmazione delle indagini geotecniche;
- 3. *caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce presenti nel volume significativo e definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo (cfr. § 3.2.2);***
4. definizione delle fasi e delle modalità costruttive;
5. verifiche della sicurezza e delle prestazioni;
6. programmazione delle attività di controllo e monitoraggio.

Il concetto di volume significativo

Il volume significativo rappresenta la porzione di superficie terrestre nella quale si ha un'interazione reciproca, diretta e/o indiretta, tra il sito di progetto e l'opera e/o l'intervento;

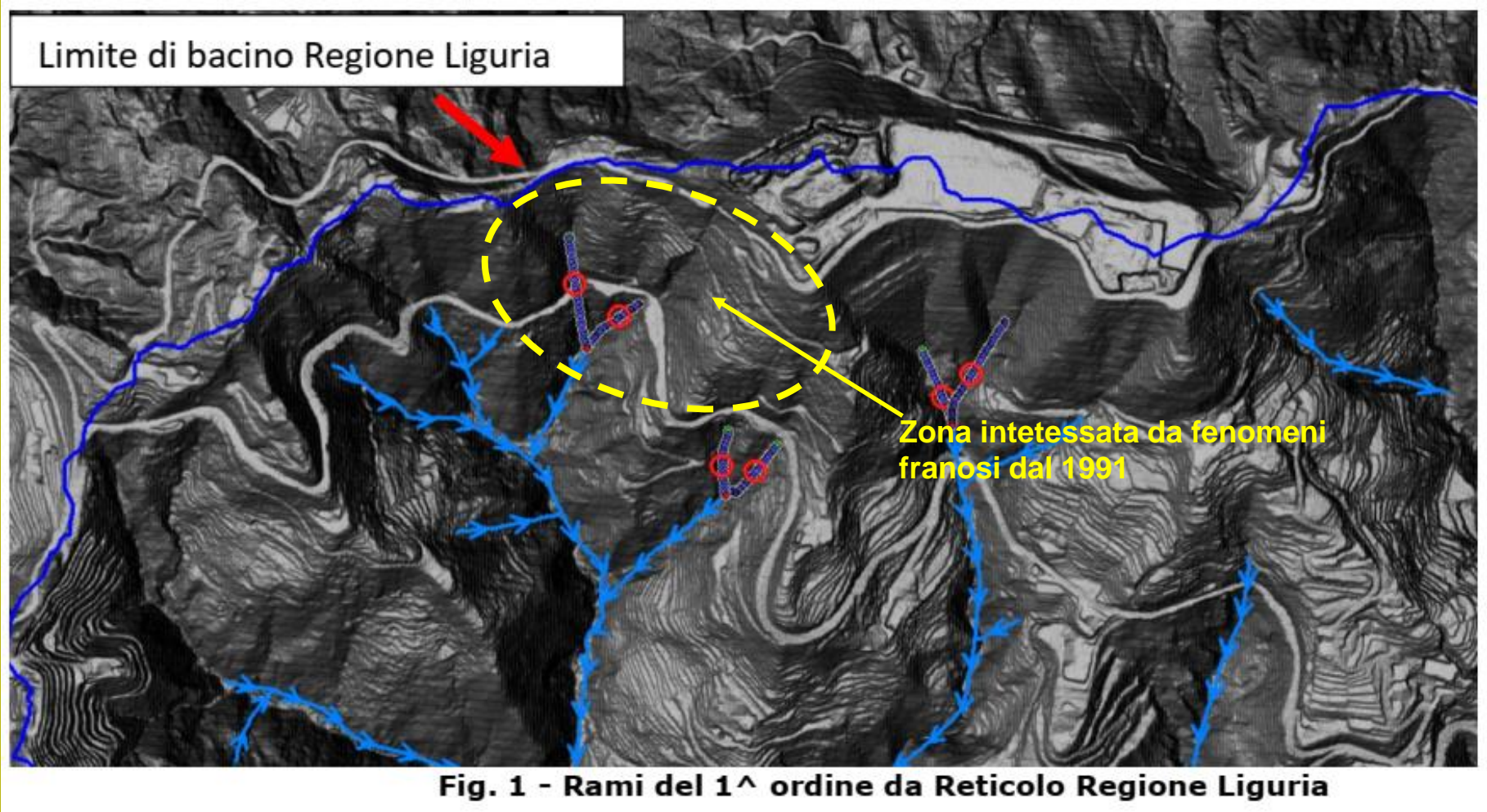
alla base della definizione e delimitazione del volume significativo c'è l'interazione tra l'opera e/o l'intervento e il sito di progetto e, a seconda del tipo d'interazione considerata;

il volume significativo assume una specifica estensione areale e una specifica estensione in profondità, andando così a definire l'area entro cui avvengono i processi e i meccanismi di interazione reciproca in uno specifico arco temporale, introducendo peraltro il concetto di multitemporalità dei fenomeni.

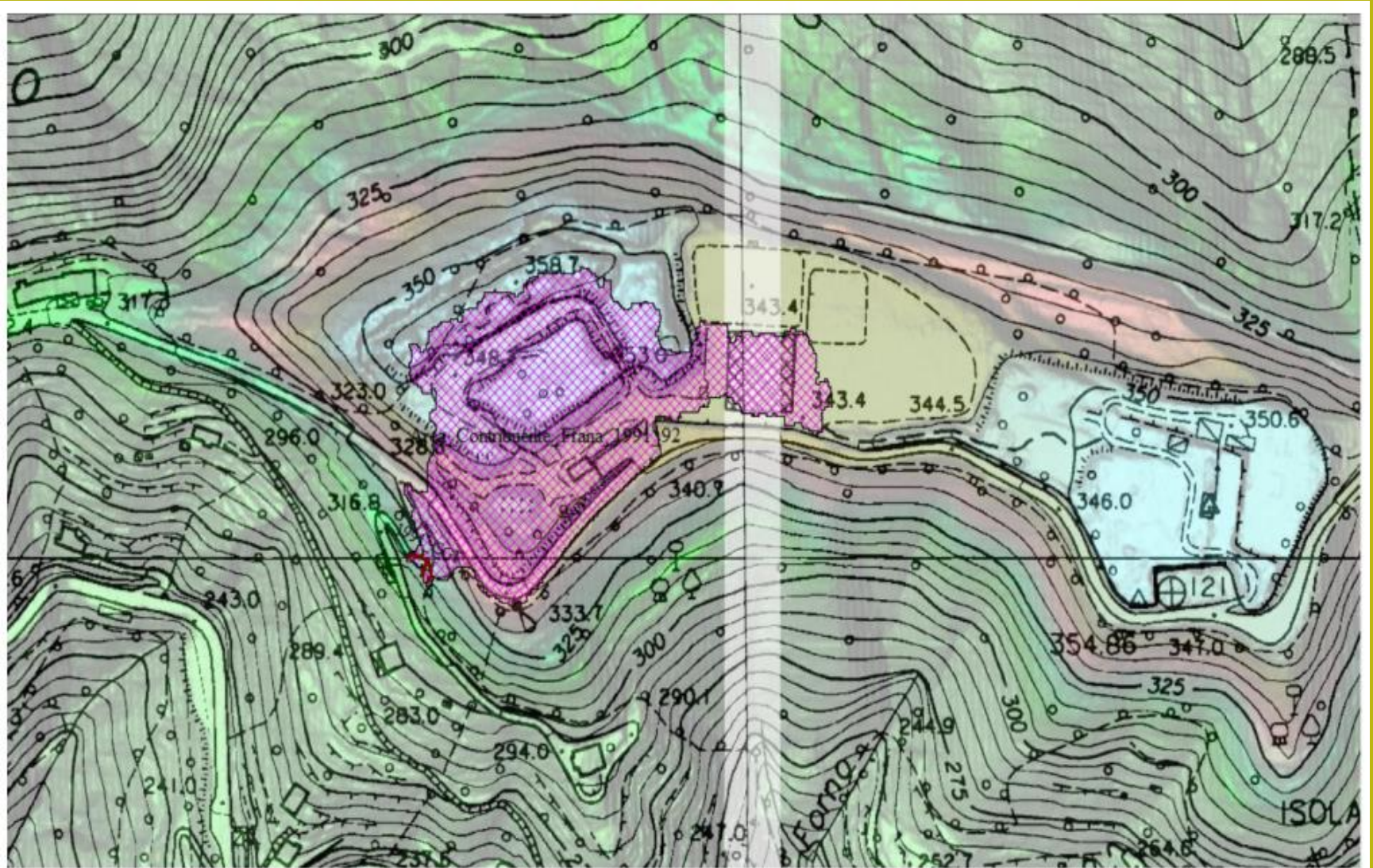
Avremo quindi diversi tipologie di VOLUME SIGNIFICATIVO

- Geologico;
- **Idrogeomorfologico**: assume una specifica importanza nelle frane pluvioindotte e/o frane superficiali, in quanto permette di definire con un buon grado di approssimazione i volumi di acqua che possono attivare fenomeni franosi;
- Sismico;
- Geotecnico

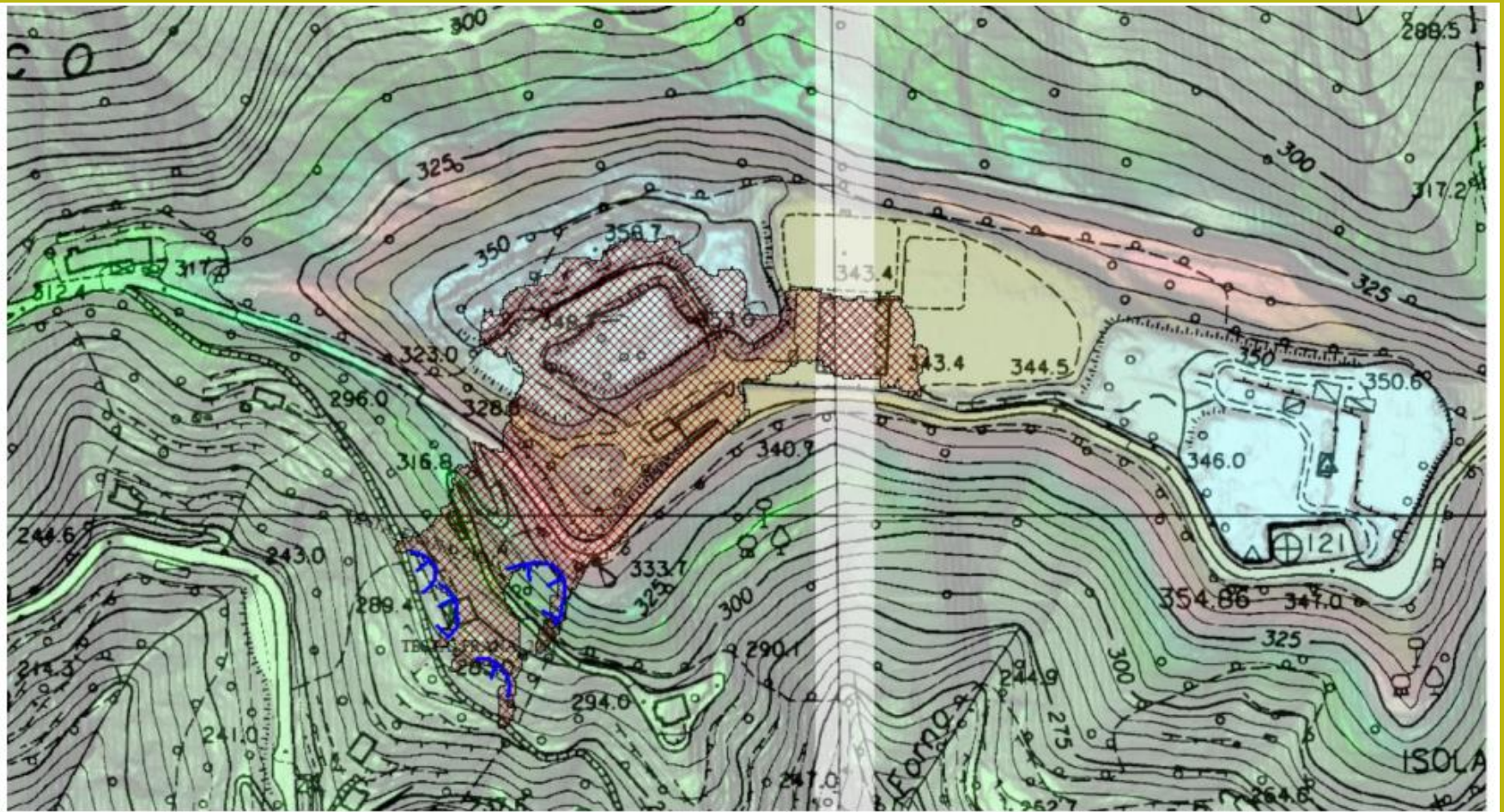
Un esempio di come si modifica ed amplia l'areale significativo in un distretto
franoso



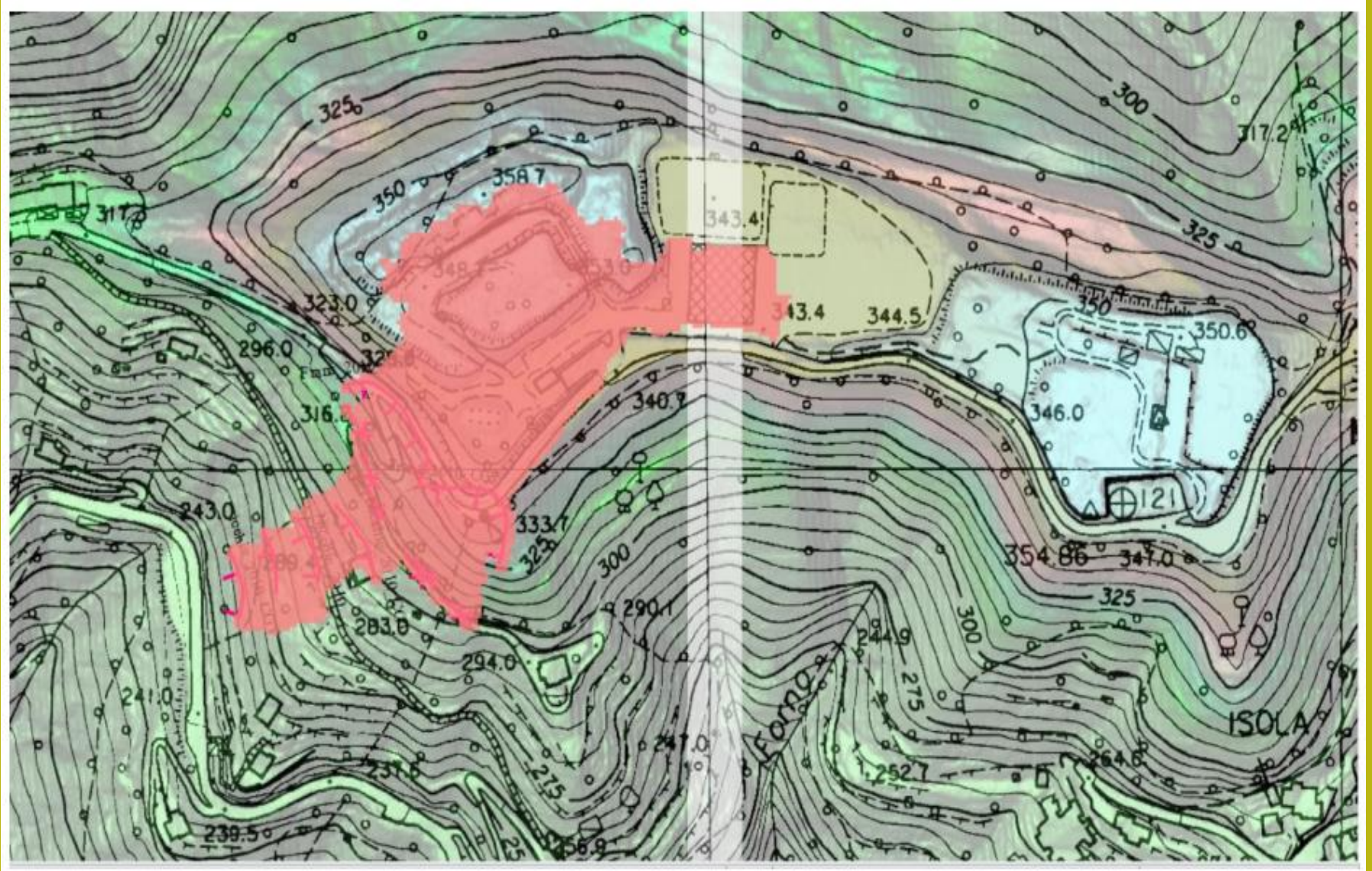
Frana_1991 e Area contribuyente



Frana_2001 e Area contribuyente



Frana_2010 e Area contribuyente



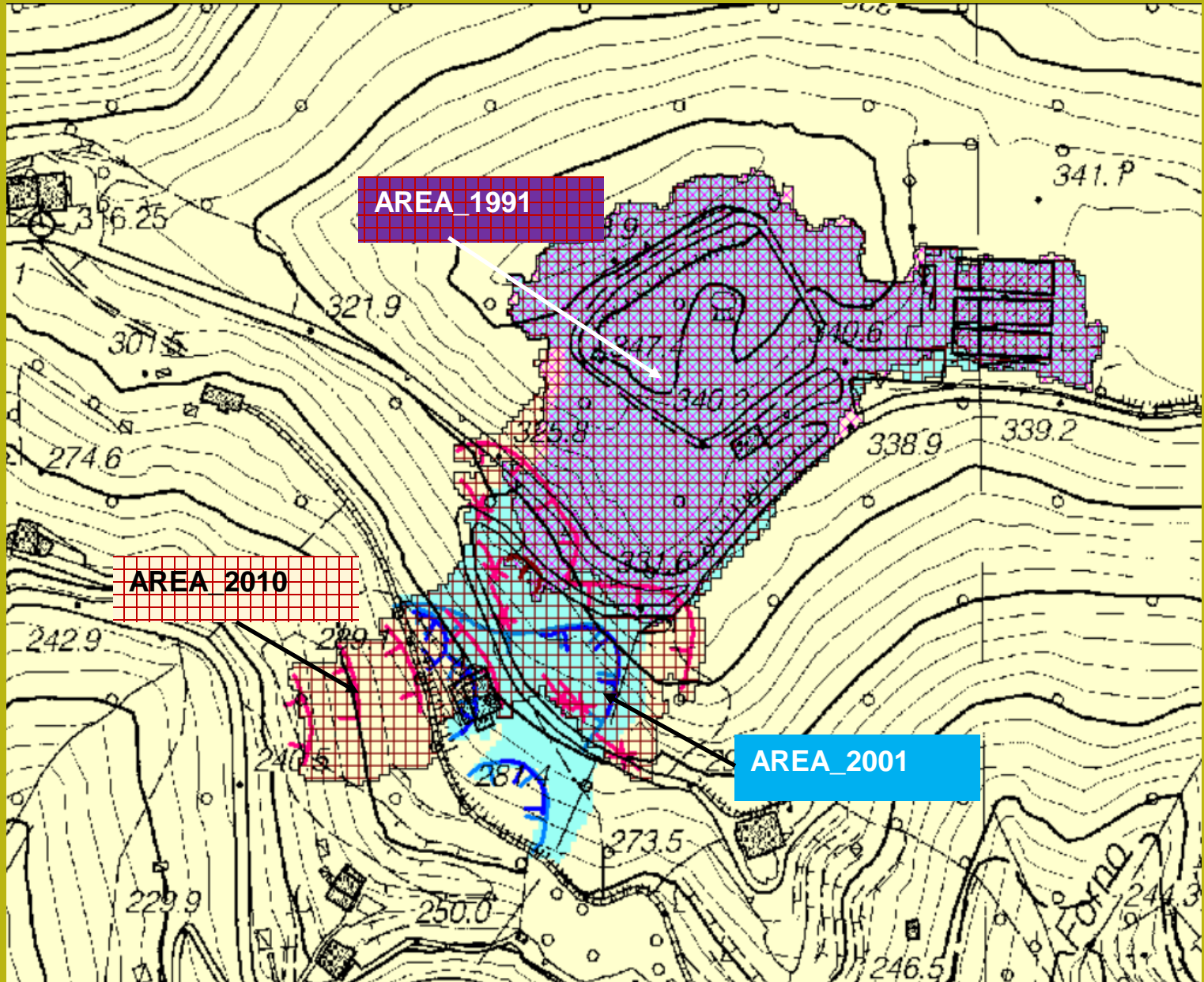
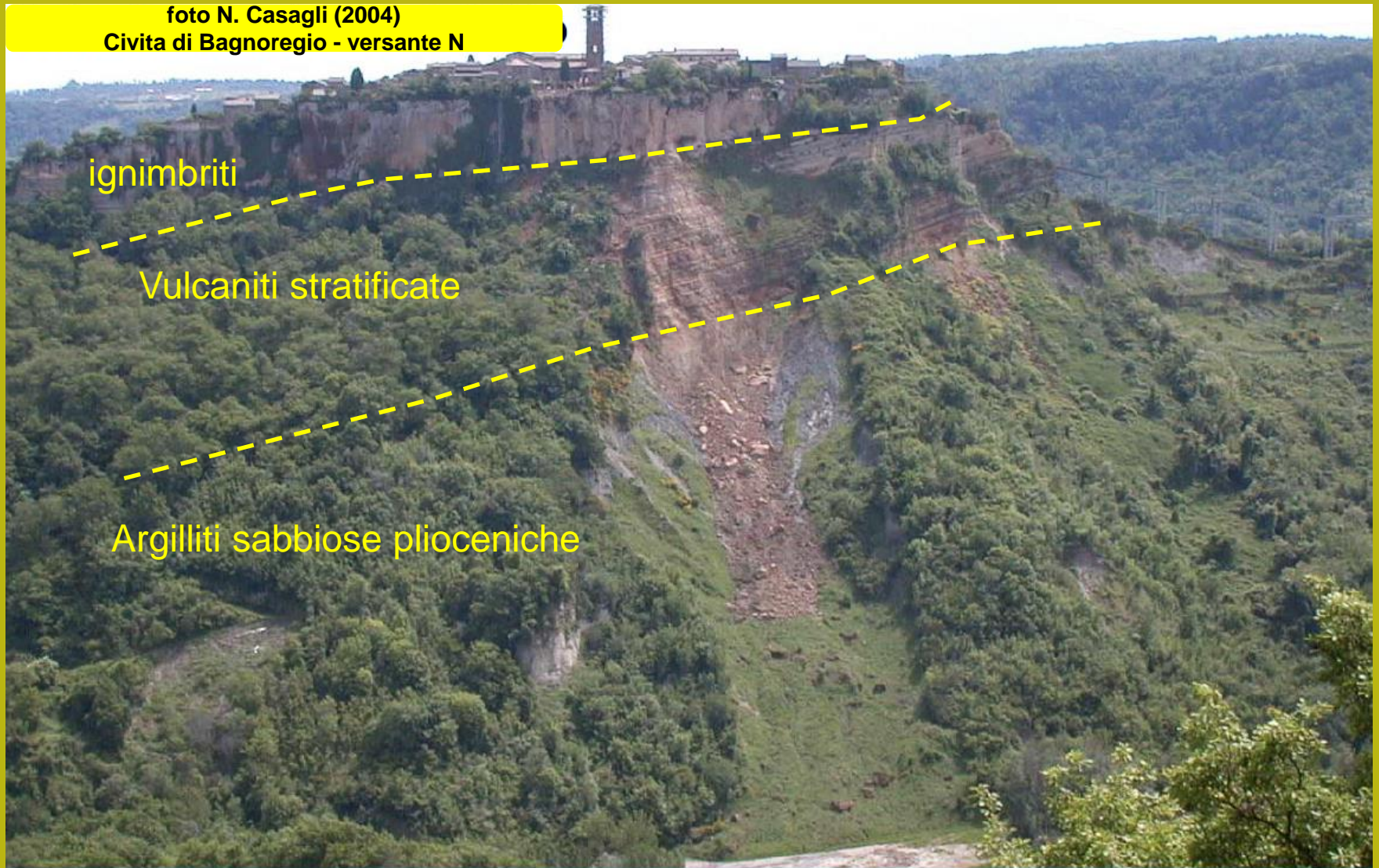


foto N. Casagli (2004)
Civita di Bagnoregio - versante N

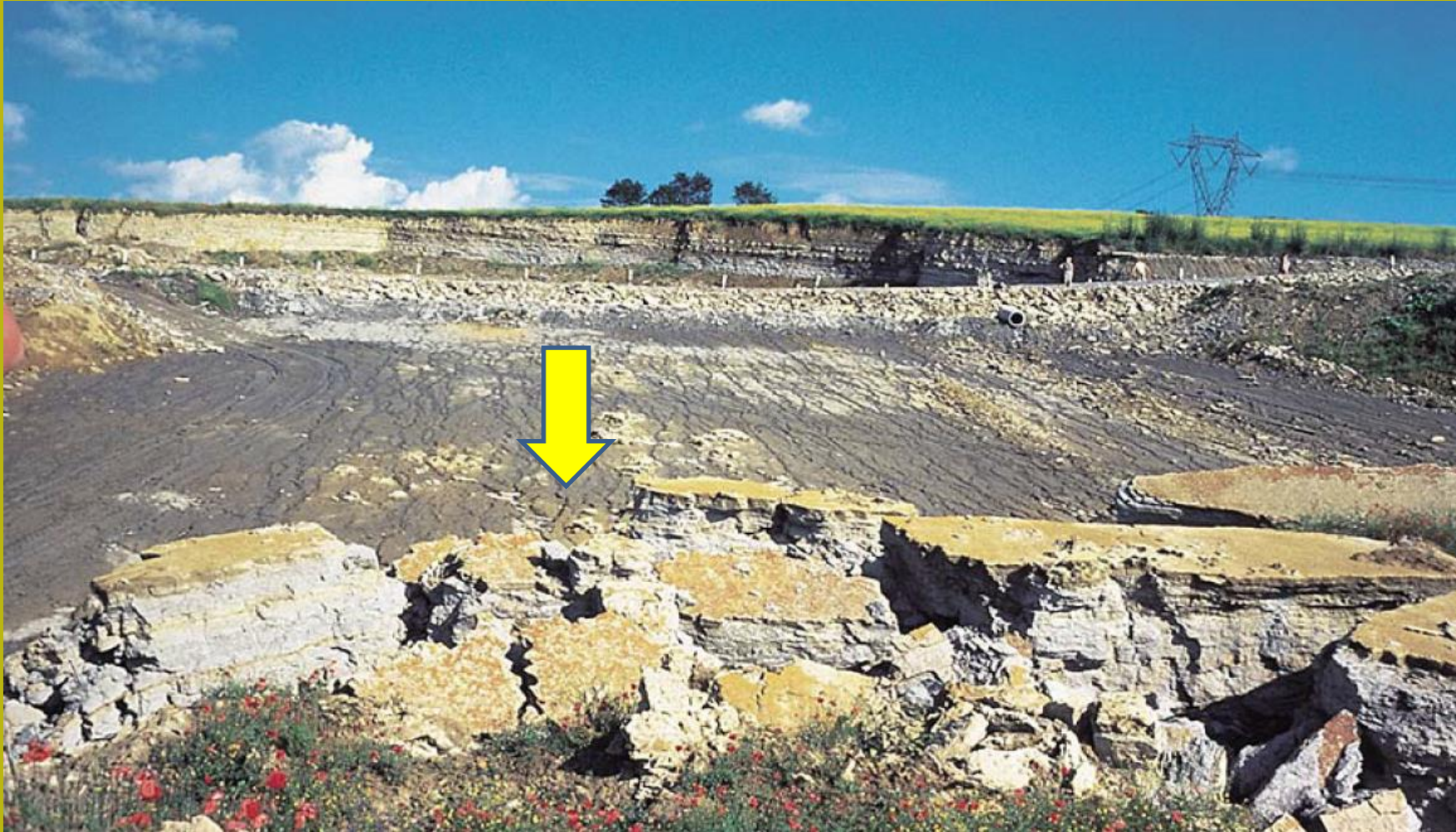


Caso di Civita di Bagnoregio (VT)

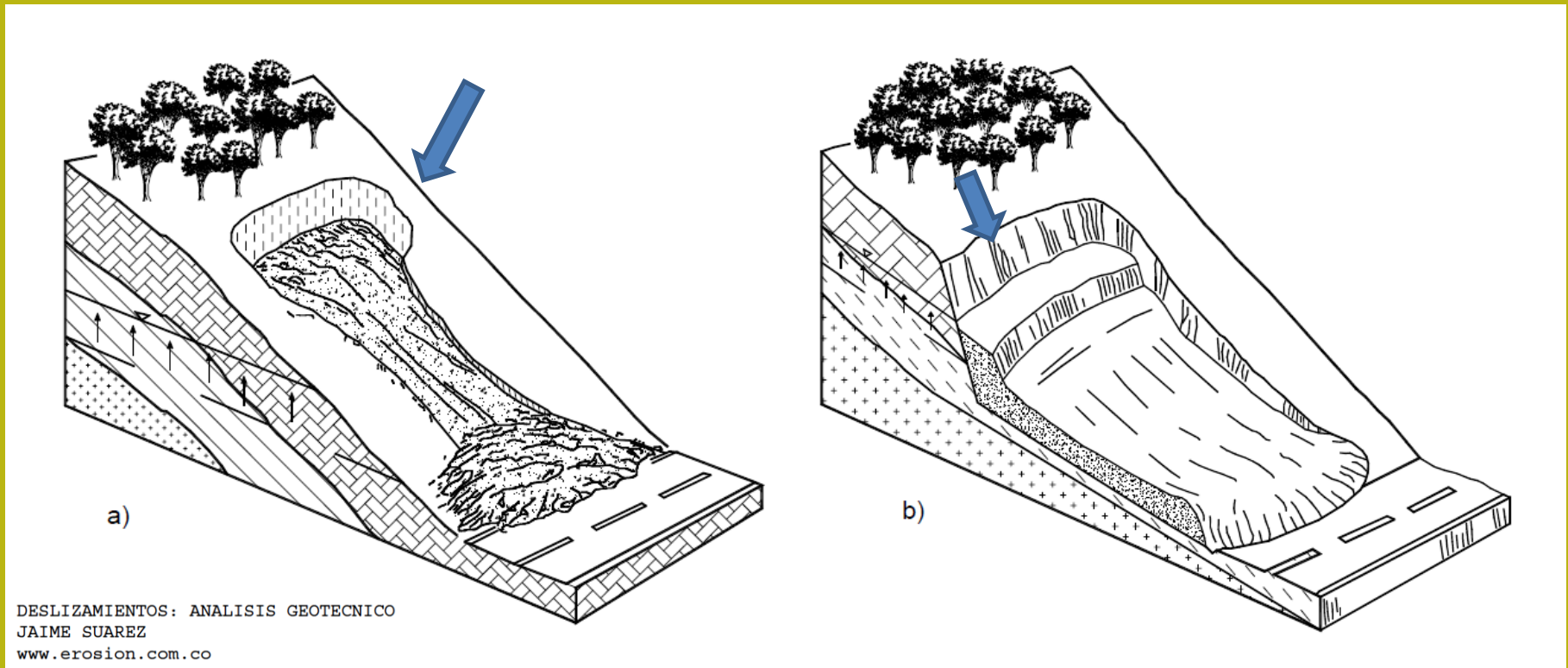
Geologia, geomorfologia e stabilita' dei pendii

Geologia, geomorfologia e stabilita' dei pendii

Scivolamento Planare in Blocco su formazioni in facies di flysh
Langhe monferrato - nov. 1994 - FOTO EUROLANSLIDE

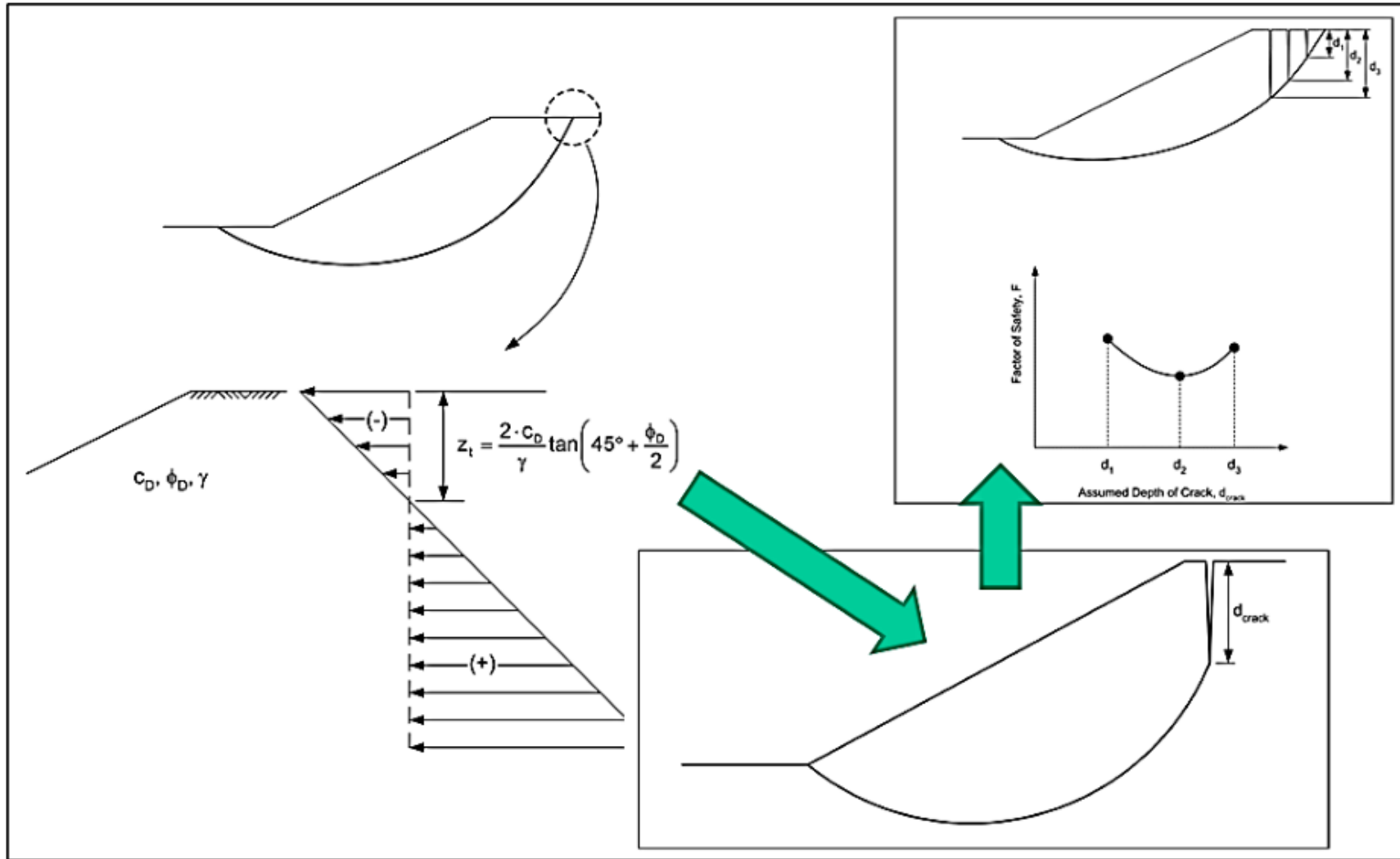


Relazione geomorfología geotécnica: il fenómeno dei tensión cracks nella parte sommitale di un movimento franoso.



Valutazione angoli della porzione sommitale in testa (corona di frana)
Della superficie di scivolamento osservabile

US army corps of engineers (2002)



Relazione geomorfología geotécnica: il fenómeno dei tensión cracks nella parte sommitale di un movimento franoso. Anche per movimenti a scala minore.

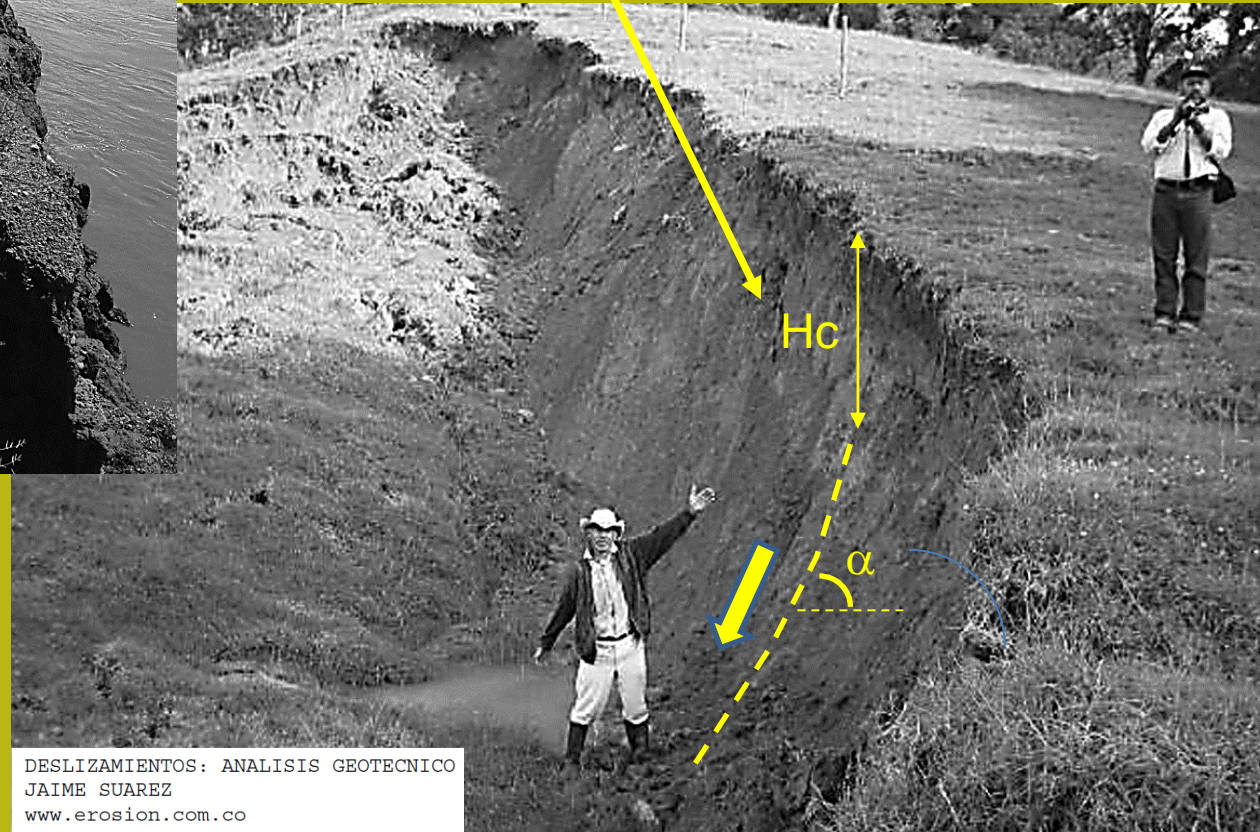


$$H_c = \lambda C / \gamma$$

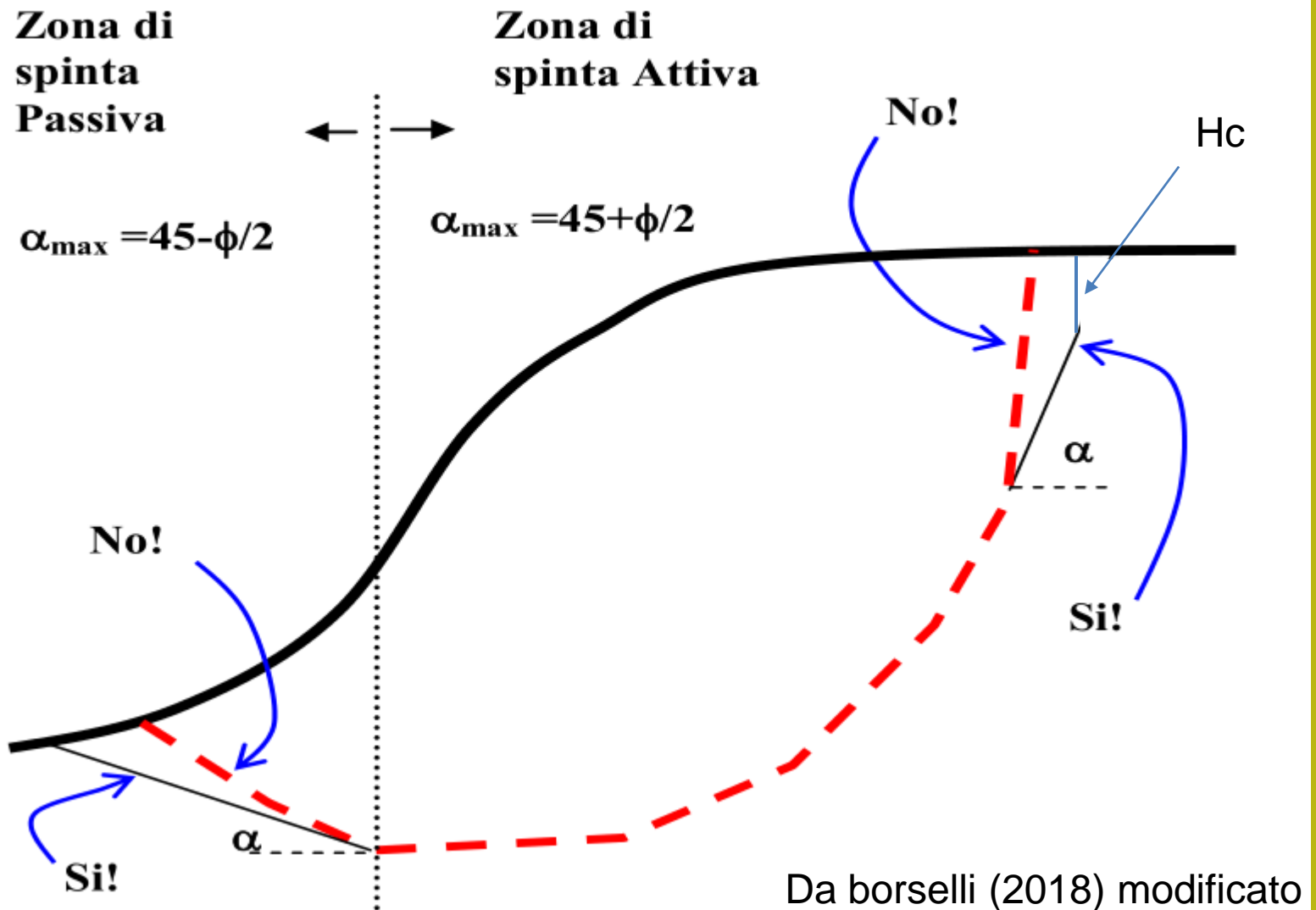
↓

$$C = (H_c \gamma) / \lambda$$

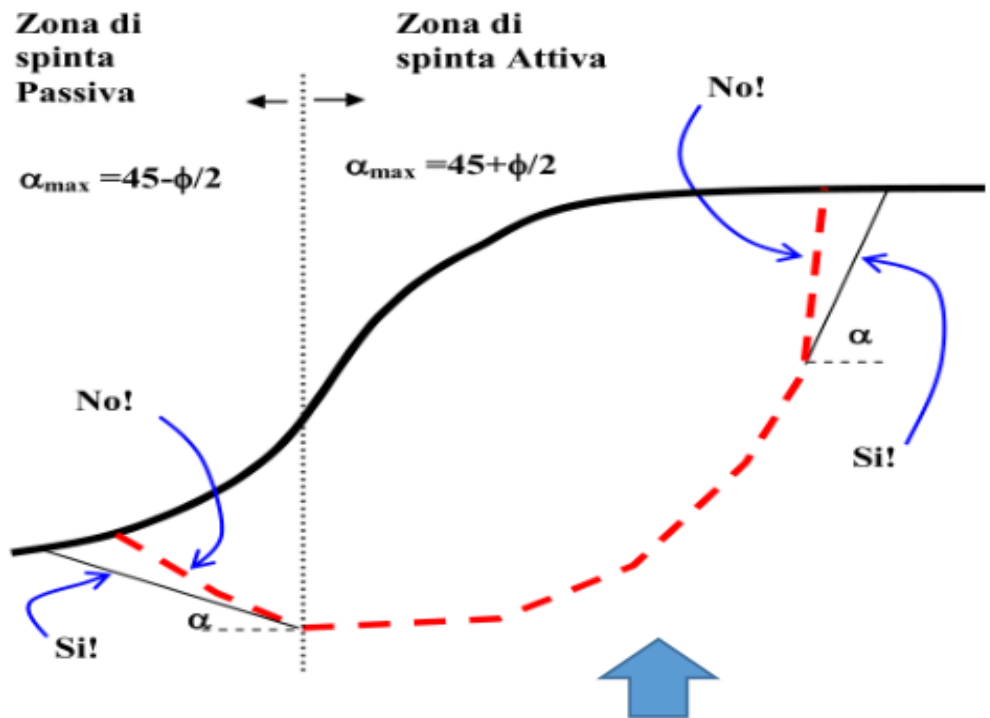
Lambda assume valori variabili tra 2 e 3
In funzione di varianti al modello generale



La misura della profondità permette una valutazione della coesione dello strato superficiale di terreno. Per back analysis in movimenti di prima generazione



Stima dell'angolo di frizione di picco **per back analysis** in movimenti di prima generazione $\phi = 2(\alpha - 45)$



Le limitazioni teoriche nella forma delle superfici, dettate dalla teoria della spinta delle terre e da problemi computazionali di convergenza nel calcolo di F_s o di produzione di valori anomali come $F_s < 0$ furono trattati in maniera estensiva e dimostrati da CHING & FREDLUND (1983).

Some difficulties associated with the limit equilibrium method of slices

R. K. H. CHING AND D. G. FREDLUND

Department of Civil Engineering, University of Saskatchewan, Saskatoon, Sask., Canada S7N 0W0

Received February 15, 1983

Accepted July 11, 1983

Several commonly encountered problems associated with the limit equilibrium methods of slices are discussed. These problems are primarily related to the assumptions used to render the inherently indeterminate analysis determinate. When these problems occur in the stability computations, unreasonable solutions are often obtained. It appears that problems occur mainly in situations where the assumption to render the analysis determinate seriously departs from realistic soil conditions. These problems should not, in general, discourage the use of the method of slices. Example problems are presented to illustrate these difficulties and suggestions are proposed to resolve these problems.

Keywords: slope stability, limit equilibrium, method of slices, factor of safety, side force function.

In: CHING R.K. & FREDLUND D.G. (1983) *Some difficulties associated with the limit equilibrium method of slices.* *Can. Geotech. J.* 20 pp 661-672.

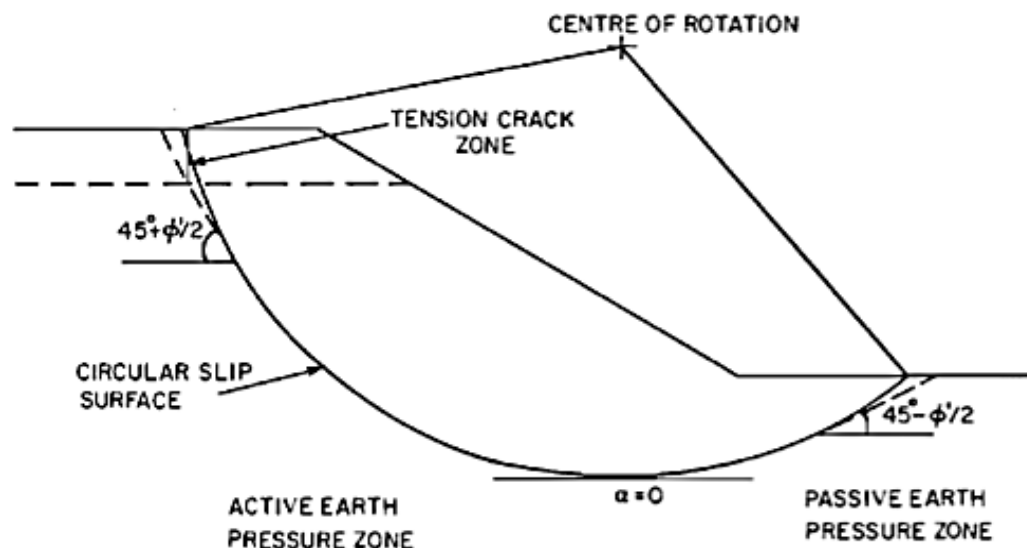


FIG. 4. Soil slope divided into active and passive earth pressure zones.

In applying the earth pressure theory, the soil slope is divided into two regions, namely, an active earth pressure zone in which the lateral earth pressure decreases due to lateral displacement and a passive earth pressure zone in which the lateral earth pressure increases due to lateral displacement of the soil mass (Fig. 4). In the active zone, the soil mass moves downward which in effect releases the lateral earth pressure, whereas in the passive pressure zone, the soil mass is pushed by the movement of the active soil wedge. The inclination of the slip surface in the passive zone of the sliding mass should be limited to the maximum obliquity for the passive state:

$$[9] \quad \alpha = \phi' / 2 - 45^\circ$$

Likewise, it is suggested that the inclination of the slip surface in the active zone should not exceed the value obtained from the following equation:

$$[10] \quad \alpha = \phi' / 2 + 45^\circ$$

↑

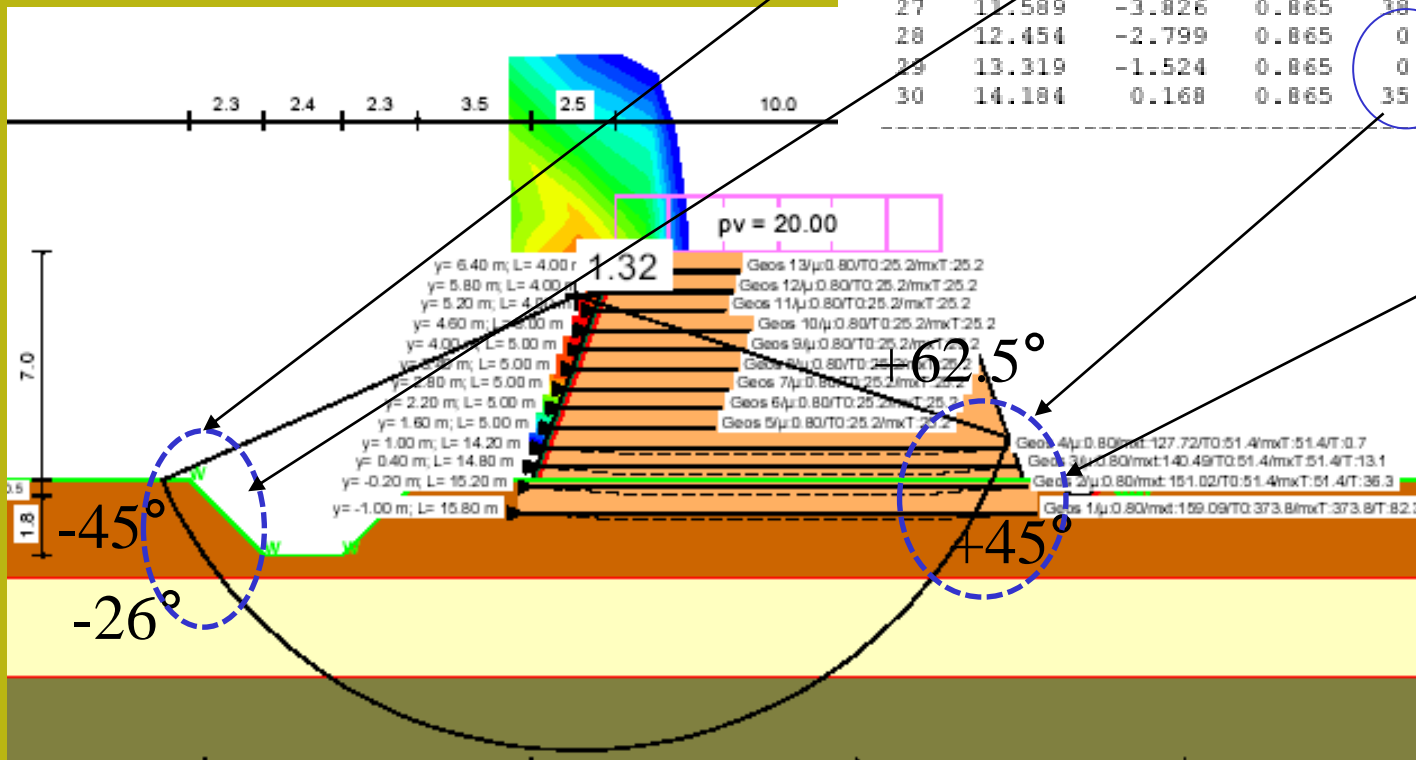
← da CHING & FREDLUND (1983) pag 664

CHING R.K. & FREDLUND D.G. (1983) *Some difficulties associated with the limit equilibrium method of slices*. Can.Geotech. J. 20 pp 661-672.

Significatività dei risultati:

Forma e inclinazione locale delle superfici

Esempio di violazione sistematica



No.	x [m]	y [m]	b [m]	phi [°]	c [kN/m ²]	FWD [-]	tet [°]
1	-10.902	-0.889	0.865	0.1	35.0	0.00	-62.0
2	-10.037	-2.305	0.865	0.1	35.0	0.00	-55.2
3	-9.172	-3.423	0.865	38.0	0.0	0.00	-49.4
4	-8.307	-4.343	0.865	38.0	0.0	0.00	-44.2
5	-7.442	-5.115	0.865	38.0	0.0	0.00	-39.4
6	-6.577	-5.771	0.865	38.0	0.0	0.00	-34.9
7	-5.712	-6.328	0.865	0.1	30.0	0.00	-30.7
8	-4.847	-6.800	0.865	0.1	30.0	0.00	-26.6
9	-3.982	-7.197	0.865	0.1	30.0	0.00	-22.7
10	-3.117	-7.526	0.865	0.1	30.0	0.00	-18.9

21	8.399	-7.342	0.865	0.1	30.0	0.00	21.1
22	7.264	-6.974	0.865	0.1	30.0	0.00	25.0
23	8.129	-6.534	0.865	0.1	30.0	0.00	29.0
24	8.994	-6.013	0.865	0.1	30.0	0.00	33.1
25	9.859	-5.400	0.865	38.0	0.0	0.00	37.5
26	10.724	-4.680	0.865	38.0	0.0	0.00	42.1
27	11.589	-3.826	0.865	38.0	0.0	0.00	47.1
28	12.454	-2.799	0.865	0.1	35.0	0.00	52.7
29	13.319	-1.524	0.865	0.1	35.0	0.00	59.0
30	14.184	0.168	0.865	35.0	0.0	0.00	66.8

Risultati analisi pendio [NTC 2008: [A2+M2+R2]]

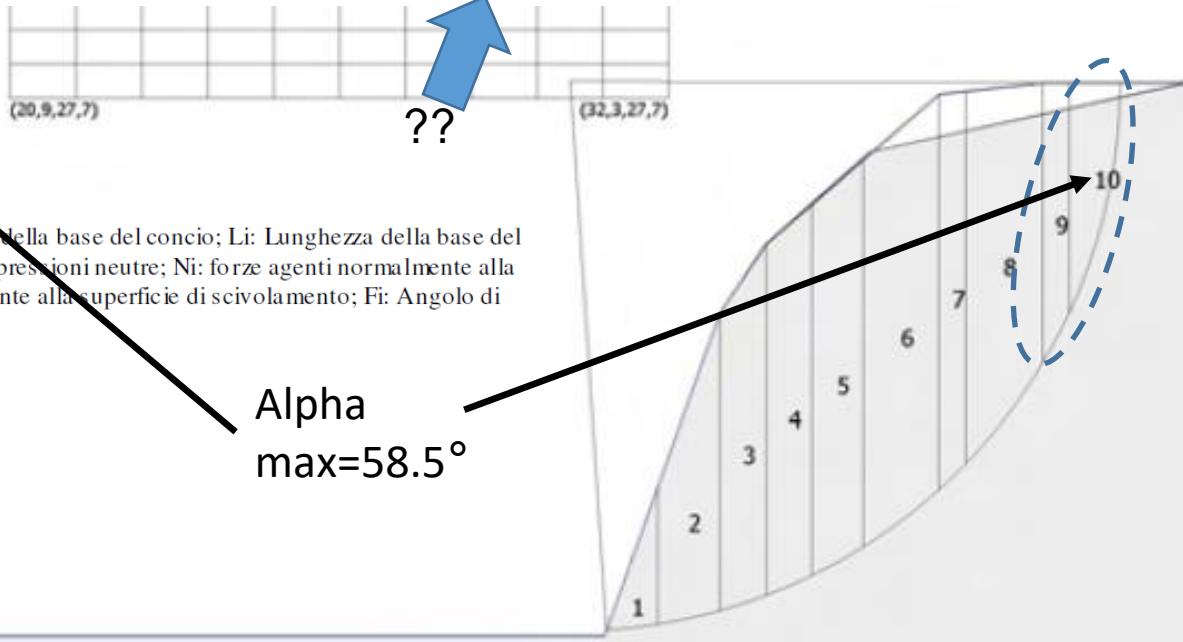
Fs minimo individuato	1,67
Ascissa centro superficie	30,6 m
Ordinata centro superficie	28,02 m
Raggio superficie	9,54 m

$xc = 30,604 \quad yc = 28,023 \quad Rc = 9,543 \quad Fs=1,669$

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	0,89	6,5	0,9	2119,81	198,41	99,21	0,8	27,5	1197,5	595,7	4077,2
2	1,07	12,5	1,1	8016,86	750,38	375,19	0,8	27,5	3783,2	2817,4	5585,9
3	0,8	18,3	0,84	8884,88	831,63	415,81	0,8	27,5	5627,6	3109,8	4552,5
4	0,8	23,5	0,87	9904,18	927,03	463,52	0,8	27,5	6269,5	3272,4	4729,5
5	0,89	29,2	1,02	11579,72	1083,86	541,93	0,8	27,5	6585,0	3506,3	5439,1
6	1,31	37,1	1,64	17577,19	1645,23	822,61	0,8	27,5	6822,7	4474,9	8419,4
7	0,47	44,1	0,66	6196,03	579,95	289,97	0,8	27,5	6654,6	1139,2	3196,9
8	1,33	52,6	2,18	14987,36	1402,82	701,41	0,8	27,5	5752,4	-243,0	9448,3
9	0,46	62,1	0,98	3991,82	373,63	186,82	0,8	27,5	4451,4	-2502,3	3542,7
10	0,89	77,5	4,1	4994,12	467,45	233,73	0,8	27,5	2848,9	-30379,3	9277,2

su ammasso roccioso, arenarie della serie Toscana !!!

(ID=16) $xc = 30,60 \quad yc = 28,02 \quad Rc = 9,54 \quad Fs=1,67$



B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.

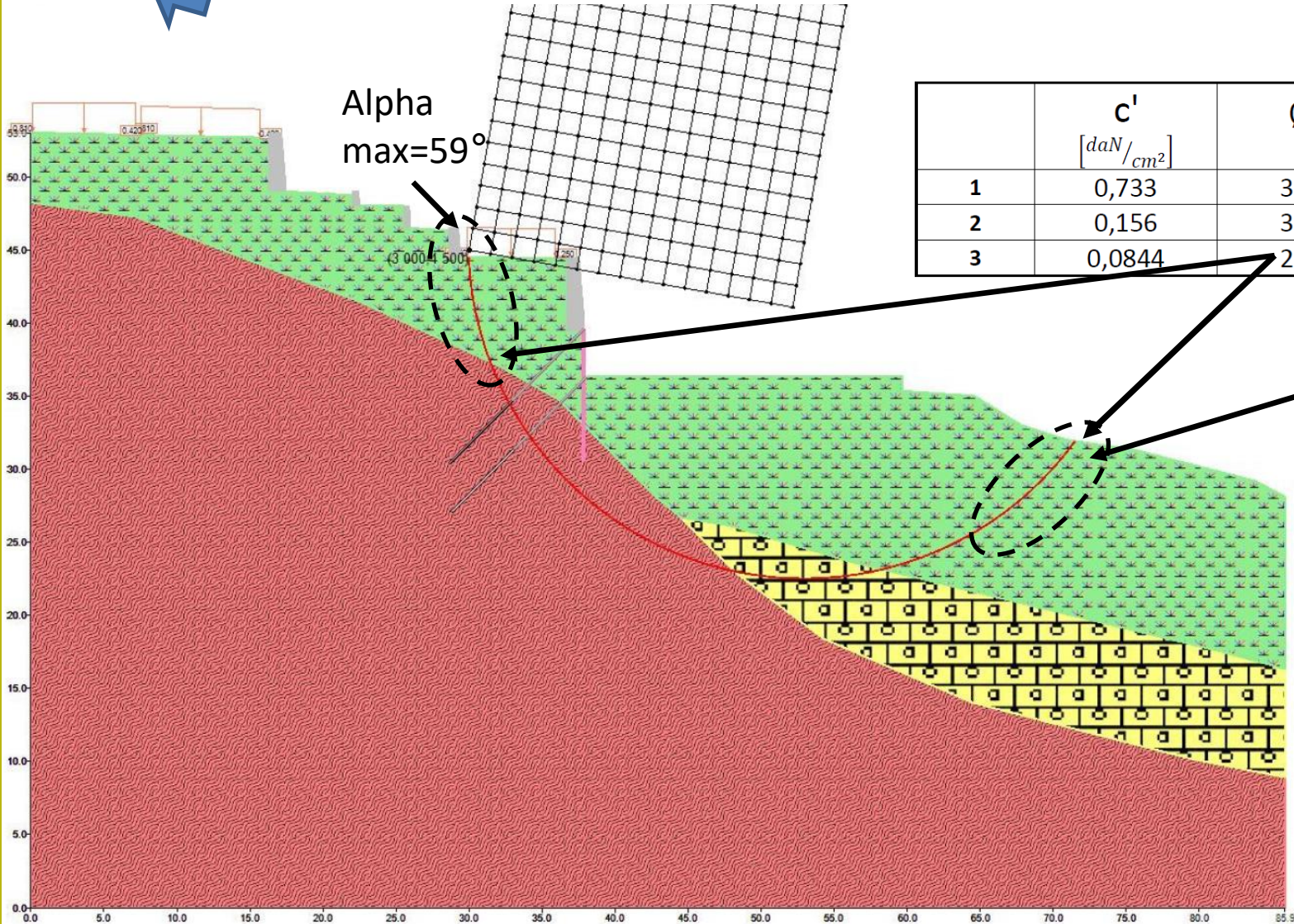
Alpha max=58.5°

Caso di AMPLIAMENTO PARCHEGGIO su argilliti (rocce tenere)
e copertura di suolo residuale.
BERLINESE DI MICOPALI E TIRANTI..

- Due progettisti
- Due Software diversi

.... ma stessi errori (*secondo me...*) nei software utilizzati....

- 1- Materiale litoide da fratturato ad integro;
- 2- Stratificazioni disarticolate e sequenze disordinate di argilliti molto fessurate ed alterate in argille con giunti di rottura. In qualche caso struttura caotica;
- 3- Suoli residuali e colluviali con frammenti di rocce più o meno alterate in matrice argillosa; rara presenza di blocchi.

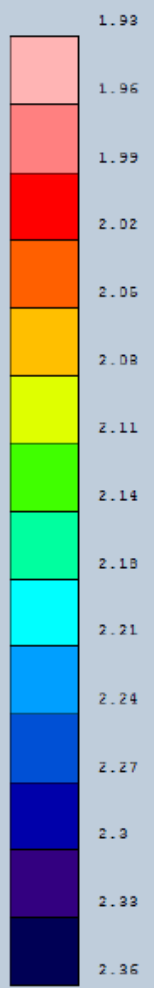


	c' [daN/cm ²]	ϕ	γ [KN/m ³]
1	0,733	35°	21
2	0,156	34°	19,1
3	0,0844	28°	14,9

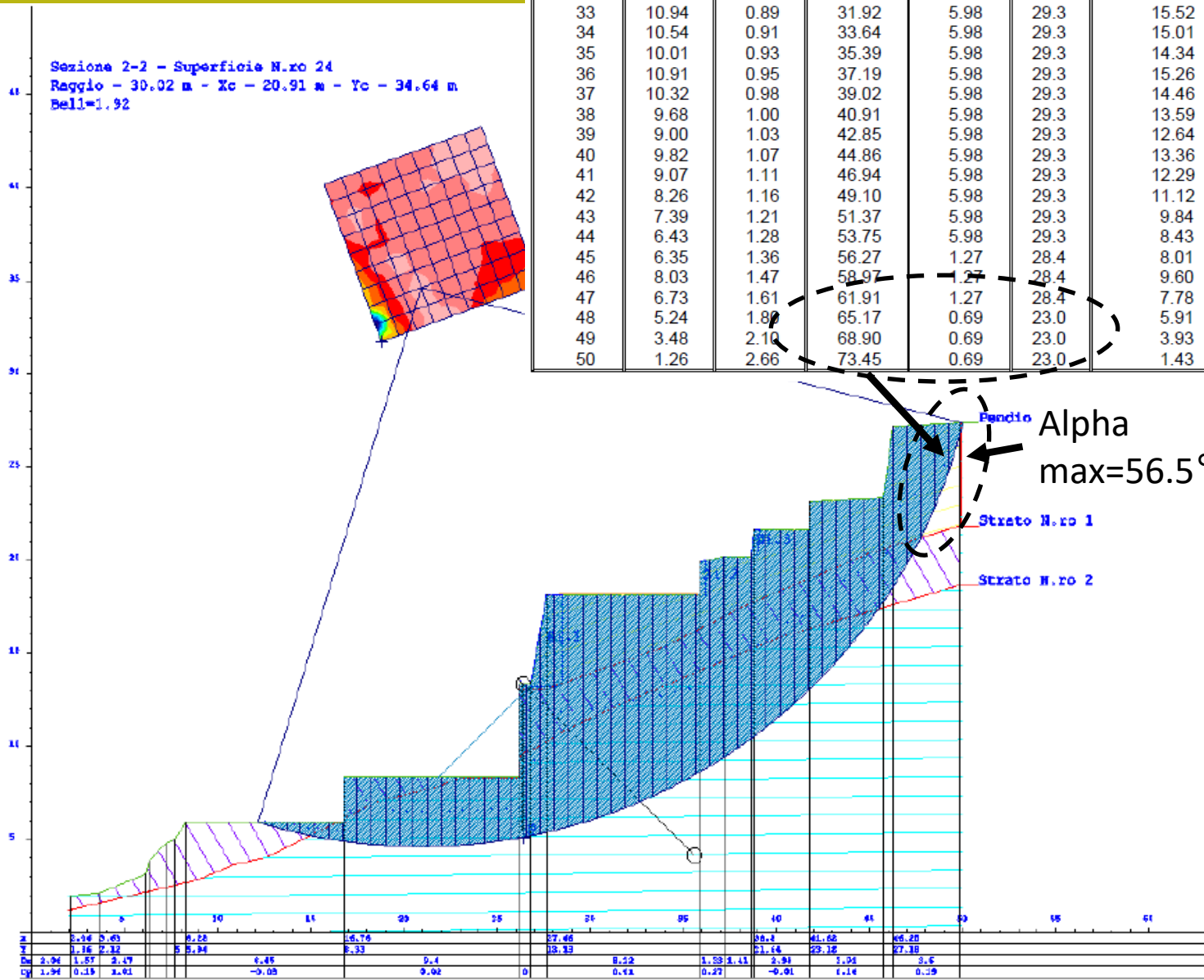
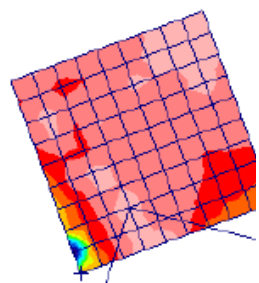
Alpha max=31°

Concio N.ro	h (m)	L (m)	α (°)	c (t/mg)	ϕ (°)	W (t)
28	10.97	0.83	23.73	5.98	29.3	15.70
29	10.63	0.84	25.32	5.98	29.3	15.28
30	10.26	0.85	26.93	5.98	29.3	14.84
31	9.86	0.86	28.57	5.98	29.3	14.38
32	11.24	0.88	30.23	5.98	29.3	15.90
33	10.94	0.89	31.92	5.98	29.3	15.52
34	10.54	0.91	33.64	5.98	29.3	15.01
35	10.01	0.93	35.39	5.98	29.3	14.34
36	10.91	0.95	37.19	5.98	29.3	15.26
37	10.32	0.98	39.02	5.98	29.3	14.46
38	9.68	1.00	40.91	5.98	29.3	13.59
39	9.00	1.03	42.85	5.98	29.3	12.64
40	9.82	1.07	44.86	5.98	29.3	13.36
41	9.07	1.11	46.94	5.98	29.3	12.29
42	8.26	1.16	49.10	5.98	29.3	11.12
43	7.39	1.21	51.37	5.98	29.3	9.84
44	6.43	1.28	53.75	5.98	29.3	8.43
45	6.35	1.36	56.27	1.27	28.4	8.01
46	8.03	1.47	58.97	1.27	28.4	9.60
47	6.73	1.61	61.91	1.27	28.4	7.78
48	5.24	1.80	65.17	0.69	23.0	5.91
49	3.48	2.10	68.90	0.69	23.0	3.93
50	1.26	2.66	73.45	0.69	23.0	1.43

COEFFICIENTI SICUREZZA
Valori Medi



Sezione 2-2 - Superficie N.ro 24
Raggio - 30.02 m - Xc - 20.91 m - Yc - 34.64 m
Bell=1.92



z	3.34	0.63	8.28	16.76	27.46	39.2	41.62	46.25
Y	1.16	2.32	5.24	8.33	10.33	11.64	12.18	12.18
D _z	2.94	1.85	2.47	4.45	6.22	7.83	8.91	9.91
C _z	1.94	0.15	2.61	-0.05	0	0.41	0.27	-0.01



Available online at www.sciencedirect.com



SCIENCE @ DIRECT®

Engineering Geology 79 (2005) 185–214

ENGINEERING
GEOLOGY

www.elsevier.com/locate/enggeo

Small fast-moving flow-like landslides in volcanic deposits: The 2001 Las Colinas Landslide (El Salvador)

G.B. Crosta^{a,*}, S. Imposimato^b, D. Roddeman^b, S. Chiesa^c, F. Moia^d

^a*Dip. Scienze Geologiche e Geotecnologie, Università degli Studi di Milano Bicocca, Piazza della Scienza 4, 20126 Milano Italy*

^b*FEAT, The Netherlands*

^c*CNR, IDAP Milano, Italy*

^d*ENEL Hydro, Seriate (BG), Italy*

Received 10 February 2004; received in revised form 5 November 2004

Available online 23 March 2005

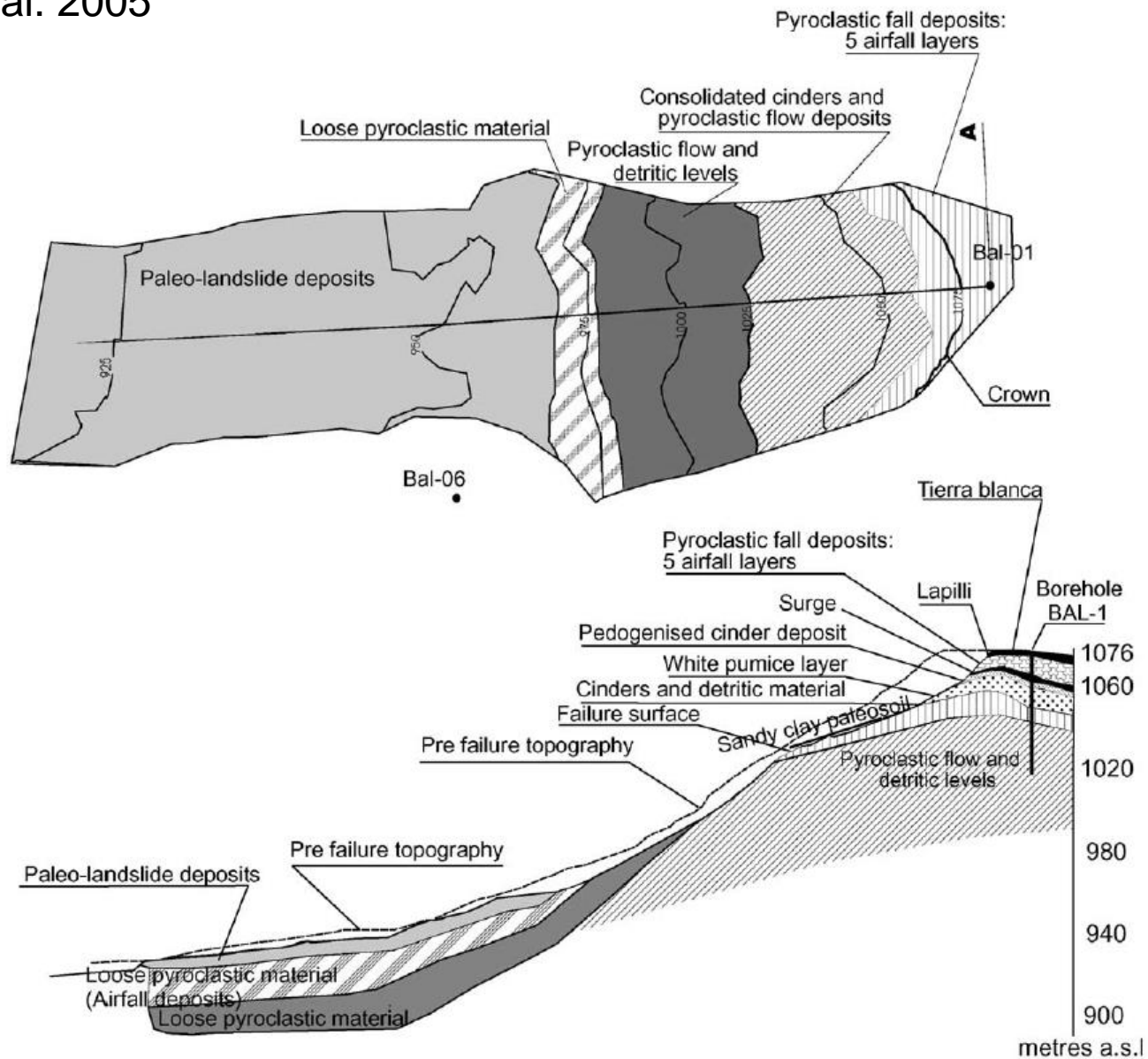


Fig. 11. Lithological map and longitudinal cross section in correspondence of the Las Colinas landslide area.

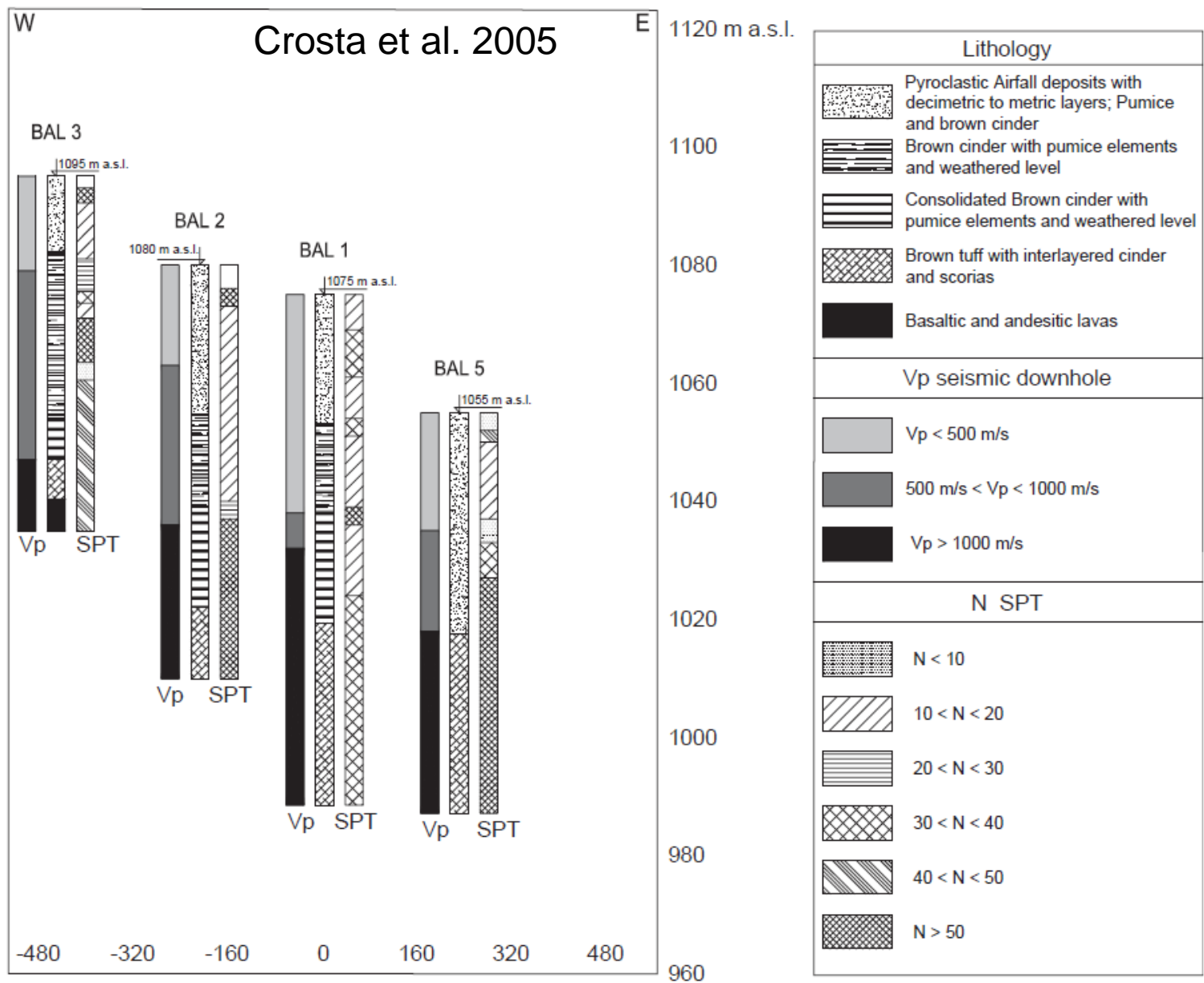


Fig. 12. Borehole logs from the Las Colinas–Cordillera del Balsamo area including lithologic description, SPT values and Vp values.

Table 1

Summary of samples and laboratory tests performed on the Las Colinas materials

Test type	Site/Borehole	Depth (m)	Description	Friction angle (°)	Cohesion (kPa)	Main unit	
Direct shear	BAL-1	28.0	Fine brown clayey cinder	20.5	7	Pyroclastic	
	BAL-4	33.5	Medium brown cinder	29.2	13	Pyroclastic	
	BAL-3	36.5	Fine brown cinder	29.3	6	Epiclastic	
	BAL-4	39.0	Fine plastic brown cinder	45	51	Epiclastic	
	Failure surface	29.0	Light brown cinder	29.0	46	Paleosoil	
	Failure surface	29.5	Fine plastic brown cinder	35–38.0	10–30	Paleosoil	
Triaxial	Main scarp		Pumice	39.6	16	Pyroclastic	
	Main scarp		Fine cinder	8.2	40	Pyroclastic	
	BAL-8	6.5	Medium cinder	26.3	135	Pyroclastic	
	BAL-1	19.5	Medium cinder	3.2	950	Pyroclastic	
	BAL-4	12.0	Medium cinder	39.4	8	Pyroclastic	
	Main scarp		Fine cinder	26.3	50	Epiclastic	
	BAL-1	29.5	Fine clayey cinder	9.9	145	Epiclastic	
	BAL-9	34.0	Coarse cinder	19.9	130	Epiclastic	
	BAL-8	39.0	Plastic fine cinder	45	51	Epiclastic	
	BAL-8	41.0	Medium brown cinder	28.7	200	Epiclastic	
	BAL-1	85.0	Medium to fine tuff	46.7	525	Tuff	
	BAL-2	51.5	Fine to coarse cinder	20	200	Tuff	
	BAL-12/1	6.5	Consolidated tuff	8	965	Tuff	
	BAL-12/2	6.5	Consolidated tuff	21.8	785	Tuff	
	Uniaxial	BAL-2	48.5	Fine to coarse cinder		410–480	Epiclastic
		BAL-1	82.0	Consolidated tuff		3130	Tuff
BAL-12		6.0	Fine to coarse cinder		2210	Tuff	

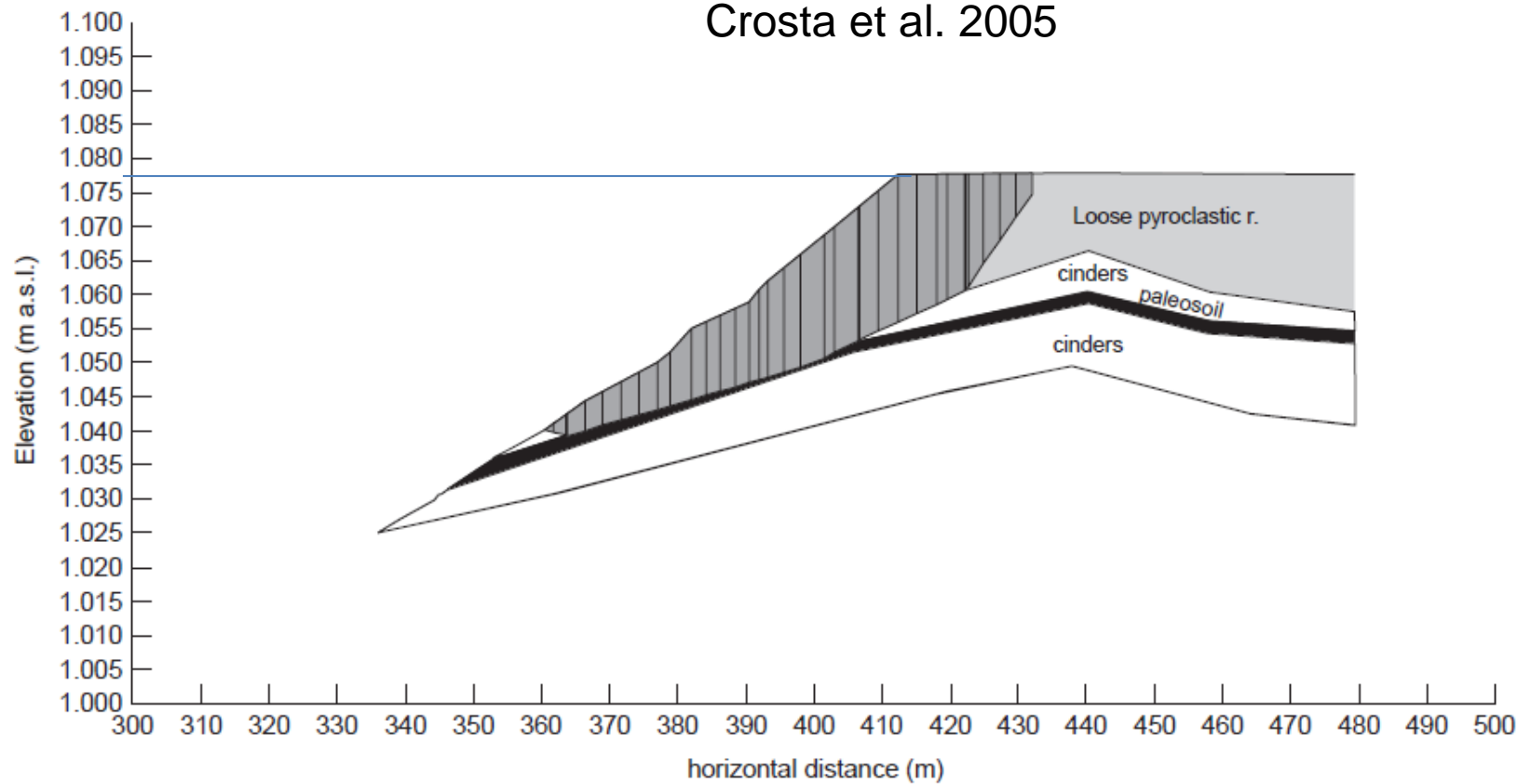


Fig. 16. Geometry and stratigraphy adopted in the limit equilibrium analyses.

Table 2

Adopted values for material properties

Soil type	Angle of friction (°)	Cohesion (kPa)	Dry unit weight (kN/m ³)
Pyroclastic	30–35	60–80	11–16
Epilastic	30–33	30–40	11–16
Paleosoil	20–24	5–10	11–16
Tuff	35–38	200	18



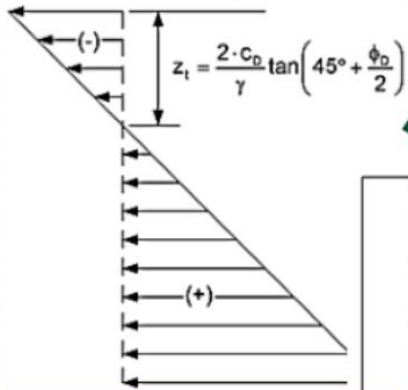
Frana rilevato stradale a monte di Vernazza (SP), 2011

Field measurements	
alpha(°)	65
Hc(m)	5
gamma(kN/m2)	15

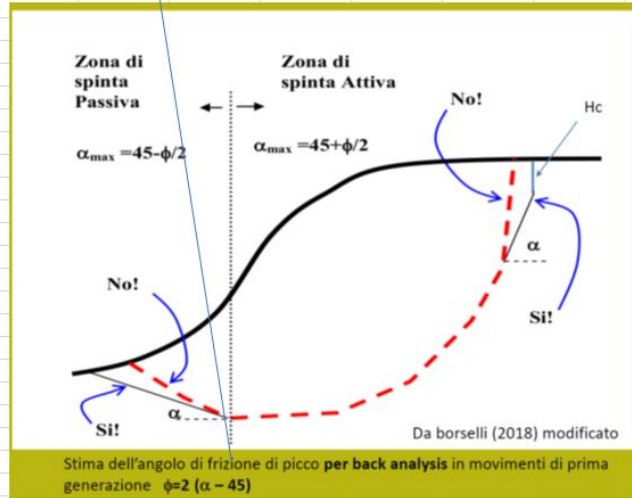
assessment of peak shear strength parameters

Phi'(°)	lambda	C'(kPa)
40	4.29	17.487

inserire i valori misurati
in campo (area in
giallo)



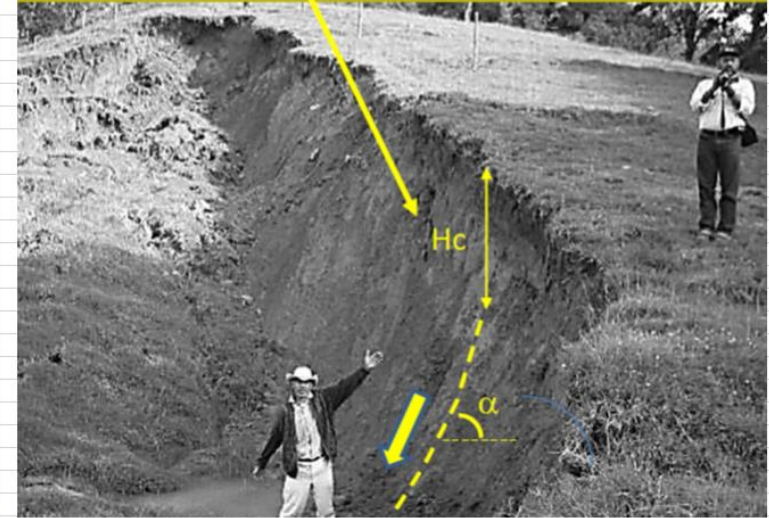
US army corps of engineers (2002)



$$Hc = \lambda C / \gamma$$

$$C = (Hc \gamma) / \lambda$$

Lambda assume valori
variabili tra 2 e 3
In funzione di varianti al
modello generale



DESIZAMIENTOS: ANALISIS GEOTECNICO
JAIME SUAREZ
www.erosion.com.co

Tension cracks e stima dei parametri di resistenza al taglio Superficiali. Con modello di Spencer 1973 e Utili 2017

**Ora possiamo vedere con un esempio
Il semplice approccio di analisi multitemporale
di processi di instabilita' dei pendii..**

**Metodo americano ma poi sviluppato
da CNR-IRPI nel censimento aree in frana
e valutazione di pericolosita'.**

**Metodo applicato a una serie di siti in Italia.
e pubblicato in diversi articoli
in riviste internazionali.**

**Applicabile per la valutazione dell'areale significativo
In aree in frana o distretti franosi**

Comparing landslide inventory maps

Mirco Galli, Francesca Ardizzone, Mauro Cardinali,
Fausto Guzzetti*, Paola Reichenbach

CNR-IRPI, via della Madonna Alta 126, 06128 Perugia, Italy

Received 15 July 2005; received in revised form 25 February 2006; accepted 9 September 2006
Available online 14 June 2007

Da:

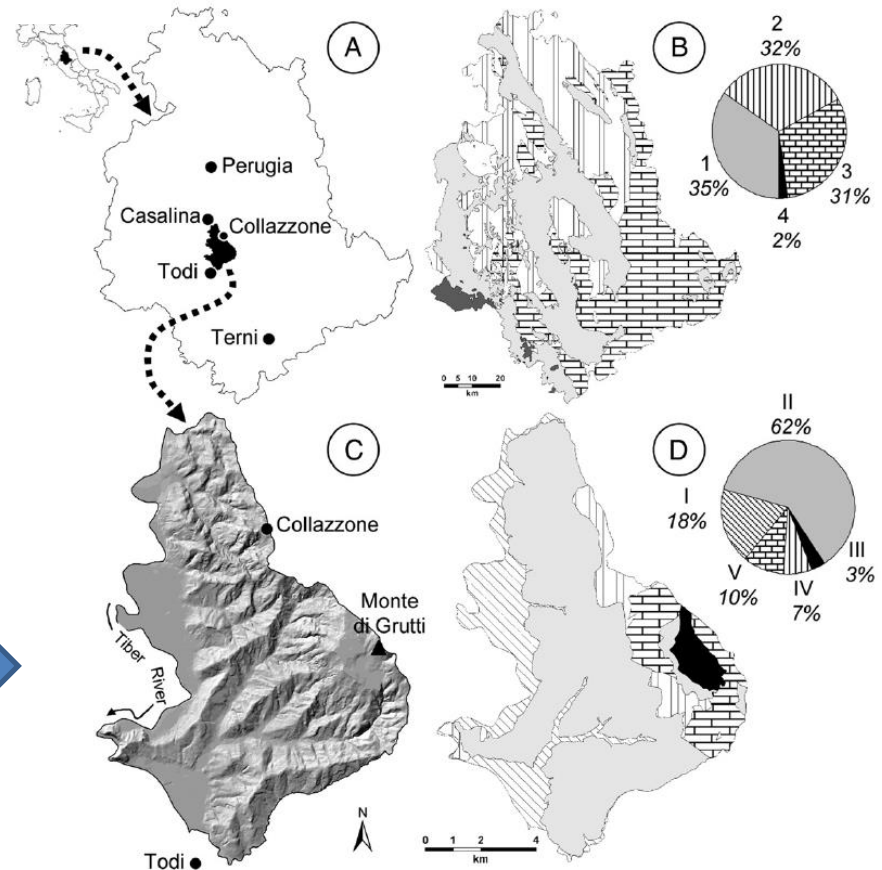
Galli, M., Ardizzone, F., Cardinali, M., Guzzetti, F., & Reichenbach, P. (2008). Comparing landslide inventory maps. Geomorphology, 94(3-4), 268-289.



**Un interessante studio di
comparazione
Tra mappe inventario di frane
Applicazione di criterio
multitemporale**

Galli et al. (2008)

Area di studio



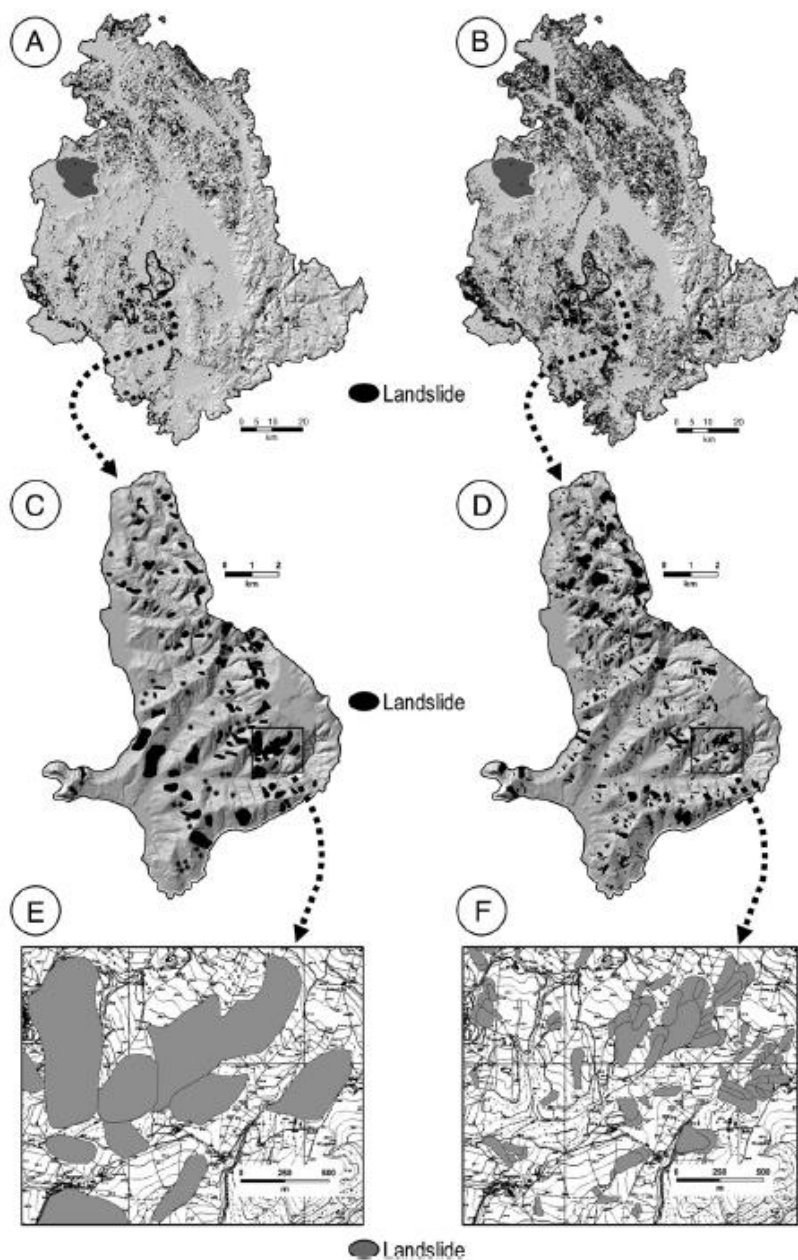


Table 1

Sets of aerial photographs used to prepare landslide inventory maps in Umbria

Year	Period	Type	Nominal Scale	Type of Inventory		
				a	b	c
1941	Summer	Panchromatic	1:18,000			●●
1954–56	Spring– Summer	Panchromatic	1:33,000	●●	●●	●●
1977	Spring– Summer	Colour	1:13,000		●	●●
1985	July	Panchromatic	1:15,000			●●
1994	Unknown	Panchromatic	1:73,000		●	
1997	April	Panchromatic	1:20,000			●●

(a) Reconnaissance landslide inventory prepared by Guzzetti and Cardinali (1989, 1990) for the entire Umbria region (Fig. 3A). (b) Geomorphological landslide inventory prepared by Antonini et al. (2002a) for the entire Umbria region (Fig. 3B). (c) Multi-temporal inventory map compiled for the Collazzone area (Fig. 4). ●●, aerial photographs used systematically to identify landslides; ●, aerial photographs used in limited areas or to attribute additional information to already mapped landslides.

Comparazione di mappe inventario delle frane:
 (A,C,E) rilevamento 1990;
 (B,D,F) rilevamento Geomorfologico

Galli et al. (2008)

Fig. 3. Landslide inventory maps for the Umbria region. (A) Reconnaissance inventory map (Guzzetti and Cardinali, 1989, 1990); (B) Geomorphological inventory map (Antonini et al., 2002a); (C) Portion of the reconnaissance inventory for the Collazzone area. (D) Portion of the geomorphological inventory for the Collazzone area. (E) Enlargement of (C). (F) Enlargement of (D).

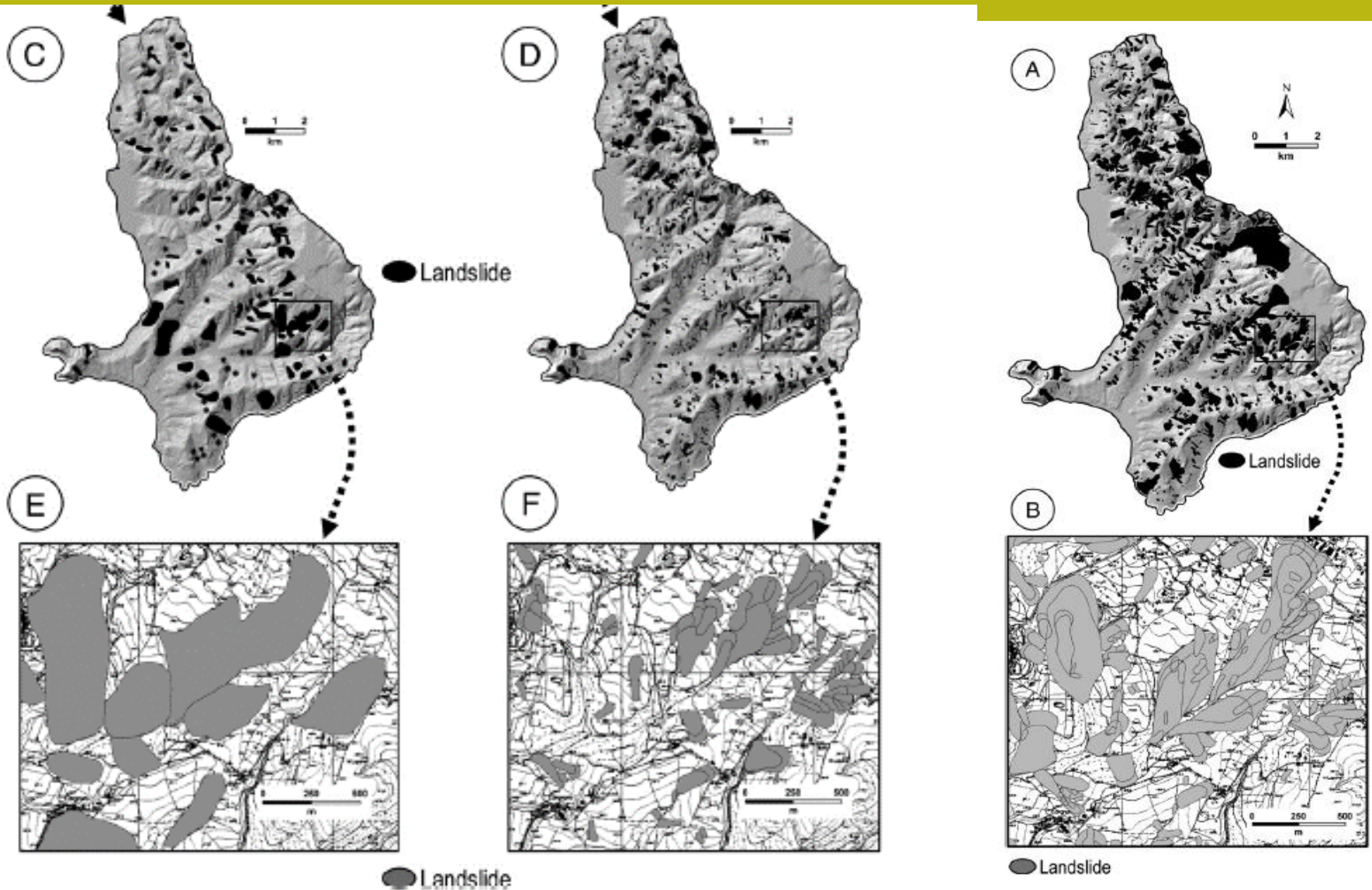


Fig. 4. Collazzone area. (A) Multi-temporal landslide inventory map prepared through the interpretation of 5 sets of aerial photographs. (B) Enlargement.

Rilevamento di campo
+ foto aeree 1954-1956

Geomorfologica
+ foto aeree 1954-1956,
1977, 1994

Multitemporale
Foto aeree 1941 -> 1997

α – Landslide susceptibility obtained from the reconnaissance inventory (Map A)

β – Landslide susceptibility obtained from the geomorphological inventory (Map B)

γ – Landslide density obtained from the multi-temporal inventory (Map C)

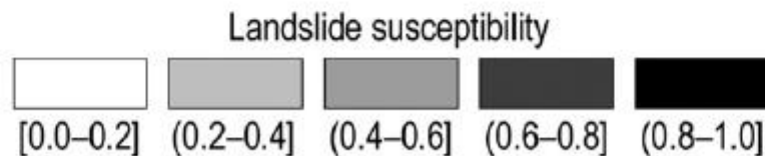
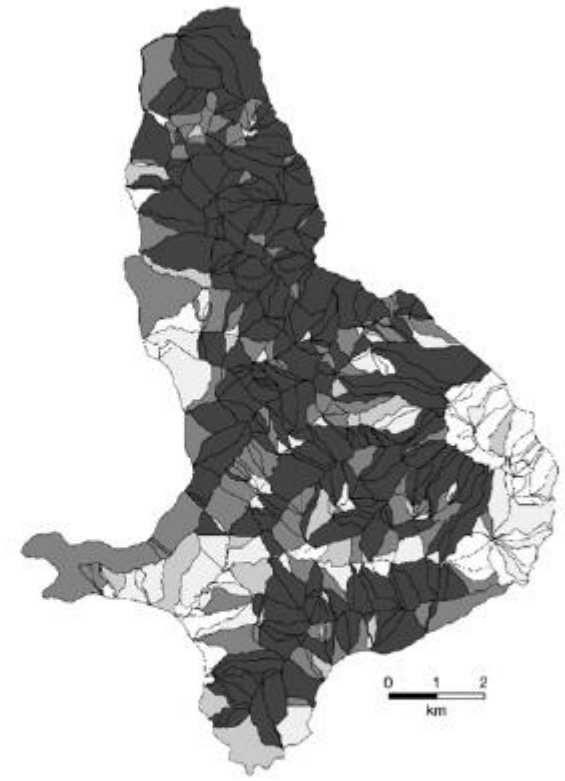
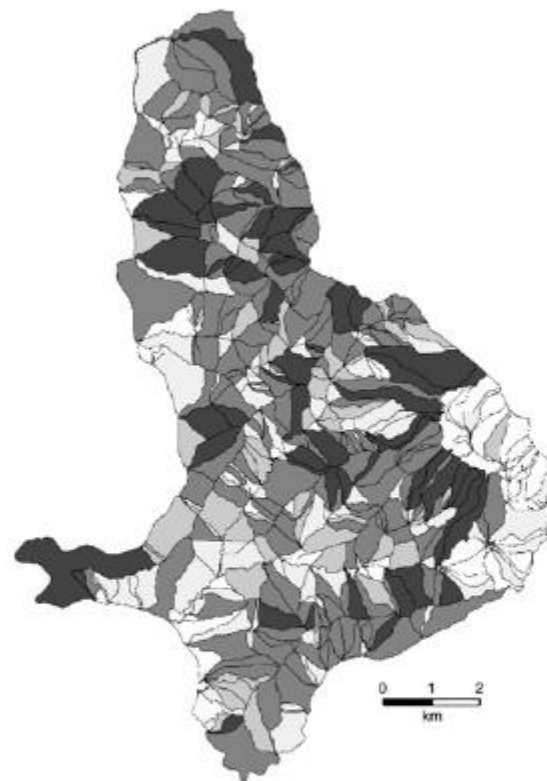


Fig. 10. Landslide susceptibility models for the Collazzone area. Models prepared using the same set of independent thematic variables and three different landslide inventory maps. Square bracket indicates class limit is included, and round bracket indicates class limit is not included.

Principali conclusioni del lavoro di Galli et al. (2008)

«Le mappe inventario delle frane contengono informazioni importanti per indagare l'evoluzione delle forme del rilievo e valutare la suscettibilità e pericolosità indotte dai movimenti franosi. Le mappe Inventario delle frane sono prodotti efficaci e intelligibili per esperti e non esperti, compresi i decisori, pianificatori, dirigenti della protezione civile e cittadini. A causa delle tecniche utilizzate per compilare le mappe dell'inventario, gli inventari delle frane sono prodotti soggettivi, la cui qualità dipende dall'abilità e dall'esperienza degli ricercatori, la complessità dell'area di studio, e la completezza e l'affidabilità delle informazioni disponibili, comprese le fotografie aeree utilizzate per identificare le frane (Guzzetti et al., 2000; Malamud et al., 2004).» (Galli et al. 2008)

«I Risultati hanno mostrato che un inventario multi-temporale preparato attraverso l'interpretazione sistematica e simultanea di più serie di fotografie aeree di diverse annate, integrate da estensive indagini geologico e geomorfologiche sul campo, è superiore a (cioè più affidabile) di inventari geomorfologici o di rilevamento preparati per la stessa zona.» (Galli et al. 2008)

Un altro importante lavoro da leggere:

Earth-Science Reviews 112 (2012) 42–66

Contents lists available at SciVerse ScienceDirect

Earth-Science Reviews

journal homepage: www.elsevier.com/locate/earscirev



Landslide inventory maps: New tools for an old problem

Fausto Guzzetti ^{a,*}, Alessandro Cesare Mondini ^{a,b}, Mauro Cardinali ^a, Federica Fiorucci ^{a,b}, Michele Santangelo ^{a,b}, Kang-Tsung Chang ^c

^a CNR IRPI, via Madonna Alta 126, I-06128 Perugia, Italy

^b Università degli Studi di Perugia, Piazza dell'Università, I-06123 Perugia, Italy

^c Kainan University, 1, Kainan Rd., Luzhu, Taoyuan 33857, Taiwan

Guzzetti, F., Mondini, A. C., Cardinali, M., Fiorucci, F., Santangelo, M., & Chang, K. T. (2012). Landslide inventory maps: New tools for an old problem. Earth-Science Reviews, 112(1-2), 42-66

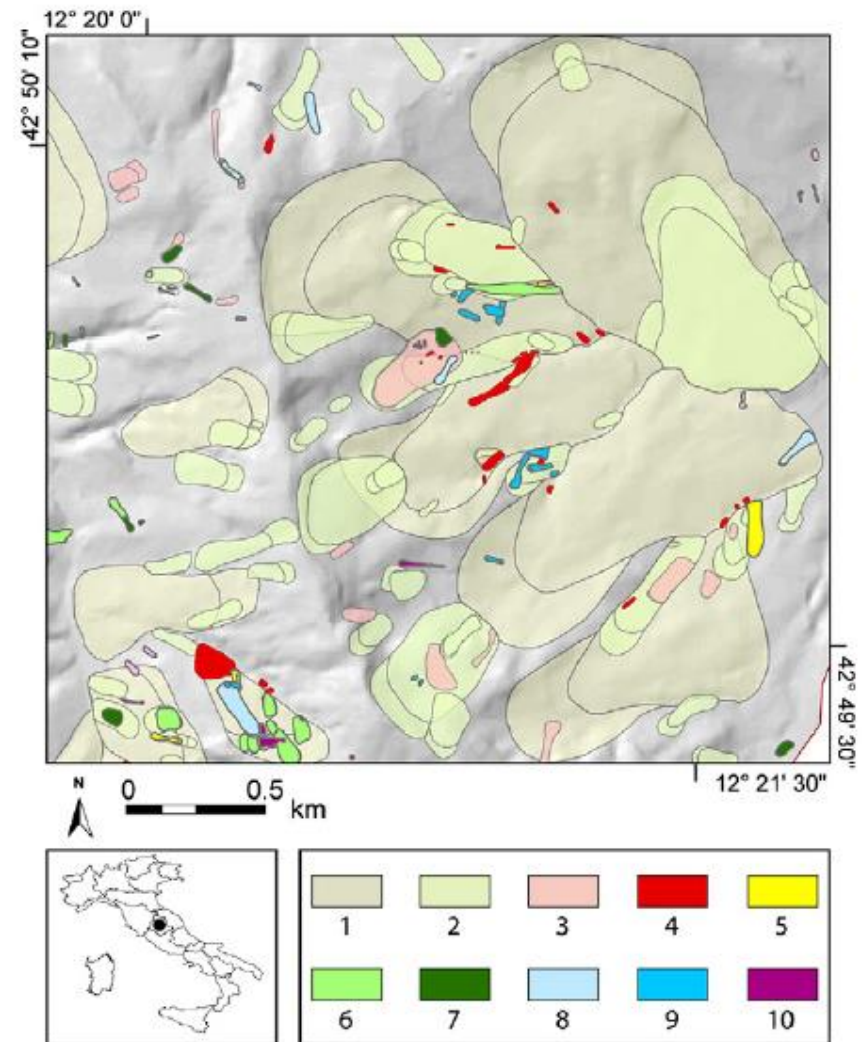


Fig. 1. Multi-temporal landslide map for the Monte Castello di Vibio area, Umbria, Italy. The map was prepared through the visual interpretation of five sets of aerial photographs flown between 1941 and 1997 at scales ranging from 1:33,000 to 1:13,000, and field surveys in 2010. Crown areas are shown separately from the deposits. Colors show landslides of different ages: (1) relict landslides, (2) very old landslides, (3) landslides older than 1941, (4) active landslides in 1941, (5) active landslides in 1954, (6) landslides in the period 1955–1976, (7) active landslides in 1977, (8) landslides in the period 1978–1984, (9) active landslides in 1985, (10), landslides mapped in the field in winter 2010.

La disponibilità di questo tipo di informazioni se integrata , successivamente, da osservazioni in sito e di una analisi indipendente multi temporale ad Es. con Google Earth.. Consente di:

- Avere un quadro di massima sul tipo di processi attivi o potenzialmente attivi**
- Integrare lo studio geologico e geotecnico**
- procedere con un adeguato piano di indagini e analisi geotecnica che tenga conto dei dati disponibili (NTC2018)**
- Eseguire verifiche di stabilità mirate ..(es. profondità e estensione della verifica..**
- Procedere su un più ampio spettro di scenari..(es. da analisi di eventi storici in zona e da tipologia di processi attivi catalogati)**

Alcuni punti da tenere presente nelle verifiche della stabilità dei pendii e sfide future:

- A) Ruolo della analisi geomorfologica multitemporale nella identificazione delle aree soggette o potenzialmente soggette a fenomeni di instabilità ricorrenti, frequenti o poco frequenti.
- B) Rilievi geomorfologici di campagna che possono dare indicazioni di parametrizzazione geomeccanica.
- C) Componente geostrutturale vincolata nel modello geotecnico e alla strategia di verifica scelta con software appropriati.
- D) Strategie di Analisi di stabilità preliminare che può dare indicazioni degli intervalli di parametri geomeccanici fisicamente possibili
- E) Valutazione Incertezza parametrica nella scelta dei parametri da assegnare al nostro modello geotecnico del pendio
- F) Analisi di scenario: prescritte da NTC2018 ... ma non solo...perché le analisi di scenario prescritte non sono esaustive e spesso non normate (esempio falde sospese superficiali)
- G) Necessità di ampliare/consolidare la ricerca nei temi qui trattati e la diffusione dei risultati della ricerca (pubblica) in modo che professionisti possano usare efficacemente e gratuitamente i nuovi strumenti di rilevamento, analisi, modellazione e monitoraggio sviluppati con fondi pubblici.**



Foto L.Borselli (2002)
Appennino Bolognese

Ringraziamo per la vostra attenzione!

Lorenzo Borselli e Paolo Petri