

Corso di aggiornamento
Progettazione strutturale sulla base
delle normative più recenti

Progetto e verifica di edifici antisismici in c.a.

Risposta oltre il limite elastico
Spettri di progetto, Sisma ed altre azioni

Catania
11-26 novembre 2008
Aurelio Ghersi

Comportamento dinamico
oltre il limite elastico
Schemi a un grado di libertà

**È possibile progettare le strutture
in modo che rimangano in campo elastico?**

L'accelerazione massima del suolo, per terremoti
con elevato periodo di ritorno, è molto forte (0.35 g
in zone ad alta sismicità)

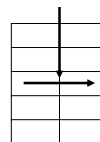
Per strutture con periodo medio-bassi si ha una
notevole amplificazione dell'accelerazione, rispetto
a quella del suolo (circa 2.5 volte)

Le azioni inerziali (forze orizzontali indotte dal
sisma) possono essere comparabili con le azioni
verticali

**È possibile progettare le strutture
in modo che rimangano in campo elastico?**

Azioni orizzontali comparabili
con le azioni verticali

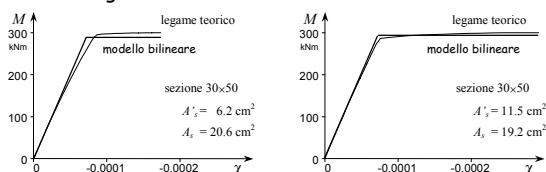
Le sollecitazioni provocate
dalle azioni orizzontali sono
molto forti



Non è economicamente conveniente progettare la
struttura in modo che rimanga in campo elastico

Comportamento oltre il limite elastico

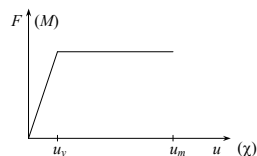
Occorre tener conto del comportamento non lineare
delle singole sezioni



Il comportamento reale viene in genere
rappresentato con un modello più semplice, bilineare
(elastico-perfettamente plastico)

Comportamento oltre il limite elastico

Legame elastico-perfettamente plastico

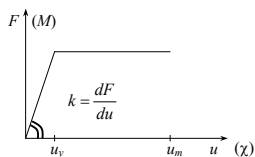


È caratterizzato da tre
parametri fondamentali:

- Rigidezza
- Resistenza
- Duttilità

Comportamento oltre il limite elastico

Legame elastico-perfettamente plastico



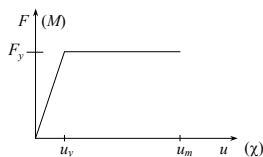
È caratterizzato da tre parametri fondamentali:

- Rigidezza
- Resistenza
- Duttilità

Rigidezza = inclinazione del diagramma

Comportamento oltre il limite elastico

Legame elastico-perfettamente plastico



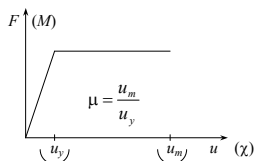
È caratterizzato da tre parametri fondamentali:

- Rigidezza
- Resistenza
- Duttilità

Resistenza = soglia di plasticizzazione

Comportamento oltre il limite elastico

Legame elastico-perfettamente plastico



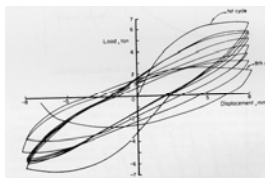
È caratterizzato da tre parametri fondamentali:

- Rigidezza
- Resistenza
- Duttilità

Duttilità = capacità di deformarsi plasticamente

Comportamento oltre il limite elastico

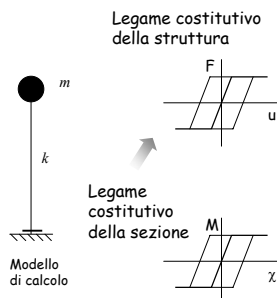
Per una valutazione della risposta sismica, occorre anche tener conto del comportamento ciclico, con i possibili degradi di rigidezza e resistenza



Risposta sismica di un oscillatore semplice elasto-plastico



Foto



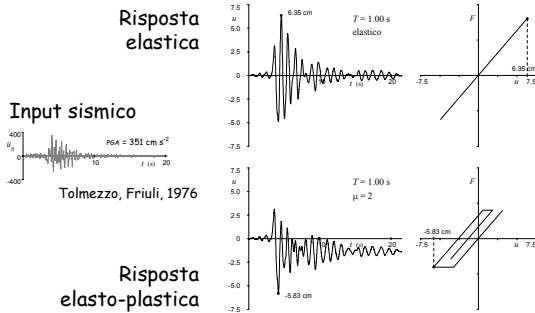
Risposta sismica di un oscillatore semplice elasto-plastico

L'equazione del moto è formalmente la stessa, ma la rigidezza non è più una costante

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k(u) u = -m \ddot{u}_g$$

La risoluzione avviene per via numerica, in maniera analoga a quanto si fa per un oscillatore semplice elastico (ma con qualche complicazione in più)

Risposta sismica di un oscillatore semplice elasto-plastico

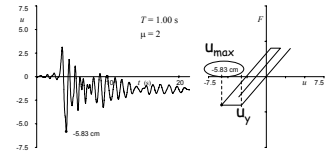


Richiesta di duttilità

Il rapporto tra lo spostamento massimo u_{max} ottenuto come risposta al sisma e lo spostamento u_y di plasticizzazione è la duttilità necessaria al sistema per non collassare (richiesta di duttilità)

In genere, abbassando la resistenza aumenta la richiesta di duttilità

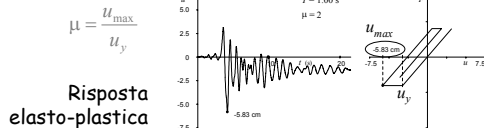
Risposta elasto-plastica



Progettazione di strutture elasto-plastiche

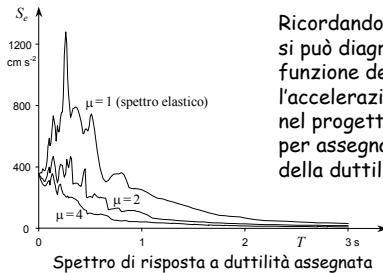
È possibile progettare la struttura con una forza ridotta, accettando la sua plasticizzazione, purché la duttilità disponibile sia maggiore di quella richiesta

sia maggiore di quella richiesta



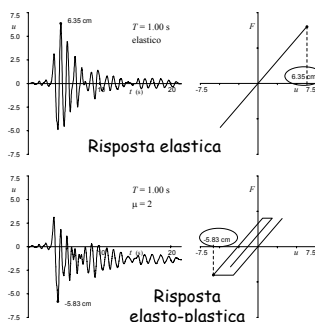
Progettazione di strutture elasto-plastiche

La resistenza può essere ridotta tanto da far coincidere la duttilità disponibile con quella richiesta

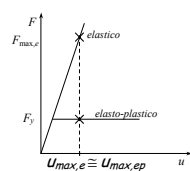


Ricordando che $F = m a$, si può diagrammare in funzione del periodo l'accelerazione da usare nel progetto, per assegnati valori della duttilità μ

Progettazione di strutture elasto-plastiche



Le analisi numeriche mostrano che lo spostamento di schemi elastici ed elasto-plastici è più o meno lo stesso



Progettazione di strutture elasto-plastiche

La forza di progetto può essere ottenuta dividendo

F_d

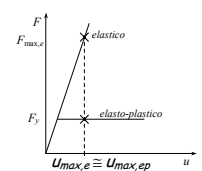
la forza necessaria per mantenere la struttura in campo elastico

$F_{max,e}$

μ

$$F_d = F_y = \frac{F_{max,e}}{\mu}$$

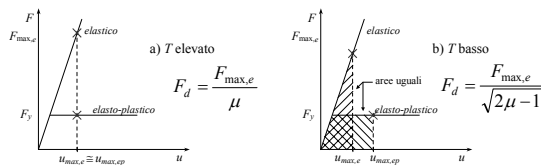
Le analisi numeriche mostrano che lo spostamento di schemi elastici ed elasto-plastici è più o meno lo stesso



Progettazione di strutture elasto-plastiche

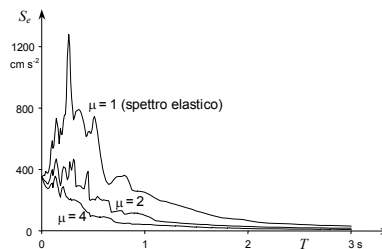
Il principio di uguaglianza di spostamenti vale solo
per strutture con periodo medio-alto

Per strutture con periodo basso si può pensare ad
una uguaglianza in termini energetici



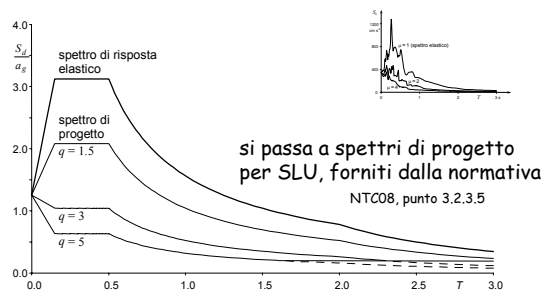
Spettri di progetto di normativa

Dagli spettri di risposta a duttilità assegnata



Spettri di progetto di normativa

Dagli spettri di risposta a duttilità assegnata

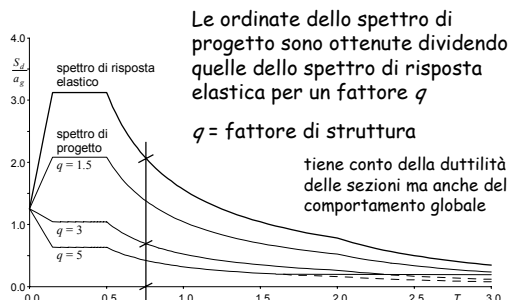


Progetto a duttilità assegnata

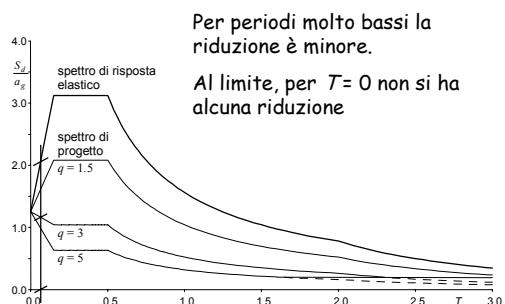
- Nota la duttilità, si può ricavare l'accelerazione (e quindi le forze) di progetto dagli spettri di risposta a duttilità assegnata.
- Risolvendo lo schema strutturale soggetto a queste forze (con analisi lineare) si verificano le sezioni.
- Se la struttura sopporta queste azioni ed ha la duttilità prevista, può sopportare (in campo inelastico) il terremoto.

Spettri di progetto per SLV NTC 08 (D.M. 14/1/2008)

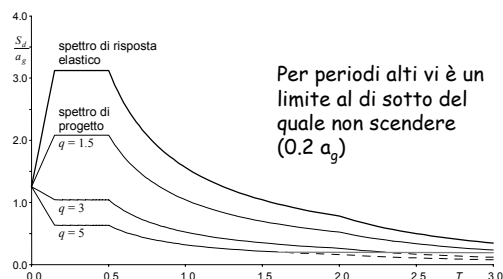
Spettri di progetto di normativa



Spettri di progetto di normativa

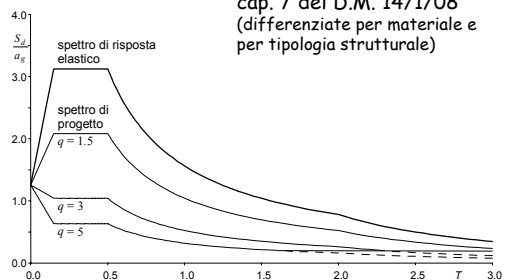


Spettri di progetto di normativa



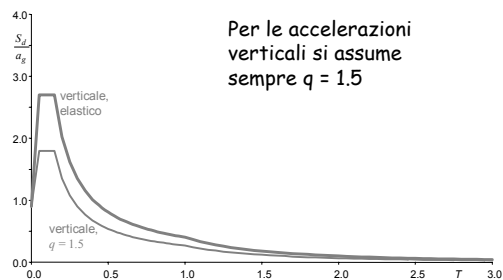
Spettri di progetto di normativa accelerazioni orizzontali

Il valore del fattore di struttura q è definito nel cap. 7 del D.M. 14/1/08 (differenziate per materiale e per tipologia strutturale)



Spettri di progetto di normativa accelerazioni verticali

Per le accelerazioni verticali si assume sempre $q = 1.5$



Comportamento dinamico oltre il limite elastico

schemi a più gradi di libertà

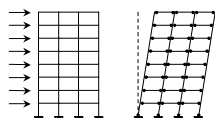
Dalla sezione alla struttura

Per schemi a più gradi di libertà



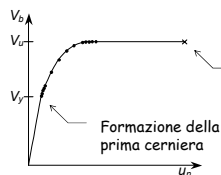
il passaggio tra comportamento della sezione e comportamento globale è molto più complesso

Meccanismi di collasso per schemi multipiano



Notare:

Buon incremento della forza da prima plasticizzazione a collasso

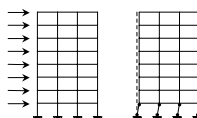


Collasso (rottura di una sezione)

Forti spostamenti a collasso = elevata duttilità globale

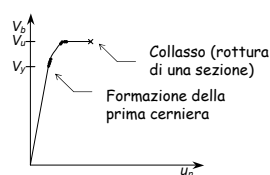
Modalità di collasso: globale

Meccanismi di collasso per schemi multipiano



In altri casi, invece:

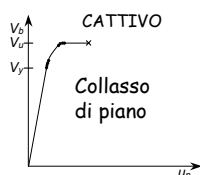
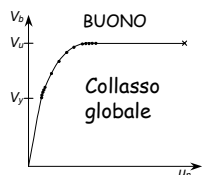
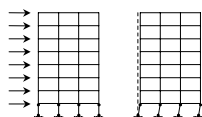
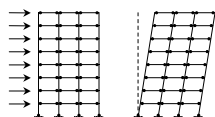
Basso incremento della forza da prima plasticizzazione a collasso



Modesti spostamenti a collasso = ridotta duttilità globale

Modalità di collasso: di piano

Meccanismi di collasso per schemi multipiano

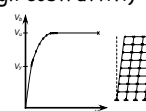


Per avere alta duttilità occorre un collasso globale

Meccanismi di collasso per schemi multipiano

Nella progettazione, per ottenere una struttura ad alta duttilità occorre:

- garantire una buona duttilità locale (con particolare attenzione ai dettagli costruttivi)
- garantire un collasso globale, fornendo maggiore resistenza ai pilastri (criterio di gerarchia delle resistenze)
- evitare che la mancanza di regolarità porti a concentrazione della plasticizzazione



Fattore di struttura

Le ordinate dello spettro di progetto sono ottenute dividendo quelle dello spettro di risposta elastica per il fattore di struttura q

Il fattore di struttura tiene conto della duttilità delle sezioni ma anche del comportamento globale della struttura

Fattore di struttura

Dipende da:

- Classe di duttilità dell'edificio
- Duttilità generale della tipologia strutturale
- Rapporto tra resistenza ultima e di prima plasticizzazione
- Regolarità dell'edificio

$$q = q_0 K_R$$

Classe di duttilità (comportamento globale e duttilità locale)

Classe di duttilità alta: CD"A"

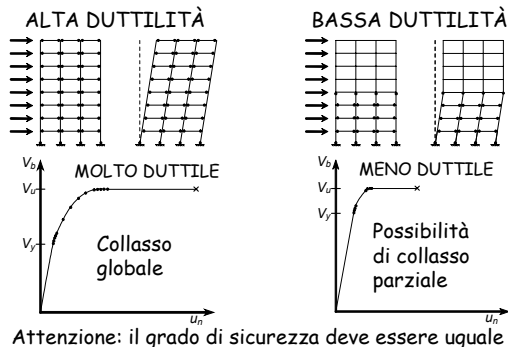
Richiede maggiori accorgimenti e maggiori coefficienti di sicurezza nel calcolo ed impone dettagli costruttivi più severi

Classe di duttilità bassa: CD"B"

Forze di calcolo maggiori
Il progettista deve scegliere, a priori, quale classe di duttilità adottare

NTC 08, punto 7.2.1

Scelte progettuali: alta o bassa duttilità



Scelte progettuali: alta o bassa duttilità

ALTA DUTTILITÀ

- Forze sismiche minori (minore resistenza)
- Dettagli costruttivi più curati
- Progetto dei pilastri col criterio di gerarchia delle resistenze
- Evitare irregolarità strutturali per evitare forti concentrazioni della plasticizzazione

BASSA DUTTILITÀ

- Forze sismiche maggiori (maggiore resistenza)
- Dettagli costruttivi meno curati
- Il criterio di gerarchia delle resistenze si usa ma con coefficienti minori

Tipologia strutturale (edifici in cemento armato)

q_0

Tipologia	CD"B"	CD"A"
Strutture a telaio, strutture miste telaio-pareti, strutture a pareti accoppiate	$3.0 \frac{\alpha_u}{\alpha_l}$	$4.5 \frac{\alpha_u}{\alpha_l}$
Strutture a pareti non accoppiate	3.0	$4.0 \frac{\alpha_u}{\alpha_l}$
Strutture torsionalmente deformabili	2.0	3.0
Strutture a pendolo inverso	1.5	2.0

- struttura a telaio*, nella quale le azioni verticali ed orizzontali sono sopportate da un insieme di travi e pilastri che costituiscono un telaio spaziale; si può parlare di struttura a telaio anche in presenza di pareti di modeste dimensioni, a condizione che la gran parte della resistenza ad azioni orizzontali (almeno il 65%) sia garantita dagli elementi a telaio;

Tipologia strutturale (edifici in cemento armato)

q_0

Tipologia	CD"B"	CD"A"
Strutture a telaio, strutture miste telaio-pareti, strutture a pareti accoppiate	$3.0 \frac{\alpha_u}{\alpha_l}$	$4.5 \frac{\alpha_u}{\alpha_l}$
Strutture a pareti non accoppiate	3.0	$4.0 \frac{\alpha_u}{\alpha_l}$
Strutture torsionalmente deformabili	2.0	3.0
Strutture a pendolo inverso	1.5	2.0

- struttura a pareti*, nella quale le azioni verticali ed orizzontali sono sopportate principalmente da pareti; si può parlare di struttura a pareti anche in presenza di pilastri e travi, a condizione che la gran parte della resistenza ad azioni orizzontali (almeno il 65%) sia garantita dalle pareti;

Tipologia strutturale (edifici in cemento armato)

q_0

Tipologia	CD"B"	CD"A"
Strutture a telaio, strutture miste telaio-pareti, strutture a pareti accoppiate	$3.0 \frac{\alpha_u}{\alpha_l}$	$4.5 \frac{\alpha_u}{\alpha_l}$
Strutture a pareti non accoppiate	3.0	$4.0 \frac{\alpha_u}{\alpha_l}$
Strutture torsionalmente deformabili	2.0	3.0
Strutture a pendolo inverso	1.5	2.0

- struttura mista telaio-pareti*, nella quale le azioni verticali sono sopportate prevalentemente da un telaio spaziale, mentre quelle orizzontali sono affidate sia al telaio che a pareti in c.a.; in particolare, se almeno il 50% dell'azione orizzontale è affidata a pareti si parla di *struttura mista equivalente a pareti*, nel caso contrario di *struttura mista equivalente a telaio*;

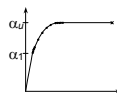
Tipologia strutturale (edifici in cemento armato)

q_0

Tipologia	CD "B"	CD "A"
Strutture a telaio, strutture miste telaio-pareti, strutture a pareti accoppiate	$3.0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	$4.5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Strutture a pareti non accoppiate	3.0	$4.0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Strutture torsionalmente deformabili	2.0	3.0
Strutture a pendolo inverso	1.5	2.0

- *struttura a pendolo inverso*, nella quale il 50%, o più, della massa è concentrato nel terzo superiore dell'altezza della struttura, o nella quale la dissipazione è localizzata alla base di un singolo elemento dell'edificio;
- *struttura torsionalmente deformabile*, nella quale la rigidezza rotazionale è nettamente inferiore rispetto a quella traslazionale.

Rapporto tra resistenza ultima e di prima plasticizzazione



α_u / α_1

Strutture a telaio o strutture miste equivalenti a telaio	
- ad un solo piano	1.1
- a più piani ma ad una sola campata	1.2
- a più piani e più campate	1.3
Strutture a pareti o strutture miste equivalenti a pareti	
- solo due pareti non accoppiate per ogni direzione	1.0
- più pareti non accoppiate	1.1
- pareti accoppiate o strutture miste equivalenti a pareti	1.2

Oppure effettuare analisi statica non lineare

Regolarità dell'edificio

K_R

Edifici regolari in altezza	1.0
Edifici non regolari in altezza	0.8

La regolarità in altezza deve essere valutata a priori, guardando la distribuzione delle masse e le sezioni degli elementi resistenti, ma anche controllata a posteriori

Esempio (casi estremi)

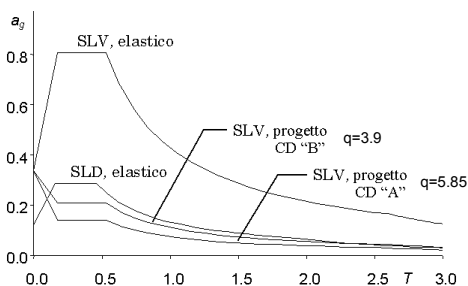
Edificio multipiano (e più campate) con struttura a telaio, regolare in altezza e ad alta duttilità
 $q = 4.5 \times 1.3 \times 1.0 = 5.85$

Stesso edificio, ma non regolare in altezza ed a bassa duttilità
 $q = 3.0 \times 1.3 \times 0.8 = 3.12$

Quindi le forze sono maggiori di oltre l'80%

Attenzione: in ogni caso bisogna evitare un collasso con meccanismo di piano, perché la riduzione di duttilità globale sarebbe anche maggiore

Confronto tra spettri



Valori riferiti a Messina, Piazza Cairoli, suolo C

Regolarità in altezza

I sistemi resistenti verticali si estendono per tutta l'altezza dell'edificio

Massa e rigidezza non variano bruscamente da un piano all'altro

Il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza di calcolo non varia molto da un piano all'altro

Principi generali = prestazione richiesta

NTC 08, punto 7.2.2

Regolarità in altezza

Andando dal basso verso l'alto:

- le variazioni di massa sono, al massimo, il 25%
- la rigidezza non si riduce più del 30% e non aumenta più del 10%
- il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza di calcolo varia di $\pm 20\%$

Regole applicative = prescrizioni (obbligatorie?)

NTC 08, punto 7.2.2

Regolarità in altezza

Si noti inoltre che:

- il controllo delle masse può essere effettuato *a priori*, all'inizio del calcolo
- il controllo sulla rigidezza e sulla resistenza può essere effettuato solo *a posteriori*, dopo aver effettuato il calcolo e la disposizione delle armature

Regolarità in pianta

- configurazione compatta e approssimativamente simmetrica
- rapporto tra i lati di un rettangolo in cui è inscritta la pianta inferiore a 4
- rientri o sporgenze non superiori al 25% della dimensione della pianta nella stessa direzione
- impalcati infinitamente rigidi nel loro piano

Criteri poco significativi e non utilizzati

NTC 08, punto 7.2.2

Metodi di analisi
consentiti dalla normativa

Possibili approcci per valutare la risposta sismica elasto-plastica

Analisi elastica lineare (modale o statica),
con forze ridotte mediante il fattore di struttura q

Analisi statica non lineare

Analisi dinamica non lineare, con valutazione della
storia della risposta (istante per istante)

NTC 08, punti 7.3.1, 7.3.2, 7.3.3, 7.3.4

Analisi elastica lineare (modale o statica)

È l'approccio tradizionale:

- Si calcolano le forze (modali o statiche) usando uno spettro ridotto mediante il fattore q
- Si controlla che le sollecitazioni conseguenti siano accettabili

Force based design
Progettazione basata sulle forze

Analisi elastica lineare (modale o statica)

È utilizzata comunemente, per la semplicità d'uso.
Ma:

- Quanto è affidabile il valore del fattore di struttura q utilizzato?

La vecchia norma italiana dava forze ridotte, ma senza alcuna indicazione

La nuova norma fornisce indicazioni più dettagliate su come calcolare q e prescrizioni che dovrebbero garantire la duttilità necessaria

Sono sufficienti?

Analisi statica non lineare

È un approccio proposto abbastanza di recente:

- Si calcolano gli spostamenti massimi della struttura soggetta a forze crescenti (analisi non lineare o analisi pushover)
- Si valutano gli spostamenti che la struttura subirà durante il sisma e si controlla se sono inferiori a quelli di collasso

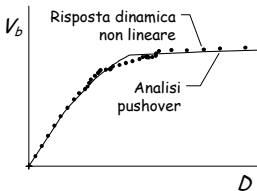
Displacement based design

Progettazione basata sugli spostamenti

Analisi statica non lineare

L'idea è ottima, perché supera le incertezze legate alla valutazione di q . Ma:

- Gli spostamenti di collasso valutati con forze statiche coincidono con quelli dinamici?



Nell'esempio qui a fianco sì, ma non è sempre vero

Analisi statica non lineare

L'idea è ottima, perché supera le incertezze legate alla valutazione di q . Ma:

- Gli spostamenti di collasso valutati con forze statiche coincidono con quelli dinamici?
- Quanto è affidabile la previsione degli spostamenti che la struttura subirà durante un terremoto?

Inoltre, essa può essere usata solo per verifica (richiede una preliminare definizione delle resistenze)

Analisi dinamica non lineare

Consente di valutare bene la risposta strutturale, ma:

- Può essere usata solo per verifica (richiede una preliminare definizione delle resistenze)
- Va effettuata con specifici accelerogrammi (almeno 3 \Rightarrow ma sono sufficienti?)
- Richiede l'uso di programmi molto sofisticati ed una accurata modellazione del comportamento ciclico delle sezioni \Rightarrow possibili errori

Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni

Carichi verticali e sisma

Quali carichi verticali e quali masse considerare in accoppiata al sisma?

Vecchia norma

- Carichi verticali massimi ($g_k + q_k$) per TA, ($g_d + q_d$) per SLU
- Masse ridotte ($g_k + s q_k$) [forze x 1.5 per SLU]

Nuova norma

- Carichi verticali e masse con valori quasi permanenti ($g_k + \psi_2 q_k$)

NTC 08, punto 3.2.4

Valutazione delle masse per SLU secondo le NTC 08

$$W = g_k + \psi_2 q_k$$

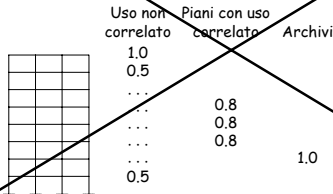
$\psi_2 q_k$ = valore quasi permanente del carico variabile

	ψ_2
Categoria A. Ambienti ad uso residenziale	0.3
Categoria B. Uffici	0.3
Categoria C. Ambienti suscettibili di affollamento	0.6
Categoria D. Ambienti ad uso commerciale	0.6
Categoria E. Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0.8
Categoria F. Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0.6
Categoria G. Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0.3
Categoria H. Coperture	0.0
Vento	0.0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0.0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0.2
Variazioni termiche	0.0

Valutazione delle masse per SLU secondo OPCM 3274 ed Eurocodice 8

$$W = g_k + \varphi \psi_2 q_k$$

φ tiene conto della probabilità di avere i carichi quasi permanenti a tutti i piani



Veniva introdotto un coefficiente φ , concettualmente corretto ma tale da complicare i calcoli senza variare sostanzialmente il risultato

Precedente norma italiana (D.M. 16/1/96)

Verifiche con T.A.

Carichi verticali: $g_k + q_k$

Forze orizzontali:

Masse W $g_k + s q_k$

Forze per zone a media sismicità $0.07 \times W$

Si noti che il calcolo sismico $g + q \pm F$ racchiude anche il calcolo per soli carichi verticali

Precedente norma italiana (D.M. 16/1/96)

Verifiche con T.A. con S.L.U.

Carichi verticali: $g_k + q_k$ $1.4 g_k + 1.5 q_k$

Forze orizzontali:

Masse W $g_k + s q_k$ $g_k + s q_k$

Forze per zone a media sismicità $0.07 \times W$ $1.5 \times 0.07 \times W$

Il passaggio a S.L.U. si è basato sull'idea che:

Verifiche TA \equiv Verifiche SLU con car.soll. x 1.5

Precedente norma italiana (D.M. 16/1/96)

Questo è abbastanza vero per le travi:

$$M_{\max, TA} \equiv M_{Rd, SLU}$$

Non è vero per i pilastri:

$$\text{per N assegnato, } M_{\max, TA} < M_{Rd, SLU}$$

Il passaggio a S.L.U. si è basato sull'idea che:

Verifiche TA \equiv Verifiche SLU con car.soll. x 1.5

Nuova norma italiana (D.M. 14/1/08)

Verifiche con S.L.U. solo carichi verticali carichi verticali più sisma

Carichi verticali: $1.3 g_k + 1.5 q_k$ $g_k + \psi_2 q_k$

Forze orizzontali:

Masse W --- $g_k + \psi_2 q_k$

Forze per media sismicità, alta duttilità, suolo C --- $0.134 \times W$

Si noti che il calcolo sismico $g + q \pm F$ non racchiude il calcolo per soli carichi verticali

NTC 08, punto 3.2.3

Confronto tra vecchia e nuova norma (carichi verticali più sisma)

Verifiche SLU D.M. 16/1/96 D.M. 14/9/05

Carichi verticali: $1.4 g_k + 1.5 q_k$ $g_k + \psi_2 q_k$

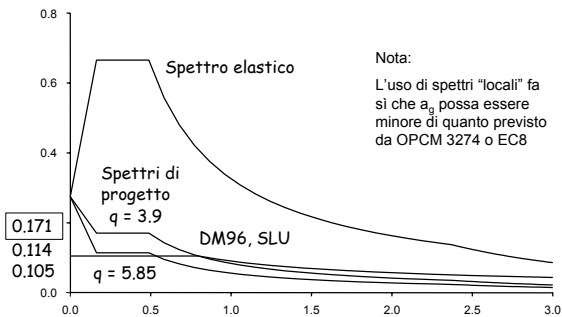
Forze orizzontali:

Masse W $g_k + s q_k$ $g_k + \psi_2 q_k$

Forze per zone a media sismicità, ecc. $0.105 \times W$ $0.134 \times W$

Notare: Carichi verticali minori Masse quasi invariate Forze orizzontali maggiori

Confronto di spettri di risposta SLV, Spoleto



Verifica per SLD

Gli spostamenti calcolati per SLD devono essere inferiori ai limiti indicati nella norma

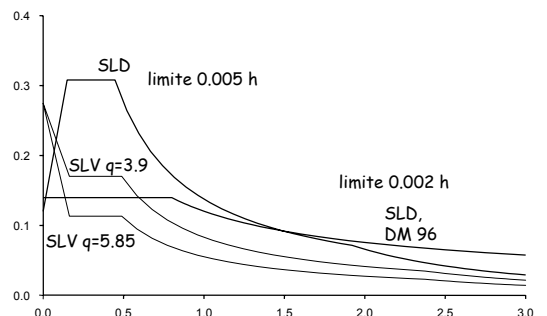
Le NTC 08 forniscono limiti dettagliati (punto 7.3.7.2)

- Tamponamenti collegati rigidamente, che possono interferire con la deformabilità della struttura
 $d_r < 0.005 h$
- Tamponamenti collegati elasticamente alla struttura
 $d_r < 0.010 h$

Considerazioni su SLV e per SLD secondo le NTC 08

	SLU	SLD
Carichi verticali:	$g_k + \psi_2 q_k$	$g_k + \psi_2 q_k$
Forze orizzontali:		
Masse W	$g_k + \psi_2 q_k$	$g_k + \psi_2 q_k$
Forze	spettro di progetto (con a_g e q)	spettro elastico con $a_g/2.5$ approssimativamente

Confronto di spettri di risposta SLV-SLD, Spoleto



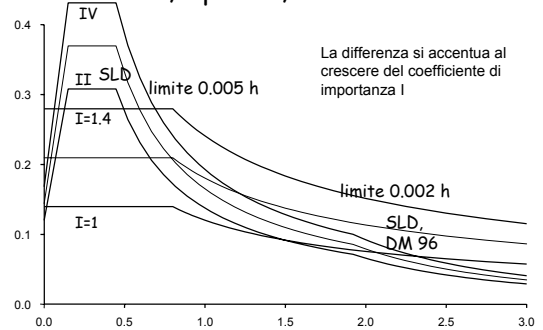
Considerazioni su SLV e SLD

Il calcolo della struttura andrebbe fatto per SLV e poi ripetuto per SLD, col nuovo spettro

Ai fini pratici, si potrebbe effettuare il calcolo solo per SLV ed utilizzare gli spostamenti così trovati, amplificandoli del rapporto tra le ordinate spettrali (con riferimento al periodo principale)

Nota: Per il D.M. 16/1/96:
 spostamenti SLD = spostamenti SLV \times 1.33
 spostamento limite = 0.002 h
 Le NTC 08 sono in genere meno gravose:
 spostamenti SLD \cong spostamenti SLV \times 2
 spostamento limite = 0.005 h

Confronto di spettri di risposta SLD, Spoleto, varie classi



Altri problemi nella modellazione delle azioni sismiche

Modellazione delle azioni

1. Occorre tener conto delle incertezze relative alla effettiva posizione del centro di massa (i carichi variabili possono essere distribuiti in maniera non uniforme)
 → eccentricità accidentale
2. Occorre tener conto dell'effetto contemporaneo delle diverse componenti dell'azione sismica
 → criteri di combinazione delle componenti

Problemi concettualmente giusti, ma che complicano notevolmente il calcolo

Modellazione delle azioni

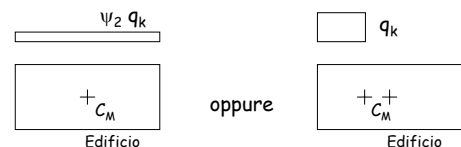
1. Eccentricità accidentale

"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 ed 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"

Distribuzione effettiva delle masse

L'aliquota di carichi variabili presente in occasione del sisma potrebbe non essere uniformemente distribuita nell'edificio



Il centro di massa deve quindi essere spostato di una quantità detta "eccentricità accidentale"

Eccentricità accidentale

Perché il 5% ?

Se si applica il carico variabile massimo su un'area pari a $\psi_2 \times$ area totale si ottiene un'eccentricità nettamente minore



$$e_{a1} = 0.021 L_1$$



$$e_{a2} = 0.021 L_2$$



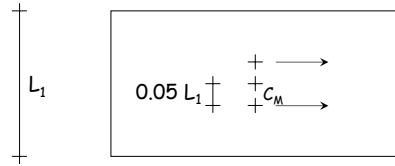
$$e_{a1} = 0.015 L_1$$

$$e_{a2} = 0.015 L_2$$

Il valore 0.05 è maggiore, per tener conto di:

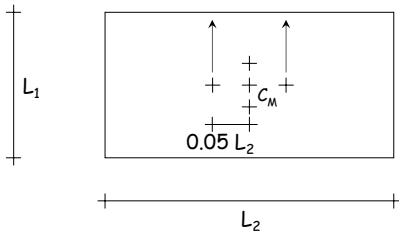
- amplificazione della rotazione per effetti dinamici
- rotazione per lo sfasamento dell'onda sismica da un estremo all'altro dell'edificio

Eccentricità accidentale



NTC 08, punto 7.2.6

Eccentricità accidentale



Aumentano, di molto, le combinazioni di carico

NTC 08, punto 7.2.6

Eccentricità accidentale

Come tenerne conto?

Effettuando più volte l'analisi modale, considerando il centro di massa spostato di una quantità pari a e_a

oppure

Considerando le forze statiche applicate al centro di massa spostato di una quantità pari a e_a

ovvero

Considerando l'effetto di coppie pari alle forze statiche per l'eccentricità e_a

Eccentricità accidentale

Come tenerne conto?

Preferisco questa impostazione perché così:

- riduco il numero di schemi base di calcolo da controllare
- giudico più facilmente l'effetto della eccentricità accidentale
- evito di accentuarne l'effetto (l'eccentricità e_a è già amplificata per tener conto di effetti dinamici)

Considerando l'effetto di coppie pari alle forze statiche per l'eccentricità e_a

Considerazioni

sull'eccentricità accidentale

L'eccentricità accidentale dovrebbe dipendere dal rapporto carichi variabili / carichi permanenti e quindi essere legata alla tipologia strutturale e alla destinazione d'uso

La norma fornisce una indicazione semplice per tener conto degli effetti dell'eccentricità accidentale:

amplificare per $1 + 0.6 \frac{x}{L}$ \times distanza da C_M
 $x = L/2 \Rightarrow 1.30$

In genere molto cautelativo

Non corretto per edifici deformabili torsionalmente

Modellazione delle azioni

2. Combinazione delle componenti

Le componenti orizzontali e verticali del sisma agiscono simultaneamente

Esse però non sono correlate
(i massimi si raggiungono in istanti diversi)

Come combinarle?

Criterio generale (NTC 08, punto 7.3.5):

sommare

- gli effetti massimi di una componente dell'azione
- il 30% dei massimi prodotti dalle altre componenti

Componente verticale

Se ne tiene conto solo per:

- Elementi con luce maggiore di 20 m
- Solai precompressi di luce superiore a 8 m
- Sbalzi di luce superiore a 4 m
- Elementi spingenti
- Pilastri in falso
- Edifici con piani sospesi

Si noti che l'accelerazione spettrale dipende dal periodo e dalla zona sismica

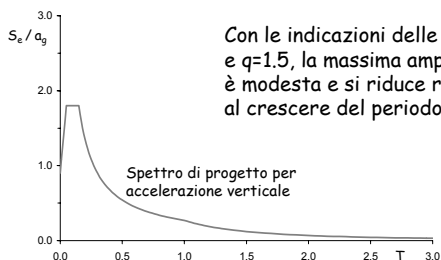
NTC 08, punto 7.2.1

Componente verticale

Considerazioni

$$F_v = 1.35 F_o \sqrt{a_g/g}$$

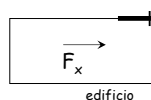
Con le indicazioni delle NTC08, e $q=1.5$, la massima amplificazione è modesta e si riduce rapidamente al crescere del periodo



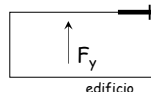
Componenti orizzontali

per le travi

Azione in una direzione più 30% di azione nell'altra



$$M = 230 \text{ kNm}$$



$$M = 50 \text{ kNm}$$

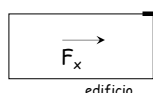
causato dalla rotazione

$$M_d = 230 + 0.3 \times 50 = 245 \text{ kNm}$$

Componenti orizzontali

per i pilastri

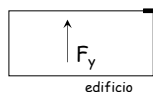
Stesso criterio, ma occorre tener conto della direzione del sisma prevalente



$$M_y = 280 \text{ kNm}$$

$$M_x = 45 \text{ kNm}$$

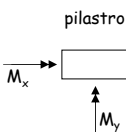
causato dalla rotazione



$$M_y = 50 \text{ kNm}$$

causato dalla rotazione

$$M_x = 105 \text{ kNm}$$



Componenti orizzontali

per i pilastri

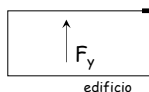
Stesso criterio, ma occorre tener conto della direzione del sisma prevalente



$$M_y = 280 \text{ kNm}$$

$$M_x = 45 \text{ kNm}$$

causato dalla rotazione



$$M_y = 50 \text{ kNm}$$

causato dalla rotazione

$$M_x = 105 \text{ kNm}$$

Sisma prevalente in direzione x

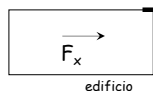
$$M_{d,y} = 280 + 0.3 \times 50 = 295 \text{ kNm}$$

$$M_{d,x} = 45 + 0.3 \times 105 = 77 \text{ kNm}$$

Verifica a pressoflessione deviata

Componenti orizzontali per i pilastri

Stesso criterio,
ma occorre tener conto
della direzione del sisma prevalente



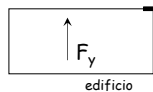
$$M_y = 280 \text{ kNm}$$

$$M_x = 45 \text{ kNm}$$

causato dalla
rotazione

Sisma prevalente
in direzione y

$$M_{d,y} = 50 + 0.3 \times 280 = 134 \text{ kNm}$$



$$M_y = 50 \text{ kNm}$$

causato dalla
rotazione

$$M_x = 105 \text{ kNm}$$

$$M_{d,x} = 105 + 0.3 \times 45 = 119 \text{ kNm}$$

Verifica a presso-
flessione deviata

Componenti orizzontali per i pilastri

Nota:

Allo SLU, la pressoflessione deviata è molto meno
gravosa che alle TA

Se la struttura è ben dimensionata, cioè ha rotazioni
non elevate, si può progettare a pressoflessione
retta, separatamente per le due direzioni,
mantenendosi appena in abbondanza

La verifica a pressoflessione deviata sarà quasi
sicuramente soddisfatta