

Ordine degli Ingegneri

102.1-R-109

Corso Dott. Ing. Giulio Pandini

7.31

BERGAMO

14.3.1998

La statica delle gallerie

Versione aggiornata

Minusio-Fontvieille, aprile 1998

Dott. Ing. G. Lombardi

INDICE

	pagina
1. INTRODUZIONE	3
2. IL PROBLEMA	3
3. STATO TENSIONALE ORIGINALE	5
4. STATO BIDIMENSIONALE	9
5. LINEE CARATTERISTICHE	11
5.1 In generale	11
5.2 Proprietà geotecniche determinanti e linee caratteristiche	14
6. COMPONENTE LONGITUDINALE	20
7. LINEE CARATTERISTICHE DEI SOSTEGNI	22
8. ANCORAGGI RADIALI	23
9. PUNTO D'EQUILIBRIO	23
10. NUOVO METODO AUSTRIACO	24
11. TRANSIZIONE DALLO STATO NATURALE ALLO STATO FINALE	25
12. STABILITÀ DEL FRONTE	27
13. RICERCA DEL PUNTO D'EQUILIBRIO	29
14. LA SEZIONE DEL CAVO E IL SOSTEGNO	30
15. CONCLUSIONE	32
BIBLIOGRAFIA	33

1. INTRODUZIONE

L'argomento odierno è quello della statica delle gallerie.

Beninteso esso non potrà essere esaminato in modo esauriente nel poco tempo a disposizione, ma si cercherà di attirare l'attenzione sui punti essenziali e di fare in modo di chiarire quegli aspetti che spesso sono oggetto di ambigue interpretazioni. Si farà riferimento a un caso relativamente, ma non estremamente, complesso a partire dal quale a seconda delle circostanze si potrà procedere per semplificazione o per ulteriore approfondimento.

Qualora non meglio precisato il cavo in parola riguarda una galleria ferroviaria di ca. 10 metri di diametro. Si assumerà un terreno di caratteristiche piuttosto mediocri con comportamento plastico e viscoso, nel caso di un cavo relativamente profondo con coperture dell'ordine di otto centinaia di metri. Per semplicità di esposizione la sezione della galleria sarà circolare e si trascureranno elementi particolari quali caverne, nicchie, pozzi, ecc. Inoltre non verranno esaminati i casi di scavo a sezione parzializzata, ma si supporrà di procedere a piena sezione.

Nelle predette condizioni è ovvio che misure di stabilizzazione saranno necessarie non solamente sul perimetro del cavo, ma bensì anche sul fronte. Il caso di riferimento è oggetto della **Figura 1**.

Per ovvie ragioni non sarà possibile entrare nelle tecniche di calcolo, ma saranno invece esposte le linee principali del ragionamento di base e delle procedure generiche di elaborazione.

2. DEFINIZIONE DEL PROBLEMA

Lo scopo di tutta l'analisi strutturale è finalmente quello di definire lo stato di sollecitazione e il margine di sicurezza del rivestimento destinato a sostenere la cavità realizzata.

Nella **Tavola 1** sono riassunti gli elementi essenziali che intervengono nello studio di una cavità artificiale.

Si possono suddividere gli elementi in due categorie, quelli naturali dati a priori e più o meno bene conosciuti che riguardano la morfologia della zona, lo stato tensionale della massa rocciosa interessata, e le caratteristiche geotecniche del terreno con tutti i parametri che assumono importanza nell'ambito del problema esaminato.

Vi sono poi gli elementi legati all'intervento umano, come la geometria della sezione, il procedimento costruttivo scelto e di conseguenza il comportamento a breve, medio e lungo termine che includono interventi di manutenzione e riparazione, ma anche di invecchiamento dei materiali di costruzione.

Tutti questi fattori sono connessi tra di loro. In particolare, occorre rammentare che le caratteristiche geotecniche del terreno possono essere modificate da interventi costruttivi, come sarebbero iniezioni, drenaggi, ancoraggi, sostituzione di materiali, ecc.

Nell'esame del problema si metterà particolare accento sulla definizione di alcuni concetti che sono spesso oggetto di confusione. Si tratterà tra l'altro di :

- il concetto delle linee caratteristiche che non è, come vedremo, un metodo di calcolo ma bensì un modo per rappresentare i risultati del calcolo e per risolvere facilmente in maniera intuitiva problemi di equazioni non lineari,
- il cosiddetto Nuovo Metodo Austriaco,
- il comportamento a lungo termine,
- oltre ad alcune considerazioni sui metodi di calcolo.

Il problema dell'analisi strutturale di una cavità sotterranea si discosta sensibilmente da quella tradizionale.

Nella **Tavola 2** sono indicate alcune particolarità del problema, che devono essere affrontate nell'ambito di questa analisi.

In primo luogo il problema dell'incertezza dei dati geomeccanici, non che gli stessi non siano esattamente determinabili in teoria, ma che di regola non possano essere definiti con sufficiente precisione nell'ambito di un problema reale, vuoi per le difficoltà di accesso e di prelievo di

provini, vuoi per l'interferenza che la determinazione di questi parametri avrebbe con i lavori di costruzione, vuoi infine per i costi elevati di tali indagini.

Il problema è altamente iperstatico e, salvo eccezioni assai rare, non lineare.

La struttura portante non esiste a priori per essere successivamente caricata, ma viene progressivamente messa sotto carico mentre è ancora in fase di costruzione.

Il passaggio dal periodo di costruzione a quello di esercizio dell'opera terminata è piuttosto fluido. Durante questo passaggio si assiste a un'evoluzione della resistenza della struttura ma anche a un'evoluzione dei carichi.

Fondamentale è il fatto che lo stato tensionale finale non risulta dall'applicazione di carichi predeterminati oppure conosciuti, ma bensì essenzialmente dal metodo costruttivo utilizzato per cui in qualche modo il carico viene creato dalla struttura stessa.

Si assiste pertanto a un processo evolutivo che può anche essere chiamato dinamico e che richiede da un lato studi parametrici e d'altro lato una notevole flessibilità d'interpretazione. Ne risulta che la definizione del grado di sicurezza dell'opera è perlomeno difficile e il suo risultato incerto.

3. STATO TENSIONALE ORIGINALE

La conoscenza dello stato tensionale naturale preesistente nella massa di terreno da attraversare con la galleria assume ovviamente un'importanza fondamentale. Detto stato è determinato da numerosi fattori, quali la morfologia del terreno, le tensioni residue d'origine tettonica e ovviamente le caratteristiche di resistenza del materiale preso in esame.

Data la complessità della storia geologica, non è in generale possibile determinare a priori e in forma teorica lo stato tensionale naturale del massiccio. Una sua esatta determinazione sarebbe di fatto possibile solo sulla base di una estesa campagna di misure "in situ", realizzate prima della costruzione.

A parte il fatto che lo stato tensionale non può essere sempre considerato omogeneo, ma che sarà bensì soggetto a importanti variazioni locali, è risaputo che i metodi d'indagine tuttora a disposizione offrono solo limitate possibilità e che, la misura dovendosi fare, prima del disturbo causato dai lavori di scavo, la determinazione per via sperimentale dello stato tensionale per un'opera di notevoli dimensioni, richiederebbe comunque interventi sproporzionati e l'impiego di mezzi e di tempo difficilmente giustificabili, oltre a interferire sfavorevolmente sui lavori di costruzione.

Per questa ragione e salvo casi eccezionali, lo stato tensionale originale dovrà purtroppo essere spesso definito sulla base di valutazioni teoriche globali verosimilmente realistiche.

In una massa estesa di terreno che presenta una superficie pressoché orizzontale è ragionevole pensare che uno degli assi principali dello stato tensionale sia verticale. Qualora invece, come in vicinanza di portali, la superficie del terreno non è orizzontale, è presumibile che detto asse principale si scosti più o meno dalla verticale. In superficie una delle tensioni principali sarà comunque perpendicolare al terreno. Questo disturbo interesserà zone tanto più profonde e estese quanto il pendio sarà più lontano da un tranquillo equilibrio statico. **Figura 2.**

In mancanza comunque di più specifiche indicazioni, è legittimo pensare che almeno ad una certa profondità sotto la superficie del terreno una delle tensioni principali si avvicini alla direzione verticale.

In queste condizioni - e sempre nell'ipotesi che la formazione interessata sia sufficientemente estesa - si può ammettere con accettabile approssimazione che la componente verticale non si discosti troppo dal sovraccarico litologico ossia dal peso della colonna di terreno sovrastante.

$$\sigma_v = \sigma_1 = \gamma \cdot h \quad [1]$$

Premesso che uno degli assi principali sia verticale, gli altri due assi principali, perpendicolari al primo, saranno orizzontali. L'orientazione nel piano orizzontale di questi due assi può eventualmente essere precisata sulla base di valutazioni di natura tettonica in considerazione p.es. dei grossi equilibri regionali. Tuttavia, variazioni locali (a volte anche significative) po-

tranno essere dovute a inhomogeneità di limitata estensione, come la presenza di faglie o di massi rigidi di notevoli dimensioni inclusi in materiali più deformabili e ciò senza dimenticare possibili pronunciate anisotropie strutturali suscettibili di deviare le traiettorie e di generare una disuguaglianza delle tensioni.

In mancanza di indicazioni più precise di questo genere, non rimane dunque che assumere l'uguaglianza delle due tensioni principali orizzontali tra di loro, ossia di assumere uno stato di compressione uniforme, pur tenendo sempre presente la possibilità di deviazioni più o meno importanti.

Vengono spesso presentate relazioni di calcolo che vorrebbero far dipendere l'entità delle componenti orizzontali dello stato naturale da un presunto comportamento elastico del massiccio. Dette considerazioni partono dall'ipotesi assolutamente irrealistica, secondo la quale la massa di terreno in esame sia preesistente all'azione gravitazionale e che la dilatazione nel senso orizzontale (per effetto Poisson) sia sempre stata impedita in modo rigido e assoluto. Tale ipotesi non può ovviamente reggere a causa della complessa storia geologica di qualsiasi massa rocciosa o di terreno.

L'unica considerazione ragionevole consiste nel chiarire se nel punto considerato il massiccio si trova in equilibrio stabile o invece in uno stato limite.

Nella definizione dello stato limite intervengono unicamente parametri indipendenti del tempo, come la coesione e l'angolo d'attrito del terreno, ma non parametri di viscosità in quanto v'è da supporre che i fenomeni viscosi si siano già largamente esauriti durante i tempi geologici prima di arrivare all'attuale situazione di equilibrio. Non così evidentemente qualora ci si dovesse trovare in una zona in equilibrio labile o dinamico ad esempio in vicinanza dei portali. L'unica affermazione indiscutibile è quella secondo la quale le componenti orizzontali dello stato naturale non possono superare i limiti che corrispondono ai casi di spinta attiva o passiva rispettivamente. I coefficienti di spinta laterale (λ_a, λ_p) sono ovviamente determinati dalle caratteristiche di resistenza degli elementi più deboli dell'ammasso roccioso (per esempio dalle faglie). **Figura 3.**

Siccome la probabilità che lo stato d'equilibrio si trovi esattamente al limite superiore o a quello inferiore possibile (p.es. caso di spinta attiva limite o passiva limite secondo Rankine), è assai ridotta, è lecito ammettere che normalmente lo stato tensionale si scosti dall'uno o dall'altro limite per avvicinarsi al caso di tensione uniforme di tipo idrostatico.

Una possibile plausibile delimitazione del probabile campo di variazione è data dalle seguenti formule [2]:

$$\lambda_a < \frac{\sigma_h}{\sigma_v} < \lambda_p; \quad \rightarrow \quad \frac{1 + \lambda_a}{2} \leq \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \leq \frac{1 + \lambda_p}{2} \quad \text{oppure} \quad \sqrt{\lambda_a} \leq \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \leq \sqrt{\lambda_p} \quad [2]$$

Notasi che tutti i coefficienti, di cui sopra, sono assolutamente indipendenti dal coefficiente di dilatazione laterale secondo Poisson; e inoltre che in presenza di coesione i valori σ vanno sostituiti da $\sigma - c_a$. (c_a per coesione assoluta).

Considerazioni di tettonica generale possono eventualmente consigliare uno spostamento del campo di variazione probabile delle componenti orizzontali (o approssimativamente orizzontali) nell'uno o nell'altro senso. Non disponendo di alcuna precisa informazione in merito, sarà opportuno, e comunque prudente, esaminare almeno due dei limiti suggeriti dalla seconda o dalla terza parte della formula [2].

Tendenzialmente, lo stato tensionale naturale si avvicinerà tanto più allo stato idrostatico, o meglio litostatico uniforme, quanto più deboli saranno le caratteristiche di resistenza del terreno preso in esame.

In molti casi può inoltre essere opportuno sostituire allo stato tensionale naturale uno stato omogeneo assumendo un valore medio tra la componente verticale e la componente orizzontale, secondo la formula [3].

$$\sigma_N \cong (\sigma_{v,nat} + \sigma_{h,nat}) / 2 \quad [3]$$

Di regola le deformazioni dell'ammasso roccioso indotte dallo scavo della galleria saranno poco influenzate da questa sostituzione.

4. STATO BIDIMENSIONALE

Tutti i metodi di calcolo che possiamo chiamare classici si riferivano all'esame di una sezione trasversale alla galleria e facevano riferimento a uno stato bidimensionale di deformazione e di tensione.

Tale calcolo bidimensionale corrisponde idealmente assai bene alla realtà, per ogni tratto di galleria sufficientemente lungo in condizioni geotecniche omogenee, in quanto le deformazioni hanno luogo unicamente nel piano in parola.

Che la deformazione avvenga in fase elastica o in fase elastoplastica, il problema bidimensionale può però essere risolto solo se le condizioni ai limiti, in particolare sul bordo interno della cavità, sono note. Nella **Figura 4** sono rappresentate, a mò di esempio, due soluzioni di tipo elastoplastico ottenute per integrazione a partire da sollecitazioni date nel perimetro della cavità.

Occorre segnalare che in analisi del genere si è spesso commesso un errore fondamentale. Si è supposto che il sostegno o il rivestimento della cavità avesse da subire dall'inizio le stesse deformazioni del massiccio circostante. In altre parole si è implicitamente supposto che il rivestimento preesistesse alla realizzazione del cavo. Orbene, ciò può avvenire in casi del tutto eccezionali in cui il rivestimento viene effettivamente realizzato, per esempio con pali secanti, prima di procedere allo scavo della cavità. Nei casi usuali, procedendo come detto, si trascurano le condizioni di compatibilità delle deformazioni tra il rivestimento e il terreno.

L'integrazione delle equazioni di equilibrio e di compatibilità nel rispetto delle leggi di comportamento della massa rocciosa è solo un problema di integrazione di equazioni differenziali

che può essere risolto con svariati metodi matematici. La definizione delle condizioni della compatibilità esula invece dal piano trasversale alla galleria e richiede ulteriore considerazione.

Le linee caratteristiche sono un metodo particolarmente efficace ed intuitivo per risolvere, e in primo luogo per afferrare il problema che qui interessa.

Il fatto appunto che l'integrazione nel piano sia relativamente facile, permette di definire tutta una serie di possibili equilibri facendo variare in modo parametrico la forza di sostegno del cavo. Ponendo in relazione la reazione di sostegno e la deformazione di convergenza si ottengono le linee caratteristiche di cui si dirà.

Nel caso di simmetria centrale, il problema è particolarmente semplice in quanto la reazione del sostegno è uniforme lungo la circonferenza del cavo e così pure identiche sono le deformazioni di convergenza.

Qualora ciò non fosse, devono essere prese in considerazione particolari distribuzioni delle pressioni di stabilizzazione sul perimetro della cavità e devono essere allestite linee caratteristiche per alcuni punti del perimetro. Ad esempio, qualora si trattasse di una cavità sostenuta da centine ma con soletta libera, le forze di contenimento sarebbero applicate unicamente sulla parte di perimetro sostenuta dalle centine e ciò in proporzione della curvatura locale, mentre sulla soletta non si applicherebbe nessuna pressione. I punti presi in considerazione per le deformazioni potrebbero essere l'asse in calotta, i paramenti a una certa quota e eventualmente il sollevamento della soletta o se del caso dell'arco rovescio.

Una rappresentazione interessante e utile consiste anche nell'usare quale ordinata, non la convergenza in un singolo punto, ma l'integrale delle convergenze su tutto il perimetro del cavo. Ciò corrisponde al volume di roccia che penetra nel cavo per metro lineare di galleria.

Per semplicità e per il tempo a disposizione, esamineremo in proseguo unicamente il caso di simmetria centrale.

5. LINEE CARATTERISTICHE

5.1 In generale

È risaputo che il problema statico strutturale, o tenso-deformativo, nella zona del fronte di scavo è tipicamente di natura tridimensionale. Di fatto, tutte le componenti tensionali o di deformazione vengono influenzate dallo scavo della galleria.

Nondimeno, lo studio del comportamento di una sezione trasversale all'asse del cavo - e dunque di un problema bidimensionale -, presenta notevoli vantaggi per la comprensione e la chiarezza di esposizione dell'intero fenomeno anche se implica una certa semplificazione. Considerando che la componente tensionale longitudinale interviene prevalentemente nella zona del fronte (entro i limiti successivamente precisati), si può rappresentare in modo estremamente interessante il passaggio dallo stato iniziale di un piano anteriore allo scavo a quello modificato di un piano successivo allo scavo. Di fatto, le deformazioni che hanno luogo (sempre nell'ipotesi di un massiccio omogeneo) si sviluppano unicamente in questo piano normale all'asse del cavo, e ciò per ragioni di simmetria. Inoltre, salvo casi del tutto eccezionali, le traiettorie delle sollecitazioni devono terminare perpendicolarmente all'asse della galleria nel punto d'incontro con il rivestimento. Nell'ambito delle nostre ipotesi semplificatrici, si ha dunque a che fare con uno stato di deformazione piana. Gli spostamenti longitudinali essendo praticamente costanti da una sezione all'altra, si può considerare che il loro differenziale è nullo.

Esaminiamo dunque in primo luogo il principio fondamentale seguito nell'allestimento della linea caratteristica del cavo, rappresentato nella **figura 5** per il caso più semplice di simmetria assiale. Esso consiste nel considerare una sezione trasversale piana perforata dal profilo della galleria in modo che all'interno del cavo sia applicata inizialmente una pressione di stabilizzazione identica allo stato tensionale naturale ($p = \sigma_{\text{nat}} = \sigma_N$). La pressione di sostegno p viene progressivamente diminuita mentre aumentano ovviamente gli spostamenti di convergenza δ_r (supposti radiali in questo caso di simmetria). Di regola si esaminano gli spostamenti sul bor-

do della cavità mentre è possibile allestire linee caratteristiche, ossia relazioni funzionali, per qualsiasi punto dello spazio.

Occorre ripetere in modo chiarissimo che le linee caratteristiche non sono in sé un metodo di calcolo - come alcuni credono o perlomeno persistono ad affermare - ma sono invece un modo molto semplice ed intuitivo di rappresentare i risultati di calcoli ottenuti con un qualsivoglia metodo che tenga adeguatamente conto delle caratteristiche del terreno.

Ogni punto (p, δ_r) della linea caratteristica rappresenta semplicemente un equilibrio possibile, definito da un valore della pressione di sostegno (p) e da un corrispondente valore della convergenza radiale (δ_r) . Poco importa quale sia il metodo utilizzato per calcolare i singoli punti di equilibrio che vengono appunto collegati tra di loro dalla linea caratteristica. Quest'ultima non è in definitiva altro che il "luogo geometrico degli equilibri possibili" ; più esattamente degli equilibri possibili di volta in volta con il valore minimo della forza di sostegno.

Nella **tavola 3** sono elencati alcuni dei metodi che possono essere utilizzati per definire ognuno dei punti delle linee caratteristiche.

In realtà si tratta semplicemente di integrare le equazioni di equilibrio che reggono il problema rispettando le leggi di comportamento del terreno.

Il metodo della linea caratteristica è uno strumento di progettazione che da trent'anni a questa parte ha provato la sua totale validità in infiniti casi, sempre che sia utilizzato in modo razionale e corretto. Ossia che sia inteso per quanto realmente è.

Permette di disgiungere il comportamento del cavo da quello del sistema di sostegno e dunque di esaminare numerose combinazioni nella ricerca di quella ottimale.

Occorre segnalare che qualunque sia il metodo costruttivo utilizzato il punto di equilibrio finale si ritroverà su di una certa linea caratteristica, sempre che quest'ultima sia stata adeguatamente calcolata. Secondo il caso si raggiungerà semplicemente l'uno o l'altro punto di detta linea, in quanto essa non dipende né dal codice di calcolo utilizzato. Secondo il procedimento di costruzione seguito, il punto rappresentativo dell'equilibrio finale potrebbe ubicarsi leggermente al disopra della linea caratteristica limite ipotizzata a priori.

Dal punto di vista strutturale è palese che ogni movimento di convergenza aumenta contemporaneamente le deformazioni di compressione locali nel senso tangenziale e conduce pertanto - ovviamente entro i limiti della resistenza del materiale - all'aumento delle tensioni tangenziali e di conseguenza alla formazione di archi o anelli portanti nel terreno. Una parte, in genere estremamente importante, della spinta del terreno viene sopportata da questi "archi portanti" che si formano nel terreno mentre il rivestimento assume prevalentemente la funzione di contenimento del terreno in vicinanza del cavo ed è caricato con una percentuale minima delle compressioni originali.

In sintesi, le "linee caratteristiche" rappresentano semplicemente la relazione funzionale indicata nella formula [4].

$$\delta = \delta (p) \text{ o più generalmente } \delta (p_1, \dots, p_n) \quad [4]$$

È ovvio che la relativa rappresentazione grafica di "linee pluri-argomenti" può anche non essere facile, ma alle stesse si può far ricorso "virtuale" con metodi matematici adeguati.

Sebbene la linea caratteristica sia utilizzabile, in teoria, a partire da una forza di sostegno uguale alla tensione di compressione naturale iniziale fino ad una forza di sostegno tanto ridotta da scomparire o da essere insufficiente ad evitare il crollo, è ovvio che, per ragioni pratiche, non sarà possibile - e certamente nemmeno auspicabile - di ricercare punti di equilibrio situati nella parte estrema destra della linea caratteristica dove le forze di contenimento sarebbero eccessivamente elevate fino ad arrivare ad essere dell'ordine delle sollecitazioni naturali (ad eccezione di casi particolari di gallerie a debole profondità). Non sarebbero nemmeno accettabili casi di equilibrio tali da presupporre un enorme movimento di convergenza con punti rappresentativi situati nella parte sinistra alta della linea caratteristica. Tali convergenze eccessive devono essere evitate, per impedire una completa dislocazione del terreno all'intorno del cavo, ed evitare una decompressione alla massa sovrastante che si estenda a grande distanza eventualmente fino in superficie del terreno, e ciò senza contare il maggior volume di scavo

che dette convergenze, in definitiva, impongono. Per queste ragioni, solo la parte centrale della linea caratteristica segnata nella stessa figura 5 entrerà in linea di conto a scopi pratici.

5.2 Proprietà geotecniche determinanti e linee caratteristiche

Come già detto, le linee caratteristiche altro non sono che il “luogo geometrico degli equilibri possibili” ottenuti in precise condizioni con qualsivoglia metodo matematico, esse possono tenere conto di tutte le proprietà del terreno suscettibili di essere analizzate con questi metodi di calcolo. Pertanto, anche relazioni tensio-deformative assai complesse possono essere adeguatamente studiate e la loro incidenza tradotta da corrispondenti linee caratteristiche. Di regola occorre prendere in considerazione almeno i due seguenti tipi di fenomeni:

- le variazioni dello stato tensionale legate istantaneamente a quelle dello stato deformativo (e viceversa), come pure
- le variazioni degli stati tensionali o deformativi in funzione del tempo o di altri fattori esogeni.

A) Variazioni dello stato tensio-deformativo istantanee (ovvero indipendenti dal tempo)

Figura 6

- Fintanto che le deformazioni nella massa di terreno a partire dallo stato iniziale restano limitate, ossia fintanto che la pressione di contenimento rimane elevata, si ha a che fare con variazioni che avvengono nel campo lineare. Le deformazioni sono determinate dal modulo d’elasticità, dal coefficiente di dilatazione trasversale, con la presa in conto eventuale di anisotropie e di inomogeneità, ecc. Questa fase, detta elastica, è valida fino a una deformazione limite $\delta_{1,lim}$ e a una pressione di contenimento $p_{1,lim}$. Concettualmente si tratta di deformazioni istantanee di tipo lineare e reversibile in funzione della pressione di contenimento.
- Sorpassato suddetto limite, interviene la seconda fase di deformazione detta plastica o di rottura. I parametri essenziali sono allora: la coesione, l’angolo di attrito interno

e la dilatanza. Questi parametri possono essere considerati in modo isotropo, ovvero identici per tutte le direzioni, o invece essere assunti in modo anisotropo qualora siano definibili superfici o direzioni particolari p.es. di debilità, discontinuità, o altro.

Questa seconda “fase plastica” mantiene la sua validità solo fino a un secondo limite detto $\delta_{2,lim}$ per le deformazioni e $p_{2,lim}$ per le pressioni di contenimento.

- A quel momento, ovvero se anche questo secondo limite viene superato, interviene una terza fase caratterizzata dal decadimento delle proprietà meccaniche del materiale in una fascia situata attorno alla cavità. La linea caratteristica s’incurva ancor maggiormente verso l’alto.

La **figura 6** indica un esempio di un tale decadimento della coesione o dell’angolo di attrito o dei due parametri geotecnici contemporaneamente.

- Ulteriori fasi di decadimento delle proprietà geomeccaniche del terreno possono senz’altro essere introdotte nel calcolo e rappresentate da relative linee caratteristiche.

Notasi che i limiti menzionati poc’anzi possono essere definiti sia in termini di deformazioni locali ($\epsilon_{1,lim}$ e $\epsilon_{2,lim}$) nella massa del terreno sia in termini di convergenza dell’intero cavo ($\delta_{1,lim}$ e $\delta_{2,lim}$).

Occorre puntualizzare al riguardo che, contrariamente a certe affrettate conclusioni, il decadimento della resistenza del materiale per sorpasso del picco, non avviene immediatamente nella totalità della zona plastica ma unicamente in una fascia concentrica al cavo che interessa inizialmente solo una piccola parte della zona delle deformazioni plastiche, come risulta della stessa figura. Per queste ragioni, il decadimento delle proprietà meccaniche del materiale esplicita il suo effetto in modo progressivo a partire dal limite $\delta_{2,lim}$. Il decadimento, anche istantaneo, delle proprietà meccaniche (una volta sorpassato il picco) si traduce, con ciò, in una graduale estensione della relativa zona.

B) Deformazione in funzione del tempo (Figura 7)

È risaputo che, oltre alle deformazioni istantanee di cui si è appena detto, vanno prese in considerazione anche deformazioni lente in funzione del tempo. Possono essere ipotizzati perlomeno i tre casi seguenti, mentre altre particolarità di comportamento non sono per niente escluse.

- Il primo caso è dato dalla viscosità del terreno simboleggiata dal valore η ; le resistenze al taglio del terreno potendo essere rappresentate dalla formula [5].

$$\tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi + \eta \cdot \frac{dv}{dn} \quad [5]$$

dove $\frac{dv}{dn}$ è il gradiente di velocità nella direzione normale a quella dello slittamento.

Occorre rammentare che i parametri di viscosità intervengono unicamente in caso di equilibrio “dinamico”. Il loro effetto scompare nel caso di equilibrio statico ed in particolare nel caso di equilibrio finale del cavo.

La presenza di un gradiente di deformazione, definito da dv/dn , genera dunque una resistenza supplementare, ma transitoria, del materiale.

La viscosità può fornire, e spesso fornisce, un contributo determinante alla stabilità nella zona di avanzamento, ma il suo effetto scompare in ogni caso a lungo andare e comunque ad una certa distanza dal fronte. Scompare inoltre nella zona del fronte stesso in caso di arresto prolungato dei lavori di avanzamento. Notasi che la viscosità assume importanza pratica solo se i suoi tempi di azione sono significativi, ovvero se il parametro η è sufficientemente importante rispetto alla velocità di avanzamento della galleria.

L'effetto transitorio, di cui si è appena detto, può essere simulato in modo semplice ed intuitivo nell'ambito del concetto delle linee caratteristiche definendo linee calcolate con parametri di coesione e attrito elevati all'istante iniziale e valori corrispondenti ridotti al tempo finale, ovvero praticamente al tempo infinito. Notasi che di regola l'effetto (differito) viscoso avviene solo nella zona a comportamento comunque plastico.

L'effetto della viscosità si esplicita con ciò, almeno di regola, unicamente nella zona soggetta a deformazioni plastiche, trattandosi concettualmente di un fenomeno di plasto-viscosità. La linea caratteristica superiore della figura valida a tempo infinito è quella calcolata con le caratteristiche di coesione e di attrito residue. Le altre linee indicate con tempi "zero" o intermedi " t_{int} " servono a simulare il fenomeno transitorio. Mentre l'ultima linea (tempo infinito), calcolata con i valori residui dell'attrito e della coesione, è indipendente dal percorso "forza di sostegno-convergenza", ciò non vale per le linee caratteristiche iniziali.

- Un secondo fattore, che si sviluppa in funzione del tempo, è l'eventuale rigonfiamento del materiale.

Le premesse per un rigonfiamento sono risaputamente:

- . la presenza di minerali espansivi,
- . la presenza di acqua in quantità sufficiente e
- . la decompressione del massiccio.

Di regola, non è però possibile indicare a priori l'andamento del rigonfiamento in funzione del tempo, in quanto esso è condizionato dalla presenza e dall'apporto di una sufficiente quantità d'acqua. Si può invece indicarne l'entità finale. **Figura 8a**).

Il rigonfiamento avviene generalmente in tempi assai lunghi, per cui nella pratica della costruzione di gallerie interessa unicamente il rivestimento definitivo ma non le misure di sostegno nella zona immediatamente vicina al fronte di avanzamento.

L'intensità specifica del rigonfiamento è importante solo in prossimità del cavo, laddove ha luogo una diminuzione significativa dello stato di compressione iniziale del massiccio; essa decresce rapidamente allontanandosi dallo stesso, e ciò a dipendenza della funzione di rigonfiamento indicata nella **Figura 8b**).

Quando le premesse siano date, il rigonfiamento interessa la totalità della linea caratteristica (non solo la parte corrispondente al comportamento plastico) in quanto è sufficiente una piccola diminuzione di una delle componenti del campo tensionale affini-

ché, in presenza di acqua, il rigonfiamento possa prodursi seppur in misura ridotta (sempre ovviamente che esista un reale potenziale di rigonfiamento).

Adeguati metodi di calcolo permettono di definire la seconda curva caratteristica a partire dalla funzione di rigonfiamento, che va ovviamente determinata in modo sperimentale ma sulla quale non possiamo estenderci oggi.

- Possono essere immaginati, e se del caso simulati, anche altri fenomeni che conducono con il tempo ad un decadimento delle proprietà meccaniche del terreno, come:
 - . effetto dell'acqua a seguito della modifica del regime idraulico con possibile diminuzione delle caratteristiche meccaniche del terreno,
 - . effetti di dilavamento,
 - . reazioni chimiche (dissoluzione) o
 - . altre cause.

Nella misura in cui questi fenomeni possono essere individuati e quantificati, essi sono suscettibili di essere introdotti nel calcolo e rappresentati da relative linee caratteristiche. Di regola però, tali fenomeni si sviluppano a sufficiente distanza dal fronte per cui interessano unicamente il rivestimento definitivo.

C) Zone interessate

Può essere utile elencare le zone del massiccio interessate dalle singole fasi di cui si è detto poc' anzi.

- La deformazione elastica interessa teoricamente tutto lo spazio, ovvero si estende, in teoria, fino all'infinito.
- La zona plastica interessa una zona detta anche di “rottura” più o meno concentrica al cavo.
- Il decadimento delle proprietà meccaniche una volta sorpassata la resistenza di picco, interessa la parte interna della zona di rottura, o plastica, nelle vicinanze del cavo.
- I fenomeni di viscosità si limitano alla zona plastica, mentre

- i fenomeni di rigonfiamento interessano tutto lo spazio, ovvero tutti i punti dove si verifica la diminuzione anche di una sola componente di compressione rispetto allo stato iniziale. L'intensità del rigonfiamento è in realtà assai variabile da punto a punto e in pratica il suo influsso non si estende in realtà molto oltre la zona di deformazione plastica, come indicato nella **figura 8b**).

D) Caratteristica negativa

Occorre mettere in evidenza il fatto fondamentale che la linea caratteristica, di forma approssimativamente iperbolica, presenta sempre una derivata $\frac{d\varrho}{dp}$ negativa. Non può esistere un "ritorno" come da taluni postulato, nel senso che aumentando la deformazione di convergenza oltre un dato limite, aumenterebbero anche le pressioni necessarie alla stabilizzazione.

Un siffatto apparente ritorno, o una siffatta inversione di tendenza, è dovuto a che in certe condizioni il punto di equilibrio passa, o salta, da una linea caratteristica ad un'altra. Ad esempio, da una linea che non tenga conto della viscosità ad una linea che ne tenga conto, oppure da una linea corrispondente a una zona di materiale di terreno indenne a una linea caratteristica corrispondente al terreno ammalorato, o da una linea caratteristica che non tenga conto del rigonfiamento a un'altra che lo prenda in considerazione. (**Figura 9**).

In altre parole, l'affermazione dell'esistenza di un "ritorno" della linea caratteristica è dovuta apparentemente alla confusione che purtroppo si fa tra linea caratteristica e traiettoria degli equilibri successivi situati su linee caratteristiche diverse.

Fondamentalmente la "caratteristica matematica" delle predette linee è sempre negativa (aumento della convergenza per una diminuzione della forza di sostegno), in quanto ogni linea caratteristica è calcolata con precisi parametri geotecnici costanti non soggetti a variazioni nel tempo. Una modifica di un qualsiasi parametro conduce alla costruzione di una nuova linea caratteristica, differente dalla precedente, valida per esempio per un tempo successivo.

6. COMPONENTE LONGITUDINALE

Purtroppo la componente longitudinale del campo tensionale viene spesso ignorata ; fatto questo che ha causato numerosi e anche gravi incidenti. Ciò può spiegarsi in quanto il suo impatto è spesso di entità secondaria o comunque meno appariscente di altri. La **figura 10** mette in evidenza l'effetto di questa componente. L'elemento di terreno (A), che forma parte di un anello portante nel terreno, è sottoposto a compressione nelle tre direzioni. La componente principale in direzione tangenziale $\sigma_t = \sigma_1$ è quella che determina la forza portante dell'arco. Questa sollecitazione di compressione e dunque detta forza portante è però possibile solo se la componente $\sigma_r = \sigma_3$ (di contenimento) in senso radiale è sufficientemente importante per garantire che il relativo cerchio di Mohr non sorpassi i limiti di resistenza del materiale.

Tuttavia, affinché l'arco possa esistere strutturalmente è necessario che esso sia contenuto anche nel senso longitudinale con $\sigma_z = \sigma_2$. Questa componente longitudinale deve essere compresa tra i valori σ_1 e σ_3 . In questo caso essa non assume grande importanza per l'equilibrio generale. Se invece, per qualsivoglia ragione, la sollecitazione longitudinale σ_2 dovesse risultare inferiore a σ_3 si produrrebbe inevitabilmente una diminuzione della compressione σ_1 (corrispondente a quella tangenziale σ_t che passa da σ_t a σ_t^*) ne risulta un decadimento della forza portante dell'arco. Ne consegue un aumento della convergenza e dunque un aumento del carico agente sul sistema di sostegno, eventualmente fino a sorpassarne la resistenza e a causarne il crollo.

Questo trasferimento di carico contribuisce a volte a creare l'illusione del menzionato "ritorno" della linea caratteristica.

Casi tipici in cui la componente longitudinale assume importanza determinante sono :

- Nel piano del portale è spesso indispensabile applicare una forza di contenimento affinché possa formarsi un arco portante già all'inizio del cavo **Figura 11a**).
 - Se però il terreno presenta una resistenza sufficientemente alta, oppure se le discontinuità strutturali fossero esclusivamente verticali e perpendicolari all'asse della galleria, il

cavo potrebbe essere stabile anche in assenza di detta forza di contenimento longitudinale.

- . Siccome al portale il sovraccarico è generalmente modesto, la totalità del peso potrebbe anche essere affidata alla struttura di sostegno del cavo senza la necessità di un arco portante nel terreno.
- . Spesse volte questo problema viene risolto con la posa di ancoraggi o di altri accorgimenti atti a creare una seppur modesta compressione longitudinale nella zona d'imbocco e con ciò permettere la formazione dell'arco portante in roccia.
- La rottura, o meglio il crollò del fronte, come indicato nella **figura 11b**), avrebbe come conseguenza di far scomparire la componente di compressione longitudinale σ_z , ciò che porterebbe al cedimento degli archi portanti nel massiccio nell'immediata vicinanza del fronte. Questo fatto impone in numerosi casi la posa di strutture di sostegno del fronte durante l'avanzamento (per es. chiodatura) nell'intento di applicare su di esso un'adeguata pressione p_f di contenimento.
- Qualora, per qualsivoglia ragione, si producesse il crollò in una sezione della galleria già scavata **figura 11c**), la conseguente brusca diminuzione della componente longitudinale σ_z nella zona farebbe sì che la rottura si propaghi a partire da questo punto nelle due direzioni della galleria. Viene appunto a mancare, o perlomeno a essere ridotto, l'effetto portante dell'arco naturale esistente nelle sezioni contigue a quella del crollo. I sostegni vengono sovraccaricati. La zona di rottura si estenderà fino a fermarsi da un lato, per esempio, nella zona del fronte, dall'altro in direzione dell'imbocco in una sezione dove, per qualsiasi ragione, le condizioni d'equilibrio siano più favorevoli.

Ovviamente, la componente longitudinale di compressione scompare solo fino ad una certa distanza dal cavo e l'effetto della sollecitazione longitudinale può ristabilirsi a più grande distanza, formando un arco nella direzione longitudinale, come indicato dalla **figura 11c**).

7. LINEE CARATTERISTICHE DEI SOSTEGNI

Esaminiamo ora le strutture di sostegno che possiedono anche loro proprie linee caratteristiche. Di nuovo esamineremo, per ragioni di semplicità, unicamente il caso della simmetria assiale, mentre il caso di una sezione non circolare e di uno stato tensionale naturale non di tipo litostatico può essere trattato in modo simile seppur risulti ovviamente più complesso. In questi casi si deve in particolare far ricorso a parecchie linee caratteristiche del sostegno.

La **figura 12** indica alcuni esempi di relazione funzionale “pressione-convergenza” per i sostegni. Si tratta del carico agente sugli stessi (che è pari alla forza di contenimento del terreno) e della convergenza che dovrà essere compatibile con quella del cavo.

Le sette linee rappresentate nella figura corrispondono ai seguenti casi:

- 1) struttura elastica (ad esempio centine circolari in acciaio),
- 2) elemento elastico con cedimento iniziale, p.es. interposizione di elementi cedevoli tra i giunti delle centine,
- 3) elemento elastico successivamente irrigidito, p.es. da un anello supplementare di calcestruzzo spruzzato,
- 4) elemento elastico con limitazione carico, p.es. centine tipo Toussaint,
- 5) elemento con “softening”, p.es. nel caso di una fase plastica oltre a quella elastica,
- 6) precompressione con cavi e conseguente possibile rottura “fragile” degli stessi, e
- 7) instabilità per carico di punta del sostegno che porta generalmente al crollo in quanto la forza portante diminuisce con l’aumentare della deformazione.

Linee di ancor altro tipo sono concepibili secondo svariate combinazioni di elementi di sostegno.

La "caratteristica matematica" di queste linee è normalmente positiva ; ossia aumento della resistenza con l'aumento della convergenza. E ciò fino alla rottura.

L'ultimo caso (7 della fig. 12) forma eccezione e comporta un esteso tratto di comportamento a caratteristica negativa. È ovvio che, in questo caso, l'incrocio della linea caratteristica del sostegno con la linea caratteristica del cavo - ambedue con caratteristica matematica negativa - risulta assai difficile da ottenere, e si traduce normalmente nel crollo della cavità.

8. ANCORAGGI RADIALI

La stabilità del cavo può risaputamente essere migliorata con la posa di ancoraggi o di bulloni radiali. Tali bulloni possono essere considerati dal punto di vista strutturale sia come

- un elemento del sostegno, oppure come
- un fattore migliorativo delle proprietà meccaniche del terreno in una certa fascia intorno alla cavità. Si crea una zona di “roccia armata”.

Specifici metodi di calcolo sono a disposizione che si basano sull'uno o sull'altro concetto.

9. PUNTO D'EQUILIBRIO

L'intersezione di una linea caratteristica della cavità con una linea caratteristica del sostegno, come indicato dalla **figura 13**, permette di raggiungere un punto d'equilibrio indicato con E.

Ovviamente l'equilibrio può essere transitorio o momentaneo, oppure finale a seconda delle linee caratteristiche che saranno state scelte e ciò a dipendenza dell'avanzamento della fase di costruzione delle strutture di sostegno e dal grado di sviluppo dei fenomeni lenti quali viscosità o rigonfiamento della massa rocciosa.

Il vantaggio della rappresentazione per il tramite di linee caratteristiche consiste nel fatto che tutti i procedimenti di lavoro possono essere seguiti graficamente con semplicità su un grafico “contenimento - convergenza”, tenendo debitamente conto delle numerose funzioni che entra-

no in linea di conto. E' facile immaginarsi come il numero delle combinazioni che possono essere incontrate nella pratica di costruzione possa essere estremamente elevato.

Essenziale nella definizione del punto d'equilibrio, come risulta dalla stessa figura, sono :

- da un lato la deformazione che il cavo avrà subito prima che intervenga il sostegno (questo argomento verrà trattato nel capitolo seguente in relazione alla stabilizzazione nella zona del fronte), e
- d'altro lato, la rigidità del sostegno.

L'arte dell'ingegnere consiste nell'ottimalizzare questi due valori nell'ambito delle possibilità strutturali e costruttive.

10. NUOVO METODO AUSTRIACO

Il cosiddetto Nuovo Metodo Austriaco di costruzione, dopo essere stato fortemente in auge, è stato oggetto recentemente di critiche a volte aspre ed appassionate. Il rimprovero principale che viene mosso a questo metodo è di non essere chiaramente definito. A me sembra, tuttavia, che si possano riconoscergli le seguenti particolarità, come da **tavola 4**.

- In primo luogo il concetto seguito è di non opporsi con forze di sostegno eccessive al movimento di convergenza, ma di accettare convergenze importanti con lo scopo di ridurre l'entità dei sostegni necessari ovvero le dimensioni e il costo degli stessi.
- A questo scopo, è indispensabile usare metodi di contenimento della roccia che siano flessibili e suscettibili di adattarsi a importanti convergenze senza che il crollo avvenga.
- Infine il metodo dà maggior importanza all'osservazione di quanto capita sul cantiere che non a calcoli effettuati a priori. Ne consegue la pratica di un'importante strumentazione e di un notevole lavoro d'interpretazione dei valori ricavati.

Come ogni metodo di costruzione, anche il Nuovo Metodo Austriaco ha i suoi limiti. Se ne possono riconoscere almeno i seguenti :

- Ai grossi movimenti di convergenza in sotterraneo corrispondono assestamenti in superficie eventualmente eccessivi specialmente per opere realizzate a poca profondità. In zone costruite questo fattore può consigliare di scartare questo metodo di costruzione.
- In secondo luogo, accettando deformazioni importanti, si deve poter contare con un minimo di coesione e poter ammettere che il decadimento delle proprietà geotecniche del materiale non sia eccessivo e dunque che angolo di attrito e coesione non decrescano troppo rapidamente e in modo troppo brusco in funzione dei movimenti di convergenza.
- In terzo luogo, l'avvicinarsi troppo ad un eventuale asintoto verticale della linea di convergenza induce a operare con margini di sicurezza relativamente ridotti con da un lato un maggior rischio di crolli e dall'altro lato la necessità di un permanente e intenso controllo dell'avanzamento come risulta dalla stessa tavola.

Con il metodo austriaco si troverà l'equilibrio finale in una zona della linea caratteristica definita da convergenze maggiori e carichi minori rispetto a un metodo costruttivo "classico" che farebbe ricorso a sostegni più rigidi.

11. TRANSIZIONE DALLO STATO NATURALE ALLO STATO FINALE

Secondo la **figura 14** la transizione dallo stato tensionale nella sezione iniziale I situata a sufficiente distanza davanti al fronte, alla situazione finale F avviene nella zona del fronte di avanzamento (A) che assume particolare importanza nell'ambito della costruzione.

In termini di linee caratteristiche, il punto di equilibrio I corrisponde allo stato di tensione naturale con deformazioni di convergenza che, per definizione, sono nulle. Lo stato di equilibrio finale F sarà rappresentato con buona approssimazione da un punto della linea caratteristica determinante. Come già segnalato, il punto d'equilibrio F deve essere compreso "nel campo dei punti di equilibrio possibili e accettabili" definito dai due limiti (1) e (2). Il tratto compreso tra i punti I e (1) non può essere raggiunto con gli usuali metodi di costruzione. Il tratto di linea caratteristica oltre il punto (2) non è accettabile per le eccessive deformazioni che impli-

cherebbe. La zona del fronte (A) deve trovarsi imperativamente in una posizione intermedia tra i punti (1) e F.

Nella seguente **figura 15** si rappresenta, nella direzione dell'asse longitudinale della galleria, la convergenza δ di transizione progressiva tra il punto d'equilibrio iniziale I e il punto finale F. Notasi che le convergenze iniziano ben prima del fronte, raggiungono il valore δ_A nella sezione corrispondente, aumentano fino al valore δ_S , laddove viene messo in opera il primo sostegno, per stabilizzarsi poi al valore δ_F (finale) a galleria terminata a sufficiente distanza dal fronte. Col tempo, p.es. a causa di residui di effetti viscosi o del rigonfiamento del terreno, questa convergenza finale può ancora aumentare, caricando ulteriormente il rivestimento.

Sostanzialmente la transizione dallo stato iniziale allo stato finale è condizionata:

- dalle rigidità e resistenza del nucleo (eventualmente migliorato da particolari interventi), e
- dalla deviazione delle forze (o compressioni) longitudinali che creano un arco nel senso dell'asse della galleria (notasi che questo effetto non è direttamente influenzabile). Come detto, questo contributo al sostegno della cavità può essere distrutto da un crollo che si producesse nella zona del fronte.

Notasi, per completezza, che il fenomeno della formazione dell'arco longitudinale va disgiunto dal problema già trattato delle forze longitudinali necessarie ad assicurare la formazione e la persistenza degli anelli portanti nel terreno ancorché si tratti delle stesse forze.

12. STABILITÀ DEL FRONTE

Un modo per afferrare chiaramente le condizioni di equilibrio nella zona del fronte, consiste nell'estendere idealmente il cilindro formato dalla galleria all'interno del massiccio non ancora scavato e di esaminare l'andamento delle forze di contenimento che agiscono sull'esterno del massiccio. (**Figura 16**). A partire dallo stato naturale di sollecitazione, al quale corrispon-

de una pressione di sostenimento uguale alla corrispondente compressione si nota, avvicinandosi al fronte, una diminuzione di queste forze di sostegno, e ciò a dipendenza del movimento di estrusione che si produce verso la cavità, malgrado forze di contenimento p_f . Immediatamente dopo il fronte e per un certo tratto si ha una zona delicata poco o non sostenuta, mentre a partire da una certa distanza intervengono le pressioni di contenimento generate dai sostegni, non appena essi siano staticamente attivi. A maggior distanza il rivestimento finale sopporterà la cavità essendo caricato con una pressione p_R , valore questo che determinerà la convergenza finale secondo la corrispondente linea caratteristica.

Orbene, il complesso di queste forze di stabilizzazione che vanno dalle sollecitazioni naturali fino alla pressione di contenimento esercitata dal rivestimento definitivo, deve sostenere la massa rocciosa situata all'esterno del cilindro precedentemente definito. La zona la più delicata si trova chiaramente in vicinanza al fronte.

Per aumentare la stabilità di questa zona si hanno a disposizione due mezzi :

- il sostegno della cavità nell'immediata vicinanza del fronte, e
- il contenimento del fronte per aumentare la resistenza del nucleo.

Spesse volte si dovrà far ricorso ai due metodi combinati, a meno che non s'intenda consolidare la massa rocciosa con iniezioni od altri mezzi.

Per quanto concerne il contenimento del fronte, p. es. per mezzo di ancoraggi, occorre osservare che a partire dallo stesso verso l'interno della montagna, si formano degli archi. La relativa spinta longitudinale aumenterà in modo esponenziale a partire dal punto di applicazione delle forze d'ancoraggio fino a raggiungere lo stato naturale di compressione.

A seconda del tipo scelto la forza degli ancoraggi al fronte può applicarsi immediatamente sulla superficie di scavo oppure solo a una certa profondità a partire dalla stessa. La prima soluzione essendo ovviamente la più favorevole.

Se consideriamo il cilindro appena definito (**figura 16b**), possiamo stabilire in modo puramente indicativo e grossolano un certo numero di condizioni necessarie per assicurare la stabilità del cavo.

Nelle formule seguenti [6] si indicano simbolicamente le relazioni che devono esistere tra le diverse componenti dello stato tensionale affinché venga garantita la continuità delle compressioni longitudinali che a loro volta permettono la formazione di un anello di sostegno nel terreno attorno alla cavità.

$$\begin{aligned}
 p_f &: \text{pressione longitudinale o forza di stabilizzazione al fronte} && [6] \\
 p_o &= p_f \cdot C_1; && \text{con } C_1 > 1: \text{pressione di sostegno esercitata sul massiccio} \\
 &&& \text{di terreno dal nucleo nella zona del fronte} \\
 \sigma_z &= p_o \cdot C_2; && \text{con } C_2 > 1: \text{compressione longitudinale resa possibile} \\
 &&& \text{dal sostegno del nucleo} \\
 \sigma_t &= \sigma_z \cdot C_3; && \text{con } C_3 > 1: \text{compressione tangenziale che permette} \\
 &&& \text{la formazione dell'anello di terreno, per cui} \\
 \sigma_t &\cong C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot p_o
 \end{aligned}$$

Ben inteso, i fattori C_1 , C_2 e C_3 non sono valori costanti in quanto dipendono tra l'altro dai parametri di coesione, di attrito e di viscosità del materiale preso in considerazione. Se p_f può essere considerato costante sulla superficie del fronte, le altre pressioni sono variabili da punto a punto. Solo un calcolo completo permette di stabilire le reali condizioni d'equilibrio, mentre le formule di cui sopra possono fornire unicamente una prima indicazione intuitiva dei fenomeni. Comunque è facile da intendere che la pressione di contenimento esercitata dal nucleo aumenta in funzione più o meno esponenziale a partire dal fronte.

Le **figure 17 a 19** riportano un esempio di calcolo svolto per un tratto particolare della galleria ferroviaria del S. Gottardo tuttora in fase di progetto.

13. RICERCA DEL PUNTO D'EQUILIBRIO

Stando a quanto esposto, l'equilibrio della cavità può essere ottenuto in diversi modi con forze di sostegno maggiori e deformazioni ridotte o viceversa con convergenze più importanti e forze di sostegno minori.

Il fatto essenziale spesso trascurato è che il punto di equilibrio, o l'equilibrio reale ottenuto, sarà determinato dal procedimento esecutivo, ossia dal metodo di costruzione utilizzato, che permette di passare dallo stato tensionale naturale allo stato tensionale dell'opera finita.

Gli elementi di questa transizione possono essere adeguatamente rappresentati dalla linee caratteristiche che, come già detto, hanno il vantaggio di dare una visione intuitiva e chiara dei fenomeni che hanno luogo.

In effetti si tratta di stabilire la posizione relativa della linea caratteristica del terreno (o delle sue varie linee caratteristiche) da un lato e della linea caratteristica dei sostegni e del rivestimento dall'altro.

Al riguardo assume particolare importanza la deformazione del terreno δ_0 che avviene prima della posa del rivestimento o meglio prima che esso sia strutturalmente efficace.

I tre fattori essenziali nella ricerca della compatibilità delle due linee (identità della convergenza e identità della pressione di sostegno) sono:

- la linea caratteristica della cavità,
- la linea caratteristica dell'elemento di sostegno, e
- la deformazione (δ_0) che avviene prima della posa di un dato elemento di supporto, ossia la posizione relativa delle due (o più) linee caratteristiche.

Considerando le particolarità delle linee caratteristiche delle cavità e dei sostegni, è facile concepire che i casi che si presentano nella realtà del cantiere possono essere estremamente numerosi, e tra di loro assai differenti.

14. LA SEZIONE DEL CAVO E IL SOSTEGNO

Come si ebbe modo di vedere, lo stato tensionale naturale è tanto più vicino ad uno stato isotropo quanto peggiori siano le caratteristiche meccaniche del terreno. Di conseguenza, la sezione deve avvicinarsi tanto più alla forma circolare quanto minore sarà la resistenza del terreno in relazione allo stato naturale di sollecitazione.

In linea di massima si può considerare che la resistenza del sostegno è essenzialmente un problema che riguarda il piano della sezione trasversale, mentre gli aspetti di deformabilità, ovvero le convergenze e dunque la compatibilità delle deformazioni, possono essere esaminati - e anzi lo devono - in una sezione longitudinale nell'asse della galleria.

Per coperture elevate in terreni di scarsa resistenza non è concepibile dimensionare sostegni per le pressioni naturali, per cui l'equilibrio dovrà inevitabilmente essere ricercato con pressioni di stabilizzazione nettamente inferiori alle sollecitazioni originali. Ciò significa che convergenze di una certa entità devono comunque venir accettate, e anzi rappresentano prerequisiti indispensabili, per ottenere condizioni di equilibrio soddisfacenti.

Si rammenta che la convergenza finale è la somma :

- della deformazione del terreno davanti al fronte di scavo,
- della deformazione da quest'ultimo fino al punto di posa del primo sostegno,
- del cedimento di detto sostegno e dei relativi complementi o rinforzi, e infine
- della deformazione del rivestimento definitivo a breve e a lungo termine.

In condizioni difficili il metodo di costruzione deve essere tale da permettere importanti deformazioni di convergenza.

Spesso il sostegno dovrà essere realizzato con centine metalliche circolari.

Si osserva però una certa contraddizione tra l'uso di centine circolari per definizione assai rigide e d'altra parte la necessità di accettare convergenze di notevole entità.

Tuttavia esistono diverse possibilità per risolvere detto contrasto; possono essere citate le seguenti :

- il tipo classico delle centine a forte deformazione utilizzata già da lungo tempo nelle miniere, come p.es. le cosiddette centine tipo TH (Toussaint-Heinzmann)
- la possibilità di inserire tra le placche di congiunzione delle centine metalliche, elementi compressibili, p.es. di legno o di materia plastica o formate da strutture collassabili,
- la possibilità di inserire sull'estradosso delle centine un elemento compressibile, sia metallico, sia formato di particolari elementi di materiale plastico,
- la possibilità di lasciare sfogo al terreno tra le centine e di sostenerlo solo successivamente,
- la collocazione tra le centine di elementi metallici (tipo liner-plates) suscettibili di notevoli deformazioni nel senso radiale, e ovviamente
- la possibilità di combinare questi elementi ed altri ancora, allo scopo di ottenere una sufficiente convergenza (definita per altro verso da adeguati procedimenti di calcolo).

Un altro aspetto da tenere in debita considerazione nel caso dell'uso di centine, è la loro stabilità fuori dal piano normale all'asse della galleria. A questo scopo possono essere utilizzate varie soluzioni, oltre alle tradizionali "catene", come collegamenti metallici saldati o un anello di calcestruzzo spruzzato.

15. CONCLUSIONE

Riassumendo quanto esposto e a mò di conclusione, possiamo dire che :

- Per vari aspetti la statica delle opere sotterranee differisce assai da quella abituale.
- In particolare i carichi agenti sul rivestimento non sono dati a priori ma risultano (ovviamente entro certi limiti) dal metodo costruttivo scelto.
- Un'incertezza assai significativa sussiste sempre in merito alle caratteristiche geomeccaniche del terreno.
- Il concetto delle linee caratteristiche fornisce all'ingegnere una visione chiara e intuitiva dei fenomeni che avvengono durante la costruzione della galleria. Esse permettono anzi tutto di valutare l'incidenza della variazione di ogni singolo parametro.
- Le linee caratteristiche, che non sono un metodo di calcolo in sé, ma un potente ausilio nell'interpretazione di calcoli realizzati con un qualsivoglia metodo, offrono la possibilità di ottimizzare il procedimento di costruzione evitando molti errori di progettazione e di costruzione.
- Per il suo esame il problema globale può essere scisso in due parti :
 - la stabilità del cavo e
 - la stabilità del fronteper poi essere ricomposto nell'ambito dello studio dell'opera ovvero dell'ottimizzazione del progetto.

Tutto ciò ovviamente premette di essere ben consci delle inevitabili limitazioni e approssimazioni che ogni studio di questa natura comporta.

Allegato : 4 Tavole

19 Figure

Minusio-Fontvieille, aprile 1998

Dott. G. Lombardi

Lo/bea/hp

BIBLIOGRAFIA

- /1/ G. Lombardi : Der Einfluss der Felseigenschaften auf die Stabilität von Hohlräumen. Schweizerische Bauzeitung, Sonderdruck aus dem 87. Jahrgang, Heft 3, 16.1.1969.
- /2/ G. Lombardi : The influence of rock characteristics on the stability of rock cavities. Tunnels and Tunneling, Jan.-March 1970.
- /3/ G. Lombardi : Dimensioning of tunnel linings with regard to constructional procedure. Tunnels and Tunneling, July 1973, pp. 340-351.
- /4/ G. Lombardi : Nuovi concetti sulla statica delle gallerie. Ingegneria Ferroviaria N. 2, febbraio 1975, pp. 3-16.
- /5/ G. Lombardi ; W. Amberg ; G.F. Rechsteiner : Long term measurements in underground openings and their interpretation with special consideration to the rheological behaviour of the rock. Intern. Symposium on Field measurements in Rock Mechanics, Zurich, April 4-6, 1977, vol. 2, pp. 839-858.
- /6/ G. Lombardi : Funzione dei sostegni e rivestimenti quale consolidamento nelle opere sotterranee. Seminario su consolidamento di terreni e rocce in posto nell'ingegneria civile, Stresa, 26-27 maggio 1978, pp. 191-229.
- /7/ G. Lombardi : Quelques remarques au sujet de la méthode convergence-confinement. Tunnels et Ouvrages Souterrains, N. 32, mars-avril 1979, pp. 87-92.
- /8/ G. Lombardi : Underground openings in swelling rock. First national conference on Case Histories in geotechnical engineering, Lahore, Nov. 1984.
- /9/ G. Lombardi : Bau von Tunneln bei grossen Verformungen des Gebirges. Sonderdruck aus Broschüre Intern. Kongress, Düsseldorf, 11.-13.6.1981.
- /10/ G. Lombardi ; W. Amberg : L'influence de la méthode de construction sur l'équilibre final d'un tunnel. 4ème Congrès Intern. de Mécanique des Roches, Montreux, 1979, Vol. I, pp. 475-484.

Elementi fondamentali dello studio di una cavità

Natura

- ubicazione del cavo : morfologia terreno, copertura, tratto e zona esaminati
- stato tensionale originale : intensità, orientazione
- caratteristiche geotecniche : omogeneità, isotropia, anisotropia
- valori E , ν , φ , c , η , Δ

Intervento

- sezione, variazioni, geometria, carichi interni
- procedimento costruttivo
- trattamento terreno
- comportamento ed esigenze a breve, medio e lungo termine.

Particolarità del problema statico di una cavità

- incertezza dati geotecnici
- complessità dei materiali
- carichi non predeterminati ma definiti da metodo di costruzione
- altamente iperstatico
- non lineare
- struttura portante evolutiva
- passaggio progressivo da costruzione a opera
- resistenza struttura variabile nel tempo
- stato tensionale variabile nel tempo
- dunque processo evolutivo (dinamico)
- studio parametrico necessario
- incertezza della definizione del grado di sicurezza

**Metodi potenzialmente utilizzabili
per determinare singoli punti della linea caratteristica di una cavità**

- Integrazione analitica (nei casi più semplici di comportamento elastico)
- Integrazione numerica (nei casi di simmetria assiale)
- Metodo delle differenze finite (p.es. FLAC)
- Metodo degli elementi finiti (numerosi programmi di calcolo)
- Metodi speciali (p.es. elastoplastici con viscosità)
- Sperimentazione a scala ridotta in laboratorio
- Sperimentazione in campo prove
- Misure in sito (in corso d'opera)
- Misure ad opera compiuta.

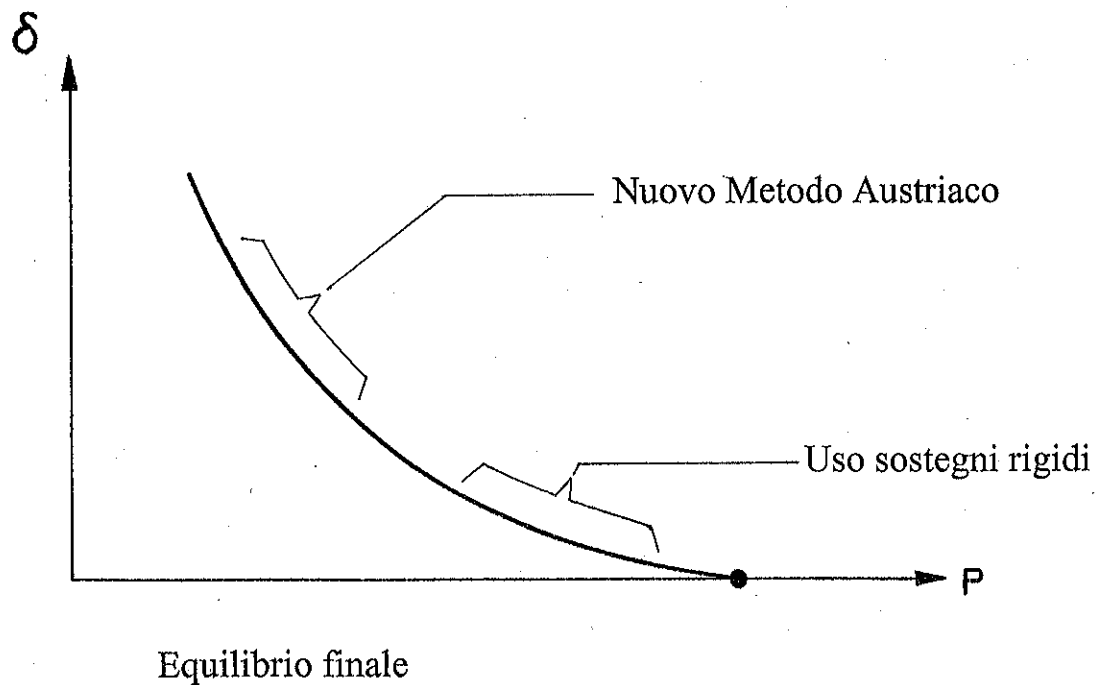
Nuovo Metodo Austriaco

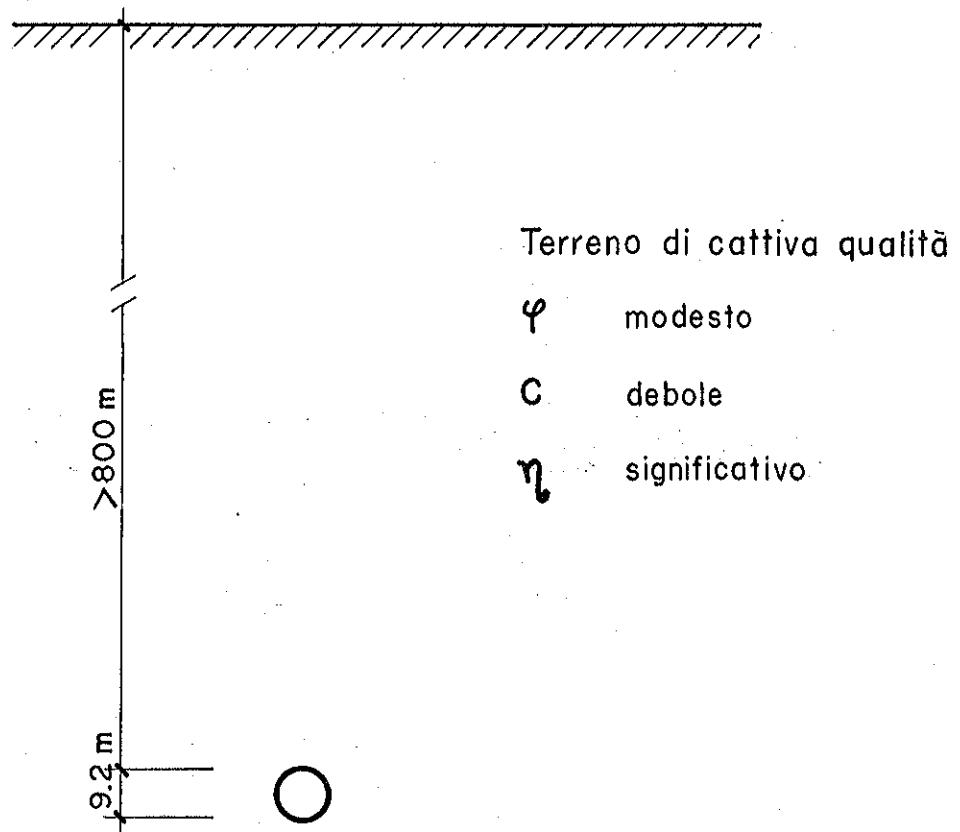
Aspetti principali

- convergenze importanti (riduzione della spinta)
- uso sostegni deformabili, flessibili (ancoraggi, gunite)
- metodo osservazionale, misure frequenti e interpretazione.

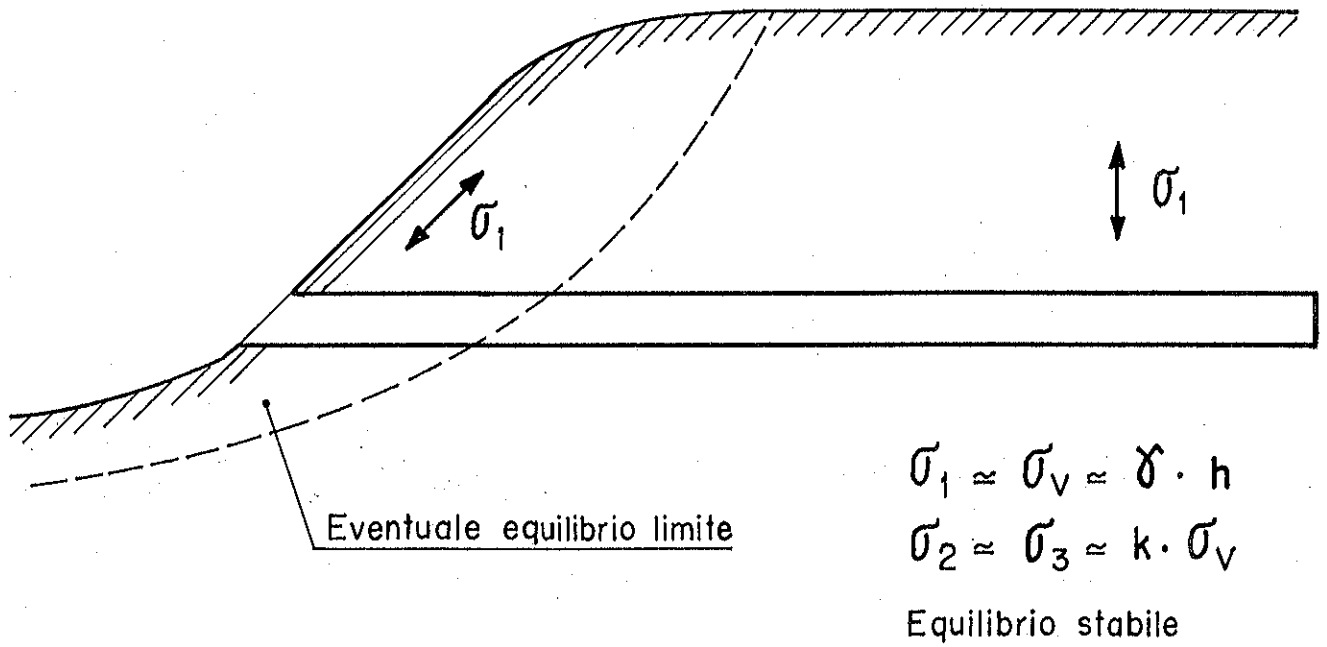
Limitanti principali

- sensibilità agli assestamenti in superficie
- coesione minima richiesta
- limitato decadimento delle proprietà geomeccaniche

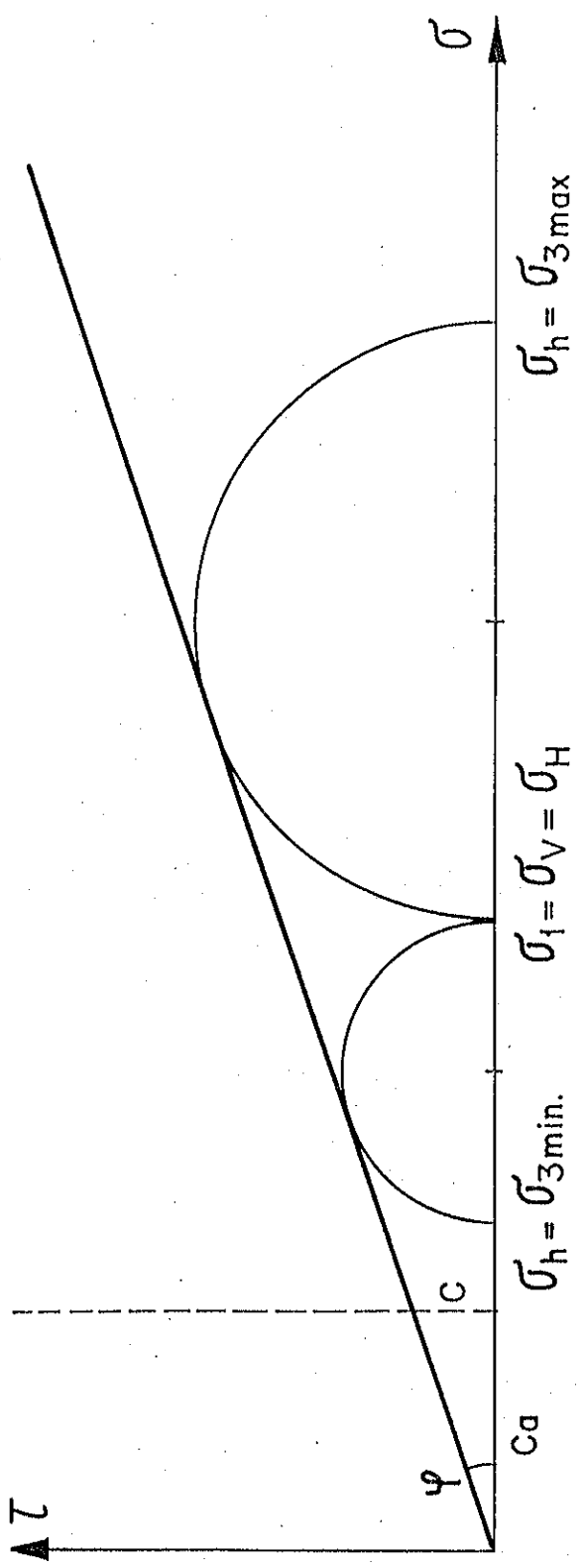




Caso di riferimento (TZM. - F*)
Galleria ferroviaria del S. Gottardo



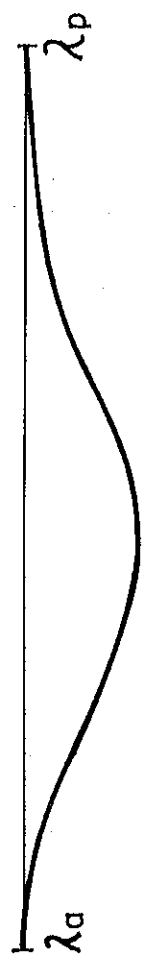
Stato tensionale originale
influenzato da morfologia locale.



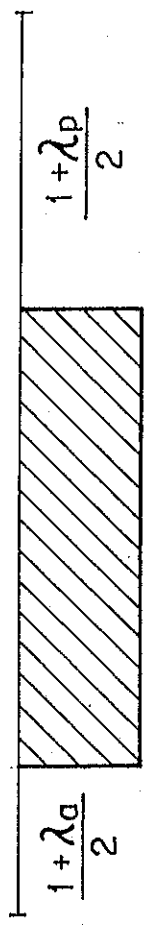
Probabilità :

Se $C \neq 0$:
 $\sigma = \sigma - Ca$

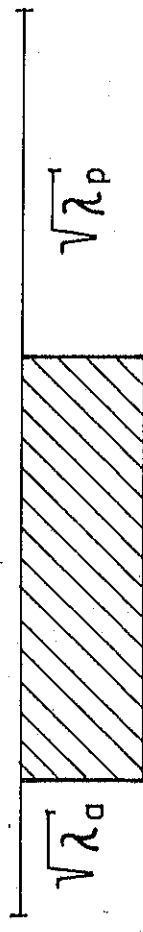
Variatione possibile



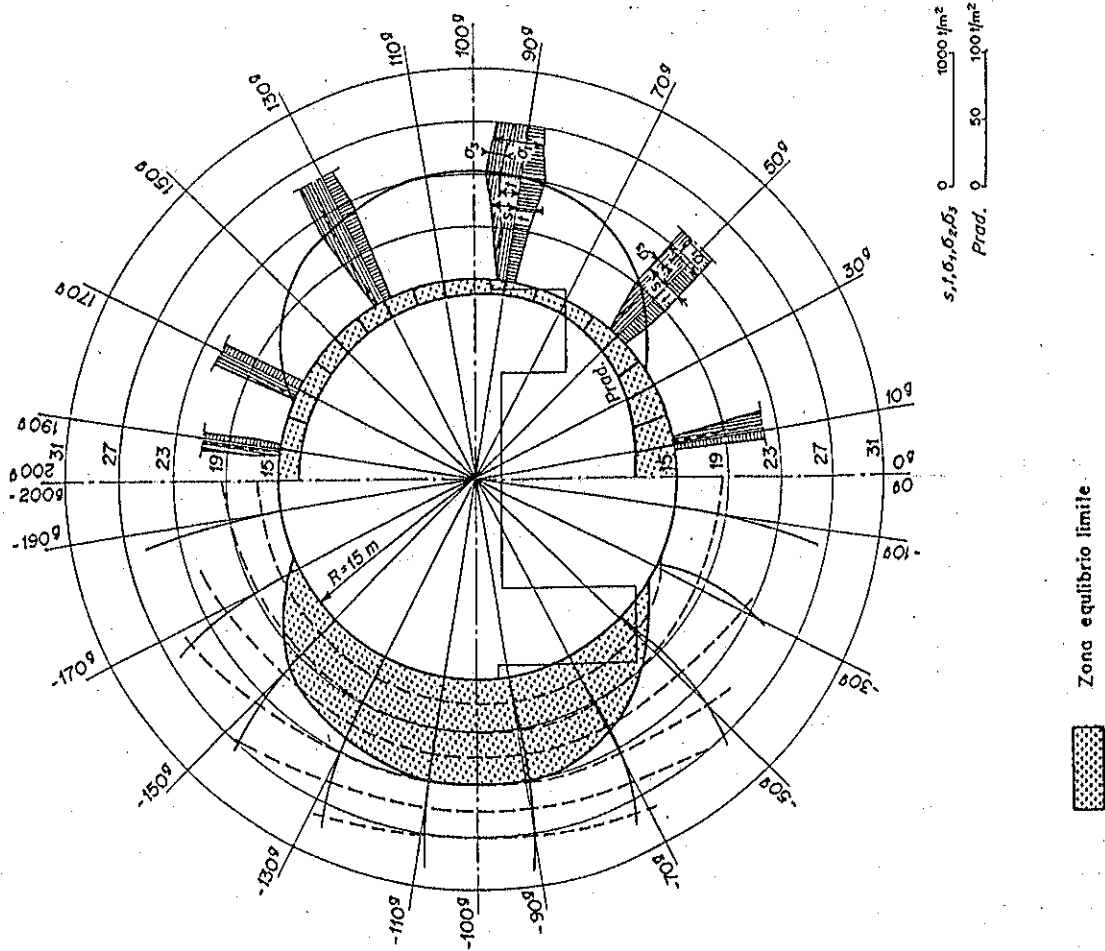
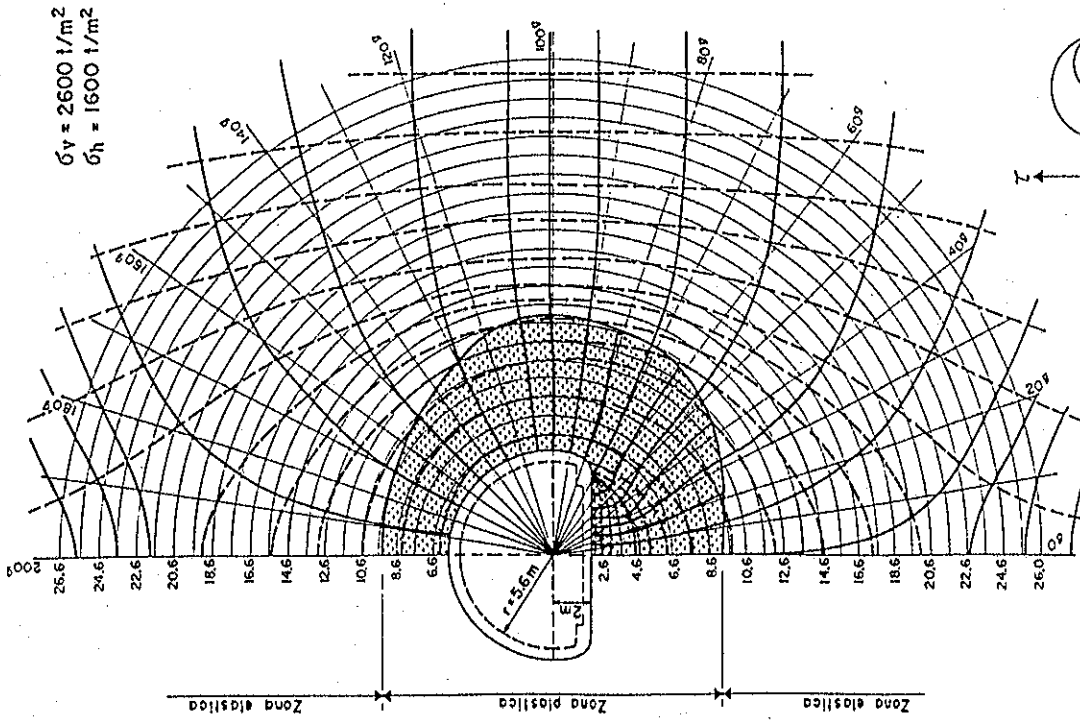
Variatione 1ª ipotesi



Variatione 2ª ipotesi



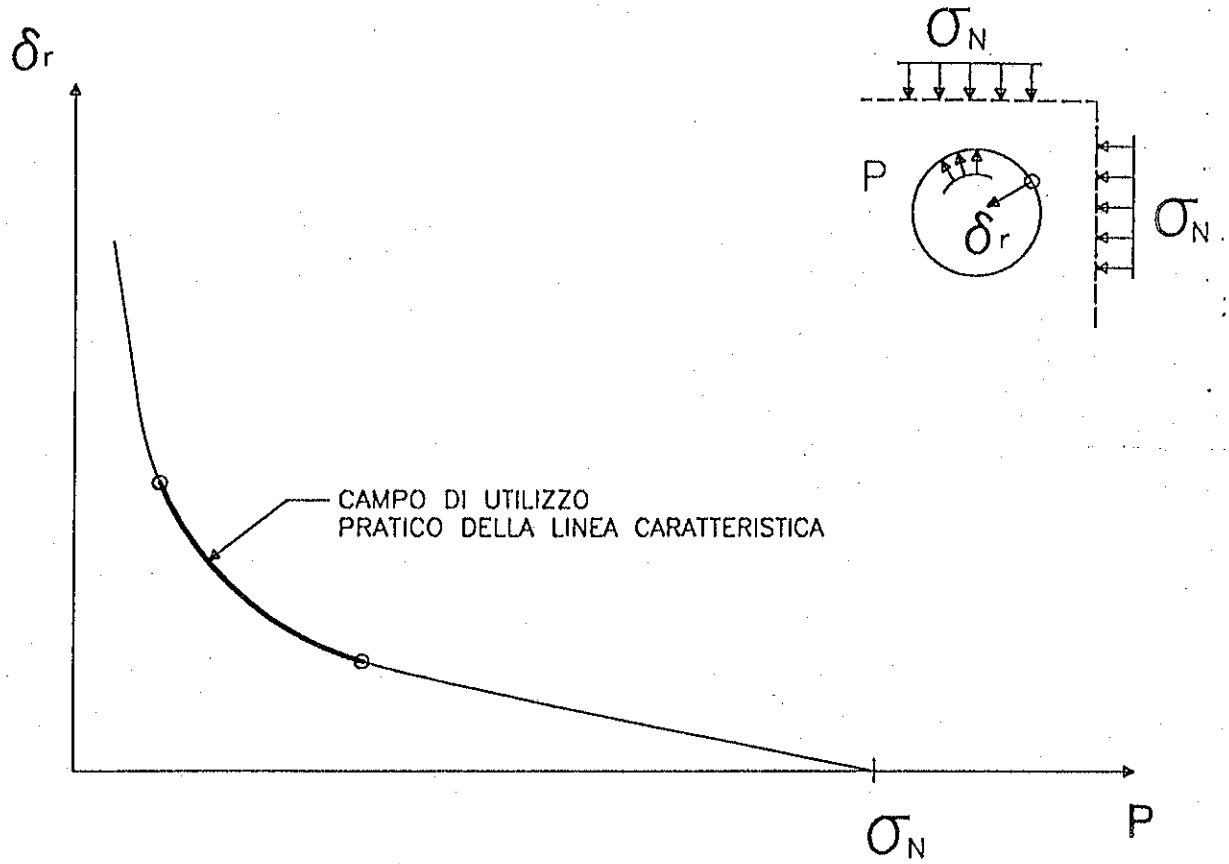
Campo tensionale originale.
 Variatione della componente orizzontale rispetto alla verticale.



Galleria del S. Gottardo (1968)

Caverna di Veytaux (1966)

Campo tensionale attorno ad una cavita'

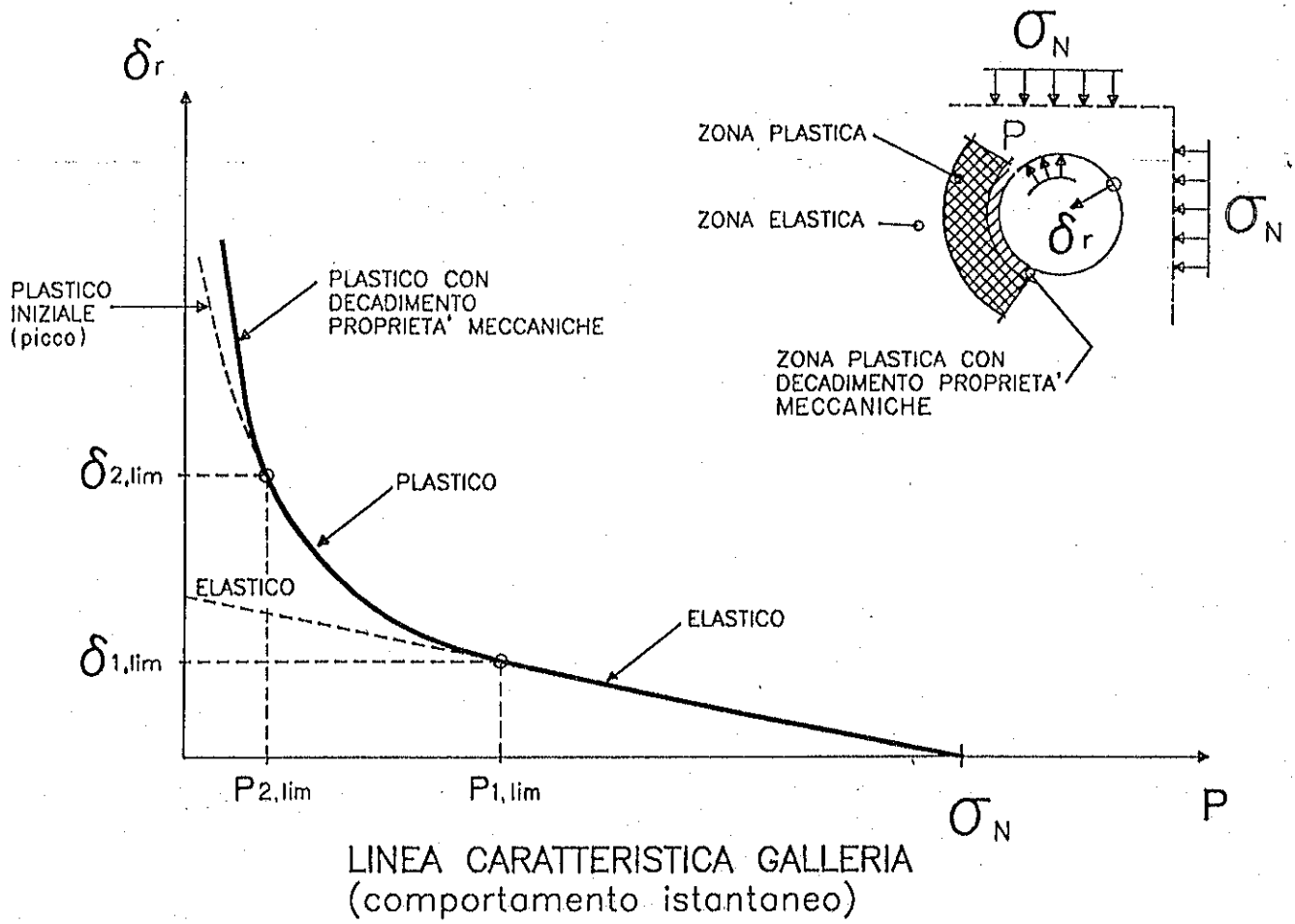


LINEA CARATTERISTICA DELLA GALLERIA
(concetto)

σ_N = stato tensionale naturale

COMPORAMENTO ISTANTANEO

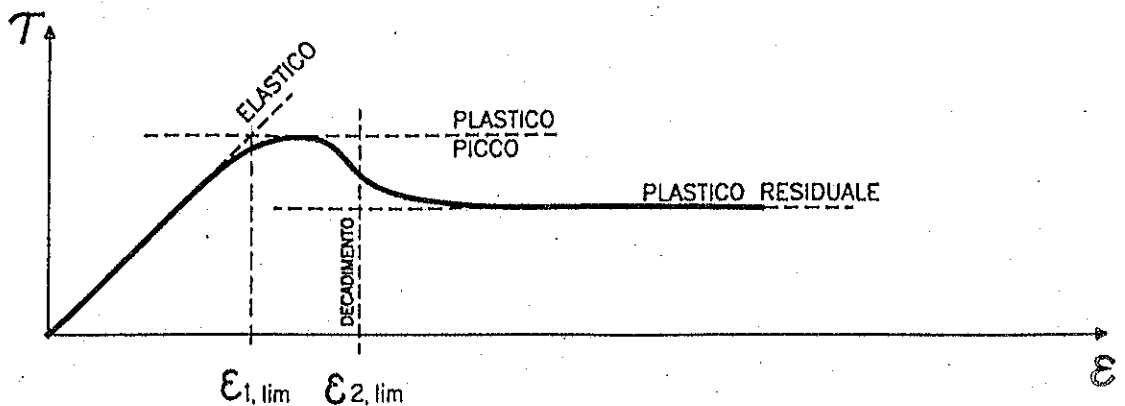
a) Linea caratteristica e diverse fasi

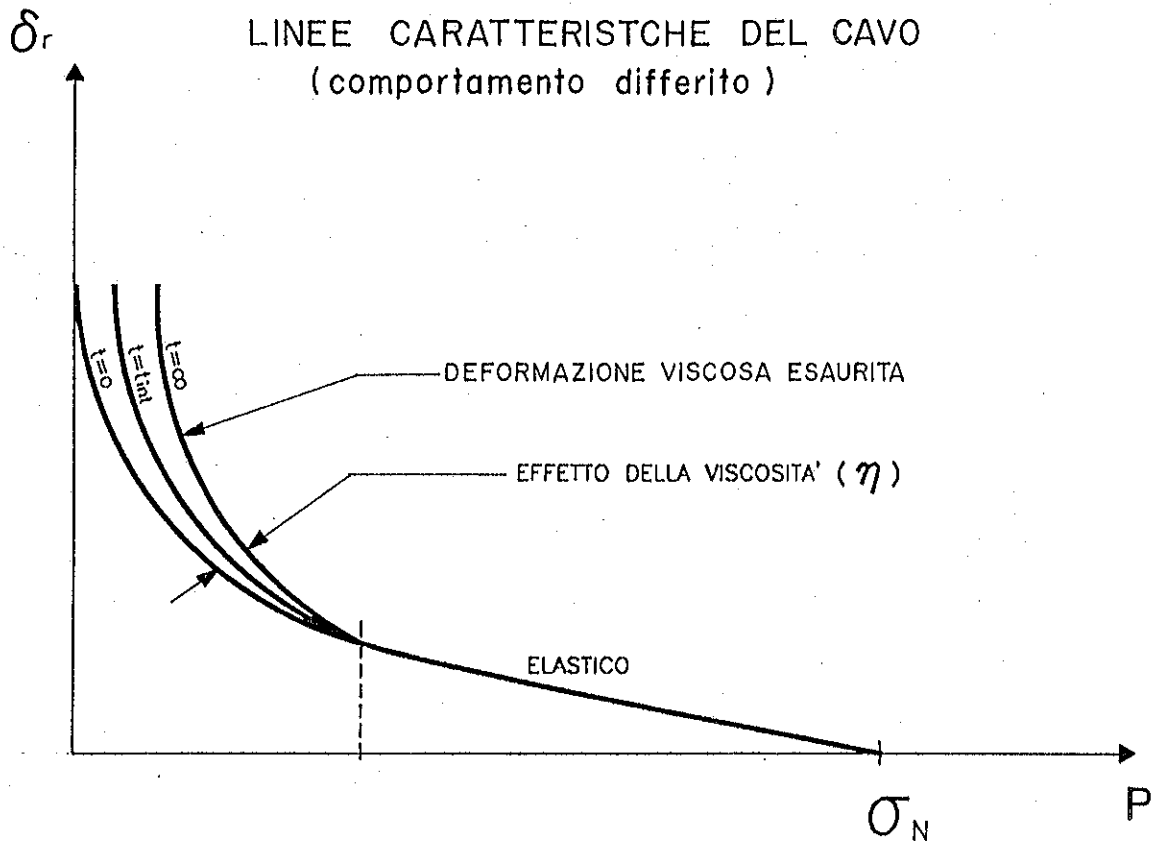


$$\delta = \delta_{el} + \delta_{pl} + \delta_{dec}$$

b) Decadimento proprieta' meccaniche

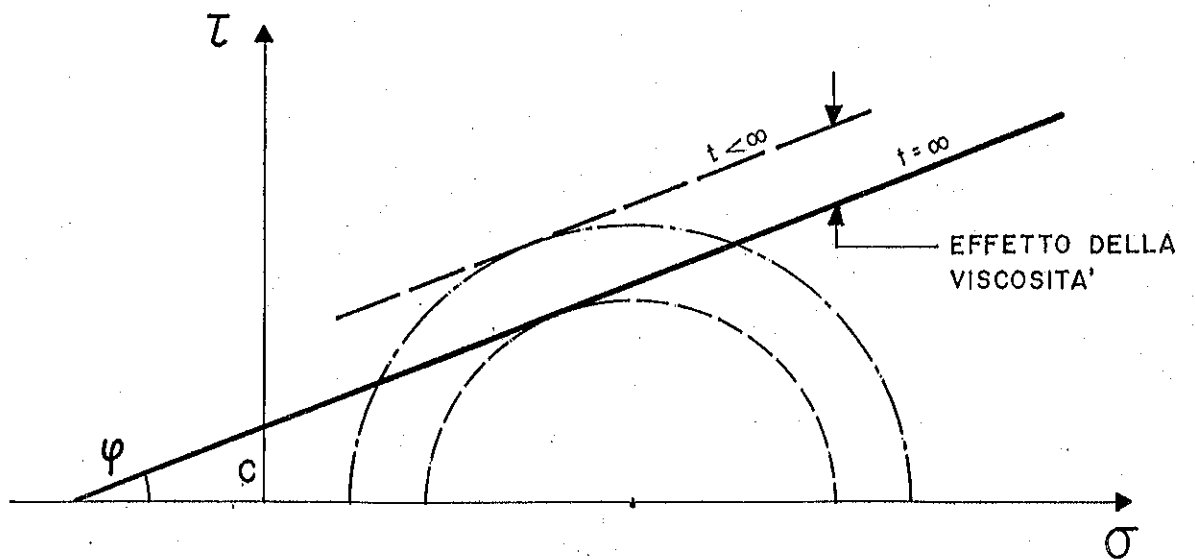
esempio :



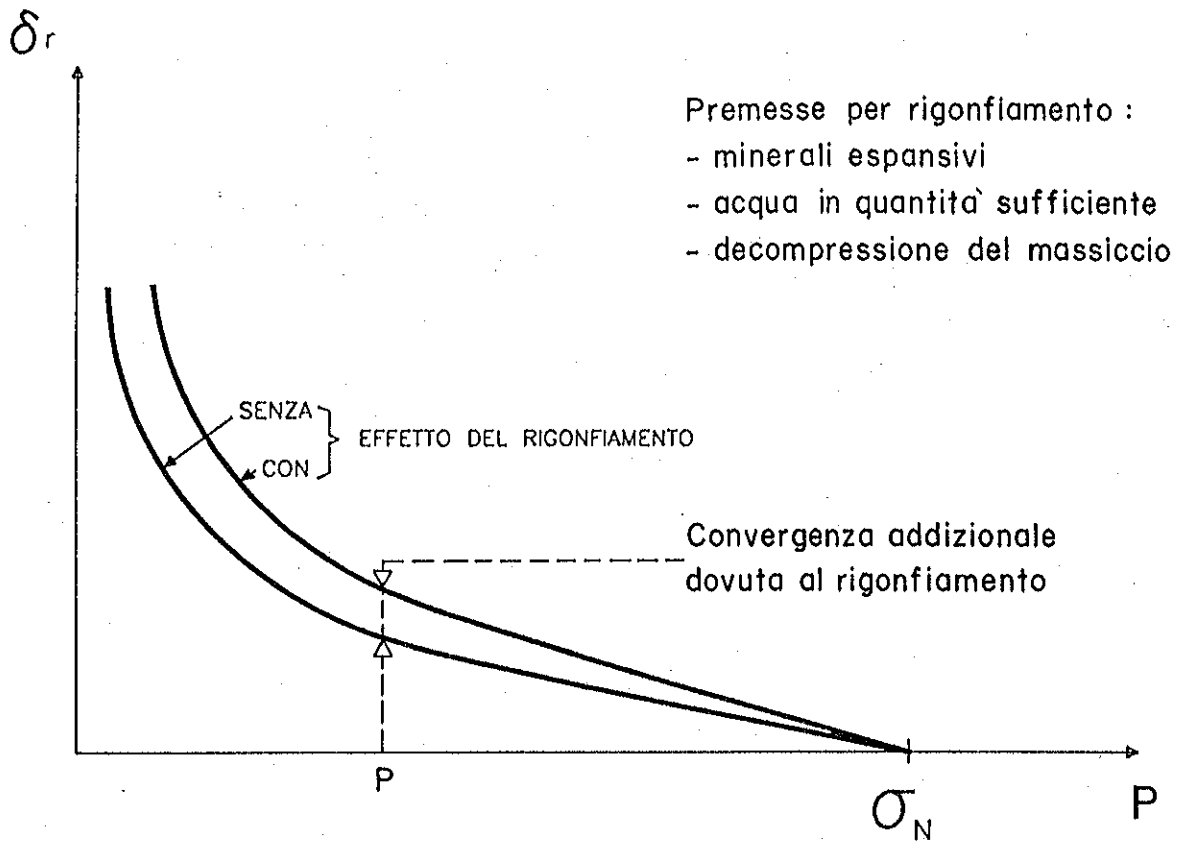


TERRENO ELASTO - PLASTO - VISCOSO

$$\tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi + \eta \cdot \frac{dv}{dn}$$

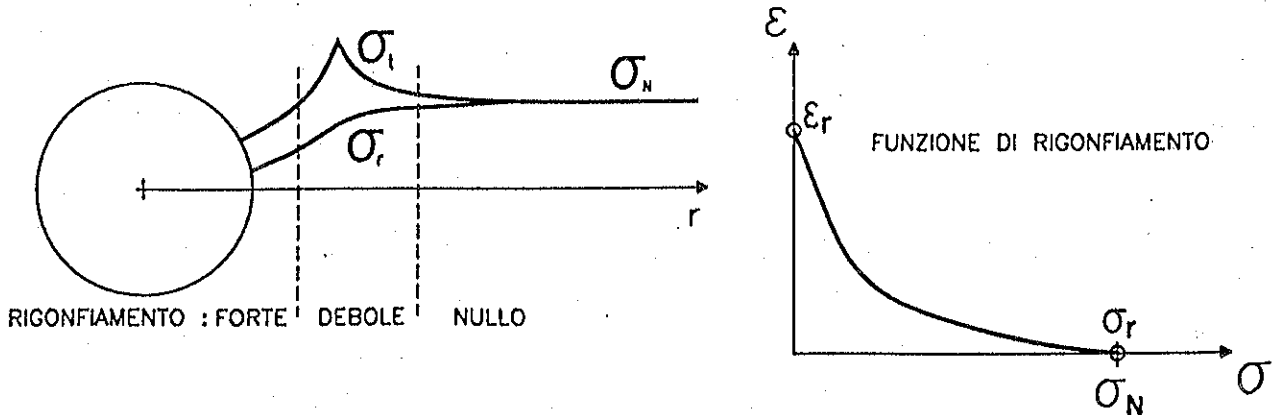


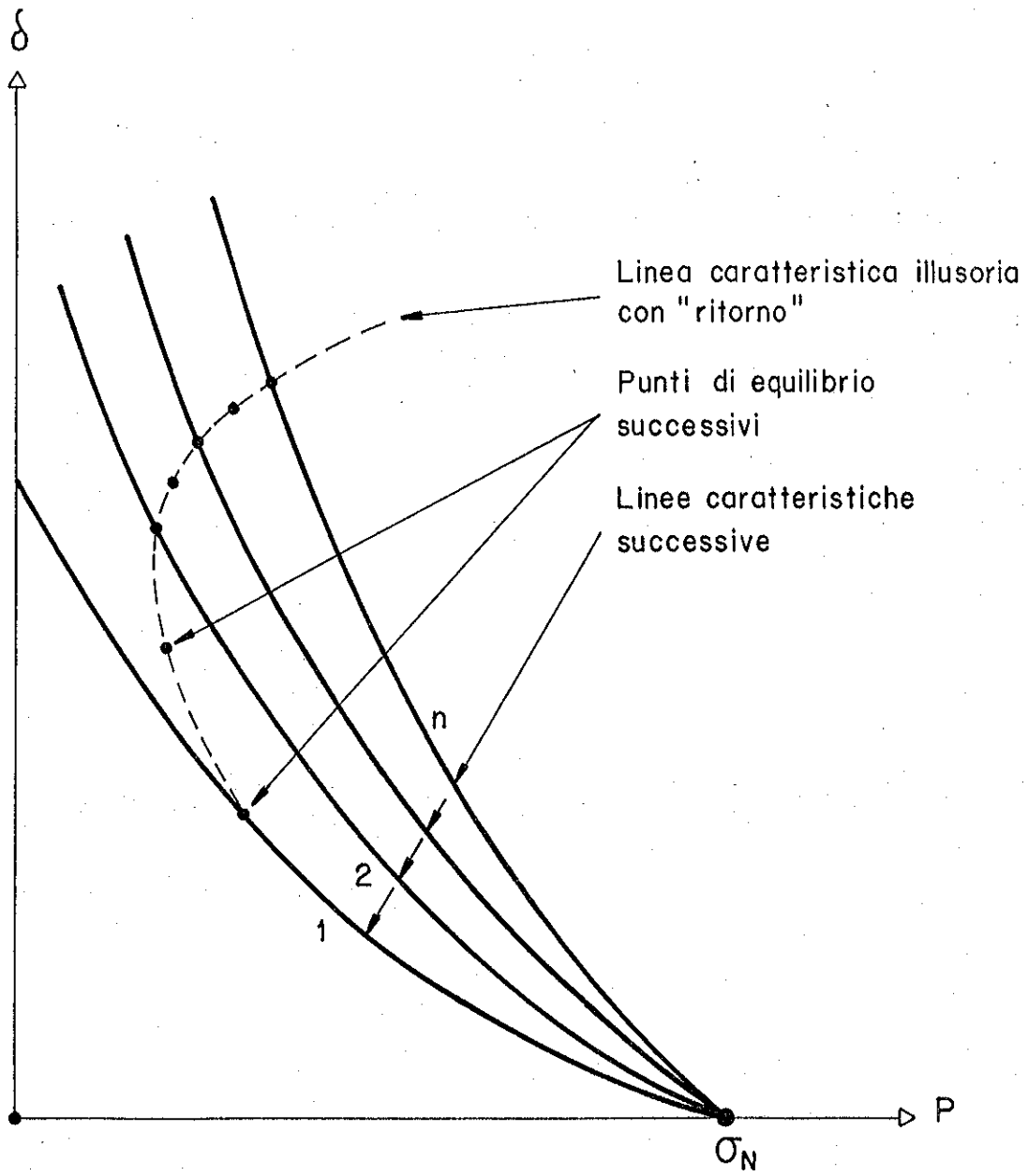
a) Effetto del rigonfiamento



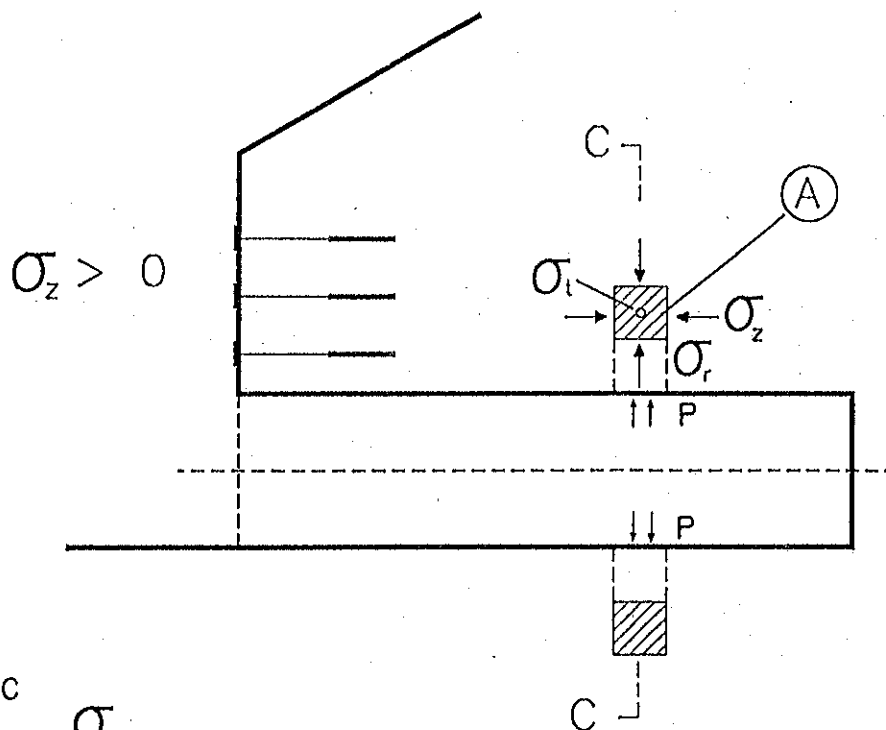
LINEE CARATTERISTICHE GALLERIA
(comportamento differito)

b) Funzione di rigonfiamento e zona di azione

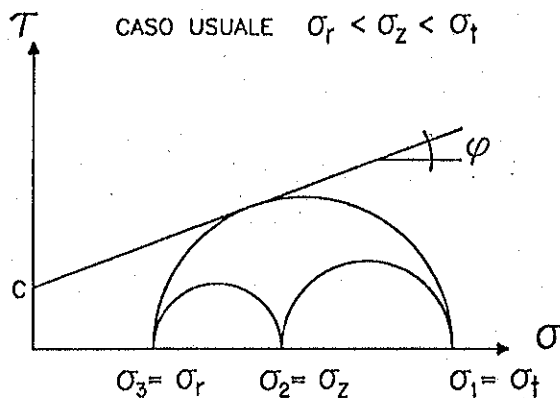
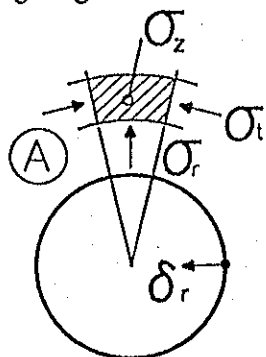




Linea caratteristica illusoria con "ritorno"



SEZIONE C - C



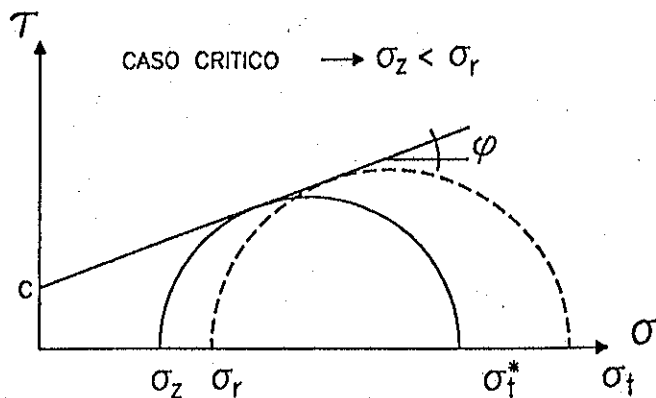
LA FORZA PORTANTE DELL'ARCO NATURALE
NON E' INFLUENZATA DA σ_z

SE σ_z DIVENTA $< \sigma_r$ SI HA :

$$\delta_r \rightarrow \delta_r + \Delta \delta_r$$

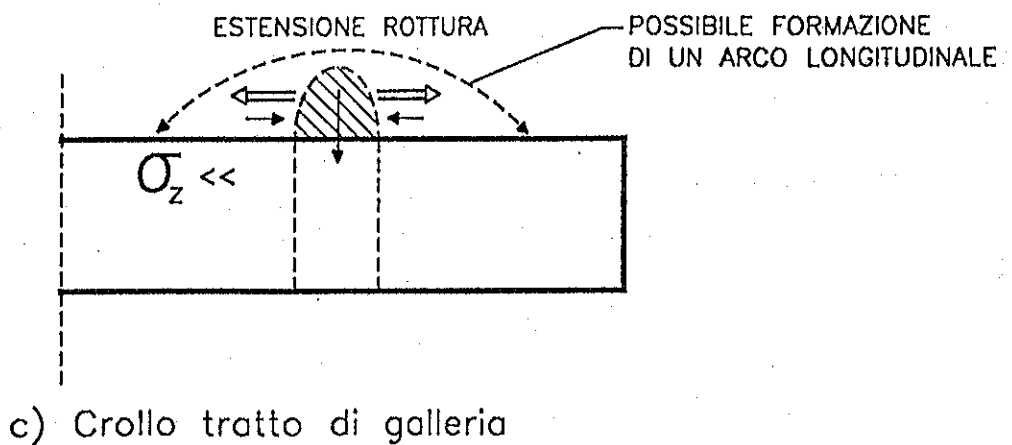
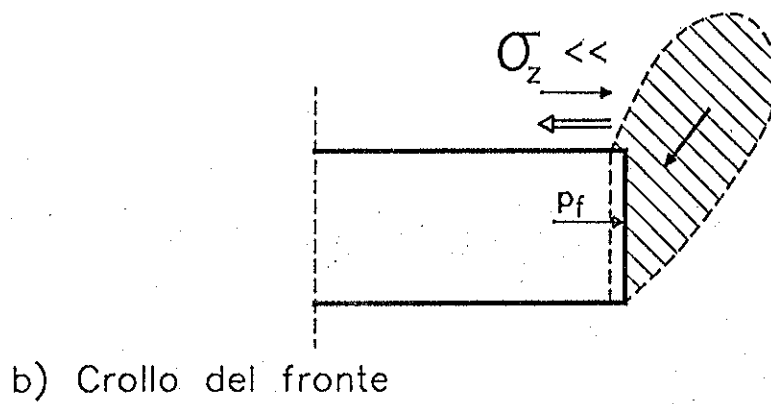
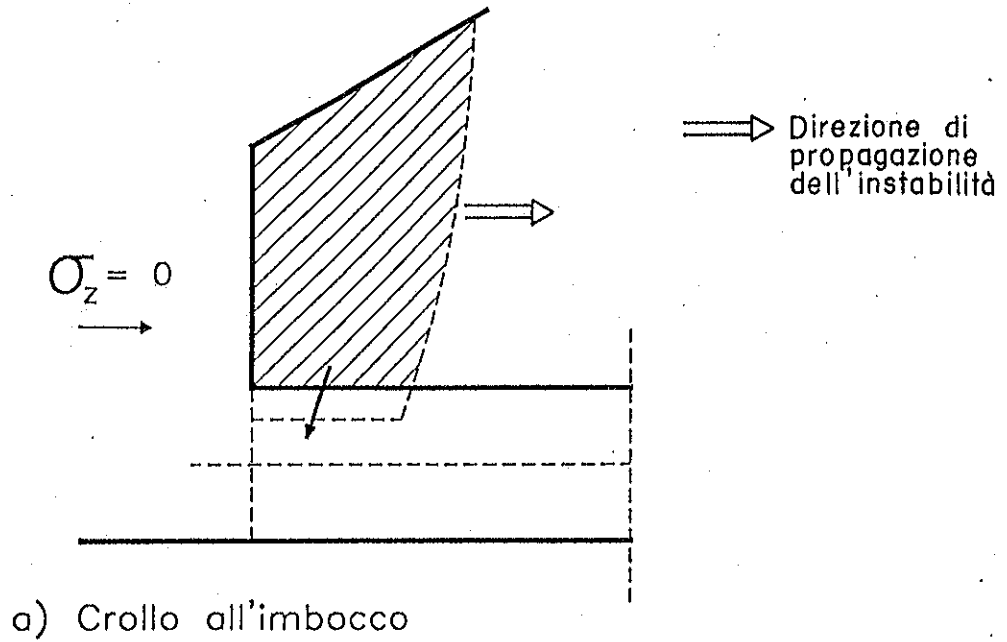
$$p \rightarrow p + \Delta p$$

ROTTURA SI ESTENDE SE p SUPERA
RESISTENZA DEL RIVESTIMENTO

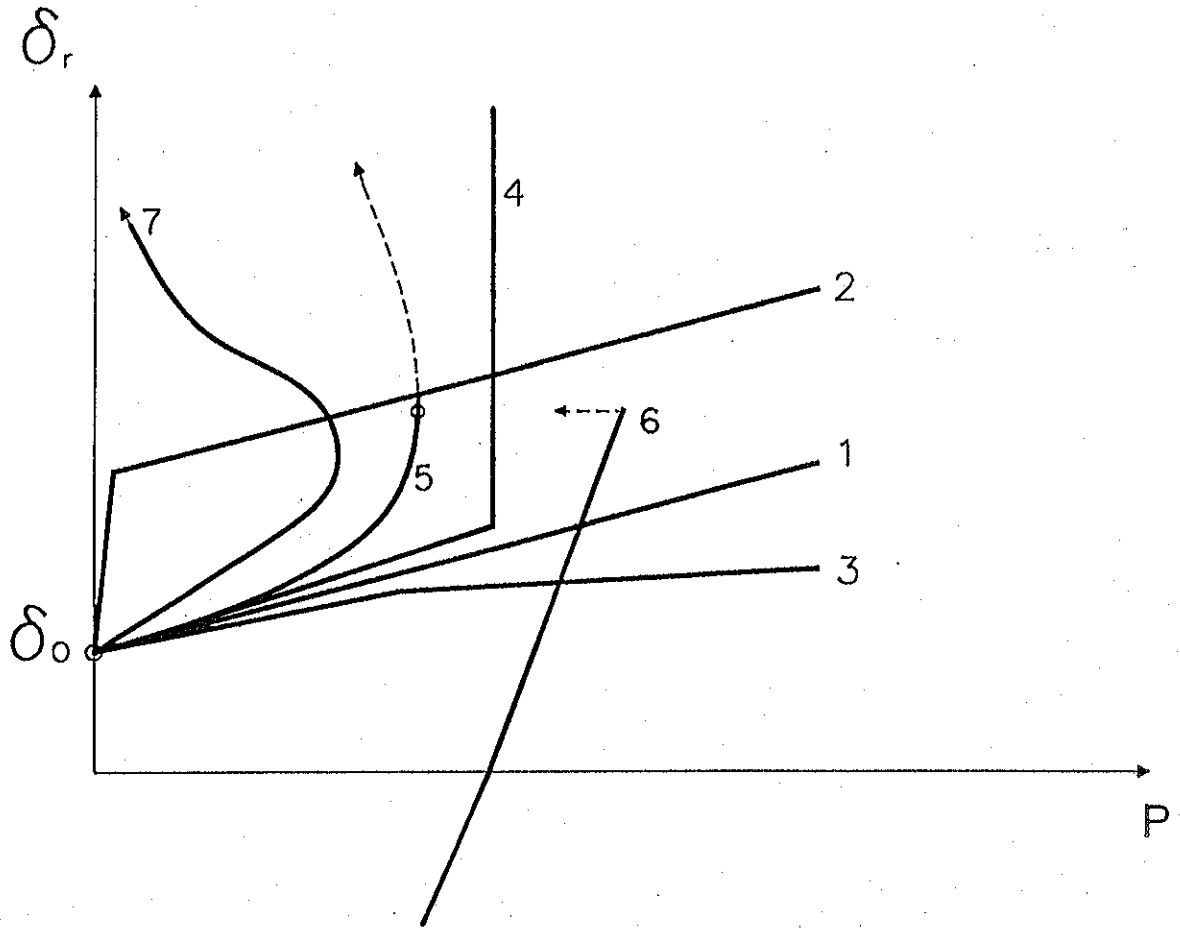


LA FORZA PORTANTE DELL'ARCO NATURALE
E' RIDOTTA PER INSUFFICIENTE COMPRESSIONE
LONGITUDINALE (σ_z) ($\sigma_t \rightarrow \sigma_1^*$)

INFLUSSO DELLA COMPONENTE TENSIONALE LONGITUDINALE.



CROLLI GENERATI DA UN ABBASSAMENTO (IMPROVISO)
DELLA COMPRESSIONE LONGITUDINALE (σ_z)



LINEE CARATTERISTICHE DEI SOSTEGNI

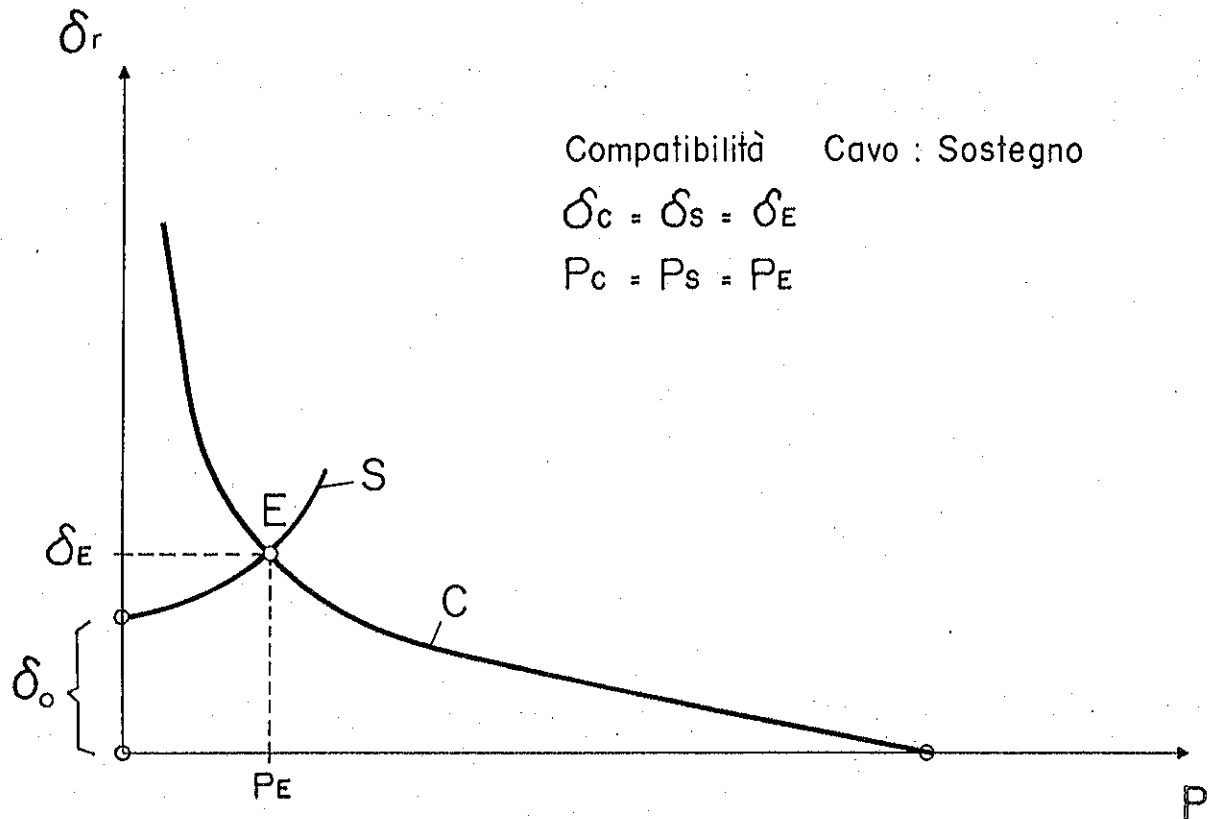
ESEMPI :

- 1) ELASTICO LINEARE
- 2) ELASTICO CON CEDIMENTO INIZIALE
- 3) ELASTICO CON AUMENTO DELLA RIGIDITA'
- 4) ELASTICO CON CARICO LIMITATO
- 5) "SOFTENING" (ROTTURA PLASTICA)
- 6) ANCORAGGIO PRECOMPRESSO (ROTTURA FRAGILE)
- 7) INSTABILITA' (\rightarrow ROTTURA)

δ_0 = Convergenza del terreno al momento dell'entrata in azione del sostegno

RICERCA DEL PUNTO DI EQUILIBRIO

Relazione tra L.C. terreno e L.C. sostegno
(deformazione prima della posa sostegno)



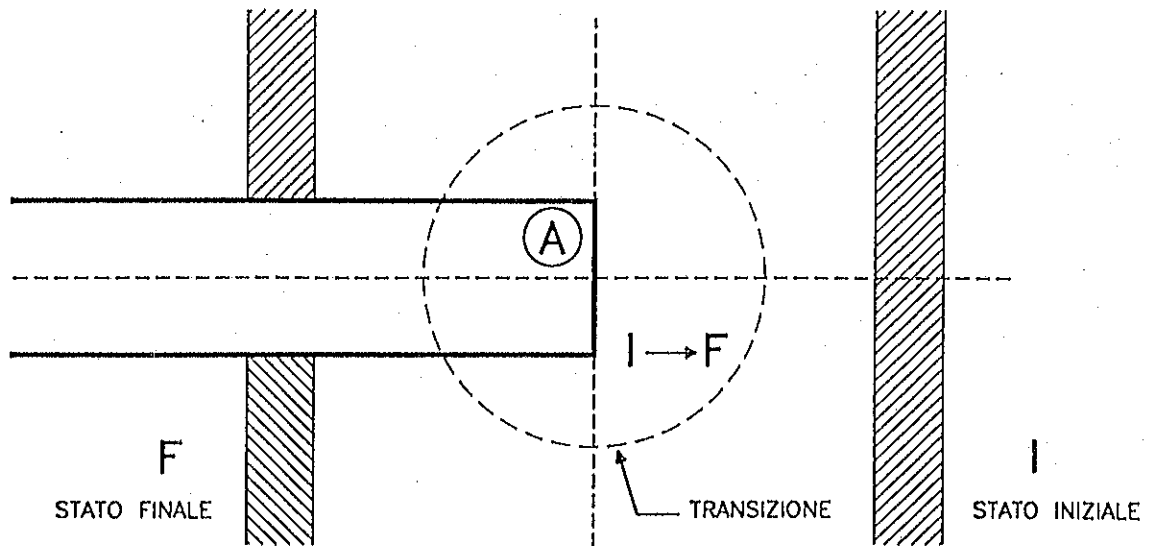
Diverse combinazioni possibili per arrivare al punto di equilibrio E

Essenzialmente si tratta di :

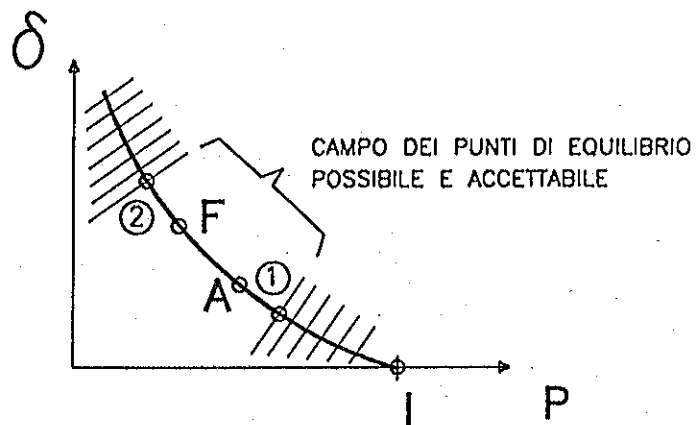
- δ prima della posa (δ_0) (determinante)
- rigidità del sostegno

E = Equilibrio (transitorio o finale)

TRANSIZIONE DALLO STRATO NATURALE ALLO STATO FINALE

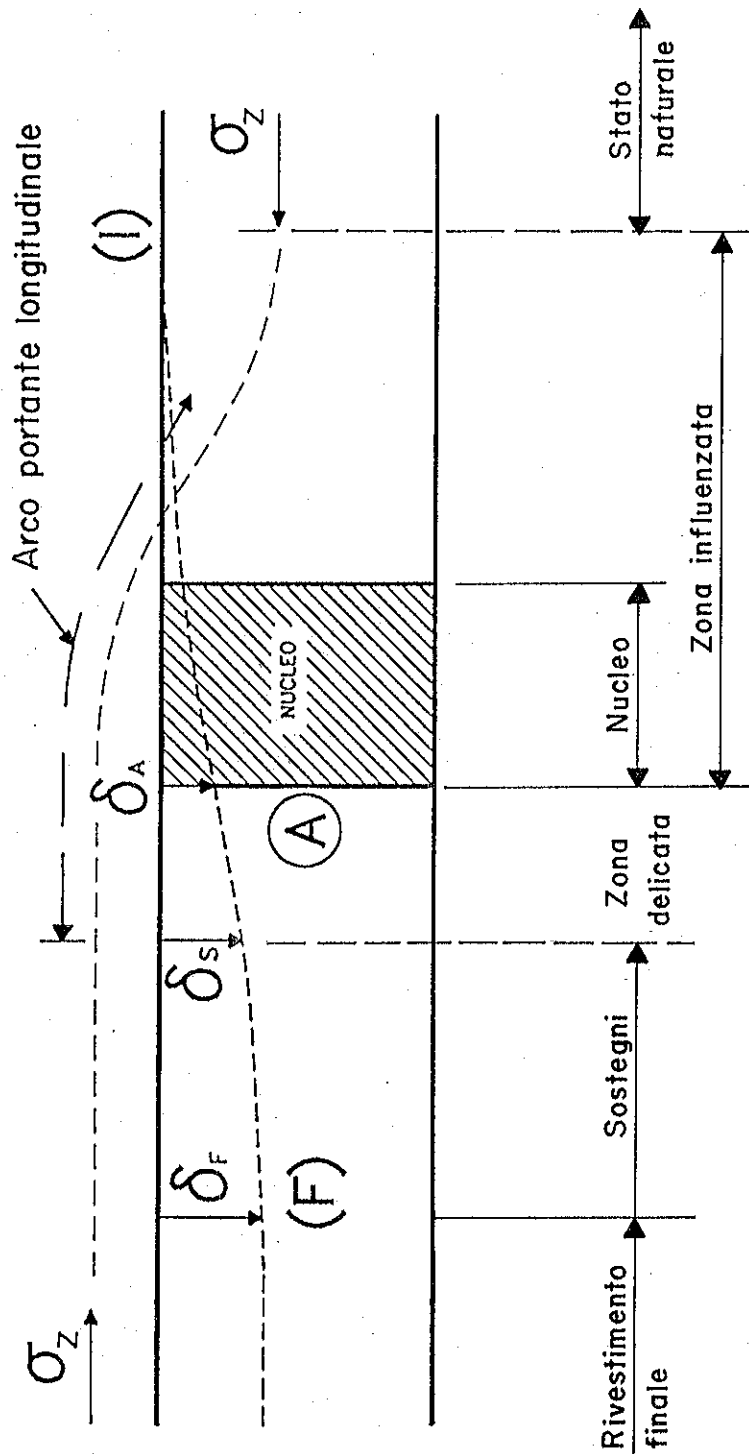


1) "Stato iniziale", "stato finale" e zona di transizione



2) Ubicazione degli equilibri dei vari stati sulla linea caratteristica della cavità'

CONVERGENZA PROGRESSIVA AL FRONTE

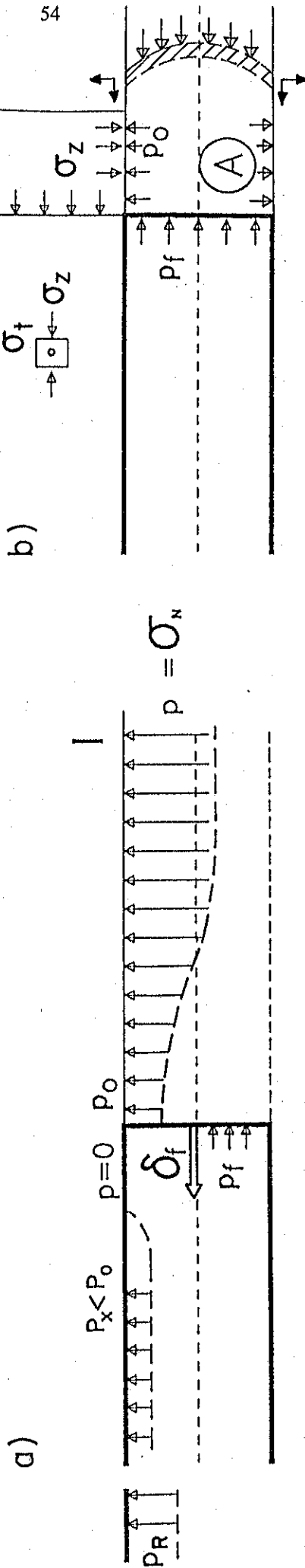


Transizione da (I) a (F) condizionata da :

- rigidita' e resistenza del nucleo (eventuali ancoraggi) e
- deviazione forze (tensioni) longitudinali (poco influenzabile)

STABILITA' DEL FRONTE

Diverse condizioni da soddisfare

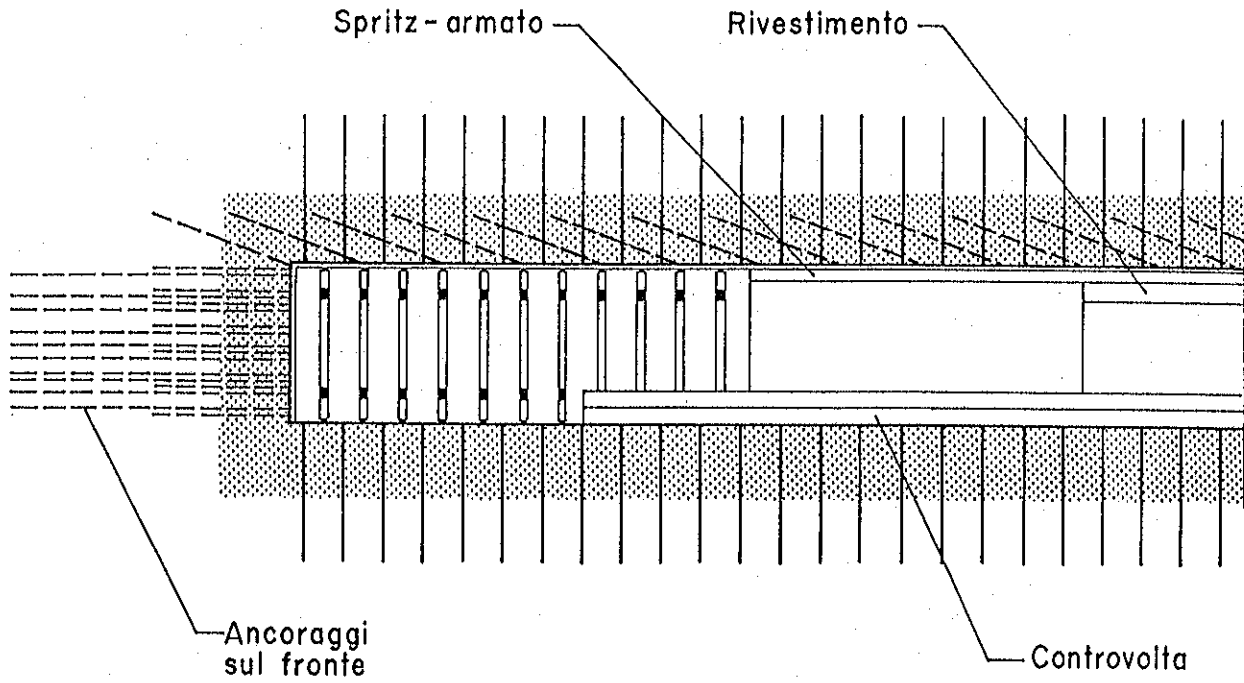


Condizioni "globali"
di equilibrio :

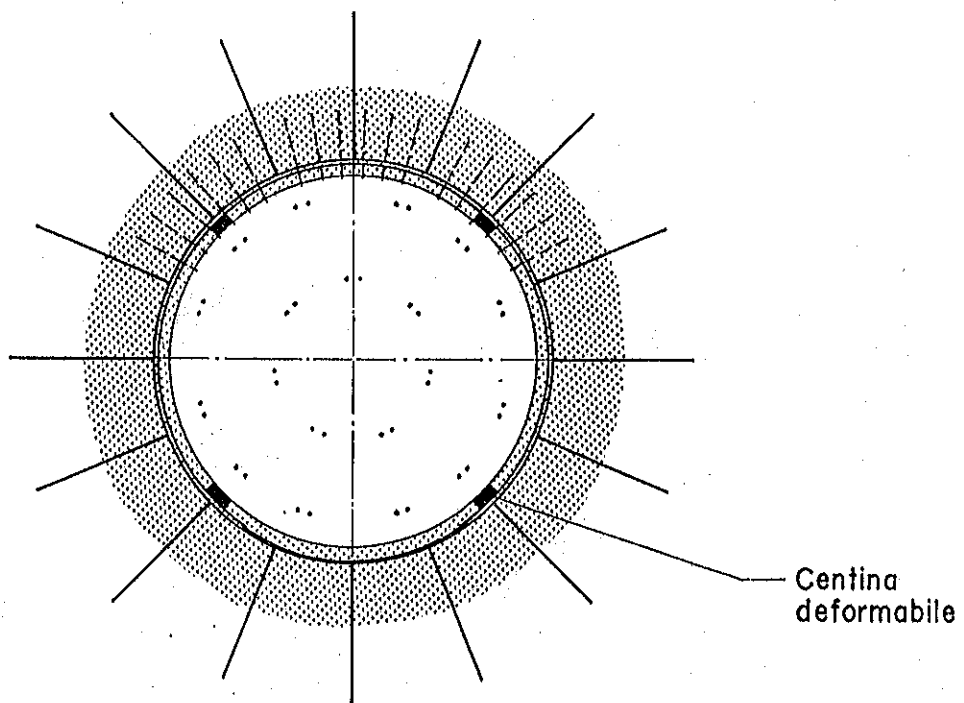
$$\begin{aligned}
 p_0 &\cong p_f \cdot C1 \\
 \sigma_z &\cong p_0 \cdot C2 \\
 \sigma_t &\cong \sigma_z \cdot C3
 \end{aligned}$$

σ_z forza di contenimento necessaria per garantire la formazione ed il contenimento dell'"arco portante" nel terreno

Sezione longitudinale



Sezione trasversale



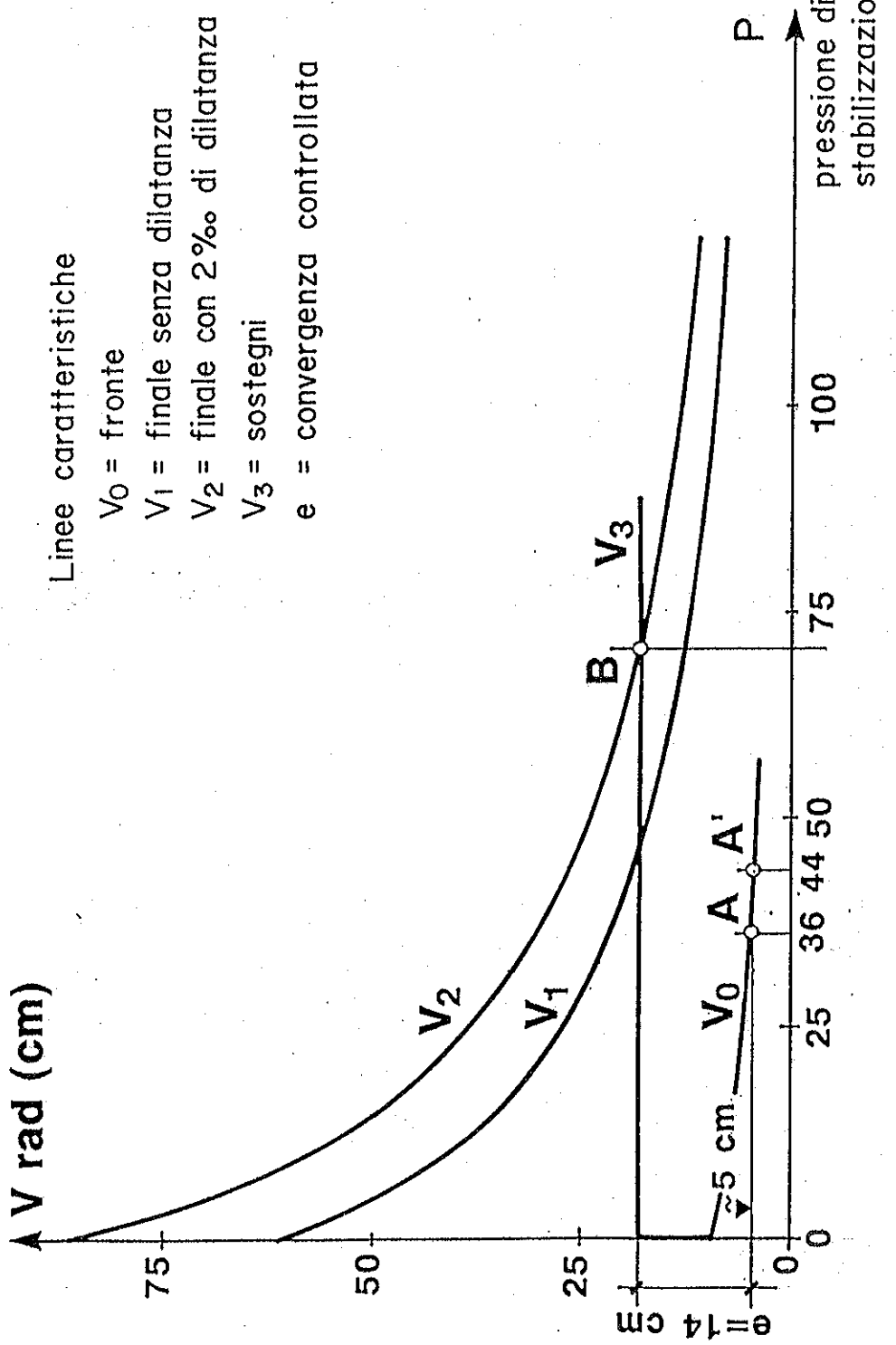
Galleria ferroviaria del San Gottardo
Zona TZM.N Scavo a piena sezione

Linea caratteristica TZM.N - Roccia tipo F*

- A Equilibrio al fronte
- B Equilibrio finale

Linee caratteristiche

- V_0 = fronte
- V_1 = finale senza dilatanza
- V_2 = finale con 2‰ di dilatanza
- V_3 = sostegni
- e = convergenza controllata



Zona T.Z.M.N. - Roccia tipo F*
 Formazione della pressione di contenimento

