

Capitolo 5

STATI LIMITE ULTIMI

In questa sezione si analizza il comportamento di una sezione in c.a. quando la sollecitazione è tale da farla ‘collassare’.

Una sezione entra in crisi quando si produce una plasticizzazione diffusa nei materiali che la compongono tale da produrre danni evidenti e permanenti nella sezione.

5.1 Stati limite ultimi con N e M

Par. 3.2 EC2.1

In questa parte si studia una sezione soggetta a sollecitazioni dovute a sforzo normale e momento.

5.1.1 Stati limite ultimi per flessione e forza longitudinale

● **Simbologia**

A_{s1} e A_{s2} (oppure A'_s e A''_s) area armatura tesa e compressa;

ε_{s1} e ε_{s2} (oppure ε_s e ε'_s) deformazione armatura tesa e armatura compressa.

● **Resistenza di calcolo a flessione e a forza longitudinale**

Per determinare la resistenza ultima di una sezione trasversale si assume:

Ipotesi di base

Le sezioni rimangono piane

- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- si trascura la resistenza a trazione del calcestruzzo;
- le tensioni in calcestruzzo e acciaio si ricavano dai rispettivi diagrammi tensioni-deformazioni;
- a compressione semplice la deformazione del calcestruzzo si limita al 2‰;
- negli altri casi la deformazione limite a compressione nel calcestruzzo è 3,5‰;
- la deformazione limite dell'acciaio è fissata al 10‰ ovvero all'1%.

Al crescere della sollecitazione le deformazioni diventano sempre più grandi, fino al raggiungimento dei limiti di deformazione massimi accettabili del calcestruzzo e dell'acciaio.

Il raggiungimento dello stato limite avviene quindi per eccesso di deformazione imposta, di trazione nell'armatura tesa pari a 1% e di compressione nel calcestruzzo.

Il limite di deformazione del calcestruzzo viene posto pari a 0,35% nella sezione inflessa e pari allo 0,2% nella sezione semplicemente compressa.

Il limite di 1% è del tutto convenzionale, dato che l'allungamento di rottura dell'acciaio impiegato raggiunge dal 12 al 14%; il limite imposto è legato al quadro fessurativo conse-

guente all'allungamento dell'acciaio, ovvero è connesso alle limitazioni delle fessure ed alla salvaguardia delle condizioni di aderenza.

Gli acciai italiani ad aderenza migliorata sono classificabili ad alta duttilità HD (par. 3.2.4.2 EC2.1).

A seconda delle sollecitazioni imposte alla sezione i diagrammi delle deformazioni si diversificano, individuando delle situazioni limite illustrate nelle figure.

In particolare si individuano diversi campi di sollecitazione.

Le possibili distribuzioni delle deformazioni allo stato limite ultimo viene illustrata a seconda dei diversi casi, di trazione, flessione, pressoflessione o compressione semplice nella figura 5.1 seguente.

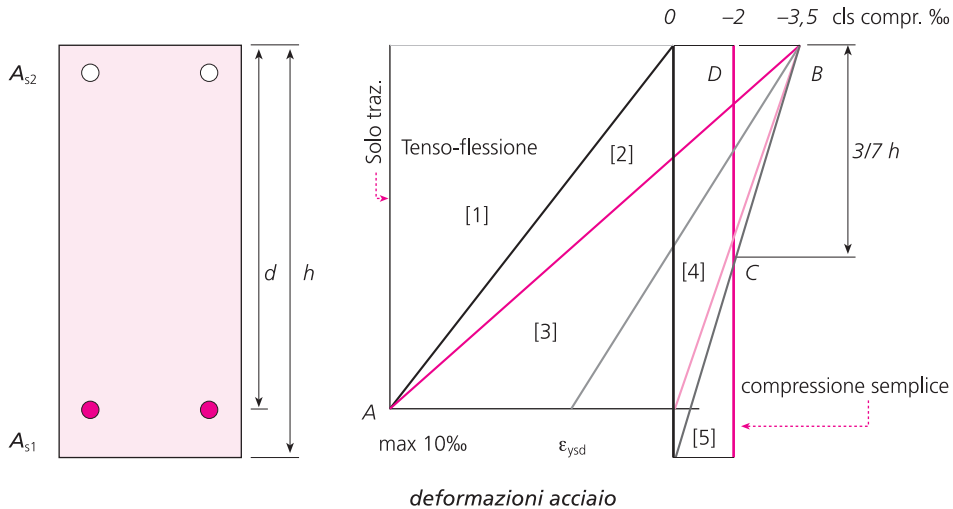


Figura 5.1 (da Fig. 4.11 EC2.1) Distribuzione delle deformazioni allo stato limite ultimo (configurazioni deformate).

○ Note sui diagrammi di distribuzione delle deformazioni

La rottura deve avvenire possibilmente in campo 3A poiché in 3B la rottura è sempre accettabile, ma presenta una condizione insufficiente di rottura duttile per un elemento da analizzarsi con metodo elastico lineare, dato che $x/d > 0,45$

La deformazione di snervamento di calcolo dell'acciaio è pari a $\varepsilon_{ysd} = f_{yd}/E_s$ ed è circa uguale allo 1,6‰ (1,8 per FeB44k e 1,5 per FeB38k).

$\xi = x/d = \varepsilon_c/(\varepsilon_c - \varepsilon_s)$ è detta profondità relativa della zona compressa

EC2 impone che $\xi = x/d \leq 0,45$ allo scopo di avere una rottura sufficientemente duttile e con armatura snervata.

Par. 2.5.3.4.2 EC2.1

La condizione riportata è connessa all'analisi lineare e viene interpretata in chiave di rottura duttile della sezione. Tale condizione si riferisce ai parametri di calcolo.

Se l'altezza relativa della zona compressa è al di sotto di 0,45 la rottura può essere considerata accettabile dal punto di vista della duttilità. La sezione prima della rottura può, cioè, ruotare sensibilmente.

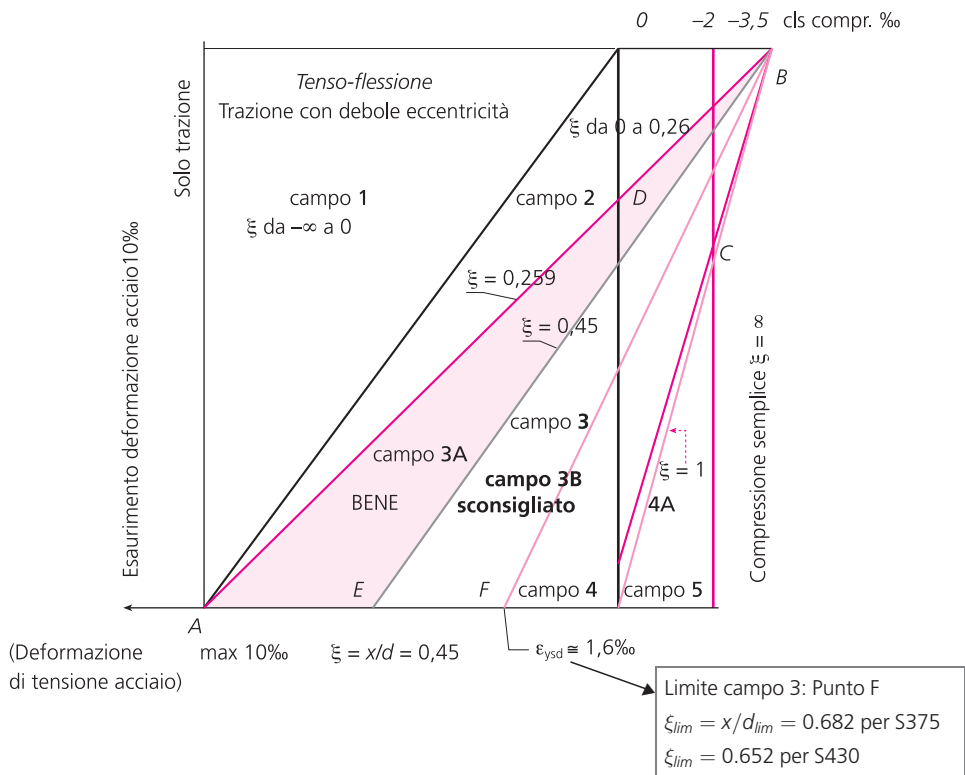
Tale condizione si riferisce a strutture analizzate con analisi elastica senza redistribuzione, metodo semplice per analizzare gli effetti delle azioni nelle loro combinazioni fondamentali e accidentali, allo SLU.

La limitazione si riferisce a calcestruzzi di resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} \leq 35$.

Per calcestruzzi ad alta resistenza con $f_{ck} > 35$ si impone la condizione limite $\xi_{lim} \leq 0,35$ in quanto al crescere della resistenza a rottura diminuisce la duttilità a rottura del calcestruzzo stesso.

Riportando tale condizione nella tabella della flessione troviamo una percentuale di armatura pari a $\rho = 1,29\%$ ovvero si trova la percentuale massima di armatura longitudinale per una sezione (riferita a calcestruzzo con C25 e acciaio FeB44k, ovvero B430).

In campo 5 $\xi = -3,5\% / (-3,5\% - \varepsilon_{ysd})$



Punto A: $\xi_{lim} = (x/d)_{lim} = 0,259$; tale situazione è ottimale, con completo sfruttamento della sezione.

Campo 3 "rottura perfetta" in cui l'acciaio è snervato e la sezione è con armatura debole.

La rottura deve avvenire possibilmente in campo 3A poiché in 3B la rottura è sempre accettabile, ma presenta una condizione insufficiente di rottura duttile, dato che $x/d > 0,45$ (per strutt. con analisi lineare elastica).

Campo 4 tipico di pressoflessione; in tale campo la rottura è imperfetta poiché l'armatura non è in campo plastico (rottura non duttile per schiacciamento del calcestruzzo compresso).

Campo 5: Compressione con debole eccentricità.

Deformazione di snervamento di calcolo dell'acciaio $\varepsilon_{ysd} = f_{yd}/E$.

Figura 5.2 Campi di rottura.

Il diagramma si riferisce in generale a valori caratteristici, ovvero ‘reali’ del comportamento della sezione a rottura.

Si osserva tuttavia che la retta EB è connessa ai valori di calcolo, poiché si riferisce a una raccomandazione connessa a valori di calcolo, da effettuarsi in sede di verifica agli SLU. La retta FB è approssimata poiché si riferisce al punto B a valore caratteristico e nel punto F a valore di calcolo.

Più esattamente FB dovrebbe partire da B ma arrivare alla deformazione caratteristica di snervamento dell'acciaio ricavata come $\varepsilon_{ys} = f_{yk}/E$.

5.1.2 Calcolo struttura tesa allo stato limite ultimo

ESEMPIO SOLO TRAZIONE campo 1 (sezione tutta tesa con armatura snervata)

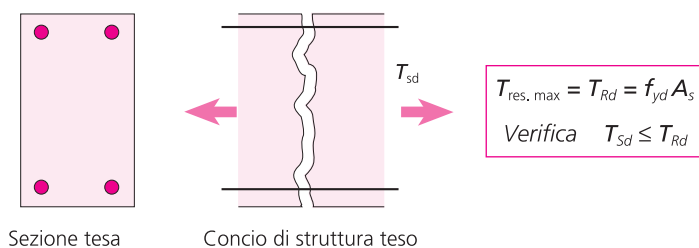


Figura 5.3

Il caso in questione riguarda una sezione tesa: la sezione oggetto di attenzione, poiché interessata dalla crisi, è quella fessurata, caratterizzata, cioè, da sola armatura tesa e calcestruzzo teso fessurato e quindi inesistente.

La rottura avviene con calcestruzzo fessurato per raggiungimento della deformazione limite dell'acciaio presente nella sezione pari a A_s . La crisi si ha quando l'armatura raggiunge la tensione caratteristica di snervamento; nel calcolo la struttura è in crisi quando si raggiunge f_{yd} = tensione di snervamento di calcolo dell'armatura

$$f_{yd} = f_{yk}/1,15 = 3740 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{per B430 (FeB44k)}$$

■ Il caso in questione è valido anche per leggera eccentricità, tale comunque da indurre lo snervamento in entrambe le armature, con una $\varepsilon_s > \varepsilon_y \cong 0,2\%$.

Il ragionamento si estende dunque anche al caso di tensoflessione; se insieme a una trazione molto energetica agisce anche un'azione flettente il diagramma degli allungamenti non è più rettangolare ma ruota.

Il meccanismo di crisi è dovuto a una fessurazione trasversale della sezione che porta a non considerare il calcestruzzo teso. La sola armatura resiste alla sollecitazione.

La crisi avviene quando si raggiunge la forza che porta allo snervamento delle armature.

La crisi di calcolo si ottiene quando la tensione delle armature raggiunge quella di snervamento di calcolo.

La verifica controlla che la forza di trazione che sollecita la sezione non superi la forza resistente di calcolo che la sezione può sopportare in condizioni di sicurezza.

La forza sollecitante deriva dall'applicazione sulla struttura della combinazione di carichi eccezionale.

5.1.3 Sollecitazione di momento flettente

● Diagrammi al crescere del momento flettente

Al crescere della sollecitazione di momento flettente, facciamo delle considerazioni su ciò che avviene all'interno di una sezione in c.a.

○ Fase C0 Sezione tutta reagente

Sotto momenti flettenti ridottissimi non si ha alcuna lesione, tutto il calcestruzzo (teso e compresso) è reagente. L'armatura e il calcestruzzo sono in campo elastico; la sezione reagente è quella elastica con armatura omogeneizzata con $n = E_s/E_c$.

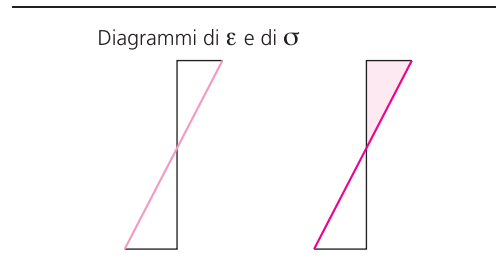


Figura 5.4

○ Fase C1 Sezione fessurata

Si apre una fessura per raggiungimento dello stato di tensione del calcestruzzo, la sezione di riferimento è quella fessurata in cui non vi è più il calcestruzzo teso, ma compare esclusivamente quello compresso unitamente alle armature presenti.

La situazione in oggetto è quella tipica che si riscontra nel calcolo delle sezioni e delle tensioni in esercizio.

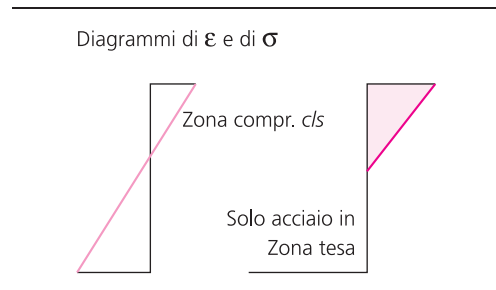


Figura 5.5

Successivamente alla formazione delle fessure l'approssimarsi della crisi della sezione dipende dal bilanciamento tra calcestruzzo compresso e armature tese presenti. In particolare si ottiene un diverso comportamento, per una determinata sezione di calcestruzzo, al crescere della percentuale di armatura tesa presente.

Nel seguito si analizzano i due casi notevoli di armatura debole e di armatura forte e si illustra il campo intermedio, in cui l'armatura e il calcestruzzo sono dimensionati in modo da cedere contemporaneamente (crisi bilanciata).

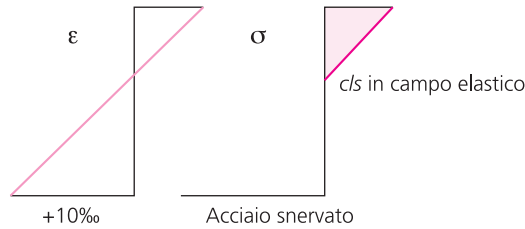
○ Fase C2 Crisi della sezione inflessa

○ Fase C2A Sezione con armatura debole - Armatura tesa piccola

Nel caso di armatura debole al crescere del carico il calcestruzzo risulta compresso con diagramma di tensione di forma triangolare, rimanendo quasi tutto in campo elastico.

Il cedimento è dovuto essenzialmente a carenza di acciaio teso, per cui la crisi comporta un notevole allungamento dell'acciaio teso, con evidenti segni di incipiente dissesto, che conferiscono al tipo di rottura un carattere di sufficiente duttilità.

Aumentando il momento flettente il diagramma delle tensioni ruota intorno all'asse neutro finché non si ottiene il raggiungimento della tensione di snervamento nell'acciaio teso.

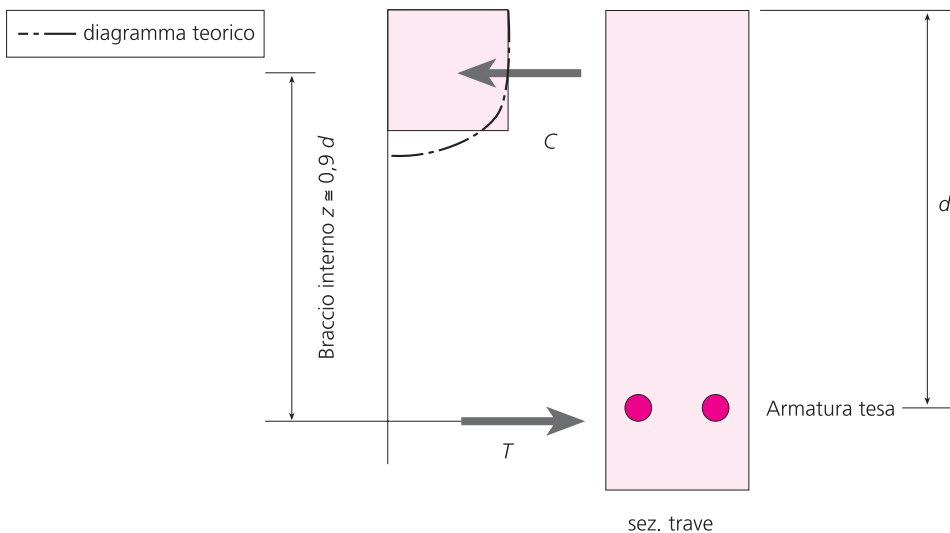
Diagrammi di ϵ e di σ 

La crisi parte dallo snervamento dell'armatura, punto debole della sezione.

Figura 5.6

Dopo il raggiungimento dello snervamento nell'acciaio il meccanismo è il seguente: al crescere del carico l'acciaio non può far aumentare T, ma C, che rimane anch'essa inalterata, si sposta facendo crescere il braccio interno (distanza fra C e T). Il calcestruzzo raggiunge la plasticizzazione prima nel lembo esterno e poi sempre più all'interno fino al raggiungimento di una plasticizzazione interessante quasi tutta la zona compressa, con un diagramma delle tensioni ultime a forma di parabola-rettangolo come illustrato dalla figura 5.7.

La crisi della sezione si identifica con un evidente aumento della curvatura locale dell'asse della trave conseguente alla formazione di una cerniera plastica; si può dire che al raggiungimento di tale stadio si ha plasticizzazione di acciaio e calcestruzzo.

**Figura 5.7**

La sezione si trasforma in una cerniera plastica che ruota sotto la sollecitazione di un momento flettente detto momento di plasticizzazione o momento resistente ultimo.

■ Se la quantità di armatura è troppo piccola la sezione sotto carico crescente cede per rottura improvvisa dell'armatura; il tipo di rottura diventa sempre più pericoloso man mano che l'armatura di-

venta più esigua poiché la rottura avviene in tal caso senza preavviso. Una prescrizione importantissima riguarda l'imposizione di avere un minimo di armatura che eviti una rottura fragile; il minimo di armatura si differenzia a seconda del tipo di acciaio e si aggira intorno allo 0,15% dell'area di calcestruzzo per armatura ad aderenza migliorata.

Il diagramma delle tensioni sul calcestruzzo rappresenta una parte curva nella zona prossima all'asse neutro ed una parte piatta nelle zone più estreme nelle quali il calcestruzzo si è plasticizzato nel corso della deformazione flessione. Il diagramma in oggetto viene detto parabola-rettangolo.

Nel diagramma parabola-rettangolo si tiene conto della forma con un parametro indicato con la lettera greca β .

La massima tensione di compressione sul calcestruzzo è

$$\alpha \cdot f_{cd} = 0,85 \cdot f_{cd} = f_{cu}$$

per il parametro β si utilizza nei calcoli un valore pari a 0,8; tale valore approssima quello teorico più raffinato che sarebbe pari a $\beta = 17/21 = 0,81$.

Il parametro $\alpha \pm 0,85$ tiene conto del calo di resistenza sotto carichi di lunga durata.

Il diagramma ultimo del calcestruzzo può essere dunque schematizzato per la parte compressa della trave invece che a forma di parabola-rettangolo che interessa una zona compressa alta x , a forma di semplice rettangolo che interessa una altezza compressa pari a $0,8x$, con un sistema detto 'Metodo STRESS BLOCK'.

*Schematizzazione per semplificare il calcolo delle sezioni
in c.a. allo stato limite ultimo*

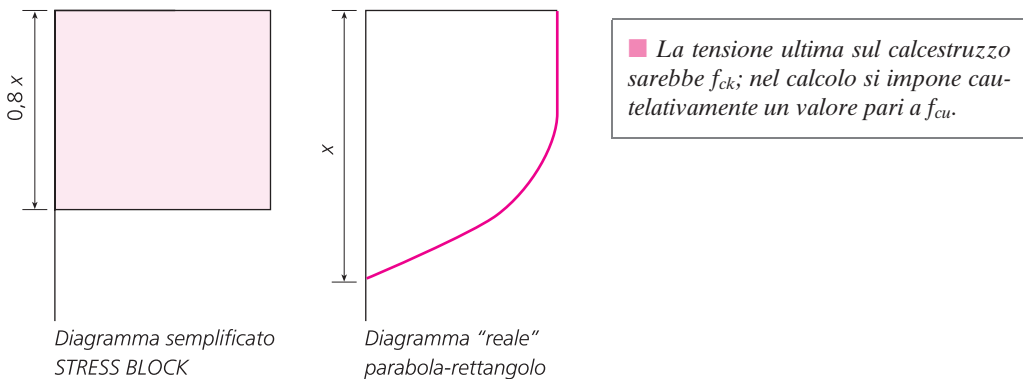


Figura 5.8

■ *La crisi dell'acciaio che si fa corrispondere all'1% in effetti è del tutto convenzionale dato che l'acciaio prima della rottura riesce a sopportare allungamenti molto superiori.*

EC2.1 non esplicita il 10‰, limitandosi a citare la deformazione dell'armatura con il simbolo ε_{s1} . Il valore 1% è riportato da vari testi, concordi su tale imposizione, ma tale numero deve essere considerato come approssimato.

Tale allungamento limite è prossimo a quello di snervamento ed è così basso per contenere l'apertura delle fessure.

■ In realtà il diagramma delle tensioni sul calcestruzzo segue l'andamento in figura, approssimabile ad una parabola nel tratto in cui il calcestruzzo ha un andamento elasto-plastico e con andamento rettangolare nella parte in cui il calcestruzzo si è completamente plasticizzato.

La sostituzione che viene effettuata con un andamento rettangolare porta ad un diagramma globalmente equivalente a quello più realistico parabola-rettangolo poiché il calcolo del momento resistente fornisce nei due casi risultati molo simili.

○ **Fase C2A** Sezione con crisi bilanciata

Nel caso di armatura bilanciata al crescere del carico il calcestruzzo si plasticizza, ma contemporaneamente entra in campo plastico anche l'armatura tesa, e quindi si snerva.

La crisi sopravviene per contemporanea plasticizzazione di zona compressa in calcestruzzo e della zona tesa d'acciaio.

In corrispondenza di tale tipo di rottura si ha una percentuale di armatura bilanciata, diversa a seconda della tensione di snervamento dell'acciaio considerato.

Diagrammi di ϵ e di σ

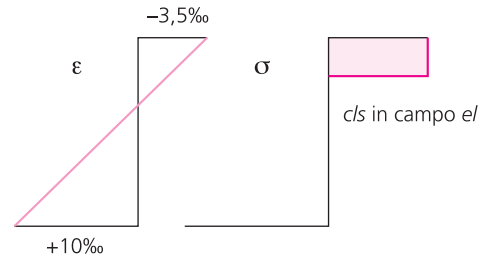


Figura 5.9

La situazione di armatura bilanciata è particolarmente importante poiché consente il più razionale sfruttamento della sezione, con cedimento sincrono di entrambi i materiali.

Dalla similitudine tra i triangoli delle deformazioni della zona tesa e compressa si evince un valore per l'altezza relativa $\xi = x/d = 0,259$

$$x/d = 3,5/(3,5 + 10) = 0,259$$

eguagliando le risultanti in trazione e compressione con i valori di calcolo a lungo termine si ottiene:

$$A_s \cdot f_{yd} = A_c \cdot f_{cu} = A_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd} = (b \cdot 0,8 \cdot x) \cdot 0,85 \cdot f_{cd}$$

dato che

$$A_s \cdot f_{yd} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot 0,8 \cdot x \cdot b$$

con $x = 0,259 d$

$$A_s \cdot f_{yd} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot 0,8 \cdot 0,259 d \cdot b = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot 0,8 \cdot 0,259 A_c$$

da cui

$$A_s/A_c = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot 0,8 \cdot 0,259/f_{yd}$$

Se si fa riferimento dunque alle tensioni di calcolo la percentuale di armatura si determina con la relazione

$$\rho_{bal} = A_s/A_c = 0,259 (0,85 \cdot f_{cd} \cdot 0,8)/f_{yd}$$

$$\rho_{bal} = 0,6\% \text{ per B430 (FeB44k)}$$

$$\rho_{bal} = 0,7\% \text{ per B375 (FeB38k)}$$

■ Le percentuali riportate sono “convenzionali” in quanto fanno riferimento alle tensioni di calcolo.

Con le stesse considerazioni riportate sopra si osserva che nel comportamento ‘reale’ con le tensioni di snervamento caratteristiche si ottengono i valori seguenti, più calzanti alla situazione in oggetto:

$$\rho_{bal} = A_s/A_c = 0,259(f_{ck} \cdot 0,8/f_{yk})$$

$$\rho_{bal} = 1,2\% \text{ per B430 (FeB44k)}$$

$$\rho_{bal} = 1,3\% \text{ per B375 (FeB38k)}$$

per l'altezza relativa $\xi = x/d = 0,45$ si ottiene invece, con riferimento ai valori di calcolo:

$$\rho_{0,45} = A_s/A_c = 0,45(0,85 \cdot f_{cd} \cdot 0,8)/f_{yd}$$

$$\rho_{0,45} = 1,26\% \text{ per B430 (FeB44k)}$$

$$\rho_{0,45} = 1,37\% \text{ per B375 (FeB38k)}$$

○ **Fase C2B** *Sezione con armatura forte*

Quando l'armatura tesa presente è elevata si verifica questo tipo di rottura.

Al crescere del carico l'acciaio, dopo un certo allungamento corrispondente al suo limite di snervamento, si snerva; le armature tese quindi non sono più in grado di far aumentare la forza di trazione (T); la forza di compressione (C) che sollecita il calcestruzzo compresso rimane anch'essa inalterata in grandezza facendo crescere il braccio interno (distanza tra T e C) il calcestruzzo raggiunge la plasticizzazione prima nel lembo esterno e poi sempre più all'interno fino al raggiungimento della completa plasticizzazione.

Nel caso di armatura forte il cedimento è imputabile a una carenza di calcestruzzo compresso, che comporta una crisi per schiacciamento della parte compressa, con rotazione ridotta e preavviso molto ridotto; la rottura è di tipo prevalentemente fragile, per cui la situazione di armatura forte è sostanzialmente da evitare.

Diagrammi di ε e di σ

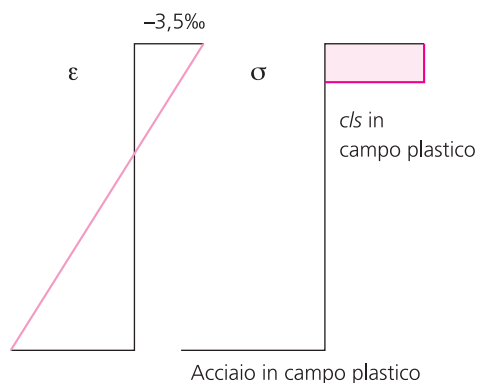


Figura 5.10

La “rottura” della sezione si identifica con il raggiungimento dello snervamento e quindi della plasticizzazione, sia nell'acciaio che nel calcestruzzo.

La sezione nella situazione di crisi si trasforma in una cerniera plastica che ruota in modo molto evidente sotto il momento di plasticizzazione.

● **Considerazioni sulla crisi di una struttura**

Il raggiungimento del momento di plasticizzazione in una sezione è equivalente alla crisi dell'intera struttura e quindi alla perdita di stabilità (il cosiddetto crollo) se la struttura è isostatica, poiché basta una sola cerniera interna a rendere labile la struttura.

Per strutture iperstatiche per addivenire ad una situazione che si configuri a pericolo di crollo occorrono diverse cerniere, pari al numero di iperstatiche; il carico che induce la formazione della prima cerniera plastica non è in tal caso quello di crisi della struttura ma solo quello di crisi locale; il carico può continuare infatti a crescere anche dopo la formazione della prima cerniera e delle altre che via via si formano, fino a quando esso non provoca tante cerniere da rendere labile la struttura.



Struttura isostatica: basta una cerniera plastica per mettere in crisi la trave e renderla labile



Struttura iperstatica: per mettere in crisi la trave continua in figura occorrono due cerniere plastiche

Il concetto di crisi della struttura per il cemento armato è spesso connesso ad una evidente deformazione localizzata della struttura.

Se la sezione, o meglio il concio in oggetto, interessata dalla plasticizzazione, ha un tipo di rottura sufficientemente duttile, la cerniera plastica ha l'opportunità di subire notevoli rotazioni senza addivenire alla rottura vera e propria.

● **Considerazioni sulla duttilità della rottura**

Il diagramma dei momenti al crescere del carico imposto, incrementa le ordinate nelle sezioni in campo elastico; nelle zone elasticizzate il momento si 'blocca' al momento di plasticizzazione per il legame costitutivo $M - (1/r)$ elasto-plastico perfetto.

Tra la situazione in cui si è verificato il primo snervamento e la situazione in cui l'aggravio di carico provoca una nuova plasticizzazione, si opera una redistribuzione del momento, con sollecitazioni che migrano dalla zona di prima plasticizzazione e quella che inizialmente era rimasta in campo elastico.

Posto d il rapporto tra il momento prima della redistribuzione e quello dopo, le norme imporrebbero una verifica esplicita della capacità di rotazione allo scopo di evitare che prima di ottenere un'altra cerniera plastica la prima raggiunga la rottura.

Se si vuole operare con redistribuzione occorre considerare che il coefficiente di distribuzione è limitato; in pratica in ogni caso non si può operare una redistribuzione che alteri il momento che vi è alla prima cerniera oltre il 30%.

Si evita la verifica se vi sono i presupposti per considerare il cedimento plastico abbastanza duttile da permettere il raggiungimento di ulteriori plasticizzazioni.

Per calcestruzzo con $C < C35$ $d \geq 0,44 + 1,25x/d \geq 0,7$

Per calcestruzzo con resistenza superiore $d \geq 0,56 + 1,25x/d \geq 0,7$

imponendo $d = 0,7$ ottengo per calcestruzzi $C < C35$

$x/d \leq 0,21$ con redistribuzione

$x/d \leq 0,45$ senza redistribuzione

La redistribuzione dei momenti e le riserve in campo plastico sono alcuni tra i grandi vantaggi delle strutture in c.a.

Le strutture in c.a. sono per loro ‘tendenza naturale’ dotate di molte iperstatiche, dato che in tali strutture è molto agevole realizzare incastri e piena solidarizzazione. Per tale motivo il crollo di una costruzione presuppone, in genere, la formazione di tante cerniere plastiche.

Se la struttura è ben progettata tali cerniere dovrebbero formarsi in zone a maggiore duttilità in modo da fornire alla struttura stessa un ‘comportamento duttile’ globale.

Ogni cerniera plastica che si forma richiede un aumento di azione sollecitante, per cui al crescere del numero delle cerniere cresce, in generale, l’azione richiesta per mettere in crisi l’intera struttura. Particolare importanza assume il comportamento duttile della struttura nelle zone sismiche, ovvero in Italia.

Sotto l’azione del sisma una struttura resiste se le eventuali cerniere plastiche si concentrano in zone a comportamento duttile, poiché consentono alla costruzione di oscillare molte volte prima di raggiungere il collasso vero e proprio.

In sintesi ciò che si impone al progettista di una struttura in c.a. è di realizzare una struttura con comportamento duttile e, in generale, con molte iperstatiche.

Come si vedrà nel seguito una sezione plasticizzata si comporta meglio se la zona compressa è ‘confinata’ con armature trasversali poiché, soprattutto in occasione di sollecitazioni ripetute, il calcestruzzo compresso tende a sgretolarsi, con effetti molto deleteri sulla resistenza residua della sezione stessa.

Da osservare che la crisi a flessione duttile è evidente e risulta essere avvertita con un buon margine di preavviso dagli utenti. Tale evenienza è molto favorevole sulla sicurezza degli occupanti, dato che le rotture che possono risultare catastrofiche sono quelle improvvise e che avvengono senza alcun segnale premonitore.

5.1.4 Nota sul dimensionamento di una sezione inflessa

Per sezioni prevalentemente inflesse, con forza normale non troppo elevata ci si può limitare a inserire le sole armature tese. Le armature compresse costruttivamente servono come reggistaffe, per incassare impreviste sollecitazioni con possibili inversioni di momento, in zona sismica esse sono imposte ad esempio dalle norme proprio per cautelarsi contro questo aspetto. Le armature compresse diventano indispensabili quando la sezione è dimensionata in modo tale che con la sola armatura tesa non riescono ad assorbire il momento che le sollecita.

La soluzione del dimensionamento di una trave inflessa dovrebbe essere ricercata preferibilmente nei campi due o tre, imponendo cioè che le armature tese abbiano raggiunto lo snervamento di calcolo, ovvero che abbiano deformazione non minore di $\varepsilon_{syd} = f_{yd}/E_s$.

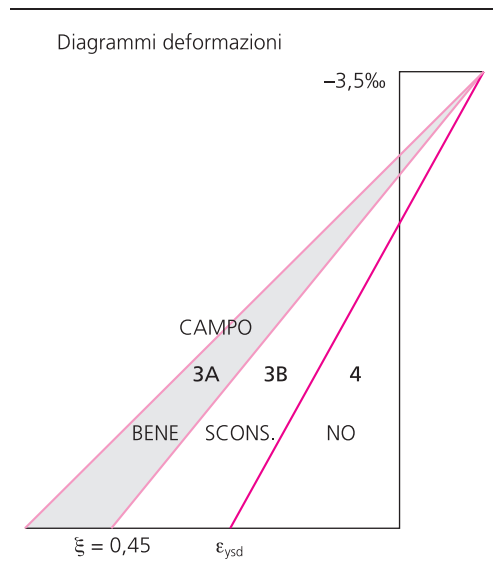


Figura 5.11

Infatti si desidera conferire duttilità alla rottura della sezione e sfruttare in pieno le armature tese, evitando la rottura di tipo fragile tipica del campo 4 con armatura forte.

Il rispetto della condizione sopra citata comporta una limitazione dell'altezza relativa della zona compressa $\xi = x/d$; infatti dal diagramma delle deformazioni si desume che tale valore deve essere limitato in modo tale da contenere il diagramma nei campi 2 e 3. La frontiera fra i campi 3 e 4 fornisce per ξ un preciso valore limite:

$$(-0,0035)/(-0,0035 - \varepsilon_{syd})$$

per B375 (FeB38k) si ha $\xi_{lim} = 0,682$

per B430 (FeB44k) si ha $\xi_{lim} = 0,652$

tali valori sono stati ottenuti rispettivamente con $\varepsilon_{syd} = 0,163\%$ e $\varepsilon_{syd} = 0,187\%$.

■ *L'approccio illustrato non viene però ritenuto sufficiente da EC2 nel caso che si voglia studiare la struttura con il metodo basato sulla analisi elastica lineare dato che viene imposta allo scopo di ottenere una rottura di tipo duttile la condizione ben più restrittiva per cui*

$$\xi_{lim} \leq 0,45 \text{ (per calcestruzzi con resistenza non elevata } f_{ck} \leq 35).$$

Per calcestruzzi ad alta resistenza con $f_{ck} > 35$ si impone la condizione limite $\xi_{lim} \leq 0,35$ in quanto al crescere della resistenza a rottura diminuisce la duttilità a rottura del calcestruzzo stesso.

La condizione suddetta è sufficiente se si opera senza redistribuzione dei momenti.

Per tali ragioni, volendo studiare le strutture con l'analisi elastica lineare e nel contempo ottenere una duttilità più 'marcata' nelle formule di dimensionamento fornite ai paragrafi precedenti sono state trascurate le indicazioni numeriche della presente nota, facendo tuttavia riferimento ad un'impostazione che riporti il comportamento della sezione da noi dimensionata ad essere contenuta nel campo 3A.

Particolare attenzione va posta alla presenza di armatura in compressione.

Se l'armatura compressa è nulla sono di ottimo riferimento le considerazioni citate dianzi.

Tuttavia la presenza dell'armatura compressa fornisce alla sezione un aumento di duttilità notevole nei confronti del collasso flessionale e della capacità di ruotare in campo plastico della sezione stessa. Questa considerazione comporta che si deve considerare con attenzione la presenza di armatura compressa.

Nei casi in cui è presente obbligatoriamente una corposa armatura compressa (come nelle costruzioni da progettare secondo l'ordinanza e secondo l'Eurocodice 8) la rottura della sezione è quasi sempre soddisfacente dal punto di vista della duttilità per cui le considerazioni riportate perdono parzialmente di significato.

Spesso, in presenza di corpose armature compresse, il dimensionamento può essere ricondotto alla presenza di armatura tesa necessaria a flessione, all'imposizione di un'armatura compressa che soddisfi le prescrizioni minime e al controllo in sede di verifica che l'altezza relativa della zona compressa soddisfi le condizioni imposte.

In sintesi per le zone sismiche, ovvero per tutta l'Italia, le prescrizioni imposte relativamente alla presenza dell'armatura compressa, nonché le condizioni di raffittimento delle staffe, consentono di realizzare in genere sezioni con sufficiente comportamento duttile nei confronti della rottura a flessione e un comportamento accettabile nei confronti delle sollecitazioni variabili o addirittura alternate che possono interessare una sezione di una struttura investita dal sisma.