

4.9 Duttilità strutturale e comportamento a rottura

La capacità antisismica di una struttura è misurata, più che dalla sua resistenza, dalla sua capacità di assorbire energia.

Ciò implica che le azioni esercitate da un certo sisma possono essere descritte in termini di forze statiche equivalenti solo se la struttura si mantiene in campo elastico. In tal caso, la sua capacità di assorbimento di energia è infatti proporzionale alla resistenza, pertanto l'assorbimento energetico richiesto dal sisma di progetto è assicurato se la struttura è in grado di sopportare elasticamente una certa distribuzione di forze statiche.

Sotto terremoti forti, si farà invece ricorso alla duttilità (adattabilità plastica della struttura, capacità di subire elevate deformazioni plastiche e di dissipare energia in cicli di isteresi).

E' evidente come, per una struttura ad n gradi di libertà, la duttilità non possa essere definita in modo univoco. Si introduce perciò una duttilità globale calcolata con riferimento ad un parametro significativo della deformazione strutturale (in un telaio, ad esempio, si considera lo spostamento dell'ultimo piano).

E' infatti possibile definire diversi "livelli" di duttilità:

1. duttilità di materiale
2. duttilità di sezione
3. duttilità di elemento
4. duttilità di struttura

4.9.1 Duttilità di materiale

Si consideri un materiale a comportamento elastico-perfettamente plastico.

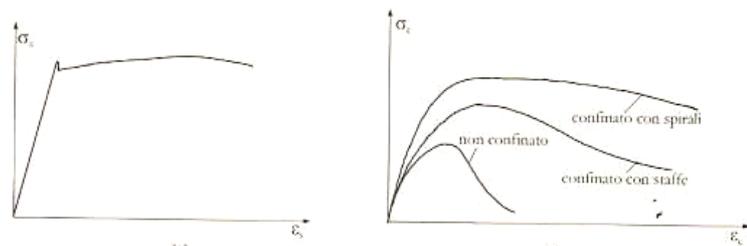
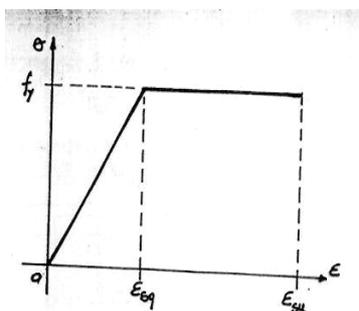


Fig. 2.28 (a) Curva caratteristica sforzo-deformazione dell'acciaio in trazione;
(b) confronto fra le curve caratteristiche del calcestruzzo in compressione con diverso confinamento

Fino ad f_y il materiale ha comportamento elastico lineare.

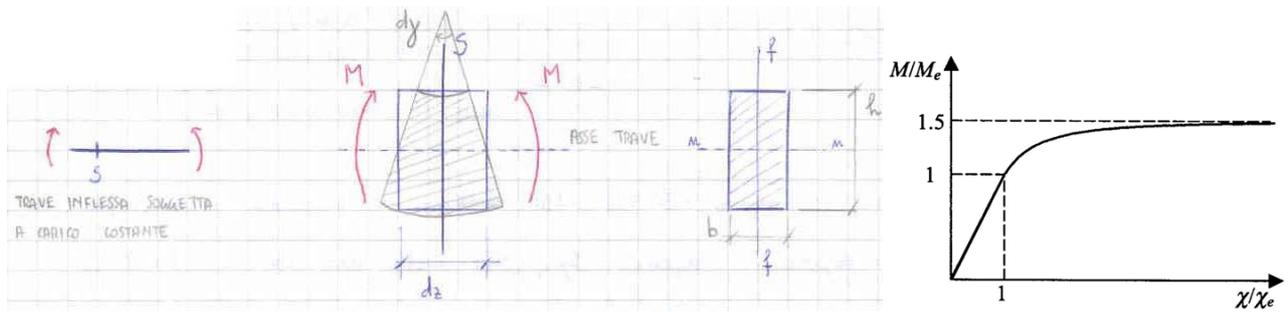
Se il materiale è duttile, oltre f_y non riprende più sforzi, ma continua ad allungarsi sotto carico costante. La duttilità del materiale μ_m è quindi definita come:

$$\mu_m = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_y}$$

Se il materiale è duttile, anche la risposta della sezione sarà di tipo duttile.

4.9.2 Duttilità di sezione

Consideriamo ora il comportamento di una trave inflessa, soggetta ad un carico costante.

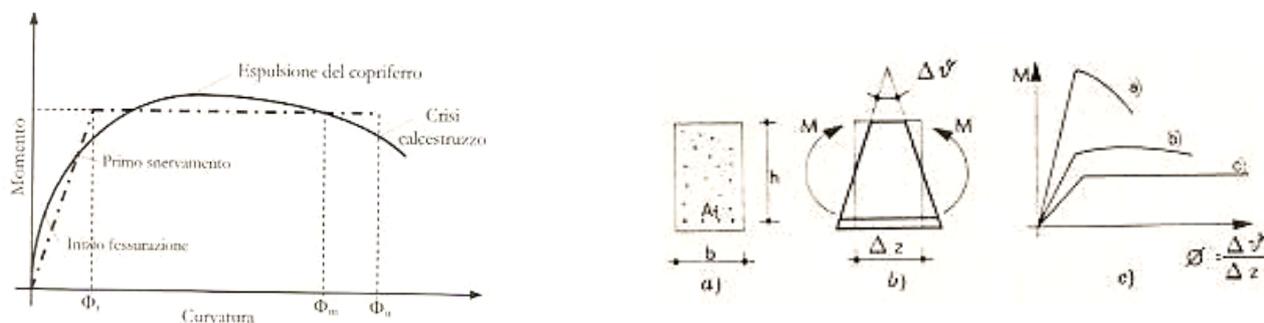


Nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane, il cono di trave soggetto ad un momento M compie una rotazione relativa $d\gamma$, che in fase elastica ($M \leq M_e$) è proporzionale ad M . Incrementando M , il comportamento flessionale del cono di trave a cavallo della sezione S può allora essere descritto in termini di momento M e curvatura $\chi = \frac{d\gamma}{dz}$. Si parlerà quindi di duttilità di sezione μ_s , definita come:

$$\mu_s = \frac{\chi_u}{\chi_y}$$

Con riferimento ad una generica sezione inflessa in c.a., si osserva che la duttilità di sezione aumenta:

- all'aumentare
 - o delle prestazioni del conglomerato (resistenza e deformazione ultima), e quindi del suo grado di confinamento,
 - o dell'armatura compressa,
- e con la riduzione
 - o dell'armatura tesa,
 - o della tensione di snervamento dell'armatura.



Curva momento-curvatura di una sezione in cemento armato

Lo sforzo normale ha sempre un effetto negativo sulla duttilità, come risulta dalla figura:

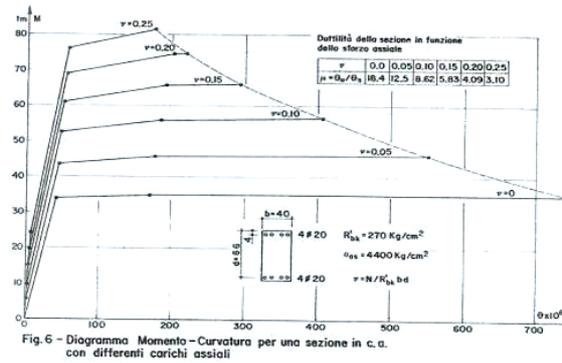


Fig. 6 - Diagramma Momento-Curvatura per una sezione in c.a. con differenti carichi assiali

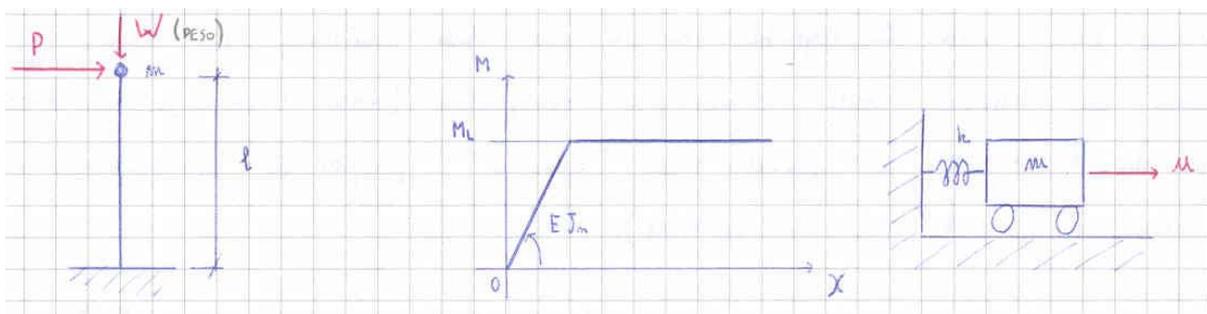
Schematizzando inoltre il legame momento-curvatura con una bilatera, si osserva che quando $M = M_u$ (M_L), la sezione plasticizza. Si parla, in tal caso, di cerniera plastica (a parità di momento $M_u = M_L$, la curvatura χ continua ad aumentare, in quanto la sezione dispone di una capacità di rotazione relativa $d\gamma$ infinita).



4.9.3 Duttilità di elemento

Si consideri un pilastro in c.a., a sezione costante, soggetto all'estremità libera ad una forza orizzontale P e ad un'azione assiale $W = mg = cost$.

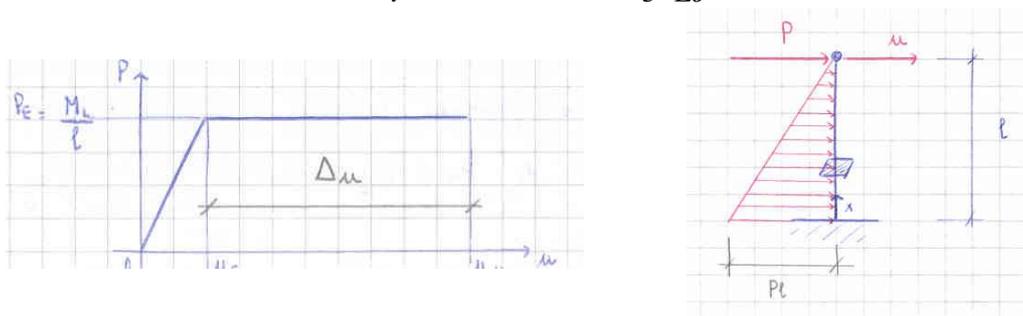
Trascurando il peso proprio dell'elemento distribuito sull'altezza l , il pilastro può essere ricondotto ad un oscillatore semplice di massa $m = W/g$.



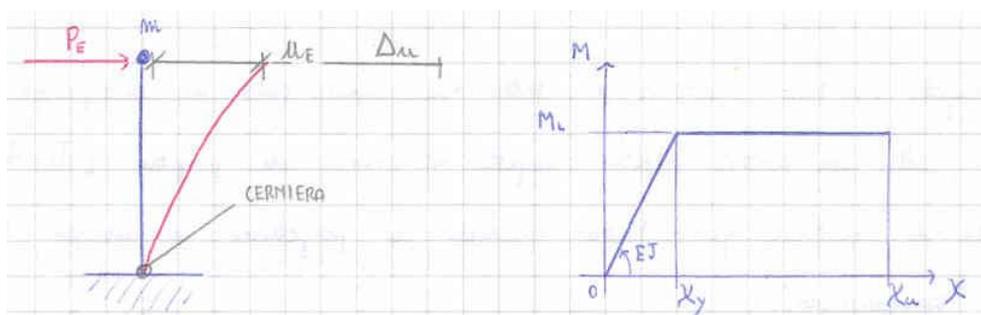
Al variare della forza P , il comportamento del pilastro inflesso può essere definito in termini di relazione momento-curvatura ($M-\chi$). Analogamente, si può pensare di descrivere la risposta del sistema strutturale al crescere di P in termini di spostamento u della sezione di sommità ($P-u$).

Si osserva, in particolare, che al crescere di P si raggiunge dapprima lo snervamento, con spostamento u_E della massa m . Lo snervamento corrisponde al raggiungimento di un momento M_L alla base del pilastro, con conseguente formazione di una cerniera plastica:

$$P_E = \frac{M_L}{l}, \quad u_E = \frac{P_E \cdot l^3}{3 \cdot EJ}$$



Fino alla soglia plastica, la deformazione del pilastro ha inoltre un andamento parabolico, dal momento che sussiste un legame del tipo $\chi = M/EJ$:



Alla formazione della cerniera al piede del pilastro ($u \geq u_E$), la sezione all'incastro entra in fase plastica ($\chi \geq \chi_y$). Si instaura pertanto un meccanismo in un sistema che inizialmente era isostatico.

Lo stato di sollecitazione lungo il pilastro resta praticamente immutato, mentre alla deformazione preesistente u_E si aggiunge una rotazione rigida alla base, compatibile con le capacità duttili della cerniera. Lo spostamento ultimo u_u della sezione di sommità viene infatti raggiunto quando alla base del pilastro la cerniera esaurisce la capacità di rotazione plastica che è in grado di fornire. La duttilità del pilastro (e in generale, la duttilità dell'elemento $\mu_{elemento}$) è quindi definita come:

$$\mu_{pilastro} = \frac{u_u}{u_E}$$

Gli incrementi di spostamento in fase plastica possono inoltre essere valutati come:

$$\Delta u = (\chi_u - \chi_y) \cdot l_p \cdot \left(l - \frac{l_p}{2} \right),$$

dove l_p è detta lunghezza della cerniera plastica.

Lo spostamento u del pilastro (rigido) è dovuta infatti alla sola rotazione della cerniera plastica. La disponibilità di una certa duttilità per l'elemento strutturale richiede una duttilità molto maggiore a livello di sezione. Vale infatti la relazione:

$$\mu_s \cong (2 \div 5) \mu_{pilastro}$$

Osservazione

Dal punto di vista energetico, il raggiungimento della soglia plastica in corrispondenza del carico P_E può essere associato ad un lavoro di deformazione elastica L_d :

$$L_d = \frac{1}{2} \cdot P_E \cdot \left(\frac{P_E \cdot l^3}{3 \cdot EJ} \right).$$

Introducendo il lavoro plastico L_p (oltre la soglia plastica), definito come:

$$L_p = P_E \cdot \Delta_u$$

il lavoro complessivo di deformazione risulta:

$$L_d + L_p = \frac{1}{2} \cdot P_E \cdot \left(\frac{P_E \cdot l^3}{3 \cdot EJ} \right) + P_E \cdot \Delta_u.$$

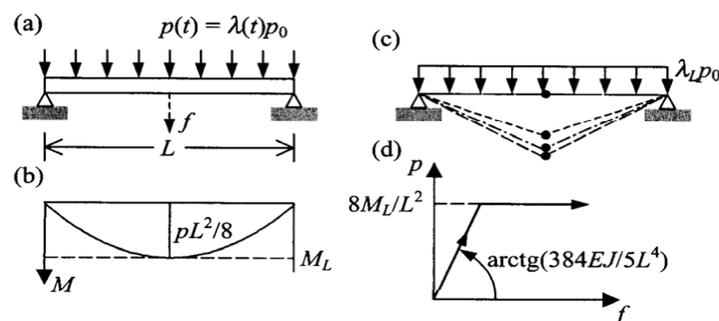
Esempio

Le risorse plastiche di una struttura sono tanto maggiori quanto più la struttura stessa è iperstatica.

1. Trave semplicemente appoggiata con carico distribuito

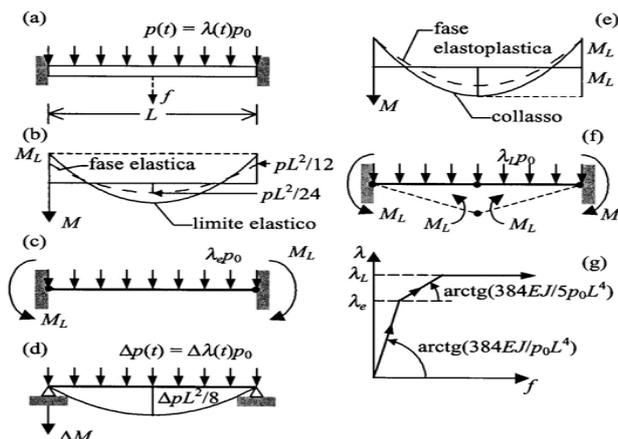
- il moltiplicatore di collasso vale:

$$\lambda_e = \frac{8M_L}{p_0 L^2}$$



- in questo esempio il carico limite ultimo della trave coincide con quello che ne provoca la fuoriuscita dal campo elastico lineare

2. Trave doppiamente incastrata con carico distribuito



- al crescere del carico si raggiunge il momento limite nelle sezioni di incastrato, e il moltiplicatore vale:

$$\lambda_L = \frac{12 M_L}{p_0 L^2}$$

- quando anche nella sezione di mezzeria si raggiunge il momento limite, si forma una terza cerniera plastica e nasce quindi un cinematismo; il moltiplicatore vale:

$$\lambda_L = \frac{16 M_L}{p_0 L^2}$$

- la risorsa plastica della trave è data dal rapporto:

$$\frac{\lambda_L}{\lambda_e} = \frac{16}{12} \equiv 1.33$$

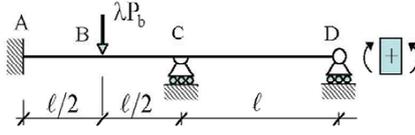
Si può quindi affermare che:

- la prima condizione perché sia possibile la redistribuzione degli sforzi è che la struttura sia iperstatica,
- la redistribuzione può avvenire solo se nelle sezioni critiche in cui si sono formate le cerniere plastiche è presente un' elevata duttilità (elevata capacità di rotazione plastica),
- la duttilità delle sezioni non è sufficiente a garantire la duttilità della struttura, essendo quest'ultima funzione anche della distribuzione delle resistenze (M_L) delle singole sezioni.

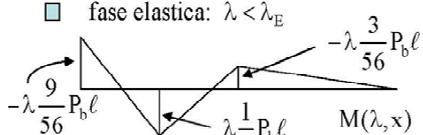
Analisi evolutiva di travature elastoplastiche sotto carichi crescenti proporz. (calcolo passo-passo)

- E' una successione di analisi elastiche ognuna riguardante una nuova struttura meno iperstatica di quella del passo precedente*, fino alla formazione di un meccanismo.
- Se il sistema e' caricato da forze concentrate, il momento flettente ha dei massimi in corrispondenza dei punti di applicazione dei carichi e delle sezioni di estremita' delle travi; sono queste le "sezioni critiche" dove potranno attivarsi le cerniere plastiche.
- Oltre a fornire il carico di collasso, l'analisi passo-passo fornisce informazioni sulle azioni interne e sul regime deformativo (spostamenti e rotaz. plastiche) lungo tutto il processo di carico [azioni interne e deformazioni sono influenzate da eventuali "distorsioni" (cedim. vincolari, difetti di assemblaggio, variazioni di temperatura)]
- Alternativa al calcolo passo-passo: e' possibile determinare il carico di collasso e il meccanismo di collasso con metodi diretti ("analisi limite") che non richiedono alcuna informazione sull'evoluzione della risposta strutturale.

Analisi evolutiva elasto-plastica di trave con incastro e due appoggi, con carico concentrato



□ fase elastica: $\lambda < \lambda_E$

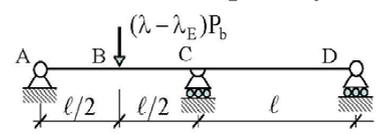


$M(\lambda, x)$

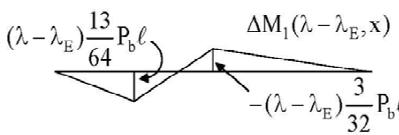
$\lambda_E: M(\lambda_E, A) = -M_0 \quad \bullet$ in A

$\lambda_E = 6.22$

□ 1^a fase el-plast.: $\lambda_E < \lambda < \lambda_1$



$(\lambda - \lambda_E)P_b$



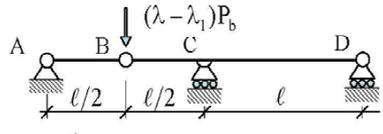
$\Delta M_1(\lambda - \lambda_E, x)$

$\lambda_1: M(\lambda_E, B) + \Delta M_1(\lambda_1 - \lambda_E, B) = M_0 \quad \bullet$ in B

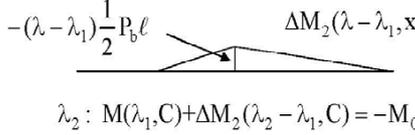
$\lambda_1 = 6.769$

$M_1(\lambda_1, x) = M(\lambda_E, x) + \Delta M_1(\lambda_1 - \lambda_E, x)$

□ 2^a fase el-plast.: $\lambda_1 < \lambda < \lambda_2 = \lambda_L$



$(\lambda - \lambda_1)P_b$



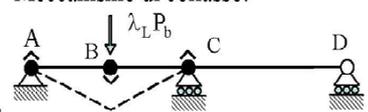
$\Delta M_2(\lambda - \lambda_1, x)$

$\lambda_2: M(\lambda_1, C) + \Delta M_2(\lambda_2 - \lambda_1, C) = -M_0 \quad \bullet$ in C

$\lambda_2 = \lambda_L = 8$

$M_2(\lambda_2, x) = M_1(\lambda_1, x) + \Delta M_2(\lambda_2 - \lambda_1, x)$

Meccanismo di collasso:

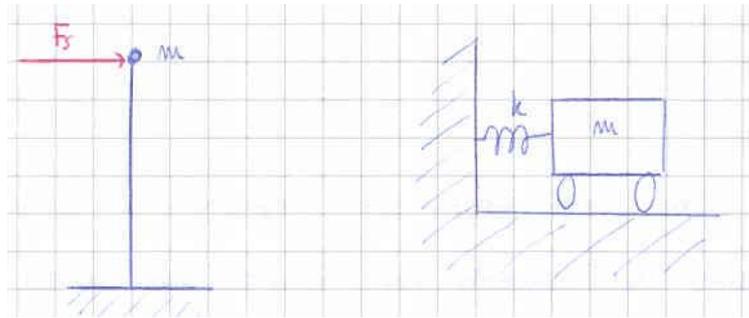


risorsa plast.: $\frac{\lambda_L}{\lambda_E} = \frac{8}{6.22} = 1.286$

Telai elastoplastici 8

4.10 Pilastri in zona sismica

Consideriamo ora il pilastro a sezione costante precedentemente analizzato, soggetto ad un'azione sismica F_s applicata all'estremità libera dello stesso.



In generale, nella progettazione di strutture in zona sismica, è bene favorire la formazione di meccanismi duttili, pertanto è opportuno assegnare alle sezioni degli elementi:

- resistenze a taglio elevate (per evitare rotture fragili premature),
- resistenze flessionali ridotte (per favorire rotture di tipo duttile).

Il progetto di un pilastro in zona sismica è effettuato in riferimento al comportamento elastico del sistema strutturale, sottoposto ad un sisma ridotto (“convenzionale”) rispetto al sisma di progetto tramite un fattore di struttura q .

Detto T il periodo proprio di vibrazione del pilastro, si farà quindi riferimento alla pseudo - accelerazione $S_v(T)$ ad esso corrispondente.

A tal proposito, Como e Lanni hanno proposto un metodo energetico per la valutazione del fattore di struttura, ovvero per misurare le riserve di resistenza in campo plastico.

Il metodo si basa su una schematizzazione semplificata degli scambi energetici che avvengono durante l'evento sismico. Si individuano pertanto una prima fase di immagazzinamento di energia cinetica ed una seconda fase di frenatura sismica, in cui tutta l'energia cinetica si trasforma in lavoro di deformazione elasto-plastica.

Sotto il sisma “ridotto” usato in fase di progetto, l'energia d'ingresso del sisma può essere valutata come:

$$E_I = \frac{1}{2} \cdot m \cdot S_v^2, \quad \text{con } S_v = S(T).$$

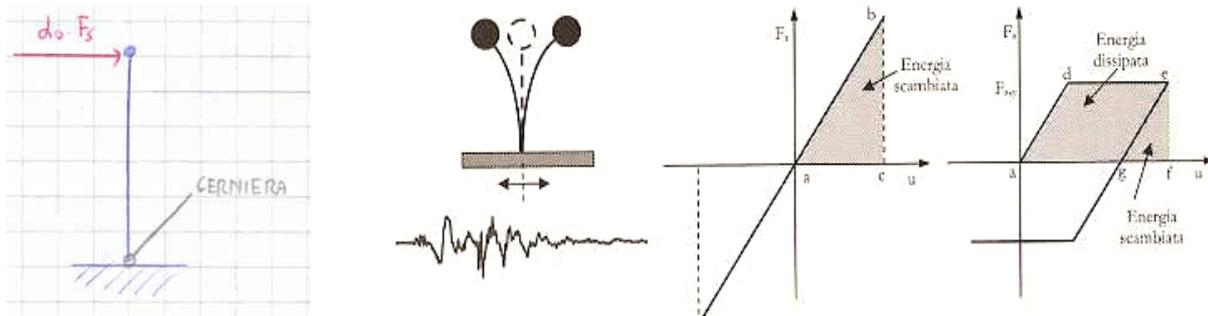
Si osserva che l'energia di ingresso E_I viene ripresa dall'oscillatore in campo elastico, a prezzo di un lavoro di deformazione elastica W . Per il bilancio di energia deve quindi essere:

$$E_I = W, \quad \text{con } W = \frac{1}{2} \cdot F_s \cdot u_s.$$

Sotto il sisma di progetto, l'energia di ingresso si trasforma in energia di deformazione elastica ($W_0 > W$) e dissipazione plastica L_p :

$$E_I = \frac{1}{2} \cdot m \cdot q \cdot S_v^2 = W_0 + L_p.$$

Ipotizziamo che la forza sismica che porta la struttura alla soglia plastica sia $\alpha_0 \cdot F_s$ ($\alpha_0 > 1$). Raggiunto il momento plastico all'incastro (meccanismo), l'assorbimento di energia viene effettuato attraverso un ulteriore lavoro plastico L_p , che si dissipa nella cerniera al piede. Se la duttilità all'incastro è sufficiente, l'oscillatore dissiperà tutta l'energia cinetica accumulata.



Per un sistema strutturale più complesso, ad esempio un telaio, la fase di dissipazione plastica si realizza attraverso un cinematismo, caratterizzato da un numero di cerniere plastiche tale da consentire spostamenti rigidi fra le sue parti.

Naturalmente, le caratteristiche di duttilità locali devono essere tali da consentire la formazione di questi meccanismi.

Attraverso un bilancio energetico per il sisma ridotto, convenzionale, e quello di progetto, si arriva all'espressione del fattore di struttura q , espresso in termini di α_0 (moltiplicatore al limite di snervamento) e Δs (duttilità sismica):

Si osserva infatti che:

$$E_I = W_0 + L_p,$$

con:

$$W_0 = \frac{1}{2} \cdot \alpha_0 \cdot F_s \cdot \alpha_0 \cdot u_s,$$

$$L_p = (\alpha_0 \cdot F_s) \cdot u_p,$$

$$\rightarrow E_I = \alpha_0^2 \cdot W + L_p \quad \rightarrow E_I = q^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot m \cdot S_v^2 = q^2 \cdot W.$$

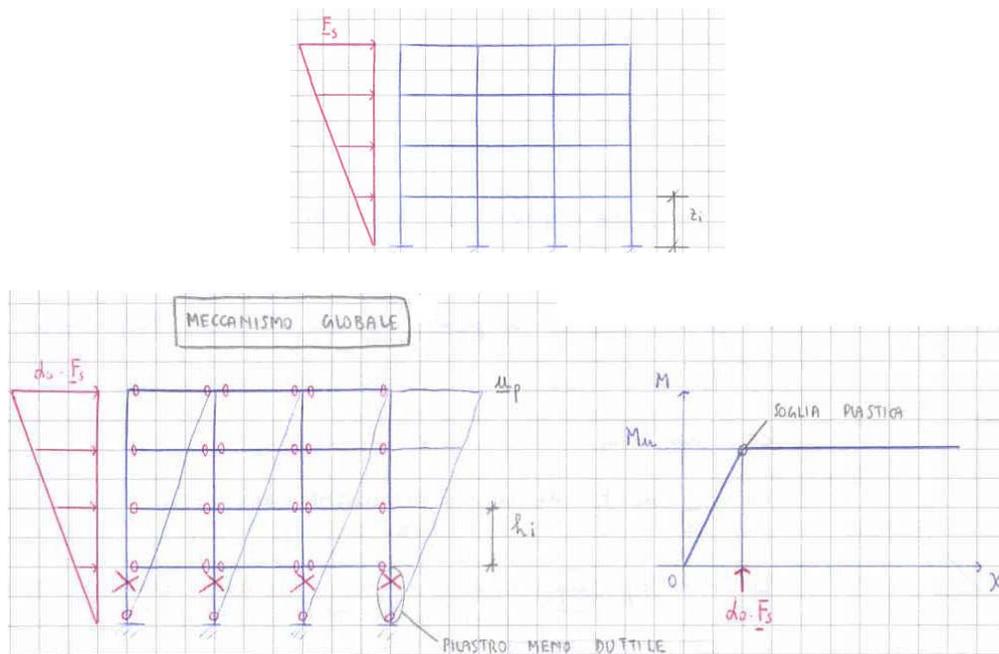
Allora:

$$q^2 \cdot W = \alpha_0^2 \cdot W + L_p \quad \rightarrow q^2 = \alpha_0^2 + \frac{L_p}{W_0} \cdot \alpha_0^2$$

$$\rightarrow q = \alpha_0 \cdot \sqrt{1 + \frac{L_p}{W_0}} = \alpha_0 \cdot \sqrt{1 + \Delta s}$$

4.11 Telaio in c.a. ad n piani

Con riferimento alla struttura a telaio riportata in figura, immaginiamo che α_0 sia tale da portare la struttura alla soglia plastica. Supponiamo inoltre che il telaio sia progettato in modo che l'apertura delle cerniere plastiche avvenga in corrispondenza di $\alpha_0 \cdot F_s$.



Quando la condizione di meccanismo è raggiunta con tutte le cerniere plastiche che si formano contemporaneamente, W_0 ed L_p acquistano un'espressione semplice e particolarmente significativa. Si parla infatti di condizione di plasticizzazione simultanea, che rappresenta l'*optimum* da un punto di vista dissipativo.

Dopo la prima fase elastica, in corrispondenza della soglia plastica, si formano contemporaneamente tante cerniere plastiche da determinare uno stato di meccanismo. Segue una fase plastica in cui la deformazione è dovuta allo svilupparsi di un cinematismo fino al raggiungimento della curvatura ultima in una cerniera plastica.

In tale circostanza, gli spostamenti u_p del telaio sono definiti in funzione delle capacità rotazionali delle cerniere che si formano alla base dei pilastri, ovvero della massima rotazione θ_{max} che può compiere il pilastro meno duttile del telaio:

$$\theta_{max} = (\chi_u - \chi_y) \cdot l_p, \quad \underline{u}_p = \theta_{max} \cdot h \cdot \begin{Bmatrix} 1 \\ 2 \\ \dots \\ n \end{Bmatrix}.$$

Nel bilancio energetico:

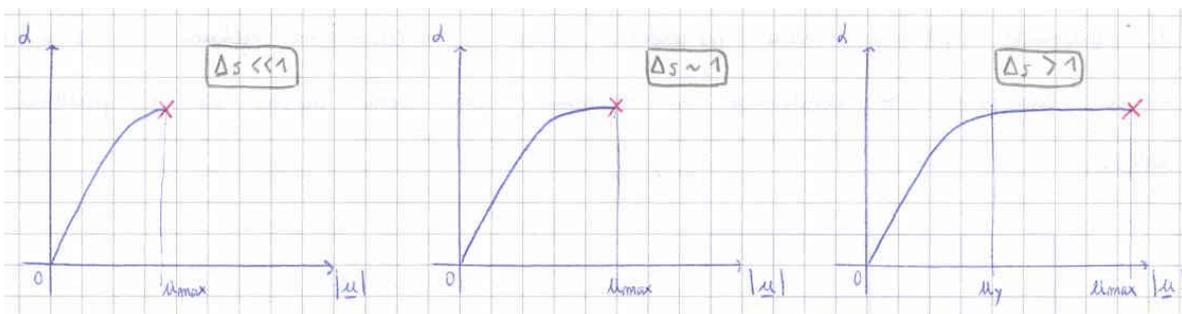
$$L_p = (\alpha_0 \cdot \underline{F}_s^T) \cdot \underline{u}_p, \\ W_0 = \frac{1}{2} \cdot \alpha_0 \cdot \underline{F}_s^T \cdot \alpha_0 \cdot \underline{u}_s = \alpha_0^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \underline{F}_s^T \cdot \underline{u}_s = \alpha_0^2 \cdot W,$$

$$\rightarrow E_I = W_0 + L_p, \quad \Delta s = \frac{L_p}{W_0} = \frac{\alpha_0 \cdot \underline{F}_s^T \cdot \underline{u}_p}{\alpha_0^2 \cdot \frac{1}{2} \underline{F}_s^T \cdot \underline{u}_s},$$

$$\rightarrow q = \alpha_0 \cdot \sqrt{1 + \Delta s}$$

▪ Comportamenti strutturali

Sulla base del livello di duttilità sismica Δs si possono individuare alcuni comportamenti strutturali fondamentali. Considerando un telaio soggetto a forze sismiche definite con una legge $\alpha \cdot \underline{F}_s$, al crescere di α la sua risposta può essere rappresentata in termini α ed \underline{u} .



Si definiscono:

- **Strutture fragili** ($\Delta s \ll 1$): sono strutture che, per l'insufficiente duttilità locale di alcune membrature, non consentono neppure il formarsi del meccanismo cinematico di dissipazione plastica per l'insorgere di rotture localizzate. Queste strutture, sotto l'azione di un sisma forte, subiscono un collasso improvviso di tipo esplosivo, per la mancanza di adattabilità plastica e per il repentino passaggio dalla fase elastica a quella di rottura per sgretolamento del materiale.

Rientrano in questa categoria:

- le costruzioni in muratura, che generalmente sono in grado di assorbire solo piccolissime quantità di energia,
 - molte strutture in c.a., specie nell'ambito delle costruzioni prefabbricate, se non dotate di necessari collegamenti, o strutture in c.a. caratterizzate da ridotta duttilità locale (calcestruzzo scadente o sezioni fortemente armate con acciaio ad elevato limite elastico),
 - strutture in acciaio con elementi poco irrigiditi, cioè molto sensibili a fenomeni di imbozzamento locale.
- **Strutture poco duttili** ($\Delta s \approx 1$): si tratta di strutture in cui si innesca un meccanismo cinematico ma che, o per la scarsa duttilità locale delle membrature o per il tipo di meccanismo di collasso sviluppatosi (meccanismo parziale e non globale, caratterizzato

dalla formazione di poche cerniere plastiche), compiono un lavoro plastico insufficiente a smaltire l'energia cinetica accumulata.

- **Strutture molto duttili** ($\Delta s \gg 1$): sono strutture che presentano un meccanismo di collasso di tipo globale, caratterizzato dalla formazione di numerose cerniere plastiche dotate di sufficiente duttilità ($u_{max}/u_y \approx 5 \div 6$).

▪ Gerarchia delle resistenze e regole di duttilità

Per realizzare il massimo controllo sul comportamento strutturale si possono definire strategie atte ad indirizzare il comportamento strutturale, privilegiando modalità di crisi più favorevoli al soddisfacimento delle prestazioni di salvaguardia della vita umana.

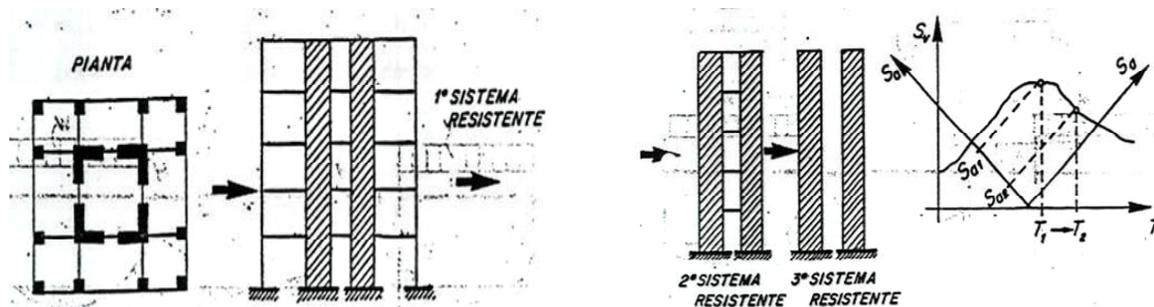
Si è già osservato che è bene evitare, per quanto possibile, meccanismi di collasso fragile o altri meccanismi indesiderati (rottura a taglio, collasso di collegamenti trave-colonna, plasticizzazione delle fondazioni,...)

Nella comune progettazione sismica, si dispongono le zone dissipative della struttura in modo tale che si attivi il modo di rottura scelto in fase di progetto per evitare il collasso di tipo fragile.

È bene che le zone in cui si verificano cedimenti (cerniere plastiche) siano distribuite lungo tutta la struttura senza concentrazioni in corrispondenza di un unico piano (il cosiddetto *piano soffice*) e si sviluppino solo sulle travi e non lungo le colonne, eccetto che alla base dell'edificio.

Nelle zone non dissipative la capacità è superiore alla domanda.

Con riferimento alla figura, si consideri il generico controvento, costituito da un telaio irrigidito da pareti di taglio accoppiate. Un opportuno dimensionamento può portare alla gerarchia degli schemi resistenti indicati in figura, passando alle sole pareti accoppiate e infine alle pareti di taglio indipendenti.



Per arrivare ad un tale comportamento è necessario che in sede di progetto venga prevista un'adeguata sequenza di formazione delle cerniere plastiche e dei valori delle resistenze, ed inoltre che il passaggio da uno schema resistente all'altro si attui per eliminazione di elementi facilmente riparabili.

Esiste ampia evidenza che le strutture progettate secondo le Normative di nuova generazione posseggano ampi margini di resistenza che consentono loro di sopportare senza giungere a collasso azioni sismiche di livello ben superiore a quello di progetto. Questi margini derivano da regole supplementari di buona progettazione.

Il primo e fondamentale criterio (gerarchia delle resistenze) è quello di assegnare, in fase di progetto, una resistenza differenziata ai vari elementi strutturali, in modo che il cedimento di alcuni preceda e quindi prevenga quello di altri. Questi ultimi, ossia quelli da proteggere, sono gli elementi il cui cedimento è critico nei confronti del collasso globale della struttura. Esempio tipico sono i pilastri di un edificio, il cui cedimento viene impedito fornendo ad essi una resistenza (di poco) superiore a quella delle travi che su di essi si innestano. Il criterio si estende a tutti gli elementi e meccanismi di cui è necessario evitare il cedimento.

Il secondo criterio è quello di incrementare la duttilità degli elementi strutturali il cui cedimento è accettato, anzi voluto. Per cedimento si intende il raggiungimento ed il superamento, da parte di un elemento elastico, della fase elastica (e quindi reversibile), per entrare in quella delle deformazioni cicliche ripetute e di grande ampiezza in campo anelastico. L'obiettivo delle regole di dimensionamento è quello di consentire che tali deformazioni siano sopportate dagli elementi strutturali senza che essi perdano la loro integrità e la loro funzione statica. La capacità di deformazione anelastica si indica col termine "duttilità".

Le regole di duttilità contenute nella Norma consentono di graduare con continuità questa caratteristica da conferire agli elementi strutturali, nella misura richiesta a ciascuno di essi dal ruolo che gli stessi hanno nel meccanismo di deformazione globale della struttura.

I procedimenti di gerarchia delle resistenze e le regole di duttilità sono i cardini principali che consentono, a parità di azione sismica di progetto, di raggiungere livelli di protezione molto elevati, attraverso una visione globale ed una possibilità di controllo della risposta delle strutture.

▪ Fattori che influenzano il fattore di struttura q

I fattori che influenzano maggiormente il fattore di struttura q sono:

1. Soglia plastica α_0
2. Tipo di meccanismo
3. Condizione di plasticizzazione simultanea
4. Duttilità locale

1. Soglia plastica

Un elemento fondamentale è il moltiplicatore α_0 dei carichi sismici convenzionali relativo al limite della fase elastica, o soglia plastica, coincidente con il formarsi di un meccanismo, nell'ipotesi che valga la condizione di plasticizzazione simultanea. Il valore della soglia plastica individua la minore o maggiore resistenza della struttura alle azioni sismiche orizzontali.

Più elevata è la soglia plastica, maggiori sono le forze sismiche, quindi le sollecitazioni, di conseguenza più costosa è la struttura. La scelta fra diverse soluzioni progettuali che assicurino una sufficiente capacità dissipativa può essere effettuata adottando quella che presenta la soglia plastica α_0 più bassa.

2. Tipo di meccanismo

Nel comportamento sismico di un telaio ad n piani, si possono distinguere fondamentalmente due tipi di meccanismo, detti rispettivamente meccanismo di piano e meccanismo globale.

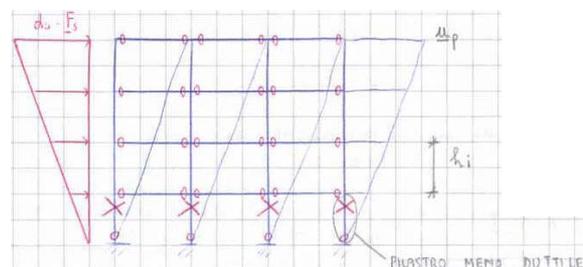
▪ Meccanismo di piano



Questo tipo di meccanismo, caratterizzato da cerniere localizzate all'estremità dei pilastri di un solo interpiano (che possiamo quindi definire meccanismo di piano), comporta una ridotta capacità dissipativa, sia per lo scarso numero di cerniere plastiche che si formano, sia per il fatto che tutte le sezioni che si plasticizzano sono pressoinflesse, e quindi dotate di scarsa duttilità per la presenza dello sforzo normale.

▪ Meccanismo globale

Un comportamento più duttile si può ottenere con un meccanismo di collasso di tipo globale, con cerniere disposte al piede delle pilastrate e all'estremità delle travi, fino ai piani superiori. In tal caso partecipa alla dissipazione plastica un numero di cerniere decisamente superiore rispetto al precedente e inoltre le sezioni plasticizzate delle travi esibiscono una elevata duttilità locale che assicura la possibilità di forti escursioni in campo plastico.



Si può dimostrare che anche dal punto di vista energetico un meccanismo globale è più conveniente rispetto ad un meccanismo di piano.

Consideriamo un telaio ad n piani soggetto ad un sistema di forze statiche \underline{F}_s , equivalenti al sisma, aventi distribuzione lineare lungo l'altezza del telaio.

Nell'ipotesi che le sezioni del telaio siano egualmente duttili, che l'altezza d'interpiano h_i sia costante (h) e che le masse si mantengano anch'esse costanti sull'altezza dell'edificio, il lavoro plastico $L_p^{(1)}$ relativo ad un meccanismo di piano soffice può essere espresso come:

$$L_p^{(1)} = \alpha_0 \cdot \underline{F}_s^T \cdot \underline{u}_p = \alpha_0 \cdot \hat{F} \cdot \begin{Bmatrix} 1 \\ 2 \\ \dots \\ n \end{Bmatrix}^T \cdot \underline{u}_p = \alpha_0 \cdot \hat{F} \cdot \theta_{\max} \cdot h \cdot \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ \dots \\ 1 \end{Bmatrix},$$

$$\rightarrow L_p^{(1)} = \alpha_0 \cdot \hat{F} \cdot \theta_{\max} \cdot h \cdot \sum_{i=1}^n i.$$

A parità di forze sismiche \underline{F}_s applicate al telaio, si osserva che il lavoro plastico $L_p^{(2)}$ relativo ad un meccanismo globale è:

$$L_p^{(2)} = \alpha_0 \cdot \hat{F} \cdot \theta_{\max} \cdot h \cdot \begin{Bmatrix} 1 \\ 2 \\ \dots \\ n \end{Bmatrix}^T \cdot \begin{Bmatrix} 1 \\ 2 \\ \dots \\ n \end{Bmatrix} = \alpha_0 \cdot \hat{F} \cdot \theta_{\max} \cdot h \cdot \sum_{i=1}^n i^2.$$

Allora:

$$\frac{L_p^{(2)}}{L_p^{(1)}} = \frac{\Delta s^{(2)}}{\Delta s^{(1)}} = \frac{\sum_{i=1}^n i^2}{\sum_{i=1}^n i} = \frac{2n+1}{3},$$

quindi all'aumentare degli n piani del telaio aumenta la convenienza di un meccanismo globale (2) rispetto ad un meccanismo di piano (1).

3. Condizione di plasticizzazione simultanea

Il presentarsi di un comportamento fragile o duttile, a parità di meccanismo di collasso, dipende, per una struttura a telaio, non soltanto dalla maggiore o minore duttilità delle membrature, ma in modo determinante, dalla sequenza di formazione delle cerniere plastiche.

- Supponiamo che tutte le cerniere relative a un meccanismo prefissato presentino una buona duttilità, ma che si formino gradualmente, consumando nel corso del processo deformativo parte o tutta la curvatura plastica disponibile. Si verifica quindi un basso sfruttamento della duttilità del sistema.

- Se le cerniere si formano invece tutte al raggiungimento della soglia plastica, ognuna di esse dispone della propria risorsa di curvatura plastica, e quindi il meccanismo di collasso si manifesta in tutta la sua efficienza dissipativa. Si parla in tal caso di condizione di plasticizzazione simultanea, ed è obiettivo fondamentale di una corretta progettazione delle strutture a telaio duttili cercare di avvicinarsi il più possibile alla sua piena realizzazione.

4. Duttilità locale

La duttilità locale delle sezioni che si prevede debbano plasticizzare condiziona l'ampiezza della fase di assorbimento di energia come dissipazione plastica, ovvero la duttilità sismica globale della struttura.

Per quanto riguarda le travi in c.a., la duttilità locale può essere assicurata realizzando:

- sezioni alte (in modo da ridurre l'armatura tesa),
- fitte staffature di cerchiatura (limitate alle sole zone critiche),
- migliorando le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo,
- ...

Conclusioni

I criteri fondamentali che devono reggere la progettazione di strutture a telaio antisismiche fornite di adeguata capacità dissipativa sono:

- esibire un meccanismo di collasso di tipo globale al crescere delle forze sismiche orizzontali,
- verificare la condizione di plasticizzazione simultanea, con la maggiore approssimazione possibile,
- presentare una soglia plastica non molto elevata,
- possedere, nelle sezioni dove si prevede la formazione di cerniere plastiche, un'adeguata duttilità locale.

▪ Filosofia del “capacity design”

Accorgimenti progettuali necessari per garantire la duttilità della struttura

Nel Capacity Design gli elementi vengono progettati affinché abbiano una certa resistenza, indipendentemente dalle azioni esterne

- Zone dissipative – con resistenza inferiore alla domanda
- Zone non dissipative – con resistenza superiore alla domanda

Effetto di questa filosofia è il metodo di progettazione denominato:

Gerarchia delle Resistenze

Si dispongono le zone dissipative in modo tale che si attivi il modo di rottura scelto in fase di progetto per massimizzare le capacità dissipative ed evitare il collasso

Criteri di Progettazione: EDIFICI

Gerarchia delle Resistenze

- ✓ Pilastri più resistenti delle travi
- ✓ Nodi trave-pilastro più resistenti di travi e pilastri
- ✓ Pareti in c.a.: elevazione più resistente della sezione di base
- ✓ Resistenza a taglio maggiore della resistenza flessionale
- ✓ Resistenza dei diaframmi di piano (solai) maggiore di quella offerta dagli elementi (travi, pilastri) collegati
- ✓ Resistenza delle fondazioni maggiore di quella della sovrastruttura

Accorgimenti progettuali necessari per garantire la duttilità della struttura

Importanza di una progettazione finalizzata ad un preciso meccanismo di plasticizzazione (capacity design) per la duttilità della struttura

Finalità del Capacity Design

Meccanismi di collasso fragile o altri meccanismi indesiderati devono essere evitati (rottura a taglio, collasso di collegamenti trave-colonna, plasticizzazione delle fondazioni o di un qualsiasi elemento che avrebbe dovuto restare elastico)

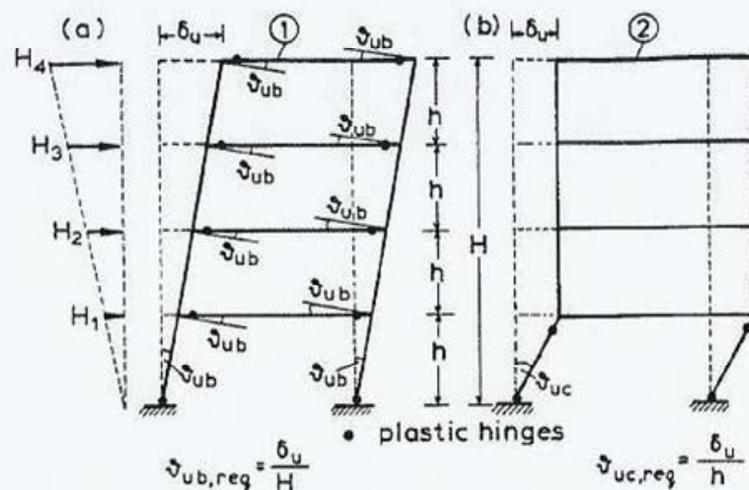
Le cerniere plastiche devono essere distribuite lungo tutta la struttura senza che si concentrino su un unico impalcato ("piano soffice") e devono svilupparsi solo sulle travi e non lungo le colonne - eccetto che alla base dell'edificio.

Modalità del Capacity Design

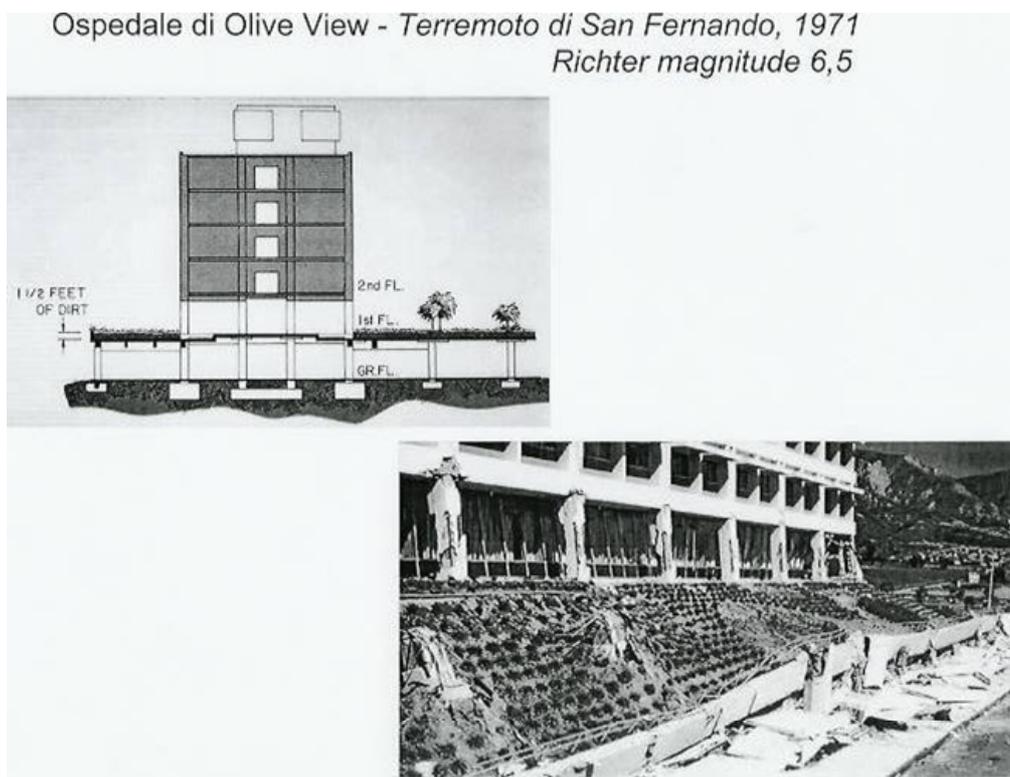
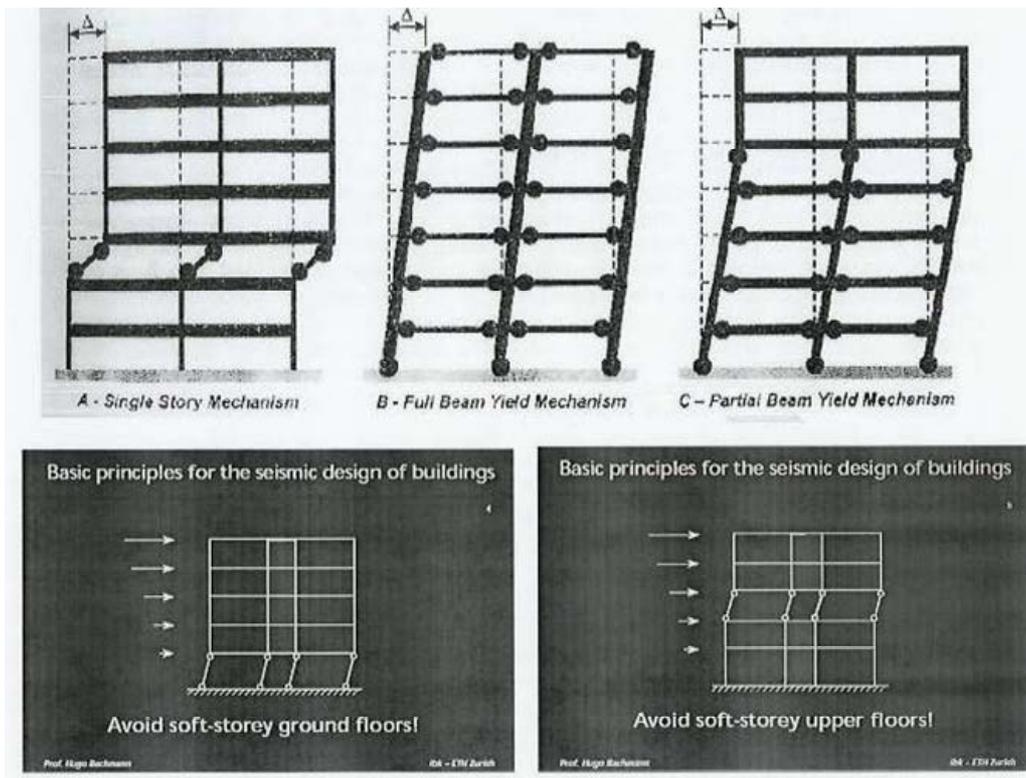
definendo le sollecitazioni di progetto in particolari zone mediante condizioni di equilibrio che tengano conto della formazione delle cerniere plastiche e del relativo aumento di resistenza nelle zone adiacenti.

Progettazione secondo la filosofia del Capacity Design

Strutture Regolari



allo scopo di sfruttare la capacità di deformazione globale della struttura evitando che la deformazione si concentri in pochi elementi





PIANO SOFFICE E DETTAGLI COSTRUTTIVI



Il calcestruzzo non confinato dei pilastri d'angolo si è frantumato in blocchi parzialmente trattenuti dalla gabbia di armatura

Edificio commerciale, Managua Nicaragua - *Terremoto di Managua 1972*
Richter magnitude 6,2



PIANO SOFFICE

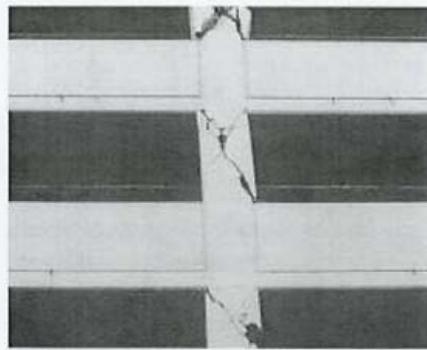
si sono formate cerniere alla base ed alla testa delle colonne del primo piano



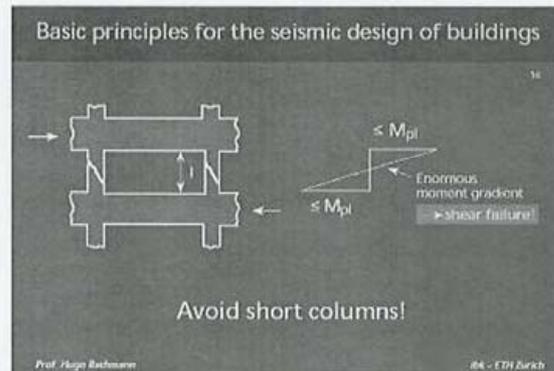
IL PIANO TERRA È UN PIANO SOFFICE

è completamente aperto a parte i vetri, mentre al secondo piano vi sono muri e tamponamenti che aumentano significativamente la rigidità laterale

Progettazione secondo la filosofia del *Capacity Design*



16/1 The diagonal cracks and shear failures in the short columns of a multi-storey car park almost caused collapse (Northridge, California 1994).



*Evitare pilastri tozzi o dimensionarli
affinché non si rompano a taglio
(elevato gradiente di momento)*

Progettazione secondo la filosofia del *Capacity Design*

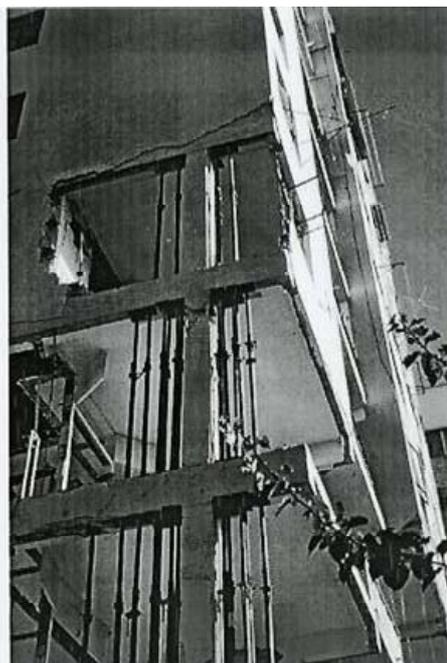
*Capacità di tutti gli elementi di sopportare le
deformazioni indotte dall'azione sismica*

anche gli elementi non strutturali devono essere verificati
per un'adeguata sicurezza e funzionalità mentre si deformano con la
struttura alla quale sono collegati

Criteri Generali di Progettazione: EDIFICI

Elementi Strutturali Secondari

- ✓ Alcuni elementi degli edifici possono essere definiti **secondari**
- ✓ Gli elementi secondari **non** vengono introdotti nell'analisi
- ✓ Occorre verificare che essi possano assorbire le deformazioni della struttura sotto l'azione sismica di progetto (sufficiente duttilità)
- ✓ La scelta degli elementi secondari non può determinare il passaggio da struttura "irregolare" a struttura "regolare"



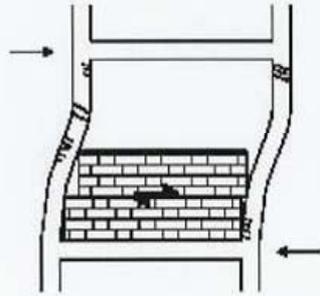
Terremoto di Caracas 1967. (RM 6.5)
Pannelli di tamponatura sono "esplosi" danneggiando anche le travi di piano

Elementi secondari



Terremoto di Coalinga 1983. (RM 6.7)
Edificio industriale a Coalinga (California)
con pannelli in fibrocemento

Evitare parapetti rigidi in strutture intelaiate



Terremoto di Managua (Nicaragua) 1972. (RM 6.2)

Edificio in c.a. a due piani a Managua.

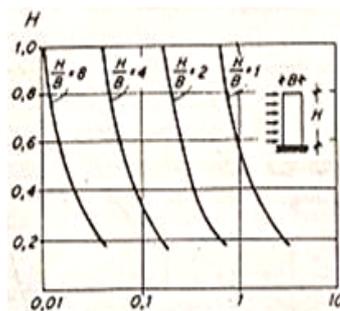
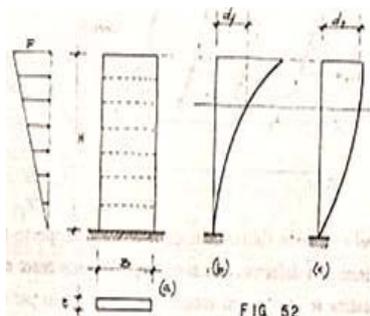
Rottura di una colonna in c.a. dovuta all'effetto "colonna corta", determinato dalla presenza di pareti in muratura.

- Comportamento dei sistemi di controvento a parete nelle strutture in c.a.

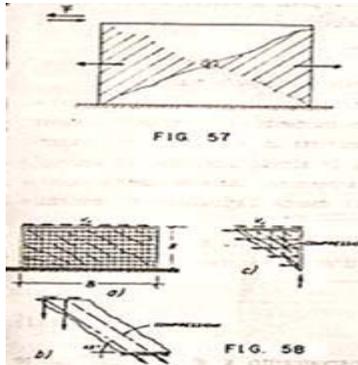
Sistemi a parete singola

Il comportamento di una parete isolata è fortemente influenzato dal rapporto di snellezza H/B . Parleremo quindi di pareti snelle per $H/B > 1.5 - 2$, tozze in caso contrario.

Le pareti snelle hanno un comportamento prevalentemente flessionale. Quindi lo spostamento della struttura (duttilità globale) è completamente controllato dalla rotazione alla base (duttilità locale). Essendo sistemi molto rigidi, sono generalmente in grado di sopportare notevoli azioni sismiche, ma a fronte di elevatissimi momenti alla base. Questo comporta che la richiesta di duttilità locale alla base sia elevata e la crisi avvenga per danno concentrato.



Il comportamento delle pareti tozze è invece fortemente influenzato dallo sforzo di taglio, essendo trascurabili gli effetti flessionali. La rottura avviene tipicamente per fessurazione diagonale, con limitate escursioni in campo plastico e quindi modeste duttilità. La fessurazione diagonale è seguita da espulsione delle zone di parete triangolari tratteggiate in figura e quindi corrisponde all'effettivo collasso strutturale.

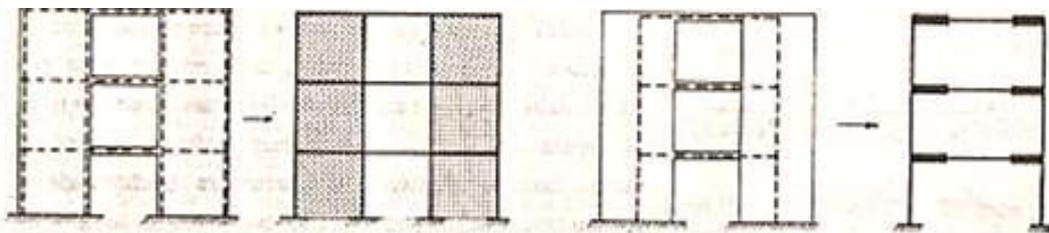


L'armatura metallica deve essere distribuita su tutta l'altezza della parete, sia in direzione verticale che orizzontale.

Un altro accorgimento teso ad incrementare la duttilità può essere quello di realizzare un telaio di irrigidimento, con il quale contrastare il meccanismo di collasso di cui sopra.

Sistemi a pareti accoppiate

Le pareti accoppiate possono essere schematizzate o riducendo la struttura ad un telaio con pannelli di tamponatura o ad un telaio con travi provviste di segmenti infinitamente rigidi. In questo tipo di struttura giocano un ruolo fondamentale le travi di collegamento fra le pareti.

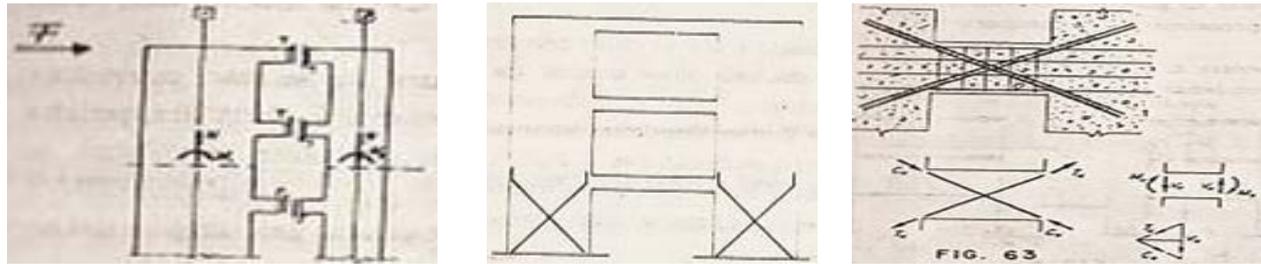


E' immediato rilevare, con semplici considerazioni di equilibrio, che lo sforzo normale nelle pareti indotto dalle forze orizzontali esterne è pari alla somma dei tagli alle estremità dei traversi di accoppiamento.

Più rigidi sono questi elementi, maggiore sarà la percentuale di momento esterno ripresa dalle pareti e migliore risulterà il comportamento globale.

Di conseguenza, proprio in vista di un buon comportamento strutturale, i traversi devono essere soggetti a rilevanti azioni taglianti. Al fine di incrementarne la duttilità è bene che si formino cerniere plastiche alle estremità degli elementi di collegamento prima che la struttura arrivi al

collasso definitivo con la plasticizzazione delle pareti alla base. Quindi la resistenza a taglio di progetto deve essere maggiore della sollecitazione tagliante di progetto.



Si dovrà inoltre evitare un eventuale collasso a taglio alla base delle pareti.

L'aumento della resistenza a taglio della base delle pareti può essere ottenuto realizzando schemi reticolari (come in figura) oppure aumentando i quantitativi dell'armatura tradizionale.

Sistemi accoppiati telaio-parete

A causa dei diversi comportamenti dei due elementi parete (mensola, trave inflessa) e telaio (trave a taglio), la risposta del sistema accoppiato altera i diagrammi del momento flettente M e del taglio V di entrambi.

In particolare, si può osservare che nei piani bassi la parete vincola il telaio, limitandone la deformazione, mentre nella parte superiore è il telaio a limitare gli spostamenti della parete.

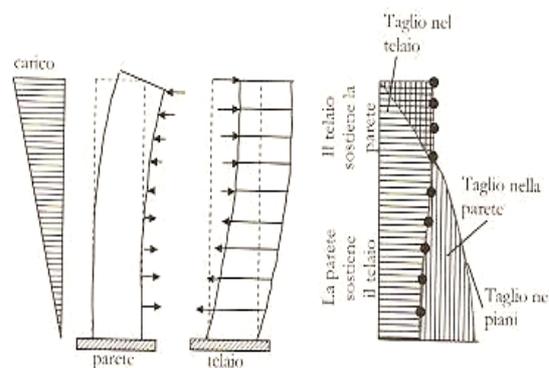


Fig. 4.7 Sistemi accoppiati sotto carichi laterali: interazione fra parete e telaio con corrispondenti distribuzioni di momenti e tagli

A prescindere da ciò, l'effetto dell'accoppiamento è quello di unire i benefici dei due sistemi:

- la duttilità del telaio
- la rigidità della parete.

Ne risulta una risposta duttile, con un'uniforme e significativa capacità di dissipazione.

4.12 Progetto di telai *shear-type* elasto-plastici a duttilità controllata

Sotto l'ipotesi di travi molto più rigide dei pilastri (telaio *shear-type*), il comportamento dei telai soggetti ad azione sismica è caratterizzato da una distribuzione nei pilastri di momenti "a farfalla", con valore nullo in prossimità della mezzeria, e di taglio proporzionale ai momenti d'inerzia delle sezioni. Gli spostamenti relativi di piano risultano inoltre proporzionali ai tagli.

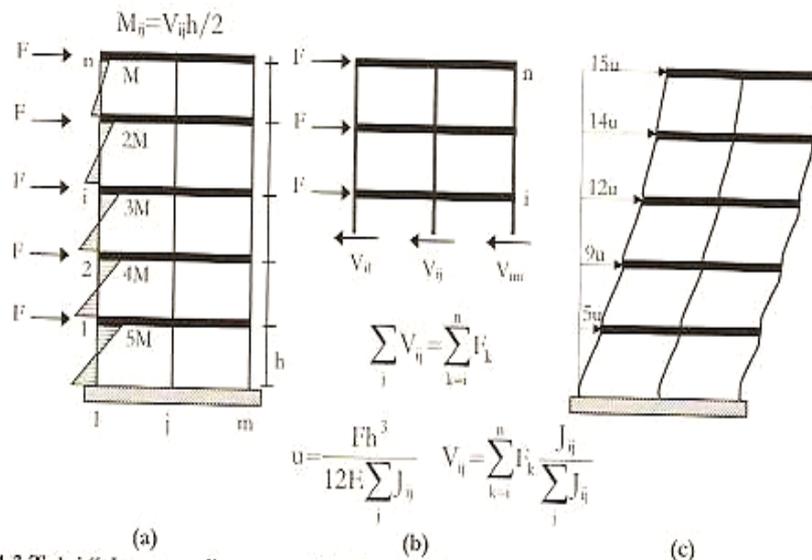


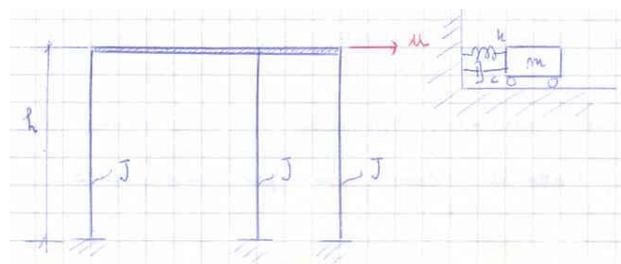
Fig. 4.3 Telai "shear type" sotto carichi laterali: (a) diagramma dei momenti; (b) equilibrio fra azione tagliante e carichi orizzontali; (c) spostamenti dei piani

Sebbene la progettazione di telai *shear-type* sia estremamente diffusa, grazie soprattutto alla facilità di calcolo che questa presuppone, è importante sottolineare come, in un'ottica di progettazione secondo la gerarchia delle resistenze, questo tipo di struttura non presenta un buon comportamento in fase plastica. I criteri di corretta progettazione antisismica suggeriscono infatti lo slogan **travi deboli- pilastri forti**.

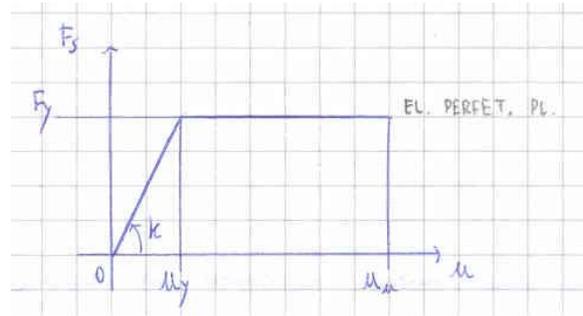
Nel caso in cui vi siano irregolarità nella distribuzione delle rigidezze di un telaio *shear-type*, con piani deboli in cui i pilastri siano caratterizzati da rigidezze inferiori a quelle delle travi, è infatti possibile che nei piani si verifichino concentrazioni di deformazioni (richieste di duttilità) tali da superare la capacità locale (meccanismo di piano).

▪ Telaio shear-type monopiano (SDOF)

Consideriamo un telaio *shear-type* monopiano, assimilabile ad un oscillatore semplice caratterizzato da m, k, F_y, μ_d .



Il comportamento dei pilastri può essere rappresentato mediante una legge del tipo:



Supponendo che i pilastri abbiano una resistenza limite F_y , per spostamenti del traverso $u > u_y = F_y/k$ il sistema entra in campo plastico. Al raggiungimento dello spostamento ultimo u_u si potrà quindi definire la duttilità disponibile $\mu_d = u_u/u_y$ del telaio.

Progettiamo ora i ritzi del telaio in termini di resistenza F_y , essendo nota la massa $m = W/g$ del sistema (traverso più pesi accidentali). Lo spettro di risposta anelastico fornisce la base per la determinazione della resistenza di progetto. Per quanto riguarda invece la rigidezza elastica k del sistema fissiamo un periodo T (generalmente si considera $T = 0.8$ s):

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{k}{m}}} = 0.8 \text{ s}, \quad \rightarrow \quad \boxed{\text{ricavo } k}$$

Una volta fissato anche il rapporto di smorzamento $\bar{\xi}$, si ricava $S_a(T)$ dallo spettro anelastico relativo ad una duttilità assegnata (ad esempio $\mu = 4$):

$$\boxed{F_y = m \cdot S_a(T) = m \cdot S_a(0.8 \text{ s})}$$

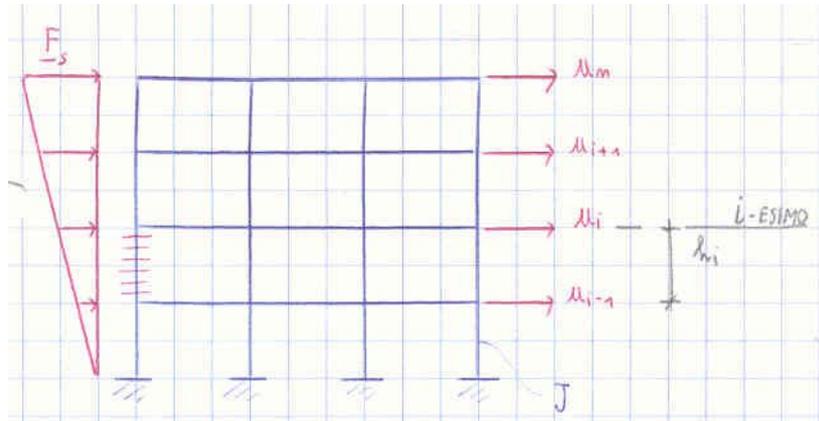
La rigidezza k e la resistenza F_y dei pilastri del telaio sono quindi stati progettati in funzione di una certa duttilità ($\mu = 4$).

Sottoponendo il telaio ad una data *time history* (per esempio El Centro) e studiandone la risposta in termini di spostamento $u(t)$, si può infatti verificare che la domanda di duttilità da parte del sisma è esattamente la duttilità di progetto (quindi la duttilità disponibile):

$$\mu_{richiesta} = \frac{u_{\max}}{u_y} = 4, \quad \text{con } u_y = \frac{F_y}{k} \quad \rightarrow \quad \boxed{\mu_{richiesta} \equiv \mu_{disponibile}}$$

▪ Telaio shear-type multi-piano (MDOF)

Siano assegnate le masse di piano m_i e le altezze interpiano h_i .

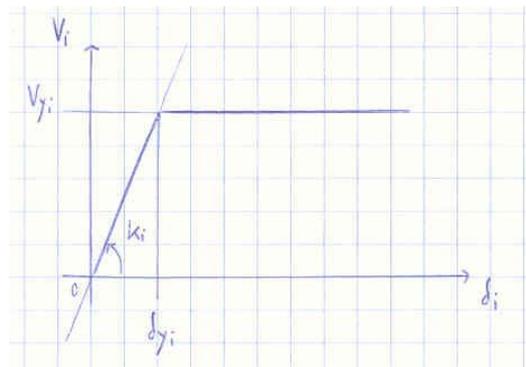


Come nel caso del telaio *shear-type* monopiano, si procede:

1. progettando le rigidezze di piano k_i ($T = 0.8$ s; spostamenti relativi uguali ai piani sotto le forze sismiche convenzionali di Normativa),
2. progettando le resistenze di piano $V_{y,i}$ (duttilità ai piani $\mu = 4$).

Rigidezze di piano

Sia k_i la rigidezza dell' i -esima pilastrata del telaio. La risposta del telaio può essere rappresentata in termini di taglio V_i all' i -esimo piano e spostamento relativo (*drift*) di piano $\delta_i = u_i - u_{i-1}$.



La condizione di *optimum* dal punto di vista progettuale prevede che il telaio, soggetto alle forze statiche equivalenti \underline{F}_s , si deformi con spostamenti d'interpiano δ_i costanti (pilastri ugualmente sollecitati).

$$\rightarrow \boxed{\delta_i = \bar{\delta}} \quad \rightarrow \quad V_i = k_i \cdot \bar{\delta}, \quad \forall i = 1, 2, \dots, n. \quad (1^\circ \text{ condizione})$$

Una volta determinato $\bar{\delta}$, è infatti possibile costruire la matrice di rigidezza \mathbf{K} del telaio.

$$\underline{V} = \begin{Bmatrix} V_1 \\ V_2 \\ \dots \\ V_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 \\ 0 & 1 & 1 & 1 \\ 0 & 0 & 1 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \underline{F}_s, \quad \underline{K}_{=V} = \begin{bmatrix} V_1 + V_2 & -V_2 & 0 & 0 \\ -V_2 & V_2 + V_3 & -V_3 & 0 \\ 0 & -V_3 & V_3 + V_4 & -V_4 \\ 0 & 0 & -V_4 & V_4 \end{bmatrix}, \quad \underline{K} = \underline{K}_{=V} \cdot \frac{1}{\delta}.$$

Le matrici \mathbf{M} e \mathbf{K}_V (matrice delle rigidezze definita a meno di una costante) del telaio sono note. Si può quindi pensare di risolvere il problema agli autovalori fissando come parametro di progetto il periodo proprio T_1 della struttura.

Ponendo:

$$\boxed{T_1 = 0.8 \text{ s}} \quad (2^\circ \text{ condizione})$$

si risolve il seguente problema:

$$\underline{K}_{=V} \hat{u}^{(i)} = \omega_{V,j}^2 \underline{M} \hat{u}^{(i)}, \quad \text{con } j = 1 \text{ (primo modo di vibrare).}$$

$$\rightarrow \boxed{\text{si ricava } \omega_{V,1}^2}$$

Allora:

$$\frac{\omega_{V,1}^2}{\delta} = \omega_1^2 = \frac{2\pi^2}{T_1^2} \quad \rightarrow \quad \frac{1}{\delta} = \frac{\omega_{V,1}^2 \cdot T_1^2}{2\pi^2} \quad \rightarrow \quad \boxed{k_i = \frac{V_i}{\delta}}$$

Resistenze di piano

Le resistenze di piano $V_{y,i}$ vengono determinate utilizzando lo spettro anelastico a duttilità fissata ($\mu = 4$) e smorzamento assegnato $\bar{\xi}$.

Note le matrici \mathbf{M} e \mathbf{K} del telaio, si risolve il problema agli autovalori relativo al sistema elastico non smorzato:

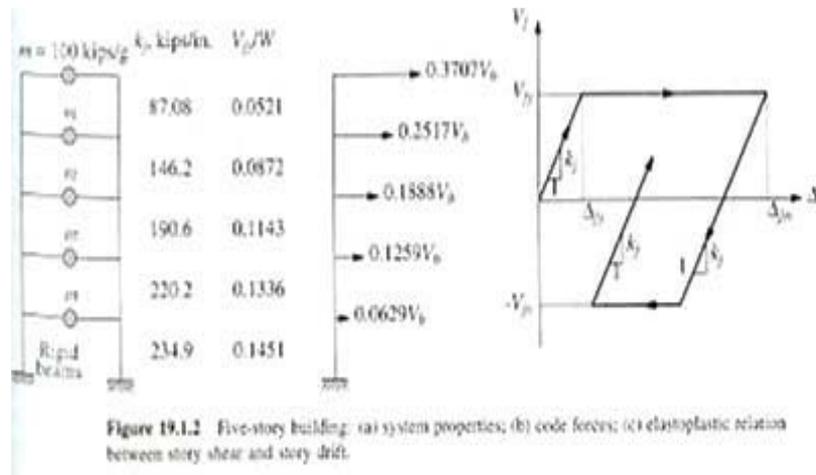
$$\underline{K} \hat{u}^{(j)} = \omega_j^2 \underline{M} \hat{u}^{(j)} \quad \rightarrow \quad \text{si valutano i } T_j \text{ (o le } \omega_j) \text{ per } j = 1, 2, \dots, n,$$

e si determinano le forze sismiche (e da queste i tagli di piano) relative ai diversi modi di vibrare. Ciò che interessa sono infatti i massimi tagli di piano dovuti al j -esimo modo di vibrare:

$$\underline{F}_s^{(j)} = \underline{M} \underline{\Phi}^{(j)} \gamma_j S_a(T_j) \quad \rightarrow \quad \boxed{\text{si ricava } \underline{V}^{(j)}}$$

I tagli di piano modali, combinati attraverso una combinazione quadratica completa (CQC), consentono di stimare i tagli massimi di piano.

La progettazione delle resistenze di piano $V_{y,i}$ si completa quindi ponendo l' i -esima resistenza di piano $V_{y,i}$ pari all' i -esimo taglio massimo (valutato considerando i contributi dei j modi di vibrare).



Note le rigidezze k_i e le resistenze di piano $V_{y,i}$, per ogni i -esimo piano, è quindi possibile condurre un'analisi al passo (*time history*), risolvendo un problema del tipo:

$$\underline{M}\ddot{u} + \underline{C}\dot{u} + \underline{F}_s = \underline{M}r\ddot{u}_g.$$

Valutando gli spostamenti di piano $u(t)$ e i drift $\delta(t)$, si può pensare di rappresentare il comportamento del singolo piano in termini di V_i (*story shear*) – δ_i (*story drift*), come riportato in figura.

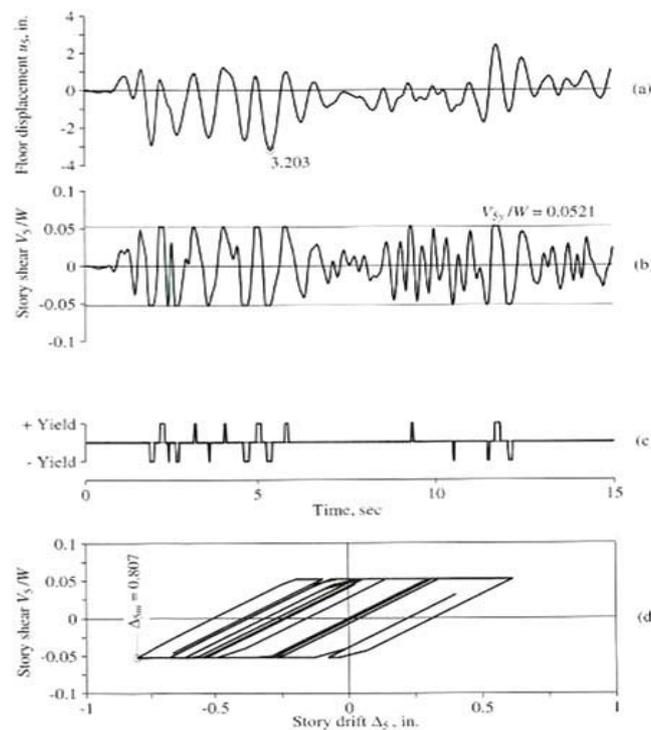


Figure 19.1.3 Response of five-story elastoplastic shear frame to El Centro ground motion.

Osservazioni

1. la duttilità richiesta dal sisma non è costante ad ogni piano, come ipotizzato ($\mu = 4$).

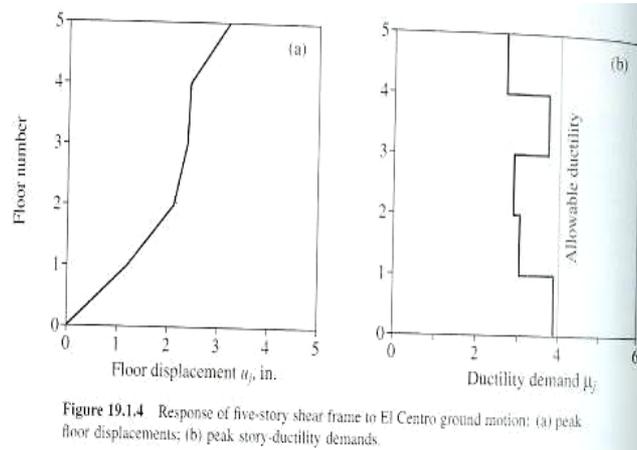


Figure 19.1.4 Response of five-story shear frame to El Centro ground motion: (a) peak floor displacements; (b) peak story-ductility demands.

2. nella pratica, spesso si tendono ad irrobustire i piani superiori delle strutture (a parità di k_i , aumenta la $V_{y,i}$ dei piani più alti).

Di conseguenza, tutta la domanda di duttilità si concentra a livello del piano terra (mentre i piani superiori rimangono in campo elastico). Si parla quindi di piano debole.

3. Nel caso in cui i piani più alti siano più rigidi e più resistenti rispetto al piano terra, si parla di piano soffice.

Anche in tale circostanza, le forti richieste di duttilità a livello del piano terra provocano il collasso della struttura, mentre i piani superiori si mantengono in campo elastico.

Piano debole:

In tal caso le resistenze dei piani superiori sono 4 volte la resistenza del piano terra.

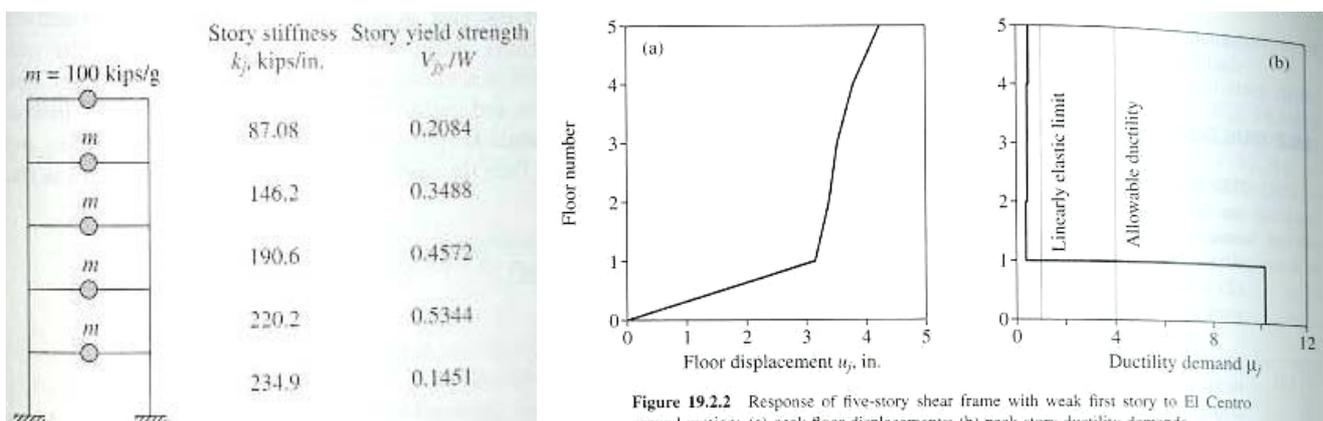


Figure 19.2.2 Response of five-story shear frame with weak first story to El Centro ground motion: (a) peak floor displacements; (b) peak story-ductility demands.

Piano soffice:

Rispetto all'esempio precedente, in tale circostanza le rigidzze e le resistenze dei piani superiori sono 4 volte la rigidzza e la resistenza del piano terra.

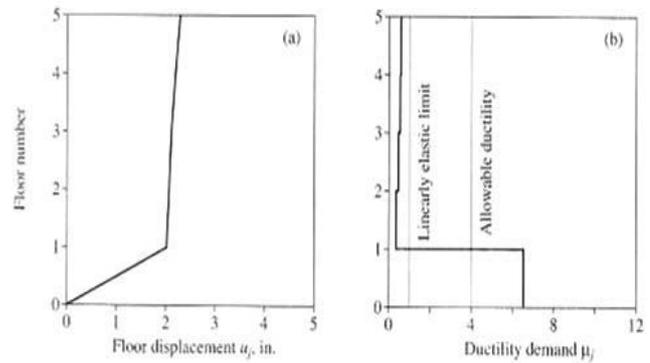
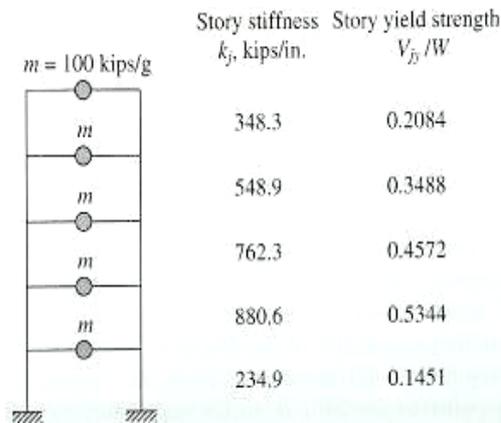


Figure 19.24 Response of five-story shear frame with soft first story to El Centro ground motion: (a) peak floor displacements; (b) peak story-ductility demands.