

CAPITOLO I

CONSIDERAZIONI GENERALI SUGLI STATI LIMITE

1. Il procedimento di verifica "delle tensioni ammissibili"

Le attuali norme italiane prevedono esplicitamente che il procedimento da seguire nel calcolo di verifica delle strutture portanti sia quello cosiddetto *delle tensioni ammissibili*.

Tale metodo è il naturale punto di arrivo delle teorie basate sul principio di sovrapposizione degli effetti, e cioè sulle quattro ipotesi a fondamento dello stesso: elasticità lineare, piccoli spostamenti, vincoli lisci e bilaterali. Queste teorie costituiscono il corpus della Scienza delle Costruzioni così come si è andato configurando dalla prima metà dell'800 ad oggi, in un secolo e mezzo di rigorosi sviluppi logici, parallelamente alla teoria del continuo elastico; ad esse è sostanzialmente legata tutta la preziosa esperienza delle strutture finora realizzate, in acciaio, in conglomerato ordinario, in conglomerato precompresso, in lega leggera, dal campo dell'ingegneria civile a quello della meccanica, della navale, dell'aeronautica.

In breve, il procedimento delle tensioni ammissibili si basa sulla proporzionalità tra le componenti di tensione in un generico punto della struttura, ed il complesso delle forze e distorsioni applicate sulla struttura stessa.

Siano date le componenti di tensione $\sigma_j \tau_{hk}$ nel generico punto A, generate dalle *azioni* F_j di esercizio (forze applicate e distorsioni). Nello spazio S_6 associate allo spazio vettoriale E_6 del vettore di componenti $\sigma_j \tau_{hk}$, il punto P_A (fig. 1) è definito come estremo del vettore OP_A avente per componenti $\sigma_j \tau_{hk}$, e viceversa; quindi P_A definisce lo stato tensionale in A, e viceversa. Si ammette, con il principio di sovrapposizione, che esista la possibilità di un punto 0 di coordinate tutte nulle (e cioè la possibilità di uno stato tensionale nullo in A), e che ciò si verifichi in ogni punto A quando e solo quando le azioni sono nulle; questo corrisponde a postulare l'assenza di energia vincolata nelle condizioni di azioni nulle. Si ammette poi che esista un intorno I_{eA} di S_6 contenente il punto 0, tale che qualsiasi processo chiuso di sollecitazione contenuto in I_{eA} (definito da

una curva c avente origine e fine in O e contenuta in I_{eA} , non si accompagna a formazione di deformazioni permanenti, mentre il contrario accade se la curva non è tutta contenuta in I_{eA} . La frontiera $Fr(I_{eA})$ di I_{eA} si chiama *superficie limite* Λ_A .

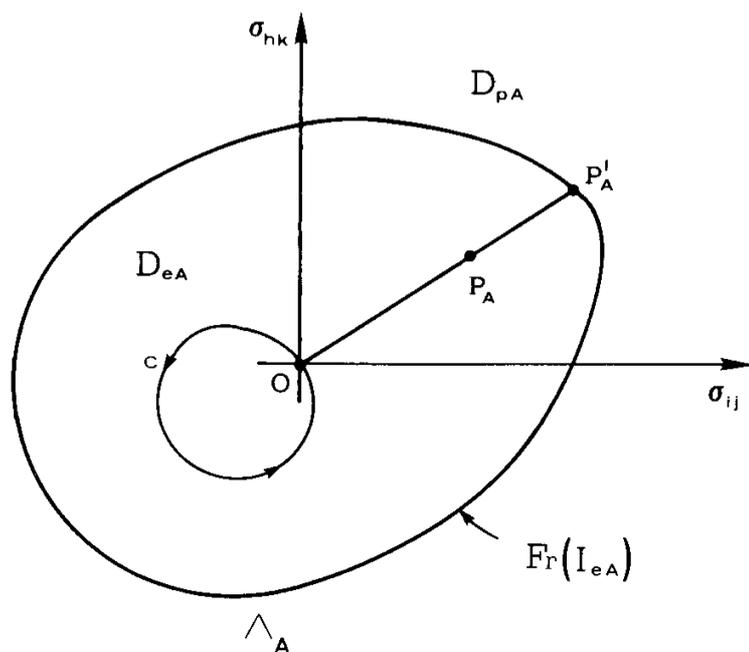


Fig. 1

L'unione $I_{eA} \cup \Lambda_A$ si chiama *dominio di elasticità* D_{eA} ; il complemento di S_6 ad I_{eA} è il *dominio di plasticità* D_{pA} . La Λ_A può non essere chiusa, ma è unica e convessa, poiché si fa l'ipotesi che ogni semiretta avente origine in I_{eA} incontri Λ_A in un sol punto.

Se il materiale è omogeneo, D_{eA} è lo stesso per tutti i punti A della struttura, e si chiama quindi D_e . Se il materiale è isotropo, la D_{eA} non dipende dal riferimento assunto per definire le $\sigma_j \tau_{hk}$. In questo caso, anzi, si può operare sulle tensioni principali $\sigma_\xi \sigma_\eta \sigma_\zeta$, invece che sulle componenti speciali di tensione; infatti lo stato tensionale è definito dalle tensioni principali e dalla posizione delle direzioni principali, e, stante l'isotropia, quest'ultima non ha influenza sulla risposta del materiale alla sollecitazione $\sigma_\xi \sigma_\eta \sigma_\zeta$. Si ha così il vantaggio di operare nello spazio reale S_3 , invece che in S_6 ; l'ipotesi di isotropia condiziona il seguito della trattazione.

Per quanto detto, alle azioni F_i di esercizio corrisponde in D_{eA} un punto $P_A(\sigma_j \tau_{hk})$. La verifica, consistente nel garantirsi che in nessun punto siano prodotte deformazioni permanenti, esige innanzitutto

che, comunque si prenda A, il punto P_A corrispondente allo stato tensionale in A sotto le azioni F_i sia contenuto in I_{eA} . Esaltando le F_i secondo un coefficiente k (moltiplicatore dei carichi), mentre k aumenta a partire dal valore + 1, il punto P_A si allontana da O secondo la retta OP_A , ed alle azioni kF_i corrisponde il segmento kOP_A . Il valore

$$k = s_e \quad (1)$$

per cui in un primo punto C della struttura il punto P_C raggiunge la frontiera di D_{eC} , denuncia la fine (in C) del comportamento elastico della struttura, e si chiama *coefficiente di sicurezza elastico globale*, o più semplicemente *coefficiente di sicurezza*, relativo alle azioni F_i . Chiamando *coefficiente di sicurezza nel punto A* il rapporto

$$s_A = \frac{OP'_A}{OP_A} \quad (2)$$

dove P'_A è l'intersezione fra la retta OP_A e la frontiera di D_{eA} , risulta

$$s_e = s_{A \min} ; \quad (3)$$

il coefficiente s_e si ottiene appunto calcolando s in un numero sufficiente di punti, e considerandone il minimo.

L'equazione

$$f(\sigma_\xi, \sigma_\eta, \sigma_\zeta) = 0 \quad (4)$$

della $Fr(D_e)$ è fornita da un *criterio di resistenza*, in funzione delle *tensioni di crisi* a trazione σ'_0 ed a compressione σ''_0 . Nel caso dei materiali *duttile*, dove è

$$\sigma'_0 = -\sigma''_0 = \sigma_0, \quad (5)$$

si adotta in genere il criterio di *Hencky e V. Mises*, (del potenziale di forma, o della tensione tangenziale ottaedrale) per cui la (4) si scrive

$$\sigma_\xi^2 + \sigma_\eta^2 + \sigma_\zeta^2 - \sigma_\xi \sigma_\eta - \sigma_\eta \sigma_\zeta - \sigma_\zeta \sigma_\xi = 0. \quad (6)$$

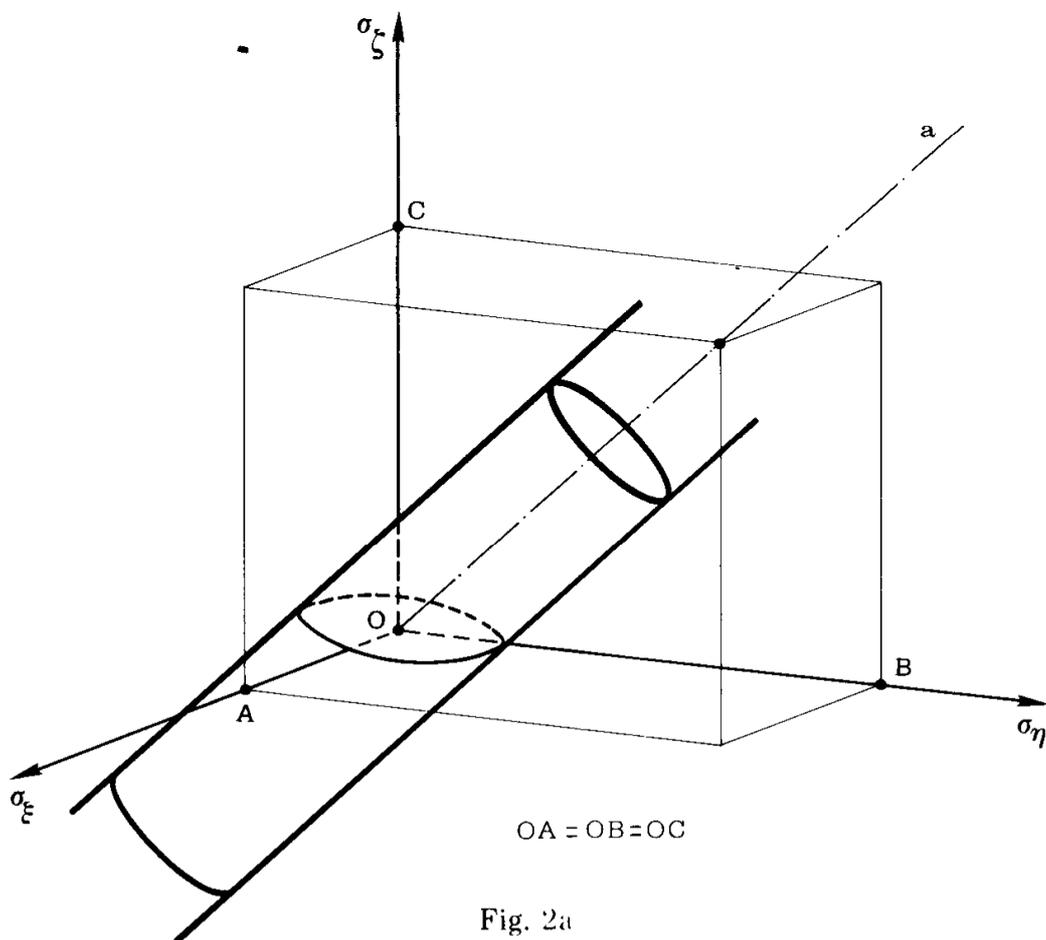


Fig. 2a

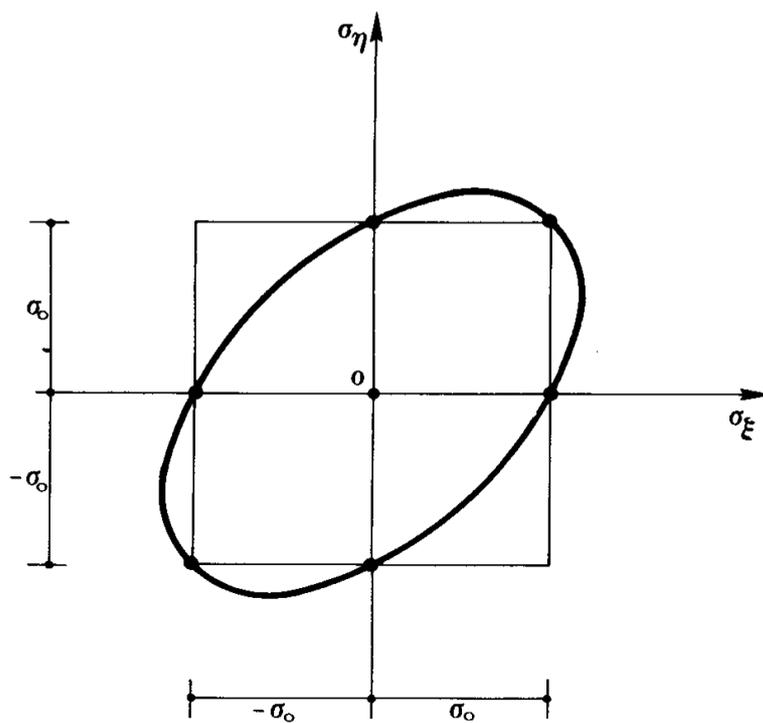


Fig. 2b

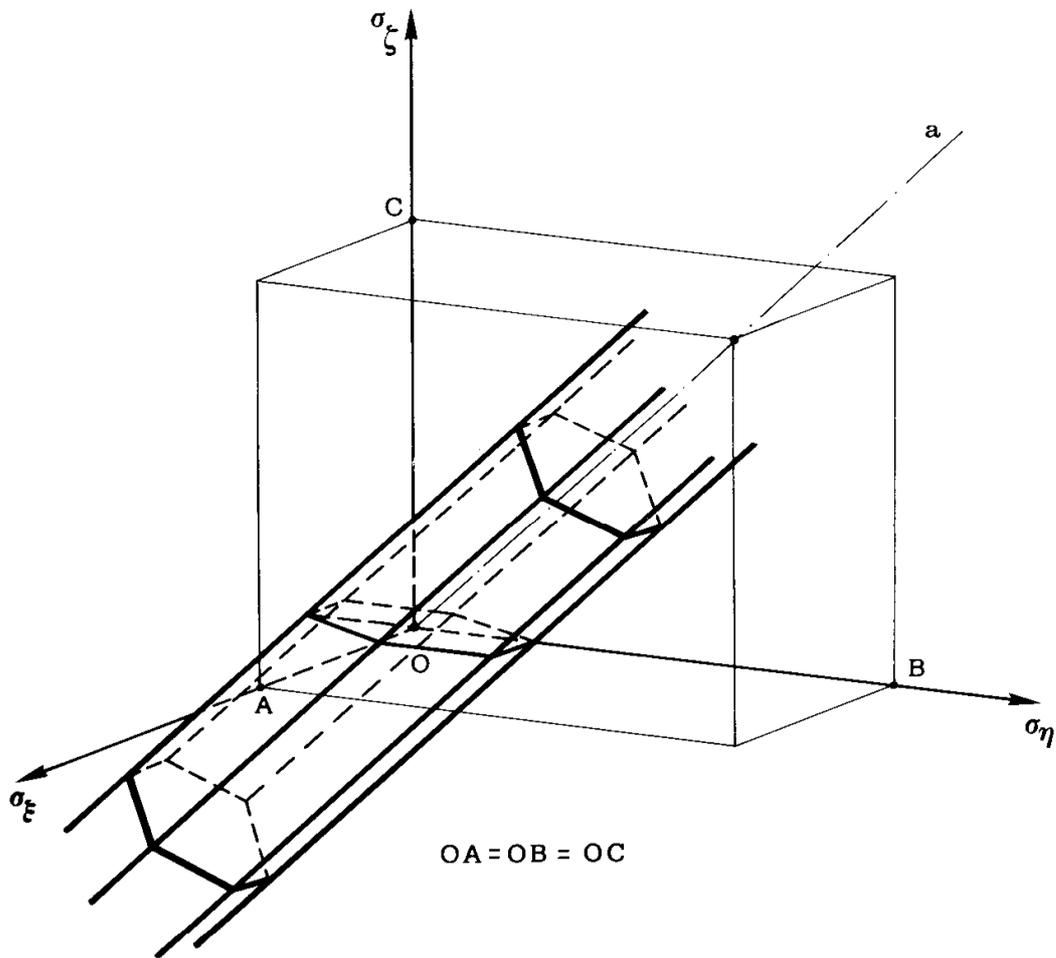


Fig. 3a

Meno frequentemente, per i materiali duttili si adotta il criterio di *Tresca* (della tensione tangenziale massima), che porta ad una frontiera del dominio elastico caratterizzata dai sei piani

$$\begin{aligned}
 \sigma_{\xi} - \sigma_{\eta} &= \sigma_0 \\
 \sigma_{\eta} - \sigma_{\xi} &= \sigma_0 \\
 \sigma_{\eta} - \sigma_{\zeta} &= \sigma_0 \\
 \sigma_{\zeta} - \sigma_{\eta} &= \sigma_0 \\
 \sigma_{\zeta} - \sigma_{\xi} &= \sigma_0 \\
 \sigma_{\xi} - \sigma_{\zeta} &= \sigma_0.
 \end{aligned}
 \tag{7}$$

La (6) fornisce $Fr(D_e)$ come un cilindro circolare indefinito (fig. 2a) il cui asse è la trisettrice a dell'ottante positivo

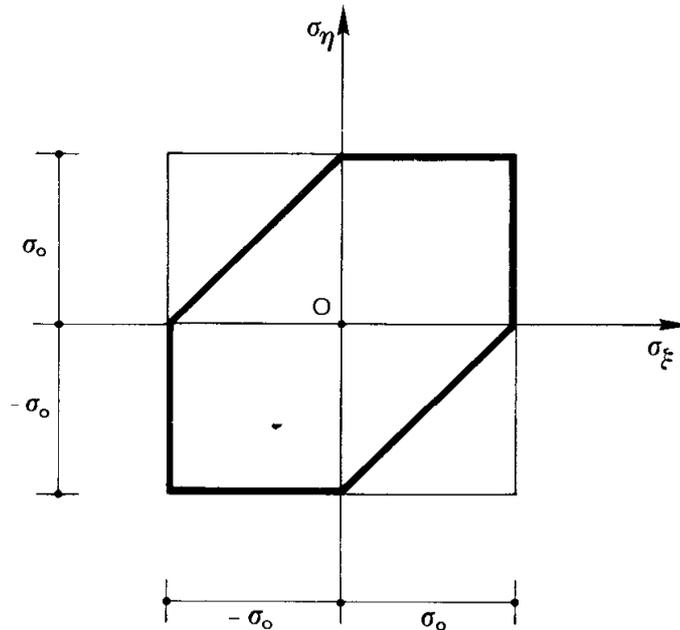


Fig.3b

Le (7) sono le equazioni di sei piani, a due a due paralleli, e ciascuno parallelo ad a ; poiché ogni piano esclude da D_e il semispazio (da esso definito) non contenente O , $Fr(D_e)$ è un prisma indefinito a sezione esagonale regolare, il cui asse è la retta a (fig. 3a). Nelle fig. 2b e 3b sono riportate le sezioni della (4) con il piano $\sigma_\xi = 0$ (stato tensionale piano).

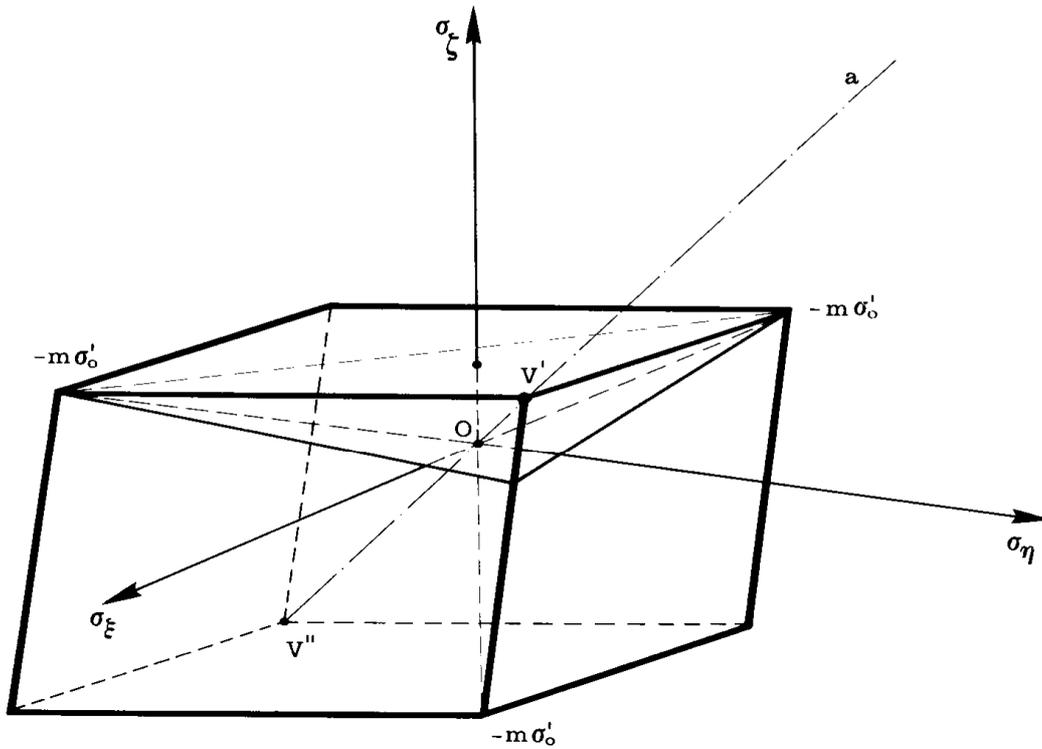
Per i materiali *fragili*, dove è

$$\sigma'_0 < -\sigma''_0, \quad (8)$$

si adotta generalmente il criterio di *Grashof* (delle dilatazioni estreme), che porta ad una $Fr(D_e)$ caratterizzata dai sei piani

$$\sigma_\xi - \frac{\sigma_\eta + \sigma_\xi}{m} = \sigma'_0$$

$$\sigma_\xi - \frac{\sigma_\eta + \sigma_\xi}{m} = \sigma''_0$$



conglomerato cementizio
 con $\sigma''_0 = -m\sigma'_0$

Fig. 4a

$$\sigma_\eta - \frac{\sigma_\zeta + \sigma_\xi}{m} = \sigma'_0$$

(9)

$$\sigma_\eta - \frac{\sigma_\zeta + \sigma_\xi}{m} = \sigma''_0$$

$$\sigma_\zeta - \frac{\sigma_\xi + \sigma_\eta}{m} = \sigma'_0$$

$$\sigma_\zeta - \frac{\sigma_\xi + \sigma_\eta}{m} = \sigma''_0$$

I piani (9) sono pure essi a due a due paralleli, e definiscono $\text{Fr}(D_e)$ come un parallelepipedo (fig. 4a); poiché però l'intersezione V'' della $\text{Fr}(D_e)$ con la retta a è un punto proprio, mentre i valori $\sigma''_{0,3}$ della compressione idrostatica non possono essere limitati, il criterio di Grashof non può ispirare piena fiducia.

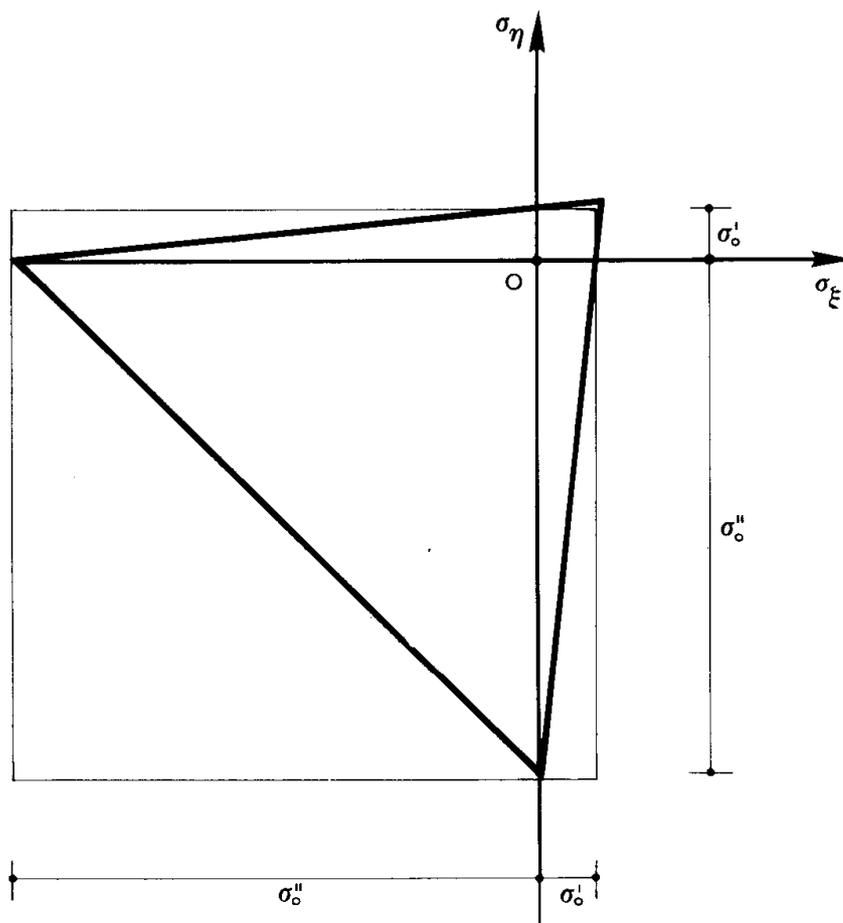


Fig. 4b

L'esempio della fig. 4a è relativo ad un conglomerato cementizio dove $\sigma_0'' = -10 \sigma_0'$, ed $m = 10$; nella fig. 4b è data, sempre per questo caso, la sezione della (4) con il piano $\sigma_\zeta = 0$.

Preferibile appare il criterio di *Stassi D'Alia*, che si esprime come segue

$$\sigma_\xi^2 + \sigma_\eta^2 + \sigma_\zeta^2 - \sigma_\xi \sigma_\eta - \sigma_\eta \sigma_\zeta - \sigma_\zeta \sigma_\xi - (\rho + 1) \sigma_0' (\sigma_\xi + \sigma_\eta + \sigma_\zeta) = -\rho \sigma_0'^2, \quad (10)$$

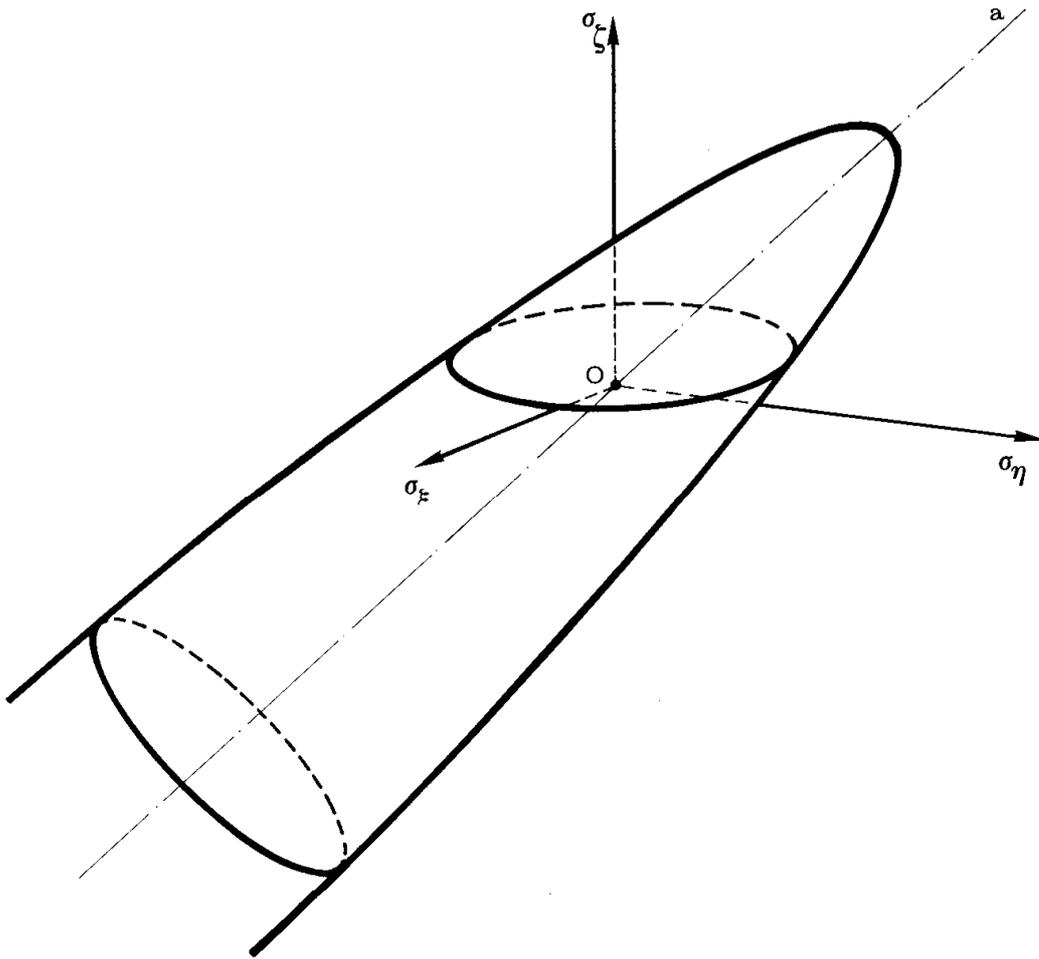


Fig. 5a

dove

$$\rho = \frac{\sigma_0''}{\sigma_0'} \quad (11)$$

La (10) (fig. 5a) è un paraboloido di rotazione, il cui asse è sempre la retta a ; nella fig. 5b è fornita la sezione con il piano $\sigma_\xi = 0$.

Preferibile ancora il criterio di *Mohr*, o della curva intrinseca. Se tale curva si approssima ad una bilatera, si ricade nel criterio di *Coulomb*, che detta

$$(\sigma_\xi - \sigma_\eta)(\sigma_0' - \sigma_0'') - (\sigma_\xi + \sigma_\eta)(\sigma_0' + \sigma_0'') = -2\sigma_0'\sigma_0'' ;$$

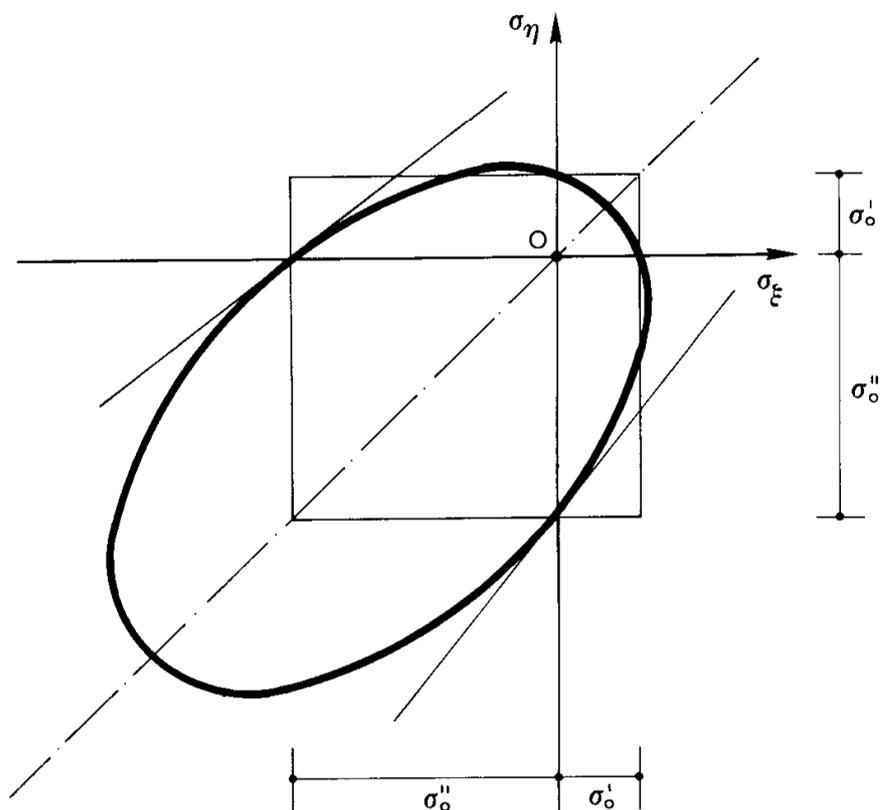


Fig. 5b

dove σ_ξ e σ_η sono rispettivamente la massima e la minima tensione principale. Quindi $\text{Fr}(D_e)$ è data dai sei piani

$$\begin{aligned}
 (\sigma_\xi - \sigma_\eta) (\sigma'_0 - \sigma''_0) - (\sigma_\xi + \sigma_\eta) (\sigma'_0 + \sigma''_0) &= -2\sigma'_0\sigma''_0 \\
 (\sigma_\eta - \sigma_\xi) (\sigma'_0 - \sigma''_0) - (\sigma_\eta + \sigma_\xi) (\sigma'_0 + \sigma''_0) &= -2\sigma'_0\sigma''_0 \\
 (\sigma_\eta - \sigma_\xi) (\sigma'_0 - \sigma''_0) - (\sigma_\eta + \sigma_\xi) (\sigma'_0 + \sigma''_0) &= -2\sigma'_0\sigma''_0 \\
 (\sigma_\xi - \sigma_\eta) (\sigma'_0 - \sigma''_0) - (\sigma_\xi + \sigma_\eta) (\sigma'_0 + \sigma''_0) &= -2\sigma'_0\sigma''_0 \\
 (\sigma_\xi - \sigma_\xi) (\sigma'_0 - \sigma''_0) - (\sigma_\xi + \sigma_\xi) (\sigma'_0 + \sigma''_0) &= -2\sigma'_0\sigma''_0 \\
 (\sigma_\xi - \sigma_\xi) (\sigma'_0 - \sigma''_0) - (\sigma_\xi + \sigma_\xi) (\sigma'_0 + \sigma''_0) &= -2\sigma'_0\sigma''_0 .
 \end{aligned} \tag{12}$$

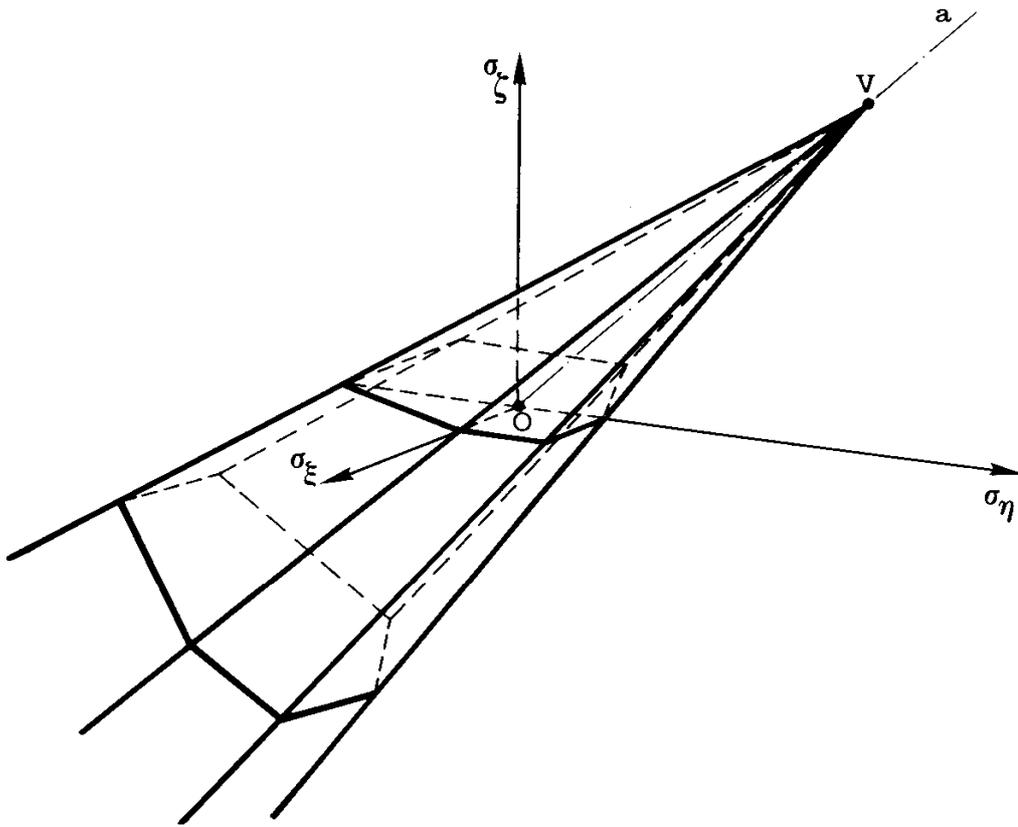


Fig. 6a

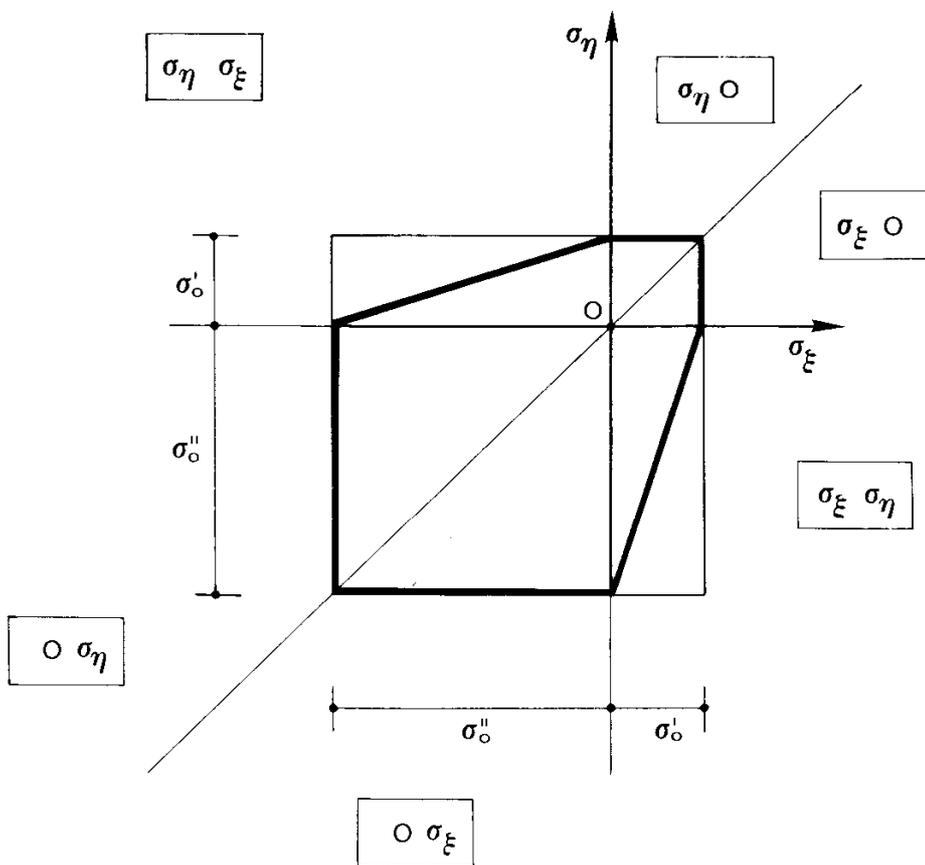


Fig. 6b

I sei piani (12) forniscono $\text{Fr}(D_e)$ come una piramide indefinita avente per asse la retta a , a sezione regolare, con vertice nell'ottante positivo (fig. 6a). Nella fig. 6b è riportata la sezione con il piano $\sigma_\xi = 0$. Il criterio desta qualche perplessità perché $\text{Fr}(D_e)$ è discontinua; i dubbi si eliminano se la curva intrinseca si approssima ad una curva regolare, per esempio ad una parabola (criterio di *Léon*), ma è più complicata allora la formulazione (4).

Si definiscono *tensioni equivalenti* a trazione ed a compressione in A le due tensioni fittizie σ'_{eqA} e σ''_{eqA} fornite dalle uguaglianze

$$s_A = \frac{\sigma'_{0A}}{\sigma'_{eqA}} = \frac{\sigma''_{0A}}{\sigma''_{eqA}},$$

e cioè le due tensioni

$$\sigma'_{eqA} = \frac{\sigma'_{0A}}{s_A} \quad (13)$$

$$\sigma''_{eqA} = \frac{\sigma''_{0A}}{s_A}.$$

Se il materiale è duttile si considera la sola tensione equivalente a trazione

$$\sigma_{eqA} = \frac{\sigma_{0A}}{s_A}. \quad (14)$$

La tensione equivalente di trazione (o di compressione) è quindi quella di un fittizio stato monoassiale di trazione (o di compressione) cui corrisponde un coefficiente di sicurezza pari a quello reale. Se \bar{s}_e è il minimo coefficiente elastico globale concesso alla struttura, deve essere

$$s_e \geq \bar{s}_e \quad (a)$$

e quindi ovunque, per la (3),

$$s_A \geq \bar{s}_e . \quad (b)$$

La (b), per la prima delle (13), si scrive

$$\sigma'_{eq A} \leq \frac{\sigma'_{0A}}{\bar{s}_e} ; \quad (c)$$

chiamando *tensione ammissibile a trazione* la tensione

$$\sigma'_{amm A} = \frac{\sigma'_{0A}}{\bar{s}_e} \quad (15)$$

la (c) si scrive

$$\sigma'_{eq A} \leq \sigma'_{amm A} . \quad (16)$$

Analogamente, chiamando *tensione ammissibile a compressione* la tensione

$$\sigma''_{amm A} = \frac{\sigma''_{0A}}{\bar{s}_e} \quad (17)$$

si ottiene dalla seconda delle (13)

$$\sigma''_{eq A} \leq \sigma''_{amm A} . \quad (18)$$

La (16) implica banalmente la (18).

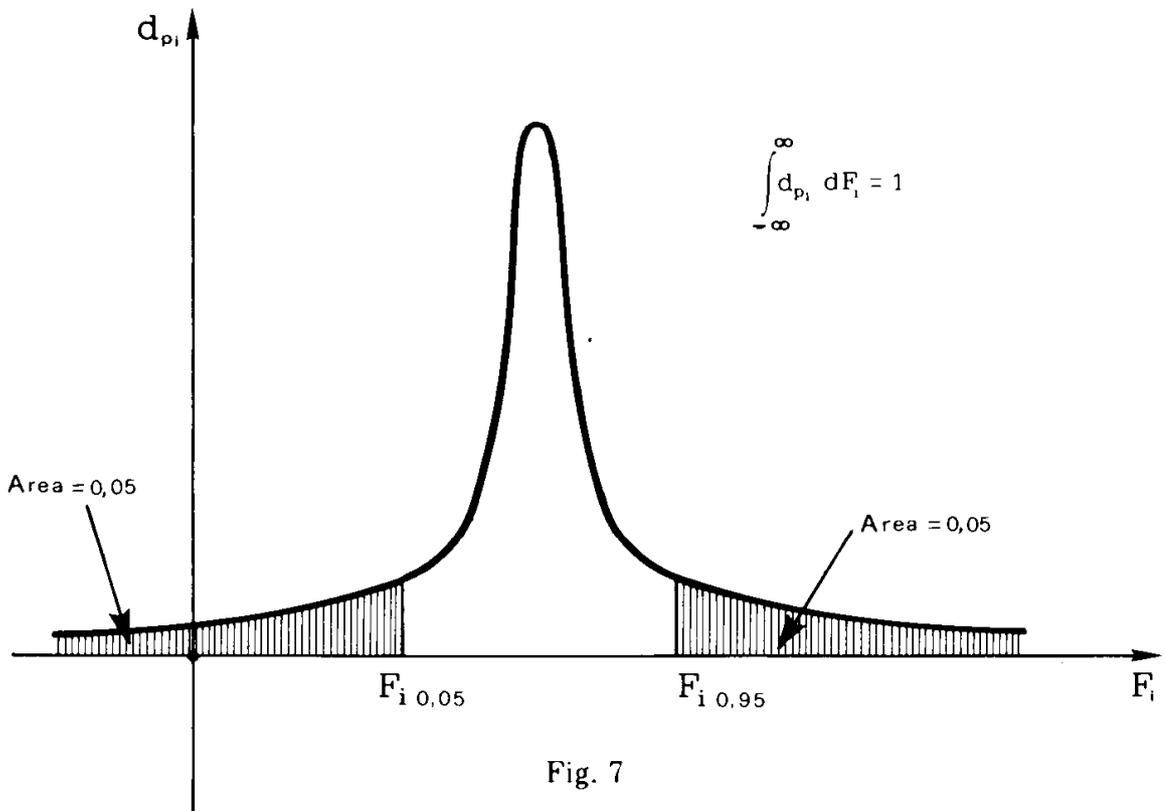
La verifica secondo il procedimento delle tensioni ammissibili si riduce perciò a constatare se la (16), o la (18), è verificata in ogni punto della struttura; si giustifica così il nome del procedimento stesso.

Si richiama l'attenzione sul fatto che il procedimento delle tensioni ammissibili coinvolge in un unico numero \bar{s}_e , imposto come minimo coefficiente di sicurezza elastico globale tollerabile, *tutte* le sollecitazioni esterne (peso proprio, carico accidentale, distorsioni) agenti

sulla struttura in una data verifica; e cioè la verifica è effettuata nell'ipotesi di aumento proporzionale di tutte le azioni di esercizio. In ciò si cela, come si mostrerà, l'intrinseca debolezza del procedimento.

2. Critiche al procedimento delle tensioni ammissibili.

Le azioni di esercizio sono assegnate dalle varie norme in base a ragionamenti di carattere probabilistico. Per ciascuna di esse (peso proprio, vento, carico accidentale, variazioni termiche, sisma, etc.) si



utilizza la curva $F_i d_{p_i}$ delle densità di probabilità (fig. 7) relativa al previsto periodo di vita della struttura. Data questa curva, si definisce “frattile di ordine α ” di F_i il valore $F_{i\alpha}$ tale che

$$\text{prob} (F_i \leq F_{i\alpha}) = \alpha ; \tag{d}$$

poiché si ha

$$\text{prob} (F_i \in [F_1, F_2]) = \int_{F_1}^{F_2} d_{p_i} dF_i ,$$

il frattile di ordine α è quel valore $F_{i\alpha}$ per cui

$$\int_{-\infty}^{F_{i\alpha}} d_{pi} dF_i = \alpha.$$

Le “norme italiane sulla sicurezza e sui carichi” prescrivono come azione di esercizio (valore *caratteristico* dell’azione) il frattile di ordine 0,95; tale frattile invece è di ordine 0,05 se l’azione induce di per sé un aumento del coefficiente di sicurezza, come per esempio il peso proprio di un muro di sostegno nella comune verifica al ribaltamento.

Le norme impongono più combinazioni delle azioni di esercizio, sulle quali effettuare la verifica, e ciò in relazione alla probabilità che esse siano contemporanee; per esempio, mentre i pesi fissi sono sempre considerati, il sisma non si abbina al vento, il carico di neve non si abbina alle più pericolose condizioni di carico accidentale sui ponti, il carico accidentale spesso non si considera nella sua totalità nel calcolo dei pilastri di particolare edifici. Il principio informatore è quello delle probabilità composte.

Anche le tensioni di crisi σ'_0 e σ''_0 sono per le norme italiane (*valori caratteristici* delle tensioni di crisi) i frattili di ordine 0,05 ricavati dalle curve delle densità di probabilità di ciascuna di esse. Esse si calcolano con la formula

$$R_0 = R_m - ks$$

dove R_m è la media di n valori sperimentali, s è il loro scarto quadratico medio

$$s = \sqrt{\frac{\sum_i (R_i - R_m)^2}{n - 1}},$$

e k un coefficiente che per una curva d_p normale, e per $\alpha = 0,05$, vale 1,645. Poiché il numero delle prove è limitato, k deve essere opportunamente incrementato in funzione inversa di n .

Le norme italiane forniscono le tensioni ammissibili per il conglomerato in funzione della tensione caratteristica di rottura cubica a 28 giorni R'_{bk} ; le tensioni ammissibili per l'acciaio sono invece date suddividendo il materiale in

classi, definite da valori minimi delle tensioni caratteristiche $R_{ak}(s)$ di snervamento ed R_{ak} di rottura, e dell'allungamento percentuale di rottura A_5 (su cinque diametri). Se si accettano le "Raccomandazioni internazionali per il calcolo e l'esecuzione delle opere in cemento armato normale o precompresso" del CEB (1972), l'apparire in regime monoassiale delle prime deformazioni permanenti coincide con la fine del periodo elastico lineare; tale limite è all'incirca pari a $0,5 R'_{bk}$ per il conglomerato, alla tensione di snervamento $R_{ak}(s)$ per gli acciai che presentino snervamento (acciai naturali), al limite convenzionale allo 0,2% di deformazione residua per gli acciai incruditi. Con questi dati è possibile esplicitare i coefficienti \bar{s}_e impliciti nelle norme italiane. Per esempio, per un conglomerato con $R'_{bk} = 400 \text{ Kg cm}^{-2}$ è

$$\sigma_{amm} = - \left[60 + \frac{R'_{bk} - 150}{4} \right] = - 122,50 \text{ Kg cm}^{-2}$$

e quindi, essendo la tensione di crisi σ_0'' pari a

$$\sigma_0'' = 0,5 R'_{bk} = - 200 \text{ Kg cm}^{-2} ,$$

risulta

$$\bar{s}_e = \frac{200}{122,50} = 1,63 .$$

Per un acciaio da conglomerato ad aderenza migliorata del tipo $F_e B 38 k$ risulta

$$R_{ak}(s) = 3800 \text{ Kg cm}^{-2}$$

$$\sigma_{amm} = 2200 \text{ Kg cm}^{-2}$$

$$\bar{s}_e = 1,73 .$$

L'introduzione dei valori caratteristici delle azioni, e delle tensioni di snervamento e di rottura (o delle *resistenze*, come non molto felicemente si esprimono le norme) da cui si fanno dipendere le tensioni di crisi σ_0' e σ_0'' , tiene conto dei fattori di incertezza relativi alle normali sollecitazioni esterne, ed alla risposta elastica del materiale.

Da una parte, però, le azioni possono pur attingere valori eccezionali, tanto meno possibili quanto più alto è il valore di tale sollecitazione; se per esempio l'azione F_1 caratteristica è valutata come frattile di ordine 0,95, il frattile di ordine 0,99 è ben superiore e deve essere considerato come evento eccezionale.

D'altra parte, poi, occorre considerare l'esistenza di altri fattori di incertezza, derivanti dalle ipotesi a base del calcolo, dallo schema più o meno semplificato cui si riduce la struttura, dalle teorie più o meno sofisticate secondo cui si sviluppa il calcolo, dalle approssimazioni molte volte inevitabili nella ricerca numerica delle soluzioni, dalla maggiore o minore efficienza del cantiere, con relativi difetti esecutivi. Di tutto ciò si tiene globalmente conto attraverso il coefficiente \bar{s}_e .

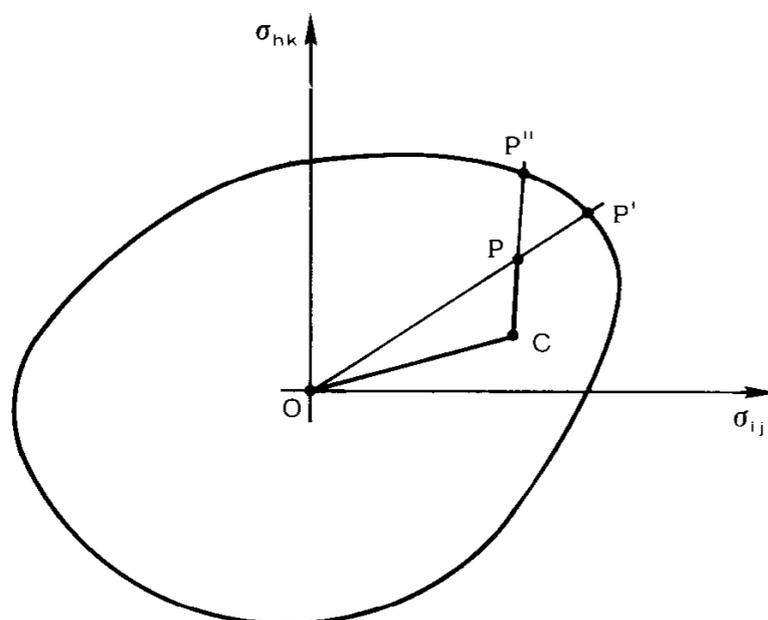


Fig. 8

Per quanto riguarda i valori eccezionali delle sollecitazioni esterne, occorre e basta considerare un coefficiente di sicurezza s_{es} relativo all'aumento della sola sollecitazione S in esame, data la piccolissima probabilità che due sollecitazioni attingano contemporaneamente valori eccezionali. Se per esempio ci si riferisce al vento, il coefficiente di sicurezza s_{Av} è dato (fig. 8) da

$$s_{Av} = \frac{CP''}{CP},$$

dove OC è lo stato tensionale dovuto a tutte le altre sollecitazioni, CP quello dovuto al vento. Nella maggior parte dei casi risulta

$$\frac{OP'}{OP} < \frac{CP''}{CP},$$

e quindi

$$s_{Av} > s_a ; \quad (e)$$

ciò significa che, dando l'estremante inferiore \bar{s}_e agli s_A , lo stesso estremante vale per gli s_{Av} ; e cioè il coefficiente di sicurezza elastico s_{ev} , relativo all'aumento del solo vento ferme restando ai valori di esercizio tutte le altre sollecitazioni, è sicuramente maggiore di \bar{s}_e , relativo all'aumento proporzionale di tutte le azioni. Ma non sempre la (e) è valida; si pensi per esempio al vento in assenza di sovraccarichi, che investa la metà di un arco in conglomerato, sagomato secon-

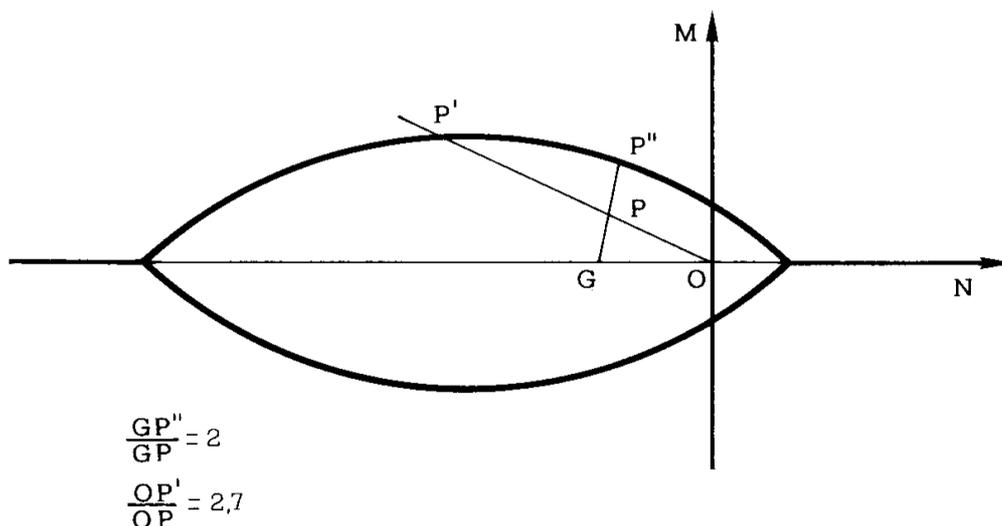


Fig. 9

do la funicolare del peso proprio. In questo caso (fig. 9) si osserva che data la forma del dominio limite MN, il rapporto $\frac{OP'}{OP}$ è note-

volmente più elevato del rapporto $\frac{GP''}{GP}$; quindi s_{ev} può risultare minore di \bar{s}_e .

Lo stesso ragionamento vale per le varie condizioni di carico mobile. Quanto sopra acquista maggiore rilievo se si considera che i vincoli spesso non sono bilaterali, ma si comportano come tali, e cioè sono efficaci, solo perché la generica reazione collegata con una condizione di carico accidentale di esercizio, pur essendo di segno contrario a quella generata dai carichi fissi di esercizio, è ad essa inferiore in modulo. In tal caso, se tutte le forze sono moltiplicate per uno

stesso coefficiente i vincoli continuano ad essere bilaterali; ma se si considera l'incremento del solo carico accidentale, può verificarsi che qualche vincolo diventi inefficace, e quindi l'incremento delle tensioni, a parità di incremento del carico accidentale, può risultare maggiore di quello che si avrebbe in presenza di vincoli bilaterali. Come conseguenza, anche quando \bar{s}_e fornisca una corrispondente o maggiore garanzia nei riguardi dell'aumento dei soli carichi accidentali in presenza di vincoli realmente bilaterali, potrebbe non fornirla più se i vincoli fossero unilaterali. Il fenomeno, molto evidente nelle strutture da ponte a sospensioni inclinate (travi sospese, o Nielsen), così come nelle travate continue appoggiate su bipendoli (tipo Flumendosa) e nelle tensostrutture, tende a coinvolgere il campo delle costruzioni più usuali, man mano che con l'evolversi della tecnica diminuisce il rapporto di esercizio tra i valori dei pesi fissi e dei carichi mobili.

Seconda critica al procedimento delle tensioni ammissibili è la presunzione che le ipotesi a base del principio di sovrapposizione degli effetti, in particolare quelle di elasticità lineare e di piccoli spostamenti, siano valide non solo sotto le sollecitazioni di esercizio, ma ancora sotto queste ultime esaltate per s_e , e cioè fino all'apparire delle prime deformazioni permanenti.

Per quanto riguarda l'ipotesi di elasticità lineare, ciò equivale a non tener conto del campo di elasticità non lineare; in realtà il dominio dell'elasticità lineare è strettamente incluso in D_e , e le due frontiere hanno intersezione nulla; in altre parole, partendo da 0 e percorrendo una retta (fig. 1) si esce fuori dal campo lineare prima di incontrare $Fr(D_e)$. Naturalmente, per $s_e = \bar{s}_e$ solo in un punto è attinto in genere la superficie limite, e quindi solo in parti limitate della struttura è superato il dominio dell'elasticità lineare; ciò riduce di molto la portata della critica. Questa rimane valida proprio per le strutture più importanti, dove si cerca di utilizzare al massimo il materiale, e quindi di avere ovunque la stessa tensione equivalente.

Quanto sopra è implicitamente riconosciuto dalle norme CEB, che trascurano, come già detto, il campo dell'elasticità non lineare; ed è sottinteso in quei criteri di resistenza (Hencky, Grashof) ottenuti utilizzando espressioni valide in regime elastico lineare.

Ben più importante è però la critica relativa all'ipotesi di piccoli spostamenti, poiché in molti casi, e precisamente in quelli ove su una struttura sottile sono presenti carichi di tipo assiale, la deformabilità della struttura aumenta notevolmente all'aumentare dei carichi, così che l'ipotesi di piccoli spostamenti, accettabile sotto

i carichi di esercizio, non lo è più sotto gli stessi carichi moltiplicati per \bar{s}_e (fig. 10).

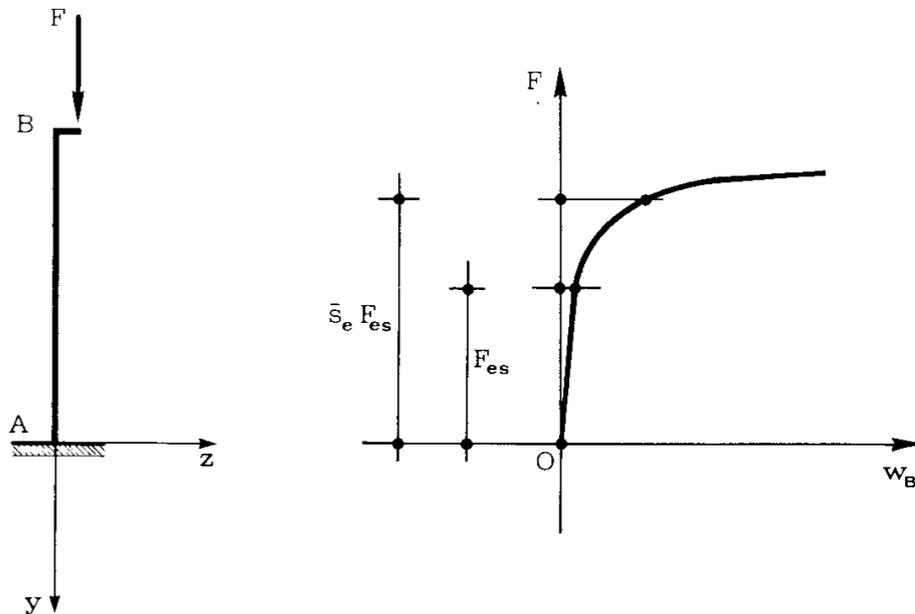


Fig. 10

Le critiche su esposte spiegano perché il procedimento delle tensioni ammissibili, pur così benemerito, sia attualmente guardato con una certa diffidenza; e perché si vadano affermando, anche sul piano delle normative, i cosiddetti procedimenti semiprobabilistici degli stati limite.

3. Il procedimento di verifica "degli stati limite"

Il procedimento di verifica agli stati limite sostituisce in sostanza l'unico coefficiente \bar{s}_e con due coefficienti, uno γ_m che decurta le tensioni caratteristiche dei materiali, ed uno γ_f che amplifica le azioni caratteristiche. Naturalmente vanno divisi per γ_m i valori caratteristici di tutte le tensioni significative agli effetti della resistenza, e cioè non solo le tensioni di crisi intese, come già detto, quali limiti di elasticità, ma anche le tensioni di rottura. Discorso diverso è da farsi per i moduli elastici, al cui aumento si associano effetti benefici in alcuni casi (spostamenti, carichi critici da instabilità) e dannosi in altri (effetti statici derivanti da cedimenti vincolari, variazioni termiche etc.). E' ovvio che nei primi casi occorre dividere il valore caratteristico di E per γ_m , mentre nei secondi ciò non deve

essere fatto. Così pure non devono essere divisi per γ_m i coefficienti di dilatazione termica; caso per caso occorre regolarsi circa i coefficienti caratterizzanti la viscosità, che vanno divisi per γ_m quando si sfrutta la viscosità per ridurre le tensioni derivanti da distorsioni, mentre restano inalterati nelle verifiche ad eccesso di spostamenti, o all'instabilità.

Le norme italiane chiamano genericamente *resistenze* le tensioni comunque significative per la resistenza, e chiamano ancora *resistenze di calcolo* le resistenze caratteristiche divise per γ_m , ed *azioni di calcolo* quelle caratteristiche moltiplicate per γ_f .

Con riferimento ai valori di calcolo delle resistenze e delle azioni, è necessario la struttura sia garantita contro l'eventualità che non possa più assolvere alla sua funzione, entro il termine di vita assegnatole. Quando ciò accade, si dice che la struttura è in uno *stato limite*.

Gli *stati limite di esercizio* si hanno quando la struttura perde la sua funzionalità senza per questo raggiungere il collasso; in altre parole, quando la struttura è malata, ma non morta, e può comunque essere evitata una sostituzione integrale o parziale. Tali stati sono quelli qui sotto elencati:

- 1a - deformazioni eccessive, e cioè superamento della soglia plastica in uno o più punti;
- 1b - fessurazioni eccessive, per quanto riguarda il conglomerato armato;
- 1c - degradazione (in particolare delle malte o del conglomerato) o
- 1d - spostamenti eccessivi;
- 1e - vibrazioni eccessive;

Gli *stati limite ultimi* sono invece quelli cui si abbina il collasso, ed in particolare

- 2a - rottura localizzata per azioni statiche;
- 2b - rottura localizzata per fatica;
- 2c - instabilità, ovvero spostamenti tali da imporre la sostituzione;
- 2d - trasformazione della struttura o di una sua parte in meccanismo.

Il coefficiente γ_m è diverso per gli stati limite di esercizio e per gli stati limite ultimi. I coefficienti γ_f sono pari ad uno per le combinazioni di azioni prescritte negli stati limite di esercizio, maggiori di uno per le combinazioni di azioni prescritte negli stati limite ultimi

(minori di uno per l'azione che di per sè migliora la garanzia). Il vecchio concetto di coefficiente di sicurezza scompare, poiché le verifiche non conducono a dire di quanto bisogna incrementare le azioni di esercizio per raggiungere uno stato limite, valutando attraverso il minorante s_e se questo incremento è sufficiente, ma devono solo stabilire che, operando con i valori di calcolo, non sono raggiunti i vari stati limite. E' così superata l'ipotesi di validità del principio di sovrapposizione; questa può, a seconda dei casi, essere ancora seguita nelle verifiche agli stati limite di esercizio, ma è senz'altro invalida nei casi c) e d) delle verifiche agli stati limite ultimi.

E' evidente però che, operando su forze maggiorate dai γ_f , ed essendo γ_f maggiore per i carichi accidentali, è molto più frequente, rispetto al metodo delle tensioni ammissibili, il caso che l'ipotesi di piccoli spostamenti, o quella di vincoli bilaterali, o quella di elasticità lineare, cadano in difetto anche nelle verifiche agli altri stati limite. Si fa osservare che alla verifica secondo il metodo delle tensioni ammissibili, coincidente con le verifiche 1a) ed 1b), sono spesso affiancate le 1d) ed 1e), e sempre la 2c); la 1d) ed 1e) sono eseguite nell'ipotesi di validità del principio di sovrapposizione, mentre la 2c) è eseguita in genere in assenza di qualsiasi ipotesi limitativa. Nella 1d) ed 1e) così eseguite è implicito, nell'imporre un minorante agli spostamenti, o all'ampiezza delle vibrazioni, un coefficiente di sicurezza ad hoc. Tutto ciò va bene solo per quanto riguarda le vibrazioni. Basti infatti osservare che, come già detto, imporre un plafond agli spostamenti calcolati sotto le forze di esercizio, pari per esempio ai massimi tollerabili divisi per k ($k > 1$), non significa affatto una garanzia pari a k , perché se le forze di esercizio aumentano in ragione k , ben maggiormente possono aumentare gli spostamenti. Invece, imporre un plafond al moltiplicatore delle forze pari al moltiplicatore critico diviso per k ($k > 1$) equivale perfettamente ad operare secondo il procedimento degli stati limite ultimi, poiché k è proprio il prodotto dei coefficienti γ_m e γ_f per tale stato limite, come facilmente si verifica.

Operando secondo il procedimento delle tensioni ammissibili, si prescinde invece completamente dalla verifica 2d). E' opinione diffusa che tale verifica è implicitamente soddisfatta, poiché se sotto le azioni $s_e F_i$ si hanno le prime deformazioni permanenti, sicuramente la struttura possiede ulteriori margini di sicurezza nei riguardi della rovina. Anzi, tale fatto è addirittura ascrivito a merito del procedimento, asserendosi che molte strutture mal calcolate o male eseguite

si sono in pratica salvate proprio in virtù di tali margini. Non è possibile però condividere questo tipo di ragionamento, che lascia affidati a riserve non valutate errori comunque non ammissibili, in uno spirito di bonaria tolleranza amnistiale, per il progettista e per l'imprenditore.

Sul piano economico è poi evidente la priorità della verifica 2d); infatti, se nei confronti delle prime plasticizzazioni è sempre possibile approntare rimedi di poco costo, e comunque le prime plasticizzazioni in sé hanno scarsa importanza, ben diverso è il discorso nei confronti del collasso, che implica la perdita sicura della struttura, e la perdita molto probabile delle vite e delle cose che essa salvaguarda. In ultima analisi, solo nei riflessi della crisi da collasso ha senso un s_e calcolato con il procedimento delle tensioni ammissibili; sorge così l'alternativa, per la quale o si assegna ad s_e il valore richiesto per il collasso, e potrebbe essere eccessivo e quindi antieconomico se le riserve ulteriori della struttura sono notevoli, o si assegna ad s_e un valore minore di quello richiesto per il collasso, e tale diminuzione, ignorando tutto quanto avviene per valori del moltiplicatore delle azioni maggiori di s_e , non può che derivare da una valutazione di azzardo, e per ciò stesso inaccettabile. Concludendo, si può asserire che l'unica autentica novità del procedimento degli stati limite è la verifica relativa al collasso per formazione di meccanismo, tutto il resto essendo più o meno già eseguito nel vecchio procedimento delle tensioni ammissibili. Ma neppure tale verifica implica l'abbandono delle classiche teorie lineari, la cui conoscenza anzi, come si vedrà in seguito, è indispensabile nel calcolo degli spostamenti, ed in presenza di azioni ripetute ed alterne, e cioè quasi sempre; soltanto esse sono diversamente finalizzate. E queste teorie restano, intramontabili, nel calcolo delle vibrazioni e della grande maggioranza dei problemi di stabilità.