



Corso Luigi Einaudi, 55/B - Torino

Appunti universitari

Tesi di laurea

Cartoleria e cancelleria

Stampa file e fotocopie

Print on demand

Rilegature

NUMERO: 1678A -

ANNO: 2015

A P P U N T I

STUDENTE: Ottina

MATERIA: Stabilità dei Pendii 2014-15. Prof. Deangeli

Il presente lavoro nasce dall'impegno dell'autore ed è distribuito in accordo con il Centro Appunti.

Tutti i diritti sono riservati. È vietata qualsiasi riproduzione, copia totale o parziale, dei contenuti inseriti nel presente volume, ivi inclusa la memorizzazione, rielaborazione, diffusione o distribuzione dei contenuti stessi mediante qualunque supporto magnetico o cartaceo, piattaforma tecnologica o rete telematica, senza previa autorizzazione scritta dell'autore.

**ATTENZIONE: QUESTI APPUNTI SONO FATTI DA STUDENTIE NON SONO STATI VISIONATI DAL DOCENTE.
IL NOME DEL PROFESSORE, SERVE SOLO PER IDENTIFICARE IL CORSO.**



STABILITA' DEI PENDII

06CKJNF 06CKJMX 01PEWMX

AA 2014-2015

Chiara Deangeli
DIATI (ingresso 3 - piano terreno)
011 090 7678
chiara.deangeli@polito.it
Ricevimento: prenotazione email



Martedì	Giovedì
11.30-13.00	10.00-13.00
Aula 4N	Aula 4C



PREREQUISITI

E' propedeutica la conoscenza della Geologia applicata, dell'Idraulica, della Geotecnica e della Meccanica delle rocce (oltre che della Matematica e della Fisica di base)

CONOSCENZE E ABILITÀ DA ACQUISIRE

Capacità di riconoscere i diversi cinematismi, di individuare il metodo di analisi stabilità appropriato e di scegliere i parametri di resistenza al taglio da introdurre nelle verifiche.



PROGRAMMA DEL CORSO

A. Inquadramento

- Pendii naturali, pendii artificiali, fronti di scavo
- Identificazione e classificazione dei fenomeni franosi.
- Descrizione fenomenologica dei diversi cinematismi.
- Individuazione delle cause del movimento, con particolare riferimento al ruolo dell'acqua.

- Formulazione del modello geotecnico

B. Metodi di analisi

- La caduta di massi: fattori che influenzano il processo e l'analisi del moto.
- Lo scivolamento nei terreni. I metodi dell'equilibrio limite globale: Il pendio indefinito; I metodi delle strisce (conci). Condizioni di drenaggio e scelta dei parametri di resistenza al taglio.
- Lo scivolamento in roccia: planare e lungo intersezione di discontinuità.
- Il ribaltamento nelle rocce: i metodi dell'equilibrio limite per il ribaltamento flessionale e di blocchi.
- Stabilità dei pendii in campo dinamico
- Cenni alla meccanica delle colate



LEZIONI ED ESERCITAZIONI

Il corso è articolato in lezioni ed esercitazioni.

Le esercitazioni sono volte a chiarire, mediante esempi applicativi, gli argomenti sviluppati a lezione. In particolare saranno effettuate verifiche di stabilità dei fenomeni di scivolamento nei terreni e nelle rocce, di ribaltamento nelle rocce e l'analisi del moto nelle frane da crollo.

Gli esercizi vengono svolti sia dal docente sia dagli studenti.
E' necessario portare ogni volta la calcolatrice



MATERIALE DIDATTICO

Tutto quello che viene proiettato durante le lezioni e le esercitazioni è disponibile sul portale della didattica.

Le dimostrazioni vengono effettuate alla lavagna. Per questo motivo la frequenza è fortemente consigliata



TESTI DI RIFERIMENTO

- Landslides: Investigation and mitigation
Transportation Research Board, National
Academy Press, Washington, 1996.
- Rock Slope Stability Analysis, Giani G.P., Balkema,
Rotterdam, 1993
- Rock Slope Engineering, Duncan & Christopher,
based on the Hoek E. & Bray J.W. 3rd ed.,
London, 4th edition Spon Press- Taylor & Francis
Group
- Caduta Massi, Giani G.P., Hevelius, Benevento,
1997



ESAME

L'ESAME PUÒ ESSERE SOSTENUTO SOLO DAGLI STUDENTI CHE RISULTANO ISCRITTI ALL'INSEGNAMENTO SUL PORTALE DELLA DIDATTICA



MODALITA' D' ESAME

L'esame consiste in 1 prova scritta, in 1 prova orale e in 1 esercitazione

Prova scritta (12 punti):

- 2 esercizi da svolgere in 1 ora

Prova orale (16 punti):

- 2 dimostrazioni su metodi di analisi di stabilità

E' richiesto un voto minimo di 18 (tra scritto e orale) affinché l'esercitazione venga presa in considerazione

Esercitazione (2 punti):

- Il testo dell'esercitazione sarà messo sul portale della didattica durante il corso. L'esercitazione deve essere consegnata e discussa durante la prova orale.



REGOLE PER L' ESAME

- 1) L'esame si può sostenere unicamente nelle sessioni e nei rispettivi appelli indicati dal Politecnico.
- 2) E' obbligatoria la prenotazione all'esame (non si accettano prenotazioni via email oltre il termine previsto dal portale della didattica).
- 3) Per gli studenti con il corso di 6 crediti ci sono 2 appelli nella sessione invernale (2015), 1 appello nella sessione estiva e 1 appello a settembre.
- 4) Per gli studenti con il corso integrato (Stabilità dei pendii/Geotecnica sismica) di 12 crediti non sono previsti appelli nella sessione invernale 2015, di conseguenza non è possibile iscriversi all'esame. Ci sono 2 appelli nella sessione estiva 1 appello a settembre e 1 appello a febbraio 2016.



STABILITA' DEI PENDII

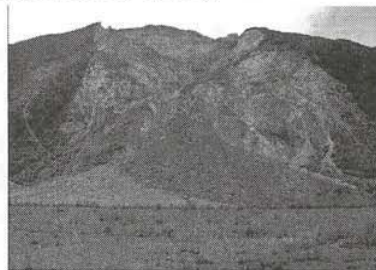
Chiara Deangeli
a.a. 2014-2015



LE FRANE

La superficie della terra fa parte di un sistema dinamico, che evolve sia progressivamente, sia episodicamente attraverso le azioni di processi geologici, geomorfologici e meteorologici.

Le frane costituiscono uno degli aspetti di questa evoluzione (Hutchinson, 1995).



Funzione di:

- GEOLOGIA
- MORFOLOGIA
- PIOVOSITA'
- DIMENSIONI
- VELOCITA'



* come all'instabilità locale (mm/anno) possono anche avere m/s, importante per i piani di ALLERTA

- Interessano materiali che vanno dalle rocce di elevata resistenza ai terreni coesivi poco consistenti;
- Si manifestano in ambienti geografici molto diversi (regioni con piovosità intensissima e regioni aride);
- Avvengono in una vastissima gamma di situazioni geologiche e morfologiche;
- Hanno corpi di frana il cui volume varia da pochi m³ a centinaia di milioni di m³

anche se la fase di distacco è la stessa
• Si sviluppano con velocità compresa tra alcuni mm/anno e le decine di m/s. importante per la definizione del rischio e della pericolosità. *

STABILITA' DEI PENDII

3) LE FRANE

Quando parliamo di ciò che può avvenire ad un pendio bisogna riferirsi a: stabilità dei pendii, instabilità dei pendii, frane e fenomeni franosi.

Le frane sono i principali modellatori della superficie terrestre alla scala umana (scala dell'ambito del singolo pendio o di porzioni di versante), relativa non a tutta la crosta terrestre.

4) I movimenti di versante su grande scala sono più lenti (impercettibili) ma riguardano scale maggiori (e volumi).

" Il movimento del pendio visibile e quello più esteso possono essere interpretati nel termine di **FENOMENO FRANOSO**."

Le frane sono difficili da studiare perché interessano materiale che varia dalla roccia compatta ai terreni poco coesivi (argille NC).

Le frane possono avere lo stesso cinetismo, anche se si sviluppano in ambiti geografici diversi: ambiti con caratteristiche di piovosità molto diverse.

Lo scioglimento può avvenire comunque in zone con alta o bassa piovosità; cambia l'approccio o i materiali coinvolti.

5) PENDII NATURALI:

• **ATTIVI**

• **INATTIVI**

• **QUIESCENTI** adeno il pendio non si muove ma la causa che ha generato il movimento è ancora presente (in genere riguarda grandi volumi).

• **STABILIZZATO**

Non sono aver rievano i fattori instabili franosi naturalmente o al seguito dell'intervento dell'uomo.

• PENDII NATURALI

Il pendio è già esistente ed è funzione dei processi geomorfologici: il profilo è indipendente dalle scelte dell'ingegnere.

Se il pendio è naturale, e ci e non n' muove, MA, bisogna studiare l'interazione che ha con le costruzioni e la difesa delle opere antropiche; studiare anche l'interazione che ha l'opera nuova con il pendio, per proteggere persone e opere.

Il pendio naturale ha dei parametri di difficile determinazione.

• PENDIO ARTIFICIALE

Bisogna fare il dimensionamento e la verifica del pendio artificiale MA le proprietà sono ASSEGNATE.

• FRONTE SCANO

Scegliamo solo la geometria e non è resto, perché è noto e non lo imponiamo noi.

Crollo: Fenomeno molto rapido che però può produrre danni seri a persone e oggetti.

12) Nel 1960 si è fatto il primo invaso con l'acqua di salita naturalmente MA si è avuto un distacco di $7 \cdot 10^5 \text{ m}^3$ che colombrava nell'invaso monocorona all'uscita di altezza $10 \div 15 \text{ m}$.

Poi hanno deciso di fare un by-pass per paura di avere una frana in quel punto: così potevano comunque sfruttare la diga per produrre energia.

Hanno misurato lo spostamento dei versanti (cm/giorno) e hanno pensato di svassare; mentre il livello di acqua diminuiva, hanno visto che gli spostamenti si riducevano e si è pensato di poter controllare la frana facendo salire e scendere l'acqua.

15) IL RISCHIO

Il rischio è un concetto industriale ed è somma di:

$$R_i = P \cdot N \cdot V$$

1) PERICOLOSITA' (HAZARD) - P -

La Pericolosità è la probabilità che un dato evento (frana) si verifichi in una certa area/zona, in un determinato tempo.

Questa probabilità è chiamata pericolosità, ed ha 2 CONNOTAZIONI:

- SPAZIALE, avviene in un determinato LUOGO;
- TEMPORALE, avviene in un determinato TEMPO.

Oltre a dire dove si verificherebbe una frana bisognerebbe dire anche QUANDO.

Dopo una serie di studi si può dire DOVE può avvenire il fenomeno fransivo MA NON SI RIESCE A DIRE QUANDO. (Anche se i moderni modelli di logoro la prevedono con il movimento della frana, non ho la certezza).

Questa è l'analisi di pericolosità, non del rischio.

Come fare?

Per MITIGARE la probabilità di OCCORRENZA possiamo usare delle OPERE DI CONSOLIDAMENTO.

2) NUMERO ELEMENTI A RISCHIO (N)

Se voglio pensare ad un'azione che mi limiti il rischio, devo cercare di RIDURRE o ANNULLARE gli elementi a rischio.

3) VULNERABILITA' (VULNERABILITY) - V -

La vulnerabilità ci fornisce un'idea sul grado di perdite attese: sia di VITE UMANE, sia di BENI (strutture e infrastrutture) come anche attività lavorative, se pensiamo al lungo periodo.

Scala < 0 nessuna perdita attesa
< 1 perdita attesa di VITE e BENI



INGEGNERIA DEI PENDII

I pendii sono sistemi meccanici di tipo geotecnico.

I movimenti di pendio sono risposte meccaniche dei terreni e delle rocce ai cambiamenti nel tempo delle condizioni al contorno di carattere statico, idraulico ed ambientale, capaci di influire sui campi tensionali e deformativi ovvero sulle proprietà dei terreni e delle rocce.

7



PENDII NATURALI, PENDII ARTIFICIALI, FRONTI DI SCAVO

Problemi applicativi diversi a causa di:

- natura e origine dei terreni,
- storia tensionale e deformativa,
- condizioni idrauliche

	Obiettivo	Geometria	Stratigrafia Materiali	Proprietà geotecniche	Condizioni idrauliche
Pendio naturale	Valutazione del grado di stabilità e dei movimenti (frana attiva, quiescente o probabile) e interazione con i manufatti esistenti o da costruire	Note (ma di difficile determinazione)			
Pendio artificiale	Dimensionamento, progetto, verifica del manufatto in terra (diga, argine, rilevato)	Da assegnare			
Fronti di scavo	Scelta della geometria per assicurare stabilità adeguata	Da assegnare	Note		

8

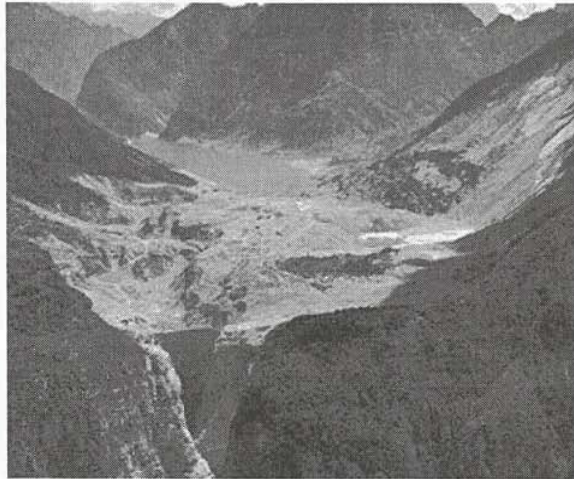


Vajont scivolamento in roccia ($250 \cdot 10^6 \text{ m}^3$)

9



9 ottobre 1963



13

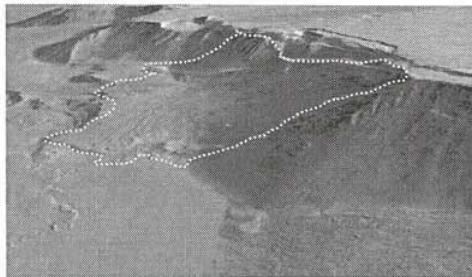
250 10⁶ m³



Analisi del Rischio

Frana sul Monte Olimpo (Marte)

Caduta di massi *in modo frequentota*



Rischio nullo

Rischio elevato

14



Azioni

Accettazione: Nessuna azione ma cercare di migliorare i risultati
Esempio: sistemi di allerta e buoni servizi di emergenza

Limitazione/Annullamento: Ridurre il numero e il valore degli elementi a rischio

$$\text{Rischio} = P \cdot N \cdot V$$

Correzione: Ridurre la probabilità di occorrenza dell'evento in un dato tempo e luogo

Riduzione: Ridurre la vulnerabilità o il valore della perdita attesa

15

Per l'accettazione bisogna sapere con cosa avere a che fare.



La Clapière (50 10⁶ m³)

Francia



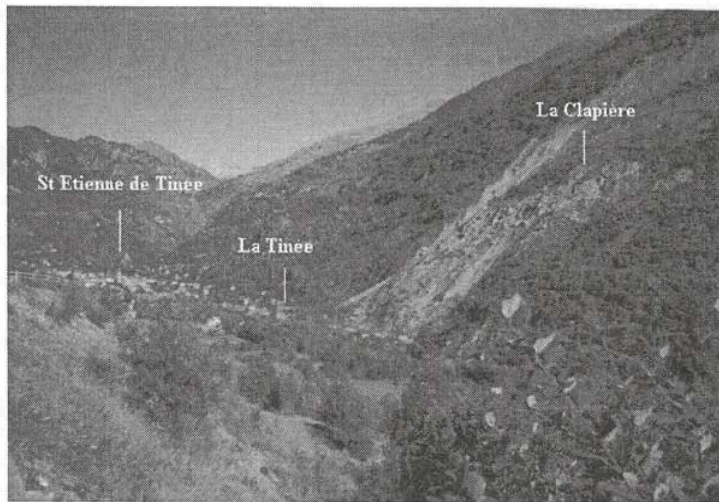
19

Francia molto evidente dal 1970 dove n' vedo la NICCHIA DI FRANA ed essa n' e' mona fino al 1997.

Se i petroli di sportare il paese e volutare i vanni: efficiente monitoraggio, ricreando un conetto modello di quello che n' stava muovendo.



Oggi n' avviene col la nuova



20



1970



1989



1991



1997

21



STABILITA' DEI PENDII

Inquadramento e classificazione dei fenomeni franosi

Chiara Deangeli
a.a. 2014-2015



CLASSIFICAZIONE DEI FENOMENI FRANOSI

Esistono migliaia di classificazioni, in funzione dei differenti aspetti della frana stessa, ma con scopi diversi.

Nello studio con finalità sia scientifiche sia applicative di fenomeni vari e complessi quali i movimenti franosi è di estrema importanza che questi siano identificati e classificati facendo riferimento ai loro **caratteri essenziali direttamente osservabili e misurabili** (Carrara et al., 1985).

Le **classificazioni** consentono di inquadrare i movimenti franosi dal punto di vista **fenomenologico**

la classificazione deve avere senso e delimitare i caratteri fenomenologici.

c. Deangeli

2)

CLASSIFICAZIONE DEI FENOMENI FRANOSI

Fam'che dovrebbe avere un fenomeno franoso:

1) STUDI PRELIMINARI IN SITO andare in sito con un Geolog

2) IDENTIFICARE E CLASSIFICARE IL FENOMENO FRANOSO

Spero noi sappiamo di avere un fenomeno franoso in atto e spero non è facile da capire.

Bisogna domandare il TIPO di movimento e sapere QUALI materiali sono coinvolti.

3) PIANIFICAZIONE DELLE INDAGINI caratterizzare il materiale sia in laboratorio che in sito, nel comportamento meccanico del materiale: IDEA GEOMETRICA e MECCANICA.

4) FORTARE IL MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

5) VALUTAZIONE DEL RISCHIO analizziamo gli 'scenari' e possiamo sempre tornare indietro.

6) INTERVENTI DI DIFESA

CLASSIFICAZIONE DI CRUDEN e VARNES

Perché facciamo riferimento a 2 mm?

2 mm è la SABBIA GROSSOLANA, ma noi uniamo il retaccio 200 (0,075 mm) come distribuzione in funzione del comportamento meccanico.

Il limite a 2 mm mi ha non per differenziazione in base al comportamento meccanico (che dipende dall'acqua) ma è perché in sito possiamo vedere chiaramente i 2 mm e sapere QUANTA frazione c'è oltre i 2 mm.

Questa classificazione non ha limitazioni meccaniche, ma comunque bisogna fare la prova e la curva granulometrica.

5 Fenomeni di instabilità + il 6°



Tipi di movimento	Tipo di materiale
CROLLI	ROCCIA DETRITO TERRA
RIBALTAMENTI	
SCIVOLAMENTI ROTAZIONALI	
SCIVOLAMENTI TRASLAZIONALI	
ESPANSIONI	
COLATE	
6° FENOMENI COMPLESSI	

6°

FENOMENI COMPLESSI

è l'evoluzione di un avvenimento in un altro avvenimento come lo franto da colata che diventa la colata o lo scivolamento che diventa colata sotto un determinato regime di pressioni interstiziali.



Classe	Descrizione	Velocità (mm/s)	Velocità tipica RIDOTTATA DA VARNES
7	Estremamente rapido	$5 \cdot 10^3$	5 m/s
6	Molto rapido	$5 \cdot 10^1$	3 m/min
5	Rapido	$5 \cdot 10^{-1}$	1.8 m/h
4	Moderato	$5 \cdot 10^{-3}$	13 m/mese
3	Lento	$5 \cdot 10^{-5}$	1.6 m/anno
2	Molto lento	$5 \cdot 10^{-7}$	16 mm/anno
1	Estremamente lento		

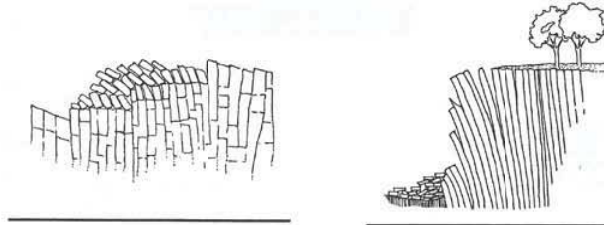
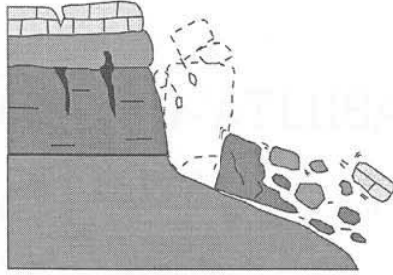
le velocità sono indicate nelle classificazioni, parametro MOLTO IMPORTANTE che può causare molti più danni rispetto a fenomeni con 5 ridotte.

7 classi di velocità, usate durante i rapporti Teambu.

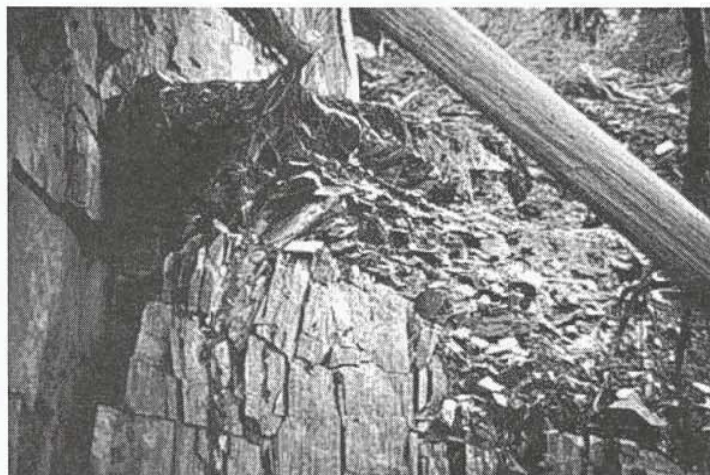
la commistione delle penne $\sim 1 \text{ m/s}$



Ribaltamento



Jasper National Park Canada



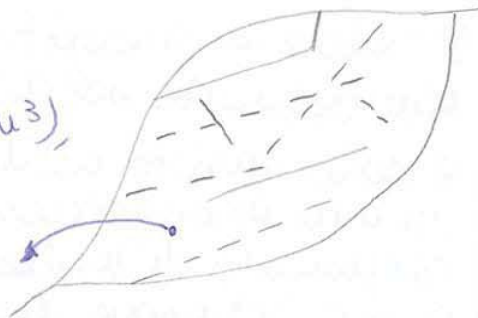
6

25

CROLLI IN ROCCIA

1) GRANDI FRANE DA CROLLO

Frane di grandi dimensioni ($1 \cdot 10^6 \text{ m}^3$), dove si ritrova una porzione dell'ammasso roccioso (ROCCIA INTATTA + DISCONTINUITÀ).



Questa porzione di ammasso roccioso è sottoposta ad un pendio sottostante e così è sottoposta, l'ammasso roccioso si divide in n-blocchi che spesso danno origine ad un movimento in cui si ha l'INTERAZIONE tra i blocchi con la formazione di una COLATA.

Nelle grandi frane in roccia spesso si ha la colata.

2) CADUTA MASSI

Frane di coinvolge volumi di roccia intatti dove si hanno discontinuità ($1 \cdot 10^3 \text{ m}^3$) dove abbiamo il ruolo del SINGOLO blocco senza discontinuità interne.



La caduta massi è un fenomeno frequente.

Dopo l'impatto, abbiamo una fase di scivolamento e/o ribaltamento del blocco fino al suo arresto; dobbiamo modellare tutti questi fenomeni.

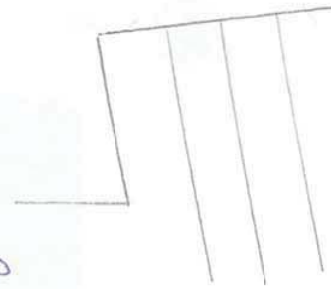
Con la caduta massi non può generarsi il fenomeno della colata definitiva.

NOTE

- 1) Nelle grandi frane il fenomeno è complesso e NON ESISTE UN MODELLO UNICO.
- 2) Per i piccoli volumi esiste un modello di base.

2) RIBALTAMENTO FLESSIONALE

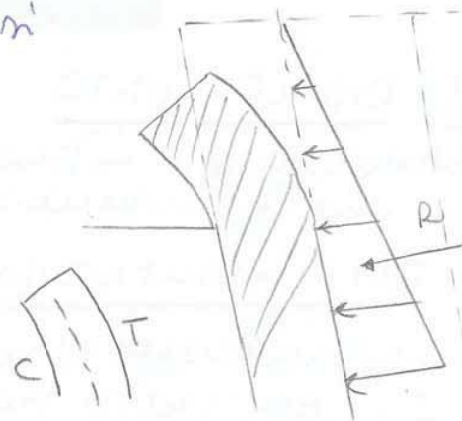
Non vi interessa di discontinuità che immerge dentro il pendio e produce LASTRE O CORTINE DI ROCCIA che sono potenzialmente soggette a ribaltamento flessionale.



Sia per le colonne che per le lastre abbiamo un ribaltamento flessionale, che si inverte per effetto di:

- PESO PROPRIO
- PRESSIONE DELL'ACQUA
- PESO DELLE LASTRE A MONTE

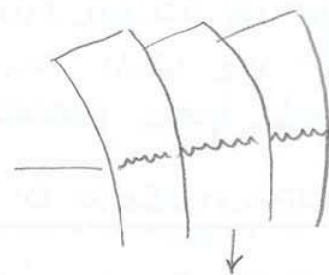
Quando la lastra si inverte, le fibre sono tese e compresse e, ricordando che la resistenza a trazione della roccia è bassa, si generano delle fratture per superamento della resistenza a trazione della roccia stessa con la fase di scorporamento e distacco.



GNEISS MEDIANTE COMPATTO

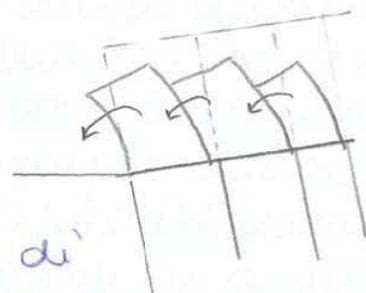
- $\sigma_c = \sigma_0 = 100 \div 200 \text{ MPa}$
- $\sigma_T = \sigma_0 = \frac{1}{10} \sigma_c = 10 \text{ MPa}$

↳ mancanza delle fratture



CON PIU' LASTRE

Si genera una superficie di rottura (che non è preminente) e riguarda tutte le lastre: questo non è un piano di scivolamento ma produce il RIBALTAMENTO. Le lastre si scambiano TENSIONI DI TAGLIO.

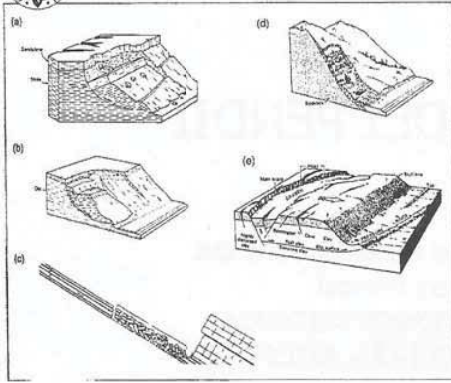


3) RIBALTAMENTO FLESSIONALE DI BLOCCHI

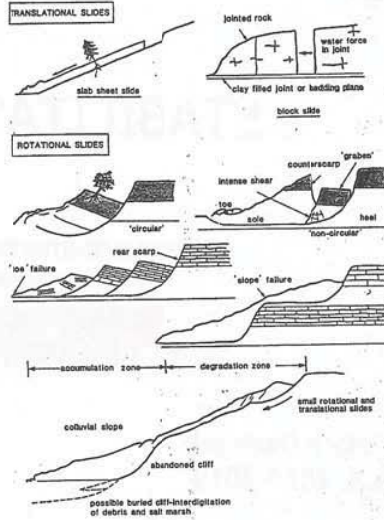
Effetto combinato dei 2 tipi di movimento e lo modello con dei metodi NUMERICI.



Esempi di Scivolamento



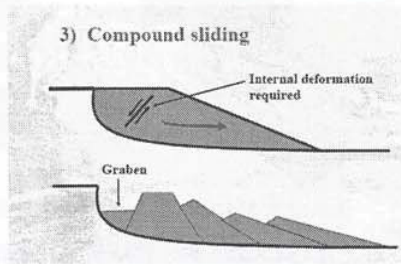
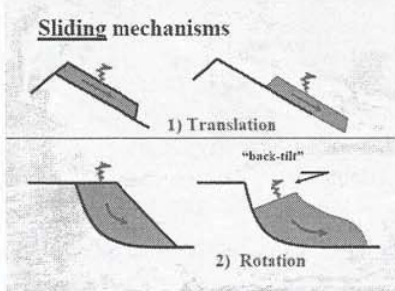
Examples of rotational and translational slides: (a) rotational rock slide; (b) rotational earth slide; (c) translational rock slide (upper portion is rock block slide); (d) debris slide; (e) translational earth block slide (Varnes 1978, Figures 2-1g, 2-1i, 2-1j, 2-1k, 2-1l) (Hansen 1965).



4



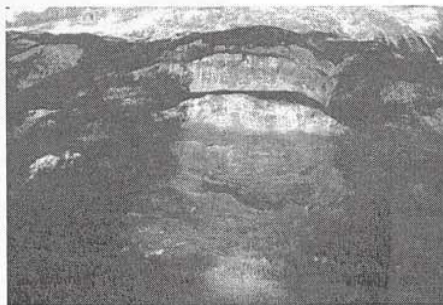
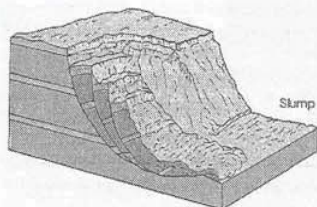
Scivolamento



5



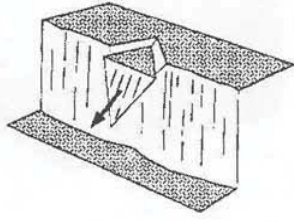
Scivolamento rotazionale in roccia



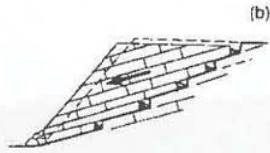
6



Esempi di Scivolamento in roccia



Scivolamento lungo intersezione di discontinuità

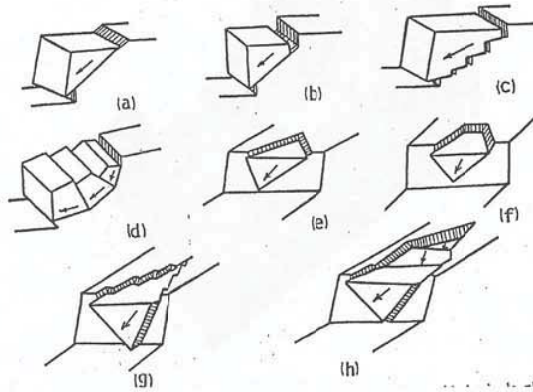


Scivolamento traslazionale lungo superficie a gradino

10



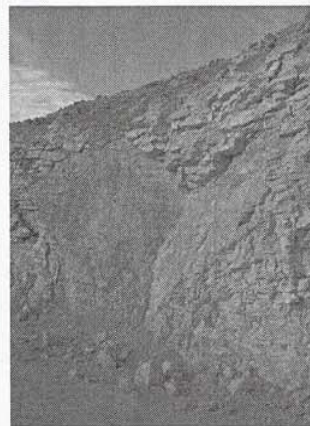
Esempi di Scivolamento in roccia



Scivolamento traslazionali e lungo intersezione di discontinuità

Scivolamento in roccia lungo intersezione di discontinuità

2 piani di discontinuità, molto evidenti



12

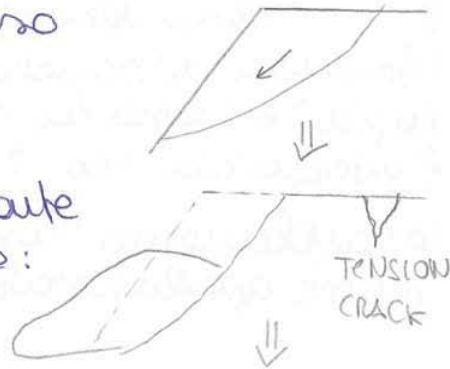
6) SCIOLAMENTO ROTAZIONALE IN ROCCIA

Fenomeno frequente e ripetitivo in roccia dove una porzione dell'ammasso roccioso è soggetta a scioglimento ed ha le scarpate molto ripide.

Spesso nasce un TENSION CRACK a monte che produce un secondo scioglimento:

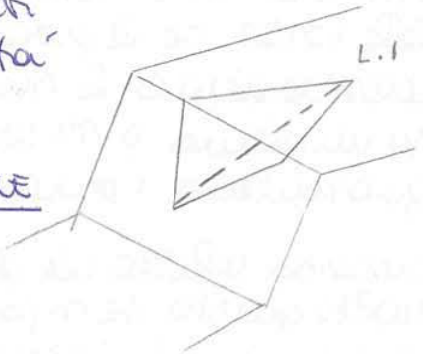
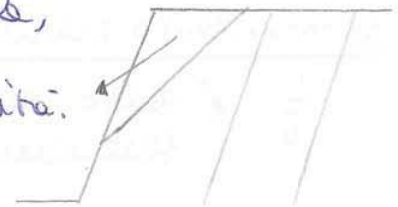
**Scioglimento retrogressivo
multiplo.**

Questo fenomeno tende a procedere ed evolvere nel tempo, tipico degli scioglimenti rotazionali.



10) Oltre allo scioglimento bidimensionale, possiamo avere una rotazione lungo superfici nuove che non siano discontinuità.

Pero possiamo avere anche degli scioglimenti tridimensionali ed inoltre possiamo avere scioglimenti trisrotazionali lungo discontinuità preesistenti.



1 - SCIOLAMENTO DANARE TRASLATIONALE

Possiamo avere un tension crack o scioglimenti planari lungo piani a gradino.

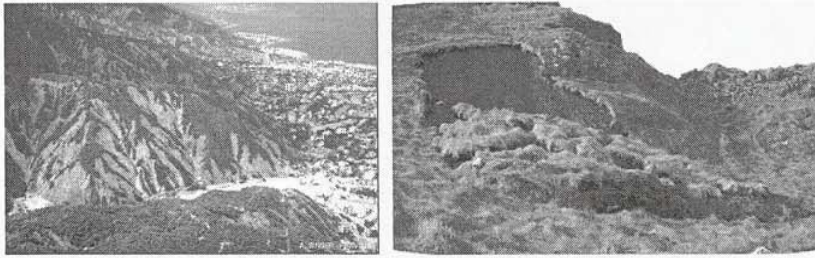
2 - SCIOLAMENTO TRASLATIONALE 3D

Scioglimento lungo rette di intersezione di discontinuità, che deve arrivare fino al fronte del pendio.

Queste sono discontinuità preesistenti.



Scivolamento traslazionale di detrito

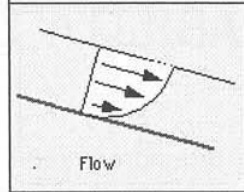
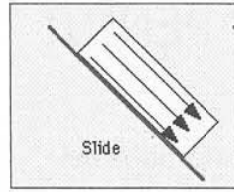


16

Fenomeno frequente con scivolamento TRASLAZIONALE.
Nel materiale detritico non possono avvenire fenomeni
rotazionali, ed in genere e' la caduta della copertura
di materiale detritico.
Se il materiale e' SATURO, puo' evolvere in colata,
cambia il gradiente di velocità.



Colate



Slide SCIVOLAMENTO
Flow Flusso COLATA (COLAMENTO)

4

Fenomeno rotazionale in avanti, basta vedere il materiale caduto (il piede si allarga).



Colate

La principale differenza tra uno scivolamento e una colata consiste del meccanismo di movimento:

- Un fenomeno di scivolamento si muove lungo una superficie di scorrimento come un blocco rigido o con una piccola deformazione interna



5

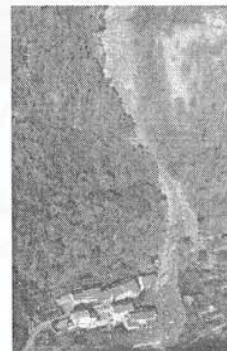


Colate

la colata adotta la sua forma all'IMPIUVIO naturale lungo cui si propaga.

La principale differenza tra uno scivolamento e una colata consiste del meccanismo di movimento:

- Una colata si propaga come un fluido viscoso adattando la sua forma ad ogni cambiamento morfologico presente lungo il suo percorso

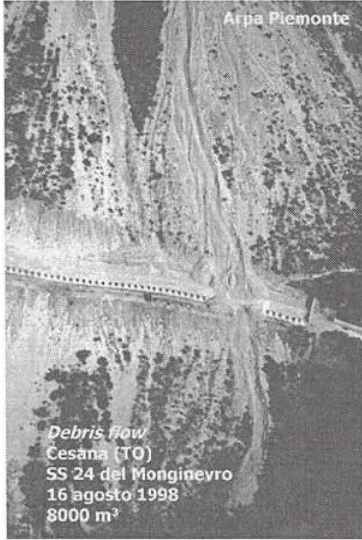


6

Debris flow non canalizzato che ha un suo
il cono di deposizione e dove si muove il debris flow

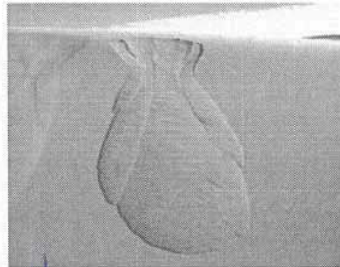


↓ Colate



Colate

DEBRIS AVANCE

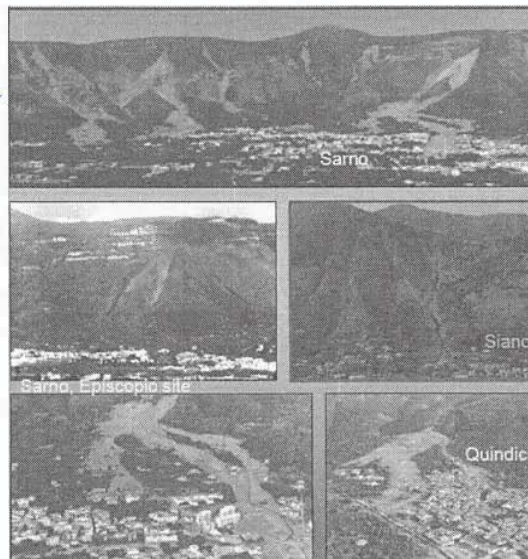


Fenomeno di colata
in ambiente ARIO
la ricomposizione della forma
del cono di deposizione



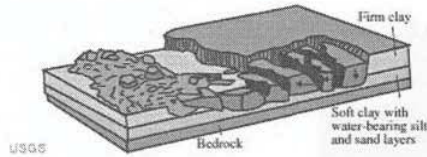
Colate nelle piroclastiti del napoletano

Solo poche sono
INCANALATE MA si generano
hanno eroso e
durante il processo
si è creato il canale.





Espansioni

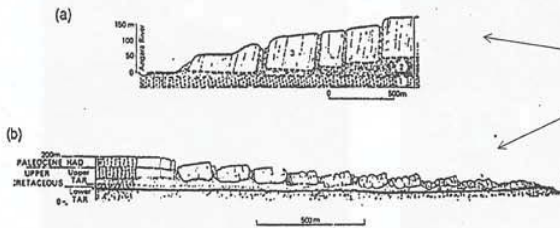


Lateral Spreads: Lateral spreads are distinctive because they usually occur on very gentle slopes or flat terrain. The dominant mode of movement is lateral extension accompanied by shear or tensile fractures.

16

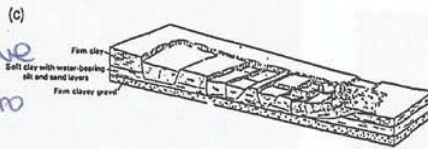


Espansioni



Espansione di roccia e terreno

Se i fenomeni sono soggetti a liquefazione ha un'espansione molto laterale. la scala del problema è più grande che negli altri casi.



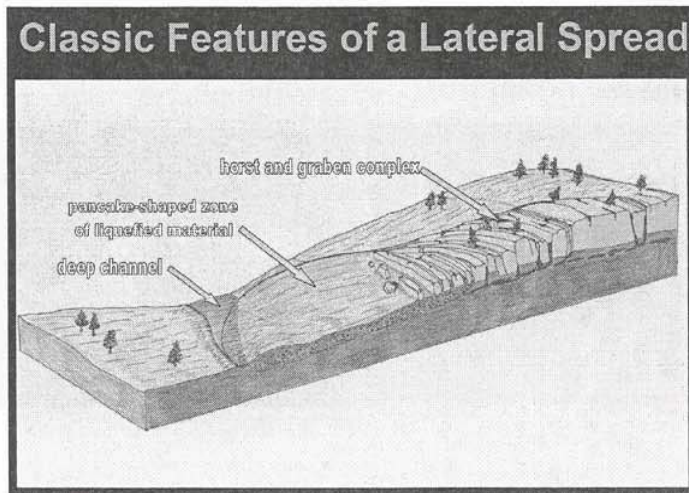
Espansione di terreno risultante da fenomeni di liquefazione o flusso plastico del materiale alla base

17



Espansioni

Valuni intermontani molto elevati.



18

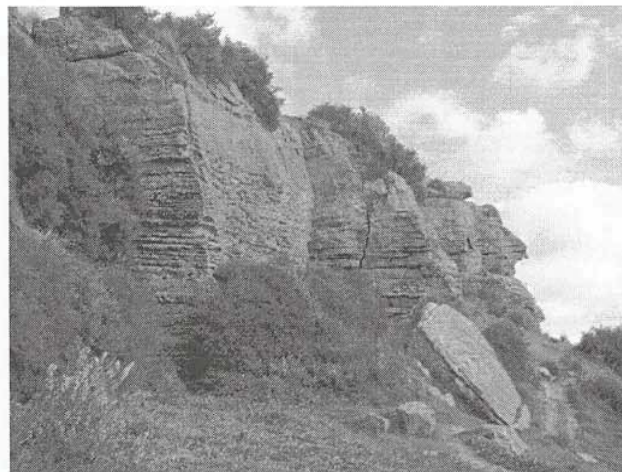
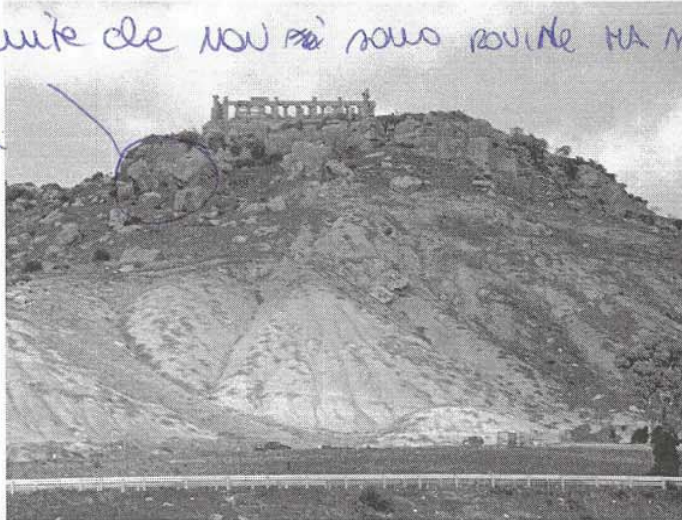
Fenomeno profondo 300 m, non m'è più feruore - INTERVALLE



This is an extensive lateral spreading failure controlled by a very weak montmorillonitic horizon at the base of the Cretaceous sequence. The valley is about 1.5 km wide and 300m deep.



Blocco di calcarenite che non è solo rovine ma m'è solo distaccati dalla costa originaria



3) EARTH FLOW : FLUSSO DI TERRA

Fenomeno RAPIDO in Sabbie fini e argille.

4) SLOW EARTH FLOW = FLUSSO LENTO DI TERRA

Fenomeno lento di colata in argille.

Nelle argille le colate sono o veloci o estremamente lenti.

Possiamo distinguere gli EARTH FLOW in:

- EARTH FLOW SU PENDIO : case evolutive dei tronchetti di
- EARTH FLOW INCONSISTI : si sviluppano lungo un IMPLUVIO naturale che in genere non è un corso d'acqua perenne.

NOTA TEORICA

- CROLLI (FALLS)
- RIBALTAMENTO (TOPPING)
- SCIVOLORENTI (SLIDE SLUMP)
- COLATE (FLOW)
- ESPANSIONI (SPREAD)

16) ESPANSIONI

Le espansioni riguardano porzioni carenti di territorio e avvengono su pendii poco INCLINATI o piani campagna ORIZZONTALI.

Il dissestamento è un movimento lento di ESPANSIONE LATERALE DI MATERIE che spesso produce dei fenomeni di dissestamenti secondari riguardanti volumi di materiale più piccoli.

In genere il fenomeno riguarda 2 materiali con diverse caratteristiche meccaniche come:

- ROCCIA : buone caratteristiche mecc.
- TERRENO : scarse caratteristiche meccaniche.



IMPORTANTE

Nella maggior parte dei casi il tipo di rottura è per
TAGLIO: quindi tutti i fenomeni hanno una rottura
per taglio e questa classificazione descrive la POST-ROTTURA.

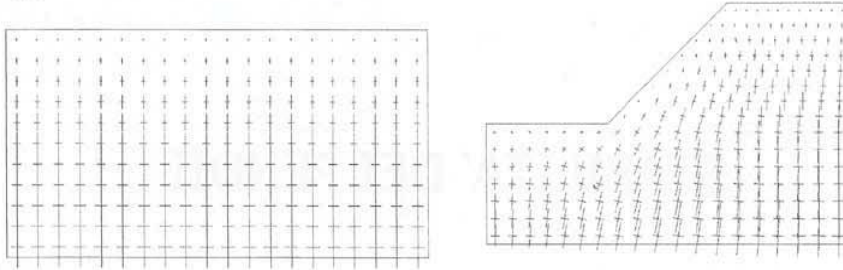
Nella rottura per taglio la post-rottura
rappresenta il modo del solido con
scioglimento o cippi per ribaltamento.



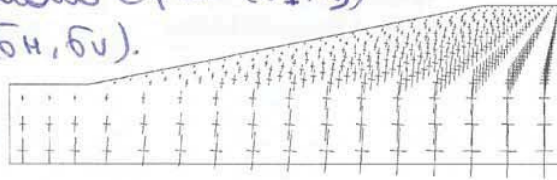
la classificazione non è fatta sulla base della
ROTTURA ma sul CINEMATISMO DEL POST-ROTTURA.



Andamento delle tensioni principali



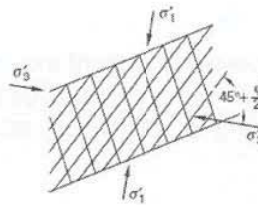
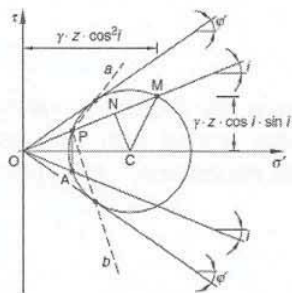
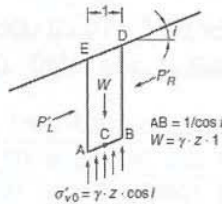
Più è inclinato il pendio e più (64, 63) si discostano da (54, 5v).



4



Stati di equilibrio limite in un pendio indefinito



5



INNESCO DEI FENOMENI FRANOSI

Le frane possono avere molte cause (geologiche, morfologiche, fisiche e umane), ma un solo innesco.

Per definizione l'innesco è uno stimolo esterno (pioggia intensa, vibrazioni dovute a terremoti, eruzioni vulcaniche, mareggiate, erosione dei corsi d'acqua), che causa una risposta immediata sotto forma di frana tramite il rapido incremento degli sforzi agenti o riduzione della resistenza del materiale che costituisce il pendio.

In alcuni casi è difficile individuare l'innesco di una frana, per via della varietà o combinazione di cause (per esempio degradazione chimica o fisica dei materiali), che gradualmente portano il pendio a rottura

6

3) Come determiniamo lo stato tensionale su un pendio INCLINATO?

- PENDIO INDEFINITO: ho la soluzione analitica;
- PENDIO FINITO: uso la modellazione numerica.

Per quanto riguarda l'inclinazione del pendio è difficile sapere qual è lo stato di tensione attuale e quali sono le tensioni principali.

6) INNESCO DEI FENOMENI FRANOSI

Esistono molte cause scatenanti, ma un solo INNESCO.

INNESCO

L'innescò è l'ultimo della catena delle cause che produce instabilità, ed è uno stimolo esterno che può essere dovuto a diversi fattori (pioggia, erosione, stimolo vulcanico...) come anche:

- VARIAZIONE DI CARICA CONTINUA: è come uno stress path, ciclico/storico, che produce una modifica della risposta del materiale.
- TERRICOTO: se produce il movimento del pendio, allora è considerato come innescò.

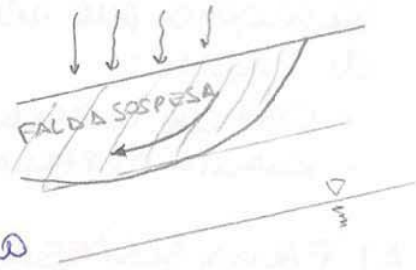
Esistono molte cause che scuotono la stabilità del pendio ma, quando ho noto l'innescò, capisco il meccanismo che produce il movimento.

Gli innescò possono essere:

- NATURALI: dove l'acqua ha un ruolo principale; innescò più frequente per pioggia o neve.
- ANTROPICI: con degli interventi sul pendio riduco la resistenza del materiale.

Bisogna precisare che: quando il materiale è non saturo ho u^- mentre quando il materiale è saturo ho u^+ ma questo non vuol dire che n'ha sempre l'instabilità e rottura.

Quando l'evento si verifica subisce una variazione delle pressioni interstiziali u e di conseguenza le tensioni ellissoidali (la σ del terreno varia di poco quando è saturo).



Per avere instabilità bisogna controllare la RESISTENZA DEL MATERIALE:

$$\sigma' = \sigma - u \quad \tau = c' + \sigma' \tan \phi'$$

Nasce un fenomeno framoso solo quando viene superata la resistenza al taglio.

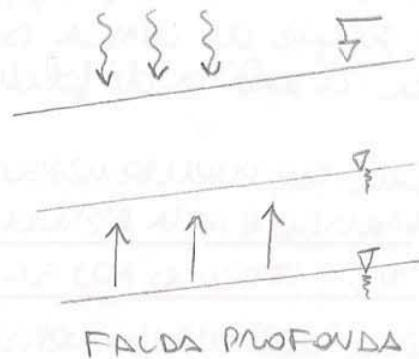
La falda profonda non oscilla durante questi brevi eventi: bisogna superare una certa soglia di infiltrazione.

Questo fenomeno si ha per rocce non affioranti e può produrre FIANE SUPERFICIALI.

9) B) RISALITA DI FALDA

L'oscillazione della falda influenza la risposta meccanica del terreno.

La falda profonda si muove a seguito di PIOGGE DI BREVE INTENSITA' MA LUNGA DURATA.



Con l'innalzamento del livello di falda la resistenza al taglio del materiale diminuisce perché diminuiscono le tensioni ellissoidali.

Il materiale riduce la propria resistenza e giunge a rottura: in alcuni punti si perde la resistenza di picco e si ha la rottura del pendio.

Di conseguenza nasce il fenomeno di instabilità con la formazione della superficie di scorrimento (rotazionale o traslazionale, più frequente) che produce la rottura generale del pendio.

L'ACQUA PUÒ PRODURRE:

- AUMENTI DI u
- OSCILLAZIONI DI u : in questo caso si hanno fenomeni localizzati di rottura nel materiale che però producono una rottura generale del pendio.

13) Siccome la pioggia è l'evento che produce l'instabilità dei versanti, si cerca di trovare una correlazione tra le PRECIPITAZIONI e la POTENZIALE ROTTURA DEI VERSANTI.

15) CORRELAZIONI TRA PRECIPITAZIONI ED EVENTI FRANOSI

Esistono 3 differenti approcci per prevedere eventi meteorici che innescano frane superficiali:

A) ANALISI EMPIRICA DELLE CARATTERISTICHE DEGLI EVENTI METEORICI CHE INNESCANO FENOMENI FRANOSI

Se ho la caratteristica della precipitazione meteorica, voglio vedere quante frane sono state prodotte da questo evento e cerco una correlazione.

B) MAPPATURA EMPIRICA DI SITI IN FRANA

Uniamo delle CARTE DI PERICOLOSITÀ basate su eventi franosi avvenuti nel passato: dopo l'avvenire degli eventi passati si potrebbe fare una previsione sugli eventi franosi futuri.

Queste correlazioni bisogna applicarle nel luogo in cui vengono formulate, servono per la PREVISIONE e non bisognerebbe estenderle alle zone diverse da quelle.

17) CAINE

Caine ha ricavato una correlazione a livello MONSIELE sulle frange superficiali (scioglimenti che evolvono in colata).

$$I = 14,82 D^{-0,39}$$

con $I =$ INTENSITA' (mm/h) e $D =$ DURATA (h).

Però questa formula non prende in esame i giorni antecedenti l'evento ma considera solo la durata dell'evento che produce instabilità.

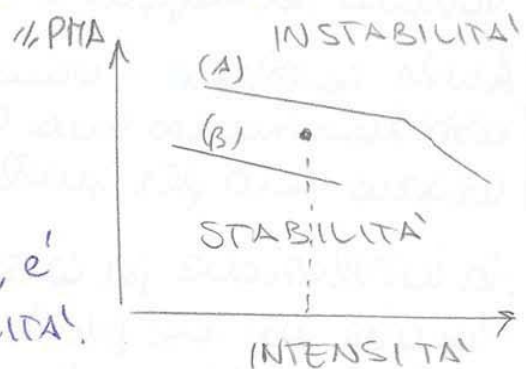
Formula valida per durate minori di 10 giorni e maggiori di 10 MINUTI.

Questa formula viene applicata e usata per le fornisce delle INDICAZIONI; bisogna per cercare delle correlazioni.

18) Nel grafico ho 2 soglie perché non m'è riuscito a trovare un'unica correlazione quando m'hanno messo tutte le piogge dell'anno: m'è pensato di DIVIDERE IN STAGIONI:

- (A) EVENTI ESTIVI e AUTUNNALI
- (B) EVENTI INVERNALI e PRIMAVERILI.

Se l'evento cade sopra la soglia, è probabile che produca INSTABILITA'.

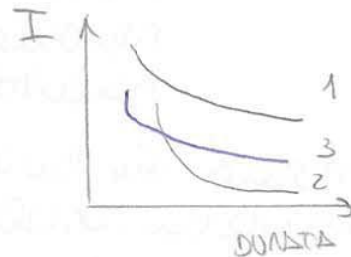


21) SOGLIE DI INNESCO PER DEBRIS FLOW IN CALIFORNIA

le correlazioni si applicano alla scala REGIONALE e non al singolo pendio perché la frana in quel pendio può essere casuale.

Emittiamo 2 correlazioni perché si è pensato di dividere la zona in:

- (1) ZONA CON PMA ALTA
- (2) ZONA CON PMA BASSA



ed abbiamo 2 soglie diverse.

Introducendo la correlazione di CAHÉ (3) si nota che si dissipa a metà delle 2 soglie.

Esiste l'ultima correlazione (curva più bassa nelle slide) che riguarda eventi che hanno prodotto almeno un fenomeno franso.

Perché la soglia con ALTA PMA è sopra a quella con BASSA PMA?

Pur essendo nello stesso bacino abbiamo 2 comportamenti diversi.

SOGLIA CON PMA ALTA

Serve più pioggia per far frangere il pendio nella zona con PMA ALTA, rispetto a quella con PMA BASSA, questo perché il pendio si è già adattato alla pioggia e per farlo frangere servono valori di precipitazioni più elevati di quelli che servono per la zona con buona PMA.

22) GRAFICI OTTENUTI SU QUESTO CASO

Abbiamo analizzato il pendio e la sua risposta idrologica in vari punti mettendo dei TENSIONETRI per misurare la u in diversi punti e a differenti profondità.

GRAFICI DI DESTRA: CASO UMIDO

Ho 3 punti di misura nem'persò in posti differenti rispetto a quelli visti nei grafici a sinistra.

Questo è il caso di STAGIONE MOLTO PIOVOSA e, ricorre subito dopo degli eventi piovosi, ho $u > 0$ a quasi tutte le profondità.

GRAFICO 2:

In questo grafico non n'ha la correlazione con l'evento: la precipitazione non produce una risposta nel materiale: MATERIALE PENO DRENANTE.

GRAFICO 3

HO una risposta idrogeologica ai picchi di u .

GRAFICO 4

Ho una forte variazione di u per le profondità maggiori: in zone differenti dello stesso pendio cambia la risposta alla precipitazione.

Questo grafico ci aiutano a capire il meccanismo.

23) SEZIONE DEL PENDIO



Riusciamo a capire che ho percolazione di acqua in T_1, T_2 .

Non è solo l'infiltrazione dell'acqua che contribuisce alla variazione di u (come n'è dedotto dai grafici di SINISTRA)

Ma è anche il flusso d'acqua laterale allo strato di arenaria che produce una variazione di u .

Quando facciamo delle correlazioni non riusciamo a capire il movimento dell'acqua nel mondo versante: le correlazioni vengono fatte a livello regionale perché a livello locale ci sono dei fenomeni molto più complessi.



Variatione delle pressioni interstiziali in un terreno saturo

CICLO CARICO/SCARICO

Come varia il F_s con il ciclo di carico/scarico

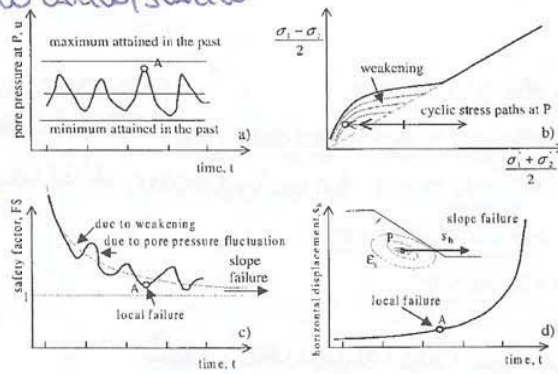
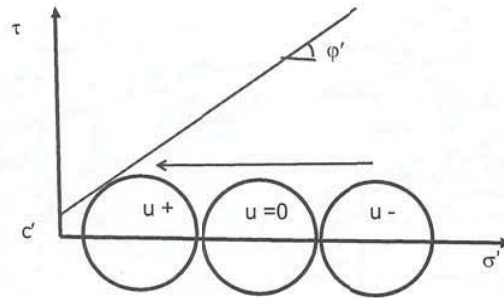


Figure 1. Schematic slope behaviour in the pre-failure stage as a function of pore pressure fluctuation (modified after Picarelli, 2000): a) pore pressure at a given point P; b) cyclic stress path at the same point P; c) evolution of the safety factor with time; d) horizontal displacement at the point P.

10



Variatione delle pressioni interstiziali in un terreno non saturo



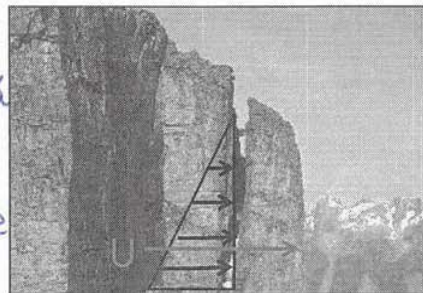
11

C. Deangeli



Pressioni dell'acqua lungo una discontinuità in roccia

Nelle rocce le discontinuità formano piani di debolezza: l'acqua satura le discontinuità ed ha una risalita di acqua nelle discontinuità che produce una distribuzione delle pressioni con un effetto sfavorevole alla STABILITÀ.



$$u = \gamma_w z$$

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w z^2$$

12



Analisi empirica delle caratteristiche degli eventi meteorici che innescano fenomeni franosi

Definizione di soglie di pioggia che innescano frane superficiali.

Individuazione del numero di giorni di pioggia antecedente l'evento scatenante

Generalizzazione mediante la normalizzazione con la PMA

Questi approcci, vengono spesso usati come base per la messa a punto di sistemi di allarme a scala regionale

C. Deangeli



Analisi empirica delle caratteristiche degli eventi meteorici che innescano fenomeni franosi

Caine (1980) ha raccolto i dati di un gran numero di frane nel mondo e ha trovato una soglia in grado di discriminare se una frana superficiale può o meno verificarsi:

$$I = 14.82 D^{-0.39}$$

con I (mm/h) e D (h)

durata inferiore a 10 giorni e superiore a 10 minuti

C. Deangeli



Analisi empirica delle caratteristiche degli eventi meteorici che innescano fenomeni franosi

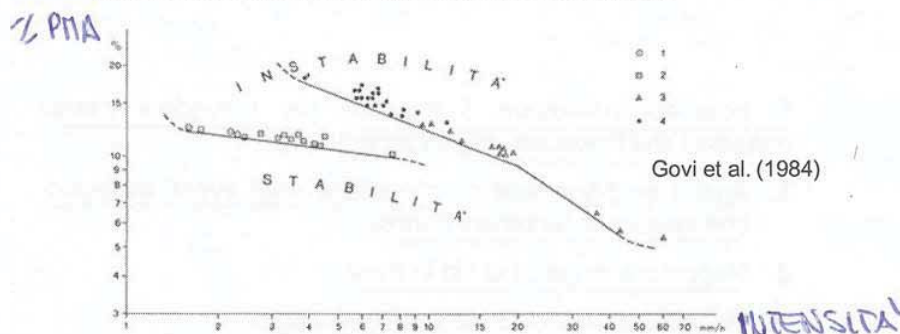


Fig. 6. Relazione tra fase iniziale della franosità in terreni superficiali e parametri idrologici: intensità oraria e precipitazione cumulata dell'evento, espressa in % della p.m.a. (1: eventi invernali; 2: eventi primaverili; 3: eventi estivi; 4: eventi autunnali). Le linee definiscono i valori soglia di precipitazione al di sopra dei quali, nelle varie stagioni, nei bacini piemontesi si innescano le prime frane.

C. Deangeli

18



Analisi empirica delle caratteristiche degli eventi meteorici che innescano fenomeni franosi

Soglie di innesco per debris flow in Nord California
(Johnson & Sitar, 1990)

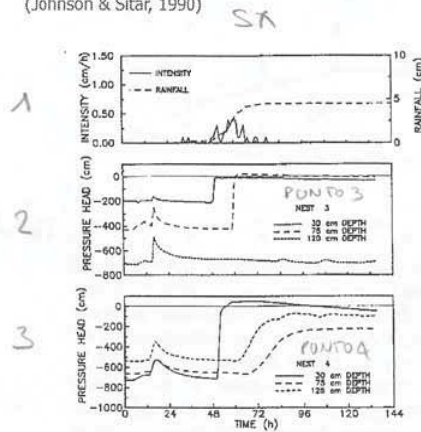


Fig. 8. Rainfall characteristics and pore-pressure response at nests 3 and 4 for the 144 h period starting 22 November 1985.

C. Deangeli

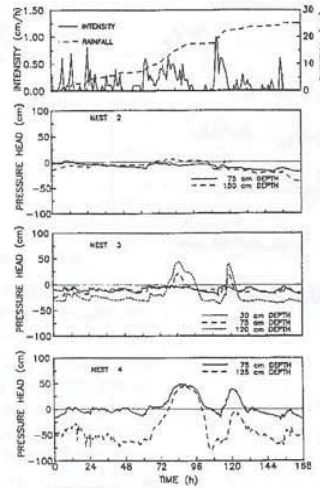


Fig. 9. Rainfall characteristics and pore-pressure response at tests 2, 3, and 4 for the 168 h period starting 14 February 1986.

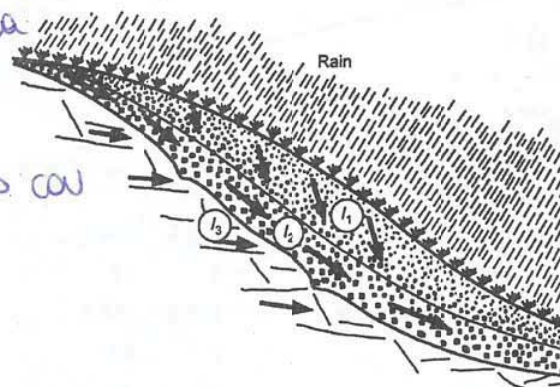
22



Analisi empirica delle caratteristiche degli eventi meteorici che innescano fenomeni franosi

Soglie di innesco per debris flow in Nord California
(Johnson & Sitar, 1990)

- I₁ Materiale di copertura (colluvio)
- I₂ ARENARIA
- I₃ BASAMENTO ROCCIOSO con FRACTURE



C. Deangeli

23



Mappatura empirica di siti in frana

La mappatura spaziale del potenziale di frana è basata sull'osservazione di eventi passati, assumendo che le stesse condizioni siano ancora valide.

Utilizzando il GIS è possibile combinare parecchie mappe relative a diversi parametri, riportando gli eventi passati. La combinazione dei fattori porta a riclassificare gli eventi passati e a prevedere, nelle medesime condizioni, eventi futuri.

Questi metodi producono mappe di pericolosità di frana. La componente temporale non viene tenuta in considerazione.

24

C. Deangeli

Pono fare una previsione in funzione delle caratteristiche di precipitazione, che dipendono da ($\theta, K \dots$)



Modelli deterministici meccanico-idrologici

Modello di Dietrich & Montgomery, 1994:

$$T = k \cdot z \cdot \cos \theta$$

$$\frac{a}{b} \geq \left[\frac{c'}{\gamma_w \cdot z \cdot \cos^2 \theta \cdot \tan \phi'} + \frac{\gamma}{\gamma_w} \cdot \left(1 - \frac{\tan \theta}{\tan \phi'} \right) \right] \cdot \frac{K \cdot z \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta}{q}$$

a = area di drenaggio
 b = larghezza sezione di deflusso
 θ = inclinazione del versante

c' = coesione
 γ = peso dell'unità di volume del terreno
 γ_w = peso dell'unità di volume dell'acqua
 ϕ' = angolo di resistenza al taglio
 K = permeabilità del terreno saturo

precipitazione efficace in 24 ore

Pono sapere le aree in funzione della previsione di instabilità



RAPIDO SVASO

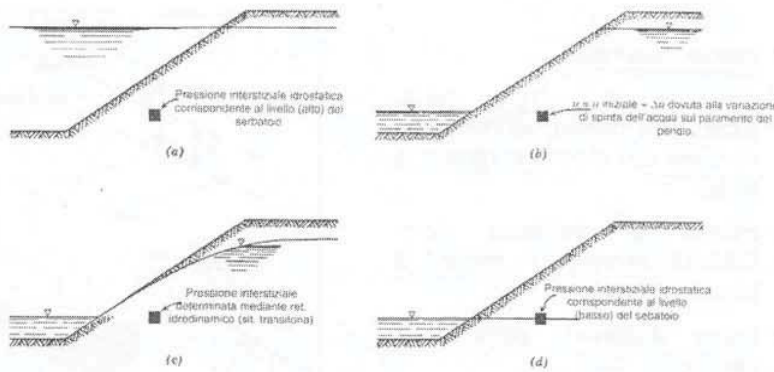


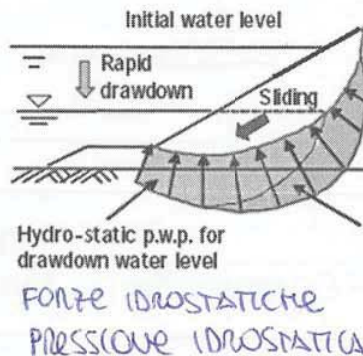
Fig. 31.6 Risposta di un pendio allo svasso rapido. (a) Condizione d'equilibrio iniziale. (b) Dopo lo svasso ma prima che abbia luogo il processo di consolidazione. (c) A processo di consolidazione ultimato (nel caso di terreno di alto coefficiente di consolidazione, ossia considerando inalterabile lo scheletro solido del terreno). (d) Condizione d'equilibrio finale.

29

C. Deangeli



Distribuzione delle pressioni interstiziali lungo una potenziale superficie di scorrimento



SOVRAPPRESSIONE PER SVASO (e' un incremento)

FORZE IDROSTATICHE
 PRESSIONE IDROSTATICA

30

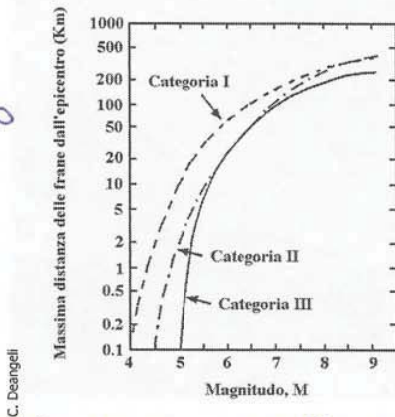
C. Deangeli



Terremoti

Analisi statistica di *Keefe & Wilson (1989)* su 40 terremoti storici e terremoti statunitensi negli anni 1958-1977 ($M = 5.2 - 8.7$)

Massima
distanza
frana = epicentro



- I crolli e scorrimenti con disgregazione della massa di frana (movimento veloce, generalmente superficiale, in pendii acclivi)
- II scorrimenti senza disgregazione della massa di frana (movimento meno veloce di quello della categoria precedente, generalmente profondo, in pendii da moderatamente acclivi ad acclivi)
- III espansioni e colate (movimento veloce in pendii da poco a moderatamente acclivi)

Le categorie qui individuate non hanno attinenza con la classificazione sismica dei siti

34

Queste 3 categorie non sono quelle nella classificazione sismica dei siti ma riguardano il fenomeno frana.

c) MODELLI DETERMINISTICI MECCANICO - IDROLOGICI

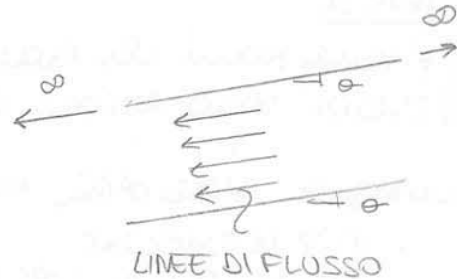
Il fenomeno di scioglimento superficiale viene analizzato secondo modelli idrogeologici.

MODELLO DI DIETRICH - MONTGOMERY

IPOTESI

1) PENDIO INDEFINITO

Il metodo più semplice per lo scioglimento è quello di pendio infinitamente esteso.



2) la superficie di scorrimento è PIANA e PARALLELA alla superficie del pendio.

Dove si trova la superficie di scioglimento?

la superficie di scioglimento si trova dove si ha un cambiamento di materiale, in termini di conducibilità idraulica rilevante.

3) FLUSSO STAZIONARIO PARALLELO AL PENDIO

Il piano del pendio sia soggetto ad un moto di filtrazione parallelo al pendio e stazionario.

Regime stazionario delle linee di flusso:

$$v = v(x, y, z) \quad \text{non} \quad v = v(t)$$

4) CRITERIO DI RESISTENZA DI MOHR COULOMB - TENSIONI EFFICACI

5) ASSENZA DI DRENAGGIO PROFONDO E FLUSSO NEL SUBSTRATO

$$\frac{a}{b} \geq \left[\frac{c'}{\gamma_w z \cos^2 \theta \tan \phi'} + \frac{\gamma}{\gamma_w} \left(1 - \frac{\tan \theta}{\tan \phi'} \right) \right] \frac{\tau}{q} \sec \theta$$

Se si verifica la disuguaglianza, allora ho l'instabilità.

Formula valida anche per scale maggiori ma bisogna conoscere i veri parametri.

$W = Z \cdot \gamma \cdot 1$ siamo in condizione di deformazioni piane

$W_N = W \cos i$

$W_H = W \sin i$

$\sigma_{AB} = \frac{W_N}{AB} = W \cos i \cdot \cos i = \underline{\gamma \cdot Z \cdot \cos^2 i}$

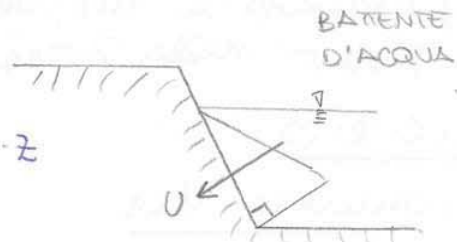
σ_{AB} tensione normale agente nell'elemento

$\tau = \frac{W_H}{AB} = \underline{Z \cdot \gamma \cdot \cos i \sin i}$

2) FINE ESERCITAZIONE

Il contributo di U si riduce tanto più si riduce l'altezza del battente d'acqua.

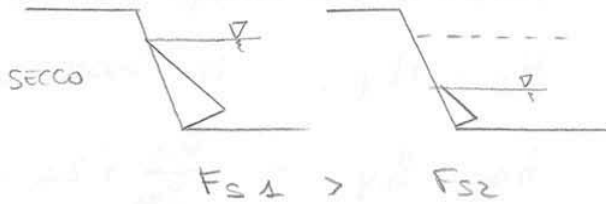
$U = \gamma_w \cdot z$



PENDIO IMPERMEABILE

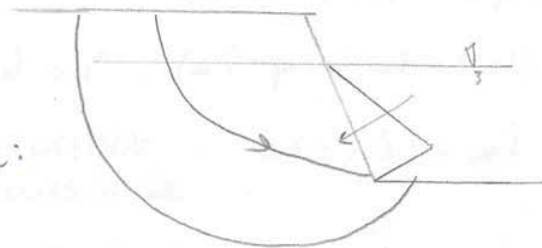
Si come noi abbiamo una falda interna al pendio, il contributo dell'acqua è a FAVORE di STABILITÀ

Strutinando il battente riduco il grado di stabilità del pendio impermeabile.

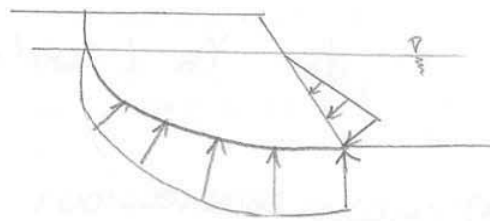


FALDA NEL PENDIO

In questo caso il pendio non è impermeabile ma ha una falda: devo cercare la distribuzione delle tensioni nel pendio.

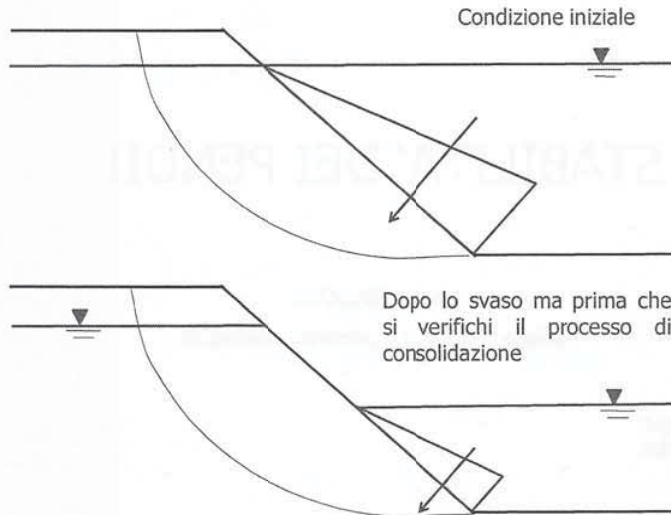


Devo conoscere la pressione u nella superficie di scorrimento (ipotizziamo la superficie di scorrimento).

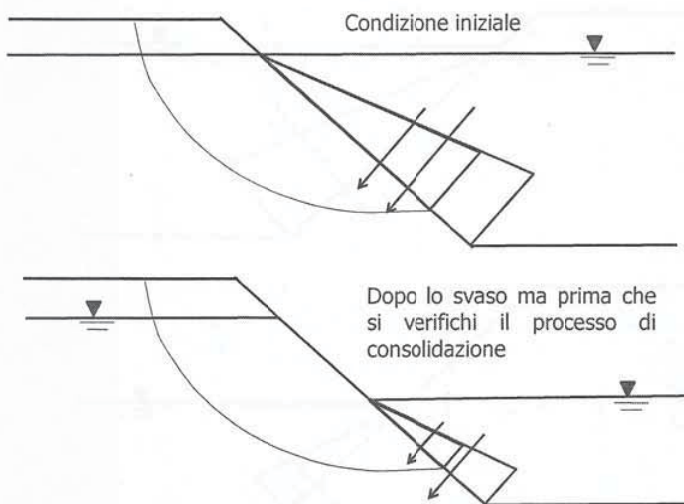




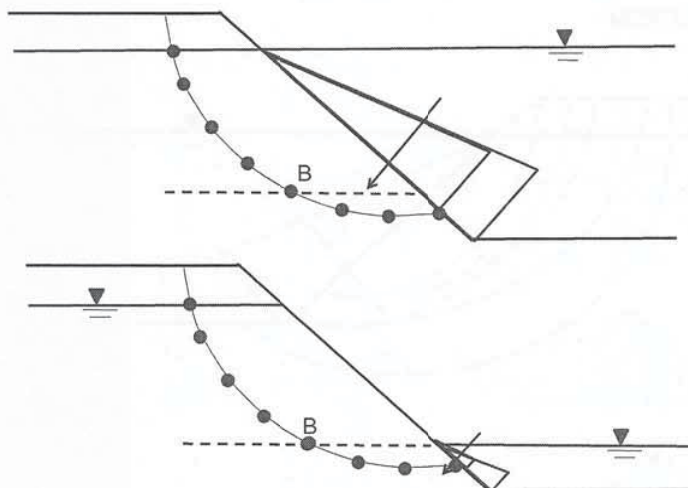
Nelle verifiche di stabilità si considera la spinta dell'acqua relativa alla superficie di scorrimento



Nelle verifiche di stabilità si considera la spinta dell'acqua relativa alla superficie di scorrimento



La pressione interstiziale varia lungo la superficie di scivolamento e durante il processo di consolidazione



$$2) \quad L = \frac{8}{\cos 45} = 8\sqrt{2} = 11,31 \text{ m}$$

$$u_{\max} = \gamma_w L \cos i = 10 \cdot 11,31 \cos 45$$

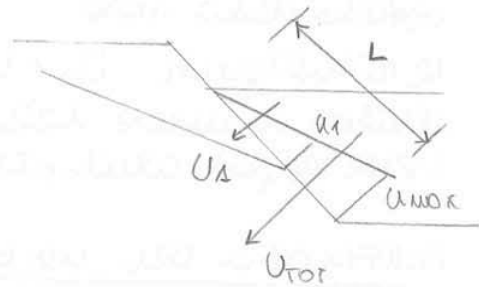
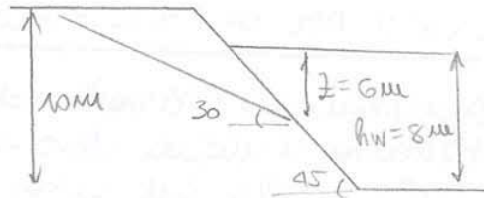
$$u_{\max} \cong 80 \text{ kPa}$$

$$U_{\text{TOT}} = u_{\max} \frac{L}{2} = 80 \cdot \frac{11,31}{2} = 450 \text{ kN}$$

$$L_1 = 6\sqrt{2} = 8,5 \text{ m}$$

$$u_1 = 10 \cdot 8,5 \cdot \cos 45 = 60 \text{ kPa}$$

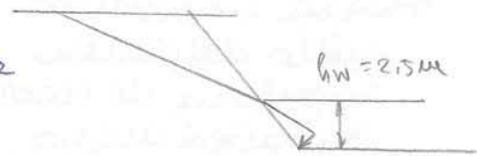
$$U_1 = \frac{1}{2} L_1 u_1 = \frac{1}{2} 8,5 \cdot 60 = 255 \text{ kN}$$



$$3) \quad l = 2,5\sqrt{2} = 3,5 \text{ m}$$

$$u = \gamma_w l \cos i = 10 \cdot 3,5 \cdot \cos 45 = 25 \text{ kPa}$$

$$U = \frac{1}{2} l u = \frac{1}{2} 3,5 \cdot 25 = 44 \text{ kN}$$



Per le analisi di stabilità devo considerare:

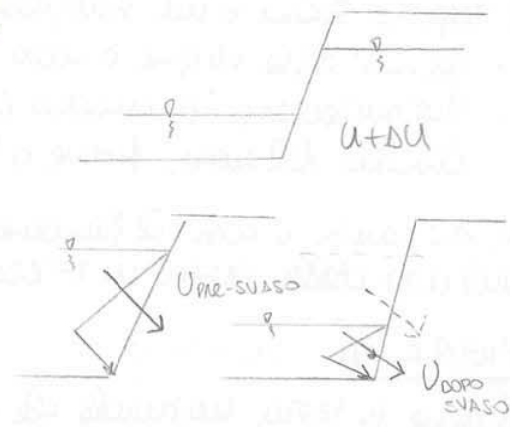
1) CONDIZIONE SUBITO DOPO LO SVASSO

La memoria che si aveva prima dello svasso.

Δu sovrappressione che produce una variazione della forza sul proiettamento.

Δu produce una variazione delle condizioni del materiale.

Questa analisi è in CONDIZIONI NON DRENATE.



2) DISSIPAZIONE DI Δu

Dopo aver calcolato la Δu faccio il calcolo in CONDIZIONI DRENATE.

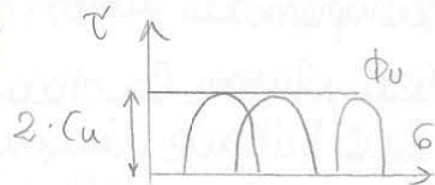
CONDIZIONI NON DRENATE

- lavoriamo in condizioni di TENSIONI TOTALI
- PARAMETRI NON DRENATI : ϕ_0 e $C_u(S_u)$ RESISTENZA ALTAGGIO NON DRENATA

Perché lavoriamo in termini di tensioni totali?

Si come non possiamo calcolare la Δu nei casi reali (non in laboratorio), allora lavoriamo con le tensioni totali. Uniamo le tensioni totali per risolvere il problema anche se, nella realtà il comportamento è regolato da (c', ϕ') .

Quando siamo in termini di tensioni totali, l'inviluppo di rottura assume la seguente forma.



Nell'analisi di stabilità il primo modo di lavorare è quello con le TENSIONI TOTALI IN CONDIZIONI NON DRENATE.

Quando siamo in presenza di **TERRENI A GRANA FINE**, per cui ho una condizione iniziale subito dopo lo sasso (condizione non drenata, maggiormente pericolosa per la stabilità), seguita da un processo di consolidazione (condizione drenata), per avere la STABILITÀ' durante la considerazione diversi reticoli di flusso ed effettuare molte più verifiche.

B] TERRENI A GRANA GROSSA - CONDIZIONI DRENATE

I terreni a grana grossa hanno una conducibilità idraulica maggiore ed il tempo di dissipazione delle pressioni interstiziali è minore del tempo di sasso: questo materiale drena immediatamente.

Così lo sasso ha subito la dissipazione di Δu e non esiste (o esiste per pochissimo tempo) la condizione non drenata.

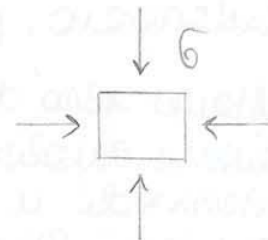
Non considero la condizione non drenata ma inizio subito con un reticolo di flusso.

Quindi parametri usare?

ANALISI IN CONDIZIONE DRENATE ($c; \phi'$)

PARAMETRI DI SKEMPTON

Considero un elemento di terreno **SATURO** con comportamento **ELASTICO** rispetto ad un **CARICO ISOTROPO** (σ).



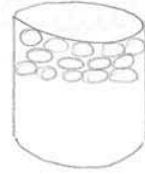
Se il materiale non è compressivo si ritrova in una condizione di **CONDIZIONE NON DRENATE** dove nascerà una sovrappressione interstiziale Δu .

$$u = u_0 + \Delta u$$

u_0 = BACK PRESSURE premitale che abbiamo all'INIZIO (è la premitale che imponiamo durante le prove) ed è la premitale che serve a saturare il materiale.

• NEI TERRENI

Nei terreni, per esempio sabbia, ho che la comprimibilità del gramo solido è molto minore della comprimibilità dello scheletro solido:



$$\frac{1}{k_s} \ll \frac{1}{k'}$$

Prima di poter comprimere il singolo gramo ho che compiamo i vuoti e perdo la forma del compiove.

Nei terreni (non nelle rocce) $\frac{1}{k_s} = 0$

Uolme, anche la comprimibilità dell'acqua è molto minore della comprimibilità dello scheletro solido:

$$\frac{1}{k_w} \ll \frac{1}{k'}$$

Nel caso dei terreni: $B = 1$

Ricordando la relazione nella compressione Δu

$$\Delta u = B \Delta \sigma = 1 \cdot \Delta \sigma \rightarrow \Delta u = \Delta \sigma$$

Nel caso dei terreni, per un incremento di tensione isotropa in condizioni non drenate corrisponde un uguale incremento di pressione interstiziale.

Questa affermazione non vale per le rocce.

Qual'è l'UTILITÀ DI B?

Quando voglio fare una prova triassiale con terreni consolidati non drenati o consolidati drenati, devo essere sicuro che il compiove sia completamente saturo: chiudo la valvola di drenaggio ed applico una $\Delta \sigma$, andando a controllare la Δu .

Se $\Delta u \sim \Delta \sigma$, allora il compiove è SATURO, altrimenti bisogna ancora aspettare per avere la saturazione del compiove.

Noto il valore di Δu posso ricavare il valore di A che però VARIA DURANTE LA PROVA e serve per portare dell'eccezo della pressione interstiziale nella fase deviatorica.

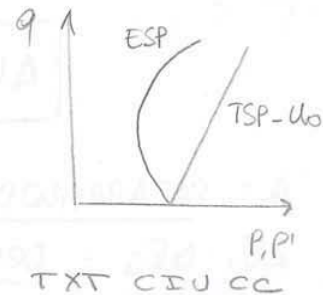
$$A = 0,3 \div 0,5 \quad \text{PER TERRENI NC}$$

Il parametro A riporta dell'eccezo di pressione interstiziale nella fase deviatorica.

Possiamo avere valori di Δu negativi?

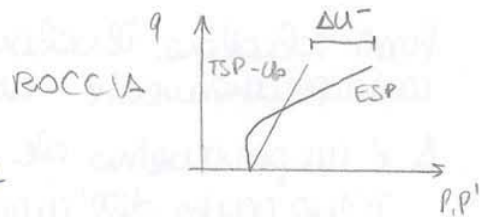
• MATERIALI FORTEMENTE CONSOLIDATI (OC)

Per i materiali fortemente consolidati OC l'ESP devia verso destra e nel caso di roccia ho Δu^- :



• TERRENI

Nel caso dei terreni, durante la prova triassiale, se $\Delta \sigma_3$ non varia e con $B = 1$ ho che:



$$\Delta u = B [\Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)] = 1 [0 + A (\Delta \sigma_1 - 0)]$$

$$\Delta u = A \Delta \sigma_1$$

Ritorniamo al caso della DIGA INTERNA: considero un versante di terreno e voglio andare a valutare con Skempton l'eccezo di sovrappressione interstiziale Δu che nasce a seguito del rapido scavo.

Introducendo le condizioni al contorno:

$$u_B = \gamma_w \cdot z_A$$

Come possiamo definire z_A ?

Da considerazioni geometriche:

$$z_A = h_w + h - h'$$

PRESSIONE INTERSTIZIALE IN B PRIMA DELLO SVUOTO

$$u_B = \gamma_w (h_w + h - h')$$

TENSIONE PRINCIPALE MASSIMA IN B

Se il pendio NON È molto inclinato posso considerare che la tensione verticale ma la tensione principale massima:

$$\sigma_v \approx \sigma_1$$

$$\sigma_{1B} = h_w \gamma_w + h \cdot \gamma$$

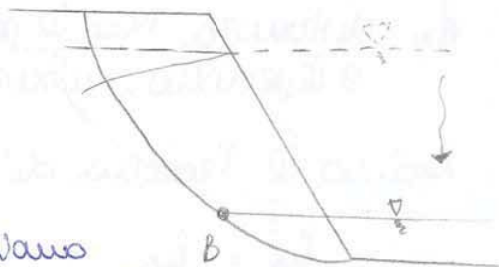
DOPO LO SVUOTO

A seguito dello svuoto nasce una Δu che vogliamo valutare con Skempton:

$$\Delta u = B [\Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)]$$

Consideriamo di svuotare fino a B:

- Il valore di σ_1 varia poiché non vi è più il termine $(\gamma_w h_w)$;
- Il valore di σ_3 varia poiché non siamo più nella condizione di cella triassiale.



Dividiamo per $\Delta \sigma_1$

$$\frac{\Delta u}{\Delta \sigma_1} = \frac{B}{\Delta \sigma_1} [\Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)]$$

91

PRESSIONE INTERSTIZIALE IN B DOPO LOSVASSO

Vogliamo la $\Delta\sigma_1$ come variazione ma il valore di tensione principale normale in B prima e dopo LOSVASSO.

$$\Delta\sigma_1 = \sigma_{1B}^{SVASSO} - \sigma_{1B} = \gamma \cdot h - h' \gamma - h_w \gamma_w$$

$$\Delta\sigma_1 = -h_w \gamma_w$$

Applichiamo la relazione di Skempton:

$$\Delta u = -\bar{B} h_w \gamma_w = \Delta u^-$$

$$\Delta u = +\bar{B} \underbrace{\Delta\sigma_1}_{<0}$$

Abbiamo ottenuto che la variazione di pressione Δu che si genera a seguito dello svasso è **NEGATIVA**.

Calcoliamo ora la pressione globale dell'acqua nel punto B.

$$u_{B,SVASSO} = u_B + \Delta u = \gamma_w (h_w + h - h') - \gamma_w \bar{B} h_w$$

$$u_{B,SVASSO} = \gamma_w [h + h_w (1 - \bar{B}) - h']$$

$u_{B,SVASSO}$ dipende dal valore di ampiezza \bar{B} :

- Più \bar{B} è piccolo, maggiore è il valore di $u_{B,SVASSO}$.
- Se $\bar{B} = 0$ anzi il valore $u_{B,INITIALE}$ valore pre svasso che è un valore molto elevato.

Il valore della pressione interstiziale dopo il processo di consolidazione è minore del valore che avevamo prima dello svasso, questo perché Δu è **NEGATIVA** ($\Delta u = -\bar{B} \gamma_w h_w$).

Siccome siamo in un processo di scarico ho $\Delta u < 0$ ma bisogna precisare che il valore della pressione dell'acqua che si ha subito dopo lo svasso (u_B , valore **INITIALE** se non si è ancora iniziato il processo di consolidazione) è maggiore del valore finale di pressione che si ha a consolidazione avvenuta ($u_{B,SVASSO}$).

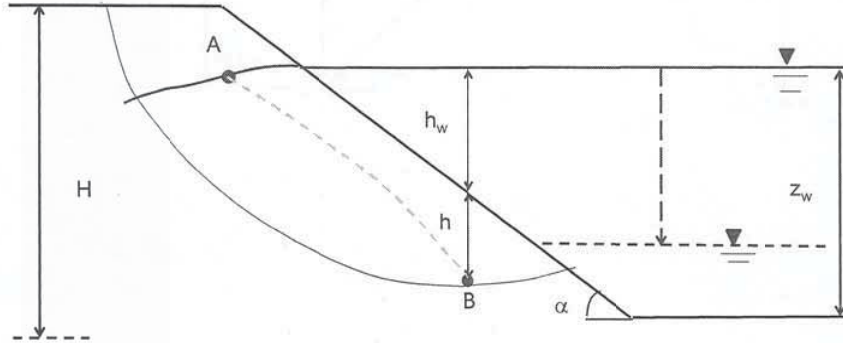
EX 5



$H=30$ m
 $h=8$ m
 $z_w=23$ m
 $h_w=12$ m
 $\gamma=20$ kN/m³
 $\gamma_w=10$ kN/m³
 $\alpha=30^\circ$

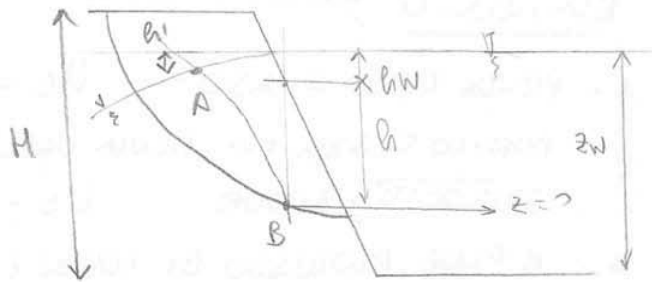
- Calcolare nella condizione iniziale e dopo il rapido svasso:
- la spinta dell'acqua sul paramento del pendio
 - la spinta dell'acqua da inserire nelle verifiche di stabilità
 - la pressione interstiziale nel punto B.

Lo svasso è di 16 m. Per semplicità si consideri σ_1 verticale e $h' \approx 0$. Parametri di Skempton: $A=1$ e $B=1$.



ESERCIZIO (4-S DEL FILE)

Metodo parametri delle membrane interstiziale di Skempton.



- DATI: $H = 30 \text{ m}$ $h = 8 \text{ m}$
 $h_w = 12 \text{ m}$ $z_w = 23 \text{ m}$
 $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$

Calcolare nella condizione iniziale e dopo il rapido svasso:

- la spinta dell'acqua sul paramento del pendio;
- la spinta dell'acqua da inserire nelle verifiche di stabilità;
- la pressione interstiziale nel punto B.

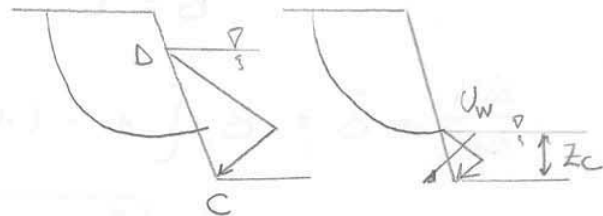
lo svasso nel caso A è di 20 m e 16 m nel caso B.

Considero $h' = 0$ e per semplicità $\bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}_v$

I parametri di Skempton sono $A = B = -1$, $\bar{B} = 1$.

A) SVASSO DI 20 M

$\alpha = 30^\circ$

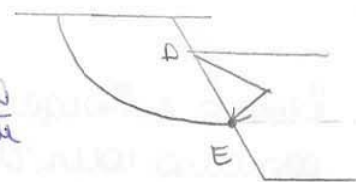


• Prima dello svasso

$$\bar{DC} = \frac{z_w}{\mu \alpha} = \frac{23}{0,5 \cdot 30} = 46 \text{ m}$$

$$u_{w,C} = z_w \gamma_w = 23 \cdot 10 = 230 \text{ kPa}$$

$$u_{w,pre-svasso} = \frac{\bar{DC}}{2} u_{w,C} = \frac{46}{2} \cdot 230 = 5290 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



• STABILITÀ

$$\bar{ED} = \frac{z_w - z_c}{\mu \alpha} = \frac{23 - 3}{0,5 \cdot 30} = 40 \text{ m}$$

$$z_w = 23 \text{ m}$$

$$z_c = 3 \text{ m}$$

$$u_{w,E} = \gamma_w \cdot z_{E0} = \gamma_w (h_w + h) = 10 (12 + 8) = 200 \text{ kPa}$$

$$u_{w,stab} = \frac{1}{2} \bar{ED} u_{w,E} = \frac{40}{2} \cdot 200 = 4000 \text{ kN}$$

32) I TERREMOTI

Il terremoto nel pendio produce delle accelerazioni sia orizzontali che verticali arrivando fino ad $a = 0,5 g$ ($g = \text{gravità}$).
Come posso considerare queste accelerazioni?

CONSEQUENZE

1) FENOMENI DI INSTABILITÀ DI TIPO LOCALE (INERZIALE)

Si considera che il pendio abbia una INCLINAZIONE più elevata che produce fenomeni di instabilità verticale.

La resistenza del terreno rimane costante MA si hanno delle deformazioni permanenti prodotte dal superamento della resistenza del terreno per effetto delle forze dinamiche indotte dal sisma.

2) FENOMENI DI INSTABILITÀ PER DEGRADAZIONE DELLA RESISTENZA

Il sisma produce dei processi di degradazione per superamento della resistenza al taglio del terreno.

• MATERIALE A GRANA GROSSA (SABBIE)

Se ho delle SABBIE SATURE (condizioni drenate) poco ADDENSATE, con una porosità elevata, il carico ciclico prodotto dal sisma produce una Δu .

Con le sabbie si parla di problema drenato MA siamo in:

- CARICO STATICO, se siamo in campo statico la su la trascuro perché si dissipa istantaneamente;
- CARICO DINAMICO, se siamo in campo dinamico bisogna considerare la Δu che non si dissipa perché abbiamo il carico ciclico.

In questo caso la su aumenta fino a produrre la LIQUEFAZIONE del materiale, induce un cambiamento di stato del materiale verso un fluido dove si sono annullate le pressioni interstiziali.

Nasce una su^+ per effetto del carico ciclico: se il materiale è poroso la su può essere elevata e si instaura il processo di liquefazione del materiale.

$$\sigma = \sigma' + u$$

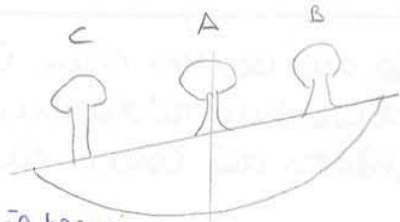
LIQUEFAZIONE $\sigma' = 0$ $\sigma = u$

Il carico (σ) viene supportato dall'acqua.

A - Albero in posizione NEUTRA

B - Questa posizione dell'albero, che è pure sollecitato dal vento, è a SFAVORE DI STABILITÀ perché rappresenta un peso aggiuntivo per il tenente.

C - Posizione a FAVORE di stabilità.



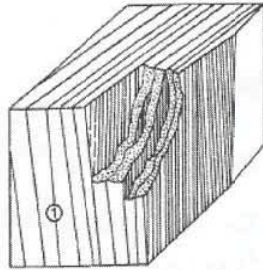
In funzione a dove si creerà la superficie di instabilità - l'albero potrà essere a favore o sfavore di stabilità.

Però a priori non conosciamo l'effetto che ha l'albero sul fluido perché la superficie di scivolamento n'ha solo per il raggiungimento della resistenza al taglio del materiale: avremo una rottura globale per formazione della superficie di scorrimento.

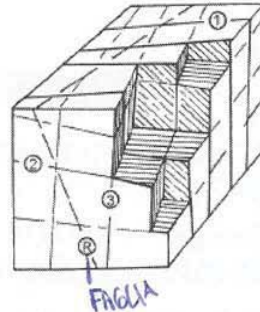


Matrice rocciosa Discontinuità Ammasso roccioso

1 serie di discontinuità



3 serie di discontinuità
1 discontinuità singolare

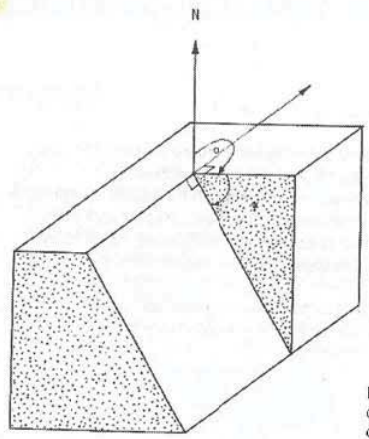


Se l'instabilità si verifica a livello delle discontinuità, devono caratterizzare la roccia e l'ammasso roccioso.



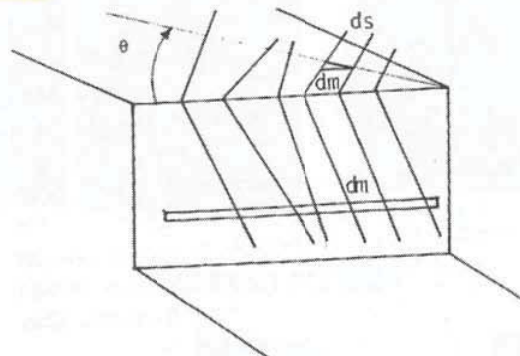
Il rilievo geostrutturale

1) Orientazione



Il rilievo geostrutturale

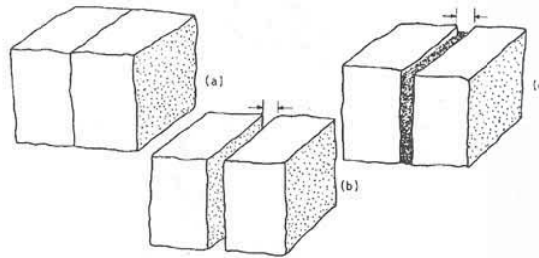
2) Spaziatura





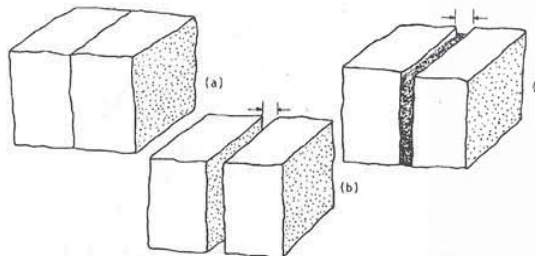
Il rilievo geostrutturale

5) Resistenza di parete e alterazione

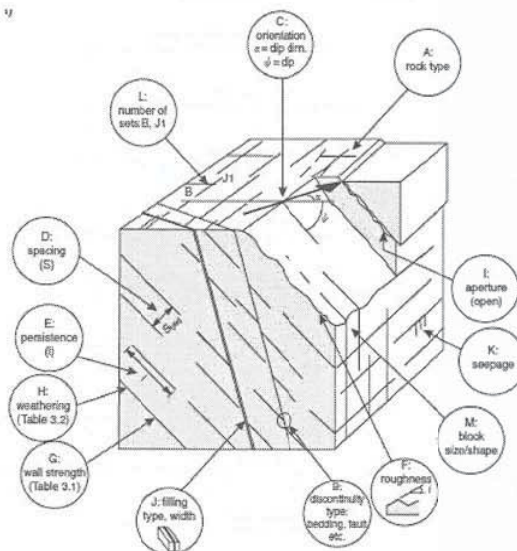


Il rilievo geostrutturale

- 6) Apertura
- Riempimento
- Presenza d'acqua



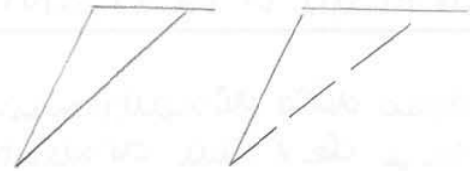
Il rilievo geostrutturale



12

7) 3) PERSISTENZA

Se la discontinuità non è continua
 allora un differente problema di
 stabilità; devo caratterizzare il



GRADO DI CONTINUITÀ delle discontinuità, detto persistenza.

Per ogni famiglia di discontinuità devo determinare
 la sua persistenza:

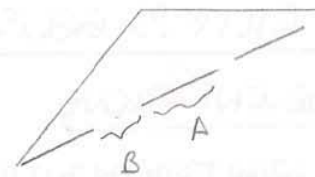
$$P = 0 \div 1$$

- $P = 0$ roccia intatta
- $P = 1$ discontinuità completamente formata e continua

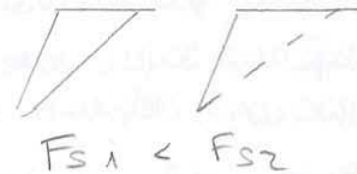
Perché ho differenti problemi di stabilità se
 la discontinuità non è continua?

In questo caso devo considerare:

- la persistenza delle discontinuità (A);
- la persistenza della roccia intatta (B)



la persistenza delle discontinuità è
 minore della persistenza della matrice
 rocciosa.



Nella realtà la persistenza è definita nel piano ed è
 aree con punti di roccia e aree con le discontinuità.

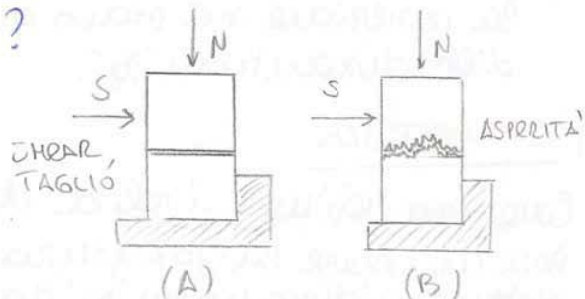
8) 4) RUGOSITÀ

la roccia è il risultato di processi geologici che nella
 realtà non provocano piani perfettamente lisci ma anzi
 delle asperità che contribuiscono alla rugosità delle disc.

Perché la rugosità è importante?

Sottoposto i movimenti ad una
 prova di taglio diretto:

- A: DISCONTINUITÀ LISCA
- B: DISCONTINUITÀ SCABRA



le asperità danno un contributo maggiore alla stabilità.

14) LE PROIEZIONI SFERICHE (O GEOGRAFICHE)

Dopo aver fatto il rilievo vogliamo sapere se i solidi di roccia possono produrre INSTABILITÀ.

$$\text{SISTEMI} = (\alpha_1, \psi_1) K_1, K_2 (\alpha_2, \psi_2) \dots$$

Voglio riuscire a contestualizzare la possibile forma dei solidi di roccia: avrò molti sistemi di discontinuità.

Una rappresentazione 3D non è una scelta ingoeristica: è un metodo difficile; bisogna trovare un metodo semplice per individuare i vari tipi di INSTABILITÀ e sapere quali solidi di roccia possono formarsi.

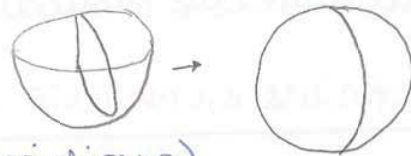
Per fare ciò uniamo le PROIEZIONI GEOGRAFICHE SFERICHE.

Ipotizziamo di avere una sfera che può ruotare rigidamente nello spazio ma non può ruotare: traccio la sfera fino ad avere l'intersezione del piano con il centro della sfera.

L'intersezione PIANO: sfera genera il **GRANDE CERCHIO**.

Le informazioni che si possono ricavare dalla sfera possono essere ricavate anche da RETTA SFERA: consideriamo la parte inferiore della sfera.

In questo mezzo cerchio ho il piano; se adesso lo proietto sul PIANO ORIZZONTALE otterrò una linea (meridiano).



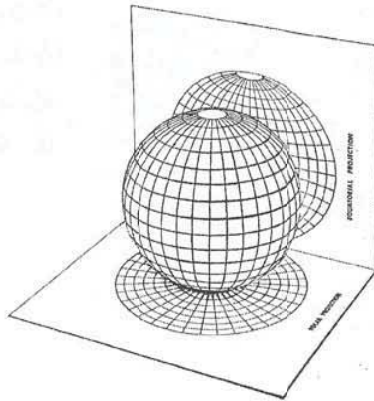
Consideriamo ora la retta Normale al Piano: questa retta sbuccherà dalla parte opposta della sfera: l'intersezione della retta con la sfera è chiamata **POLO DEL PIANO**.



Proiettando il polo del piano su un piano orizzontale otterremo un PUNTO.



Le proiezioni sferiche

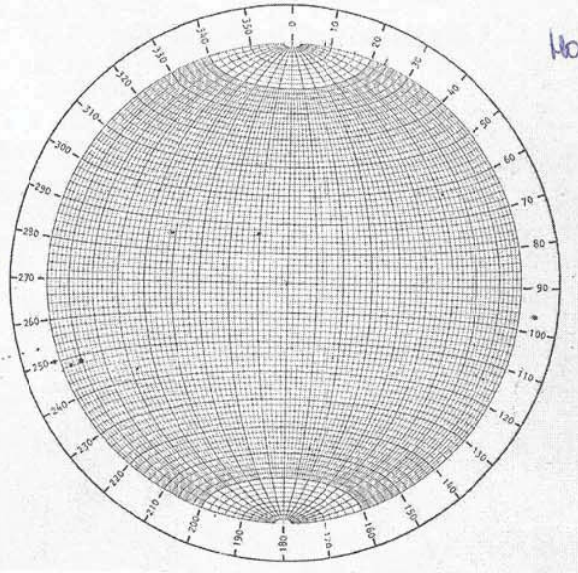


Le proiezioni sferiche - RETICOLO EQUATORIALE

Posso riportare i PIANI e DSU DEI PIANI

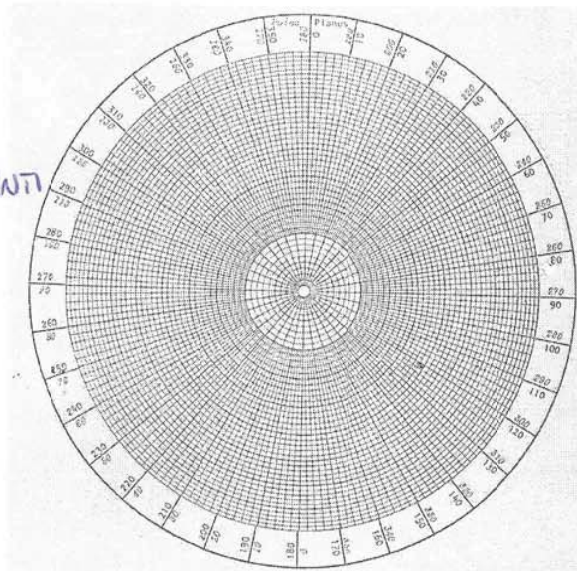
Nella stabilità dei punti uno questo perché posso riportare i civili e seu.

Ho i meridiani.



Le proiezioni sferiche - RETICOLO POLARE

Posso riportare solo i pari dei piani e faccio l'analisi statistica nei voti punti

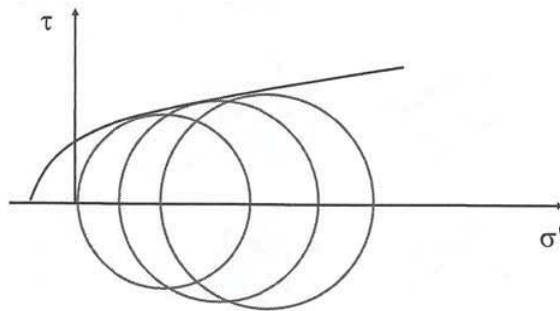




Criteri di resistenza per materiale omogeneo e isotropo



Ipotesi di Mohr

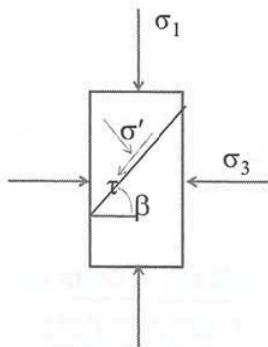


23)

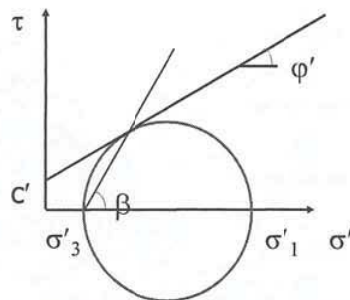
$$\tau_{\max} = f(\sigma')$$



Criterio di Mohr Coulomb



$$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$$



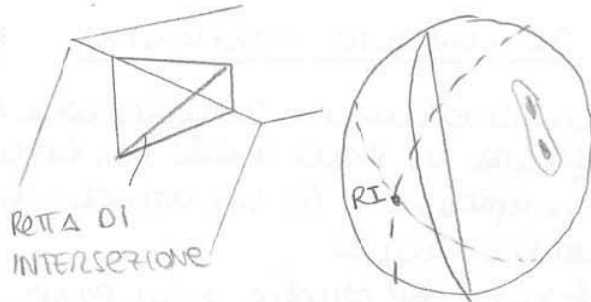
$$\tau = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\beta$$

$$\sigma' = \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\beta$$

24

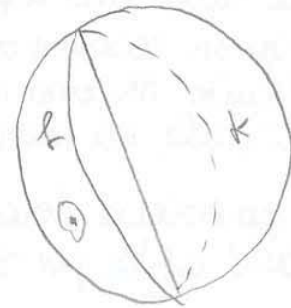
c) SCIVOLAMENTO TRIDIMENSIONALE O LUNGO INTERSEZIONE DI DISCONTINUITA'

Ho 2 sistemi di discontinuità che si intersecano lungo una retta.



d) RIBALTAMENTO

Quando il piano di discontinuità è nella parte opposta al fronte ha il fenomeno di ribaltamento.



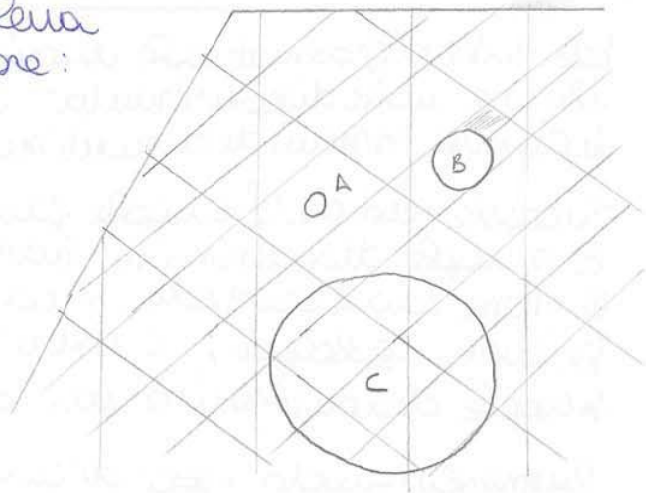
2) LE ROCCE

Se devo analizzare questo problema di stabilità, potrei dover trattare:

- MATERIALE ROCCIOSO
- SINGOLE DISCONTINUITA'
- MOLTE DISCONTINUITA'

a seconda della scala del problema.

Considerare tutte le discontinuità potrebbe essere oneroso.



Pensiamo di voler costruire una galleria:

CASO A

Nell'analisi facciamo riferimento alla roccia intatta e non consideriamo le discontinuità.

METODO DEL CONTINUO

- Parametri di resistenza di Mohr Coulomb (C, ϕ)
- Parametri di deformabilità (E, ν)

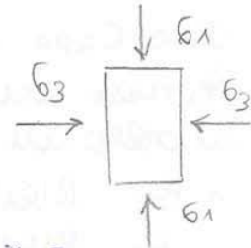
CRITERIO DI MOHR-COULOMB

23) IPOTESI DI MOHR

La resistenza al taglio (τ) di un materiale omogeneo e isotropo è funzione della tensione normale che agisce sul piano di rottura.

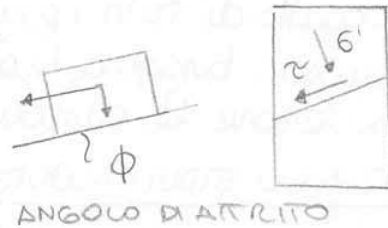
Coulomb esprime il criterio in termini di forze MA non può riferirlo nella condizione di tensione.

Considero un provino sottoposto a (σ_1, σ_3) :
la resistenza del materiale si esplica in termini di **ATTRITO** interno al materiale.



Questo materiale è continuo, non ha discontinuità, e applicando una tensione si genera una resistenza in termini di attrito.

Aumentando la tensione si genererà una superficie di rottura: è come avere un blocco inclinato.



ANGOLO DI ATTRITO

$$\tau_f = \sigma' \tan \phi' + c'$$

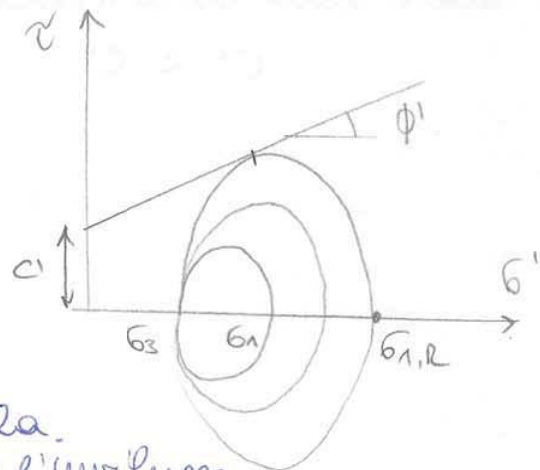
τ_f = RESISTENZA AL TAGLIO

c' = COESIONE è la resistenza del materiale per legami tra i singoli grani di roccia.
la coesione esiste anche quando siamo in ASSENZA di forze.

Il criterio di Coulomb è LINEARE ed ha una componente COESIVA e una ATTRITIVA.

Ripartiamo in tre casi di una prova triassiale così:

- σ_3 COSTANTE
- σ_1 aumenta fino ad avere la tangenza del cerchio con l'inviluppo.



$$\begin{cases} \overline{OB} = OC \operatorname{sen} \phi \\ \overline{OA} = OC \operatorname{tg} \alpha \end{cases}$$

Quando i punti A e B coincidono

$$\overline{OB} = \overline{OA} \quad OC \operatorname{sen} \phi = OC \operatorname{tg} \alpha$$

$$\operatorname{sen} \phi = \operatorname{tg} \alpha$$

$$\overline{OB} = \frac{a}{\operatorname{tg} \alpha} = \frac{a}{\operatorname{sen} \phi} = \frac{c}{\operatorname{tg} \phi}$$

$$c = a \frac{\operatorname{tg} \phi}{\operatorname{sen} \phi} \rightarrow c = \frac{a}{\cos \phi}$$

Passiamo nel piano (σ_1, σ_3)

$$t = a + s \operatorname{tg} \alpha = c \cos \phi + s \operatorname{sen} \phi$$

sostituiamo il valore di (σ_1, σ_3) a (t, s)

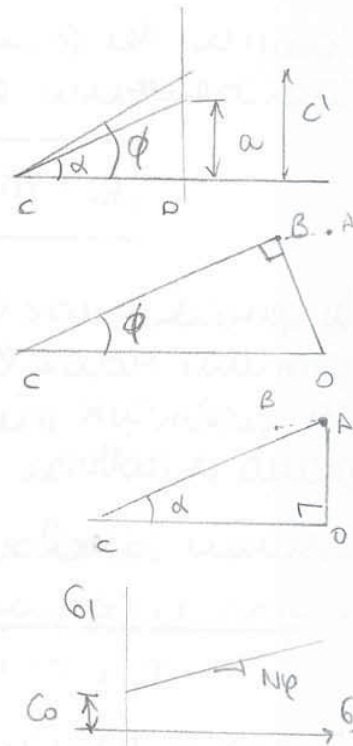
$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = c \cos \phi + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \operatorname{sen} \phi$$

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2c \cos \phi + (\sigma_1 + \sigma_3) \operatorname{sen} \phi$$

$$\sigma_1 (1 - \operatorname{sen} \phi) = 2c \cos \phi + \sigma_3 (1 + \operatorname{sen} \phi)$$

$$\sigma_1 = \frac{2c \cos \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} + \sigma_3 \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}$$

$$\sigma_1 = c_0 + \sigma_3 N \phi$$



$$N \phi = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} = k_p$$

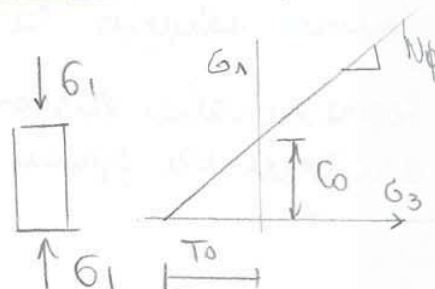
COEFFICIENTE DI SPINTA PASSIVA

$$c_0 = \frac{2c \cos \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}$$

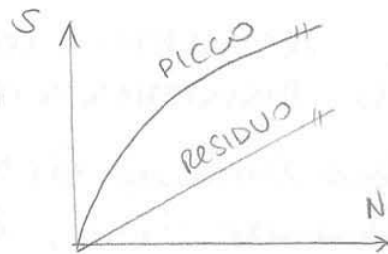
RESISTENZA A COMPRESSIONE
PASSIVA DELLA ROCCIA (σ_c)

L'intercetta c_0 è il valore di resistenza di σ_1 quando $\sigma_3 = 0$.

Prova di compressione non drenata.



Ripetiamo i risultati di diverse prove al variare di N : il comportamento delle discontinuità non è lineare.



L'inviluppo di resistenza della discontinuità di picco non è lineare.

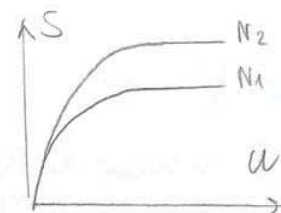
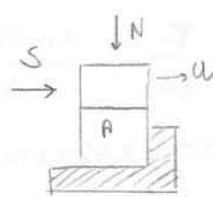
Nelle prove riusciamo a definire la RESISTENZA DI PICCO e RESISTENZA RESIDUA.

Qual'è il meccanismo che regola il comportamento delle discontinuità naturali?

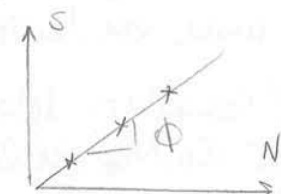
MODELLI DI PATTON

a) DISCONTINUITÀ LISCIA E PIANA

Considero la prova di taglio con N COSTANTE.



Dal diagramma (u, S) notiamo che non abbiamo il raggiungimento del picco MA non possiamo comunque distinguere se siamo tra picco o residuo.



Ripetiamo la prova con $N_2 > N_1$ ed otteniamo una curva più alta: ho un aumento di resistenza all'aumentare della forza N che agisce nel piano di discontinuità.

$$S = N \operatorname{tg} \phi$$

Nel diagramma (N, S) ho una retta che passa dall'origine.

$$\frac{S}{A} = \tau \quad \frac{N}{A} = \sigma \quad A = \text{area discontinuità}$$

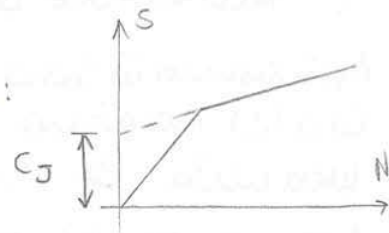
Il criterio di Mohr Coulomb descrive il comportamento di questa discontinuità.

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \phi$$

- Per $0 < N < N^*$ HO LA DILATANZA $\tau = \sigma \operatorname{tg}(\Phi + i)$
- Per $N > N^*$ NON HO LA DILATANZA $\tau = \sigma \operatorname{tg} \Phi_R$

Prolunghiamo il secondo tratto e
proviamo a scrivere l'equazione della retta:

$$\tau = C_j + \sigma \operatorname{tg} \Phi_R$$



C_j COESIONE APPARENTE

La coesione apparente non è un parametro fisico del minerale perché per definire la discontinuità non può avere coesione, ma è un parametro meccanico atto per descrivere un comportamento.

Ci sono 2 aspetti che regolano il comportamento delle discontinuità NATURALI:

- 1) Per bassi valori di carico ho la DILATANZA
- 2) Per alti valori di carico N ho la ROTTURA DEI DENTI DELLE ASPERITÀ.

Nella realtà però la discontinuità non avrà denti regolari quindi si avrà una combinazione di questi 2 aspetti (che non sono più indipendenti): dilatazione e rottura delle asperità.

Questa situazione si presenta durante i fenomeni di SCIVAMENTO.

34) CASO A

Il fenomeno appena descritto si ha quando N è COSTANTE e facciamo avvenire il fenomeno della dilatazione.

Lo scivolamento piano (C) è fornito dal PESO PROPRIO (W)

Nel caso D c'è una tendenza ad avere la dilatazione MA non abbiamo spostamento verticale perché ho sempre $v < 0$.

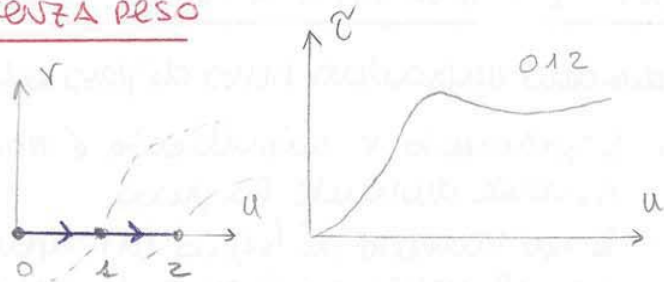
l'aspetto di avere un aumento della resistenza al taglio MA senza un comportamento rammentato perché è discontinua SOLO TUTTE PIANTE.

Cosa succede quando ho lo spostamento verticale IMPEDITO?

CON SPOSTAMENTO VERTICALE IMPEDITO

CASO 1 : $N = 0$ e provino SENZA PESO

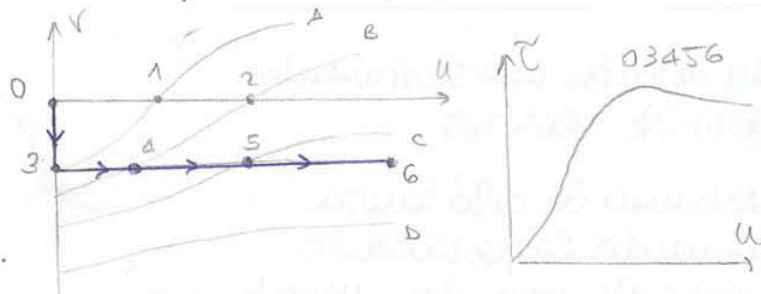
Nel caso di $N = 0$, affinché si produca lo spostamento di taglio, la resistenza al taglio non sarà più nulla perché durante la prova si genererà una forza N : il campione durante la prova vorrebbe dilatarsi MA, siccome lo spostamento verticale è impedito, nascerà una forza N e la resistenza aumenterà e non sarà più nulla come nel caso precedente.



Nascerà una forza N perché il campione non può dilatarsi MA solo scorrere.

CASO 2 : $N \neq 0$

Applico una forza N tale da impedire la dilatazione.



Potremo scrivere il criterio di Mohr Coulomb

$$\tau = \sigma \tan \phi$$

che è una relazione lineare

CASO 1 : $N \neq 0$ per stato di coazione indotta

CASO 2 : $N \neq 0$ perché impedisco la dilatazione

Andiamo i termini di ϕ_s :

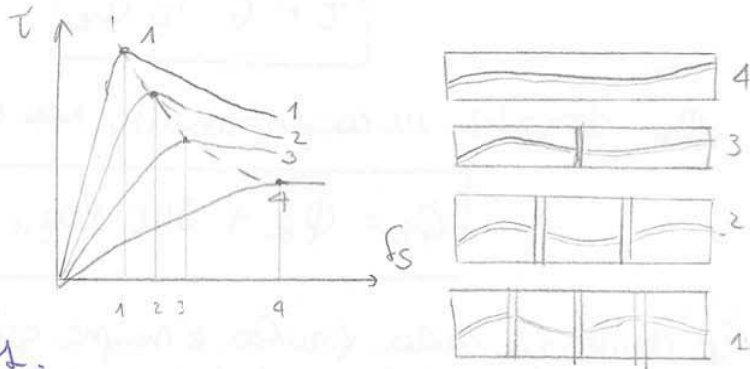
- ϕ_{12} è il valore residuo che rappresenta la RESISTENZA A TRATTIVA
- JRC CONTRIBUTO GEOMETRICO delle asperità, legato alla DISTANZA
- $\log\left(\frac{JCS}{\sigma_u}\right)$ CONTRIBUTO DI ROTTURA DELLE DISCONTINUITA' perché quando abbiamo un nodo a volume la rottura delle discontinuita'.

Il logaritmo $\log\left(\frac{JCS}{\sigma}\right)$ dipende da σ , confrontato con resistenza di parete con la tensione normale.

39) EFFETTO SCALA

Il pettine di Barton è uno strumento di 10 cm.

Considero la discontinuità 4 e di modellarla in molte parti fino ad ottenere lo 1.



PROVINO 1

Ho modellato la discontinuità 4 in molte parti ed effettuo la prova di taglio sul singolo provino di discontinuità.

Cosa regola il tipo di comportamento del provino 1?

- DISTANZA
- ASPERITA', MOLTO PICCOLE

Il provino è molto piccolo e la resistenza al taglio risente molto delle asperità.

PROVINO 2

Il campione è più grande ed effettuo una prova di taglio:

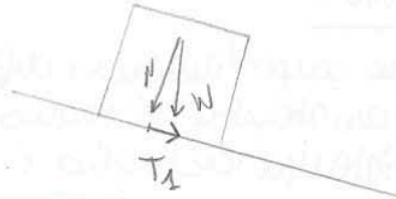
- Il picco della curva si ottiene per valori più bassi di τ ;
- la caduta di resistenza nel post-picco è minore.

Perché ho una caduta di resistenza minore?

Nel provino 2 ho sempre le asperità piccole ma il loro contributo nella resistenza al taglio è inferiore rispetto al provino 1.

38) B) PULL OUT TEST

Cerchiamo di isolare il blocco e lo si tira con una forza T_2



$$JRC = \frac{\operatorname{tg}^{-1} \left(\frac{T_1 + T_2}{N} \right) - \phi_r}{\log_{10} \left(\frac{JCS \cdot A_N}{N} \right)}$$

A_N area della discontinuità

T_2 forza di tiro applicata per muovere il blocco

40) CORREZIONI EMPIRICHE

Queste correlazioni sono fornite da Barton e si basano su casi reali.

$$JRC_{sito} = JRC_0 \left(\frac{L_u}{L_0} \right)^{-0,02 JRC_0}$$

JRC_0 valore determinato col Petliure di Barton

L_u LUNGHEZZA DISCONTINUITA' INSITO

L_0 LUNGHEZZA RETTINE DI BARTON (10 cm)

In alternativa come L_0 si può usare la lunghezza del campione usato nel tilt test (in genere 1 m) che è comunque un valore piccolo rispetto L_u .

• EFFETTO SCALA SU JCS

Il JCS risente di meno dell'effetto scala rispetto al JRC

E' lo stesso discorso che abbiamo affrontato per la resistenza a compressione monoassiale di provini di roccia integri quando hanno diversa dimensione: i provini di diverse dimensioni avranno diversi valori della resistenza a compressione monoassiale.



Criterio di Mohr Coulomb

$$\tau = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\beta$$

$$\sigma' = \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\beta$$

$$\sigma'_1 = \frac{2c' + \sigma'_3 [\sin 2\beta + \tan \varphi' (1 - \cos 2\beta)]}{\sin 2\beta - \tan \varphi' (1 + \cos 2\beta)}$$

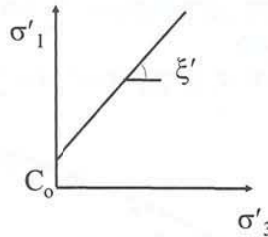
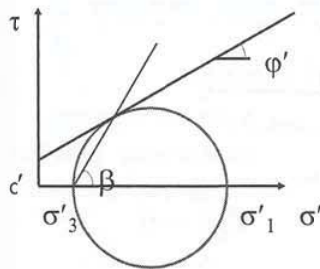
Dal cerchio di Mohr si ottiene l'inclinazione del piano di rottura:

$$\beta = 45^\circ + \frac{\varphi'}{2}$$

$$\sin 2\beta = \cos \varphi' \quad \cos 2\beta = -\sin \varphi'$$



Criterio di Mohr Coulomb



$$\sigma'_1 = \frac{2c' \cos \varphi' + \sigma'_3 (1 + \sin \varphi')}{1 - \sin \varphi'}$$

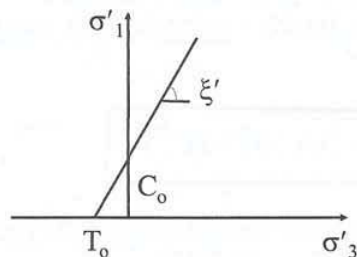
$$N_\varphi = \tan \xi' = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'}$$

26



Criterio di Mohr Coulomb

Resistenza a compressione e trazione monoassiale



Resistenza a compressione monoassiale:

$$C_0 = \frac{2c' \cos \varphi'}{1 - \sin \varphi'}$$

Resistenza a trazione monoassiale:

$$T_0 = \frac{2c' \cos \varphi'}{1 + \sin \varphi'}$$

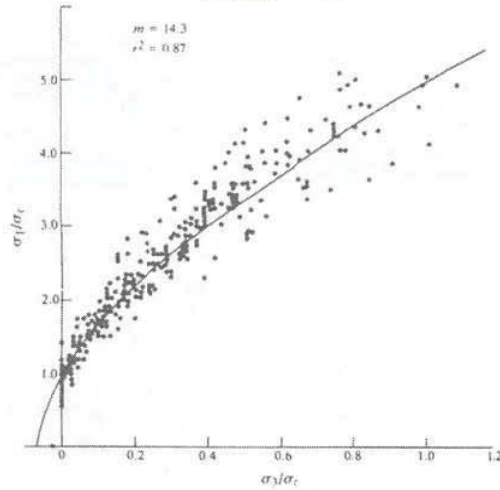
27



Criterio empirico di Hoek & Brown (1980)

Roccia intatta

ARENARIA

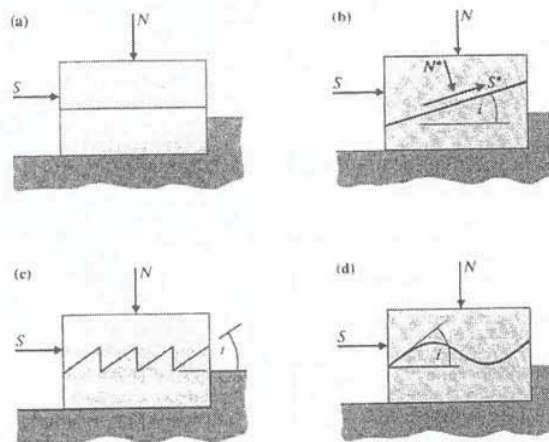


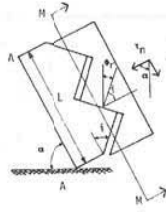
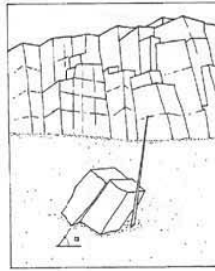
Normalized peak strength envelope for sandstones (Hoek and Brown, 1980)
 σ_c is the uniaxial compressive strength C_0

Criteri di resistenza al taglio delle discontinuità in roccia



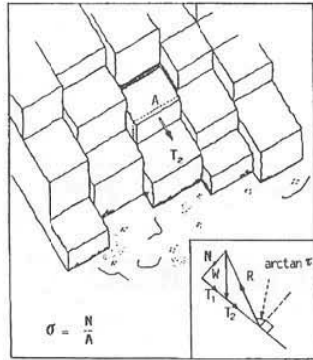
La resistenza al taglio delle discontinuità





$$JRC = \frac{\alpha - \phi_r}{\log_{10} \frac{JCS}{\sigma_{ns}}}$$

37



$$JRC = \frac{\text{tg}^{-1} \left(\frac{T_1 + T_2}{N} \right) - \phi_r}{\log_{10} \left(\frac{JCS \cdot A_N}{N} \right)}$$

38

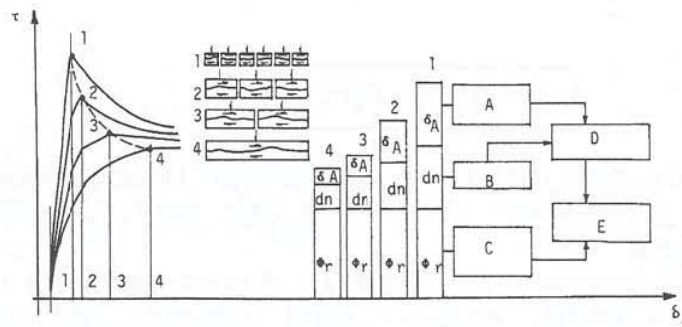


Figure 4.13. Dependence of the specimen size on the three components of the shear strength natural discontinuities. A: Component due to asperity failure; B: Dilatance component; C: Residual frictional component; D ($D = A + B$) represents the contribution to the shear resistance given by the wall discontinuity roughness; E ($E = A + B + C$) represents the peak resistance angle: $\phi_p = \phi_r + i$ (after Bandis et al., 1981).

39



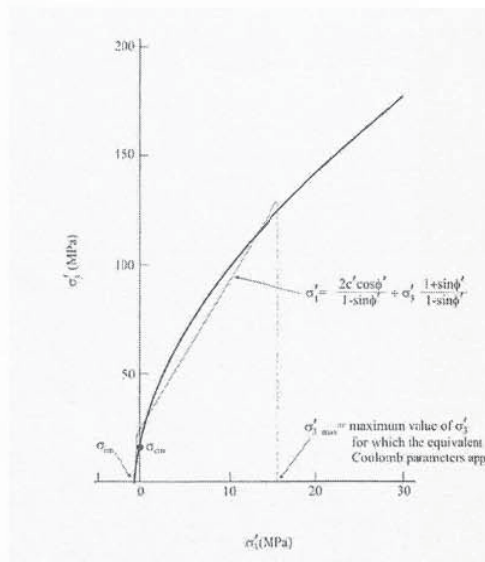
Criterio empirico di Hoek & Brown (1980) Ammasso roccioso

Per rocce molto fratturate si considera $s \rightarrow 0$ e $a \rightarrow 0,65$

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + (m_b C_o \sigma'_3 + s C_o^2)^a$$



Criterio empirico di Hoek & Brown (1980) Ammasso roccioso



44

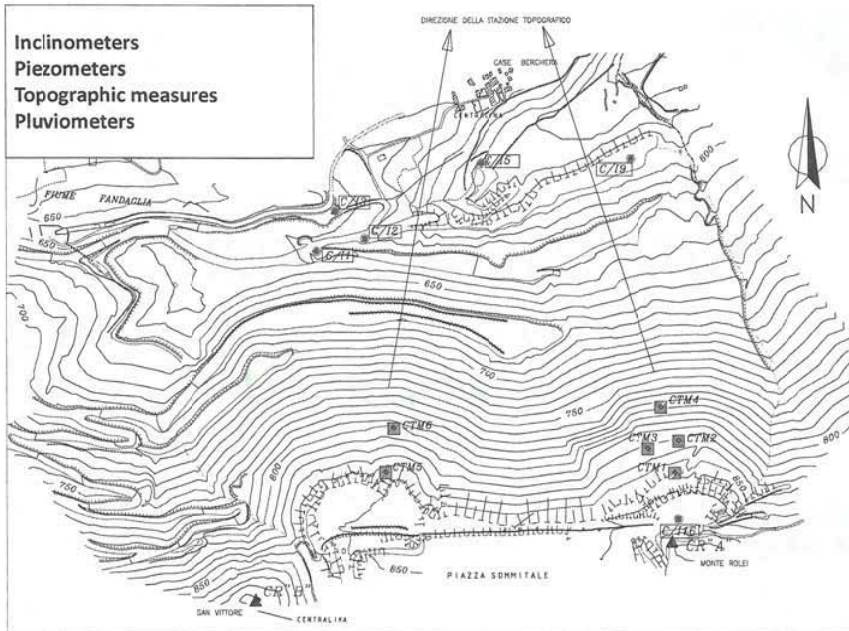


Table 1. Laboratory test results

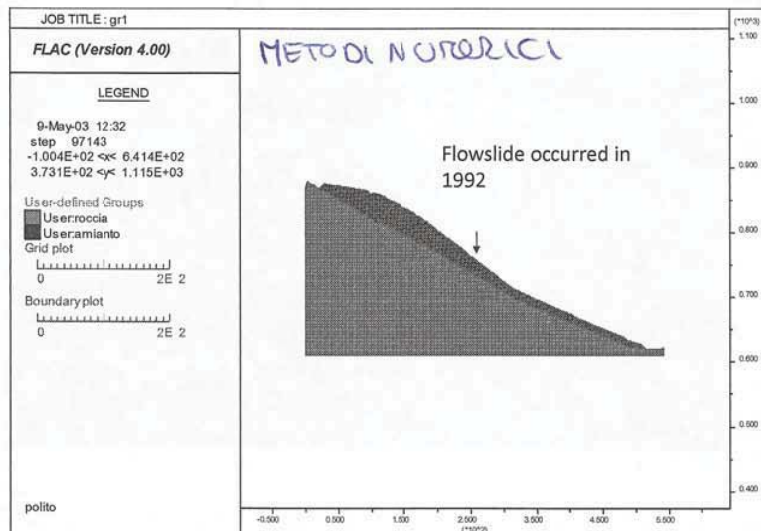
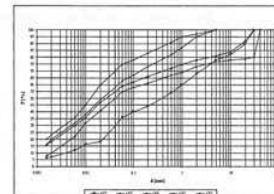
γ (kN/m ³)	17.9-18.3
ϕ_p (°)	31-40
ϕ_{cv} (°)	28-36
c (kPa)	0

Table 3. Lefranc test results

Depth (m)	K (m/s)
1.50	1.48e-6 - 2.83e-5
2	4.3e-6
3	6.9e-7 - 4.96e-6
3.5	5.82e-6
4.5	3.65e-7 - 3.3e-5
6.5	7.85e-7 - 1.16e-5

Table 2. Correlation between N_{SPT} , D_R and ϕ

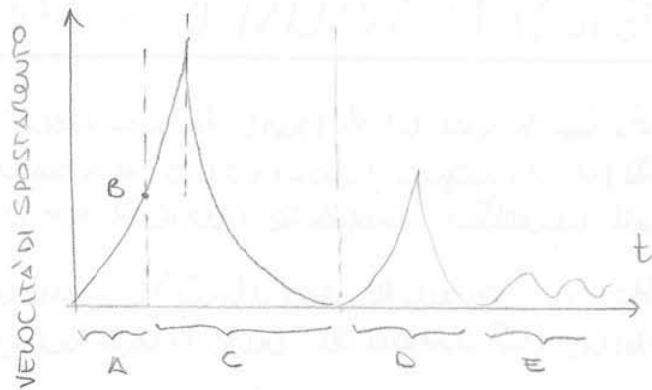
Depth (m)	D_R (%)	ϕ (°)
0.5	63	42
1	45	40
3	32	39
5	34	39
7	26	38.5
9	34	39



10) CASO DI SCIIVO LENTO

Cosa succede al materiale
che costituisce il pendio?

Ha differenti fasi e le analizzo
nel dettaglio.



A : FASE PRE-ROTTURA

In questa fase ho una deformazione elastica apparente (plastica) ma il pendio è fermo e stabile.

Oltre a queste esistono delle deformazioni viscose (creep) causate dai cicli di bagnato (asciutto: la resistenza al taglio diminuisce ma non ho ancora il fenomeno di rottura; siamo nella fase di prerottura).

B : PRIMA ROTTURA

Se il pendio in esame non è mai stato soggetto a rottura, ho un incremento della velocità di spostamento: la formazione della superficie di rottura non è istantanea ma ho un fenomeno di rottura progressiva.

C : FASE POST-ROTTURA

Dopo il punto B ho un aumento della velocità di rottura, che però si riduce nella fase di post rottura.

D : RIATTIVAZIONE OCCASIONALE

Possiamo avere la riattivazione del movimento in seguito ad un secondo evento: il picco della curva è minore poiché ho la resistenza residua e non quella di picco.

E : FRANGI ATTIVE

- Ho 9 componenti di tensione, di cui 6 indipendenti.

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ & \sigma_y & \tau_{yz} \\ & \tau_{yx} & \sigma_z \end{bmatrix}$$

Abbiamo 12 INCOGNITE.

Quando uniamo questo modello bisogna aver NOTO:

- STATO DI TENSIONE
- STATO DI DEFORMAZIONE
- LEGGE COSTITUTIVO

Qual'è la difficoltà?

- Bisogna scegliere un'opportuno legge costitutivo.
 1. LINEARE ELASTICO - MOHR COULOMB
 2. ELASTO PLASTICO, bisogna scegliere un'opportuno criterio di rottura e poi dire se il flusso plastico è associato o no.
- Infine bisogna definire i parametri di RESISTENZA e DEFORMABILITÀ, ricavabili da prove di laboratorio.

Attenzione a questo punto, siamo SICURI?

Se stiamo facendo un'analisi TRIDIMENSIONALE non siamo comunque sicuri perché non abbiamo certezze sul comportamento DEL MATERIALE: non possiamo riprodurre mediante un modello numerico la storia degli eventi che ha portato il pendio nella configurazione attuale.

Dopo aver caratterizzato il materiale e avendo noti gli spostamenti reali del pendio, cosa faccio?

Applico l'analisi e verifico se lo spostamento calcolato coincide con lo spostamento reale.

Se non coincidono, cambio il valore dei parametri:

- $\Delta\phi = 5^\circ$ VA' BEVE;
- $\Delta\phi = 20^\circ$ non VA' BEVE perché o non abbiamo capito il tipo di meccanismo o non ho scelto correttamente il modello di comportamento.

Non bisogna abbandonare troppo i valori ottenuti nel LAB.

11) CONDIZIONE DI EQUILIBRIO LIMITE E FATTORE DI SICUREZZA

Nella pratica ingegneristica usiamo dei metodi basati sull'equilibrio delle forze: metodi semplici per capire quel che il fenomeno che stiamo osservando.

Successivamente passiamo a metodi più difficili per le analisi.

METODI DI EQUILIBRIO LIMITE (LEM)

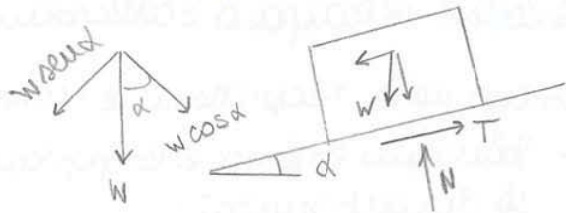
Metodo che si basa sul confronto tra forze agenti e la resistenza del materiale.

Considero un piano inclinato di α con un blocco sopra.

Alla base del blocco ho (N, T) e

che all'interfaccia tra blocco e piano vi sia una

RESISTENZA ATRITIVA ϕ , angolo di attrito tra blocco e piano inclinato.



EQUAZIONI DI EQUILIBRIO DELLE FORZE

$$\left. \begin{array}{l} T = W \sin \alpha \\ N = W \cos \alpha \end{array} \right\} \quad \frac{T}{N} = \operatorname{tg} \alpha$$

CRITERIO DI RESISTENZA

Introduciamo un criterio di resistenza al taglio per descrivere ciò che accade all'interfaccia

$$T_f = N \operatorname{tg} \phi \quad \frac{T_f}{N} = \operatorname{tg} \phi$$

La condizione di **equilibrio limite** si ha quando i rapporti sono uguali, ovvero

$$T_f = N \operatorname{tg} \phi = N \operatorname{tg} \alpha \quad \rightarrow \quad \operatorname{tg} \alpha = \operatorname{tg} \phi$$

CONDIZIONE DI EQUILIBRIO LIMITE

$$\boxed{\alpha = \phi}$$

MATERIALE CON RESISTENZA ATTRITIVA E COESIVA

Consideriamo la coesione apparente della bilatera di Paltan.

A : area di contatto tra blocco e piano inclinato.

Criterio di resistenza: $\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \phi$

$$F_S = \frac{c \cdot A + W \cos \alpha \operatorname{tg} \phi}{W \sin \alpha}$$

$$F_S = \frac{c \cdot A}{W \sin \alpha} + \frac{\operatorname{tg} \phi}{\operatorname{tg} \alpha}$$

Questo concetto può essere usato nel caso di:

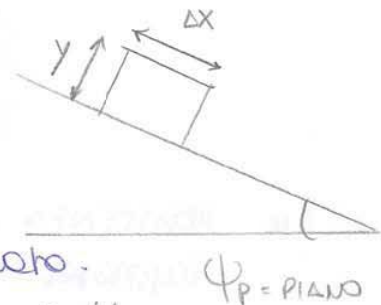
- Pendio indefinito
- Blocco instabile
- Metodo cauci / strisce

12) CARTA DI STABILITÀ

La carta di stabilità fa riferimento ai avvenimenti di SCIVAMENTO e RIBALTAMENTO.

- Consideriamo un blocco di dimensione $\Delta x \cdot y$ su un piano inclinato di ψ_p .

Δx = lunghezza del blocco sul piano inclinato.



- Assumiamo di avere una resistenza attrittiva ϕ all'interfaccia blocco terreno.

$$\frac{\Delta x}{y} = \operatorname{tg} \beta \quad \text{SNELLEZZA DEL BLOCCO}$$

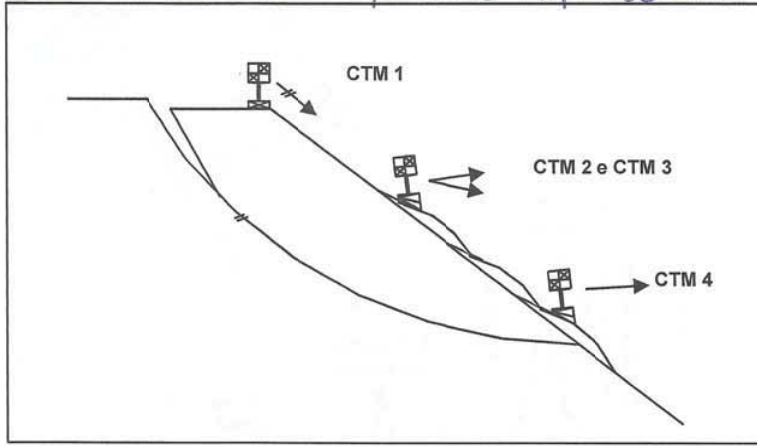
CASO 1 : RIBALTAMENTO

Se $\operatorname{tg} \phi > \operatorname{tg} \psi_p$ il blocco NON SCIVOLA

CASO 2 : SCIVAMENTO

Se $\operatorname{tg} \beta > \operatorname{tg} \psi_p$ il blocco NON RIBALTA

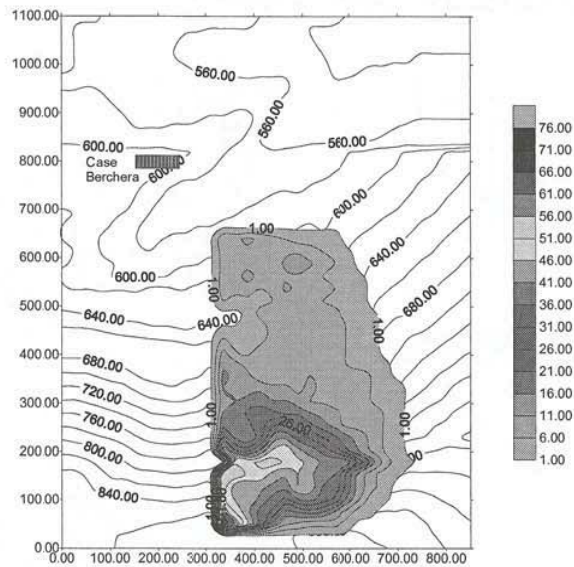
Applicato il METODO DELL'EQUILIBRIO LIMITE dove confrontato la forza con le resistenze e mostrato i processi deformativi interni.



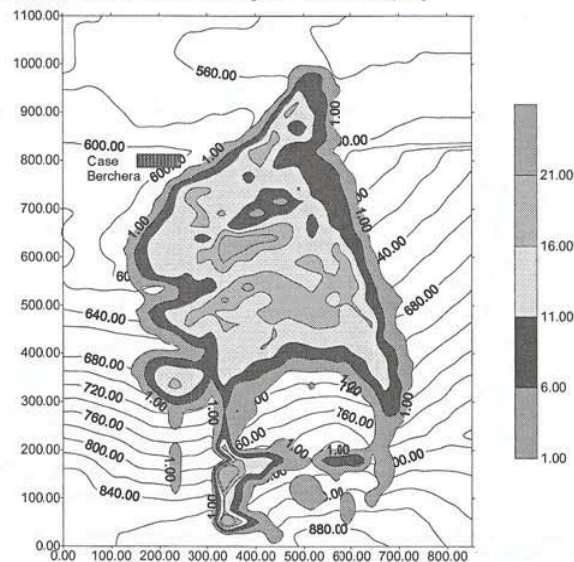
METODO DI EQUILIBRIO LIMITE (LEM)

7

Displacement: 5 cm / 11 months



LEGGE COSTITUTIVA VISCOSA

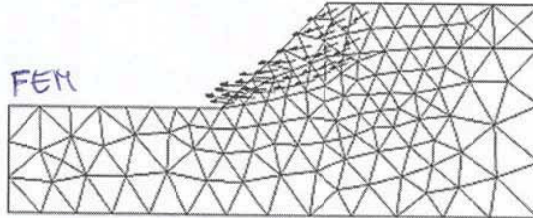
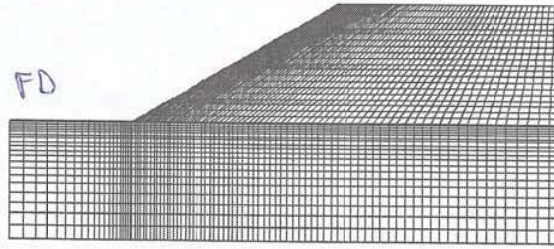


INIZIO SCIOLIMENTO e COLATA

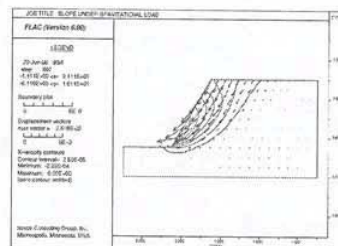
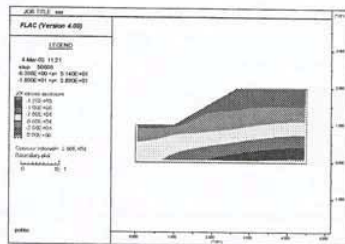
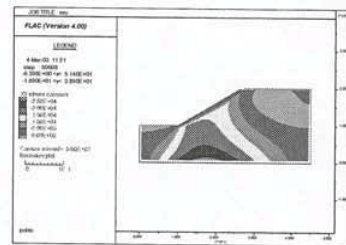
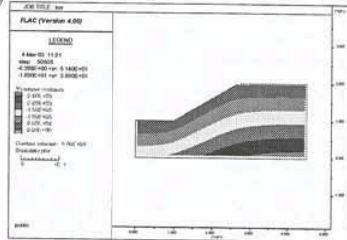
9



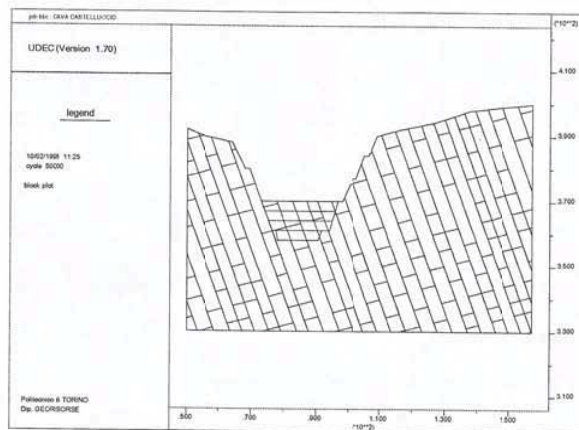
Approcci basati sulla meccanica del continuo: FEM, FD



13



Approcci basati sulla meccanica del discontinuo: DEM

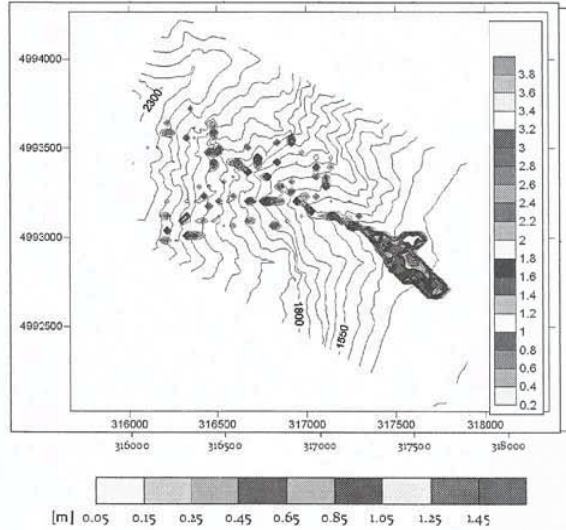
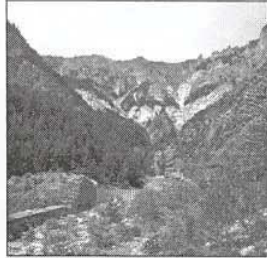
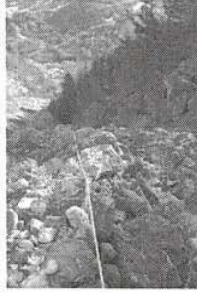


15



DEBRIS FLOW SIMULATION

CELLULAR AUTOMATA METHOD (Deangeli et al., 2011)



19



Balance Equations

$$\frac{d\rho}{dt} + \rho \nabla \mathbf{u} = 0 \quad \text{Mass conservation Equation}$$

$$\rho \frac{d\mathbf{u}}{dt} = \nabla \mathbf{T} + \rho \mathbf{b} \quad \text{Momentum Conservation Equation}$$

ρ is the density

\mathbf{u} is the velocity

\mathbf{T} is the Cauchy stress tensor

\mathbf{b} is specific body force



Constitutive Laws

Bagnold

$$T = a\rho_s \lambda^2 D^2 \left(\frac{du}{dz} \right)^2 \text{sen} \alpha$$

Bingham

$$\tau = \tau_c + \mu_B \frac{du}{dz}$$

Herschel-Bulkley

$$\tau = \tau_c + \mu_B \left(\frac{du}{dz} \right)^n$$

Julien & Lan

$$\frac{du}{dz} = 0 \rightarrow \tau \leq \tau_c$$

$$\tau = \tau_c + \mu_d \frac{du}{dy} + \mu_c \left(\frac{du}{dy} \right)^2 \rightarrow \tau \geq \tau_c$$

21



Arpa Piemonte

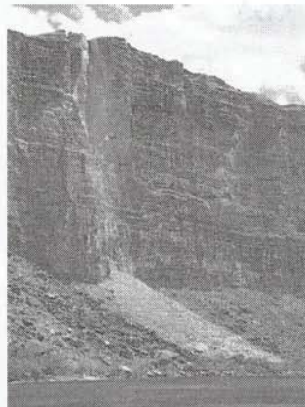
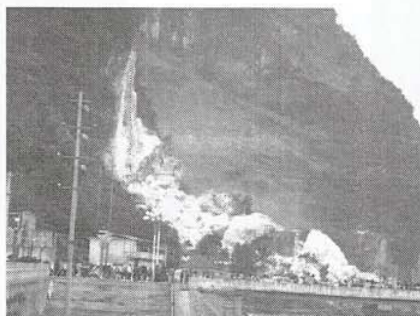
CAREMA

Carema (TO) 04/1986
Danni all'acquedotto e a linee elettriche



Arpa Piemonte

S.P. - 5 morti e 7 feriti
Val Formazza loc. Sottofrus (VCO) 08/1985



Scenari del fenomeno di caduta roccia

*DISTACCO del SINCOLO
BUCCO*



6



IL CROLLO:

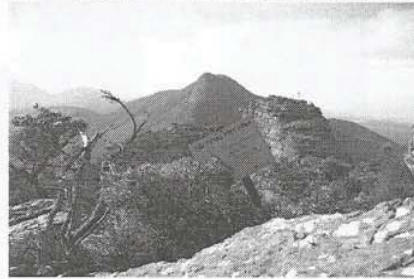
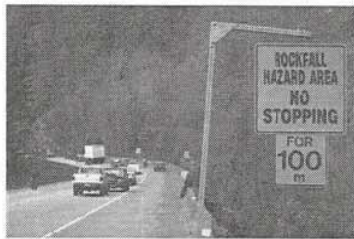
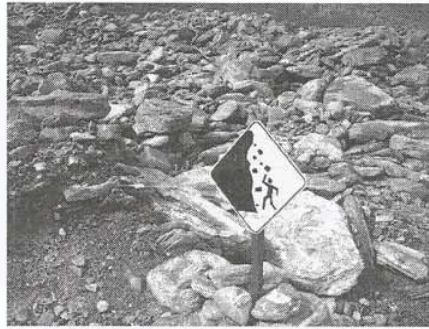
Le frane da crollo possono essere di notevoli dimensioni, e sono generalmente caratterizzate dalla scompaginazione dell'ammasso roccioso durante gli (i primi) impatti. I frammenti di roccia/detrito interagiscono tra di loro. Spesso si trasformano in fenomeni di colata (asciutti)

LA CADUTA DI MASSI:

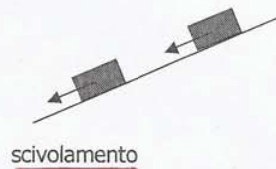
La caduta di massi è una frana da crollo, ma si riferisce al distacco e alla caduta di singoli blocchi da parete rocciosa, che perdono temporaneamente contatto con il pendio senza interagire con altri blocchi.



Questi fenomeni sono RIPETITIVI



Analisi del moto di caduta massi



2° FASE : CADUTA LIBERA

Dopo la fase di distacco avvenuta per ribaltamento o piccolo scivolamento ho la caduta libera, dove il blocco percorre una traiettoria in ARIA.

3° FASE : IMPATTO

Il blocco impatta con le particelle sottostanti di terreno.

4° FASE : RIMBALZO

Quando il blocco impatta col terreno normalmente non si ferma MA RIMBALZA e con il rimbalzo si ripetono le fasi 2, 3, 4.

La fase di rimbalzo, se è possibile, dipende dal TIPO DI BLOCCO e dal terreno su cui impatta.

Anche se il blocco è piccolo, bisognerebbe modellare tutte le fasi precedenti dove abbiamo DIVERSE EQUAZIONI per descrivere il movimento del blocco.

Qual'è lo scopo finale?

Bisogna individuare le DISTANZE percorse e le VELOCITÀ con cui il blocco percorre il pendio (ENERGIA CINETICA) in modo tale da dimensionare le opere di difesa.

Il fenomeno è complesso ma uniamo delle SOLUZIONI SEMPLICI: sono importanti le ipotesi alla base.

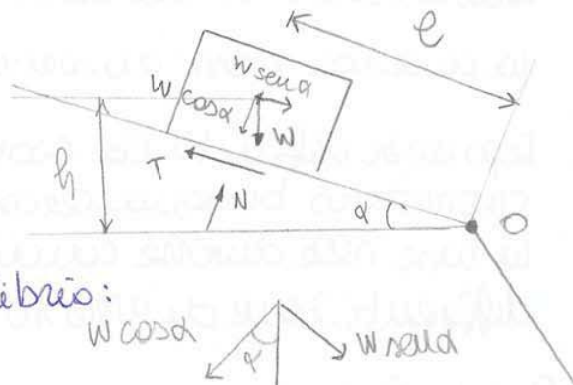
13) CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOTECCANICA DEL SITO

All'INIZIO dello studio della caduta noni devo valutare se vi è la possibilità di formazione di blocchi nel pendio.

Bisogna valutare la FORMA e VOLUMI di solidi con il rilievo geostutturale (Raccorrendo sezioni SRM).

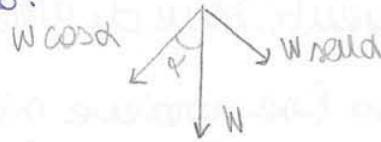
1) PARALLELEPIPEDO CHE SCIVOLA SU UN PENDIO INCLINATO

- h distanza tra il centro di massa del blocco ed il punto O
 ϕ angolo di attrito interfacciale tra blocco e pendio



Scriviamo le equazioni di equilibrio:

$$\begin{cases} N - W \cos \alpha = 0 \\ -T + W \sin \alpha = m \cdot a \end{cases}$$



Considero solo ($m \cdot a$) nella seconda equazione perché il blocco si muove parallelamente al pendio.

$$N = W \cos \alpha$$

Introduco un criterio di resistenza.

$$T_f = N \operatorname{tg} \phi = W \cos \alpha \operatorname{tg} \phi$$

$$m = \frac{W}{g}$$

Torniamo alla condizione di equilibrio

$$W \sin \alpha - T_f = m \cdot a \quad \text{sostituisco il valore di } T_f$$

$$W \sin \alpha - W \cos \alpha \operatorname{tg} \phi = m \cdot a = \frac{W}{g} a$$

$$a = g \sin \alpha - g \cos \alpha \operatorname{tg} \phi$$

Procediamo con l'integrazione dell'accelerazione per ricavare velocità (v) e spostamento (e)

$$a = \frac{dv}{dt} \quad \rightarrow \quad \int_0^v dv = \int_0^t g (\sin \alpha - \cos \alpha \operatorname{tg} \phi) dt$$

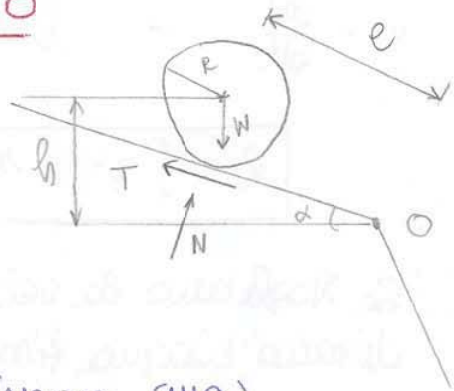
$$v = g t (\sin \alpha - \cos \alpha \operatorname{tg} \phi)$$

VELOCITÀ

2) SFERA CHE ROTOLA SUL PIANO INCLINATO

Scriviamo le equazioni di equilibrio:

$$\begin{cases} N - W \cos \alpha = 0 \\ -T + W \sin \alpha = ma \\ \tilde{M} = I_{cm} \cdot \dot{\omega} \end{cases}$$



Anche nella sfera ho un'accelerazione lineare (ma).

I_{cm} INERZIA DEL CENTRO DI MASSA DELLA SFERA

$\dot{\omega}$ ACCELERAZIONE ANGOLARE

ω VELOCITÀ ANGOLARE

$$v = \omega R \quad a = \dot{\omega} R \quad I_{cm} = \frac{2}{5} m R^2 = \frac{2}{5} \frac{W}{g} R^2$$

\tilde{M} rappresenta un momento, rotazione

Sostituiamo i valori nella terza equazione:

$$\tilde{M} = I_{cm} \cdot \dot{\omega} = T \cdot R$$

$\tilde{M} = T \cdot R$ è il momento prodotto dalla forza T

$$T = \frac{I_{cm} \dot{\omega}}{R} = \frac{2}{5} \frac{W}{g} \frac{R^2 \dot{\omega}}{R} = \frac{2}{5} \frac{W}{g} R \cdot \frac{a}{R} = \frac{2}{5} \frac{W}{g} a$$

$$T = \frac{2}{5} \frac{W}{g} a$$

Sostituiamo i termini nella seconda equazione

$$-T + W \sin \alpha = ma \quad \text{con } N = W \cos \alpha$$

$$-\frac{2}{5} \frac{W}{g} a + W \sin \alpha = \frac{W}{g} a$$

$$a \left(1 + \frac{2}{5} \right) = g \sin \alpha$$

$$a = \frac{5}{7} g \sin \alpha$$

$$\frac{2}{7} mg \sin \alpha = W \cos \alpha \operatorname{tg} \phi$$

$$\operatorname{tg} \phi = \frac{2}{7} \operatorname{tg} \alpha$$

Per avere rotolamento: $\operatorname{tg} \phi < \frac{2}{7} \operatorname{tg} \alpha$

ESERCIZI

1) SFERA CHE ROTOLO

ricavare la velocità utilizzando il principio di conservazione dell'energia.

Il principio di conservazione dell'energia dice che l'ENERGIA TOTALE RESTA COSTANTE

$$E_{\text{POTENZIALE}} = E_{\text{CINETICA}}$$

$$W \cdot h = \frac{1}{2} m v^2 + \frac{1}{2} I_{\text{cm}} \omega^2$$

$$mgh = \frac{1}{2} m v^2 + \frac{1}{2} \cdot \frac{2}{5} \frac{mg}{g} R^2 \omega^2$$

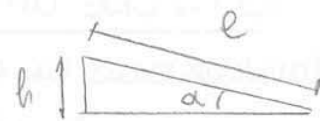
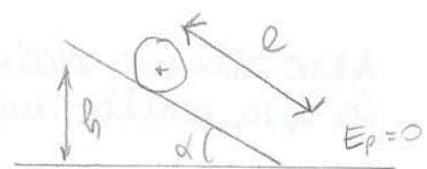
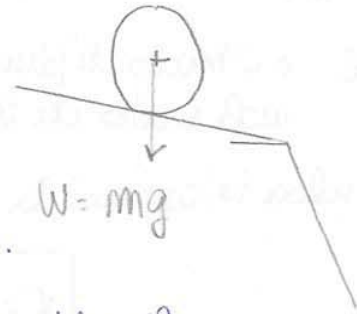
$$\text{con } v = \omega R, \quad W = mg, \quad I_{\text{cm}} = \frac{2}{5} \frac{W}{g} R^2$$

$$gh = \frac{1}{2} v^2 + \frac{1}{5} R^2 \omega^2 = \frac{1}{2} v^2 + \frac{1}{5} R^2 \frac{v^2}{R^2}$$

$$gh = \frac{1}{2} v^2 + \frac{1}{5} v^2 = \frac{7}{10} v^2$$

$$v = \sqrt{\frac{10}{7} gh}$$

dove $h = l \sin \alpha$.



3) Esercizio svolto in modo semplificato

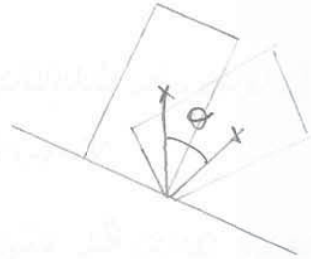
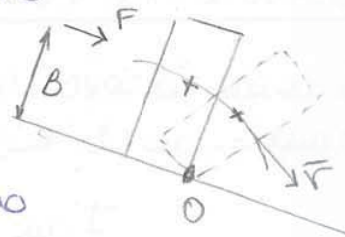
calcolare la velocità del parallelepipedo
de ruota al piede.

R centro si muoverà con moto rotatorio
(moto circolare UNIFORME)

$$v = \omega R \quad a = \omega R$$

si formerà un angolo θ .

la velocità lineare è tangente alla
traiettoria del moto circolare.



considero una forza F che fa ruotare il blocco.

$$\tilde{M} = I_{cm} \dot{\omega} = F \cdot B \rightarrow \dot{\omega} = \frac{d\omega}{dt} = \frac{F \cdot B}{I_{cm}}$$

$$\int_0^{\omega} d\omega = \int_0^t \frac{FB}{I_{cm}} dt \rightarrow \omega = \frac{F \cdot B}{I_{cm}} t$$

$$\omega = \frac{d\theta}{dt} = \frac{FB t}{I_{cm}} \rightarrow \int_0^{\theta} d\theta = \int_0^t \frac{FB}{I_{cm}} t dt$$

$$\theta = \frac{FB}{I_{cm}} \frac{t^2}{2}$$

ricorriamo al tempo

$$t = \sqrt{\frac{2\theta I_{cm}}{F \cdot B}}$$

la velocità $v = \omega R$

$$v = \frac{F \cdot B}{I_{cm}} t \cdot R = \frac{FB R}{I_{cm}} \sqrt{\frac{2\theta I_{cm}}{F \cdot B}}$$

$$v = R \cdot \sqrt{\frac{2\theta FB}{I_{cm}}}$$

velocità di rotazione del blocco.

c) IMPATTO e RIMBALZO

Quando si verifica l'impatto del blocco con il pendio si verificano dei fenomeni che **ABBATTONO** la velocità del blocco stesso.

Avere la fase di rimbalzo a seguito della fase di impatto dipende da diversi fattori:

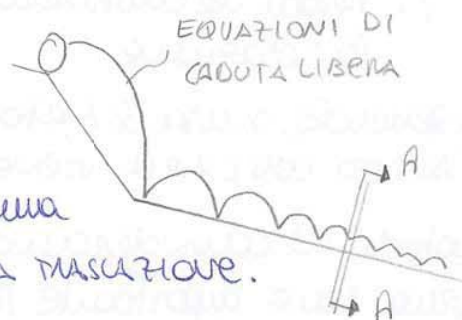
- CARATTERISTICHE DEL TERRENO
- CARATTERISTICHE DEL MASSO
- CARATTERISTICHE CINEMATICHE DEL BLOCCO

VEDI
SLIDE

Il fenomeno di impatto e rimbalzo è molto complesso e per tener conto di tutti questi parametri bisognerebbe usare un modello complesso e fare tante ipotesi; però non vale la pena complicare troppo la realtà e facciamo riferimento ad un modello più semplice.

d) ROTOLAMENTO e SCIOLAMENTO

Dopo la fase di caduta libera ed il primo rimbalzo avrà una serie di rimbalzi molto vicini, seguita da una fase (A:A) con PURO ROTOLAMENTO o PURA TRASLAZIONE.



Bisogna separare bene queste fasi perché per ogni fase bisogna applicare delle equazioni differenti da quelle della caduta libera.

A:A Oltre questa sezione consideriamo che il moto diventi di puro rotolamento / scivolamento.

USO EQUAZIONI DELLA FASE DI DISTACCO

Posso descrivere il moto con le equazioni di rotolamento o scivolamento anche se realmente non è così.

24) EFFETTI DI DIMENSIONE DEL BLOCCO

Le dimensioni del blocco possono essere maggiori o minori delle dimensioni del terreno che capote il pendio e su cui impatta:

FIGURA A: IMPATTO E RIMBALZO

La dimensione del blocco è minore della dimensione del materiale che costituisce il pendio (possiamo avere anche un basamento continuo).

FIGURA B: ROTOLAMENTO o SCIVOLAMENTO

La dimensione del blocco è maggiore della dimensione del materiale che costituisce il pendio ed oneroso che, dopo un paio di rimbalzi e impatti, ci aspettiamo che il blocco inizi a rotolare.

Abbiamo sempre lo stesso blocco su cui comincia il basamento.

25) ROTTURA DEL BLOCCO

Durante la fase di impatto e rimbalzo il blocco si frattura lungo i piani di debolezza: si formano 2 massi che in genere non collidono o se collidono lo fanno solo nella fase INIZIALE.

Sono diverse distanze di arresto.

L'analisi di caduta non viene di solito effettuata con:

- MODELLI ANALITICI
- MODELLI NUMERICI

• EQUAZIONE DELLA RETTA CHE DESCRIVE IL PENDIO

$$\frac{y - y_1}{y_2 - y_1} = \frac{x - x_1}{x_2 - x_1}$$

Dall'equazione della traiettoria della parabola ricavo il tempo da $x = v_{0x} t + x_0$

$$t = \frac{x - x_0}{v_{0x}}$$

• EQUAZIONE DELLA PARABOLA

$$y = -\frac{1}{2} g \left(\frac{x - x_0}{v_{0x}} \right)^2 + v_{0y} \left(\frac{x - x_0}{v_{0x}} \right) + y_0$$

Dal confronto delle 2 equazioni valdo a valutare se la traiettoria interseca il pendio, altrimenti considererò il tratto successivo di pendio e ricalcolerò le equazioni.

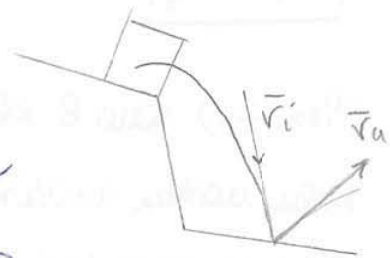
2) IMPATTO E RIMBALZO

Il blocco può essere considerato come:

- PUNTO MATERIALE (LUMPED MASS);
- ELEMENTO CON FORMA E DIMENSIONE.

• METODO LUMPED MASS

Metodo semplificato dove tratto il blocco come un punto materiale di cui considero la velocità in ingresso (tangente alla curva) \vec{v}_i e calcolo la velocità in uscita \vec{v}_u .



Con questo metodo non considero tutti i fenomeni che avvengono durante la fase di impatto e rimbalzo.

Però il nostro substrato ha velocità $N_{0,0}$ e, in caso di una dissipazione di energia, la velocità di uscita è minore della velocità in ingresso

$$\vec{v}_u < \vec{v}_i$$

$$\vec{v}_u = k \vec{v}_i$$

In queste esperienze non consideriamo la massa perché siamo nell'ipotesi che la rimanga costante.

k = COEFFICIENTE DI RESTITUZIONE nella caduta non

$$k = \frac{v_u}{v_i}$$

$$0 < k < 1$$

- $k = 1$ per urto completamente ELASTICO
- $k = 0$ per urto completamente ANELASTICO

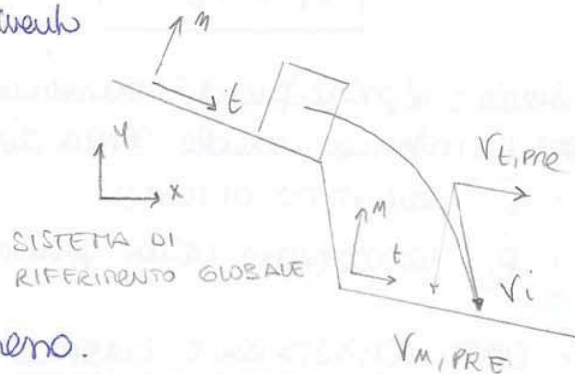
Questo coefficiente deriva dalla conservazione della quantità di moto nel caso di:

- MASSA DEL BLOCCO COSTANTE
- SUBSTRATO FERMO

Sulla base di evidenze sperimentali possiamo affermare che, invece di usare un unico coefficiente di restituzione k , per descrivere la fase di impatto e rimbalzo servono 2 k .

Introduciamo un sistema di riferimento locale che riguarda i diversi punti di pendio: (m, t) è quel SR locale parallelo al segmento di pendio.

\vec{v}_i è la velocità tangente alla traiettoria nel punto di impatto ed è la nostra velocità in ingresso.



Scepiamo v_i nel SR locale (m, t) ed otteniamo $(v_{m,PRE}, v_{t,PRE})$ velocità pre-IMPATTO.

Allo stesso modo troviamo v_u velocità di rimbalzo, velocità POST-IMPATTO.

K_E COEFFICIENTE DI RESTITUZIONE IN TERMINI DI ENERGIA CINETICA

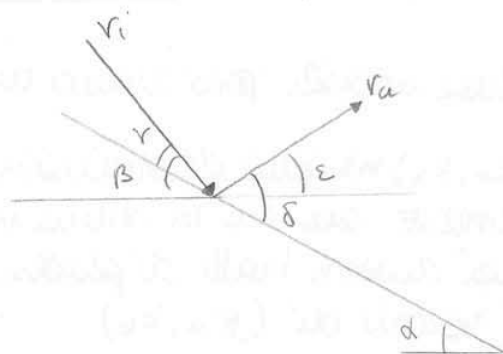
$$K_E = \frac{E_{post}}{E_{pre}} = \frac{M [(V_{M,post})^2 + (V_{T,post})^2] + J \omega_{post}^2}{M [(V_{M,pre})^2 + (V_{T,pre})^2] + J \omega_{pre}^2}$$

Se vogliamo considerare anche la Forza del blocco, allora nella formula bisogna aggiungere il termine della ROTAZIONE: $(J\omega^2)$, energia rotazionale, riferendosi così alla forma del blocco.

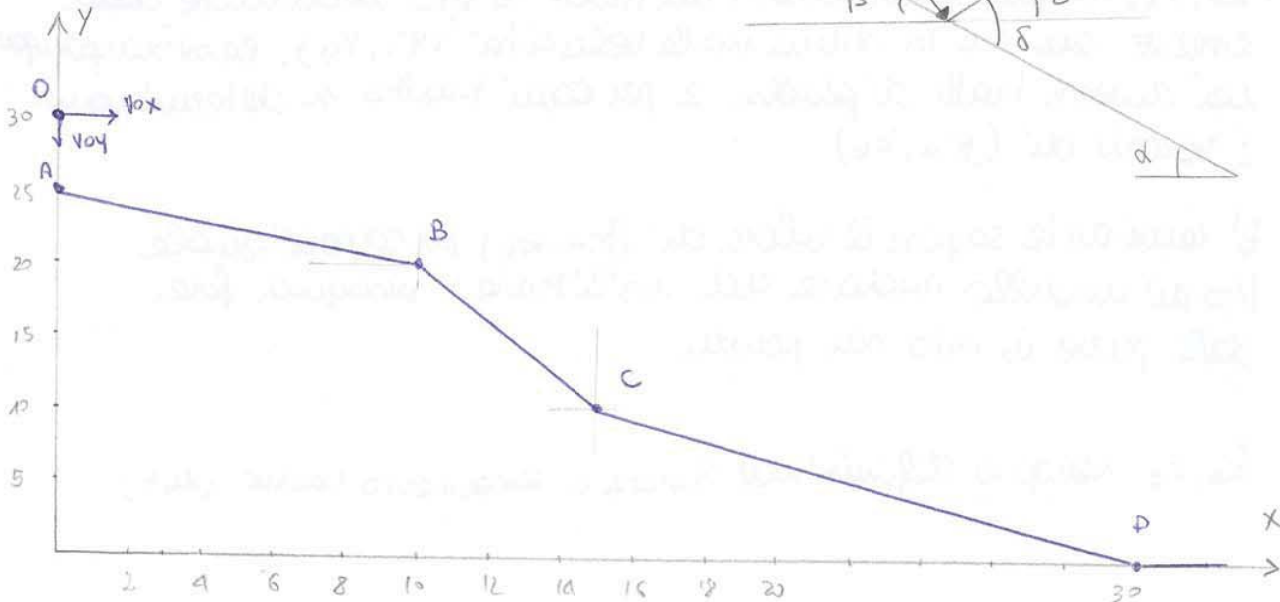
ESERCIZIO TIPO ESAME

PUNTO	X (m)	Y (m)	TRATTO	K_M	K_T	$\tan \phi$	V_{0x} (m/s)	V_{0y} (m/s)	x_0 (m)	y_0 (m)
A	0	25	AB	1	1	0,14	1,2	-1	0	30
B	10	20	BC	0,4	0,7	0,14				
C	15	10	CD	0,4	0,7	0,14				
D	30	0	DE	0,4	0,7	0,14				
E	150	0								

$$\vec{v}_i = \begin{Bmatrix} V_{M,PRE} \\ V_{T,PRE} \end{Bmatrix} \quad \vec{v}_a = \begin{Bmatrix} V_{M,POST} \\ V_{T,POST} \end{Bmatrix}$$



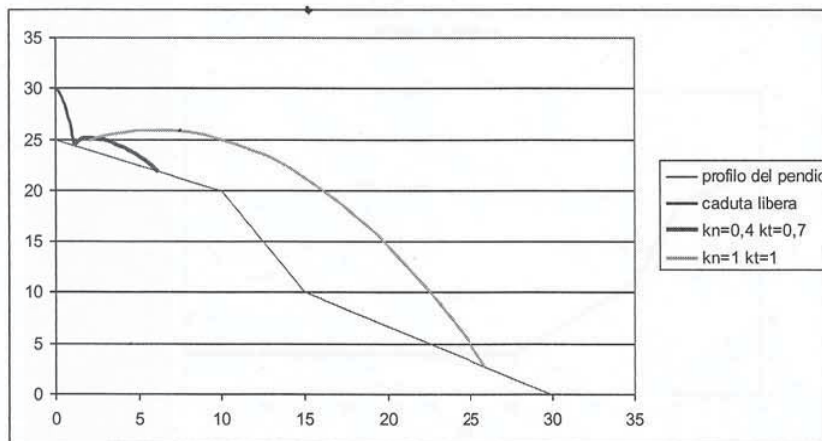
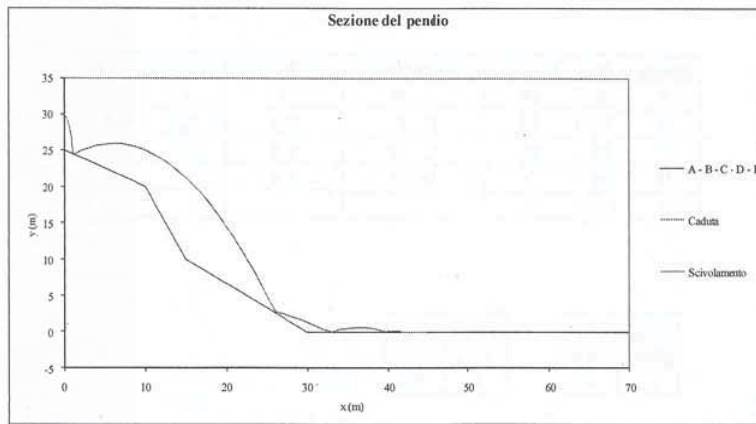
Determinare il primo punto di impatto





v_{x0} (m/s)	v_{y0} (m/s)	x_p (m)	y_p (m)	t (s)	v_{x1} (m/s)	v_{y1} (m/s)	v_I (m/s)	α (°)	β (°)	γ (°)
1,2	-1,0	1,2	24,4	1,0	1,2	-10,5	10,6	26,6	83,5	56,9
9,1	5,3	26,0	2,7	2,7	9,1	-21,3	23,2	33,7	66,8	33,1
14,1	-3,3	33,1	0,0	0,5	14,1	-8,2	16,4	0,0	30,2	30,2
9,9	3,3	39,7	0,0	0,7	9,9	-3,3	10,4	0,0	18,4	18,4
6,9	1,3	41,6	0,0	0,3	6,9	-1,3	7,0	0,0	10,8	10,8

v_{npre} (m/s)	v_{tpre} (m/s)	v_{npost} (m/s)	v_{tpost} (m/s)	δ (°)	ϵ (°)	v_U (m/s)
-8,9	5,8	8,9	5,8	56,9	30,4	10,6
-12,7	19,4	5,1	13,6	20,5	-13,2	14,5
-8,2	14,1	3,3	9,9	18,4	18,4	10,4
-3,3	9,9	1,3	6,9	10,8	10,8	7,0
-1,3	6,9	0,5	4,8	6,2	6,2	4,9



Calcolo velocità pre e post impatto nel S.R. locale

$$\left. \begin{aligned} V_{M,PRE} &= V_{E,1} \operatorname{sen} \gamma = 10,67 \operatorname{sen} 57 = 8,95 \text{ m/s} \\ V_{T,PRE} &= V_{E,1} \operatorname{cos} \gamma = 10,67 \operatorname{cos} 57 = 5,81 \text{ m/s} \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} V_{M,POST} &= V_{M,PRE} \cdot k_M = 8,95 \text{ m/s} \\ V_{T,POST} &= V_{T,PRE} \cdot k_T = 5,81 \text{ m/s} \end{aligned} \right\} \text{poiché } k_M = k_T = 1.$$

$$V_{U,1} = \sqrt{V_{M,POST}^2 + V_{T,POST}^2} = \sqrt{8,95^2 + 5,81^2} = 10,67 \text{ m/s}$$

$$\delta = \operatorname{tg}^{-1} \left(\frac{V_{M,POST}}{V_{T,POST}} \right) = \operatorname{tg}^{-1} \left(\frac{8,95}{5,81} \right) = 57^\circ$$

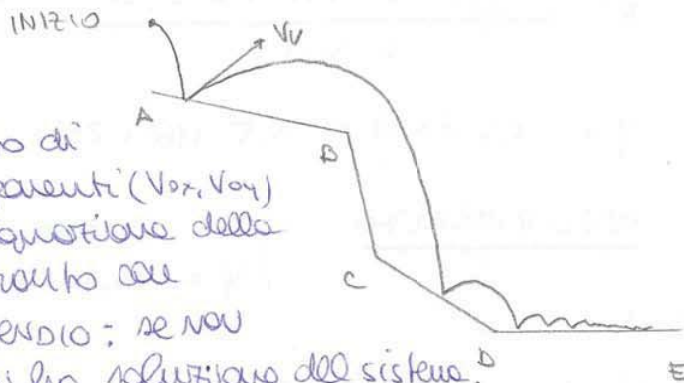
$$\epsilon = \delta - \alpha = 57 - 26,5 = 30,5^\circ$$

Calcolo delle nuove velocità (V_{0x}, V_{0y}) per il secondo moto parabolico.

$$\left. \begin{aligned} V_{0x} &= V_{0x} = V_U \operatorname{sen} \epsilon = 10,67 \operatorname{sen} 30,5 = 5,42 \text{ m/s} \\ V_{0y} &= V_{0y} = V_U \operatorname{cos} \epsilon = 10,67 \operatorname{cos} 30,5 = 9,13 \text{ m/s} \end{aligned} \right\}$$

Queste velocità vanno da introdurre nell'equazione della parabola.

RISULTATO GRAFICO



Quando ho trovato il primo punto di impatto e calcolato V_U , le componenti (V_{0x}, V_{0y}) calcolate vanno inserite nell'equazione della parabola che sarà messa a confronto con l'equazione del primo tratto di pendio; se non abbiamo l'impatto allora non ho soluzione del sistema.

Quando trovo il secondo punto di impatto, bisognerà rimetterlo a confronto con lo stesso tratto di pendio perché nessuno ci garantisce che possano avvenire più di un rimbalzo sullo stesso tratto di pendio.

È importante considerare il successivo impatto a partire dallo stesso tratto di pendio per vedere se vi siano più impatti sullo stesso tratto di pendio.

METODO HUNGER & EVANS

metodo che serve per definire il pinnaggio della fase di impatto; rimbalzo a quella di rotolamento; scivolamento.

Questo è un modello basato sull'ENERGIA.

ENERGIA DEL BLOCCO DURANTE LA FASE DI VOLO

$$E = Z + \frac{V^2}{2g}$$

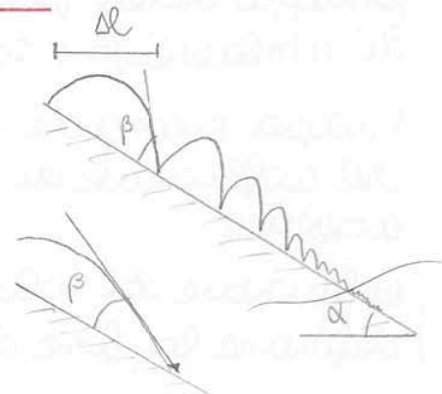
Z = altezza del blocco in volo

PERDITA DI ENERGIA CINETICA DURANTE L'IMPATTO

$$\Delta E = \frac{V^2}{2g} \left(\frac{k_T^2 + k_m^2 \operatorname{tg}^2 \beta}{1 + \operatorname{tg}^2 \beta} - 1 \right)$$

β = angolo di incidenza del blocco

Δe = ampiezza di ogni traiettoria di volo



$\frac{\Delta E}{\Delta e}$ perdita di energia cinetica specifica in un urto.

Per i diversi impatti e rimbalzi considero il valore di $\frac{\Delta E}{\Delta e}$ e lo confronto con α :

- $\frac{\Delta E}{\Delta e} < \operatorname{tg} \alpha$ il blocco ACCELERA
- $\frac{\Delta E}{\Delta e} > \operatorname{tg} \alpha$ il blocco DECELERA
- $\frac{\Delta E}{\Delta e} > \operatorname{tg} \phi$ avrà un pinnaggio di volo da impatto e rimbalzo a rotolamento.

Da un punto di vista energetico è più efficiente un volo di rotolamento rispetto a impatto e rimbalzo

se $\frac{\Delta E}{\Delta e} > \operatorname{tg} \phi$.

TORNARE ALL'ESERCIZIO

Quando otteniamo un valore di $\varepsilon < 10^\circ$, da quel punto
in poi abbiamo scivolamento

INIZIO SCIVOLOAMENTO $X_p = 41,55 \text{ m}$ $Y_p = 0,0 \text{ m}$

• CALCOLO PUNTO DI ARRESTO

$$V = \sqrt{V_0^2 + 2e \cdot g (\mu \cos \alpha - \mu \cos \alpha)}$$

$\mu = \text{tg} \phi = 0,4$ coefficiente di attrito fenomenologico

Velocità dell'ULTIMO IMPATTO:

$$\left. \begin{array}{l} V_{M, \text{POST}} = 0,5 \text{ m/s} \\ V_{T, \text{POST}} = 4,8 \text{ m/s} \\ \delta = \varepsilon = 6,2^\circ \end{array} \right\} V_M = 4,9 \text{ m/s}$$

$$e = \sqrt{\frac{V^2 - V_0^2}{2g(\mu \cos \alpha - \mu \cos \alpha)}} \quad \text{con } V = 0, \alpha = 0$$

$$e = \frac{-V_0^2}{2g(0 - \mu)} = \frac{4,9^2}{2 \cdot 9,81 \cdot 0,4} = 3,06 \text{ m}$$

$$X_{\text{ARRESTO}} = X_p + e = 41,55 + 3,06 = 44,61 \text{ m}$$

• ANALISI STATISTICHE (SCAVIA ET ALI)

Statisticamente viene fatta variare la penetrazione e rugosità dei vari tratti di versante.

• 3D ROTOMAP (SCIOLDO)

Con questo modello non lavoro nello spazio tridimensionale ma in quella bidimensionale.

In questo modello il punto esatto del distacco non è noto: posso far variare la posizione del distacco e, con un'angolo statistica, far variare la VELOCITÀ INIZIALE.

In questo modello possiamo calcolare la velocità iniziale se approssimo il blocco ad una forma semplice (cerchio o quadrato), anche se non è sempre possibile.

A seconda della velocità iniziale avrò diverse distanze di arresto ma bisogna sempre vedere quello che mi ha insito PER CALIBRARE il modello nella base delle evidenze in sito.

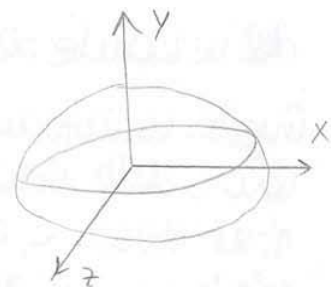
B] BLOCCHI AVENTI FORMA E DIMENSIONE

Altri modelli analitici, con soluzioni in forma chiusa, tengono conto della forma del blocco che sovente viene assunto di **FORMA ELLISSOIDICA**.

Nel metodo 3-D il blocco può essere usato con diverse forme. Considero il blocco con **FORMA E DIMENSIONE**.

OSSERVAZIONI SUL MODELLO SASS E MASSI (BOZZOLO E PATINI)

Il blocco è considerato come un'ELLISSOIDE ed oltre alle velocità lineari (V_{0x}, V_{0y}) devo considerare anche la **VELOCITÀ ROTAZIONALE (ω_0)**.



Se conservo la quantità di moto, questa espressione deve essere uguale a quella che esprime il POST IMPATTO.

• POST IMPATTO

$$J\omega + v_x dy + v_y dx$$

$$M\bar{p}_{PRE IMPATTO} = M\bar{p}_{POST-IMPATTO}$$

$$J\omega_0 + v_{0x} dy + v_{0y} dx = J\omega + v_x dy + v_y dx$$

con $v_x = \omega dy$ e $v_y = \omega dx$, moltiplico ω

$$J\omega_0 + v_{0x} dy + v_{0y} dx = \omega (J + dx^2 + dy^2)$$

la velocità rotazionale post-impatto:

$$\omega = \frac{J\omega_0 + v_{0x} dy + v_{0y} dx}{J + dx^2 + dy^2}$$

• COEFFICIENTE DI ENERGIA

Nota ω prima di calcolare le velocità traslazionali POST-IMPATTO.

In generale la velocità ha componenti TRASLAZIONALI e ROTAZIONALI.

calcolo l'energia cinetica, in generale ho:

$$E_{CIN} = \frac{1}{2} J\omega^2 + \frac{1}{2} v_x^2 + \frac{1}{2} v_y^2$$

Ricavo il coefficiente di energia:

$$\eta = K_E = \frac{E_{CIN POST}}{E_{CIN PRE}} = \frac{\omega^2 (J + d^2x + d^2y)}{E_{CIN PRE}}$$

• CRSP 2D (PFEIFFER & BOWEN)

Il blocco è un'ellipsoide, sfera o disco e l'angolo può essere condotto nei blocchi di diverse forme e dimensioni.

Cosa comporta avere blocchi di diversa forma e dimensione?

CAMBIA IL MOMENTO D'INERZIA.

Bisogna tener conto della forma e dimensione e porre per variare notoriamente le caratteristiche del pendio: PENDENZA e RUGOSITÀ (conferma i metodi lumped mass)

Così facendo posso ottenere degli scenari più attendibili.

Bisogna sempre confrontare il dato sperimentale con il modello.

36) MODELLI NUMERICI

I modelli numerici permettono di fare degli studi nel fenomeno della caduta massi.

• DEM

METODO AGLI ELEMENTI DISTINTI è il più famoso e comune ma ha dei blocchi veri e propri.

• PARTICLE FLOW CODE

Il blocco è formato da un'insieme di sfere (o dischi) dove posso assegnare le caratteristiche di resistenza (coesione) e posso modellare le forze di ROTAZIONE.

Posso vedere quello che succede al blocco durante l'impatto: le sfere si rottono e possiamo studiare la loro INTERAZIONE.

Globalemente abbiamo 2 metodi:

1- METODI ANALITICI: vanno sempre fatti e si basano principalmente in forma chiusa

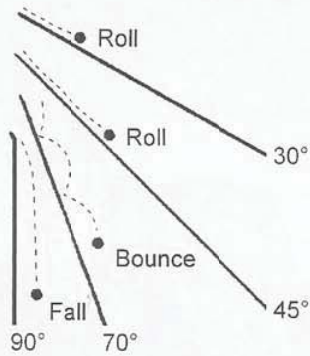
2- METODI NUMERICI: possono aumentare il livello di analisi considerando l'interazione tra blocchi.



Rilievo dei percorsi e delle impronte di impatto



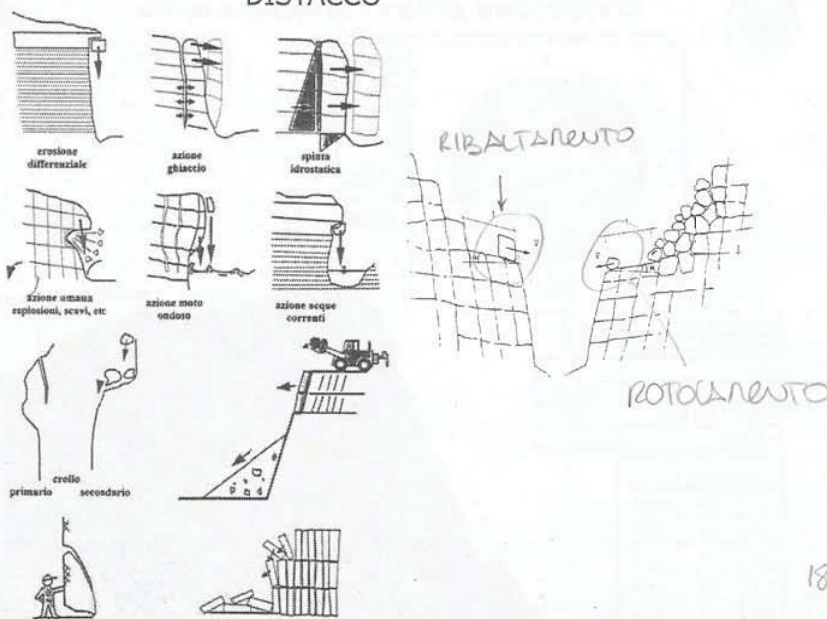
A) DISTACCO



General modes of motion of rocks during their descent on slopes related to the mean slope gradients (Ritchie, 1963 Transport Research Board)



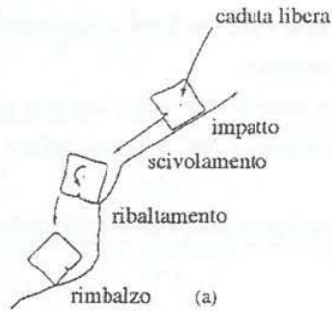
DISTACCO





ROTOLOAMENTO - SCIVOLAMENTO

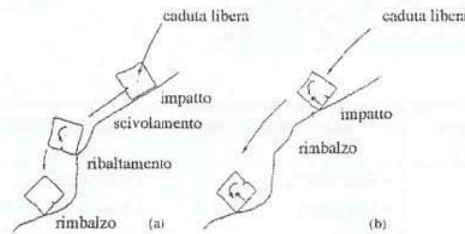
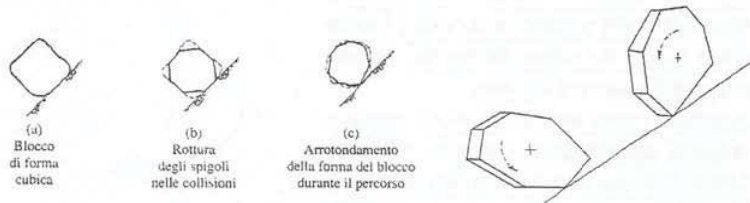
Se l'inclinazione del pendio aumenta lo scivolamento si trasforma ancora in caduta libera, rimbalzo rotolamento. Se l'inclinazione del pendio rimane costante durante il moto di scivolamento, il blocco si ferma a causa dell'energia persa per attrito.



22



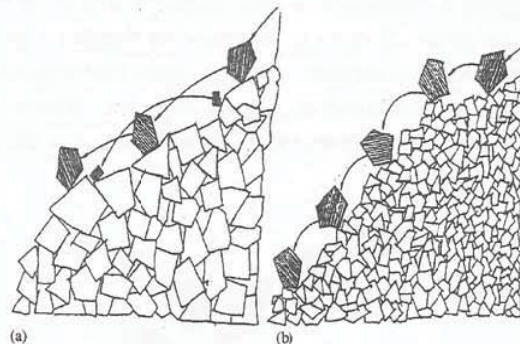
Effetti di forma del blocco



23



Effetti di dimensione del blocco



24



MODELLI ANALITICI BIDIMENSIONALI CADUTA LIBERA

Trascurando l'attrito dell'aria le equazioni del moto possono essere così descritte:

Accelerazione

Velocità

Traiettoria

$$\begin{cases} \ddot{x} = 0 \\ \ddot{y} = -g \end{cases}$$

$$\begin{cases} \dot{x} = v_{0,x} \\ \dot{y} = -gt + v_{0,y} \end{cases}$$

$$\begin{cases} x = v_{0,x}t + x_0 \\ y = -\frac{1}{2}gt^2 + v_{0,y}t + y_0 \end{cases}$$

Le coordinate del punto di impatto sono, quindi, sono determinabili dall'intersezione tra la parabola (traiettoria aerea) e la retta (profilo pendio)

28

$$\frac{y_p - y_1}{y_2 - y_1} = \frac{x_p - x_1}{x_2 - x_1}$$



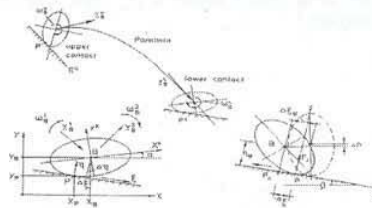
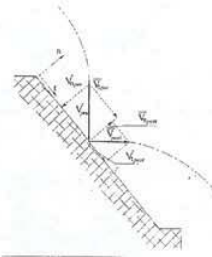
MODELLI ANALITICI BIDIMENSIONALI IMPATTO-RIMBALZO

Blocchi come punti materiali
(*lumped mass*):

Wu, 1985; Hungr and Evans, 1988; Kobayashi et al., 1990; Evans and Hungr, 1993),

Blocchi aventi forma e dimensione:

Bozzolo and Pamini, 1986; Bozzolo et al., 1988; Pfeiffer and Bowen, 1989; Azzoni et al., 1995



29



MODELLI ANALITICI BIDIMENSIONALI IMPATTO-RIMBALZO

Il fenomeno del rimbalzo è generalmente modellato in modo semplificato, tramite uno o due coefficienti, chiamati coefficienti di restituzione. Le definizioni più comunemente utilizzate sono espresse in termini di dissipazione per le velocità o le energie. Il rimbalzo dipende da diversi fattori:

Caratteristiche terreno	Caratteristiche massi	Caratteristiche cinematiche
<ul style="list-style-type: none"> - Resistenza - Rigidezza - Rugosità - Inclinazione 	<ul style="list-style-type: none"> - Resistenza - Rigidezza - Peso - Dimensione - Forma 	<ul style="list-style-type: none"> - Velocità - Angolo di collisione - Configurazione del blocco all'impatto

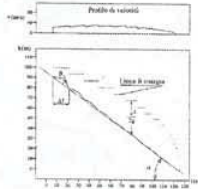
30



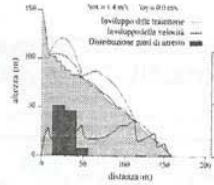
MODELLI ANALITICI BIDIMENSIONALI

Blocchi come punti materiali (*lumped mass*): alcuni esempi

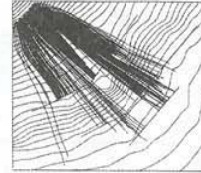
Efficienza del moto (Hungr & Evans, 1988)



Analisi statistiche (Scavia et. al 1988)



3D ROTOMAP (Scioldo, 1991)

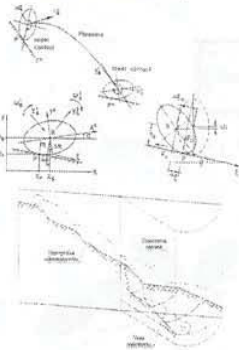


MODELLI ANALITICI BIDIMENSIONALI E 3D

Blocchi aventi forma e dimensione: alcuni esempi

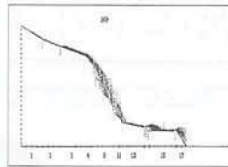
SASS e MASSI

Blocco schematizzato come un'ellisse bidimensionale
(Bozzolo & Pamini, 1982)



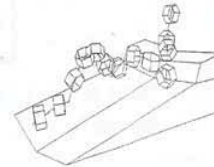
CRSP 2D

Blocco schematizzato come un solido a sezione sferica cilindrica o disco-dale
(Pfeiffer & Bowen)



3-D

Blocco schematizzato come un'ellisse o solido poligonale tridimensionale
(Descoudres & Zimmermann)



MODELLI NUMERICI

UDEC (DEM)

(Cundall, 1971; Cundall & Hart, 1985)

Sistema di blocchi soggetti a grandi spostamenti e a grandi rotazioni che interagiscono reciprocamente.

Tale metodo è più efficacemente impiegato per studiare gli spostamenti reciproci tra blocchi piuttosto che il movimento di un singolo blocco che perde contatto con la massa rocciosa e precipita nel vuoto.

Particle Flow Code

(PFC^{2D}, Cundall & Strak, 1979)

I massi possono essere considerati come sfere (o dischi) o come sistemi di sfere (dischi) legate tra loro da sistemi di forze reciproche.

È possibile simulare fenomeni come la rottura di un versante roccioso, il distacco, la caduta ed il rotolamento di tali blocchi che, a seguito di impatti sul pendio, possono frammentarsi liberando le sfere che li compongono.

Deformazione dei mezzi Discontinui

(DDA, Shi, 1985)

Il metodo permette la modellazione di blocchi di qualunque forma e la resistenza al taglio sulle discontinuità viene determinata utilizzando il criterio di Mohr-Coulomb.

Il metodo può essere applicato anche allo studio dei fenomeni della rottura di un blocco.

38



Prove in sito: 1° tipo

MISURE in SITO vengono svolte lanciando un determinato numero di blocchi da una parete rocciosa che insiste su un versante e registrando su una sezione verticale le caratteristiche del moto.

In questo modo possono essere **acquisiti i parametri** necessari per la modellazione:

- coefficienti di restituzione
- coefficiente di attrito a rotolamento

Il **risultato di una modellazione** è quello di fornire i percorsi dei blocchi e le loro energie cinetiche.

Di qui la possibilità scegliere, se necessario, la posizione ove installare barriere e la tipologia di tali opere.



Galleria "Partigiano"
Autostrada della Cisa
misure in sito e modellazione numerica
(Giani et al, 2001)



Risultati delle prove in sito

Galleria "Partigiano" Autostrada della Cisa misure in sito e modellazione numerica (Giani et al, 2001)

Coefficienti di restituzione $k_n - k_t$

Numero blocchi	k_n	k_t
16	0.52	0.77
17	0.62	0.75
19	0.47	0.80
20	0.34	0.81
43	0.47	0.84
Valori medi	0,48	0,79

Il rapporto tra i moduli delle componenti normale e tangenziale delle velocità post - impatto e pre-impatto ha permesso la definizione dei valori dei

COEFFICIENTI DI RESTITUZIONE NORMALE k_n e TANGENZIALE k_t .

$$k_n = \frac{v_n^{post}}{v_n^{pre}} \quad k_t = \frac{v_t^{post}}{v_t^{pre}}$$



Risultati delle prove in sito

Galleria "Partigiano" Autostrada della Cisa misure in sito e modellazione numerica (Giani et al, 2001)

Diagramma relativo alle distribuzioni delle altezze di energia dei singoli massi in caduta, in funzione della distanza percorsa.

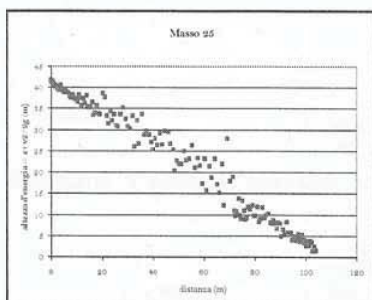
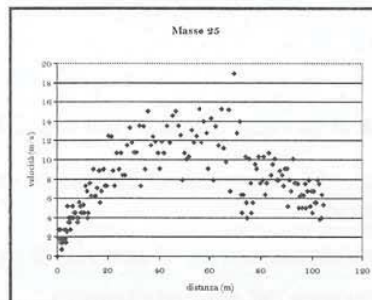


Diagramma relativo alle distribuzioni delle velocità assunte dai singoli massi in caduta, in funzione della distanza percorsa.



42

46) LO STUDIO DELLA CADUTA MASSI

Come analizziamo la caduta massi?

0) Accorgersi che il problema esiste: facciamo un'analisi in sito per vedere i blocchi caduti.

1) CARATTERIZZAZIONE GEOSTRUTTURALE

- Identificare le possibili aree di distacco
- Definizione del volume rappresentativo (REV).

2) STIMA DEI PARAMETRI CARATTERISTICI DEL ROTO

Però non sempre fare dei processi analitici a ritroso e non avere piena fedeltà dei valori numerici ottenuti.

- letteratura scientifica
- Analisi a ritroso
- Prove in sito

fare a trovare i punti di arresto dei blocchi in sito.

3) FSM MODELLI PREVISIONALI SUI PUNTI DI ARRESTO E ENERGIA CINETICA DEI BLOCCHI

percorsi, traiettorie, velocità e energia cinetica

4) OPERE DI PROTEZIONE

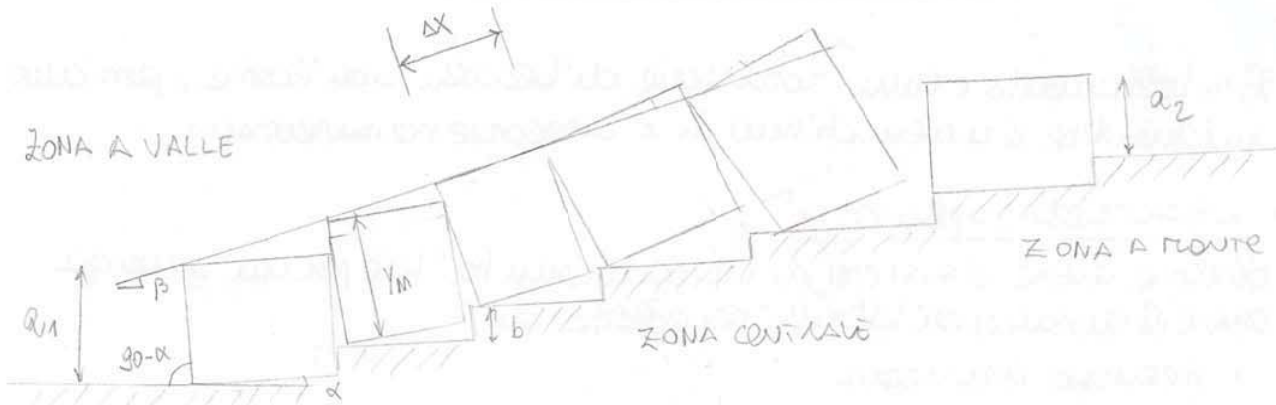


LO STUDIO DELLA CADUTA DI MASSI

1. Caratterizzazione -geologica e geotecnica del sito
 - INDIVIDUAZIONE AREE DISTACCO
 - DEFINIZIONE DEL VOLUME RAPPRESENTATIVO (REV)
2. Stima dei parametri caratteristici del moto
 - LETTERATURA SCIENTIFICA
 - PROCESSI DI ANALISI A RITROSO
 - PROVE SPERIMENTALI IN VERA GRANDEZZA
3. Applicazione dei modelli previsionali per la determinazione dei punti di arresto e dell'energia dei blocchi
 - PERCORSO
 - TRAIETTORIE
 - VELOCITÀ
 - ENERGIA CINETICA
4. Scelta, posizionamento e dimensionamento dell'opera di protezione.

46

4) IL RIBALTAMENTO DI BLOCCHI (GOODMAN e BRAY 1980)



Considero un sistema di blocchi 'regolari' (oppure questa ipotesi non serve perché i software hanno la possibilità di considerare blocchi di diversa forma).

Ho 2 sistemi di discontinuità: una subverticale e una suborizzontale.

$90 - \alpha$ angolo tra la discontinuità subverticale e il piano orizzontale

β angolo del profilo del pendio

b altezza del gradino.

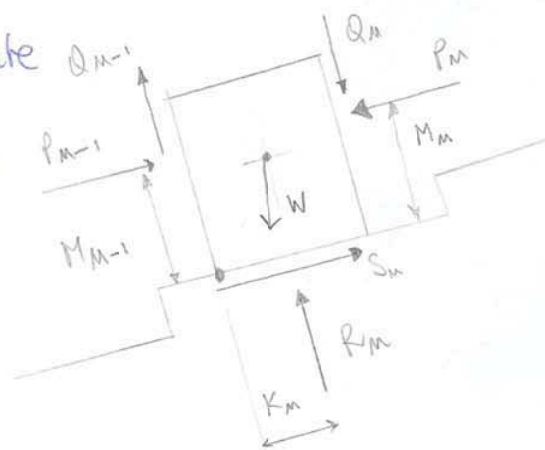
- ZONA A MONTE: in questa zona il blocco è stabile
- ZONA A VALLE: in questa zona i blocchi sono soggetti a ribaltamento e/o scivolamento
- ZONA CENTRALE: i blocchi sono soggetti a ribaltamento.

Il BLOCCO DI CRESTA è il blocco più alto che divide la zona tra dove c'è e non c'è movimento.

Questo metodo considera di avere n -blocchi e n effettua l'analisi di stabilità di tutto il pendio.

Sul blocco agiscono:

- le forze (P, Q) dei blocchi di monte e di valle rispetto al blocco analizzato dove M_n, M_{n-1} sono i bracci delle forze P_i .
- il peso del blocco (W)



$$P_{m-1} L_m = P_m (M_m - \Delta x \operatorname{tg} \phi) + \frac{W}{2} (Y_m \operatorname{sen} \alpha - \Delta x \operatorname{cos} \alpha)$$

$$(P_{m-1})_t = \frac{P_m (M_m - \Delta x \operatorname{tg} \phi) + \frac{W}{2} (Y_m \operatorname{sen} \alpha - \Delta x \operatorname{cos} \alpha)}{L_m}$$

$P_{m-1, t}$ al RIBALTAMENTO

Questa espressione vale per il blocco m -esimo ma l'intero pendio è in condizione di equilibrio limite per il ribaltamento; inoltre si aggiunge la condizione di interfaccia di ATTRITO tra i blocchi.

SCIOLAMENTO

Consideriamo la stessa situazione per i blocchi che possono scivolare (anche se non è detto che la zona di scioglimento possa esistere).

Per lo scioglimento ricorriamo l'espressione di $P_{m-1, s}$
 $s =$ scioglimento con le formule:

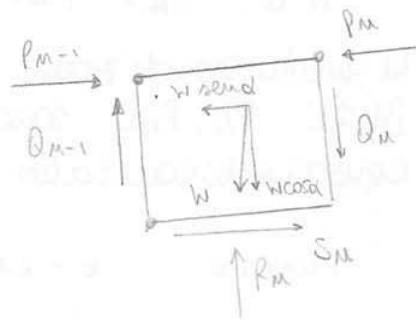
EQUILIBRIO LIMITE ALLO SCIOLAMENTO

$$S_m = R_m \operatorname{tg} \phi$$

ATTRITO ALL'INTERFACCIA DEI BLOCCHI

$$Q_m = P_m \operatorname{tg} \phi$$

$$Q_{m-1} = P_{m-1} \operatorname{tg} \phi$$



Equazioni di equilibrio limite alla traslazione in direzioni normale e parallela al piano di scioglimento.

$$\rightarrow: S_m = W \operatorname{sen} \alpha + (P_m - P_{m-1})$$

$$\uparrow: R_m = W \operatorname{cos} \alpha + Q_m - Q_{m-1}$$

$$R_m = W \operatorname{cos} \alpha + (P_m - P_{m-1}) \operatorname{tg} \phi$$

Perché devo assumere $\phi > \alpha$?

Questo ϕ non è un ϕ MISURATO O STIMATO.

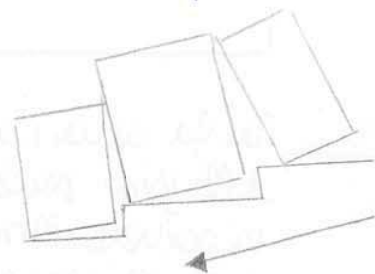
Assumo $\phi > \alpha$ perché devo determinare M_1, M_2 : assumo $\phi > \alpha$ perché devo fare in modo che i blocchi della zona di monte non scivolino e devo determinare il primo blocco di ribalta.

Se non avessi assunto che $\phi > \alpha$ allora il blocco potrebbe ribaltare indipendentemente dalla forma del pendio.

• DETERMINAZIONE DI M_1

Partendo da monte, per ogni blocco scriviamo

$$\frac{\Delta X}{\gamma_m} < \text{tg} \alpha$$



Il primo blocco che soddisfa questa disuguaglianza è M_1 , e per questo blocco vedo a calcolo $(P_{M-1})_t, (P_{M-1})_s$.

A partire dal blocco M_1 calcolo $(P_{M-1})_t$ e poi $(P_{M-1})_s$.

- SE $(P_{M-1})_t > (P_{M-1})_s$ da questo punto in poi nei calcoli assumo:

$$(P_{M-1})_t = P_{M-1}$$

P_{M-1} = azione richiesta per mantenere la condizione di equilibrio limite.

- SE $(P_{M-1})_s > (P_{M-1})_t$ ho individuato il primo blocco della regione di scivolamento (M_2), ricordando che non è sempre detto che la regione di scivolamento esista poiché può anche non verificarsi mai che $(P_{M-1})_s > (P_{M-1})_t$.

Da questo punto in avanti considero:

$$(P_{M-1})_s = P_{M-1}$$

• DIFETTI DEL METODO

Questo metodo si basa sulla condizione di $\phi > \alpha$ dove stesso il grado di stabilità del pendio (che è in potenziale ribaltamento) nella base del valore di ϕ .

TUTTA la nostra procedura è basata sul valore di questo angolo di attrito ma il cinematico non è solo funzione di ϕ .

Questo metodo può essere usato dove l'IPOTESI DI BASE è che il cinematico è funzione di ϕ , dove il resto del cinematico è stato ignorato in delle ipotesi.

Per studiare i fenomeni più complessi dobbiamo fare riferimento a dei metodi NUMERICI.

6) ESERCIZIO

Calcolare il valore del 1° blocco che ribalta

$$\frac{y_u}{\Delta x} > \cot \alpha \quad \left. \begin{array}{l} \cot \alpha = 1,78 \\ \text{tg } \phi = 0,7855 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \alpha \approx 30^\circ \\ \phi = 38,15^\circ \end{array}$$

• DATI AGGIUNTIVI

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3 \quad \Delta x = 10 \text{ m}$$

Guardando la tabella, il primo blocco che ha $\frac{y_u}{\Delta x} > 1,78$ è il 13: il 13° blocco soddisfa la condizione di ribaltamento.

$$\frac{y_u}{\Delta x} = \frac{22}{10} = 2,2 > \text{ctg } \alpha = 1,78 \quad \text{OK.}$$

Per il blocco 13:

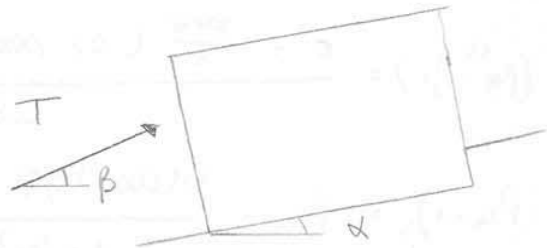
$$y_u = 22 \text{ m} \quad \alpha = 30^\circ \quad M_u = 17 \text{ m} \quad L_u = 22 \text{ m}$$

$$W = \gamma_u \Delta x \cdot \gamma = 22 \cdot 10 \cdot 25 = 5500 \text{ kN}$$

I blocchi dal numero 14 ÷ 16 non danno ϕ perché sono fermi e non danno reazione.

$$P_0 = W_1 (\sin \alpha - \cos \alpha \operatorname{tg} \phi) + P_n (1 - \operatorname{tg}^2 \phi)$$

$$P_0 = 0,58 \text{ kN}$$



Ho calcolato P_0 come se fosse una forza orizzontale, ma potrei avere anche un tirante (T) con una certa inclinazione (β)

• RICAPITOLANDO

Per il ribaltamento possiamo usare differenti approcci: quanto visto è un metodo che vale per un sistema di blocchi pesanti ma può venire usato anche per blocchi non regolari.

Non possiamo analizzare la combinazione dei 2 movimenti per via analitica: per poter studiare il caso completo di RIBALTAMENTO e SCIVOLORENTO bisogna usare dei metodi Numerici.

• PROCEDURA DI CALCOLO

- 1) Assumiamo un valore di $\phi > \alpha$, con α angolo del gradino, questo perché non devo forzare i blocchi della zona di monte e posso individuare il primo blocco che RIBALTA;
- 2) Determino $M_1 =$ primo blocco che ribalta e calolo $(P_{n-1})_t, (P_{n-1})_s$; mi aspetto che $(P_{n-1})_t > (P_{n-1})_s$
- 3) Se è presente M_2 , primo blocco della regione di scivolamento, troverò che $(P_{n-1})_s > (P_{n-1})_t$.

• IPOTESI ALLA BASE DEL METODO

Nella situazione generale non siamo in grado di risolvere il problema ma, ricorriamo ad una condizione di EQUILIBRIO LIMITE, diventando noti i bracci delle forze.

L'equilibrio limite è al ribaltamento e allo scivolamento e' una condizione di ATRITO all'interfaccia tra i blocchi.

PRESSOFLESSIONE

Considero le singole lastre vengono annimate a delle TENSORE INCASTRATE:

$$\sigma_x = -\frac{N}{A} + \frac{M}{I} \cdot y$$

ricordando che nei terreni la coesione è POSITIVA,

N.B.

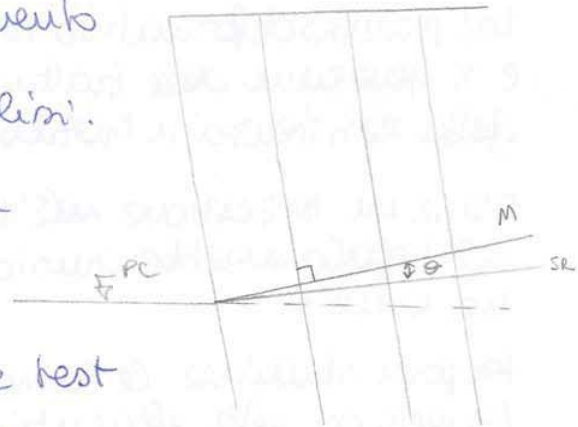
$$\sigma_x \leq \sigma_t$$

Se $\sigma_x > \sigma_t$ si violerebbe il Criterio di Rottura.

Analizziamo lo schema riportato nel metodo: le discontinuità non sono fino al piano campagna MA sono molto più profonde.

In questo caso non ho piani di scivolamento e la superficie di rottura si genera nell'istante in cui vedo a fare l'angolo.

In generale la superficie di rottura ha un'angolo θ rispetto alla normale alle discontinuità.



\vec{M} = NORMALE ALLE DISCONTINUITA'
SR = SUPERFICIE DI ROTTURA

Sulla base di prove sperimentali e test in centrifuga si è determinato

$$\theta = 10 \div 12^\circ$$

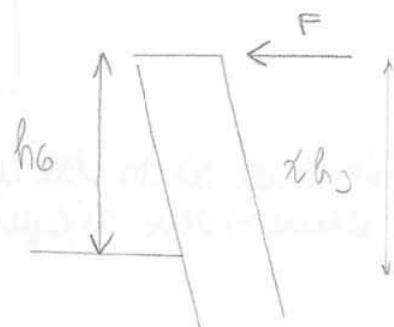
A favore di sicurezza ASSUMIAMO $\theta = 0^\circ$, valore cautelativo, dove la superficie di rottura che si genera è NORMALE al piano di discontinuità.

Nel metodo, oltre a considerare le forze tra le lastre e la spinta della pressione dell'acqua, bisogna considerare anche i BRACCI di queste forze.

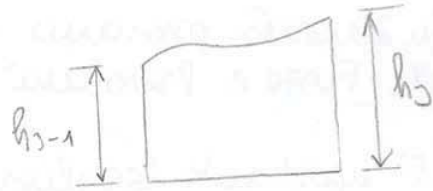
h_g = ALTEZZA DELLA LASTRA

In questo caso:

$$\chi h_g = h_g \rightarrow \chi = 1$$



\bar{h}_3 è il valore medio dell'altezza di monte e di valle della botina, nel caso in cui i blocchi hanno altezze differenti.



$$\bar{h}_3 = \frac{h_3 + h_{3-1}}{2}$$

CONDIZIONE DI EQUILIBRIO LIMITE

$$\tau_3 = P_3 \operatorname{tg} \phi = \mu P_3 \quad \tau_{3-1} = \mu P_{3-1}$$

Sostituiamo queste espressioni nell'equazione alla rotazione

$$P_{3-1} \times h_{3-1} + \tau_{3-1} \frac{b_3}{2} - P_3 \times h_3 + \tau_3 \frac{b_3}{2} - W_3 \cos \alpha \frac{\bar{h}_3}{2} + M = 0$$

$$P_{3-1} \times h_{3-1} + P_{3-1} \mu \frac{b_3}{2} - P_3 \times h_3 + P_3 \mu \frac{b_3}{2} - W_3 \cos \alpha \frac{\bar{h}_3}{2} + M = 0$$

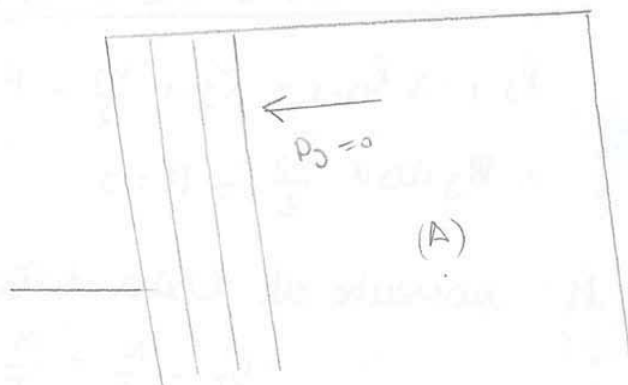
Come abbiamo fatto per il metodo di ribaltamento dei blocchi, anche nel ribaltamento flessionale esplicito (P_{3-1}) a valle del blocco, forza richiesta per mantenere la condizione di equilibrio limite.

$$(P_{3-1}) = \frac{\operatorname{MAX}(P_3, 0) (\times h_3 - \frac{1}{2} \mu b_3) + W \cos \alpha \frac{\bar{h}_3}{2} - M}{(\times h_{3-1} + \frac{1}{2} \mu b_3)}$$

(P_{3-1}) è la reazione richiesta per mantenere la condizione di equilibrio LIMITE.

Come mai ho $\operatorname{MAX}(P_3, 0)$?

In questo caso il blocco (A) è DIFFICILE da noi afflettera.



inseriamo σ_t^* valore di σ_t richiesto per l'angolo P_0

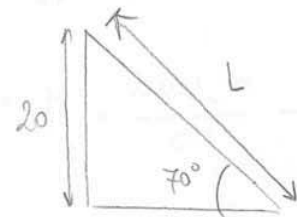
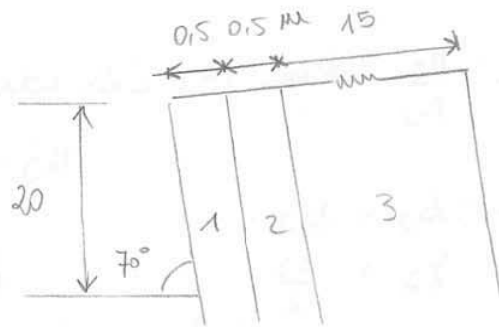
$$\sigma_t^* = -\frac{N}{A} + \frac{M}{I} \cdot y$$

FATTORE DI SICUREZZA

$$F_s = \frac{\sigma_t \text{ misurata in laboratorio}}{\sigma_t \text{ richiesta per l'equilibrio limite}}$$

ESERCIZIO

DATI : $\theta = 0^\circ$; $\phi = 30^\circ$; $\chi = 0,5$
 $\mu = 0,577$; $\gamma = 27 \text{ kN/m}^3$
 $\sigma_t = 10 \text{ MPa}$
 Quanto vale P_0 ?



SVOLGIMENTO

LASTIA 3

$$L = \frac{20}{\sin 70^\circ} = \frac{20}{0,9397} = 21,28 \text{ m}$$

$$b_2 = b_3 = 15 \text{ m}$$

$$W_3 = \gamma \cdot L \cdot b_3 \cdot 1 = 27 \cdot 21,28 \cdot 15 = 8618,4 \text{ kNm}$$

$$M = \frac{b_3^2}{6} \left(\sigma_t + \frac{W_3 \sin \alpha}{b_3} \right) = \frac{15^2}{6} \left(10 \cdot 10^3 + \frac{8618,4 \sin 70^\circ}{15} \right)$$

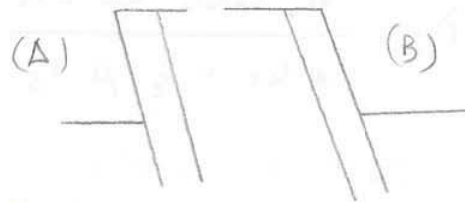
$$M = 395 246,6 \text{ kNm}$$

$$P_2 = \frac{\max(P_3, 0) \left(\chi h_3 - \frac{1}{2} \mu b_3 \right) + W_3 \cos \alpha \frac{h_3}{2} - M}{\chi h_2 + \frac{1}{2} \mu b_3}$$

$$\text{Con } P_3 = 0$$

A seconda di come sono nati i piani di discontinuità, possiamo avere differenti configurazioni:

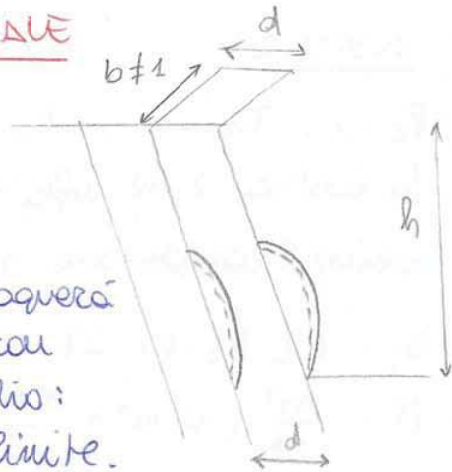
- A : RIBALTAMENTO FLESSIONALE
- B : INSTABILITÀ FLESSIONALE (BUCKLING)



CAVERS (1981) INSTABILITÀ FLESSIONALE

L'asta si inflette per effetto del peso proprio ed è soggetta al fenomeno di 'INSTABILITÀ'.

CAVERS considera un'ASTA SNELLA CARICATA DI PUNTA e nel metodo de Mottoremo bisogna calcolare il carico critico e confrontarlo con la resistenza che può mobilitare il pendio: uniamo le equazioni dell'equilibrio limite.



b = SPESORE DELLA ASTRA, NON CONSIDERO LA PROFONDITÀ UNITORIA

Confrontiamo AZIONI CON RESISTENZE

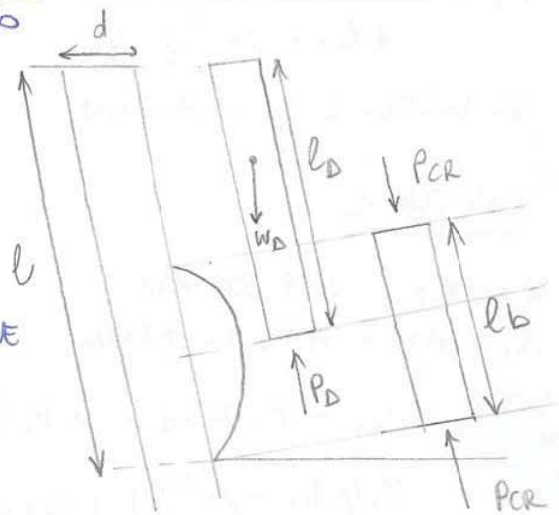
$$\frac{P_{CR}}{b} \longleftrightarrow \frac{P_D}{b}$$

• CARICO CRITICO (P_{CR})

Per determinare P_{CR} facciamo riferimento all'asta snella caricata di punta.

l_b = LUNGHEZZA LIBERA DI INFLESSIONE

$$\frac{P_{CR}}{b} = \frac{k \pi^2 E J}{b l_b^2}$$



k dipende dal vincolo al piede della losna, che nel caso di incastrato ho k = 1

l_D = LUNGHEZZA DELLA ASTRA CHE RESISTE

P_D = RESISTENZA DEL MATERIALE

$$\frac{\pi^2 E b d^3}{12 \cdot 0,75 e^2} = e \cdot b \cdot d \left(\gamma_{neu} d - \gamma \cos \alpha \operatorname{tg} \phi - \frac{c}{d} \right)$$

Raccogliendo ($e \cdot b \cdot d$) dalla parentesi e, ricordando $e_0 = 0,75 e$

$$\frac{\pi^2 E d^2}{3 e^2} = 0,75 e \left(\gamma_{neu} d - \gamma \cos \alpha \operatorname{tg} \phi - \frac{c}{d} \right)$$

$$\frac{\pi^2 E d^2}{2,25 e^3} = \left(\gamma_{neu} d - \gamma \cos \alpha \operatorname{tg} \phi - \frac{c}{d} \right)$$

Ricordo l'espressione in condizioni di equilibrio limite dove ho messo a confronto le AZIONI con le RESISTENZE.

CALCOLO LUNGHEZZA e

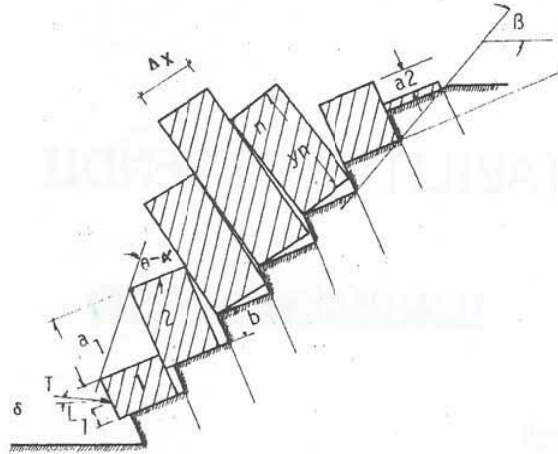
$$\frac{\pi^2 E d^2}{2,25 e^3} = \left(\gamma_{neu} d - \gamma \cos \alpha \operatorname{tg} \phi - \frac{c}{d} \right)$$

$$e^3 = \frac{\pi^2 E d^2}{2,25} \cdot \frac{1}{\left(\gamma_{neu} d - \gamma \cos \alpha \operatorname{tg} \phi - \frac{c}{d} \right)}$$

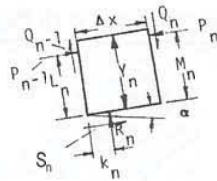
$$e^3 = \frac{\pi^2 E d^2}{2,25 \left(\gamma_{neu} d - \gamma \cos \alpha \operatorname{tg} \phi - \frac{c}{d} \right)}$$



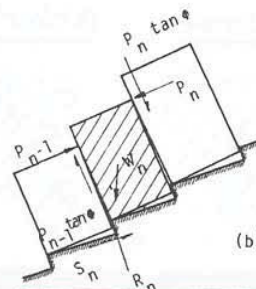
Il ribaltamento di blocchi



Il ribaltamento di blocchi

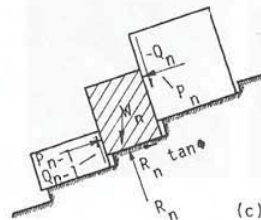


(a)



(b)

$$P_{n-1} = \frac{P_n(M_n - \Delta x \cdot \tan \phi) + (W_{n/2})(Y_n \cdot \sin \alpha - \Delta x \cdot \cos \alpha)}{L_n}$$

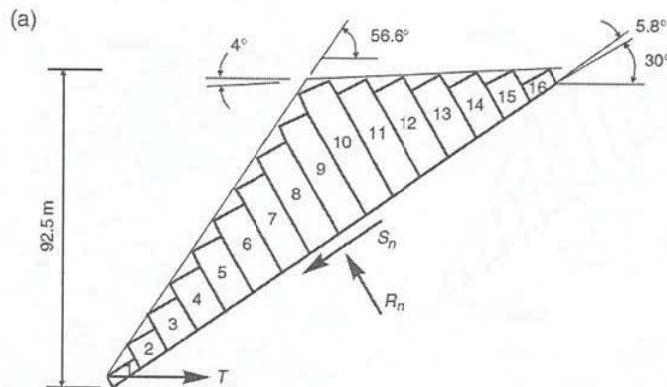


(c)

$$P_{n-1} = P_n - \frac{W_n(\tan \phi \cdot \cos \alpha - \sin \alpha)}{1 - \tan^2 \phi}$$



Il ribaltamento di blocchi



(a)

6



Lo scivolamento traslazionale nei pendii in terra: Il pendio indefinito

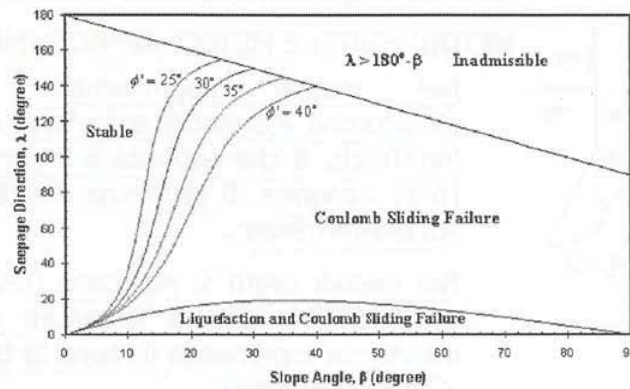
Limiting cases	Seepage direction	Hydraulic gradient
Parallel flow	$\lambda = 90^\circ$	$i = \sin \beta$
Horizontal flow	$\lambda = 90^\circ - \beta$	$i = \tan \beta$
Nearly normal (upward) flow	$\lambda \rightarrow 0$	$i \rightarrow \infty$
Vertical (downward) flow	$\lambda = 180^\circ - \beta$	$i = 1$

Seepage direction	λ	i	β_{crit}	β_{crit} (for $\phi' = 30^\circ$)
Vertical	$180^\circ - \beta$	1	ϕ'	30°
Parallel	90°	$\sin \beta$	$\tan^{-1}(0.5 \tan \phi')$	16.1°
Horizontal	$90^\circ - \beta$	$\tan \beta$	$0.5\phi'$	15°

Ghiassian & Ghareh, 2008



Lo scivolamento traslazionale nei pendii in terra: Il pendio indefinito

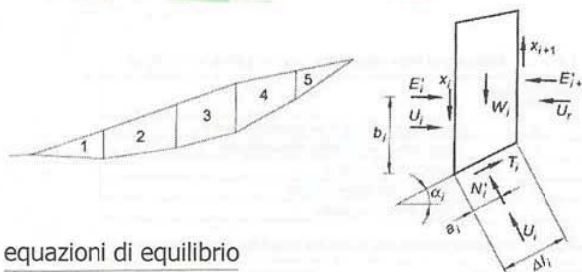


Ghiassian & Ghareh, 2008



Lo scivolamento rotazionale nei pendii in terra e in roccia

I metodi dei conci o delle strisce



$3n$ equazioni di equilibrio

n criterio di resistenza

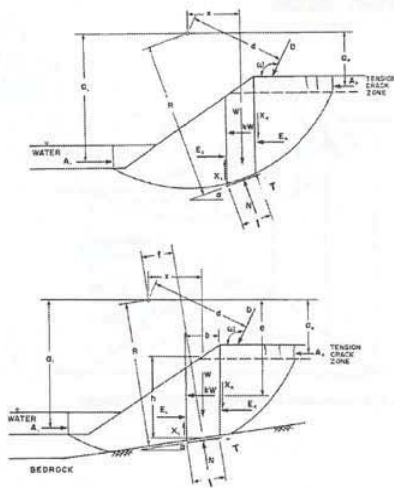
$6n-2$ incognite

$2n-2$ incognite

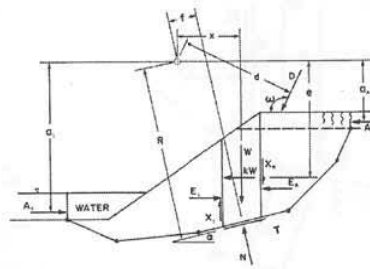
9



Lo scivolamento rotazionale nei pendii in terra e in roccia
I metodi dei conci o delle strisce



Forze agenti su un conchio



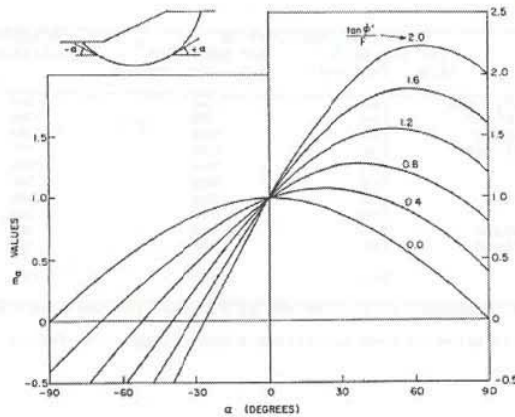
Krahn, 2003



Lo scivolamento rotazionale nei pendii in terra e in roccia
I metodi dei conci o delle strisce

Il termine M_α

grafico utile per i valori di M_α da prendere in considerazione.

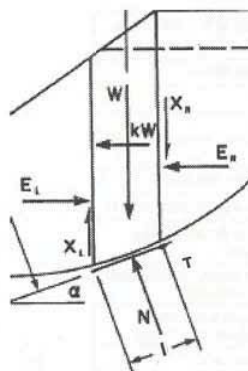


Krahn, 2003

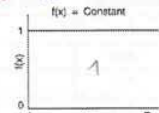


Lo scivolamento rotazionale nei pendii in terra e in roccia
I metodi dei conci o delle strisce

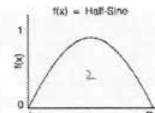
Le forze di interfaccia



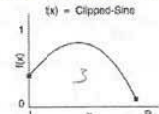
$f(x)$ COSTANTE



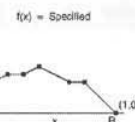
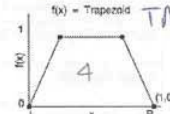
FUNZIONE SINUSOIDALE (+ CORONA)



SINUSOIDALE MODIFICATA



TRAPEZOIDALE



$$\frac{X}{E} = \lambda f(x)$$

Krahn, 2003

15

LO SCIIVO LARENTO NEI TERRENI E NELLE ROCCE

LO SCIIVO LARENTO TRASLAZIONALE NEI TERRENI: IL PENDIO INDEFINITO

Gli scioglimenti traslazionali sono poco profondi ed interessano la copertura detritica dei versanti (profondità $1 \div 1.5$ m); questo terreno sopra il basamento roccioso \div roccia, può essere soggetto a fenomeni di instabilità.

Sono scioglimenti poco profondi che non possono favorire anche per effetto della formazione della falda sospesa.

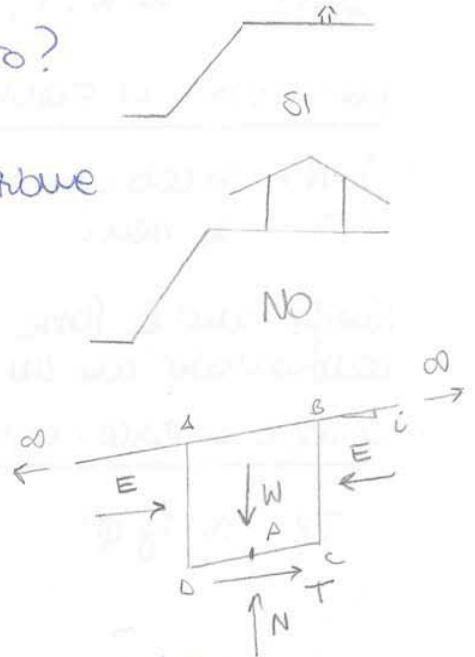
Quali schemi di calcolo possiamo usare?

- METODI NUMERICI
- METODO EQUILIBRIO LIMITE confrontando le forze agenti con le forze resistenti.

Quando posso applicare il PENDIO INDEFINITO?

Pendio infinito = infinitamente esteso.

Questo schema può essere applicato in funzione della scala del problema.



Il nostro schema di calcolo considera il pendio indefinito con superficie di rottura PARALLELA al pendio.

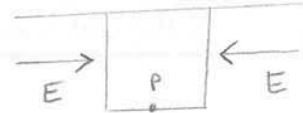
Normalmente la superficie di rottura è l'INTERFACCIA tra terreno e roccia; NOI dobbiamo decidere qual'è la superficie di rottura perché non è nota a priori.

Quali forze acquisiamo?

- FORZA PESO (W)
- FORZE SULLA SUPERFICIE DI ROTTURA (N, T)
- FORZE LATERALI (E) che, in virtù del pendio infinito, devono essere uguali perché lungo BC, AD ho gli stessi stati tensionali: equazione ha lo stesso stato tensionale.

Le risultanti su queste facce (E) SONO UGUALI.

DIMOSTRAZIONE



le forze E hanno la stessa retta d'azione.

Scrivo l'equazione di equilibrio alla rotazione rispetto al centro del carico (P).

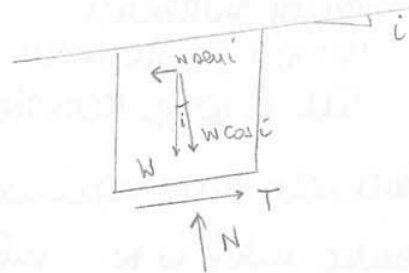
$$E = E$$

Queste forze esistono, sono uguali ed hanno la stessa retta d'azione, si elidono e non le consideriamo.

Nell'analisi abbiamo (W, N, T) e U, spinta dell'acqua che non sempre è presente.

CASO A: PENDIO ASCIUTTO

DATI W, N, T, ϕ'



EQUAZIONI DI EQUILIBRIO

$$\begin{cases} N = W \cos i \\ T = W \sin i \end{cases}$$

$$\frac{T}{N} = \tan i$$

Queste sono le forze richieste all'equilibrio e devono essere confrontate con un criterio di resistenza.

CRITERIO DI ROTR - COULOMB PER PENDIO ASCIUTTO

$$T_f = N \tan \phi'$$

$$\frac{T_f}{N} = \tan \phi'$$

FATTORE DI SICUREZZA - PENDIO ASCIUTTO

$$F_s = \frac{\tan \phi'}{\tan i}$$

la difficoltà di questo metodo è quella di usare un valore realistico di ϕ' ; ϕ' va determinato da prove di laboratorio.

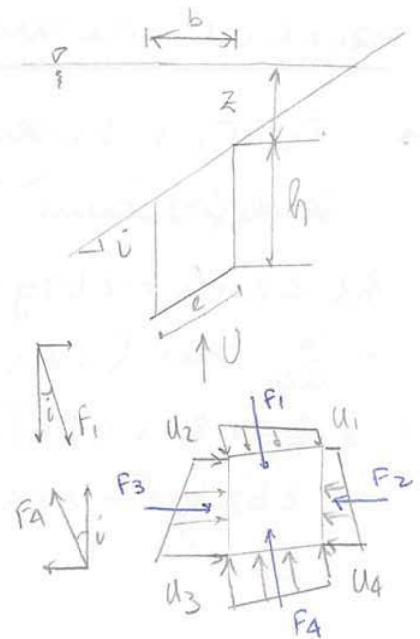
DIMOSTRAZIONE U VERTICALE

Dimostriamo che la risultante delle pressioni U è verticale quando un pendio è sovrasso.

Per sapere entità e direzione di U poniamo un'area:

- POLIGONO DELLE FORZE
- EQUAZIONI DI EQUILIBRIO

$$e = \frac{b}{\cos i}$$



- con l'equazione della risultante VERTICALE ricaviamo il modulo di U:

$$U = \gamma_w b h$$

- con l'equazione della risultante ORIZZONTALE calcolo la direzione di U: avere $\Sigma H = 0$ significa che la U non ha componenti orizzontali.

- calcolo pressioni u_i

$$\left\{ \begin{array}{l} u_1 = \gamma_w z \\ u_2 = \gamma_w (z + b \operatorname{tg} i) \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} u_3 = \gamma_w (z + h) \\ u_4 = \gamma_w (z + h + b \operatorname{tg} i) \end{array} \right.$$

- calcolo RISULTANTI F_i

Dare $e = \frac{b}{\cos i}$

$$F_1 = \frac{u_1 + u_2}{2} e = \frac{b}{\cos i} \frac{\gamma_w}{2} (z + z + b \operatorname{tg} i) = \frac{\gamma_w}{2} \frac{b}{\cos i} (2z + b \operatorname{tg} i)$$

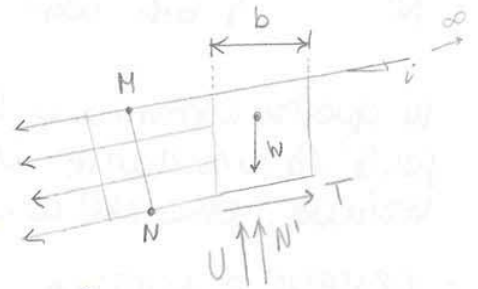
$$F_2 = \frac{u_3 + u_4}{2} h = \frac{\gamma_w}{2} h (z + z + h) = \frac{\gamma_w}{2} h (2z + h)$$

$$F_3 = \frac{u_2 + u_3}{2} h = \frac{\gamma_w}{2} h (z + b \operatorname{tg} i + z + h) = \frac{\gamma_w}{2} h (2z + h + b \operatorname{tg} i)$$

$$F_4 = \frac{u_3 + u_4}{2} e = \frac{\gamma_w}{2} \frac{b}{\cos i} (z + h + z + h + b \operatorname{tg} i) = \frac{\gamma_w}{2} \frac{b}{\cos i} (2z + 2h + b \operatorname{tg} i)$$

CASO C : PENDIO INDEFINITO CON MOTO DI FILTRAZIONE PARALLELO AL PENDIO

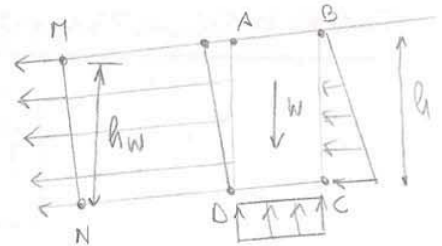
DATI W, T, U, N', ϕ



Considero il reticolo di flusso dove le linee di flusso sono parallele al pendio e le equipotenziali sono ortogonali alle linee di flusso.

Devo considerare la pressione dell'acqua alla base dell'elemento:
 U in questo caso è normale alla base dell'elemento;
 U è parallela a N' .

Per calcolare U serve determinare $u_c = u_D$.



• TEOREMA DI BERNOULLI

Considero che N si trovi nel punto D .

$$\frac{u_M}{\gamma_w} + z_M = \frac{u_N}{\gamma_w} + z_N$$

$u_M = 0$ perché siamo nel pelo libero

$$u_N = \gamma_w (z_M - z_N) = \gamma_w h_w$$

Calcoliamo U esprimendola in funzione di (b, h)

$$\overline{MN} = h \cos i \rightarrow h_w = \overline{MN} \cos i = h \cos^2 i$$

$$u_N = \gamma_w h_w = \gamma_w h \cos^2 i$$

$$U = u_M \frac{b}{\cos i} = \gamma_w h \cos^2 i \frac{b}{\cos i} = \gamma_w b h \cos i$$

$$U = \gamma_w b h \cos i$$

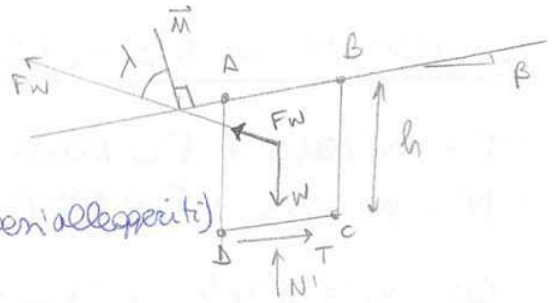
• EQUAZIONI DI EQUILIBRIO

$$T = W \sin i$$

$$N' + U = W \cos i \rightarrow N' = W \cos i - U = \gamma b h \cos i - \gamma_w b h \cos i$$

$$N' = \gamma' b h \cos i$$

5) $F_w = \text{FORZA DI FILTRAZIONE}$



Bisogna considerare:

- COMPONENTE IDROSTATICA DELL'ACQUA (uno i peni allepenti)
- COMPONENTE DINAMICA DELL'ACQUA

F_w è la forza di filtrazione, che ha direzione a pisciare

$$F_w = \gamma_w b h i$$

i = GRADIENTE IDRAULICO, si riferisce alla direzione del flusso

λ = ANGOLO tra la forza di filtrazione e la normale al profilo del pendio.

si dimostra che (vedi slide 6)

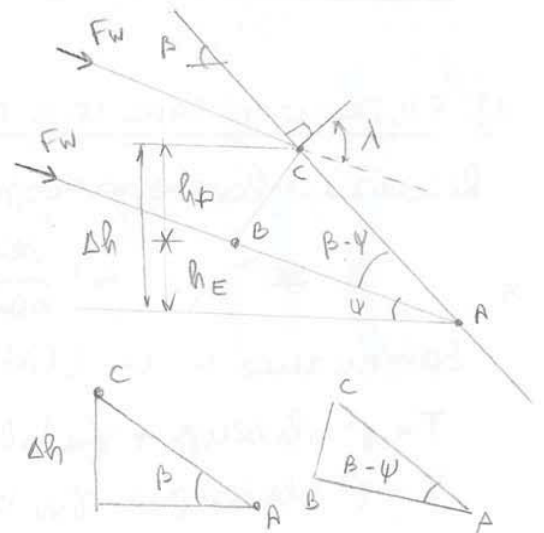
$$i = \frac{\text{sen } \beta}{\text{sen } \lambda}$$

DIMOSTRAZIONE

$$\left. \begin{aligned} h_A &= 0 \\ h_B &= h_C = h_{EUV} + h_{ress} \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} \Delta h &= \overline{AC} \text{sen } \beta \\ \overline{AB} &= \overline{AC} \cos(\beta - \psi) \end{aligned} \right\}$$

dove $\psi = \beta + \lambda - 90^\circ$



Gradiente idraulico:

$$i = \frac{h_B - h_A}{\overline{AB}} = \frac{h_B}{\overline{AB}} = \frac{\Delta h}{\overline{AB}} = \frac{\overline{AC} \text{sen } \beta}{\overline{AC} \cos(\beta - \psi)} = \frac{\text{sen } \beta}{\cos(\beta - \beta - \lambda + 90)}$$

dove $\cos(90 - \lambda) = \text{sen } \lambda$

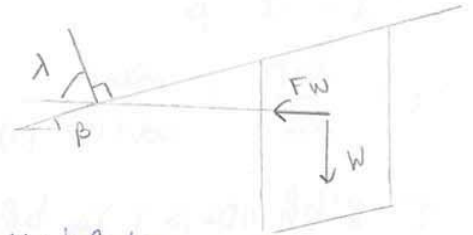
$$i = \frac{\text{sen } \beta}{\text{sen } \lambda}$$

EQUAZIONI DI EQUILIBRIO

2) PENDIO INDEFINITO CON TIPO FILTRAZIONE ORIZZONTALE

$$\lambda = 90 - \beta$$

$$i = \frac{\sin \beta}{\sin \lambda} = \frac{\sin \beta}{\sin(90 - \beta)} = \frac{\sin \beta}{\cos \beta} = \operatorname{tg} \beta$$



$$T = \sigma' b h \sin \beta + \gamma_w b h i \sin \lambda = \sigma' b h \sin \beta + \gamma_w b h \operatorname{tg} \beta \cos \beta$$

$$N' = \sigma' b h \cos \beta - \gamma_w b h i \cos \lambda = \sigma' b h \cos \beta - \gamma_w b h \operatorname{tg} \beta \sin \beta$$

$$\frac{T}{N'} = \frac{b h [\sigma' \sin \beta + \gamma_w \operatorname{tg} \beta \cos \beta]}{b h [\sigma' \cos \beta - \gamma_w \operatorname{tg} \beta \sin \beta]} = \frac{\sigma' \sin \beta + \gamma_w \operatorname{tg} \beta \cos \beta}{\sigma' \cos \beta - \gamma_w \operatorname{tg} \beta \sin \beta}$$

$$\frac{T}{N'} = \frac{\gamma \sin \beta}{\sigma' \cos \beta - \gamma_w \operatorname{tg} \beta \sin \beta}$$

• FATTORE DI SICUREZZA

$$F_s = \frac{\operatorname{tg} \phi'}{\gamma \sin \beta} (\sigma' \cos \beta - \gamma_w \operatorname{tg} \beta \sin \beta)$$

$$F_s = \frac{\operatorname{tg} \phi'}{\gamma \sin \beta} \left(\cos \beta \sigma' - \gamma_w \frac{\sin \beta}{\cos \beta} \sin \beta \right) \quad \text{con } \sin^2 \beta = 1 - \cos^2 \beta$$

$$F_s = \frac{\operatorname{tg} \phi'}{\gamma \sin \beta} \frac{\sigma' \cos^2 \beta - \gamma_w \sin^2 \beta}{\cos \beta} = \frac{\operatorname{tg} \phi' (\sigma' \cos^2 \beta - \gamma_w (1 - \cos^2 \beta))}{\gamma \sin \beta \cos \beta}$$

Moltiplico e divido per $\cos \beta$

$$F_s = \frac{\operatorname{tg} \phi'}{\operatorname{tg} \beta} \cdot \frac{\sigma' \cos^2 \beta - \gamma_w + \gamma_w \cos^2 \beta}{\gamma \cos^2 \beta} = \quad \text{con } \gamma = \gamma' + \gamma_w$$

$$F_s = \frac{\operatorname{tg} \phi'}{\operatorname{tg} \beta} \cdot \frac{\gamma \cos^2 \beta - \gamma_w}{\gamma \cos^2 \beta}$$

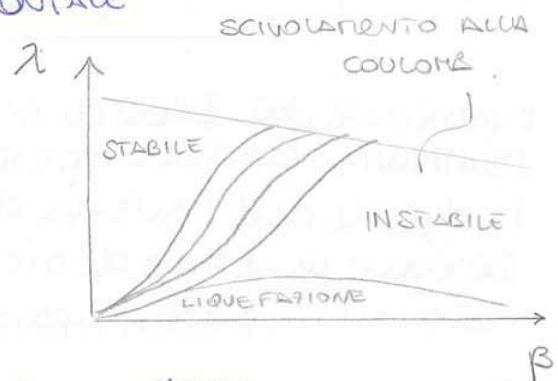
7) TABELLA RIASSUNTIVA

- Se $F_s = 1$ ottenep l'INCLINAZIONE CRITICA del pendio: $\beta_{cr} = \phi'$
quindi se $\phi' = 30^\circ$ $\beta_{cr} = 30^\circ$.
- Se la direzione di flusso è parallela al pendio, $i = \text{seup}$,
 $F_s = 1$ e $\beta_{cr} = \text{tg}^{-1}(0,5 \text{tg} \phi')$
- Se la filtrazione è orizzontale (flusso) $\lambda = 30 - \beta$, $i = \text{tg} \beta$
 $F_s = 1$ e $\beta_{cr} = 0,5 \phi'$, valore leggermente inferiore
di quello che si ha di β quando il flusso è parallelo al pendio.

Valore di F_s MINIMO rispetto alle 3 condizioni viste e:
 $\beta_{cr, MIN}$ per la FILTRAZIONE ORIZZONTALE

Diagramma che rappresenta il modo di filtrazione in funzione della direzione di filtrazione.

$$\lambda = \lambda(\beta)$$



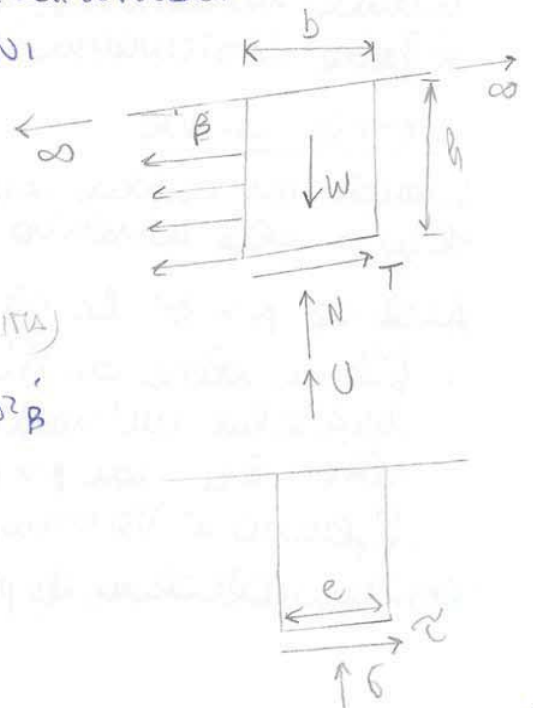
Sulla base di queste analisi NON possiamo usare
valori di $\lambda > (180 - \beta)$.

• MATERIALE CON RESISTENZA ATRITIVA E COESIVA

Calcolare il fattore di sicurezza per un pendio indefinito
con modo di filtrazione parallelo al pendio quando
il materiale ha resistenza coesiva e attrittiva.

c, ϕ' (LAVORO CON LE TENSIONI)

$$e = \frac{b}{\cos \beta}$$



• TENSIONE NORMALE SUL PIANO DI ROTTURA

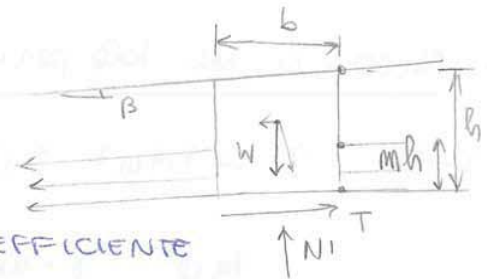
$$u = \gamma_w h_w \cos \beta = \gamma_w h \cos^2 \beta \quad (\text{VEDI PRIMA})$$

$$\sigma = \frac{N}{e} = \frac{\gamma b h \cos \beta}{b} \cos \beta = \gamma h \cos^2 \beta$$

$$\sigma' = \sigma - u = \gamma' h \cos^2 \beta$$

ESEMPIO 1

l'acqua è presente solo fino ad una certa quota: e l'altezza è funzione dell'altezza dell'elemento con $m = \text{COEFFICIENTE}$



Calcolare F_s con Bernoulli e calcolare quel valore di m tale da produrre $F_s = 1$.

$h_w = \text{CARICO PIETROMETRICO}$ ($h_w \neq mh$)

• Applico Bernoulli:

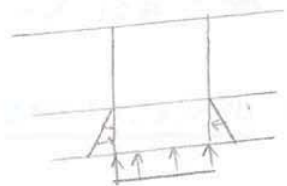
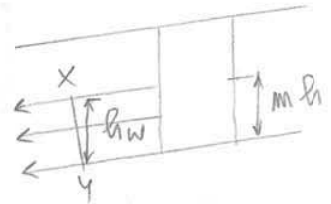
$$\frac{u_x}{\gamma_w} + z_x = \frac{u_y}{\gamma_w} + z_y$$

se $u_x = 0$ perché è sul pelo libero d'acqua

$$\bar{x}_y = mh \cos \beta$$

$$h_w = \bar{x}_y \cos \beta = mh \cos^2 \beta$$

$$u_y = \gamma_w (z_x - z_y) = \gamma_w h_w = \gamma_w mh \cos^2 \beta$$



• Calcolo U

le risultanti delle pressioni idrauliche esistono ma sono uguali e contrarie.

$$U = u_y \cdot l = u_y \frac{b}{\cos \beta} = \frac{\gamma_w mh b \cos^2 \beta}{\cos \beta} = \gamma_w mh b \cos \beta$$

• Calcolo (T/N')

$$T = \gamma b h \sin \beta$$

$$N' = \gamma b h \cos \beta - U = \gamma b h \cos \beta - \gamma_w mh b \cos \beta$$

$$\frac{T}{N'} = \frac{\gamma b h \sin \beta}{\gamma b h \cos \beta - \gamma_w mh b \cos \beta} = \text{tg } \beta \frac{\gamma}{\gamma - m \gamma_w}$$

• FATTORE DI SICUREZZA

Il criterio di rottura: $\frac{T_f}{N'} = \text{tg } \phi'$

$$F_s = \frac{R}{E} = \frac{\text{tg } \phi'}{\text{tg } \beta} \cdot \frac{\gamma - m \gamma_w}{\gamma}$$

Notiamo che $m \gamma_w$ significa che non tutto il terreno è saturo

$$h_{ws} = \bar{xy} \cos \beta = (h - z_w) \cos^2 \beta$$

$$U_y = (z_x - z_y) \gamma_w = h_{ws} \gamma_w = \gamma_w (h - z_w) \cos^2 \beta$$

$$U = \gamma_w b (h - z_w) \cos \beta$$

$$T = \gamma b h \sin \beta$$

$$N' = N - U = \gamma b h \cos \beta - \gamma_w b \cos \beta (h - z_w) \\ = \gamma b h \cos \beta \left[1 - \frac{\gamma_w}{\gamma} \left(1 - \frac{z_w}{h} \right) \right]$$

$$\frac{T}{N'} = \frac{\gamma b h \sin \beta}{\gamma b h \cos \beta \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma} \left(1 - \frac{z_w}{h} \right) \right)} = \frac{\tan \beta}{\left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma} \left(1 - \frac{z_w}{h} \right) \right)}$$

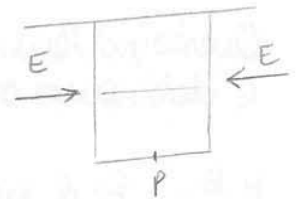
$$F_s = \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma} \left(1 - \frac{z_w}{h} \right) \right)$$

$$F_s = \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma} + \frac{\gamma_w}{\gamma} \frac{z_w}{h} \right)$$

RIASSUNTO

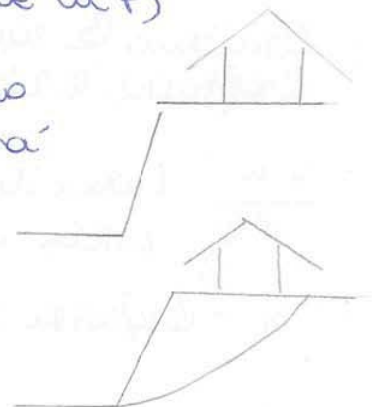
Per i pendii in argilla con (c', ϕ') posso calcolare una PROFONDITÀ CRITICA, che è la profondità tale per cui, per quel particolare valore di c' , otteniamo $F_s = 1$.

L'ipotesi alla base dei nostri calcoli era quella di PENDIO INDEFINITO dove ogni sezione verticale, ad una determinata profondità, ha lo stesso stato tensionale.



Le forze E hanno lo stesso valore e la stessa retta d'azione (determinata dall'equazione alla rotazione in P)

In questo caso non posso usare l'ipotesi di pendio indefinito ma per fare l'analisi di stabilità devo applicare i **METODI EQUILIBRIO LIMITE GLOBALE**.

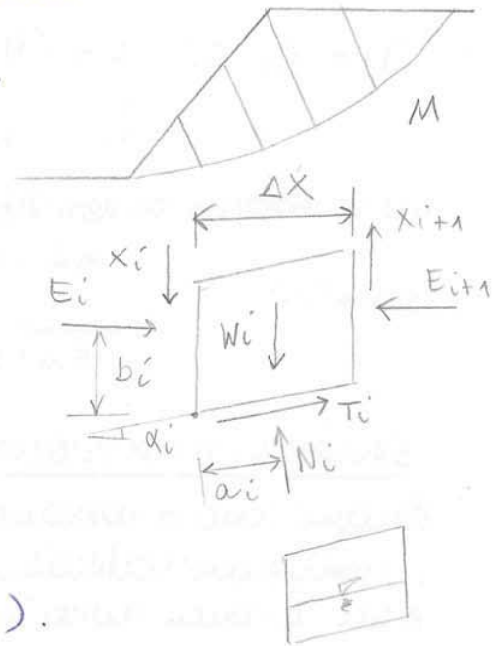


Consideriamo lo scivolamento di un pendio e lo suddividiamo in M -conci: ISOLIAMO il generico concio.

Quando considero il generico concio, anche se la superficie di scorrimento è curva, noi lo consideriamo come lineare: LINEARIZZO IL CONCIO.

FORTE INGICCO:

- 1) W_i : PESO CONCIO i -ESIMO
- 2) FORTE UTERALI (E) e DI TAGLIO (X) che il concio scambia con gli altri conci
- 3) REAZIONI ALLA BASE (N_i, T_i)
- 4) PRESSIONE DELL'ACQUA



DOVE (a_i, b_i) sono i bracci di (N_i, E_i) .

• INCOGNITE DEL PROBLEMA

M	N_i	Ho M forze normali alla superficie di rottura
M	a_i	Ho M punti d'applicazione delle forze N_i
M	T_i	Ho M forze di taglio nella superficie di rottura
$M-1$	E_i	Ho $M-1$ forze normali d'interfaccia tra i conci
$M-1$	b_i	Ho $M-1$ bracci delle forze E_i
$M-1$	x_i	Ho $M-1$ forze di taglio all'interfaccia tra i conci
1	F_s	Ho fattore di sicurezza

6M-2 INCOGNITE

Cerchiamo adesso di ridurre il numero delle INCOGNITE.

$$F_s = \frac{\text{RESISTENZE}}{\text{AZIONI}}$$

bisogna introdurre un CRITERIO DI ROTTURA.

11) METODI APPROSSIMATI

la condizione nelle forze laterali di anzitutto ad imporre è che la RISULTANTE delle forze laterali è ORIZZONTALE.
 Imponevole che la risultante delle forze d'interfaccia tra i blocchi è orizzontale, eliminando $n-1$ incognite.

BILANCIO	$n-2$	INCOGNITE
	$n-1$	FORZE LATERALI
	<hr/>	
	-1	INCOGNITA

Il problema risulta essere SOVRADETERMINATO.

Per ogni tipo di ipotesi di io forza (nei bracci o incl. motione) delle forze d'interfaccia (E_i) ho che vengono tolte $n-1$ incognite ed il problema risulta essere sovradeterminato.

Cosa possiamo fare?

I metodi approssimati sono quei metodi che usano solo 2 equazioni d'equilibrio (invece che 3) per la risoluzione del problema.

Questi metodi usano sempre l'EQUAZIONE ACQUISIZIONE VERTICALE e prendiamo in esame o l'equazione alla traslazione orizzontale o l'equazione alla rotazione.

TRASLAZIONE VERTICALE + TRASLAZIONE ORIZZONTALE
 EQUILIBRIO DEI MOMENTI

I metodi approssimati fanno delle ipotesi nelle azioni d'interfaccia dicendo che la risultante delle forze d'interfaccia è orizzontale.

Facciamo delle ipotesi su $\frac{X}{E}$ e poi usiamo solo 2 delle 3 equazioni d'equilibrio.

13)

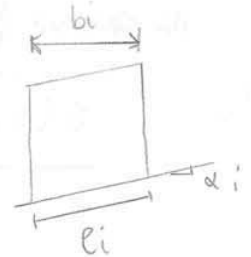
CONDIZIONE DI EQUILIBRIO LIMITE

la condizione di equilibrio limite è quella che fa riferimento al fattore di sicurezza, dove il fattore di sicurezza (F_s) è quel coefficiente per cui dividiamo la resistenza al taglio.

$$T_i = \frac{c_i e_i + (N_i - u_i e_i) \operatorname{tg} \phi_i'}{F_s}$$

u_i = pressione acqua

$$e_i = \frac{b_i}{\cos \alpha_i}$$

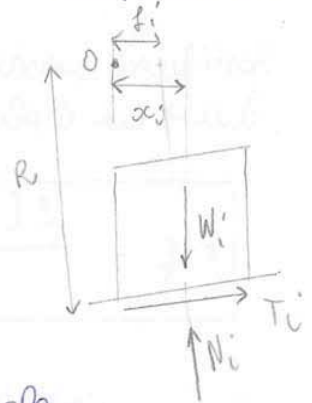


Anche se abbiamo molti concia, il fattore di sicurezza è UNICO perché F_s è un FATTORE DI SICUREZZA GLOBALE del pendio.

A) EQUILIBRIO DEI MOMENTI

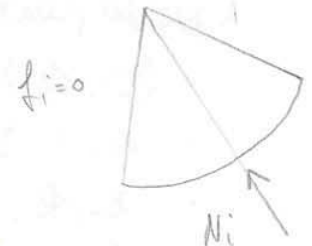
$$\sum W_i x_i - \sum T_i R - \sum N_i f_i = 0$$

x_i = braccio di W_i
 f_i = braccio di N_i



Equazione generale dell'equilibrio dei momenti che, nel caso particolare di superficie ad arco di cerchio, si riduce ai primi 2 termini perché ha $f_i = 0$

$$T_i = \frac{\sum W_i x_i - \sum N_i f_i}{R}$$



Sostituendo questa espressione nella condizione di equilibrio limite ed esplicito il fattore di sicurezza.

$$F_{SM} = \frac{\sum [c_i e_i R + (N_i - u_i e_i) R \operatorname{tg} \phi_i']}{\sum W_i x_i - \sum N_i f_i}$$

F_{SM}

FATTORE DI SICUREZZA DEI MOMENTI, usato in molti metodi.

C) EQUILIBRIO DELLE FORZE VERTICALI

↑: $(X_{sx} - X_{dx})_i - W_i + N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i = 0$

$$N_i = \frac{W_i - (X_{sx} - X_{dx})_i - T_i \sin \alpha_i}{\cos \alpha_i}$$

Da cosa dipende N_i ? $N_i = N_i (X_{sx} - X_{dx})$.

I metodi APPROSSIMATI che considerano le forze di taglio (X_i) NOUVE, calcolano un valore di N_i che NON È ESATTO ed influenza il fattore di sicurezza.

Se NON consideriamo le X_i calcoliamo un valore di N_i approssimato. Richiamiamo la condizione di equilibrio limite

$$T_i = \frac{c_i l_i + (N_i - u_i l_i) \operatorname{tg} \phi_i'}{F_s}$$

e sostituendola nell'espressione di N_i

$$N_i \cos \alpha_i = W_i - (X_{sx} - X_{dx}) - T_i \sin \alpha_i$$

$$N_i \cos \alpha_i = W_i + (X_{dx} - X_{sx}) - \frac{c_i l_i + (N_i - u_i l_i) \operatorname{tg} \phi_i'}{F_s} \cdot \sin \alpha_i$$

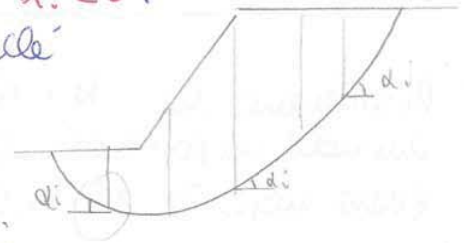
$$N_i \cos \alpha_i = W_i + (X_{dx} - X_{sx}) - \frac{c_i l_i \sin \alpha_i - u_i l_i \sin \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i'}{F_s} + N_i \frac{\sin \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i'}{F_s}$$

$$N_i \left(\cos \alpha_i + \frac{\sin \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i'}{F_s} \right) = W_i + (X_{dx} - X_{sx}) - \frac{c_i l_i \sin \alpha_i - u_i l_i \sin \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i'}{F_s}$$

$$N_i = \frac{W_i + (X_{dx} - X_{sx})_i - \frac{c_i l_i \sin \alpha_i - u_i l_i \sin \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i'}{F_s}}{\cos \alpha_i + \frac{\sin \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i'}{F_s}}$$

Puo' anche succedere di avere valori di $\alpha_i < 0$:
 di puo' essere NEGATIVO ma non troppo perché
 altrimenti M_{di} DIVENTA NEGATIVO

$$\alpha_i < 0 \rightarrow M_{di} < 0$$



Bisogna controllare i parametri che ci permettono di determinare F_s : controllo (M_{di}, N_{di}) per ogni collo e poi decido qual'è la superficie di scorrimento a cui corrisponde F_s , MINIMO.

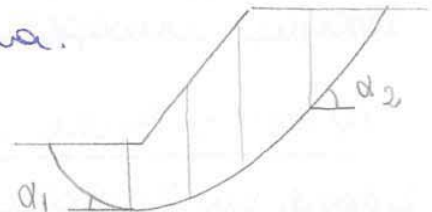
Il software ha una delle tecniche di generazione automatica delle superfici di scorrimento e bisogna stare attenti che dia compreso tra 2 LIMITI:

- α_{lim} per il piede del pendio
- α_{lim} per la sommità, corona di frana.

Ma che stato limite è la cresta del pendio?

STATO LIMITE ATTIVO

E il piede? STATO LIMITE PASSIVO.



Una volta che si è generata la superficie di scorrimento deve verificarsi che gli α_i siano compatibili con gli angoli di α_i hanno quando abbiamo la rottura per stato limite attivo e stato limite passivo.

• ANGOLI LIMITE

ZONA ATTIVA

$$\alpha_2 < 45^\circ + \frac{\phi'}{2}$$

ZONA PASSIVA

$$\alpha_1 < 45^\circ + \frac{\phi'}{2}$$

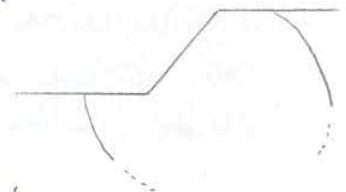
ma $\alpha_1 < 0$

$$-\alpha_1 > \frac{\phi'}{2} - 45^\circ$$

Bisogna controllare di essere in questi limiti.

Non generare superfici strane perché poi non si puo' controllare se tali superfici sono compatibili.

Non creare superfici di scorrimento in profondità elevate perché non sono reali.



Vediamo in generale il significato di λ e $f(x)$.

$f(x)$ è una funzione che ci permette di dire qual'è l'urna la risultante delle forze laterali.

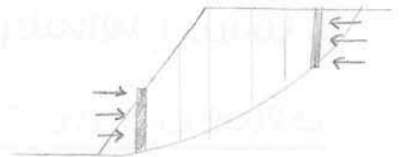
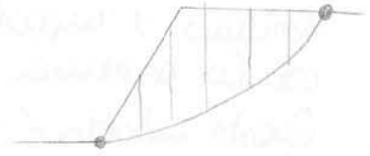
Nei software di calcolo esistono diversi tipi di funzione da poter scegliere quando si calcolano le forze sul pendio.

N.B. le forze d'interfaccia sono nulle nel caso di cresta e al piede.

La $f(x)$ può anche essere definita per punti.

Non bisogna usare forme strane di $f(x)$ perché poi non si riesce a capire quello che accade.

Non bisogna dare la $f(x)$ per punti se non sappiamo nulla delle forze che si scambiano i conci: è meglio usare la $f(x)$ preimpostate nel programma.



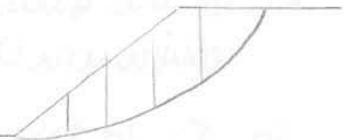
16) Scelto $f(x)$ vedo ad applicazione λ e riduco il valore di $f(x)$.

Nei metodi approssimati non abbiamo questo problema perché usiamo F_{sm} o F_{sf} .

Vediamo alcuni metodi dell'equilibrio limite.

19) METODO DI FELLENIUS (METODO ORDINARIO DEI CONCI)

Considero un pendio con superficie di scorrimento CIRCOSCRITTO; suddivido il pendio in conci e dico che la RISULTANTE delle azioni d'interfaccia è NULLA.



$$E_i = 0 \quad X_i = 0$$

Siccome ho più incognite che equazioni ho dovuto fare delle ipotesi sulle forze laterali dei conci (o sulle E o X) ed avvenne che il problema era SOVRADETERMINATO:

$$\left. \begin{array}{l} M-2 \text{ INCOGNITE} \\ M-1 \text{ EQUAZIONE} \end{array} \right\} -1 \text{ PROBLEMA SOVRADETERMINATO}$$

$$\text{Qua } l_i = \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \quad \text{e } R_u = \frac{u_i b_i}{w_i}$$

$$F_s = \frac{\sum [w_i (\cos \alpha_i - \frac{u_i b_i}{w_i \cos \alpha_i}) \text{tg } \phi_i' + c_i' l_i]}{\sum w_i \text{sen } \alpha_i}$$

$$F_s = \frac{\sum [w_i (\cos \alpha_i - \frac{R_u}{\cos \alpha_i}) \text{tg } \phi_i' + c_i' l_i]}{\sum w_i \text{sen } \alpha_i}$$

Alcuni Software vogliono R_u , altri lo plotano per punti.
 Metodo di Fellenius usa la sola equazione della ROTAZIONE.

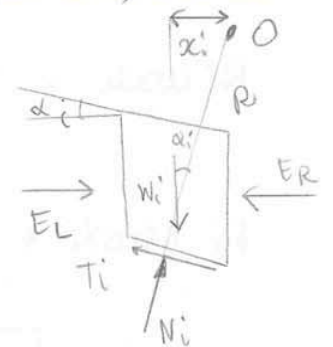
IL METODO DI BISHOP

Metodo approssimato che però differisce di poco ($5 \div 6\%$) dalla soluzione numerica (FEM).

BISHOP CONSIDERA:

- SUPERFICIE DI SCORRIMENTO CIRCOLARE
- RISULTANTE delle AZIONI d'interfaccia ORIZZONTALE

$$x_i = 0$$



1) CONDIZIONE DI EQUILIBRIO LITITE

$$l_i = \frac{b_i}{\cos \alpha_i}$$

$$T_i = \frac{c_i' l_i + (N_i - u_i l_i) \text{tg } \phi_i'}{F_s}$$

2) EQUAZIONE ALLA ROTAZIONE IN O

$$0 \uparrow \sum w_i x_i = \sum R T_i$$

w_i ha braccio x_i rispetto ad O dove $x_i = R \text{sen } \alpha_i$

$$R \sum w_i \text{sen } \alpha_i = R \sum T_i$$

$$T \cdot F_s = \sum w_i \frac{\operatorname{tg} \phi_i'}{\pi \alpha_i} + (c_i e_i - u_i e_i \operatorname{tg} \phi_i') \left(1 - \frac{\operatorname{tg} \phi_i' \operatorname{sen} \alpha_i}{F_s \pi \alpha_i} \right)$$

$$T \cdot F_s = \frac{1}{\pi \alpha_i} \left[\sum w_i \operatorname{tg} \phi_i' + (c_i e_i - u_i e_i \operatorname{tg} \phi_i') \left(\pi \alpha_i - \frac{\operatorname{tg} \phi_i' \operatorname{sen} \alpha_i}{F_s} \right) \right]$$

quadruplico l'ultima parentesi:

$$\pi \alpha_i - \frac{\operatorname{tg} \phi_i' \operatorname{sen} \alpha_i}{F_s} = \cos \alpha_i + \frac{\operatorname{tg} \phi_i' \operatorname{sen} \alpha_i}{F_s} - \frac{\operatorname{tg} \phi_i' \operatorname{sen} \alpha_i}{F_s}$$

ricordando che $e_i = \frac{b_i}{\cos \alpha_i}$

$$T \cdot F_s = \frac{1}{\pi \alpha_i} \left[\sum w_i \operatorname{tg} \phi_i' + \frac{(c_i b_i - u_i b_i \operatorname{tg} \phi_i')}{\cos \alpha_i} \cos \alpha_i \right]$$

e con $T = \sum w_i \operatorname{sen} \alpha_i$

$$F_s = \frac{\sum \left\{ [c_i b_i + (w_i - u_i b_i) \operatorname{tg} \phi_i'] \right\} \frac{1}{\pi \alpha_i}}{\sum w_i \operatorname{sen} \alpha_i}$$

Questo è il FATTORE DI SICUREZZA DI BISHOP.

Esprimiamo F_s in funzione di R_u , raccogliendo w_i :

$$F_s = \frac{\sum \left\{ [c_i b_i + w_i (1 - R_u) \operatorname{tg} \phi_i'] \right\} \frac{1}{\pi \alpha_i}}{\sum w_i \operatorname{sen} \alpha_i}$$

Questo fattore di sicurezza è tra i più affidabili ma
vale solo per lo scivolamento rotazionale con SUPERFICI
ARCOLARI.

PROBLEMA IN CONDIZIONI NON DRENATE

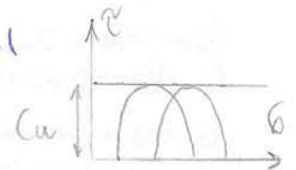
In generale, se il problema è in condizioni non drenate o non conosciamo il valore delle premioni u (quando non siamo in grado di calcolare la variazione interstiziale Δu), facciamo l'analisi in termini di **TENSIONI TOTALI**.

• CONDIZIONI DRENATE : TENSIONI EFFICACI

$$c', \phi' \rightarrow u$$

• CONDIZIONI NON DRENATE : TENSIONI TOTALI

$$c_u, \phi_u = 0 \rightarrow ?$$



• FATTORE DI SICUREZZA

Sostituisco i valori di $c_u, \phi_u = 0$ nel F_s .

$$\alpha_{ai} = \cos \alpha_i \left(1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \phi_u}{F_s} \right) = \cos \alpha_i$$

$$F_s = \frac{\sum [c_u b_i \frac{1}{\alpha_{ai}}]}{\sum W_i \tan \alpha_i} = \frac{\sum (c_u \frac{b_i}{\cos \alpha_i})}{\sum W_i \tan \alpha_i} = \frac{\sum c_u l_i}{\sum W_i \tan \alpha_i}$$

$$F_s = \frac{\sum (c_u l_i)}{\sum W_i \tan \alpha_i}$$

Quando facciamo l'analisi in tensioni totali non c'è più bisogno di iterare il procedimento di F_s perché α_{ai} non dipende da F_s .



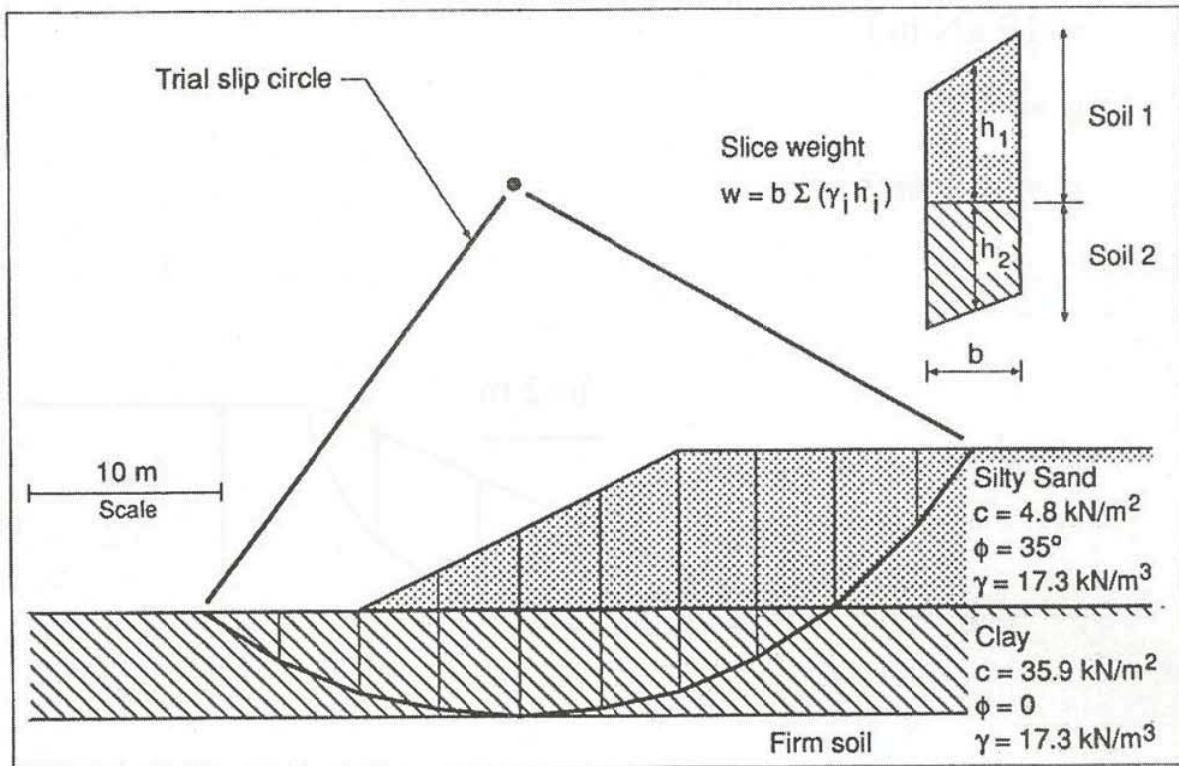
STABILITA' DEI PENDII

ESERCITAZIONE

Scivolamento rotazionale:

metodo dei conci

Chiara Deangeli
a.a. 2014-2015



Bishop

Esercizio Sutton

n	W	α	$\text{sen}\alpha$	$\text{cos}\alpha$	$\text{tan}\alpha$	$\text{tan}\phi$	c	b	Ru
1	19,4	-8	-0,139	0,990	-0,14	0,27	20	2	0,4
2	78,3	15	0,259	0,966	0,27	0,27	20	2	0,4
3	107	25	0,423	0,906	0,47	0,27	20	2	0,4
4	106	40	0,643	0,766	0,84	0,27	20	2	0,4
5	80,2	58	0,848	0,530	1,6	0,27	20	2	0,4

• CALCOLO IL NUMERATORE ($u=0$)

$$\sum \left\{ [C_i \cdot b_i + (w_i - u_i b_i) \lg \Phi_i] \cdot \frac{1}{\pi u_i} \right\}$$

$$= \left\{ [35,9 \cdot 4,5 + 112 \cdot 0] \cdot \frac{1}{0,848} \right\}_{(1)} = \frac{35,9 \cdot 4,5}{(0,848 + 0,927 + 0,974 + 0,998)}$$

$$+ \left\{ \frac{4,8 \cdot 4,9 + 587 \cdot 0,7}{1,113} \right\}_{(9)} +$$

$$+ \left\{ \frac{4,8 \cdot 3,2 + 128 \cdot 0,7}{1,033} \right\}_{(10)} = 1876,97$$

• CALCOLO DENOMINATORE

$$\sum W_i \cdot \pi u_i = \frac{112}{(-0,53)^{-1}} + \frac{297}{(-0,375)^{-1}} + \frac{499}{(-0,225)^{-1}} + \frac{726}{(-0,07)^{-1}} + \frac{903}{(0,07)^{-1}} + \frac{1028}{(0,225)^{-1}} +$$

$$+ \frac{1003}{(0,3746)^{-1}} + \frac{818}{(0,53)^{-1}} + \frac{587}{(0,682)^{-1}} + \frac{128}{(0,82)^{-1}} = 1275,13$$

$$F_S = \frac{\text{NUMERATORE}}{\text{DEN}} = \frac{1876,97}{1275,13} = 1,472$$

$$|F_{S1} - F_{S0}| = |1,25 - 1,472| = 0,222$$

• SECONDA ITERAZIONE

$$M_{di,9} = \cos 43 \left(1 + \frac{\lg 43 \lg 35}{1,472} \right) = 1,055$$

$$M_{di,10} = \cos 55 \left(1 + \frac{\lg 55 \lg 35}{1,472} \right) = 0,963$$

$$\text{NUM} = (1385)_{(11=8)} + \left\{ \frac{4,8 \cdot 4,9 + 587 \cdot 0,7}{1,055} \right\}_{(9)} + \left\{ \frac{4,8 \cdot 3,2 + 128 \cdot 0,7}{0,963} \right\}_{(10)}$$

$$\text{NUM} = 1905,57$$

$$\text{DEN} = 1275,13$$

$$F_S = \frac{1905,57}{1275,13} = 1,494$$

$$|F_{S0} - F_{S1}| = |1,472 - 1,494| = 0,022$$

La convergenza $F_S = 1,50$

$$\pi_{d4} = \cos 40 \left(1 + \frac{\lg 40 \lg 15}{1,464} \right) = 0,885$$

$$\pi_{d5} = \cos 58 \left(1 + \frac{\lg 58 \lg 15}{1,464} \right) = 0,713$$

• NUMERATORE

$$\text{NUM} = \left\{ \frac{40 + 19,4 \cdot 0,6 \cdot 0,27}{0,964} \right\}_{(1)} + \left\{ \frac{40 + 78,3 \cdot 0,6 \cdot 0,27}{1,014} \right\}_{(2)} +$$

$$+ \left\{ \frac{40 + 107 \cdot 0,6 \cdot 0,27}{0,985} \right\}_{(3)} + \left\{ \frac{40 + 106 \cdot 0,6 \cdot 0,27}{0,885} \right\}_{(4)} + \left\{ \frac{40 + 80,2 \cdot 0,6 \cdot 0,27}{0,713} \right\}_{(5)}$$

$$\text{NUM} = 296,75$$

$$F_{Sc} = \frac{296,75}{199,01} = 1,491$$

$$|F_{Sc} - F_{SI}| = |1,491 - 1,464| = 0,027$$

A convergenza $F_s = 1,494$.

• RIAPITOLIAMO

siccome abbiamo più incognite che equazioni, dobbiamo fare delle ipotesi sulle forze laterali ed otteniamo un problema sovradeterminato.

$$(n-2) - (n-1) = -1$$

Abbiamo definito dei metodi ESATTI e metodi APPROSSIMATI.

Nell'equazione alla traslazione verticale ricaviamo N che però dipende dalle forze d'interfaccia $N = N(x)$; il numeratore del F_s dipende dalle forze che ci cambiano i concetti.

Per ricavare le E facciamo l'equazione alla traslazione orizzontale e con $\frac{x}{E} = \lambda f(x)$ ricaviamo $x = E \lambda f(x)$.

2) EQUAZIONE ALLA TRASLAZIONE ORIZZONTALE

$$\sum (E_L - E_R) - \sum N_i \operatorname{sen} \alpha_i + \sum T_i \cos \alpha_i = 0$$

3) EQUAZIONE ALLA TRASLAZIONE VERTICALE

$$\sum (X_L - X_R) - \sum W_i + \sum N_i \cos \alpha_i + \sum T_i \operatorname{sen} \alpha_i = 0$$

questo termine vale zero nel metodo semplificato.

Ricaviamo N_i

$$\sum N_i \cos \alpha_i = \sum W_i - \sum T_i \operatorname{sen} \alpha_i$$

$$\sum N_i \cos \alpha_i = \sum W_i - \left[\frac{\sum (c_i e_i - u_i e_i \operatorname{tg} \phi_i')}{F_s} + \frac{\sum W_i \operatorname{tg} \phi_i'}{F_s} \right] \operatorname{sen} \alpha_i$$

$$\sum N_i \left(\cos \alpha_i + \frac{\operatorname{sen} \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i'}{F_s} \right) = \sum W_i - \frac{\sum (c_i e_i - u_i e_i \operatorname{tg} \phi_i') \operatorname{sen} \alpha_i}{F_s}$$

$$\sum N_i = \frac{\sum \left[W_i - \frac{c_i e_i - u_i e_i \operatorname{tg} \phi_i'}{F_s} \operatorname{sen} \alpha_i \right]}{\sum (M_{\alpha_i})}$$

$$\text{dove } M_{\alpha_i} = \cos \alpha_i \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i'}{F_s} \right)$$

Sostituisco nella condizione di equilibrio limite.

* FATTORE DI SICUREZZA

$$T \cdot F_s = \left[c_i e_i + (N_i - u_i e_i) \operatorname{tg} \phi_i' \right]$$

$$\sum T \cdot F_s = \sum \left[c_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + \frac{W_i \operatorname{tg} \phi_i'}{M_{\alpha_i}} - \frac{c_i e_i \operatorname{sen} \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i'}{\cos \alpha_i F_s M_{\alpha_i}} + \frac{u_i b_i \operatorname{tg} \phi_i' \operatorname{tg} \alpha_i}{F_s M_{\alpha_i}} - \frac{u_i b_i \operatorname{tg} \phi_i'}{\cos \alpha_i} \right]$$

$$\sum T \cdot F_s = \sum \left[\frac{c_i b_i - u_i b_i \operatorname{tg} \phi_i'}{\cos \alpha_i} \left(1 - \frac{\operatorname{sen} \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i'}{F_s M_{\alpha_i}} \right) \right] + \sum \frac{W_i \operatorname{tg} \phi_i'}{M_{\alpha_i}}$$

IL FATTORE DI SICUREZZA DI JANBU

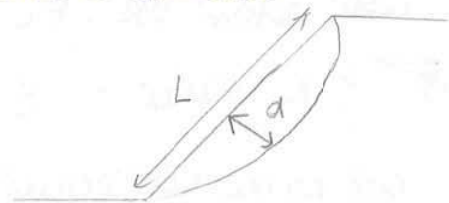
$$F_s = \frac{\sum [c_i' b_i + (w_i - u_i b_i) \operatorname{tg} \phi_i'] \frac{1}{M_{di}}}{\sum w_i \operatorname{tg} \alpha_i}$$

dove $M_{di} = \cos \alpha_i M_{di}$

Questa espressione del F_s vale per qualunque superficie di scivolamento: questo metodo fornisce un F_s PIU' BASSO, PIU' CAUTELATIVO.

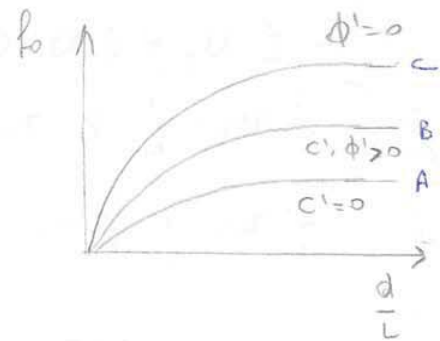
Essere troppo cautelativi non va sempre bene e Janbu propone di correggere il valore di F_s .

L = ESTENSIONE DELLA FRANA
 d = PROFONDITA' DELLA FRANA



f_0 COEFFICIENTE CORRETTIVO in base a $\frac{d}{L}$

$$f_0 = 1 \div 1,2$$



$$F_s = F_{sc} \cdot f_0$$

F_s FATTORE DI SICUREZZA FINALE

F_{sc} FATTORE DI SICUREZZA CALCOLATO COL METODO DI JANBU SEMPLIFICATO, riferito allo specifico $\frac{d}{L}$

A cosa corrispondono le diverse curve?

A: Materiale con resistenza puramente attrittiva $c' = 0$

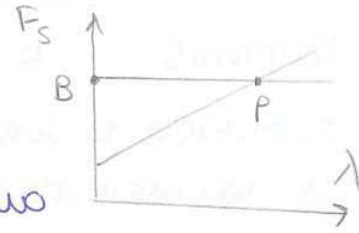
B: Materiale con resistenza attrittiva e coesiva

C: Materiale in condizioni non drenate $\phi' = 0$.

VEDERE ESERCIZIO SLIDE

Considerando i metodi generalizzati, il F_s è l'intersezione tra le rette di F_{sf} e F_{sm} , il cui valore, in questo caso, coincide con il F_s (BISHOP).

$$F_s \text{ (BISHOP)} \quad \text{per } \lambda = 0$$



Sceita una particolare funzione λ , quorochiamo come variamo (F_{sm} , F_{sf}) variando il valore di λ .

Quando questo metodo generale, il F_s (PENNO) n' ha quando

$$F_{sf}(\lambda) = F_{sm}(\lambda)$$

In questo caso F_s (PENNO) = F_s (BISHOP) perché la distribuzione di F_{sm} è una retta orizzontale,

25) c) METODO DI JANBU SEMPLIFICATO

- $\lambda = 0 \quad x = 0$
- SUPERFICIE DI SCIOLAMENTO QUALSIASI (per Bishop era circolare)

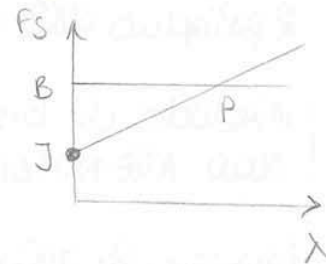
$$\frac{x}{E} = \lambda f(x)$$

Il caso 3 e 13 hanno la chiusura del poligono delle forze.

F_s (JANBU) = 1,16 ma possiamo usare le tabelle di Janbu per incrementare il valore.

Guardiamo il grafico (F_s, λ):

$$F_s \text{ (JANBU)} \quad \text{per } \lambda = 0$$



Nonostante ci sia la chiusura del poligono delle forze, ho de il valore del F_s è BASSO e bisogna incrementare il valore quando uso il Metodo di Janbu semplificato.

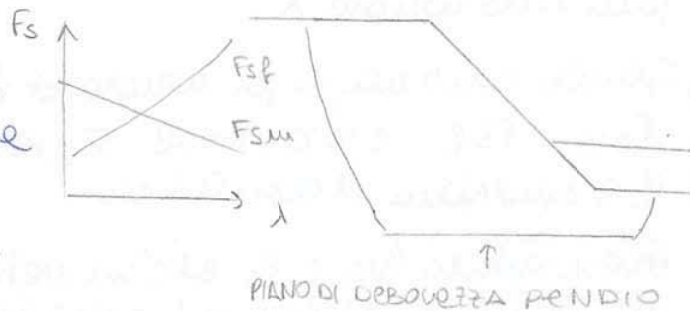
Quando otteniamo F_s (PENDIO) bisogna verificare:

- M_{xi} devono essere valori sensati;
- N non devono essere negative

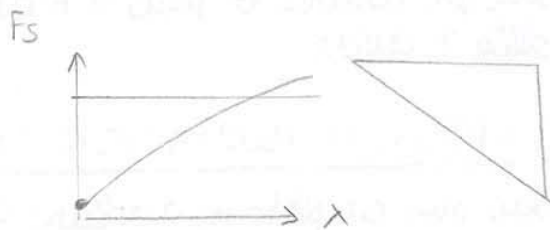
Devo verificare anche i risultati intermedi, i punti di calcolo che ci permettono di determinare F_s (e che lo influenzano).

29) INFLUENZA DELLE FORZE D'INTERFACCIA SUL F_s

Le forze d'interfaccia non sono diverse perché abbiamo problemi diversi e vanno ad influenzare la posizione delle linee che corrispondono a (F_{sm}, F_{sf}) .



Facendo il solo equilibrio delle forze ho che il pendio risulterebbe instabile ma nella realtà $F_s > 1.1$.



CONSIDERAZIONI SUL METODO DELL'EQUILIBRIO LIMITE

Il metodo dell'equilibrio limite è il metodo più usato nella pratica ingegneristica perché analizza il F_s all'istante della rottura.

Quando abbiamo detto sui metodi ESATTI o APPROSSIMATI è riferito solo all'utilizzo o meno di TUTTE le equazioni della statica, ma questo non significa che siano soddisfatte le equazioni della **MECCANICA DEL CONTINUO**.

Non è detto che con questi metodi siano verificate le equazioni della meccanica del continuo (**equazioni di compatibilità**) all'interno e all'esterno della superficie di scorrimento.

SECONDO VINCOLO

- PUNTO DI PASSAGGIO : piede del pendio
- TANGENZA ALLA RETTA : da usare quando abbiamo un piano di debolezza o un cambio di stratigrafia.

Avevo noti 2 valori (x, y) ho che ma 2 punti forma una retta.

Ora il software calcola i raggi per ogni centro della griglia e per ogni superficie di scorrimento calcola F_s .

Dopo aver trovato la superficie con $F_{s\min}$ non è detto che questa sia la vera superficie di scorrimento con $F_{s\min}$ perché devo vedere se il raggio di questa superficie di rottura sta **CIRCA** nel **centro della griglia**.

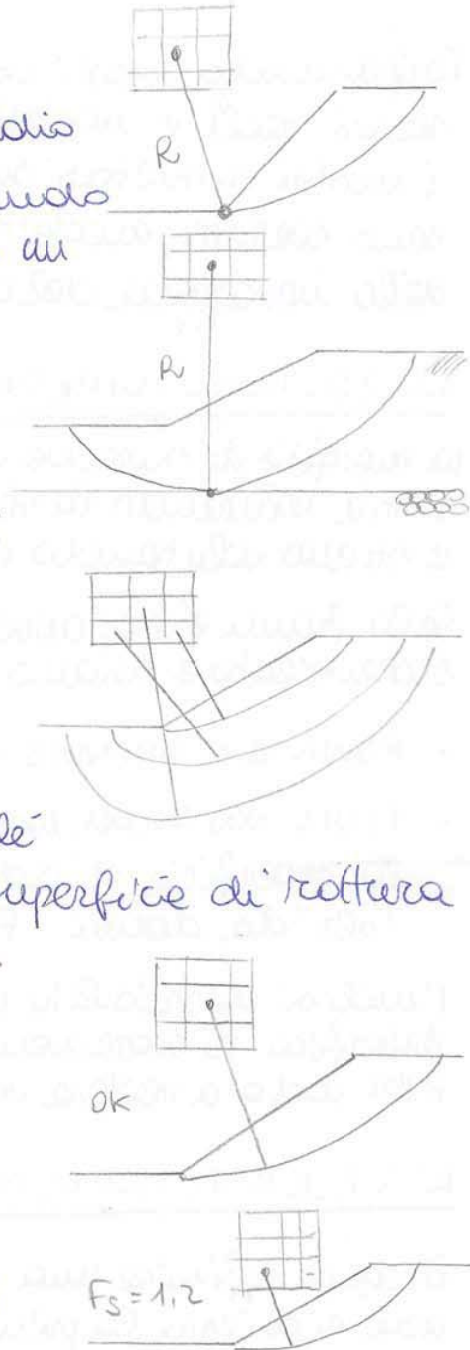
Per essere sicuri che questa sia la superficie di scorrimento con $F_{s\min}$ devo verificare che il suo raggio stia **circa** nel **centro della griglia**.

In questo caso, anche se ho trovato $F_{s\min}$ ($F_s = 1,2$) non è da escludere che,

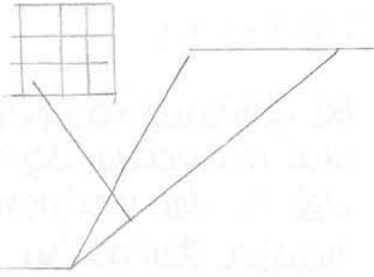
se spostami la griglia, troverei altre superfici di scorrimento con un più basso valore di $F_{s\min}$.

Anche se ho trovato $F_{s\min}$ per questa posizione della griglia, non è detto che questo sia il F_s (PENDIO) : spostando la griglia il software disegnerà altre superfici di scorrimento che potranno avere $F_{s\min}$.

Bisogna EVITARE di avere che il $F_{s\min}$ corrisponda a quella superficie di scorrimento con il raggio che sta ai limiti della griglia.



Se il materiale ha resistenza attrittiva, spesso non riesco a definire la superficie di scorrimento perché $R \rightarrow \infty$; in questo caso possiamo accettare anche le soluzioni con raggi non costanti.

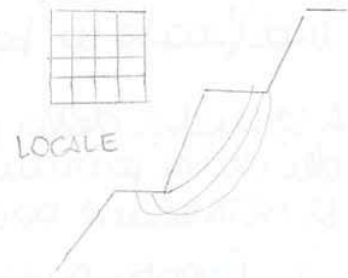


• MATERIALE CON RESISTENZA AL TAGLIO NON DRENATA

Quando ho la resistenza al taglio non drenata (c_u) può succedere di avere una superficie di scorrimento profonda (STABILITÀ).

In questo caso dobbiamo fare almeno 2 analisi di stabilità:

- LOCALE, singolo versante;
- GLOBALE, intero pendio.

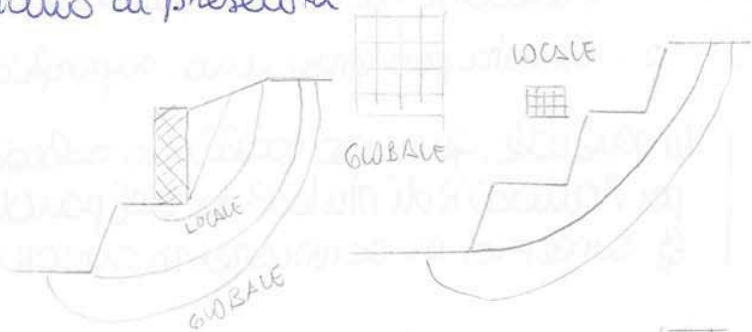


Bisogna fare l'analisi di stabilità locale per i vari versanti e globale per tutto il pendio.

Stesso discorso per quando siamo in presenza di un muro di sostegno.

Facciamo 2 verifiche:

- LOCALE: analisi di stabilità del muro;
- GLOBALE: lungo il muro e netto un carico verticale.



34) LA ROTTURA PROGRESSIVA

Quando facciamo una BACK ANALYSIS su un caso di frana già avvenuta, caratterizziamo il materiale e otteniamo:

- PARAMETRI DI PICCO (c', ϕ')
- PARAMETRI RESIDUI ($c' = 0, \phi'_{residuo}$)

Quali parametri usiamo nell'analisi a ritroso?

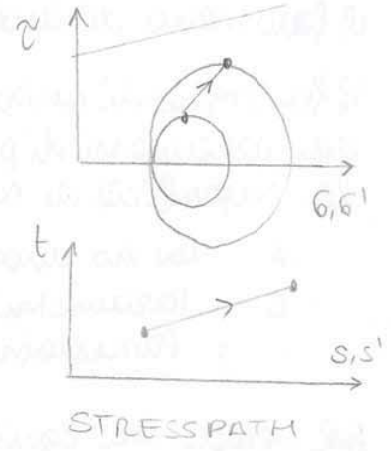
- Nel metodo dell'equilibrio limite con la Back Analysis usiamo i parametri di picco perché è una frana di primo distacco.

Faccendo l'analisi a ritroso dovremmo ottenere $F_s = 1$, però quasi sempre otteniamo $F_s \neq 1$.

DEFORMAZIONI PIAVE ($\sigma, \sigma' \ni t$)

$$t = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad s = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad s' = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2}$$

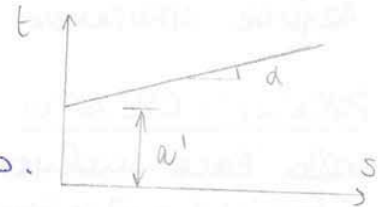
Fino a poco tempo fa lavoravamo in (P', q)
 Quanto è inclinato questo stress path
 nel piano (t, s) ?
 È inclinato di 45° perché poniamo tra
 i 2 valori MASSIMI.



Rappresentiamo il CRITERIO DI ROTTURA
 nel piano (t, s) .

$$\tan \alpha' = \tan \phi' \quad a' = c' \cos \phi'$$

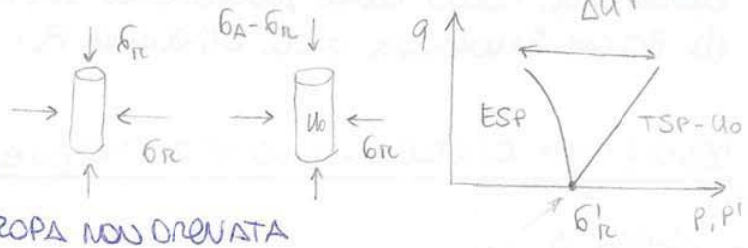
e formiamo il criterio di Mohr Coulomb.



RICHIAMO TEORICO

1) TXT CIU CC NC

- CC COMPRESSIONE CARICO
- CIU CONSOLIDAZIONE ISOTROPA NON DRENATA

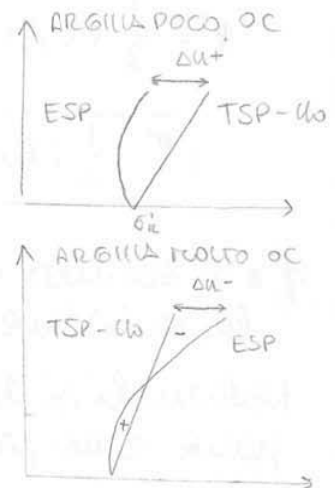


Punto di fine consolidazione (σ'_{12} isotropa), poi aumento la
 tensione anisotrofa fino a rottura mantenendo costante σ'_{12} .
 Il prossimo è rottura ed ho una back pressure (u_0).

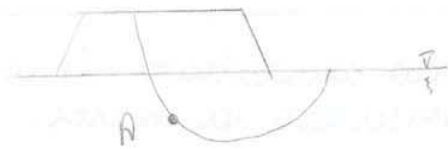
ARGILLA NC ESP a sinistra Δu^+

2) TXT CIU CC OC

- ARGILLA poco OC Δu^+
- ARGILLA molto OC Δu^- , l'ESP può attraversare il TSP ma tutto dipende da u_0 .

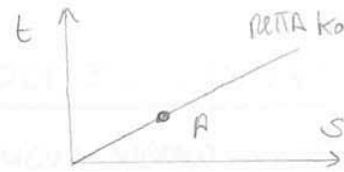


Ipotizziamo di costruire velocemente il rilevato e di considerare un punto A sulla superficie di scorrimento.



• RETTA K₀

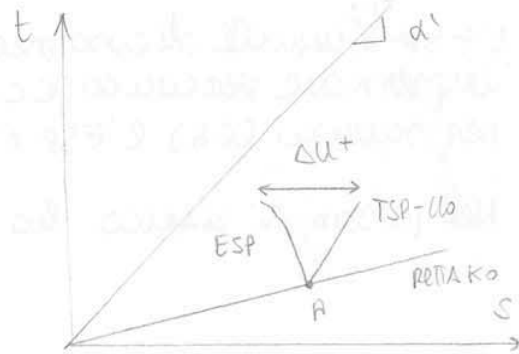
La retta K₀ è una retta che fa riferimento ai valori di (σ'v₀, σ'v_{h0}) alle diverse profondità PRIMA della costruzione del rilevato.



- Prima di fare il rilevato il punto A è sulla retta K₀.
- Dopo la costruzione del rilevato siamo in COMPRESSIONE PER CARICO

Per le argille NC in compressione conico l'ESP gira verso SINISTRA.

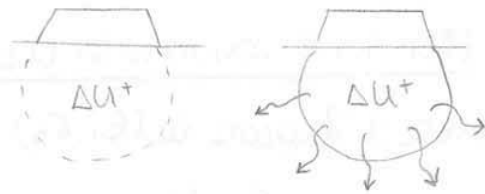
Δu⁺ è la sovrappressione che nasce per effetto della costruzione del rilevato.



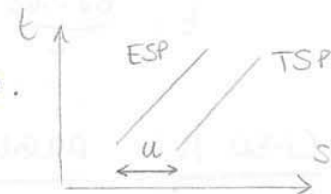
Perché ho lo stesso valore del deviatore

$$\sigma'_1 - \sigma'_3 = \sigma'_{v0} - \sigma'_{h0} ?$$

Nasce una Δu⁺ ma, quando verrà dissipata, avrò che l'ESP coinciderà con il TSP a meno di u₀.

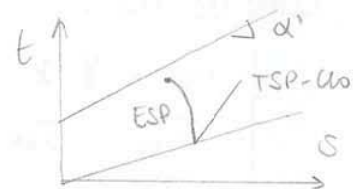


Quando si dissipa la Δu⁺ avrò questo grafico.



Quando facciamo l'analisi di stabilità, a quale condizione dobbiamo riferirci?

- BREVE TERMINE Δu ≠ 0
- LUNGO TERMINE Δu = 0



lavoriamo a **BREVE TERMINE** perché l'ESP è più vicino all'inviluppo di rottura...

ARGILLE NC

- ANALISI A BREVE TERMINE (Δu⁺)
- LAVORO IN TENSIONI TOTALI (se non riesco a calcolare Δu)

$$c_u ; \phi_u = 0$$