

1 Materiali

1.1 Linee generali

Direttiva prodotti da costruzione (89/106/CE)

La direttiva 89/106/CEE, recepita in Italia con il DPR 21 aprile 1993, n. 246, ha lo scopo di imporre nell'area del mercato UE, medesimi standard di prodotto.

La direttiva 89/106/CEE, è stata recepita in Italia con il DPR 21 aprile 1993, n. 246.

Ai sensi della direttiva, per "materiale da costruzione" s'intende qualsiasi prodotto fabbricato al fine di essere permanentemente incorporato in opere di costruzione, le quali comprendono gli edifici e le opere d'ingegneria civile.

La direttiva "Prodotti da costruzione" fissa i requisiti essenziali che tali prodotti devono assicurare e regola le modalità per la produzione, la marcatura e la loro commercializzazione; i prodotti possono essere immessi sul mercato soltanto se idonei all'uso previsto e se rispettano almeno uno dei requisiti essenziali che riguardano:

- resistenza meccanica e stabilità;
- sicurezza in caso di fuoco;
- igiene, sicurezza e ambiente;
- sicurezza in uso;
- protezione contro il rumore;
- risparmio energetico.

Possono beneficiare del marchio "CE" esclusivamente i prodotti conformi alle norme nazionali in cui sono state recepite le norme armonizzate, a un benessere tecnico europeo o, in mancanza, alle specifiche tecniche nazionali conformi ai requisiti essenziali.

Il Direttore dei lavori è tenuto a verificare quanto sopra indicato e a rifiutare le eventuali forniture non conformi, ferme restando le responsabilità del centro di trasformazione. Della documentazione di cui sopra dovrà prendere atto il Collaudatore, che riporterà, nel Certificato di collaudo, gli estremi del centro di trasformazione che ha fornito l'eventuale materiale lavorato.

11.3.2 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

È ammesso esclusivamente l'impiego di acciai saldabili qualificati secondo le procedure di cui al precedente § 11.3.1.2 e controllati con le modalità riportate nel § 11.3.2.11.

11.3.2.1 Acciaio per cemento armato B450C

*Unico tipo di acciaio B450 C (Bar, f_{yk}, Concrete)
prende il posto di Fe 38 k e Fe 44 k
(indicazione a livello europeo forse ancora non standard)*

L'acciaio per cemento armato B450C è caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

Tabella 11.3.1a

| | |
|-------------|-----------------------|
| $f_{y,nom}$ | 450 N/mm ² |
| $f_{t,nom}$ | 540 N/mm ² |

e deve rispettare i requisiti indicati nella seguente tab. 11.3.1b:

Tabella 11.3.1b

| Caratteristiche | Requisiti | Frattile (%) |
|--|-------------------------|--------------|
| Tensione caratteristica di snervamento f_{yk} | $\geq f_{y,nom}$ | 5.0 |
| Tensione caratteristica di rottura f_{tk} | $\geq f_{t,nom}$ | 5.0 |
| $(f_t/f_y)_k$ | $\geq 1,15$ $< 1,35$ | 10.0 |
| $(f_y/f_{ynom})_k$ | $\leq 1,25$ | 10.0 |
| Allungamento $(A_{gt})_k$: | $\geq 7,5\%$ | 10.0 |
| Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche: | | |
| $\phi < 12$ mm | 4 ϕ | |
| $12 \leq \phi \leq 16$ mm | 5 ϕ | |
| per $16 < \phi \leq 25$ mm | 8 ϕ | |
| per $25 < \phi \leq 40$ mm | 10 ϕ | |

Per l'accertamento delle caratteristiche meccaniche vale quanto indicato al § 11.3.2.3.

La percentuale di allungamento alla rottura è stata ridotta.

Il rapporto $f_y/f_{y,nom} < 1,25$ vuole evitare che le plasticizzazioni previste nelle cerniere plastiche nella realtà possano non formarsi a causa della sovreresistenza dell'acciaio. Tale evenienza falserebbe il formarsi delle cerniere plastiche, con conseguente alterazione sul meccanismo di gerarchia delle resistenze ipotizzato in sede di progettazione.

11.3.2.2 Acciaio per cemento armato B450A

Particolare attenzione va posta all'utilizzo di acciaio trafilato a freddo poiché esso garantisce un comportamento molto più fragile rispetto al corrispondente acciaio lavorato a caldo. Infatti l'allungamento a rottura si abbassa da 7% a 3%.

Purtroppo l'acciaio B450 A è difficilmente identificabile; esso è prodotto fino al diametro 12, per cui si corre il rischio di trovarlo in cantiere senza saperlo.

L'acciaio per cemento armato B450A, caratterizzato dai medesimi valori nominali delle tensioni di snervamento e rottura dell'acciaio B450C, deve rispettare i requisiti indicati nella seguente tab. 11.3.lc:

Tabella 11.3.lc

| Caratteristiche | Requisiti | Frittale (%) |
|---|------------------|--------------|
| Tensione caratteristica di snervamento f_{yk} | $\geq f_{y,nom}$ | 5.0 |
| Tensione caratteristica di rottura f_{tk} | $\geq f_{t,nom}$ | 5.0 |
| $(f_t/f_y)_k$ | $\geq 1,05$ | 10.0 |
| $(f_y/f_{y,nom})_k$ | $\leq 1,25$ | 10.0 |
| Allungamento $(A_{gt})_k$: | $\geq 2,5\%$ | 10.0 |
| Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche: per $\phi \leq 10$ mm | 4 ϕ | |

Per l'accertamento delle caratteristiche meccaniche vale quanto indicato al § 11.3.2.3.

Il coefficiente di modello tiene conto della diminuzione di duttilità dell'acciaio trafilato a freddo rispetto a quello laminato a caldo.

→ NTC 2005

Nella valutazione del momento ultimo, ovvero della tensione ammissibile, alla tensione caratteristica di riferimento oltre al coefficiente parziale γ_m , va applicato un coefficiente di modello $\gamma_E = 1,2$.

11.3.2.3 Accertamento delle proprietà meccaniche

Per l'accertamento delle proprietà meccaniche di cui alle precedenti tabelle vale quanto indicato nelle norma UNI EN ISO 15630-1: 2004.

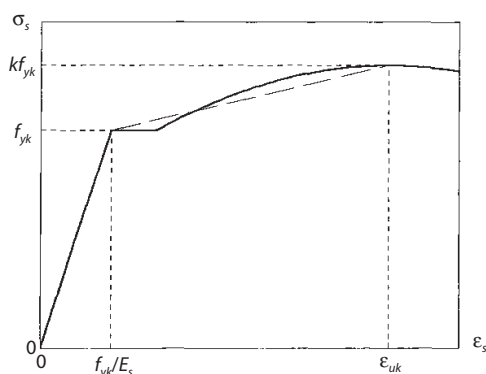
Per acciai deformati a freddo, ivi compresi i rotoli, le proprietà meccaniche sono determinate su provette mantenute per 60 minuti a 100 ± 10 °C e successivamente raffreddate in aria calma a temperatura ambiente.

In ogni caso, qualora lo snervamento non sia chiaramente individuabile, si sostituisce f_y con $f_{(0,2)}$.

La prova di piegamento e raddrizzamento si esegue alla temperatura di 20 ± 5 °C piegando la provetta a 90°, mantenendola poi per 60 minuti a 100 ± 10 °C e procedendo, dopo raffreddamento in aria, al parziale raddrizzamento per almeno 20°. Dopo la prova il campione non deve presentare cricche.

Diagramma tensione/deformazione per acciaio a snervamento definito (linea continua) e relativo diagramma caratteristico (linea tratteggiata).

Il valore di A_{gt} si ottiene dalla somma dell'allungamento A_g misurato riportando a combaciare i pezzi rotti a trazione con la parte elastica (circa 0,2%) valutata analiticamente come (f / E) per la lunghezza del provino.



11.3.2.4 Caratteristiche dimensionali e di impiego

L'acciaio per cemento armato è generalmente prodotto in stabilimento sotto forma di barre o rotoli, reti o tralicci, per utilizzo diretto o come elementi di base per successive trasformazioni.

Prima della fornitura in cantiere gli elementi di cui sopra possono essere saldati, presagomati (staffe, ferri piegati ecc.) o preassemblati (gabbie di armatura ecc.) a formare elementi composti direttamente utilizzabili in opera.

La sagomatura e/o l'assemblaggio possono avvenire:

- in cantiere, sotto la vigilanza della Direzione Lavori;
- in centri di trasformazione, solo se provvisti dei requisiti di cui al § 11.3.1.7.

spostamento del dispositivo, andrà compiuta facendo riferimento al valore più grande tra γ_{\max} e d_2 , e non in relazione a ogni singola ampiezza.

C11.9.7.3 Prove di accettazione sui dispositivi

Le prove di accettazione hanno la finalità di verificare la corrispondenza tra il comportamento dei dispositivi messi in opera e quelli su cui è stata condotta la caratterizzazione mediante le prove di qualificazione, verificandone la rispondenza progettuale. A tale scopo, tramite i test di accettazione, si determina il valore della rigidità verticale e del modulo statico di taglio G , da confrontare con i valori emersi nelle prove di qualificazione, al fine di poterne ritenere associabile la caratterizzazione compiuta in qualificazione.

In luogo del modulo di taglio statico G è auspicabile la determinazione del G_{din} .

1.8 Muratura

11.10 MURATURA PORTANTE

11.10.1 ELEMENTI PER MURATURA

Gli elementi per muratura portante devono essere conformi alle norme europee armonizzate della serie UNI EN 771 e, secondo quanto specificato al punto A del § 11.1, recare la Marcatura CE, secondo il sistema di attestazione della conformità indicato nella seguente tabella

Tabella 11.10.I

| Specifica Tecnica Europea di riferimento | Categoria | Sistema di Attestazione della Conformità |
|---|------------------|---|
| Specifica per elementi per muratura – Elementi per muratura di laterizio, silicato di calcio, in calcestruzzo vibrocompresso (aggregati pesanti e leggeri), calcestruzzo aerato autoclavato, pietra agglomerata, pietra naturale. UNI EN 771-1, 771-2, 771-3, 771-4, 771-5, 771-6 | CATEGORIA I | 2+ |
| | CATEGORIA II | 4 |

Il sistema 2+ è quello più affidabile.

Gli elementi di categoria I hanno un controllo statistico, eseguito in conformità con le citate norme armonizzate, che fornisce resistenza caratteristica dichiarata a compressione riferita al frattile 5%. Gli elementi di categoria II non soddisfano questi requisiti.

L'uso di elementi per muratura portante di Categoria I e II è subordinato all'adozione, nella valutazione della resistenza di progetto, del corrispondente coefficiente di sicurezza γ_M riportato nel relativo paragrafo 4.5.

11.10.1.1 Prove di Accettazione

Oltre a quanto previsto al punto A del § 11.1, il Direttore dei lavori è tenuto a far eseguire ulteriori prove di accettazione sugli elementi per muratura portante pervenuti in cantiere e sui collegamenti, secondo le metodologie di prova indicate nelle citate norme armonizzate

Le prove di accettazione su materiali di cui al presente paragrafo sono obbligatorie e devono essere eseguite e certificate presso un laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001.

11.10.1.1.1 Resistenza a compressione degli elementi resistenti artificiali o naturali

Il controllo di accettazione in cantiere ha lo scopo di accertare se gli elementi da mettere in opera abbiano le caratteristiche dichiarate dal produttore.

Tale controllo sarà effettuato su almeno tre campioni costituiti ognuno da tre elementi da sottoporre a prova di compressione. Per ogni campione siano f_1, f_2, f_3 la resistenza a compressione dei tre elementi con:

$$f_1 < f_2 < f_3$$

il controllo si considera positivo se risultino verificate entrambe le disuguaglianze:

$$(f_1 + f_2 + f_3) / 3 \geq 1,20f_{bk}$$

$$f_1 \geq 0,90f_{bk}$$

dove f_{bk} è la resistenza caratteristica a compressione dichiarata dal produttore.

Al Direttore dei lavori spetta comunque l'obbligo di curare, mediante sigle, etichette indelebili ecc., che i campioni inviati per le prove ai laboratori siano effettivamente quelli prelevati in cantiere con indicazioni precise sulla fornitura e sulla posizione che nella muratura occupa la fornitura medesima.

Le modalità di prova sono riportate nella UNI EN 772-1:2002.

11.10.2 MALTE PER MURATURA

11.10.2.1 Malte a prestazione garantita

La malta per muratura portante deve garantire prestazioni adeguate al suo impiego in termini di durabilità e di prestazioni meccaniche e deve essere conforme alla norma armonizzata UNI EN 998-2 e, secondo quanto specificato al punto A del § 11.1, recare la Marcatura CE, secondo il sistema di attestazione della conformità indicato nella seguente Tabella 11.10. II.

2

Basi di calcolo (Eurocodice 0)

2.1 Introduzione e teoria

2.1.1 Le forze

Nel campo delle costruzioni lo studio delle forze è essenziale poiché ogni corpo viene analizzato ponendo particolare attenzione alle azioni che esso deve sopportare.

Una forza si può definire come la causa che può modificare lo stato di quiete o di moto di un corpo.

Per la seconda legge sulla dinamica risulta $F = m \cdot a$, ovvero la forza è l'azione che riesce a imprimere a un corpo di massa m un'accelerazione a .

Per schematizzare una forza viene utilizzato un vettore poiché essa non può essere descritta semplicemente con un numero, ovvero non è una grandezza scalare ma vettoriale.

Una forza viene rappresentata da un vettore con:

- un **punto di applicazione** (indicato da una lettera maiuscola, ad esempio A)
- una **intensità** F (lunghezza del vettore stesso)
- una **direzione** (retta r cui appartiene il segmento orientato F)
- un **verso** (visualizzato dalla punta)

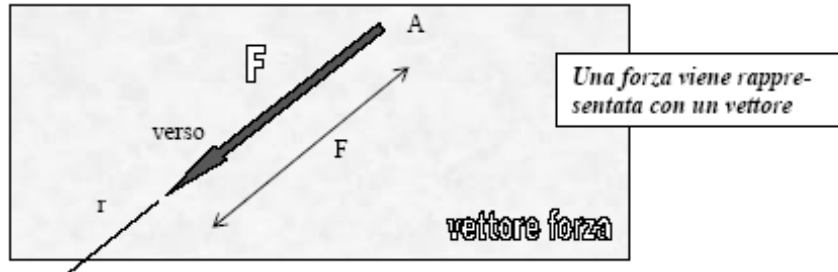


Figura 2.1

L'unità di misura con cui si misura una forza è il Newton (N), che equivale (secondo principio della dinamica $F = m \cdot a$) alla forza che imprime a un kg massa una accelerazione pari a 1 m/sec^2 .

In modo più tangibile si può dire che la forza di un N equivale alla forza che il peso di un ettogrammo esercita sulla bilancia, ovvero 10 N equivalgono a circa un kg peso.

A tutt'oggi le forze nel sistema MKS vengono spesso espresse in kg, ovvero la forza che un kg massa esercita sulla bilancia. Dato che l'accelerazione di gravità è pari a $9,81 \text{ m/sec}^2$ risulta che la forza kgf è pari a 9,81 volte quella di un N, ovvero che un Newton equivale a circa un etto.

Le forze possono essere:

- concentrate* e quindi rappresentate da una freccia o vettore;
- distribuite* e quindi rappresentate con un diagramma di carico (di forma ad esempio rettangolare, triangolare ecc.) con all'interno tante piccole frecce in successione.

Un insieme di forze agenti sul medesimo corpo viene detto sistema di forze.

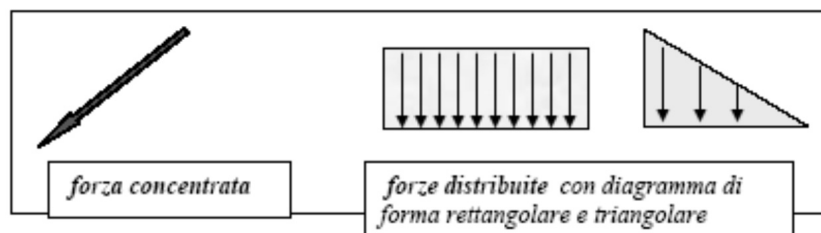


Figura 2.2

Nota

La forza concentrata significa che la forza agisce schematicamente su un punto, come se fosse applicata usando un elemento acuminato. Nella realtà ciò non è possibile, poiché le forze agiscono sempre su una superficie più o meno ampia. La dizione di forza concentrata va intesa in senso lato; la sua raffigurazione rappresenta una risultante e l'azione globale è realistica. L'azione puntuale va invece approfondita per evitare pericolose concentrazioni di sforzo locali.

Sotto l'azione di un forte carico concentrato i materiali utilizzati nelle costruzioni presentano una deformazione locale che di fatto ripartisce il carico su una porzione relativamente contenuta ma mai infinitesima.

2.1.2 Effetti di una forza

Una forza produce un effetto traslante nella direzione in cui esplica la sua azione, imprimendo al corpo cui è applicata un'accelerazione o una 'voglia di muoversi' nel caso di corpi fermi di cui si dovrà tenere conto per la stabilità del corpo stesso.

Congiuntamente all'azione traslante imposta al corpo, si esplica in generale anche un'azione rotante sul corpo tale da imporre allo stesso una rotazione.

L'azione rotante applicata a un corpo si quantifica come il prodotto tra l'intensità della forze e la distanza che la forza ha rispetto al punto preso come riferimento.

L'azione rotante si chiama Momento della forza e sarà indicata in genere con M .

L'unità di misura del momento è una forza per una lunghezza (nel SI è in $N \cdot m$).

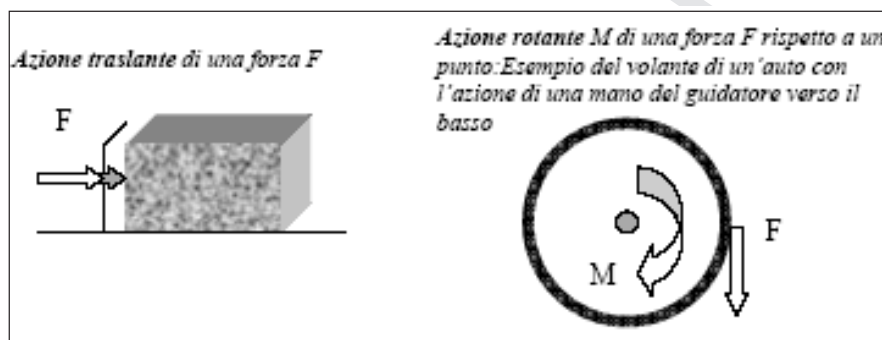


Figura 2.3

In figura è rappresentata l'azione rotante imposta dalla mano destra del guidatore sul volante di un'auto. Il momento di tale forza sarà pari al prodotto tra la forza e il raggio del volante stesso, dato che il centro di rotazione del volante è il centro del perno di sostegno.

In generale possiamo dire che una forza agente su di un corpo nel piano tende a produrre un'azione traslante nella direzione della forza e un'azione rotante.

Un corpo nel piano sul quale agisce una forza si muove e ruota.

Lo studio analitico del movimento e delle azioni è più agevole se invece dell'azione di una forza inclinata e dell'azione rotante a essa connessa si considerano tre azioni elementari, che sommate tra loro forniscono l'azione 'complessa'.

In modo più puntuale possiamo dire che per un corpo che si muove in un piano la generica azione che lo sollecita potrà scomporsi in tre azioni elementari:

- azione traslante orizzontale F_x
- azione traslante verticale F_y
- momento o azione rotante M

In sintesi invece che considerare il moto del corpo sottoposto a una forza qualsiasi si scompone tale moto in tre movimenti elementari, che portano il corpo nella medesima posizione finale.

La posizione finale del corpo si ottiene dunque in tre 'mosse': sotto l'azione traslante orizzontale F_x il corpo trasla rigidamente (senza ruotare) in direzione x (es. verticale), portandosi nella posizione 1 (figura 2.4b); sotto l'azione traslante verticale F_y il corpo trasla rigidamente (senza ruotare) in direzione y , portandosi nella posizione 2; giunto con il baricentro nella posizione finale, per allineare il corpo con la giusta direzione si fa agire il Momento M , che induce la rotazione tale da portare il corpo nella configurazione finale 3.

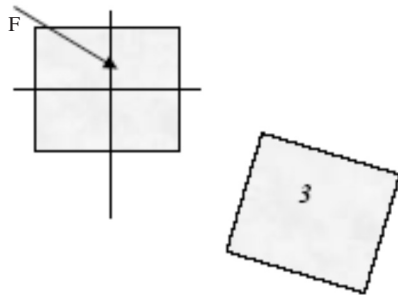


Figura 2.4a Moto del corpo soggetto a una forza qualsiasi nel piano.

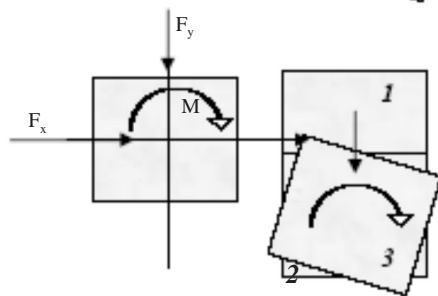


Figura 2.4b Moto del corpo soggetto prima alla componente orizzontale, poi alla componente verticale e infine al momento M .

Nell'ambito della statica le forze applicate indurrebbero gli effetti suddetti se il corpo fosse libero di muoversi. Se il corpo è opportunamente vincolato, ovvero se esso non si sposta sotto l'effetto delle azioni applicate, significa che le forze applicate sono neutralizzate da altre forze uguali e contrarie.

Il terzo principio della dinamica insegna che a ogni azione corrisponde una reazione uguale e contraria.

In sintesi, nella statica le azioni esterne e le forze peso connesse al corpo stesso, se non producono alcuno spostamento, sono annullate da 'reazioni' uguali e contrarie a esse. Nella statica di un corpo, globalmente, tra azioni e reazioni dei vincoli agisce una risultante nulla.

La situazione di un corpo fermo dal punto di vista delle forze fotografa un equilibrio dinamico che porta le forze ad annullarsi, sia come azione traslante che come azione rotante.

Se per assurdo prevalessero alcune forze, si dovrebbe avere un'accelerazione nella direzione delle forze che prevalgono; dato che l'accelerazione è nulla, per la seconda legge della dinamica la forza deve essere anch'essa nulla.

3 Azioni (Eurocodice 1)

3.1 Introduzione alle azioni sulle strutture

– Prima parte –

Effetti macroscopici indotti dalle azioni

3.1.1 Reazioni vincolari

Ogni elemento strutturale deve essere globalmente in equilibrio.

Dall'osservazione che l'elemento è fermo deriva che l'azione esercitata dalle azioni è equilibrata dalle reazioni dei supporti che lo vincolano.

A ogni azione corrisponde una reazione uguale e contraria. Il terzo principio della dinamica sintetizza bene il problema in esame.

Nel seguito si porrà l'attenzione sull'azione che i supporti, o vincoli, devono esercitare sulla struttura per tenerla ferma.

Una struttura viene sollecitata da azioni esterne che possono essere carichi concentrati o distribuiti, ma anche variazioni termiche, esplosioni, azioni dinamiche ecc.

La struttura sollecitata libera si metterebbe in movimento. I vincoli impediscono tale moto se sono in grado di reagire. Al crescere dell'azione sollecitante il vincolo oppone

una crescente reazione, che a un certo punto raggiunge il suo massimo. Oltre tale limite il vincolo non è più in grado di assorbire incrementi di sollecitazione e non riesce più a impedire il moto del punto collegato.

Nel seguito ci riferiamo a un vincolo perfettamente in grado di 'reagire' alle sollecitazioni imposte.

Il fine che ci proponiamo è di 'risolvere' una struttura semplice come una trave o un pilastro, ovvero di trovare l'impegno che sollecita ciascuna sezione della nostra struttura e le tensioni che impegnano punto per punto la struttura stessa. Oltre un certo livello di sollecitazione la struttura 'cede' in qualche zona. La struttura raggiunge il 'collasso' se il cedimento localizzato è fragile oppure se il sistema diventa labile.

La risoluzione di una struttura si effettua in base ai punti seguenti:

1. Analisi della struttura
 - elementi che compongono la struttura
 - monodimensionali, tipo travi o pilastri lineari o curvi
 - bidimensionali, tipo lastre o piastre
 - tridimensionali
 - vincoli esterni: numero di punti vincolati e tipologia
 - vincoli interni che collegano le varie parti della struttura
2. Azioni sollecitanti allo SLE e allo SLU (combinazioni di carico)
3. Calcolo delle reazioni dei vincoli
4. Effetti macroscopici: calcolo delle caratteristiche di sollecitazione che impegnano ciascuna sezione in esercizio
5. Effetti macroscopici: calcolo dei parametri necessari per l'analisi allo stato limite di esercizio
6. Effetti microscopici locali: tensioni
7. Definizione e quantificazione di livello di cimento
8. Struttura sollecitata a livello basso:
 - controllo della struttura in esercizio: tensioni, deformazioni, vibrazioni
9. Struttura sollecitata a livello alto:
 - controllo della struttura allo SLU sotto 'carichi eccezionali': collasso, inagibilità strutturale, cedimenti locali

L'analisi della struttura comprende le capacità interne di sopportare gli effetti delle azioni, lo studio delle deformazioni interne e le capacità dei suoi vincoli di equilibrare gli effetti indotti dalle azioni.

Lo studio della struttura parte dal suo elemento più semplice, schematizzato come monodimensionale e rappresentabile con un segmento: l'elemento trave; la trave rappresenta un elemento dotato di una sezione e di una lunghezza; l'asse della trave è denominato asse x ed è definito come la linea che unisce i baricentri delle sezioni.

Una trave appartenente a una struttura vincolata a un piano di riferimento si dice 'trave nel piano'; essa ha tre gradi di libertà, ovvero tre possibilità di movimento; due traslazioni in direzione x e y e una rotazione intorno a z.

Per evidenziare i tre gradi di libertà si può dire che per portarsi da una posizione generica a un'altra la trave potrebbe eseguire tre movimenti elementari, uno di traslazione orizzontale lungo l'asse x della trave, uno di traslazione verticale lungo l'asse y della sezione e uno di rotazione intorno all'asse della sezione perpendicolare al piano di riferimento; la somma di tali tre movimenti elementari può portare l'elemento a una qualsiasi posizione finale.

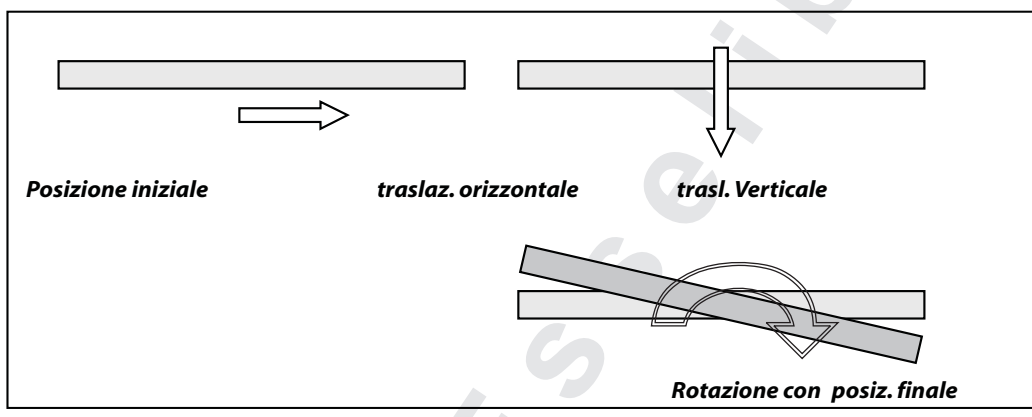


Figura 3.1 I tre gradi di libertà di una trave nel piano.

Nello spazio la trave ha anche la possibilità di traslare lungo l'asse z (perpendicolare al piano precedente), unitamente alla possibilità di ruotare intorno a x e y (e non solo, come avviene per la trave nel piano, la possibilità di ruotare intorno a z).

Nello spazio una struttura ha dunque 6 gradi di libertà: tre traslazioni e 3 rotazioni.

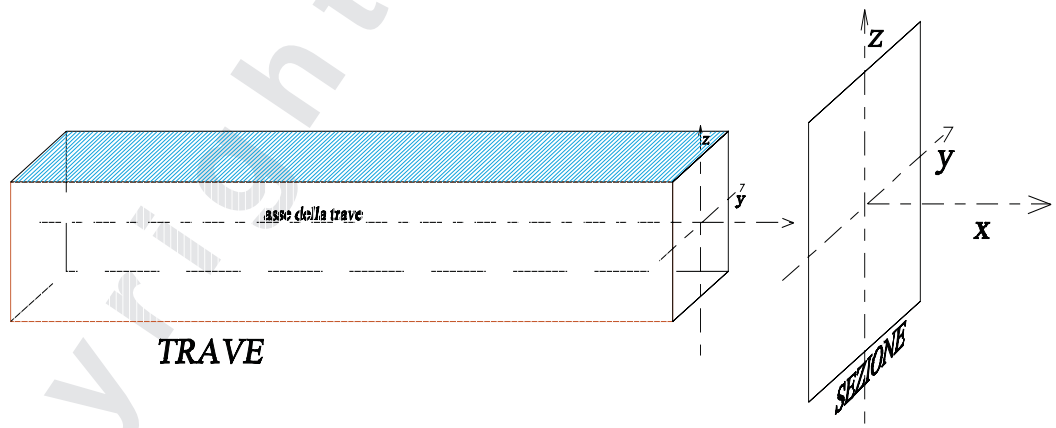


Figura 3.2 Elemento trave e assi principali.

Affinché la struttura sia impossibilitata a muoversi i vincoli devono essere in grado di assorbire tutti i gradi di libertà della struttura stessa. Tornando a occuparci della trave nel piano, dato che ha tre gradi di libertà essa non riesce a muoversi se i vincoli assorbono almeno 3 gradi di libertà.

3.1.2 Tipi di strutture in base al grado di vincolo

Una struttura può essere labile, isostatica o iperstatica.

Una trave i cui vincoli assorbono meno di tre gradi di libertà si dice *labile*.

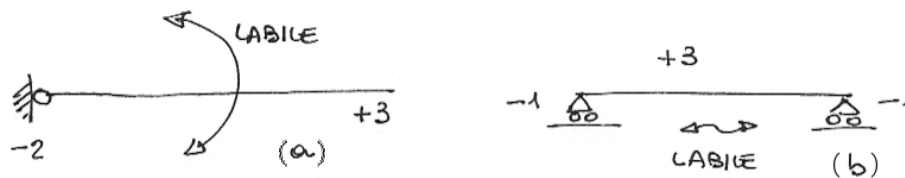


Figura 3.3 Esempi di strutture labili.

Nell'ambito delle costruzioni la labilità è da intendersi come un grave pericolo connesso con la possibilità di movimento non impedito dai vincoli.

In generale una struttura labile è assolutamente da evitare.

Una trave i cui vincoli assorbono esattamente tre gradi di libertà si dice *isostatica*.

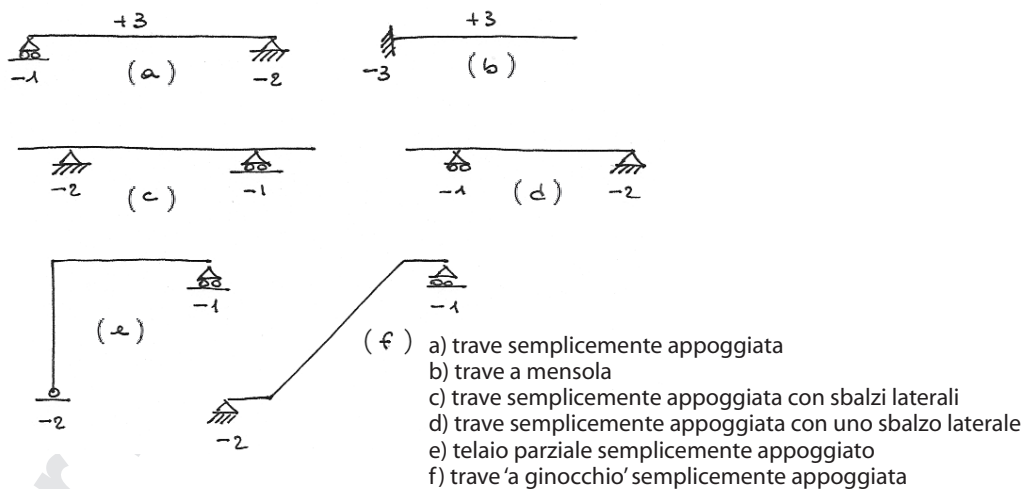


Figura 3.4 Esempi di strutture isostatiche.

La struttura isostatica ha un numero di vincoli pari a quello strettamente necessario per tenerla ferma.

A tre gradi di libertà corrispondono tre vincoli elementari.

Una trave i cui vincoli assorbono più di tre gradi di libertà si dice *iperstatica*. Le strutture reali sono spesso supervincolate, ovvero presentano un numero di vincoli elementari maggiori dei tre gradi di libertà della struttura nel piano. Il materiale utilizzato e il tipo di collegamenti condizionano pesantemente l'iperstaticità 'naturale' della struttura. Per l'acciaio il collegamento generico con piastre e bulloni realizza in modo agevole una cerniera, mentre le saldature realizzano in modo naturale un incastro; nelle strutture in legno gli elementi risultano solitamente incernierati tra loro per effetto degli incastri cedevoli; nella strutture in c. a. è alquanto complesso realizzare una cerniera, mentre il getto nelle casseforme realizza automaticamente un incastro.

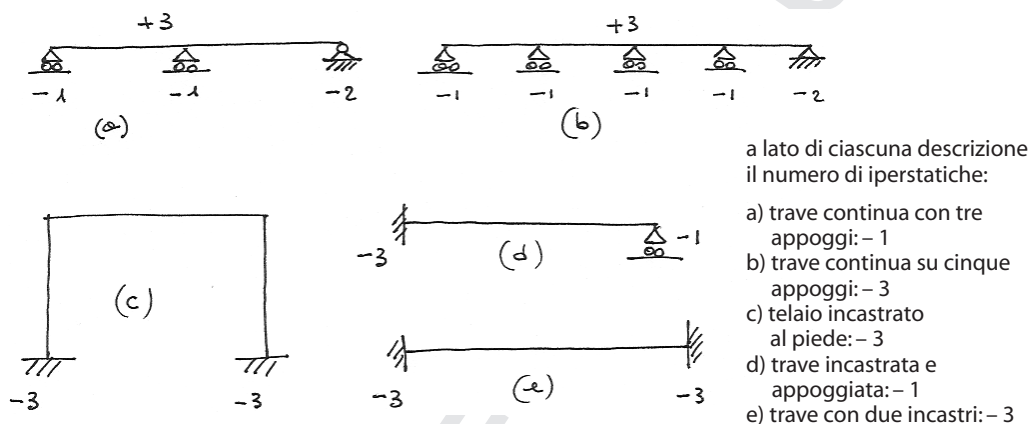


Figura 3.5 Esempi di strutture iperstatiche.

Tra i tre gradi di libertà e il numero di vincoli elementari prevalgono in questo caso questi ultimi, con un totale negativo; tale valore risulta pari al numero di iperstatiche. Occorre fare attenzione al tipo di struttura da adottare. Non sempre un grado maggiore di vincolo si traduce in una sicurezza maggiore.

Nei confronti del crollo le strutture iperstatiche sono più sicure, nel senso che prima del crollo si devono formare tante cerniere plastiche; è necessaria una maggiore energia per indurre la plasticizzazione di varie parti.

Le strutture isostatiche sono particolarmente indicate quando la struttura è sollecitata da variazioni termiche con sensibili escursioni. Infatti le variazioni termiche provocano una variazione volumetrica. Tale variazione se permessa non induce alcuna forza, mentre se impedita (come avviene per le strutture iperstatiche) induce nella struttura degli stati coattivi molto gravosi che possono creare notevoli difficoltà alla statica della struttura stessa.

Un problema molto delicato è costituito dai cedimenti vincolari; essi non creano problemi alle strutture isostatiche, mentre inducono pericolosi stati coattivi nelle strutture iperstatiche. Per chiarire il significato di tale affermazione si riporta nella figura successiva l'effetto del cedimento di un appoggio su un elemento isostatico e iperstatico.

Le classi di densità e di resistenza normalizzate sono quelle definite nella UNI EN 206-1:2006.

Sulla base della denominazione normalizzata come definita in § 4.1 per il calcestruzzo di peso normale, vengono ammesse classi di resistenza fino alla classe LC55/60.

I calcestruzzi delle diverse classi trovano impiego secondo quanto riportato nella tabella 4.1.II. Valgono le specifiche prescrizioni sul controllo della qualità date nei §§ 4.1 e 11.1.

4.1.12.1 Norme di calcolo

Per il progetto delle strutture in calcestruzzo di aggregati leggeri valgono in genere le norme date nei §§ da 4.1.1 a 4.1.11, con la resistenza a trazione di calcolo pari a:

$$f_{ctd} = 0,85 f_{ctk} / \gamma_c \quad (4.1.48)$$

In particolare non possono impiegarsi barre di diametro $\varnothing > 32$ mm.

Per ogni indicazione applicativa si potrà fare utile riferimento alla sezione 11 di EN 1992-1-1.

4.1.13 RESISTENZA AL FUOCO

Le verifiche di resistenza al fuoco potranno eseguirsi con riferimento a UNI EN 1992-1-2, utilizzando i coefficienti γ_M (vedi § 4.1.4) relativi alle combinazioni eccezionali e assumendo il coefficiente α_{cc} pari a 1,0.

4.4 Commenti da Circolare esplicativa

C4. COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI

Nel Cap. 4 le NTC definiscono, per i diversi materiali considerati, le caratteristiche loro richieste, i relativi metodi di analisi, le verifiche, sia locali che globali, che occorre effettuare per accertare il rispetto dei diversi stati limite fissati dalla norma, le indicazioni sui particolari costruttivi e sulle modalità esecutive, le specifiche relative alla resistenza al fuoco ed ai carichi eccezionali.

Si considerano non agenti le azioni sismiche; le prescrizioni aggiuntive legate alla loro presenza sono riportate nel Cap. 7.

In dettaglio:

- nel § 4.1 sono trattate le costruzioni di c. a. e c. a. p., gettate in opera o prefabbricate, e vengono fornite le indicazioni specifiche per i calcestruzzi a bassa percentuale di armatura o non armati e per i calcestruzzi di aggregato leggero;
- nel § 4.2 sono trattate le costruzioni di acciaio, le unioni saldate e bullonate, le verifiche per situazioni usuali, transitorie eccezionali ed i criteri di durabilità;

- nel § 4.3 sono trattate le costruzioni miste acciaio-calcestruzzo, esaminando separatamente le travi con soletta collaborante, le colonne composte, le solette composte con lamiera grecata e definendo le verifiche per situazioni usuali, transitorie eccezionali;
- nel § 4.4 sono trattate, per la prima volta nella normativa tecnica italiana, le costruzioni di legno;
- nel § 4.5 sono trattate le costruzioni di muratura;
- nel § 4.6 sono trattate le costruzioni di altri materiali.

C4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

Partendo dal materiale calcestruzzo, nel considerare tutte le classi di resistenza contemplate nell'Eurocodice 2, sono state inserite le classi C28/35 e C32/40, di sicura importanza in Italia, prevedendo l'uso di calcestruzzi fino alla classe C90/105.

Per le Classi di resistenza comprese fra C70/85 e C90/105 deve essere richiesta l'autorizzazione ministeriale mediante le procedure già stabilite per altri materiali 'innovativi'.

Il coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo γ_c è stato fissato pari a 1,5, in accordo con l'Eurocodice 2; il coefficiente α_{cc} è stato, invece, fissato pari a 0,85, non avendo ritenuto opportuno l'adeguamento al valore proposto dall'Eurocodice 2.

In relazione ai materiali ed ai coefficienti di sicurezza si è stabilito di non penalizzare le tecnologie innovative, accettando ad esempio l'utilizzazione dei calcestruzzi ad alta resistenza, ma mantenendo prudenza sui coefficienti di sicurezza.

Vengono definiti i legami costitutivi parabola-rettangolo, elasto-plastico e stress block per il calcestruzzo e vengono forniti i valori limiti per le deformazioni, che coincidono con quelli tradizionali per i cls di classe fino a C50/60, mentre sono opportunamente ridotti per i calcestruzzi ad elevata resistenza.

Viene fornito il coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio da armatura γ_s posto, per tutti i tipi, pari a 1,15.

Vengono definiti i legami costitutivi per l'acciaio; è previsto l'utilizzo tanto di un legame elastico indefinitamente plastico quanto di un legame elastico incrudente. Nel primo caso non vi è più la limitazione al 10%, con drastica semplificazione nei calcoli senza peraltro introdurre significative variazioni di sicurezza. Nel secondo caso si può utilizzare il rapporto f_t/f_y , oggi controllato su base statistica e dunque sufficientemente garantito.

C4.1.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E METODI DI ANALISI

C4.1.1.1 Analisi elastica lineare

Con riferimento all'analisi elastica lineare con redistribuzione dei momenti prevista al § 4.1.1.1 delle NTC, nel seguito si forniscono alcune precisazioni integrative.

Cautelativamente, le NTC proibiscono la redistribuzione dei momenti nei pilastri e nei nodi, consentendola solo nelle travi continue (sia appartenenti che non appartenenti a telai) e nelle solette, a condizione che le sollecitazioni di flessione siano prevalenti ed i rapporti tra le luci di campate contigue siano compresi nell'intervallo 0,5-2,0.

Nel seguito, per semplicità, si farà riferimento alle sole travi, restando inteso che le relative considerazioni sono immediatamente estendibili alle solette.

La redistribuzione dei momenti flettenti garantisce l'equilibrio sia globale che locale della struttura ma prefigura possibili plasticizzazioni nelle zone di estremità delle travi; occorre dunque accompagnare la redistribuzione con una verifica di duttilità. Tale verifica, peraltro, può essere

omessa se si rispettano le limitazioni sulla entità delle ridistribuzioni fornite dalle NTC, meglio precisate nel seguito.

In effetti, la ridistribuzione dei momenti flettenti può effettuarsi senza esplicite verifiche in merito alla duttilità delle membrature, purché il rapporto δ tra il momento dopo la ridistribuzione $\bar{M}_{i,j} = M_{i,j} + \Delta\bar{M}_{i,j}$ ed il momento prima della ridistribuzione $M_{i,j}$ soddisfi le relazioni

$$\delta \geq 0,44 + 1,25 \cdot \left(0,6 + \frac{0,0014}{\epsilon_{cu}} \right) \cdot \frac{x}{d} \geq 0,70 \quad \text{per } f_{ck} \leq 50 \cdot \text{MPa} \quad (\text{C4.1.1 e 4.1.1 NTC})$$

$$\delta \geq 0,54 + 1,25 \cdot \left(0,6 + \frac{0,0014}{\epsilon_{cu}} \right) \cdot \frac{x}{d} \geq 0,70 \quad \text{per } f_{ck} > 50 \cdot \text{MPa} \quad (\text{C4.1.2 e 4.1.2 NTC})$$

dove d è l'altezza utile della sezione, x è l'altezza della zona compressa e ϵ_{cu} è la deformazione ultima del calcestruzzo, data al § 4.1.2.1.2.2 delle NTC. Il limite $\delta \geq 0,70$ ha lo scopo di evitare che un eccesso di ridistribuzione possa indurre plasticizzazione allo Stato Limite di Esercizio nelle sezioni in cui si riduce il momento resistente, contenendo così le richieste di duttilità nelle situazioni sismiche.

Di conseguenza, a ogni nodo, l'aliquota dei momenti da ridistribuire, ΔM , non può eccedere il 30% del minore tra i due momenti d'estremità concorrenti al nodo, nel caso di momenti di verso opposto. Nel caso di momenti equiversi, il rapporto δ va riferito inevitabilmente al momento che viene ridotto in valore assoluto.

La ridistribuzione dei momenti permette una progettazione strutturale più economica ed efficiente, riducendo in valore assoluto i momenti massimi di calcolo, solitamente localizzati nelle zone di momento negativo, e compensando questa diminuzione con l'aumento dei momenti nelle zone meno sollecitate.

Ciò consente di:

- progettare travi aventi resistenza massima a flessione minore di quella richiesta dall'analisi elastica, grazie a una più uniforme distribuzione delle resistenze lungo il loro sviluppo;
- utilizzare meglio la resistenza minima a flessione delle sezioni, dovuta al rispetto delle limitazioni costruttive imposte dalle NTC, quando essa ecceda significativamente le sollecitazioni derivanti dall'analisi elastica.

Il requisito essenziale per effettuare la ridistribuzione è che il diagramma dei momenti risulti staticamente ammissibile una volta effettuata la ridistribuzione.

Il diagramma è staticamente ammissibile se è equilibrato e se soddisfa in ogni sezione la condizione

$$\bar{M}_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (\text{C4.1.3})$$

dove \bar{M}_{Ed} è il valore di progetto del momento dopo la ridistribuzione e M_{Rd} è il momento resistente di progetto.

C4.1.1.1.1 Ridistribuzione nelle travi continue

Nel caso di una trave continua (Figura C4.1.1), i momenti M_1 e M_2 delle sezioni più sollecitate (in corrispondenza degli appoggi) possono venire ridotti ai valori M'_1 e M'_2 , nel rispetto dei limiti $M'_1 \geq \delta M_1$ e $M'_2 \geq M_2$.

Il diagramma del momento flettente sortito dall'analisi elastica lineare della trave continua in esame, rappresentato dalla curva a tratto continuo della Figura C4.1.1, va traslato di conseguenza nel rispetto dell'equilibrio con il carico p applicato, come indicato dalla curva a tratteggio di Figura C4.1.1.

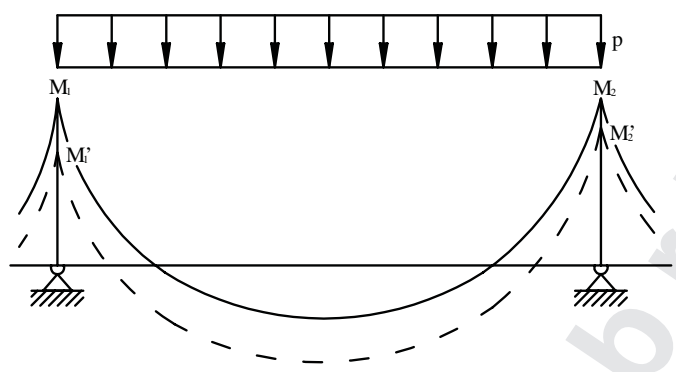


Figura C4.1.1 Ridistribuzione dei momenti per travi continue

C4.1.1.1.2 Ridistribuzione nelle travi continue dei telai

Nei telai i momenti trasmessi dai pilastri ai nodi, non essendo ammessa per tali elementi la ridistribuzione, sono quelli desunti dall'analisi elastica. Poiché tali momenti debbono essere in equilibrio con quelli trasmessi allo stesso nodo dalle travi, la ridistribuzione si effettua applicando all'estremità delle travi convergenti nel nodo momenti flettenti di segno opposto ed uguale intensità, lasciando immutato il regime di sollecitazione nei pilastri.

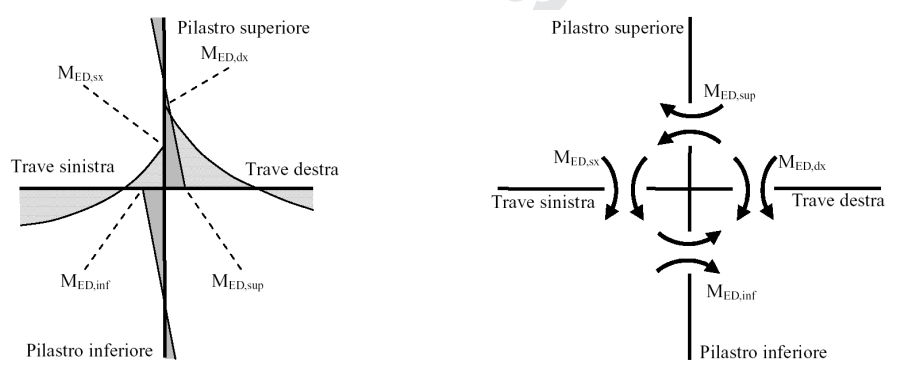


Figura C4.1.2 Diagramma delle sollecitazioni e schema dei momenti trasmessi al nodo con momenti d'estremità

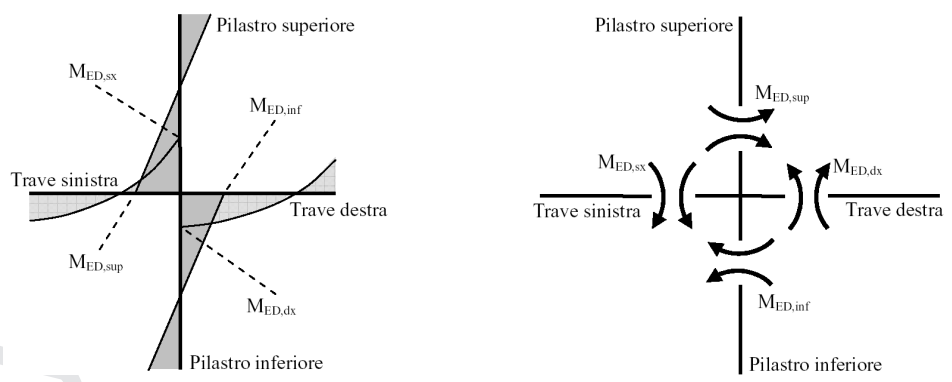


Figura C4.1.3 Diagramma delle sollecitazioni e schema dei momenti trasmessi al nodo con momenti d'estremità concordi

5 Acciaio (Eurocodice 3)

5.1 Introduzione

5.1.1 Tecnologia

5.1.1.1 Tecnologia del materiale

L'acciaio è una lega composta da ferro con una piccola quantità di carbonio. Il carbonio conferisce alla lega caratteristiche molto importanti dal punto di vista metallurgico, di resistenza e di resistenza alla corrosione. Con una percentuale superiore al 2,5% la lega diventa rigida e poco duttile e viene chiamata ghisa. L'acciaio viene realizzato con piccolissime aggiunte di cromo, vanadio, manganese e altri elementi, che conferiscono di volta in volta alla lega caratteristiche diverse.

■ **Acciaio: composizione e caratteristiche del materiale**

– Acciaio al carbonio –

La maggior parte dei prodotti ferrosi è realizzata con i cosiddetti acciai al carbonio, o acciai comuni, costituiti da leghe di ferro con diversa percentuale di carbonio e qualità di altri elementi che modificano le caratteristiche del materiale.

Secondo le lavorazioni, gli acciai al carbonio sono:

- effervescenti: quelli che non hanno subito processi di disossidazione. Caratterizzati dalla presenza di porosità d'elementi gassosi disciolti;

colonne composte possono cedere per instabilità locali di uno degli elementi che le compongono.

Le colonne composte si realizzano con calastrelli (piatti orizzontali) o con aste di collegamento inclinate, saldate o bullonate agli elementi verticali; in questo caso si parla di colonne tralicciate.

Dal punto di vista economico il costo del materiale incide di più nelle colonne semplici, mentre nelle composte prevale il costo della manodopera necessaria per assemblare i vari elementi.

■ Esempi strutturali

Strutture in acciaio per edificio per uffici o abitazione civile:

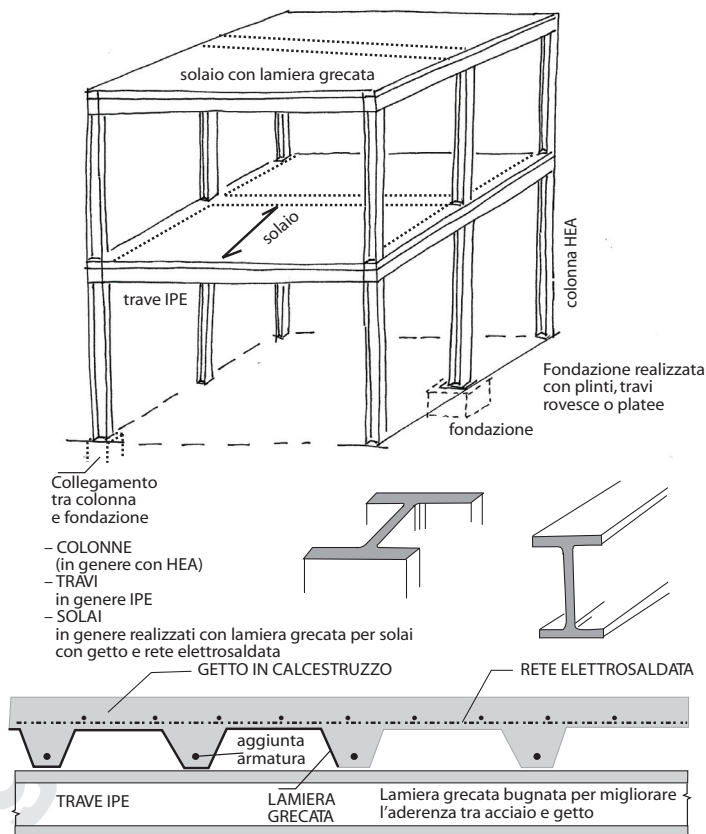


Figura 5.7 Particolari di edifici in acciaio.

■ Nodo colonna-fondazione

Il problema del collegamento della base della colonna può essere risolto in diversi modi. In figura si illustra un tipico collegamento di una colonna realizzata con un HE a un plinto in c. a.

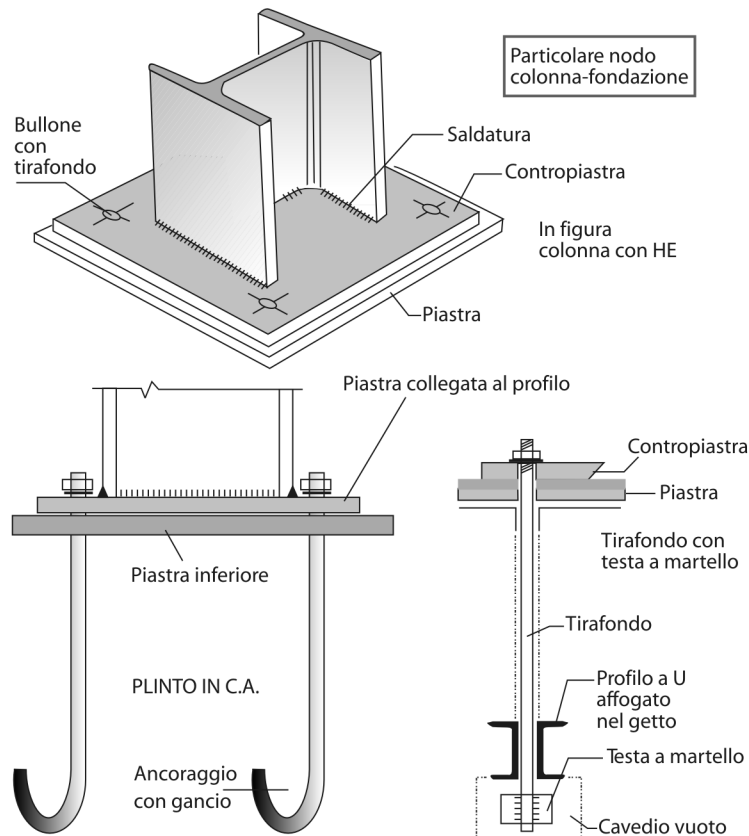


Figura 5.8 Nodo colonna-fondazione.

In questo caso il collegamento è realizzato con una piastra saldata alla colonna, una contropiastra di appoggio inglobata nel getto, quattro tirafondi che consentono al collegamento di avere una idonea resistenza a trazione.

In sintesi, la base della colonna deve essere ampliata per permettere alle tensioni di passare da un materiale molto resistente come l'acciaio a un materiale molto più debole, come il calcestruzzo.

La piastra di base deve essere dimensionata in modo che le tensioni di compressione sul calcestruzzo siano compatibili con la resistenza a compressione del conglomerato cementizio.

La piastra nel contempo deve avere adeguata rigidezza per consentire una ripartizione uniforme delle tensioni ed evitare una deformazione eccessiva della base della colonna, deformazione che potrebbe comportare tensioni dovute a flessioni locali non previste.

Per irrigidire la piastra si inseriscono dei fazzoletti triangolari sui lati, saldati alle ali della colonna e alla piastra.

Per posizionare esattamente le piastre di base si utilizzano delle dime, ovvero delle sagome munite di appositi distanziatori, in genere in metallo.

■ **Nodo colonna-trave**

Per effettuare il collegamento tra trave e colonna esistono molteplici soluzioni.

Nelle figure si riportano alcuni esempi in cui si mostra una trave IPE collegata a una colonna passante HE. Il nodo riportato è realizzato con bullonature in opera. I piatti sono invece saldati in stabilimento sia alla colonna che alla trave.

Gli irrigidimenti dell'anima della colonna hanno la funzione di evitare imbozzamenti dell'anima nella parte compressa e strappamenti nella parte tesa.

La presenza di irrigidimenti rende il nodo più rigido, ovvero meno cedevole alla rotazione.

La rigidità del nodo assume notevole importanza soprattutto per l'analisi in campo elasto-plastico poiché incide sulla distribuzione delle rigidità interne della struttura.

Nella figura 5.10 si illustra il comportamento dell'anima della colonna, sollecitata in una parte a trazione e in una a compressione. Nella prima si ha il rischio di strappamenti e lesioni, nella parte compressa il rischio fondamentale è l'imbozzamento del piatto d'anima.

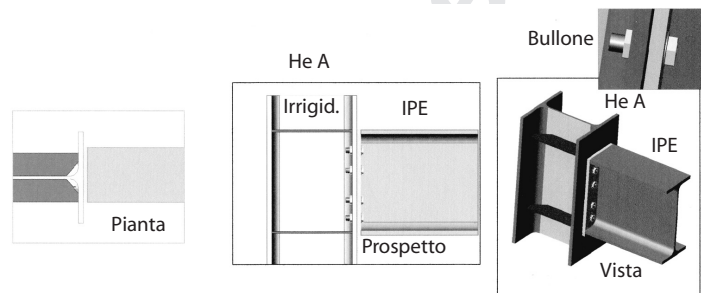


Figura 5.9 Giunto flangiato.

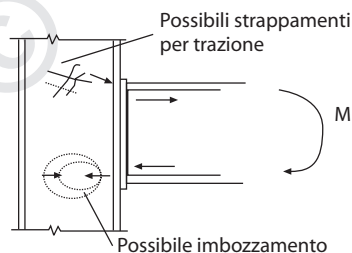


Figura 5.10 Funzionamento del nodo.

In figura 5.11 si mostra un collegamento effettuato tramite una coppia di squadrette bullonate all'anima della trave e all'ala della colonna.

Il collegamento in questo caso è effettuato mediante due piatti, saldati alla colonna e bullonati all'anima della trave; il collegamento è assimilabile a una cerniera.

In linea di massima è opportuno avere collegamenti saldati eseguiti in stabilimento e collegamenti in opera bullonati. Il collegamento saldato in opera è da sconsigliarsi poiché poco affidabile, non controllabile, portatore di corrosione locale e fenomeni di contrazioni dovute alle sollecitazioni termiche locali connesse con la saldatura.

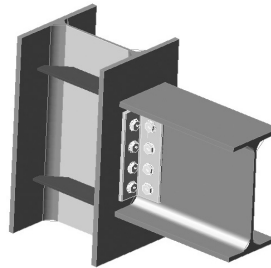
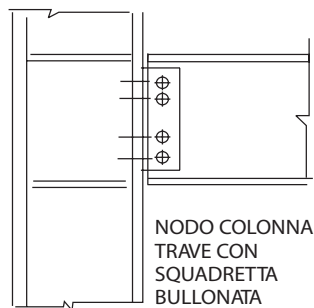


Figura 5.11 *Nodo con squadretta.*

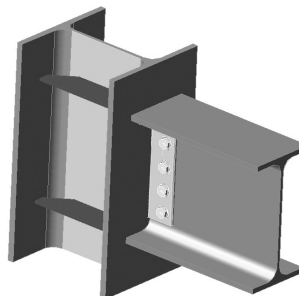


Figura 5.12 *Nodo con piatti saldati.*

L'irrigidimento del nodo e il suo rinforzo sono basilari in zona sismica poiché la crisi del pannello del nodo è considerata poco duttile.

■ **Capannoni**

I capannoni possono essere di svariate forme; nella figura 5.13 se ne illustra qualcuna. I capannoni sono una tipica tipologia architettonica. La destinazione è alquanto varia e in genere è a carattere industriale. Di solito la struttura comprende un unico piano e le luci libere sono notevoli.

Per questa tipologia di edifici l'acciaio è molto indicato poiché consente strutture con coperture relativamente leggere, con un costo abbastanza contenuto.

Qualche problema è dato dalla resistenza al fuoco delle strutture in acciaio, che sono particolarmente vulnerabili all'esposizione delle fiamme.

L'industrializzazione delle costruzioni prefabbricate in calcestruzzo armato e a grandi pannelli ha preso recentemente molto piede e buona parte dei capannoni attuali sono ormai realizzati in c.a. Tuttavia si prevede una ripresa di elementi composti acciaio-calcestruzzo, idonei a coprire grandi luci.

Nella pianta della copertura di un capannone tradizionale con copertura a capanna, sono visibili le aste incrociate che realizzano la controventatura della falda, impedendo che essa possa modificare la sua forma da rettangolare a parallelogramma.

Benché molto dettagliate, le procedure di verifica di tali collegamenti sono relativamente pesanti da applicare manualmente e quindi in questo tipo di analisi l'informatica è la benvenuta.

5.2.9 Conclusioni

L'Eurocodice 3 presenta un certo numero di particolarità che ne rendono interessante il confronto con il corpo delle nostre norme attuali e in particolare:

- contiene un grande quantità di regole molto dettagliate;
- presenta numerose classificazioni che permettono una scelta chiara del metodo appropriato a ogni singolo caso;
- tratta molti argomenti assenti nelle nostre norme attuali;
- propone un approccio più preciso di quello delle nostre norme a parecchi problemi;
- propone spesso alternative che lasciano al progettista la possibilità di scegliere la propria strategia di calcolo sulla base dei mezzi di cui dispone.

Tutto questo è inserito in un approccio moderno alla sicurezza essendo la maggior parte delle formule di resistenza calibrate sulla base dei risultati di numerose prove sperimentali. A compensazione dell'enorme estensione dei testi che costituiscono il corpo dell'Eurocodice 3 (circa 900 pagine), la sua forza consiste nel fatto che il contenuto tecnico di questi testi è estremamente ricco, innovativo, completo, moderno e talvolta molto avanzato. Uno sforzo importante è stato fatto nella strutturazione e nell'organizzazione delle diverse parti dell'Eurocodice 3 facilitando inoltre l'identificazione rapida del campo di applicazione dei vari testi e la navigazione all'interno di ciascuno di essi in funzione dell'informazione cercata.

5.3 Costruzioni in acciaio secondo le NTC08

4.2 COSTRUZIONI DI ACCIAIO

Formano oggetto delle presenti norme le opere strutturali di acciaio per le quali non esista una regolamentazione apposita a carattere particolare.

I materiali e i prodotti devono rispondere ai requisiti indicati nel § 11.3.

4.2.1 MATERIALI

4.2.1.1 Acciaio laminato

Gli acciai di uso generale laminati a caldo in profilati, barre, larghi piatti, lamiere e profilati cavi (anche tubi saldati provenienti da nastri laminati a caldo) devono appartenere

ai gradi da S235 ad S460 compresi e le loro caratteristiche devono essere conformi ai requisiti di cui al § 11.3.4 delle presenti norme.

I valori della tensione di snervamento f_{yk} e della tensione di rottura f_{tk} da adottare nelle verifiche quali valori caratteristici sono specificati nel § 11.3.4.1 delle presenti norme.

Per le applicazioni nelle zone dissipative delle costruzioni soggette ad azioni sismiche sono richiesti ulteriori requisiti specificati nel § 11.3.4.9 delle presenti norme.

4.2.1.2 Saldature

I procedimenti di saldatura e i materiali di apporto devono essere conformi ai requisiti di cui al § 11.3.4 delle presenti norme.

Per l'omologazione degli elettrodi da impiegare nella saldatura ad arco può farsi utile riferimento alla norme UNI 5132:1974.

Per gli altri procedimenti di saldatura devono essere impiegati i fili, flussi o gas di cui alle prove di qualifica del procedimento.

Le caratteristiche dei materiali di apporto (tensione di snervamento, tensione di rottura, allungamento a rottura e resilienza) devono, salvo casi particolari precisati dal progettista, essere equivalenti o migliori delle corrispondenti caratteristiche delle parti collegate.

4.2.1.3 Bulloni e chiodi

I bulloni e i chiodi per collegamenti di forza devono essere conformi ai requisiti di cui al § 11.3.4 delle presenti norme.

I valori della tensione di snervamento f_{yb} e della tensione di rottura f_{tb} dei bulloni, da adottare nelle verifiche quali valori caratteristici, sono specificati nel § 11.3.4.6 delle presenti norme.

4.2.2 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza è condotta secondo i principi fondamentali illustrati nel Cap.2. I requisiti richiesti di resistenza, funzionalità, durabilità e robustezza si garantiscono verificando il rispetto degli stati limite ultimi e degli stati limite di esercizio della struttura, dei componenti strutturali e dei collegamenti descritti nella presente norma.

4.2.2.1 Stati limite

Gli stati limite ultimi da verificare, ove necessario, sono:

- *stato limite di equilibrio*, al fine di controllare l'equilibrio globale della struttura e delle sue parti durante tutta la vita nominale comprese le fasi di costruzione e di riparazione;
- *stato limite di collasso*, corrispondente al raggiungimento della tensione di snervamento oppure delle deformazioni ultime del materiale e quindi della crisi o eccessiva deformazione di una sezione, di una membratura o di un collegamento (escludendo fenomeni di fatica), o alla formazione di un meccanismo di collasso, o all'instaurarsi di fenomeni di instabilità dell'equilibrio negli elementi componenti o nella

5.4 Commenti da Circolare esplicativa

C4.2 COSTRUZIONI DI ACCIAIO

È stata introdotta una classificazione delle sezioni in termini di resistenza e capacità di rotazione, conforme all'Eurocodice 3, cosicché l'individuazione dei metodi di analisi strutturale e dei criteri di verifica applicabili risulta fortemente semplificata.

Particolarmente innovativa è la possibilità di impiegare, per l'analisi globale delle strutture, oltre al classico metodo elastico, anche il metodo plastico, il metodo elastico con redistribuzione o il metodo elastoplastico, purché siano soddisfatte certe condizioni.

Le unioni chiodate, bullonate, ad attrito con bulloni AR, saldate a piena penetrazione e saldate a cordoni d'angolo o a parziale penetrazione sono trattate diffusamente; novità sostanziale è la possibilità di verificare le saldature a cordoni d'angolo o a parziale penetrazione sia mediante il classico approccio nazionale che considera la sezione di gola del cordone ribaltata sui lati del cordone stesso, sia mediante l'approccio dell'Eurocodice 3, che considera la sezione di gola nell'effettiva posizione.

Le suddette regole generali di progettazione ed esecuzione per le Costruzioni in acciaio sono poi opportunamente integrate, nel § 7.5 delle NTC, per l'impiego in zona sismica.

C4.2.1 MATERIALI

Per quanto attiene le costruzioni di acciaio si segnala che la gamma degli acciai da carpenteria laminati a caldo e formati a freddo normalmente impiegabili è stata estesa dall'acciaio S235 fino all'acciaio S460.

C4.2.2 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Alcune problematiche specifiche, quali l'instabilità, la fatica e la fragilità alle basse temperature sono trattate nelle NTC in termini generali, approfondendo soltanto gli aspetti applicativi maggiormente ricorrenti e rimandando, per questioni di dettaglio o molto specialistiche, a normative di comprovata validità.

C4.2.3 ANALISI STRUTTURALE

Nell'analisi strutturale si devono considerare, se rilevanti, tutti gli effetti che possono influenzare la resistenza e/o la rigidità della struttura e il suo comportamento, quali, ad esempio, imperfezioni, effetti del secondo ordine, fenomeni d'instabilità locale, effetti di trascinamento da taglio.

C4.2.3.1 *Classificazione delle sezioni*

La classificazione delle sezioni ricorrenti è riportata nel § 4.2.3.1 delle NTC (Tabella 4.2.I). Scopo della classificazione delle sezioni in acciaio è quello di quantificare l'influenza dei fenomeni di instabilità locale sulla resistenza e sulla capacità deformativa delle sezioni in acciaio. Le tabelle 4.2.1 I-III delle NTC forniscono indicazioni per definire se una sezione appartiene alle classi 1, 2 o 3; il metodo di classificazione proposto dipende dal rapporto tra la larghezza e lo spessore delle parti della sezione soggette a compressione, per cui nel procedimento di classificazione devono essere considerate tutte quelle parti completamente o parzialmente compresse. La sezione è in genere classificata secondo la classe più sfavorevole delle sue parti compresse. In alternativa, è possibile procedere a una classificazione separata delle flange e dell'anima della

sezione, limitando localmente, all'interno della sezione, le capacità plastiche delle singole parti. Le sezioni che non soddisfano i requisiti imposti per la classe 3 sono di classe 4.

Oltre che mediante il procedimento semplificato proposto nelle tabelle 4.2.I-III delle NTC, è possibile classificare una sezione strutturale anche tramite la determinazione della sua capacità rotazionale e quindi delle sue proprietà plastiche compressive, facendo riferimento a metodologie di calcolo di riconosciuta validità.

A eccezione delle verifiche di stabilità, che devono essere condotte con stretto riferimento alla classificazione della Tabella 4.2.I delle NTC, una parte di sezione di classe 4 può essere trattata come una parte di sezione di classe 3 se è caratterizzata da un rapporto larghezza/spessore entro il limite previsto per la classe 3, incrementato di k ,

$$\bar{k} = \sqrt{\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0} \cdot \sigma_{c,Ed}}} \quad (C4.2.1)$$

essendo $\sigma_{c,Ed}$ la massima tensione di compressione indotta nella parte considerata dalle azioni di progetto. Il calcolo delle sezioni di classe 4 può essere effettuato in riferimento alle metodologie di calcolo descritte nei successivi §§ C4.2.5 e C4.2.6.

C4.2.3.3 Metodi di analisi globale

I metodi di analisi globale sono indicati al § 4.2.3.3 delle NTC.

I metodi di analisi globale elastico (E) o elastoplastico (EP) possono essere utilizzati per sezioni di classe qualsiasi, come indicato nella Tabella C4.2.IV delle NTC.

Il metodo di analisi globale plastico (P) può essere impiegato se sono soddisfatte alcune condizioni, in particolare se si possono escludere fenomeni di instabilità e se le sezioni in cui sono localizzate le cerniere plastiche, in cui, cioè, il momento flettente è uguale a

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (C4.2.2)$$

hanno sufficiente capacità di rotazione. Nella (C4.2.2) W_{pl} è il modulo plastico della sezione, f_{yk} è la tensione di snervamento caratteristica e $\gamma_{M0} = 1,05$ (v. Tabella 4.2.V delle NTC).

Le porzioni di trave in corrispondenza ed in prossimità delle cerniere plastiche devono essere assicurate nei confronti dei fenomeni di instabilità flesso-torsionale e dell'equilibrio in generale, disponendo, se necessario, appositi ritegni torsionali e controllando la classificazione della sezione trasversale del profilo lungo tale porzione. In tal modo è possibile garantire la capacità rotazionale in tutte le sezioni in cui si possano formare delle cerniere plastiche sotto i carichi di progetto. Se la cerniera è localizzata in una membratura, la sezione della membratura deve essere simmetrica rispetto al piano di sollecitazione; se la cerniera è localizzata in una giunzione, la giunzione deve avere una capacità di rotazione, valutata secondo metodologie di riconosciuta validità, maggiore di quella richiesta. Nel caso in cui la cerniera plastica si sviluppi all'interno della membratura, la giunzione deve essere comunque dotata di un livello di sovrarresistenza tale da evitare che la cerniera plastica possa interessare la giunzione.

In assenza di più accurate determinazioni,

- in membrature a sezione costante, la capacità di rotazione richiesta si intende assicurata se la sezione in cui si forma la cerniera plastica è di classe 1 secondo il § 4.2.3.1 delle NTC; inoltre, qualora nella sezione il rapporto tra il taglio di progetto e la resistenza plastica a taglio della

- sezione risulti maggiore di 0,1, si devono disporre irrigidimenti trasversali d'anima a distanza non superiore a 0,5 h dalla cerniera, essendo h l'altezza della trave;
- in membrature a sezione variabile, la capacità di rotazione richiesta si intende assicurata se la sezione in cui si forma la cerniera plastica è di classe 1 per un tratto pari ad a^* ,

$$a^* = \max (2d; L_{0,8M_p}) \quad (C4.2.3)$$

da ciascun lato della cerniera, essendo d l'altezza netta dell'anima in corrispondenza della cerniera e $L_{0,8M_p}$ la distanza tra la cerniera in cui il momento flettente assume il valore plastico di calcolo, $M_{pl,Rd}$, e la sezione in cui il momento flettente vale $0,8 M_{pl,Rd}$, e se, inoltre, risulta che lo spessore dell'anima si mantiene costante nell'intervallo $[-2d, 2d]$ centrato sulla cerniera plastica, e che, contemporaneamente, al di fuori delle zone sopra menzionate, la piattabanda compressa è di classe 1 o 2 e l'anima non è di classe 4.

Le zone tese indebolite dai fori, poste a distanza dalla cerniera plastica minore di a^* , debbono comunque soddisfare il principio di gerarchia delle resistenze indicato al § 4.2.4.1.2 delle NTC

$$\frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \leq \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad (C4.2.4)$$

dove A è l'area lorda, A_{net} è l'area netta, f_{tk} è la resistenza a rottura caratteristica e $\gamma_{M2} = 1,25$. È ammesso il ricorso al metodo di analisi elastico con redistribuzione purché l'entità dei momenti da redistribuire sia non superiore a $0,15 \cdot M_{pl,Rd}$, il diagramma dei momenti sia staticamente ammissibile, le sezioni delle membrature in cui si attua la redistribuzione siano di classe 1 o 2 e siano esclusi fenomeni di instabilità.

C4.2.3.4 Effetti delle deformazioni

Nel § 4.2.3.4 delle NTC si stabilisce che l'analisi globale della struttura può essere eseguita con la teoria del primo ordine quando il moltiplicatore dei carichi α_{cr} che induce l'instabilità della struttura è maggiore o uguale a 10, se si esegue un'analisi elastica, o a 15, se si esegue un'analisi plastica.

Il coefficiente α_{cr} è il minimo fattore del quale devono essere incrementati i carichi applicati alla struttura per causare il primo fenomeno di instabilità elastica globale, ovvero che coinvolge l'intera struttura. Tali valori possono essere ottenuti da apposite analisi elastiche (o di «buckling») condotte in genere utilizzando programmi di calcolo strutturale o apposite procedure numeriche.

Una forte limitazione al calcolo del moltiplicatore dei carichi α_{cr} con l'analisi plastica deriva dalla significativa influenza che le proprietà non lineari dei materiali allo stato limite ultimo hanno sul comportamento di alcune tipologie strutturali (ad esempio telai in cui si formino delle cerniere plastiche con redistribuzione del momento flettente, oppure strutture con un comportamento fortemente non lineare quali telai con nodi semi-rigidi o strutture con stralli o tiranti).

In tali casi l'analisi plastica deve seguire approcci risolutivi molto più accurati che nel caso elastico; inoltre il valore limite di 15 può considerarsi valido solo per tipologie strutturali largamente utilizzate nella pratica e di semplice organizzazione dello schema strutturale. Per strutture più complesse devono essere reperiti valori limite idonei in normative di comprovata validità.

Nel caso di telai multipiano e nel caso di portali con falde poco inclinate, il moltiplicatore critico α_{cr} può essere stimato mediante l'espressione

$$\alpha_{cr} = \frac{h \cdot H_{Ed}}{\delta \cdot V_{Ed}} \quad (C4.2.5)$$

carpenteria abbia un comportamento rigido-plastico, considerando un diagramma di tensioni rettangolare il cui valore costante è pari alla tensione di calcolo f_{yd} ; per il calcestruzzo si adotta un diagramma tensioni-deformazioni rettangolare che va dal bordo superiore della soletta all'asse neutro, in cui la tensione nel calcestruzzo è $f_{cd} = 0.85 f_{ck}$. Il coefficiente 0,85 tiene conto del comportamento sotto carichi prolungati del calcestruzzo compresso.

Dispositivi di collegamento

Essi devono impedire gli spostamenti relativi tra la trave e la soletta sovrastante costituenti la sezione mista; devono essere disposti lungo tutta la trave al fine di assorbire gli sforzi di scorrimento che si hanno nelle zone di contatto tra i due materiali, senza fare affidamento sull'aderenza.

Esistono vari tipi di connettori e i più importanti sono:

a taglio, a staffa, composti (taglio e staffe), *ad attrito*. (norme CNR 10016-85, EC4).

I connettori a piolo che per le notevoli doti di rapidità di posa in opera hanno avuto maggiore diffusione sono i *pioli cilindrici con testa*, detti *pioli Nelson*.

Recentemente i connettori sono quasi sempre di questo tipo e vengono 'sparati' con una speciale macchina che ne consente il fissaggio alla trave in tempi molto ridotti.

Hanno diametro compreso tra 12 e 26 mm (tra 16 e 22 mm secondo l'EC4 nelle travi degli edifici), in ogni caso non superiore al doppio dello spessore dell'ala della trave alla quale sono fissati. La crisi può manifestarsi sia per schiacciamento del calcestruzzo, sottoposto alle pressioni di rifollamento, sia per cedimento per flessione o per taglio del connettore.

Se la crisi della sezione è dovuta al collasso dei connettori, il suo momento ultimo M_{Rd} si calcola supponendo una distribuzione di tensioni uniforme nel calcestruzzo con risultante pari alla forza di scorrimento ultimo; la stessa forza risultante agisce nella trave di acciaio, per cui il momento ultimo sarà dato dal prodotto dello scorrimento ultimo per il braccio della coppia interna, pari alla distanza tra i baricentri delle sezioni di acciaio e di calcestruzzo.

È possibile anche progettare connettori a parziale ripristino di resistenza, purché venga proporzionalmente ridotto il momento ultimo di progetto della sezione più sollecitata (EC4).

6.2 Progettazione e calcolo delle strutture miste secondo EC4

6.2.1 Presentazione generale

6.2.1.1 Ambito coperto

L'Eurocodice 4 si occupa della progettazione e del calcolo delle strutture composte acciaio-calcestruzzo nell'ambito di edifici e grandi opere. Si compone di tre parti distinte (tab. 6.1).

Tabella 6.1 Parti dell'Eurocodice 4.

| Parti | Titoli |
|----------------------|---|
| UNI EN 1994-1-1:2005 | Regole generali e regole per gli edifici |
| UNI EN 1994-1-2:2005 | Progettazione strutturale contro l'incendio |
| UNI EN 1994-2 – 2006 | Regole generali e regole per i ponti |

La parte 2 dell'Eurocodice 4 riguarda la progettazione e le regole di calcolo relative ai ponti in struttura mista acciaio-calcestruzzo. Questo documento riprende *in extenso* le regole generali della parte 1-1 dell'Eurocodice 4 strettamente applicabili all'ambito dei ponti in struttura mista acciaio-calcestruzzo, aggiungendovi le regole specifiche a questo ambito.

6.2.1.2 Particolarità della costruzione in struttura mista

In generale, si definisce a struttura mista qualsiasi elemento strutturale di una costruzione che associ due materiali di natura e di proprietà diverse al fine di ottenere profitto dalla resistenza meccanica dell'insieme dei due materiali. L'idea principale consiste nell'utilizzare:

- il calcestruzzo, per resistere agli sforzi di compressione;
- l'acciaio, per resistere agli sforzi di trazione e agli sforzi di taglio.

Non si tratta di una idea originale essendo già stata applicata nel calcestruzzo armato ma la particolarità delle strutture miste consiste nel fatto che, contrariamente a quanto accade nel calcestruzzo armato, nelle strutture miste il ruolo essenziale è giocato non dall'armatura ma dal collegamento.

Nelle strutture miste acciaio-calcestruzzo, l'aderenza tra l'elemento in acciaio e quello in calcestruzzo generalmente non si considera in termini di resistenza meccanica, salvo casi particolari come per alcune forme di travi miste e di solai misti con profilo metallico di forma particolare (a coda di rondine, per esempio) in cui il calcestruzzo viene confinato per "effetto d'angolo" negli angoli rientranti. Come regola generale, la solidarizzazione dei due materiali è ottenuta per mezzo di elementi di connessione, chiamati connettori, fissati all'elemento metallico (per esempio perni saldati, angoli saldati o chiodati, pioli ecc.). Il loro ruolo è di impedire o limitare lo scorrimento in corrispondenza dell'interfaccia acciaio-calcestruzzo.

In generale si distinguono le strutture composte dalle strutture ibride, composte da elementi strutturali di materiali diversi e dissociati dal punto di vista del comportamento e della resistenza meccanica: è il caso, per esempio, di un edificio con nucleo centrale in calcestruzzo armato e struttura periferica in acciaio che porta i solai. Le strutture ibride non sono contemplate dall'Eurocodice 4 ma sono trattate a parte, in parti specifiche dell'Eurocodice 2 e dell'Eurocodice 3.

Se nella verifica degli stati limite ultimi mediante analisi lineare elastica gli effetti della fessurazione del calcestruzzo sono trascurati, nell'applicazione, è possibile ridurre i momenti flettenti sugli appoggi fino al 30% e distribuirli in campata per rispettare l'equilibrio.

6.3 Strutture miste acciaio-calcestruzzo secondo le NTC08

4.3 COSTRUZIONI COMPOSTE DI ACCIAIO-CALCESTRUZZO

Le presenti norme si applicano a costruzioni civili e industriali con strutture composte in acciaio e calcestruzzo per quanto attiene ai requisiti di resistenza, funzionalità, durabilità, robustezza, ed esecuzione. Le strutture composte sono costituite da parti realizzate in acciaio per carpenteria e da parti realizzate in calcestruzzo armato (normale o precompresso) rese collaboranti fra loro con un sistema di connessione appropriatamente dimensionato. Per tutto quanto non espressamente indicato nel presente capitolo, per la progettazione strutturale, l'esecuzione, i controlli e la manutenzione deve farsi riferimento ai precedenti §§ 4.1 e 4.2 relativi alle costruzioni di calcestruzzo armato ed alle costruzioni di acciaio, rispettivamente.

4.3.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza è condotta secondo i principi fondamentali illustrati nel Cap.2. I requisiti richiesti di resistenza, funzionalità, durabilità e robustezza si garantiscono verificando il rispetto degli stati limite ultimi e degli stati limite di esercizio della struttura, dei componenti strutturali e dei collegamenti descritti nella presente norma. In aggiunta a quanto indicato in §§ 4.1 e 4.2, la sicurezza strutturale deve essere controllata per gli stati limite indicati nel seguito.

4.3.1.1 Stati limite ultimi

Stato limite di resistenza della connessione acciaio – calcestruzzo, al fine di evitare la crisi del collegamento tra elementi in acciaio ed elementi in calcestruzzo con la conseguente perdita del funzionamento composto della sezione.

4.3.1.2 Stati limite di esercizio

Stato limite di esercizio della connessione acciaio – calcestruzzo, al fine di evitare eccessivi scorrimenti fra l'elemento in acciaio e l'elemento in calcestruzzo durante l'esercizio della costruzione.

4.3.1.3 Fasi costruttive

Le fasi costruttive, quando rilevanti, devono essere considerate nella progettazione, nell'analisi e nella verifica delle strutture composte.

4.3.2 ANALISI STRUTTURALE

Il metodo di analisi deve essere coerente con le ipotesi di progetto.

L'analisi deve essere basata su modelli strutturali di calcolo appropriati, a seconda dello stato limite considerato.

Occorre considerare nell'analisi e nelle verifiche gli effetti del ritiro e della viscosità del calcestruzzo e delle variazioni di temperatura.

4.3.2.1 Classificazione delle sezioni

La classificazione delle sezioni composte è eseguita secondo lo schema introdotto per le sezioni in acciaio in § 4.2.3. Nel calcolo si possono adottare distribuzioni di tensioni plastiche o elastiche per le classi 1 e 2, mentre per le classi 3 e 4 si debbono utilizzare distribuzioni di tensioni elastiche.

In particolare, per le sezioni di classe 1 e 2, l'armatura di trazione A_s in soletta, posta all'interno della larghezza collaborante ed utilizzata per il calcolo del momento plastico, deve essere realizzata con acciaio B450C e rispettare la condizione

$$A_s \geq \rho_s \cdot A_c$$

$$\rho_s = \delta \frac{f_{yk} f_{ctm}}{235 f_{sk}} \sqrt{\frac{1}{1+h_c/2z_0} + 0,3} \leq \delta \frac{f_{yk} f_{ctm}}{235 f_{sk}} \quad (4.3.1)$$

dove A_c è l'area della piattabanda di calcestruzzo, f_{ctm} è la resistenza media di trazione del calcestruzzo, f_{yk} e f_{sk} sono la resistenza caratteristica a snervamento dell'acciaio di struttura e di quello d'armatura rispettivamente, h_c è lo spessore della soletta di calcestruzzo, z_0 è la distanza tra il baricentro della soletta di calcestruzzo non fessurata e il baricentro della sezione composta non fessurata, δ è pari ad 1 per le sezioni in classe 2 e a 1,1 per le sezioni in classe 1.

4.3.2.2 Metodi di analisi globale

Gli effetti delle azioni possono essere valutati mediante l'analisi globale elastica anche quando si consideri la resistenza plastica, o comunque in campo non lineare delle sezioni trasversali.

L'analisi elastica globale deve essere utilizzata per le verifiche agli stati limite di esercizio, introducendo opportune correzioni per tenere conto degli effetti non lineari quali la fessurazione del calcestruzzo, e per le verifiche dello stato limite di fatica.

Per sezioni di classe 3 e 4 si debbono considerare esplicitamente gli effetti della sequenza di costruzione e gli effetti della viscosità e del ritiro.

C4.3.5 COLONNE COMPOSTE

C4.3.5.3 Resistenza delle sezioni

C4.3.5.3.1 Resistenza a compressione della sezione della colonna composta

Nelle colonne composte realizzate con profili a sezione cava di forma circolare è possibile tenere in conto, nel calcolo della sforzo normale plastico resistente, degli effetti prodotti dal confinamento che il tubo in acciaio esercita sul calcestruzzo. In particolare, è possibile fare riferimento a vari modelli di confinamento presenti nelle normative e nella documentazione tecnico/scientifica di comprovata validità. In mancanza di più precise analisi e per elementi strutturali del tipo rappresentato nella Figura C4.3.8 è possibile utilizzare il seguente modello di confinamento. La resistenza plastica della colonna circolare riempita di calcestruzzo, tenendo conto del confinamento, assume la seguente forma

$$N_{pl,Rd} = \eta_a \cdot A_a \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_a} + A_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \left(1 + \eta_c \cdot \frac{t}{d} \cdot \frac{f_{yk}}{f_{ck}} \right) + A_s \cdot f_{sd} \quad (C4.3.18)$$

dove t è lo spessore del tubo di acciaio e d è il diametro esterno della colonna. Tale formula è valida nel caso in cui $\lambda \leq 0,5$ e l'eccentricità massima del carico, $e = M_{Ed}/N_{Ed}$, sia minore di 0,1.

I coefficienti η_a e η_c sono dati dalle seguenti espressioni

$$\eta_a = \begin{cases} 0,25(3 + 2 \cdot \bar{\lambda}) \leq 1,0 & e = 0 \\ 0,25(3 + 2 \cdot \bar{\lambda}) + 10 \cdot (0,25 - 0,5 \cdot \bar{\lambda}) \cdot \frac{e}{d} & 0 < e/d \leq 0,1 \\ 1,0 & e > 0,1 \end{cases} \quad (C4.3.19)$$

$$\eta_c = \begin{cases} (4,9 - 18,5 \cdot \bar{\lambda} + 17 \cdot \bar{\lambda}^2) \geq 0 & e = 0 \\ (4,9 - 18,5 \cdot \bar{\lambda} + 17 \cdot \bar{\lambda}^2) \cdot \left(1 - 10 \frac{e}{d} \right) & 0 < e/d \leq 0,1 \\ 0 & e > 0,1 \end{cases} \quad (C4.3.20)$$

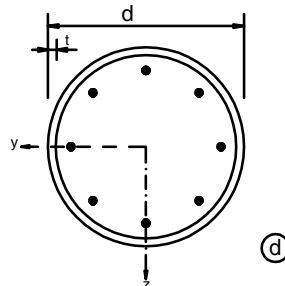


Figura C4.3.8 Sezione tipo di colonna composta circolare riempita di calcestruzzo in cui è possibile considerare il confinamento del calcestruzzo.

C4.3.5.4 Stabilità delle membrature

C4.3.5.4.3 Colonne pressoinflesse

Il calcolo del momento resistente della colonna composta M_{Ed} in funzione dello sforzo normale N_{Ed} agente si ricava dal dominio di interazione M-N, che definisce la resistenza della sezione trasversale.

Per definire tale dominio di interazione N-M, è possibile utilizzare metodi presenti nelle normative e nella documentazione tecnica di comprovata validità oppure utilizzare apposite procedure e tecniche numeriche basate sull'integrazione dei legami costitutivi tensione-deformazione dell'acciaio e del calcestruzzo nella sezione composta.

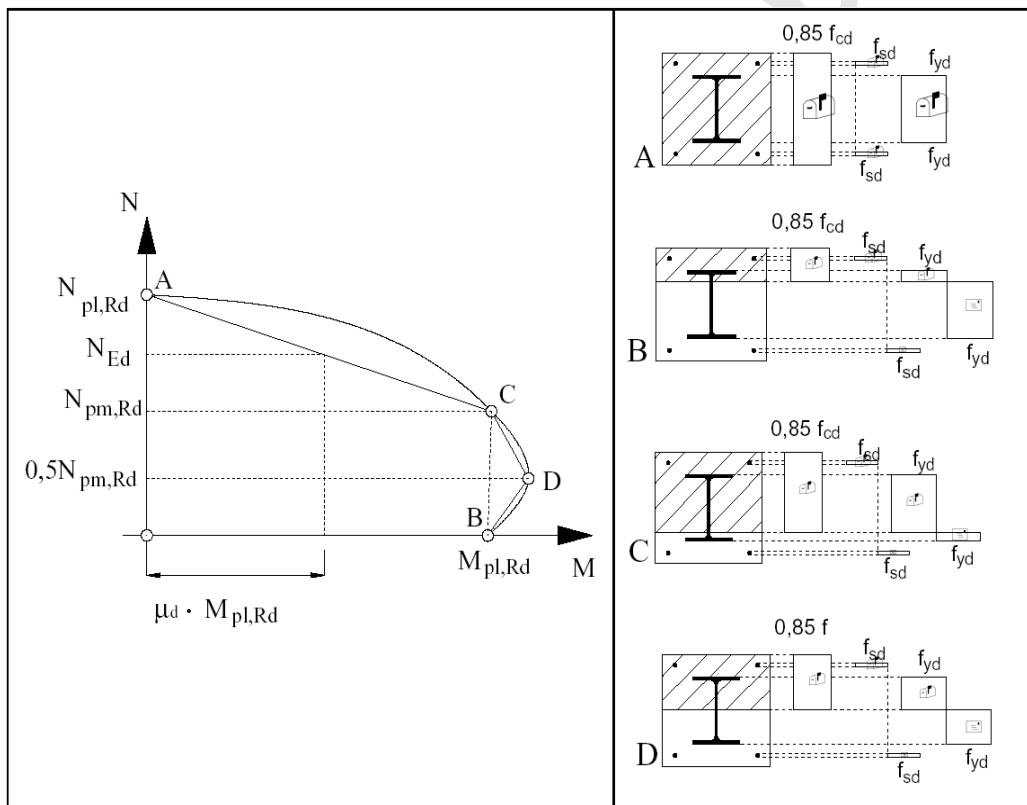


Figura C4.3.9 Metodo semplificato per la valutazione del dominio di interazione N-M per le colonne composte.

È possibile, nel caso si utilizzino i tipi di sezione composta presentate nella Figura 4.3.6 delle NTC e rispettose dei requisiti esposti in § 4.3.5.1 delle NTC, utilizzare un metodo semplificato per la definizione del dominio di interazione N-M (vedi Figura C4.3.9).

In tale metodo si assume il modello dello stress-block per il calcestruzzo, si trascura la resistenza a trazione del conglomerato e si adotta un metodo di calcolo plastico in cui le barre d'armatura sono assunte completamente snervate, così come il profilo in acciaio. Il dominio non è rappresentato completamente, ma approssimato secondo una poligonale passante per quattro punti: A, B, C e D.

I punti A e B corrispondono, rispettivamente, alle sollecitazioni di forza normale centrata e flessione pura.

7 Legno (Eurocodice 5)

7.1 Introduzione

La norma di riferimento è stata pubblicata in Italia dall'Ente UNI in forma di norma europea EN 1995-1-1 nel febbraio 2005.

L'Italia fino al 2008 non aveva ancora recepito la norma europea, e le costruzioni in legno continuavano a essere progettate riferendosi a norme straniere 'di ripiego' e in particolare alle norme tedesche DIN.

Le costruzioni in legno sono state a lungo considerate in Italia come strutture di 'serie B' a causa della concezione corrente, del livello qualitativo medio di una costruzione in legno e del degrado che interessa il materiale impiegato.

I paesi del nord Europa hanno una visione più favorevole all'impiego delle strutture in legno, anche grazie alla maggiore disponibilità di legname pregiato e alle caratteristiche termoisolanti del legname in climi molto freddi.

Della norma europea è in corso la stesura definitiva, alla quale si rimanda.

Si sottolinea che la presente trattazione costituisce una sintesi grossolana dell'Eurocodice sperimentale per gli edifici. La stesura dell'Eurocodice è pubblicata dall'Ente UNI e costituisce un testo indispensabile per la progettazione a livello europeo.

Si fa presente che le norme sperimentali sono state pubblicizzate molto poco e che poche osservazioni sono state prodotte dall'Italia.

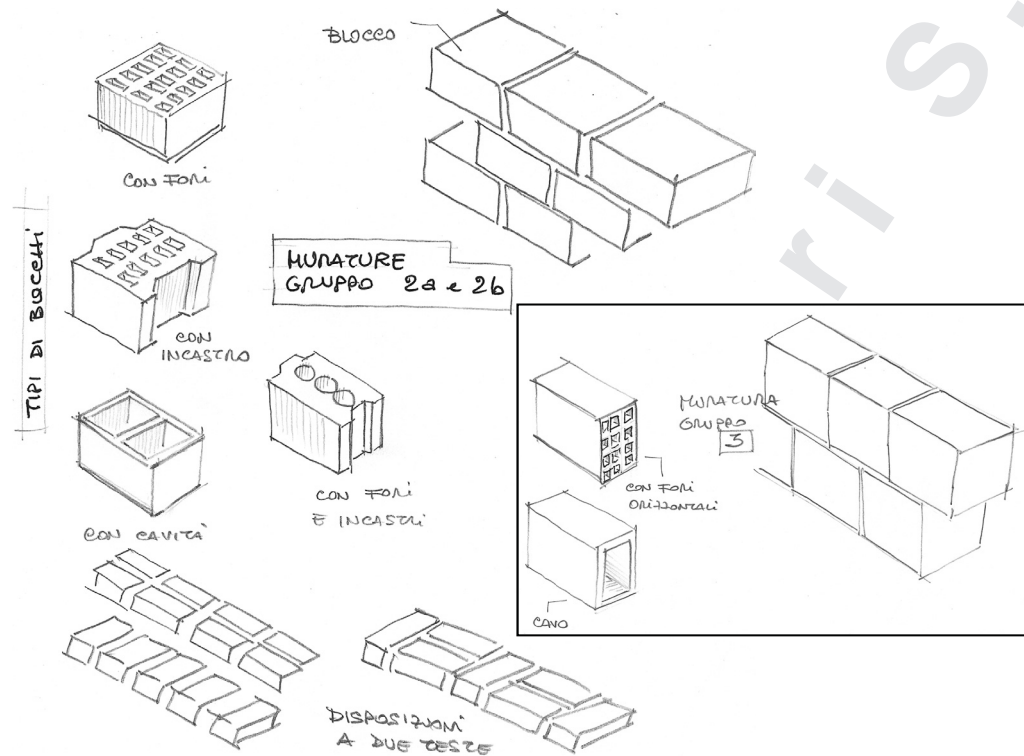


Figura 8.12 Esempi di tipologie di unione dei blocchi utilizzando elementi per muratura del gruppo 2a e 2b.

8.2 Progetto delle strutture in muratura secondo l'EC6

8.2.1 Preambolo

In Italia le NTC08 non menzionano ufficialmente l'Eurocodice 6, anche se è evidente il riferimento a tale norma. La costruzione in muri portanti deve essere inquadrata in Italia in un contesto 'sismico'. La struttura muraria è resistente ma rigida, per cui mal si adatta alle deformazioni imposte dall'evento sismico. Per conferire duttilità si può ricorrere all'inserimento di armature, con una soluzione che globalmente si sposta verso le murature armate, che si comportano in modo simile a telai tamponati.

8.2.1.1 Utilizzo

Benché di grande utilizzo in tutta Europa, le costruzioni in muratura vengono eseguite al giorno d'oggi soltanto per piccoli contesti, per edifici non molto alti con varie destinazioni, soprattutto per situazioni individuali. Quando la muratura viene utilizzata per edifici più alti, per esempio per edifici destinati a residenza, essa trova impiego soprattutto come riempimento di strutture in calcestruzzo armato.

Tenuto conto dell'ambito di applicazione, è facilmente comprensibile la circostanza che il dimensionamento delle strutture venga guidato da fattori diversi dalla tipologia strutturale e cioè:

- le prestazioni termiche, qualora vengano utilizzati elementi concepiti a questo scopo (elementi di laterizio multialveolari o meglio in calcestruzzo cellulare autoclavato) che portano a realizzare pareti molto spesse;
- lo spessore delle pareti, sufficientemente elevato per soddisfare le disposizioni costruttive necessarie ad assicurarne l'integrità (assenza di fessure negli intonaci esterni direttamente applicati e, quindi, particolarmente sensibili ai movimenti del supporto).

Le misure necessarie ad assicurare tali requisiti devono essere adottate a fronte di sollecitazioni esterne, siano esse di origine meccanica o dovute alle variazioni di temperatura, o ancora legate alla natura della muratura (variazioni dimensionali proprie del materiale). Esse consistono nell'utilizzo di cordoli di calcestruzzo armato orizzontali e verticali che devono essere rivestiti da elementi in muratura per offrire all'intonaco un supporto omogeneo, sempre allo scopo di evitare una fessurazione che pregiudicherebbe l'impermeabilità globale della parete.

In queste condizioni, lo spessore minimo di qualsiasi muratura di facciata è di almeno 20 cm, misura spesso sufficiente a realizzare, in questo tipo di costruzione, una parete portante.

In questi ultimi anni si è assistito a un'evoluzione della tecnologia della muratura dovuta all'alleggerimento dei prodotti che consente di ridurre le dimensioni degli elementi strutturali e quindi lo spessore delle pareti.

Questo naturalmente ha un'incidenza sul comportamento strutturale delle murature leggere o cave che presentano un carattere nettamente più fragile a rottura, cosa che al contrario non si verifica per murature realizzate con elementi pieni o con piccole percentuali di foratura.

Esistono anche laterizi dotati di foratura in direzione orizzontale, molto adatti a sopportare pesi perché espongono alla malta la superficie continua delle loro facce orizzontali, tuttavia, dal punto di vista strutturale, questa disposizione sollecita il mattone di laterizio in direzione perpendicolare alla filatura, il che potrebbe costituire per molti una 'eresia meccanica'.

Ritourneremo in seguito su questi aspetti per analizzare l'applicazione dell'Eurocodice a queste categorie di prodotti.

8.2.1.2 Norme attuali per la muratura

■ Resistenza della muratura

Il calcolo delle strutture in muratura in Italia è regolato dalle prescrizioni delle norme tecniche per le costruzioni, di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Tali norme possono essere utilizzate per il calcolo di edifici a uno o a più piani in tutto o in parte a muratura portante mentre non sono applicabili agli edifici realizzati in muratura armata. Per gli edi-

8.2.6 Conclusioni

L'estrema varietà di murature riscontrate in Europa ha costituito un problema per i redattori dell'Eurocodice 6. Proprio tale circostanza ha condotto a organizzare tali norme con frequenti rimandi agli allegati nazionali per la definizione di coefficienti e parametri opportuni a rappresentare le diverse situazioni locali. Gli aggiustamenti ancora necessari per tener conto delle specificità locali verranno pertanto effettuati nei singoli allegati nazionali da pubblicare congiuntamente alla versione finale della norma europea.

Lo studio dell'Eurocodice 6 è per l'Italia di primaria importanza e va effettuato in stretta connessione con l'Eurocodice 8 (azioni sismiche).

8.3 Strutture in muratura secondo le NTC08

4.5 COSTRUZIONI DI MURATURA

4.5.1 DEFINIZIONI

Formano oggetto delle presenti norme le costruzioni con struttura portante verticale realizzata con sistemi di muratura in grado di sopportare azioni verticali ed orizzontali, collegati tra di loro da strutture di impalcato, orizzontali ai piani ed eventualmente inclinate in copertura, e da opere di fondazione.

4.5.2 MATERIALI E CARATTERISTICHE TIPOLOGICHE

4.5.2.1 Malte

Le prescrizioni riguardanti le malte per muratura sono contenute nel § 11.10.2.

4.5.2.2 Elementi resistenti in muratura

– *Elementi artificiali* –

Per gli elementi resistenti artificiali da impiegare con funzione resistente si applicano le prescrizioni riportate al § 11.10.1.

Gli elementi resistenti artificiali possono essere dotati di fori in direzione normale al piano di posa (foratura verticale) oppure in direzione parallela (foratura orizzontale) con caratteristiche di cui al § 11.10. Gli elementi possono essere rettificati sulla superficie di posa.

Per l'impiego nelle opere trattate dalla presente norma, gli elementi sono classificati in base alla percentuale di foratura φ ed all'area media della sezione normale di ogni singolo foro f .

I fori sono di regola distribuiti pressoché uniformemente sulla faccia dell'elemento. La percentuale di foratura è espressa dalla relazione $\varphi = 100 F/A$ dove:
 F è l'area complessiva dei fori passanti e profondi non passanti;
 A è l'area lorda della faccia dell'elemento di muratura delimitata dal suo perimetro.
 Nel caso dei blocchi in laterizio estrusi la percentuale di foratura φ coincide con la percentuale in volume dei vuoti come definita dalla norma UNI EN 772-9:2001.
 Le tab. 4.5.la-b riportano la classificazione per gli elementi in laterizio e calcestruzzo rispettivamente.

Tabella 4.5.la *Classificazione elementi in laterizio.*

| Elementi | Percentuale di foratura φ | Area f della sezione normale del foro |
|-----------|-----------------------------------|---------------------------------------|
| Pieni | $\varphi \leq 15\%$ | $f \leq 9 \text{ cm}^2$ |
| Semipieni | $15\% < \varphi \leq 45\%$ | $f \leq 12 \text{ cm}^2$ |
| Forati | $45\% < \varphi \leq 55\%$ | $f \leq 15 \text{ cm}^2$ |

Gli elementi possono avere incavi di limitata profondità destinati ad essere riempiti dal letto di malta.

Elementi di laterizio di area lorda A maggiore di 300 cm^2 possono essere dotati di un foro di presa di area massima pari a 35 cm^2 , da computare nella percentuale complessiva della foratura, avente lo scopo di agevolare la presa manuale; per A superiore a 580 cm^2 sono ammessi due fori, ciascuno di area massima pari a 35 cm^2 , oppure un foro di presa o per l'eventuale alloggiamento della armatura la cui area non superi 70 cm^2 .

Tabella 4.5.lb *Classificazione elementi in calcestruzzo.*

| Elementi | Percentuale di foratura φ | Area f della sezione normale del foro | |
|-----------|-----------------------------------|---------------------------------------|------------------------|
| | | $A \leq 900 \text{ cm}^2$ | $A > 900 \text{ cm}^2$ |
| Pieni | $\varphi \leq 15\%$ | $f \leq 0,10A$ | $f \leq 0,15 A$ |
| Semipieni | $15\% < \varphi \leq 45\%$ | $f \leq 0,10A$ | $f \leq 0,15 A$ |
| Forati | $45\% < \varphi \leq 55\%$ | $f \leq 0,10A$ | $f \leq 0,15 A$ |

Non sono soggetti a limitazione i fori degli elementi in laterizio e calcestruzzo destinati ad essere riempiti di calcestruzzo o malta.

Per i valori di adesività malta/elemento resistente si può fare riferimento a indicazioni di normative di riconosciuta validità.

L'utilizzo di materiali o tipologie murarie diverse rispetto a quanto specificato deve essere autorizzato preventivamente dal Servizio Tecnico Centrale su parere del Consi-

9

Geotecnica (Eurocodice 7)**9.1 Introduzione e teoria****9.1.1 Le terre**

Si definisce terra il miscuglio di particelle che in natura è presente sulla superficie terrestre. Il terreno dal punto di vista chimico è costituito da particelle solide, relativamente libere di muoversi le une rispetto alle altre, immerse in un fluido che può essere acqua o aria. A seconda delle dimensioni medie dei singoli grani, le terre si suddividono in *ghiaia, sabbia, limo e argille*.

Ogni costruzione grava con il suo peso sulla superficie terrestre, trasmettendo sollecitazioni che devono essere assorbite dal terreno.

La conoscenza del terreno, e in particolare della sua idoneità a sopportare i carichi, è essenziale per una progettazione dei manufatti come opere di fondazioni o muri di sostegno che garantiscano il necessario grado di sicurezza e di stabilità strutturale.

L'errata valutazione delle caratteristiche del terreno può portare a gravi dissesti che possono pregiudicare la stabilità dell'opera.

Nei casi più semplici, cioè in presenza di terreni uniformi, il tecnico sa avvalersi dell'osservazione del comportamento di edifici costruiti in prossimità dell'area destinata al nuovo fabbricato.

Lo studio delle caratteristiche e del comportamento dei terreni sottoposti ai carichi è oggetto della meccanica dei terreni. La buona conoscenza del terreno non è solo essenziale per prevenire possibili dissesti degli edifici: essa permette anche di scegliere le fondazioni del tipo e delle dimensioni più adatti.

Non bisogna dimenticare che l'incidenza delle fondazioni sul costo complessivo dell'edificio è tutt'altro che trascurabile.

In definitiva, ogni edificio deve essere dotato di una fondazione che garantisca il necessario grado di sicurezza statica in relazione alle caratteristiche del terreno.

Le terre sono composte di tante parti, tra loro non omogenee; una suddivisione tra le particelle può essere fatta in base alla loro granulometria, ovvero in base alla dimensione dei granuli.

Tipi di terreni:

- *ghiaia* (qualche cm);
- *sabbia* (qualche mm) o rena;
- *limo* (meno di 1 mm) o polvere;
- *argilla* (meno del limo).

La ghiaia si estrae dal letto dei fiumi o dei torrenti, ovvero è presente in terreni in cui in epoche geologiche passate vi è stata l'azione di alluvioni di tipo fluviale.

I terreni che si trovano in tale situazione si dicono alluvionali. Esempi tipici sono le valli comprese tra montagne e il mare.

La sabbia deriva dall'azione chimico-fisica del mare, il quale porta in soluzione le parti calcaree e comunque quelle solubili delle rocce portate a valle dai fiumi. La sabbia è l'ultimo stadio del processo suddetto ed è composta sostanzialmente di particelle di quarzo di silice e di altri minerali che difficilmente entrano in soluzione e che hanno buona resistenza all'abrasione. Le particelle di sabbia sono visibili e la struttura granulare è dotata di una notevole resistenza interna. La sabbia è di natura marina mentre viene denominata rena quella di natura fluviale, e in genere la rena si trova nella parte terminale dei fiumi che hanno un bacino ricco di particelle con silicio e quarzo e che contemporaneamente hanno uno sbocco al mare con pendenza molto tenue, tale da permettere la sedimentazione delle particelle della rena stessa.

Il limo è visivamente simile alla polvere, con particelle molto piccole al limite del visibile; i terreni limosi sono caratteristici di zone in cui vi sono state in epoche geologiche passate delle alluvioni, ovvero esondazioni, che hanno lasciato delle zone con accumuli superficiali di acqua di tipo palustre. Le particelle in sospensione di dimensioni molto ridotte che compongono il limo richiedono un tempo relativamente lungo per sedimentare, ovvero per depositarsi sul fondo.

In sintesi, i terreni limosi sono spesso la derivazioni dei sedimenti di zone palustri. I granuli del limo sono approssimativamente di forma sferica.

Anche l'argilla deriva dalla sedimentazione lentissima tipica di zone palustri.

10 Sismica (Eurocodice 8)

10.1 Introduzione e teoria

Il fine della moderna ingegneria sismica deve essere quello di preparare le costruzioni all'evento sismico, considerando che il sisma possa in ogni caso produrre danni, ma non debba in alcun caso produrre il collasso delle strutture. L'ingegneria sismica si occupa del progetto e dell'adeguamento delle strutture edificate in zone a rischio sismico. Il fine che l'ingegneria sismica si prefigge è quello di addivenire alla costruzione di edifici che siano in grado di resistere alle azioni sismiche.

10.1.1 Edifici sismo-resistenti

Un edificio sismo-resistente è una costruzione in grado di sopravvivere al sisma. Questo avviene con la rigidezza, la resistenza, il rapporto peso-resistenza, la duttilità, la forma, i particolari costruttivi. Il concetto di resistenza al sisma ha subito una notevole evoluzione nel tempo:

a) Costruzioni resistenti e rigide

Inizialmente lo scopo principale da ottenere era quello di costruire una sorta di blocco compatto e rigido. Le costruzioni sismiche di vecchia generazione consideravano come assioma fondamentale il seguente principio:

Da notare che una costruzione in generale ha tanti periodi propri di vibrazione. Il primo è quello più importante ed è associato a una forma simile a quella di una canna di bambù che oscilla.

Il primo periodo proprio è quello che ha un periodo maggiore, mentre gli altri hanno periodi sempre più ridotti.

Quando il sisma sollecita una costruzione vi sono varie possibilità per ottenere la risonanza dell'edificio. La risonanza con oscillazione più evidente è quella connessa alla sollecitazione della struttura con un'onda sinusoidale di periodo uguale al primo modo di vibrare.

Tuttavia si hanno altre risonanze che si verificano ogni volta che tra le armoniche che compongono la 'vibrazione' sismica vi è un'onda di periodo uguale al secondo, al terzo, al quarto ecc. periodo proprio di vibrare della struttura.

Da sottolineare che la vibrazione complessiva della struttura deriva dalla sovrapposizione 'pesata' delle oscillazioni 'elementari' connesse ai diversi modi di vibrare.

I contributi sono importanti nei primi modi e scemano rapidamente al crescere del numero del periodo proprio. Le sollecitazioni connesse con i diversi modi di vibrare si sommano operando la radice delle somme dei quadrati dei relativi contributi.

La normativa fa riferimento al primo (e più grande) periodo proprio per individuare l'accelerazione spettrale di riferimento.

Analiticamente si dovrebbe assegnare a ogni periodo proprio un'accelerazione spettrale diversa.

10.1.13 Dinamica sismica dell'oscillatore semplice¹

■ *Oscillatore semplice*

Un primo problema dell'Ingegneria Sismica è quello di valutare l'effetto di terremoti su modelli strutturali elementari, allo scopo di estendere i risultati ottenuti a strutture più complesse.

Come primo problema si affronta quello della risposta dell'oscillatore semplice al moto del suolo.

L'analisi del sistema ha delle caratteristiche intrinseche di oscillazione, evidenziate analizzando il sistema in oscillazione libera. L'oscillatore, così come il pendolo, si trova in una situazione di equilibrio stabile. Se l'equilibrio viene perturbato il sistema tende a tornare alla situazione di riposo. In pratica se si sposta il traverso dell'oscillatore, esso si mette in oscillazione e tende a ritornare alla situazione di riposo.

Se il sistema fosse perfettamente elastico, le oscillazioni si protrarrebbero all'infinito. L'esperienza insegna che l'oscillatore tende a diminuire le sue oscillazioni e a fermarsi; questo è dovuto alla sua capacità di smorzamento interno, correlato agli attriti nel movimento e, in caso di oscillazioni elevate, a deformazioni plastiche.

¹ Le considerazioni fanno riferimento al testo di Como-Lanni: *Elementi di costruzioni antisismiche*, E. Cremonese.

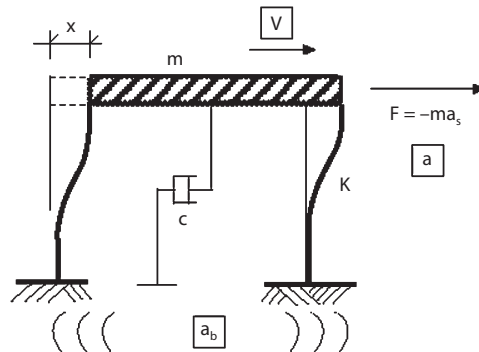


Figura 10.15 Struttura a un grado di libertà (traslazione del traverso).

Se una struttura è caratterizzata da un solo grado di libertà, che ha come possibilità di movimento solo la traslazione del traverso, l'analisi strutturale è relativamente semplice. Il suo movimento assomiglia a una sorta di pendolo capovolto.

L'inerzia è connessa alla massa del pendolo stesso, la rigidità è connessa alle capacità di ritorno elastico dell'asta, la viscosità è connessa alle dispersioni indotte dagli attriti interni che si oppongono al moto e alla resistenza dell'aria in cui il pendolo si muove. Tornando alla struttura a un grado di libertà, si può pensare di ricondurla schematicamente al modello in figura 10.15.

Quando il supporto è investito da un'accelerazione a_b , se l'oscillatore entra in risonanza con l'oscillazione, esso trasmette, tramite i piedritti, la medesima accelerazione (con segno contrario) al traverso; in sintesi la massa inerziale del traverso è sottoposta a un'accelerazione pari a quella del suolo.

Per la seconda legge delle dinamiche, la forza che induce su di una massa m un'accelerazione a è pari a $m \cdot a = F$.

Il sistema strutturale ha tre caratteristiche dinamiche essenziali:

- m , che rappresenta la massa inerziale in gioco,
- k che rappresenta la rigidità elastica con cui la struttura reagisce,
- c che rappresenta mediante la viscosità dello smorzatore la capacità di dissipazione di energia della struttura. Come vedremo nel seguito, questa caratteristica si esprime con il coefficiente di smorzamento interno ξ .

Per una struttura reale il sisma "cambia" a seconda del periodo proprio con cui vibra la struttura stessa. Da questo presupposto la determinazione dell'accelerazione che investe il traverso in effetti si scinde dall'accelerazione che investe il suolo.

□ **Equazione del moto**

Quando il traverso dell'oscillatore semplice è sollecitato da una Forza F variabile nel tempo $F = F(t)$, tale azione si divide in:

| | | |
|----------------------------------|-------------------|---------------------------|
| componente inerziale | $F_i = m \cdot a$ | con $a = d^2x/d(t) = x''$ |
| componente elastica | $F_e = K \cdot x$ | |
| componente viscosa o dissipativa | $F_d = c \cdot v$ | con $v = dx/d(t) = x'$ |

per cui $F(t) = F_i + F_e + F_d$.

L'equazione del moto è quindi:

$$F(t) = m \cdot a + c \cdot v + k \cdot x$$

L'equazione è differenziale del secondo ordine in quanto a e v sono rispettivamente la derivata seconda (x'') e prima (x') dello spostamento del traverso rispetto al tempo.

$$F(t) = m \cdot x'' + c \cdot x' + k \cdot x \quad (\text{equazione differenziale del moto})$$

Nel caso di moto del suolo, con accelerazione a_b , l'accelerazione globale del traverso è la somma di quella propria e di quella del suolo, mentre la forza sul traverso è nulla.

$$0 = m \cdot (a + a_b) + c \cdot v + k \cdot x$$

$$m \cdot a + c \cdot v + k \cdot x = -m \cdot a_b$$

in pratica l'accelerazione del suolo si trasforma in una forza eccitatrice applicata al traverso:

$$F(t) = -m \cdot a_b$$

Le considerazioni effettuate possono essere riviste in termini energetici.

La dinamica del sistema comporta tre tipi di energia; l'energia inerziale imposta dal sisma viene incamerata dalle strutture in due quote: energia elastica ed energia viscosa o dissipativa.

■ **Oscillatore elastico**

□ **Vibrazioni libere**

quando una struttura a un grado di libertà ha una risposta perfettamente elastica, il moto si può sintetizzare con le formule seguenti:

$$m \cdot x'' + k \cdot x = 0 \quad (\text{equazione differenziale del moto})$$

Le condizioni iniziali per la risoluzione del problema sono:

- posizione x_0
- velocità iniziale x'_0

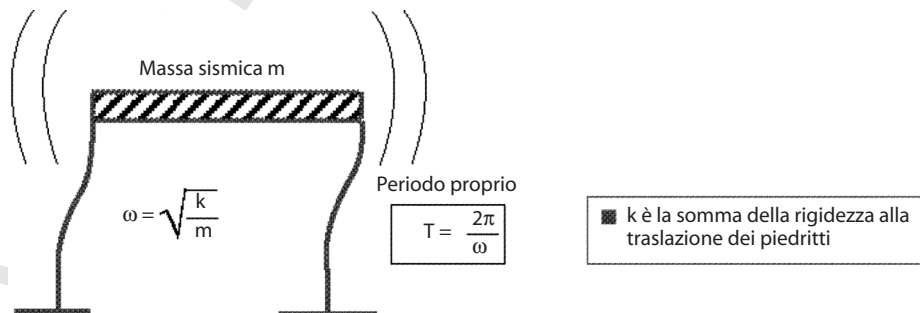


Figura 10.16 Sistema semplice in oscillazione perfetta.

La risoluzione dell'equazione differenziale porta alla seguente soluzione, perfettamente armonica. In sintesi un oscillatore perfettamente elastico perturbato dalla sua posizione iniziale oscilla in modo indefinito. Le caratteristiche dell'oscillazione sono:

- ampiezza del moto

$$x_{\max} = \left(x_0^2 + \frac{x_0'^2}{\omega^2} \right)^{1/2}$$

- il periodo proprio di oscillazione

$$T = 2\pi/\omega$$

- la frequenza propria

$$f = 1/T = \omega/2\pi$$

Lo spostamento x ha l'andamento sinusoidale illustrato nella figura seguente:

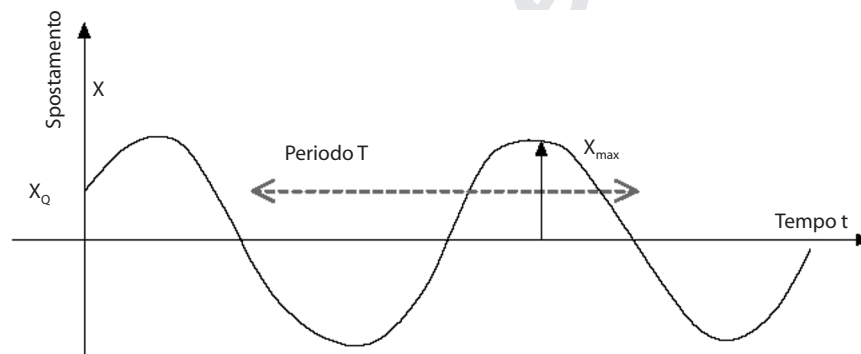


Figura 10.17 Oscillatore perfettamente elastico perturbato.

Per una costruzione semplice come quella in figura 10.16, la pulsazione propria dell'oscillatore è $\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$ (la radice quadrata del rapporto tra la rigidezza *elastica* che il sistema oppone al moto e la massa inerziale che è investita dal sisma).

Il periodo proprio con cui vibra la struttura è fondamentale per determinare l'effetto dell'azione sismica sul traverso.

Quando a un oscillatore di massa m viene imposta una variazione di velocità Δv nell'intervallo di tempo, la forza impulsiva correlata si determina con il teorema della quantità di moto

$$F = m \cdot (\Delta v/\Delta t)$$

■ **Oscillatore smorzato**

Quando un oscillatore reale viene spostato dalla sua situazione di equilibrio stabile esso si mette a oscillare e tende a tornare alla situazione iniziale. Se lo smorzamento è

molto tenue, l'oscillazione permane per molto tempo. Se lo smorzamento è maggiore di un certo valore, detto smorzamento critico, l'oscillazione non si avverte, nel senso che la massa spostata dalla sua condizione di equilibrio stabile si riporta alla posizione naturale senza mettersi in oscillazione. In casi intermedi il moto oscillante tende a diminuire di intensità al passare del tempo e alla fine l'oscillazione si 'spegne'.

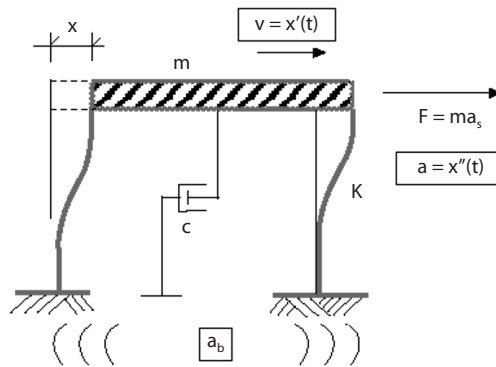


Figura 10.18 Sistema semplice in oscillazione reale.

Il sistema strutturale è caratterizzato da:

- m , che rappresenta la massa inerziale in gioco,
- k , che rappresenta la rigidezza elastica con cui la struttura reagisce,
- coefficiente di smorzamento interno $\xi = c / (2 \cdot \omega \cdot m)$

Un oscillatore reale è smorzato. Lo smorzamento è responsabile della diminuzione di ampiezza dell'oscillazione nel tempo.

ξ rappresenta il coefficiente di smorzamento e dipende dal tipo di struttura. Per strutture in acciaio o in c. a. si aggira intorno al 5%.

L'equazione del moto è la seguente:

$$mx'' + cx' + kx = 0 \quad \text{equazione differenziale del moto}$$

$$x'' + 2\xi\omega x' + \omega^2 x = 0$$

che ha la soluzione seguente, in base alle condizioni iniziali x_0 e x'_0 :

$$x(t) = e^{-\xi\omega t} (x'_0 + \xi\omega x_0) \sin(\omega_s t) / \omega_s + x_0 \cos(\omega_s t)$$

Le caratteristiche dell'oscillazione sono:

- pulsazione dell'oscillatore smorzato

$$\omega_s = \omega (1 - \xi^2)^{1/2}$$

$$\omega = (k/m)^{1/2}$$

- periodo proprio di oscillazione

$$T_s = 2\pi/\omega_s \quad (\text{resta costante})$$

- frequenza propria

$$f_s = 1/T_s = \omega_s/2\pi$$

della struttura dovuto alla non linearità di materiale deve essere giustificato, anche in relazione alla corretta rappresentazione dell'energia dissipata nei cicli di isteresi.

Le azioni conseguenti al moto sismico sono modellate sia direttamente, attraverso forze statiche equivalenti o spettri di risposta, sia indirettamente, attraverso accelerogrammi.

Nella definizione dell'azione sismica sulla struttura, è possibile tenere conto della modifica del moto sismico indotta dall'interazione fondazione-terreno. A meno di analisi numeriche avanzate, la fondazione può essere schematizzata con vincoli visco-elastici, caratterizzati da opportuna impedenza dinamica. Questa schematizzazione può rendersi necessaria per strutture alte e snelle, nelle quali gli effetti del secondo ordine non sono trascurabili, e per strutture fondate su terreni molto deformabili ($V_s < 100$ m/s). Conseguentemente, con i criteri di cui al § 7.11.2, nel calcolo dell'impedenza dinamica è necessario tenere conto della dipendenza delle caratteristiche di rigidità e smorzamento dal livello deformativo.

Per le fondazioni miste, come specificato al § 6.4.3., l'interazione fra il terreno, i pali e la struttura di collegamento deve essere studiata con appropriate modellazioni, allo scopo di pervenire alla determinazione dell'aliquota dell'azione di progetto trasferita al terreno direttamente dalla struttura di collegamento e dell'aliquota trasmessa ai pali. Nei casi in cui l'interazione sia considerata non significativa o, comunque, si ometta la relativa analisi, le verifiche SLV e SLD, condotte quindi con riferimento ai soli pali, devono soddisfare quanto riportato al punto § 7.11.5.3.2. Nei casi in cui si consideri significativa tale interazione e si svolga la relativa analisi, le verifiche SLV e SLD, condotte con riferimento ai soli pali, devono soddisfare quanto riportato ai §§ 6.4.3.3 e 6.4.3.4, ove le azioni e le resistenze di progetto ivi menzionate sono da intendersi determinate secondo quanto specificato nel presente Cap. 7.

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa deve essere attribuita una eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo. Per i soli edifici e in assenza di più accurate determinazioni l'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

C7 PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

La norma illustra, per ciascuna delle tipologie costruttive considerate nei precedenti capitoli 4 e 5, i provvedimenti specifici da adottare, in presenza di azioni sismiche, finalizzandoli alla progettazione e costruzione delle opere nuove (per le opere esistenti si rimanda al Cap. 8 delle NTC e al C8 delle presenti istruzioni).

Le indicazioni fornite *integrano, ma non sostituiscono*, quelle fornite nei Capp. 4 e 5 relativamente ai modelli di calcolo, alle sollecitazioni ed alle resistenze degli elementi strutturali. Si deve inoltre fare riferimento al Cap. 2 per la combinazioni delle azioni, ed al Cap. 3 per la definizione

dell'entità dell'azione sismica in relazione ai diversi stati limite da considerare ed alle sue modalità di rappresentazione. Particolare attenzione richiedono infine le indicazioni geotecniche specificamente antisismiche (§ 7.11), al solito additive e non sostitutive di quelle già riportate nel Cap. 6. Ampio spazio è stato riservato, sia nelle NTC che nel presente documento, alle costruzioni ed ai ponti con isolamento e dissipazione di energia (§ 7.10 e C7.10); tale attenzione è giustificata dalla indiscutibile efficacia che tale approccio progettuale manifesta nel costruire antisismico e dalla sua conseguente, crescente, diffusione.

Nello stilare la norma si è fatto sistematico riferimento all'EN-1998, ma in un'ottica di sintesi e semplificazione, così da produrre una norma in accordo con esso ed al contempo estremamente più sintetica e semplice da utilizzare. Con tale finalità, particolare attenzione è stata dedicata a raccogliere, in una trattazione sintetica iniziale valida per tutte le tipologie costruttive, i requisiti comuni nei confronti degli stati limite (§ 7.1), i criteri generali di progettazione e modellazione (§ 7.2), i metodi di analisi ed i criteri di verifica (§ 7.3), così da renderli il più possibile esaurienti e, nel contempo, perfettamente integrati nella trattazione generale e semplici da intendere ed impiegare.

Nell'ottica di sintesi e semplificazione detta, è sembrato opportuno in situazioni di pericolosità sismica molto bassa (zona 4) ammettere metodi di progetto-verifica semplificati. In tal senso, per le opere realizzate in siti ricadenti in zona 4 e qualora siano rispettate le ulteriori condizioni appresso elencate, le NTC consentono l'utilizzo dei due diversi metodi semplificati di verifica nel seguito illustrati:

- **Metodo 1** – Per le costruzioni di tipo 1 e 2 e di classe d'uso I e II, le verifiche di sicurezza possono essere condotte alle tensioni ammissibili, secondo quanto specificato nel § 2.7 delle NTC.
- **Metodo 2** – Per tutti i tipi di costruzione e le classi d'uso, le verifiche di sicurezza nei confronti dello SLV possono essere condotte per una forza di progetto calcolata assumendo uno spettro di progetto costante e pari a $0,07g$, ed ammettendo implicitamente un possibile danneggiamento delle strutture, corrispondente a un fattore di struttura di valore comunque non superiore a $q = 2,15$.

Il **Metodo 2** consente la progettazione della costruzione sotto l'azione sismica di cui sopra nei modi indicati nei Cap. 4, 5, 6 delle NTC a condizione che soddisfatti i tre requisiti seguenti:

- ai fini della ripartizione delle sollecitazioni sismiche tra gli elementi strutturali resistenti, gli orizzontamenti debbono essere assimilabili a diaframmi rigidi¹³, ossia a elementi infinitamente rigidi nel loro piano; maggiori indicazioni al riguardo sono riportate nel § C7.2.6.
- i particolari costruttivi sono quelli relativi alla classe di duttilità bassa CD "B" quale definita nel § 3.2.1 delle NTC, ossia le azioni sismiche convenzionali sono determinate ammettendo solo un danneggiamento limitato delle strutture.
- per le verifiche agli stati limite si utilizza la combinazione delle azioni definita al § 3.2.4 delle NTC.

Per le costruzioni semplici in muratura, sono previste regole di progetto semplificate che non prevedono verifiche di sicurezza dettagliate, secondo quanto specificato in § 7.8.1.9.

C7.1 REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

Per garantire il rispetto degli Stati Limite Ultimi e di Esercizio, quali definiti al § 3.2.1 delle NTC, occorre effettuare diverse verifiche di sicurezza. Ciascuna di esse garantisce, per ogni Stato Limite

¹³ Gli orizzontamenti sono assimilabili a diaframmi rigidi solo se, modellandone la deformabilità nel piano, gli spostamenti orizzontali massimi dei nodi in condizioni sismiche non superano, per più del 10%, quelli calcolati con l'assunzione di piano rigido.

C7.3.7 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Per le verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza, di cui al § 7.3.7.1 delle NTC, nello spettro allo SLD va considerato un valore $\eta = 2/3$ per tenere in conto la sovrarresistenza degli elementi strutturali. Per la valutazione degli spostamenti finalizzati alle verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali, di cui al § 7.3.7.2 delle NTC, si pone sempre $\eta = 1$ in quanto, anche nel caso in cui si verificasse un limitato danneggiamento di alcuni elementi strutturali, si assume comunque che gli spostamenti complessivi della costruzione siano pari a quelli calcolati nell'ipotesi di struttura elastica.

10.4 Costruzioni in cemento armato in zona sismica (NTC08)¹⁷

7.4 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

7.4.1 GENERALITÀ

L'impostazione delle presenti norme, con le regole di progetto che da essa discendono, prevede che le costruzioni in cemento armato posseggano in ogni caso una adeguata capacità di dissipare energia in campo inelastico per azioni cicliche ripetute, senza che ciò comporti riduzioni significative della resistenza nei confronti delle azioni sia verticali che orizzontali.

7.4.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

7.4.2.1 Conglomerato

Non è ammesso l'uso di conglomerati di classe inferiore a C20/25.

7.4.2.2 Acciaio

Per le strutture si deve utilizzare acciaio B450C di cui al § 11.3.2.1.

Si consente l'utilizzo di acciai di tipo B450A, con diametri compresi tra 5 e 10 mm, per le reti e i tralicci; se ne consente inoltre l'uso per l'armatura trasversale unicamente se è rispettata almeno una delle seguenti condizioni: elementi in cui è impedita la plasticizzazione mediante il rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze, elementi secondari di cui al § 7.2.3, strutture poco dissipative con fattore di struttura $q \leq 1,5$.

7.4.3 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI STRUTTURA

7.4.3.1 Tipologie strutturali

Le strutture sismo-resistenti in cemento armato previste dalle presenti norme possono essere classificate nelle seguenti tipologie:

¹⁷ Con commenti da Circolare esplicativa a fine paragrafo.

- *strutture a telaio*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale;
- *strutture a pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti, singole o accoppiate, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale¹⁸;
- *strutture miste telaio-pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai, la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai e in parte alle pareti, singole o accoppiate; se più del 50% dell'azione orizzontale è assorbita dai telai si parla di *strutture miste equivalenti a telai*, altrimenti si parla di *strutture miste equivalenti a pareti*;
- *strutture deformabili torsionalmente*, composte da telai e/o pareti la cui rigidezza torsionale non soddisfa a ogni piano la condizione $r/I_s > 0,8$, nella quale:
 $r^2 =$ rapporto tra rigidezza torsionale e flessionale di piano;
 $I_s^2 = (L^2 + B^2) / 12$ (L e B dimensioni in pianta del piano);
- *strutture a pendolo inverso*, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione o nelle quali la dissipazione d'energia avviene alla base di un singolo elemento strutturale¹⁹.

Le strutture delle costruzioni in calcestruzzo possono essere classificate come appartenenti a una tipologia in una direzione orizzontale e a un'altra tipologia nella direzione orizzontale ortogonale alla precedente.

Una struttura a pareti è da considerarsi come *struttura a pareti estese debolmente armate* se, nella direzione orizzontale d'interesse, essa ha un periodo fondamentale calcolato nell'ipotesi di assenza di rotazioni alla base non superiore a T_c e comprende almeno due pareti con una dimensione orizzontale non inferiore al minimo tra 4,0 m e i 2/3 della loro altezza, che nella situazione sismica portano insieme almeno il 20% del carico gravitazionale.

Se una struttura non è classificata come *struttura a pareti estese debolmente armate*, tutte le sue pareti devono essere progettate come duttili.

7.4.3.2 Fattori di struttura

Il fattore di struttura da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica orizzontale è calcolato come riportato nel § 7.3.1.

¹⁸ Una parete è un elemento strutturale di supporto per altri elementi che ha una sezione trasversale caratterizzata da un rapporto tra dimensione massima e minima in pianta superiore a 4. Si definisce parete di forma composta l'insieme di pareti semplici collegate in modo da formare sezioni a L, T, U, I ecc. Una parete accoppiata consiste di due o più pareti singole collegate tra loro da travi duttili ("travi di accoppiamento") distribuite in modo regolare lungo l'altezza. Ai fini della determinazione del fattore di struttura q una parete si definisce accoppiata quando è verificata la condizione che il momento totale alla base prodotto dalle azioni orizzontali è equilibrato, per almeno il 20%, dalla coppia prodotta dagli sforzi verticali indotti nelle pareti dalla azione sismica.

¹⁹ Non appartengono a questa categoria i telai a un piano con i pilastri collegati in sommità lungo entrambe le direzioni principali dell'edificio e per i quali la forza assiale non eccede il 30% della resistenza a compressione della sola sezione di calcestruzzo.

C7.5 COSTRUZIONI D'ACCIAIO

Nel capitolo sono opportunamente integrate le regole generali di progettazione ed esecuzione per le Costruzioni in acciaio per l'impiego in zona sismica.

In particolare:

- sono precisati i limiti cui debbono soddisfare le proprietà meccaniche dei materiali in termini di incrudimento (rapporto f_t/f_y), allungamento percentuale a rottura A5 e sovrarresistenza (rapporto f_{ym}/f_y);
- sono fornite prescrizioni più dettagliate per la concezione dei dettagli, in particolare nelle zone dissipative, e per le modalità di verifica in termini di gerarchia delle resistenze trave-colonna;
- infine, a ciascuna tipologia strutturale ricorrente, in funzione della classe di duttilità adottata – alta (A) o bassa (B) – è associato il corrispondente fattore di struttura q , nonché il rapporto α_q/α_1 , che tiene conto delle riserve plastiche disponibili.

Infine sono fornite prescrizioni più dettagliate per la concezione dei dettagli, in particolare nelle zone dissipative, e per le modalità di verifica in termini di gerarchia delle resistenze trave-colonna al fine di garantire la richiesta duttilità.

C7.5.2 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI STRUTTURA

C7.5.2.1 Tipologie strutturali

Nelle strutture a telaio le zone dissipative devono essere localizzate principalmente all'estremità delle travi e/o nei nodi trave-colonna in modo tale da dissipare efficacemente l'energia sismica attraverso cicli flessionali inelastici. La localizzazione delle cerniere plastiche nelle strutture a telaio dovrebbe seguire le distribuzioni indicate nella figura C7.5.1 a seconda delle soluzioni strutturali realizzate.

È possibile, inoltre, ipotizzare la formazione di cerniere plastiche nelle colonne, ma solo nelle seguenti parti:

- alla base della struttura a telaio (a, b, e, d, e);
- in sommità delle colonne all'ultimo piano dell'edificio (b e c in alternativa alle travi della copertura);
- alla base ed alla sommità delle colonne nelle strutture a un unico piano (d).

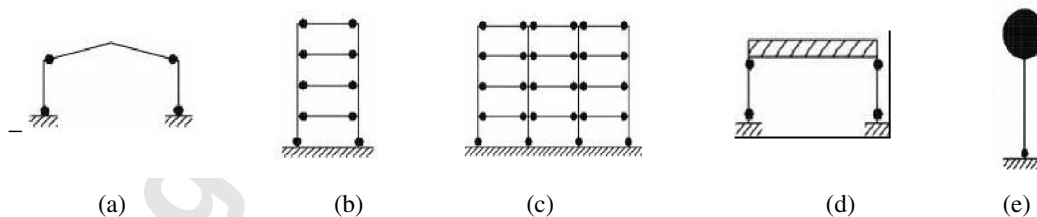


Figura C7.5.1 Configurazioni dissipative di strutture intelaiate: disposizione delle cerniere plastiche, secondo le tipologie esposte nella tabella 7.5.II del § 7.5.2.2 delle NTC.

Nel caso in cui la dissipazione dell'energia sismica avvenga essenzialmente nelle colonne (figure C7.5.1.d e C7.5.1.e), lo sforzo normale in esse agente, N_{Ed} , dovrebbe essere adeguatamente limitato per non intaccare eccessivamente le proprietà dissipative della colonna nelle zone «critiche» preposte alla dissipazione. In generale, a meno di analisi più approfondite, per strutture del tipo d ed e (figura C7.5.1) la sollecitazione assiale dovrebbe verificare la seguente disuguaglianza

$$N_{Ed} \leq 0,3 \cdot N_{PL,Rd} \quad (C7.5.1)$$

dove $N_{PL,Rd}$ è lo sforzo normale resistente della colonna.

Per contro, una tipologia dissipativa a un piano, in cui le cerniere plastiche sono localizzate nelle travi ed alla base delle colonne (tipo a, figura C7.5.1), è caratterizzata da maggiori proprietà dissipative rispetto alle strutture del tipo d (figura C7.5.1). Infatti, gran parte della capacità dissipativa della struttura è fornita dalle cerniere plastiche delle travi, soggette a sforzi normali trascurabili: per tale ragione il fattore di struttura q_0 è pari a $5\alpha_u/\alpha_1$ per il tipo (a) ed a $2\alpha_u/\alpha_1$ per il tipo (d) e per il tipo (e).

In genere nel calcolo del fattore di struttura, si assume per il coefficiente di sovra-resistenza α_u/α_1 il valore proposto nel § 7.5.2. Tale valore, però, può essere determinato utilizzando metodi di analisi non lineari quali l'analisi statica non lineare oppure l'analisi dinamica non lineare (§ 7.3.4.1 e § 7.3.4.2). A ogni modo, durante la progettazione tale coefficiente non può assumere valori maggiori di 1.6, anche nel caso si ottengano valori più elevati a seguito di analisi non lineari.

C7.5.3 REGOLE DI PROGETTO GENERALI PER ELEMENTI STRUTTURALI DISSIPATIVI

C7.5.3.3 Collegamenti in zone dissipative

Nel caso in cui in un collegamento si abbiano unioni bullonate, queste devono essere sufficientemente sovrarresistenti per evitare la rottura dei bulloni a taglio. Per tale ragione, la resistenza di progetto dei bulloni a taglio deve essere almeno 1.2 volte superiore alla resistenza a rifollamento dell'unione. Inoltre, deve essere assolutamente evitata la rottura dei bulloni a trazione, meccanismo di collasso caratterizzato da un comportamento fragile. Per tale motivo, anche i bulloni soggetti a trazione devono essere dotati di un'opportuna sovrarresistenza.

C7.5.4 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE INTELAIATE

C7.5.4.5 Pannelli nodali

Affinché il pannello d'anima della colonna possa sostenere lo sviluppo del meccanismo dissipativo globale a telaio, secondo uno degli schemi proposti nella figura 1, è necessario che la forza di taglio trasmessa dalle travi al pannello d'anima della colonna sia calcolata in condizioni di collasso. Per tale motivo la forza con cui è necessario confrontare la resistenza a taglio di progetto del pannello, $V_{WP,Rd}$, non deriva dalle sollecitazioni di calcolo ottenute dall'analisi strutturale, bensì dal momento plastico resistente delle travi in esso concorrenti tramite la formula

$$V_{WP,Ed,U} = \gamma_{ov} \cdot \frac{\sum M_{b,pl,Rd}}{Z} \left(1 - \frac{z}{H - h_b} \right) \quad (C7.5.2)$$

dove $\sum M_{b,pl,Rd}$ è la sommatoria dei momenti plastici resistenti delle travi, H è l'altezza di interpiano del telaio, z è il braccio di coppia interna della trave e h_b è l'altezza della sezione della trave. La resistenza del pannello nodale privo di piatti di irrigidimento e/o continuità, ove i fenomeni di instabilità non sono condizionanti, è data da

$$V_{WP,Rd} \geq \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot A_{vc} \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{\sigma}{f_y} \right)^2} \quad (C7.5.3)$$

11 Alluminio (Eurocodice 9)

11.1 Strutture in alluminio secondo l'Eurocodice 9 (EN 1999)

Le leghe a base di alluminio costituiscono un materiale relativamente giovane. L'alluminio è piuttosto costoso rispetto agli altri materiali strutturali, ma è molto leggero e soprattutto non si corrode.

Nei confronti di sollecitazioni ripetute è sensibile alla fatica, per cui è da evitare in strutture sollecitate dinamicamente con cicli molto prolungati.

Le NTC08 non hanno di fatto ancora recepito l'eurocodice 9, dato che non vi è alcun capitolo che riguarda l'alluminio.

Per ora le strutture di alluminio restano 'sperimentali' e quindi incluse negli 'altri materiali' strutturali.

Una particolare menzione merita l'esimio prof. Mazzolani dell'Un. di Napoli, che ha dato un forte impulso alla normativa sull'alluminio con la sua partecipazione in commissione e con le sue numerose pubblicazioni.

11.1.1 Origini ed evoluzione

L'utilizzo di leghe d'alluminio nell'ingegneria strutturale è molto recente essendo questa famiglia di materiali estremamente giovane e con una storia molto breve.