

Corso di aggiornamento professionale

Valutazione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in c.a.

Parma
27-28 maggio 2016

Aurelio Ghersi

01 - Normativa: cosa cambia?

Evoluzione della normativa alla fine del XX secolo e all'inizio del XXI

Normativa italiana

- Decreti Ministeriali Fondati sulle leggi 1086/71 e 64/74 (poi unificate nel Testo Unico per l'Edilizia DPR 380/01)



- Norme sintetiche (poche decine di pagine)
- Intese come prescrittive, cogenti (cioè da applicare nei singoli dettagli)

Normativa europea

- Eurocodici Anni '90 come ENV, norme europee provvisorie Dopo il 2000 come EN, norme europee



- Norme molto ampie (molte centinaia di pagine)
- Intese come prestazionali (distinzione tra principi e regole applicative)

Evoluzione della normativa alla fine del XX secolo e all'inizio del XXI

Normativa italiana, inizio XXI secolo

- 2003 - OPCM 3274 e successive Riprendono sostanzialmente gli Eurocodici
- 2005 e poi 2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni Ribadiscono la concordanza con gli Eurocodici



- È oggetto di lunghi dibattiti il termine "norme prestazionali" ...
... ma in sostanza non ha senso applicarle se non accettando la distinzione tra principi e regole applicative

Principi e regole applicative

La distinzione tra

- Principi obiettivi da raggiungere, obbligatori
 - Regole applicative come farlo, consigli autorevoli ma non obbligatori
- è alla base della normativa europea e deve esserlo anche per la normativa italiana

I principi non cambiano

Le regole applicative si modificano
(perché le conoscenze scientifiche evolvono)

Principi e regole applicative

I principi non cambiano

Le regole applicative si modificano
(perché le conoscenze scientifiche evolvono)



Si noti che anche in passato esistevano

- Le norme, molto sintetiche
- I criteri di buona progettazione, non scritti nella normativa, ma fondamentali per realizzare una buona opera

Normativa: cosa cambia?

Novembre 2014:

Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici approva le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni

Modifiche:

- Nuova terminologia
- Nuova organizzazione del testo di alcuni capitoli
- Modifiche di regole applicative, sparse nel testo

... ma i principi (cioè la sostanza) non cambiano

Nuova terminologia

- q , fattore di struttura → fattore di comportamento
- criterio di gerarchia delle resistenze
→ progettazione in capacità
- classe di duttilità B (bassa duttilità)
→ classe di duttilità B (media duttilità)
- zone critiche → zone dissipative

Nuova organizzazione del testo

- Informazioni riunite in tabelle che prima non esistevano
- Informazioni spostate in altri punti

Razionalizzazione del testo, ma richiede un po' di studio per abituarsi e ritrovare le informazioni

Rende meno facile il confronto con la versione precedente

Azione sismica paragrafo 3.2

Classificazione dei suoli

- Unico parametro velocità delle onde di taglio V_s ma può, con giustificata motivazione, essere valutato tramite relazioni empiriche con i risultati di altre prove in sito, come le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche
- Suolo E - profondità del substrato non superiore a 30 m (era 20 m)
- Scompaiono i suoli S1 e S2

Azione sismica paragrafo 3.2 e 7.3

Spettri di risposta e spettri di progetto

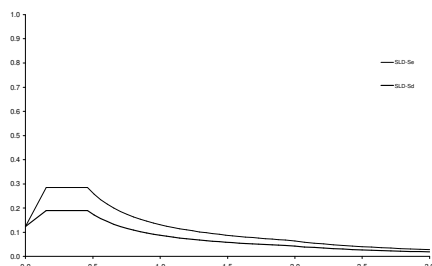
- Viene inserito un fattore di struttura anche per lo stato limite di danno SLD
 $q \leq 1.5$

Questa modifica si basa sulla considerazione che per terremoti corrispondenti ad un periodo di ritorno di 50 anni si riscontrano danni strutturali e non strutturali, anche se non troppo rilevanti. Si assume quindi che il danneggiamento strutturale possa corrispondere a $q \leq 1.5$

NTC 2014, punto 3.2.3.5 e 7.3

Azione sismica paragrafo 3.2 e 7.3

- Viene inserito un fattore di struttura anche per lo stato limite di danno SLD
 $q \leq 1.5$



Azione sismica paragrafo 3.2 e 7.3

- Viene indicato di scegliere valori del fattore di comportamento q tali che sia $S_{d(SLV)} \geq S_{d(SLD)}$

Spettro di risposta di progetto per gli stati limite di danno (SLD), di Salvaguardia della vita (SLV) e di prevenzione del collasso ... le ordinate ridotte ... con $1/q$

NTC 2014, punto 3.2.3.5

Qualora la domanda di resistenza allo SLV risulti inferiore a quella allo SLD, si può scegliere di progettare la capacità di resistenza sulla base della domanda allo SLD invece che allo SLV. In tal caso il fattore di comportamento allo SLV deve essere scelto in modo che le ordinate dello spettro di progetto per lo SLV siano non inferiori a quelle dello spettro di progetto per lo SLD

NTC 2014, punto 7.3.1

Azione sismica paragrafo 3.2 e 7.3

- Viene indicato di scegliere valori del fattore di comportamento q tali che sia $S_{d(SLV)} \geq S_{d(SLD)}$

Spettro di risposta di progetto per gli stati limite di danno (SLD), di Salvaguardia (SLV) e di collasso ... le ordinate ...

Qualora ... si può ...

Ma allora si deve o si può ... ?

Qualora la domanda di resistenza sulla base della domanda allo SLD invece che allo SLV. In tal caso il fattore di comportamento allo SLV deve essere scelto in modo che le ordinate dello spettro di progetto per lo SLV siano non inferiori a quelle dello spettro di progetto per lo SLD

NTC 2014, punto 7.3.1

Azione sismica paragrafo 3.2 e 7.3

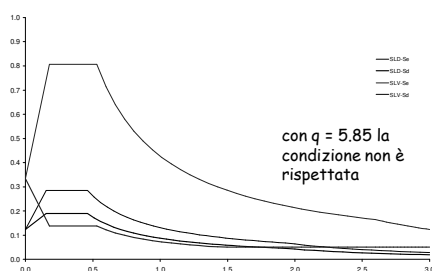
- Viene indicato di scegliere valori del fattore di comportamento q tali che sia $S_{d(SLV)} \geq S_{d(SLD)}$

Questa modifica ha un senso, perché usare un fattore di comportamento tanto alto da avere ordinate dello spettro di progetto SLV maggiori di quelle di SLD vuol dire che per il terremoto relativo a SLD si ha un danneggiamento maggiore di quanto solitamente accettato

Ma questa prescrizione, se obbligatoria, impedirebbe quasi sempre di usare i fattori di comportamento tipici della classe di duttilità alta

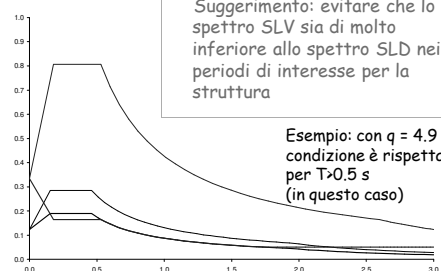
Azione sismica paragrafo 3.2 e 7.3

- Viene indicato di scegliere valori del fattore di comportamento q tali che sia $S_{d(SLV)} \geq S_{d(SLD)}$



Azione sismica paragrafo 3.2 e 7.3

- Viene indicato di scegliere valori del fattore di comportamento q tali che sia $S_{d(SLV)} \geq S_{d(SLD)}$



Costruzioni di calcestruzzo paragrafo 4.1

- Cambia la classificazione del calcestruzzo scompaiono le classi C28/35 e C32/40 compare la classe C30/37
- Vengono fornite indicazioni sul calcestruzzo confinato (punto 4.1.2.1.2) Nelle verifiche si può tener conto del confinamento (punto 7.4.1)
- Cambiano i coefficienti suggeriti per la verifica a pressoflessione deviata

Progettazione per azioni sismiche Criteri generali, paragrafo 7.0

Costruzioni site in zona a bassissima sismicità $a_g \leq 0.075g$ (ex zona 4, ora non più citata così):

- Progettazione non dissipativa
- Analisi per forze orizzontali con $F_h = 0.10 W \lambda$.

Progettazione per azioni sismiche

Criteri generali, paragrafo 7.2

- Piccole modifiche alla definizione di regolarità in pianta e in altezza (che però rimane - a mio parere - priva di significato)
- Chiarimento relativo alla presenza di una struttura scatolare rigida alla base dell'edificio (i controlli sulla regolarità possono essere riferiti alla sola struttura sovrastante)
- Distinzione tra comportamento strutturale dissipativo e non dissipativo (quest'ultimo è ora esplicitamente ammesso nella progettazione)

Progettazione per azioni sismiche

Criteri generali, paragrafo 7.2

Fondazioni:

- Azioni sulle fondazioni scelte liberamente tra:
 - valori ottenuti ipotizzando un comportamento non dissipativo (sostituisce il riferimento a $q=1$)
 - valori derivanti dalla capacità di resistenza a flessione dei pilastri
 - valori di calcolo incrementati mediante γ_{Rd}
- Scompare la frase "le fondazioni superficiali devono essere progettate per rimanere in campo elastico"
- Si parla esplicitamente di zone dissipative (cerniere plastiche) nei pali
- Limiti alla riduzione di accelerazione dovuta all'interazione terreno-struttura

Progettazione per azioni sismiche

Analisi e verifica, paragrafo 7.3

- Tabella con valori limite di q

Tab. 7.3.1 - Limiti su q e modalità di modellazione dell'azione sismica

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	$q \leq 1.5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1.5$ § 3.2.3.5		
SLU	SLV	$q \geq 1.5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1.5$ § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

Progettazione per azioni sismiche

Analisi e verifica, paragrafo 7.3

- Lunga tabella con i valori di q_0 per tutte le tipologie

Tipologia strutturale	q_0	
	CD*A*	CD*B*
Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	$4.5 \alpha_1 / \alpha_2$	$3.0 \alpha_1 / \alpha_2$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	$4.0 \alpha_1 / \alpha_2$	3.0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3.0	2.0
Strutture a perno inverso (v. § 7.4.3.1)	2.0	1.5
Strutture a perno inverso integralmente monolitiche (v. § 7.4.3.1)	3.5	2.5

- Valori di q per strutture non dissipative

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD^*B^*} \leq 1.5$$

Progettazione per azioni sismiche

Analisi e verifica, paragrafo 7.3

Analisi lineare statica:

- Può essere usata per le costruzioni "la cui risposta sismica, in ogni direzione principale, non dipenda significativamente dai modi di vibrare superiori" (non ha senso il riferimento alla regolarità in altezza)
- Il periodo fondamentale deve essere stimato in funzione dello spostamento d ottenuto applicando forze orizzontali pari alle masse

$$T_1 = 2 \sqrt{d}$$

(non più in funzione dell'altezza)

Progettazione per azioni sismiche

Analisi e verifica, paragrafo 7.3

Analisi statica non lineare:

- Vengono eliminate le limitazioni all'uso dell'analisi statica non lineare, prima presenti
- Non sono più precisati gli scopi e i casi in cui si utilizza

È un ulteriore passo verso la diffusione di tale analisi, sicuramente molto importante, in particolare nella verifica di strutture esistenti

Progettazione per azioni sismiche

Analisi e verifica, paragrafo 7.3

Criteri di verifica:

- Sono unificati nel paragrafo 7.3.6
- Inserita tabella di riepilogo

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CIII				CIII e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^{ns}
SFE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIC	RIC					
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT ^{ns}			DUT ^{ns}		

- Limiti di rigidezza per SLO (anziché SLD) nel caso di classe III e IV

Costruzioni di calcestruzzo

paragrafo 7.4

Minime variazioni:

- Possibilità di tener conto del confinamento (7.4.1)
- Limite più restrittivo per costruzioni torsionalmente deformabili (7.4.3)
- Riorganizzazione, più organica, del paragrafo 7.4.4 (travi, pilastri)
- Limiti meno forti nella verifica a taglio dei pilastri (non si tiene conto dell'incremento da gerarchia flessionale travi-pilastri)

Costruzioni esistenti

capitolo 8

- Lungo dibattito:
agli edifici esistenti deve essere richiesto lo stesso grado di sicurezza previsto per le nuove costruzioni?
- Proposta (rientrata):
ridurre la vita nominale degli edifici esistenti
- Introduzione di un coefficiente ζ_E , definito come "il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione"

Corso di aggiornamento professionale

Valutazione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in c.a.

Parma
27-28 maggio 2016

Aurelio Ghersi

02 - Lineare o non lineare? E non lineare come?

Analisi strutturale

Il comportamento di una struttura (per carichi verticali o per azione sismica) può essere analizzato con

- Analisi lineare
- Analisi non lineare
- Perché questa distinzione?
- Come si comportano realmente le strutture?

Comportamento delle strutture Lineare?

Sotto i carichi di esercizio

Strutture in acciaio

- Materiale: elastico lineare (fino allo snervamento)



Il comportamento è effettivamente elastico lineare

Comportamento delle strutture Lineare?

Sotto i carichi di esercizio

Strutture in cemento armato

- Acciaio: elastico lineare (fino allo snervamento)
- Calcestruzzo: approssimativamente lineare, ma con scarsa resistenza a trazione



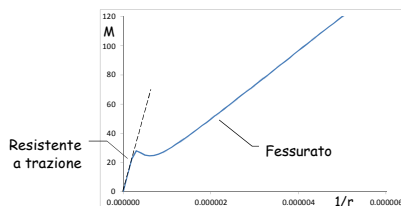
Si fa riferimento alla sezione omogeneizzata (primo stadio) o alla sezione reagente omogeneizzata (secondo stadio di comportamento)

Comportamento delle strutture Lineare?

Sotto i carichi di esercizio

Strutture in cemento armato

- Non linearità dovute alla fessurazione



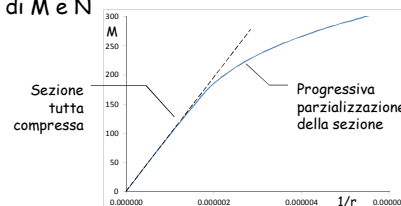
Esempio:
Trave
(elemento
soggetto solo
a flessione)

Comportamento delle strutture Lineare?

Sotto i carichi di esercizio

Strutture in cemento armato

- Non linearità dovute a variazione non proporzionale di M e N



Esempio:
Pilastro
(elemento
soggetto a
flessione
composta)
con N
costante

Comportamento delle strutture Lineare?

Sotto i carichi di esercizio

Strutture in cemento armato



Il comportamento reale non è elastico lineare



E allora cosa si fa?

Comportamento delle strutture Lineare?

Sotto i carichi di esercizio

Strutture in cemento armato

- Prime idee (ad esempio per volte in c.a.):
 - Determinare lo stato tensionale nell'ipotesi di materiale omogeneo a comportamento lineare
 - Disporre armatura diffusa dove il calcestruzzo teso non è in grado di portare tensioni

Non perfettamente identico a livello deformativo, ma abbastanza corretto

Comportamento delle strutture Lineare?

Sotto i carichi di esercizio

Strutture in cemento armato

- Successivamente (ad esempio per travi):
 - Disporre armatura non diffusa bensì concentrata agli estremi, per massimizzarne il contributo a flessione
 - Risolvere gli schemi strutturali con modello lineare (per comodità operativa si fa riferimento alla sola sezione geometrica)

Non corretto, ma garantisce adeguata resistenza

Comportamento delle strutture Lineare?

Sotto i carichi di esercizio

Strutture in cemento armato

- La scelta di usare un modello lineare nel cemento armato è solo una comoda semplificazione
 - Per strutture isostatiche nessun dubbio, perché basta garantire adeguata resistenza
 - Per strutture iperstatiche non si valuta correttamente la distribuzione delle azioni tra i singoli elementi ...
... ma gli effetti viscosi (che possono ridistribuire le azioni) e plastici (col teorema statico dell'analisi limite) garantiscono la sicurezza della struttura

Comportamento delle strutture Lineare?

Per carichi più forti

Strutture in acciaio

- Materiale: elasto-plastico, con incrudimento (trascurabile)



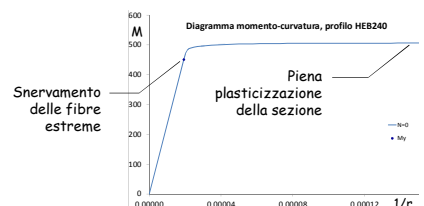
Il comportamento non è più elastico lineare

Comportamento delle strutture Lineare?

Per carichi più forti

Strutture in acciaio

- Non linearità dovute al legame σ - ϵ



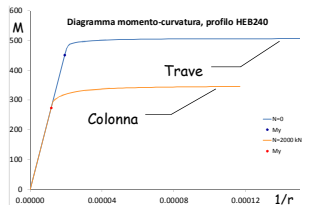
Esempio:
Trave
(elemento
soggetto solo
a flessione)

Comportamento delle strutture Lineare?

Per carichi più forti

Strutture in acciaio

- Non linearità dovute al legame σ - ϵ



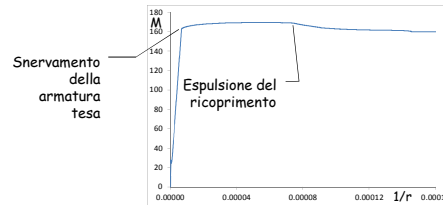
Comportamento analogo anche in presenza di flessione composta

Comportamento delle strutture Lineare?

Per carichi più forti

Strutture in cemento armato

- Non linearità dovute al legame σ - ϵ



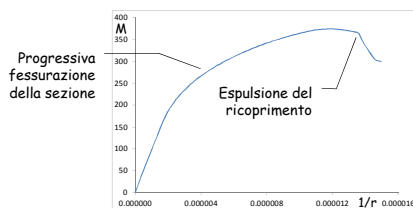
Esempio: Trave (elemento soggetto solo a flessione)

Comportamento delle strutture Lineare?

Per carichi più forti

Strutture in cemento armato

- Non linearità dovute al legame σ - ϵ



Esempio: Pilastro (elemento soggetto a flessione composta) con N costante

Comportamento delle strutture Lineare?

Per carichi più forti

Strutture in cemento armato

- Non linearità dovute al legame σ - ϵ

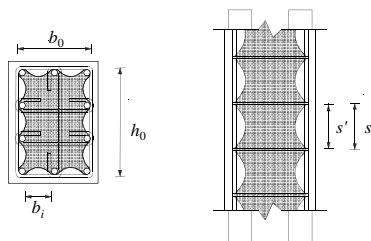
Per una valutazione numerica occorre:

- definire un legame σ - ϵ per il calcestruzzo (ne esistono fin troppi)
- tener conto dell'effetto del confinamento sulla resistenza e duttilità del calcestruzzo
- definire un legame σ - ϵ per l'acciaio (in genere elastico-perfettamente plastico)

Modello per i materiali calcestruzzo

Problemi:

- Distinzione tra ricoprimento e nucleo confinato
- Valutazione dell'effetto del confinamento
- Efficacia del confinamento



Modello per i materiali calcestruzzo

Effetto del confinamento:

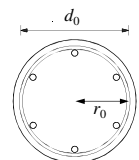
- Staffe in una sezione circolare

Quando il calcestruzzo compresso si dilata le staffe danno una compressione trasversale

$$\sigma_{c,transv} = 0.5 \omega_{st} f_c$$

$$\text{con } \omega_{st} = \frac{2 A_{st} f_y}{s r_0 f_c}$$

La compressione trasversale migliora il comportamento del calcestruzzo



Modello per i materiali calcestruzzo

Efficacia del confinamento:

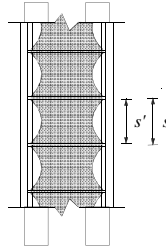
- Staffe in una sezione circolare

Allontanandosi dalla staffa, la zona confinata si riduce

Si considera un coefficiente di efficacia pari al rapporto tra volume effettivamente confinato e volume idealmente racchiuso dalle staffe

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s'}{3d_0}\right)^2$$

quindi $\sigma_{c,trasv} = 0.5 \alpha_s \omega_{st} f_c$



Modello per i materiali calcestruzzo

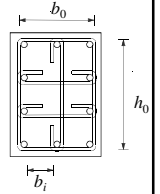
Effetto del confinamento:

- Staffe in una sezione rettangolare

Quando il calcestruzzo compresso si dilata le staffe danno una compressione trasversale

$$\sigma_{c,trasv} = 0.5 \omega_{st} f_c$$

con $\omega_{st} = \frac{\sum A_{st} l_{st}}{b_0 h_0 s} \frac{f_y}{f_c}$



Modello per i materiali calcestruzzo

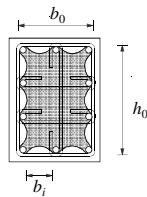
Efficacia del confinamento:

- Staffe in una sezione rettangolare

Staffe e tirantini sono meno efficaci quando ci si allontana dai punti ben bloccati

Si considera un coefficiente di efficacia

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6 b_0 h_0}$$



Modello per i materiali calcestruzzo

Efficacia del confinamento:

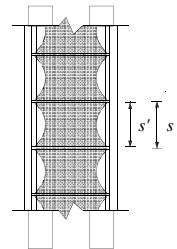
- Staffe in una sezione rettangolare

Anche in senso longitudinale c'è una riduzione dell'efficacia del confinamento

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s'}{3b_0}\right) \left(1 - \frac{s'}{3h_0}\right)$$

quindi $\sigma_{c,trasv} = 0.5 \alpha \omega_{st} f_c$

con $\alpha = \alpha_s \alpha_n$

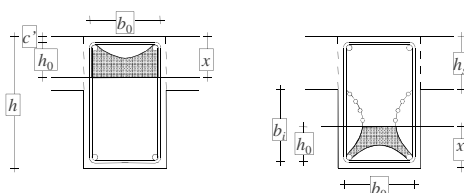


Modello per i materiali calcestruzzo

Effetto del confinamento:

- Staffe in una trave

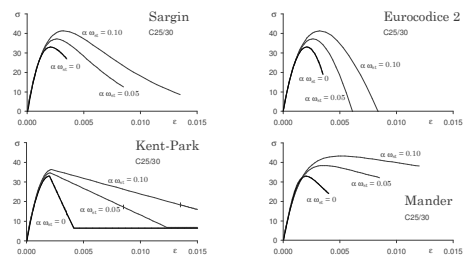
Nel valutare l'efficacia del confinamento bisogna tener conto di qual è la parte compressa e come viene confinata



Modello per i materiali calcestruzzo

Modelli:

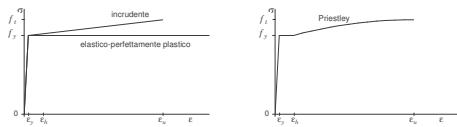
- Esistono numerose proposte, molto diverse



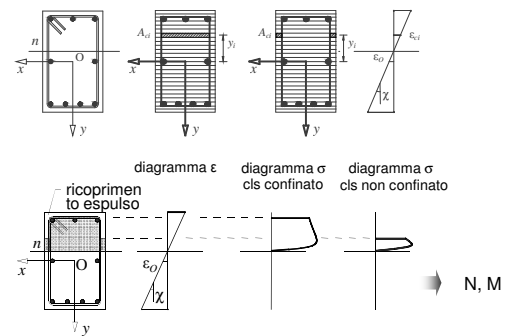
Modello per i materiali acciaio

Modelli:

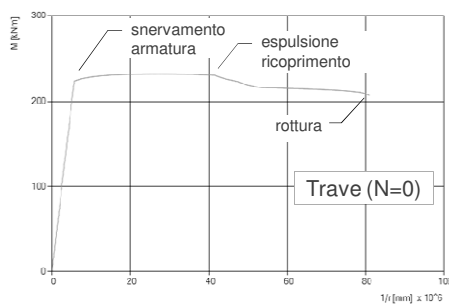
- Esistono alcune proposte, leggermente diverse



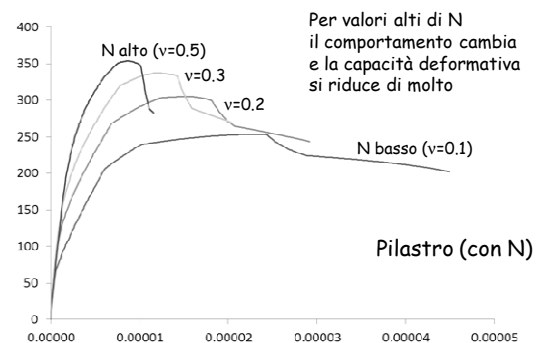
Legame momento-curvatura mediante modello a fibre



Legame momento-curvatura mediante modello a fibre



Legame momento-curvatura mediante modello a fibre



Legame momento-curvatura Applicazioni

Per applicazioni numeriche è messo a disposizione il programma RC_NL (versione 2.5a), che determina il legame momento curvatura per una qualsiasi sezione

- È fornito il programma di installazione (cartella RC_NL-25a_setup): eseguire il file Setup per installare il programma
- È fornita una documentazione con istruzioni per l'uso e alcuni esempi (cartella RC_NL-25a_documentazione)

Il programma RC_NL può essere scaricato liberamente dal sito www.agherisi.it

Comportamento delle strutture

Quando occorre tener conto della non linearità?

- Strutture soggette solo a carichi verticali o vento
 - No, perché non si va molto oltre il limite elastico
- Progetto di strutture soggette solo a sisma
 - Non essenziale, perché i criteri di progettazione garantiscono comunque una resistenza, una duttilità locale ed un meccanismo di collasso voluti
- Verifica sismica di strutture esistenti
 - Si, perché si va molto oltre il limite elastico e la duttilità locale e il meccanismo di collasso spesso non saranno quelli desiderati

Comportamento delle strutture

In che modo tener conto della non linearità?

- Modelli a plasticità diffusa:
 - Si valuta il comportamento della sezione (legame momento-curvatura) e quindi di un concio di trave (legame momento-rotazione)
 - Si divide ogni trave in concii
 - Assegnato un diagramma del momento flettente, si integra la curvatura (ovvero la rotazione relativa tra gli estremi dei concii) per determinare la deformazione dell'asta

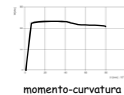
Comportamento delle strutture

In che modo tener conto della non linearità?

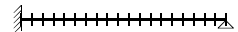
- Modelli a plasticità diffusa
Esempio - trave incastrata e appoggiata



1. Legame momento-curvatura



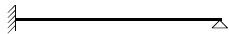
2. Divisione in concii



Comportamento delle strutture

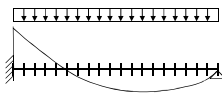
In che modo tener conto della non linearità?

- Modelli a plasticità diffusa
Esempio - trave incastrata e appoggiata



3. Applicazione carico

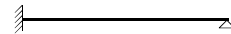
Poiché lo schema è iperstatico, il momento all'incastro è una incognita



Comportamento delle strutture

Integrando si trova la deformazione dell'asta
In che modo tener conto della non linearità?

- Modelli a plasticità diffusa
Esempio - trave incastrata e appoggiata

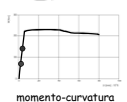
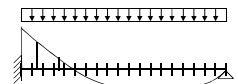


4. Integrazione

Ad ogni momento corrisponde una curvatura e quindi una deformazione del concio

Integrando si trova la deformazione dell'asta

Con condizioni di congruenza si trova il momento all'incastro, incognito



Comportamento delle strutture

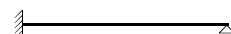
In che modo tener conto della non linearità?

- Modelli a plasticità concentrata:
 - Si valuta il comportamento della sezione (legame momento-curvatura)
 - Si schematizza il legame con un andamento elastico-perfettamente plastico
 - Quando si raggiunge il momento di plasticizzazione la sezione può ruotare liberamente, come se ci fosse una cerniera
Quindi si incrementa progressivamente il carico, variando via via lo schema con formazione di cerniere

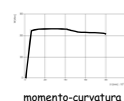
Comportamento delle strutture

In che modo tener conto della non linearità?

- Modelli a plasticità concentrata
Esempio - trave incastrata e appoggiata



1. Legame momento-curvatura



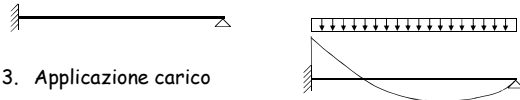
2. Bilinearizzazione del legame



Comportamento delle strutture

In che modo tener conto della non linearità?

- Modelli a plasticità concentrata
Esempio - trave incastrata e appoggiata



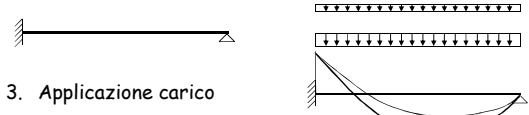
3. Applicazione carico

Il carico viene fatto crescere progressivamente, fino a raggiungere M_{pl}

Comportamento delle strutture

In che modo tener conto della non linearità?

- Modelli a plasticità concentrata
Esempio - trave incastrata e appoggiata



3. Applicazione carico

Per l'ulteriore incremento di carico si usa uno schema variato, con cerniera

Il risultato complessivo è somma dei due schemi



Corso di aggiornamento professionale

**Valutazione della vulnerabilità sismica
di edifici esistenti in c.a.**

Parma
27-28 maggio 2016

Aurelio Ghersi

03 - Procedimento da seguire e valori di riferimento

Procedimento da seguire

1. Esame qualitativo della struttura
 - per individuarne i punti deboli
2. Valutazione preliminare delle caratteristiche di sollecitazione con procedimenti semplificati
3. Analisi lineare (modale con spettro di risposta):
fornisce caratteristiche di sollecitazione e spostamenti (che sono proporzionali ad a_g)
 - giudizio in termini di sollecitazioni
 - giudizio in termini di spostamenti
4. Analisi non lineare
 - giudizio in termini di sollecitazioni e spostamenti

Procedimento da seguire
1 - esame qualitativo

1. Esame qualitativo della struttura

Consente di individuarne i principali punti di debolezza.
Ad esempio:

- Presenza di una direzione particolarmente debole, perché sostanzialmente priva di travi emergenti
- Presenza di pilastri molto deboli rispetto alle travi, che potrebbero portare a meccanismi di collasso di piano
- Forti dissimmetrie che potrebbero portare a comportamenti rotazionali pericolosi
- Elementi che possono portare a sollecitazioni localizzate molto forti (scale, ecc.)

Procedimento da seguire
1 - esame qualitativo

1. Esame qualitativo della struttura

Commento 2016:

- L'esame qualitativo della struttura è sempre un punto di partenza fondamentale per lo sviluppo successivo delle analisi

Procedimento da seguire
2 - valutazione preliminare

2. Valutazione delle caratteristiche di sollecitazione con procedimenti semplificati

- È opportuno farla, per cogliere l'ordine di grandezza delle sollecitazioni ed individuare quali possono essere i problemi principali
- È utile come validazione dei calcoli successivi (o almeno dei calcoli lineari), ai sensi del capitolo 10 delle NTC08
- Può fornire indicazioni anche per quanto riguarda le indagini da effettuare in sito e sui materiali

Procedimento da seguire
2 - valutazione preliminare

2. Valutazione delle caratteristiche di sollecitazione con procedimenti semplificati

Commento 2016:

- La valutazione delle caratteristiche di sollecitazione con procedimenti semplificati può essere utile nelle fasi preliminari, ma è quasi sempre molto meno significativa (rispetto al caso di progettazione ex-novo) a causa della complessità ed eterogeneità delle costruzioni esistenti

Procedimento da seguire 3 - analisi lineare

3. Valutazione delle caratteristiche di sollecitazione e degli spostamenti con analisi lineare (modale con spettro di risposta o eventualmente statica)

- I risultati variano linearmente con a_g , quindi si può determinare il valore di a_g che porta ad un qualsiasi valore di sollecitazioni

Prima fase: rotture fragili

- Confronto tra taglio sollecitante e taglio resistente
- Individuazione di a_g che porta a rottura a taglio (se M_{Rd} è basso si potrebbe non avere mai rottura a taglio)
- Verifica di altre possibili rotture fragili

Procedimento da seguire 3 - analisi lineare

3. Valutazione delle caratteristiche di sollecitazione e degli spostamenti con analisi lineare (modale con spettro di risposta o eventualmente statica)

- I risultati variano linearmente con a_g , quindi si può determinare il valore di a_g che porta ad un qualsiasi valore di sollecitazioni

Seconda fase: plasticizzazione delle sezioni

- Confronto tra momento sollecitante e resistente
- Individuazione di a_g che porta a plasticizzazione a flessione
- Esame della distribuzione dei rapporti M_{Ed}/M_{Rd} che mostrano se il collasso è globale → indicazioni su q

Procedimento da seguire 3 - analisi lineare

3. Valutazione delle caratteristiche di sollecitazione e degli spostamenti con analisi lineare (modale con spettro di risposta o eventualmente statica)

- I risultati variano linearmente con a_g , quindi si può determinare il valore di a_g che porta ad un qualsiasi valore di sollecitazioni

Terza fase: controllo in termini di deformazioni

- Confronto tra spostamenti relativi di calcolo e valori limite dovuti alla rotazione alla corda
- Controllo dei limiti di applicabilità di questo procedimento (valori di ρ)

Procedimento da seguire 3 - analisi lineare

3. Valutazione delle caratteristiche di sollecitazione e degli spostamenti con analisi lineare

Commento 2016:

- L'analisi lineare, vista in maniera tradizionale con l'uso di un fattore di struttura q , è spesso poco significativa, ma diventa molto rilevante se vista come passo per la previsione del comportamento non lineare della struttura

Procedimento da seguire 4 - analisi non lineare

4. Analisi pushover e individuazione di a_g corrispondente ai singoli punti della curva taglio-spostamento

- Fornisce le caratteristiche di sollecitazione, le deformazioni elastiche e plastiche per un qualsiasi valore di a_g
- Consente di individuare il valore di a_g per cui si hanno rotture fragili oppure il raggiungimento dei limiti di deformazioni plastiche (rotazione alla corda)
- In sostanza, consente di comprendere il comportamento della struttura al crescere dell'azione sismica ed individuarne i punti deboli

Procedimento da seguire 4 - analisi non lineare

4. Analisi pushover e individuazione di a_g corrispondente ai singoli punti della curva V_b - D_t

Commento 2016:

- L'analisi non lineare ha poco senso se usata solo per predire l'accelerazione di collasso (perché i suoi risultati sono fortemente condizionati dalla modellazione e dai parametri scelti), ma è fondamentale per la diagnosi del comportamento e l'individuazione dei punti deboli della struttura

Quali valori per la resistenza dei materiali?

Valori della resistenza impostazione standard (nuove costruzioni)

- Valore di riferimento:
il valore caratteristico f_k (frattile 5%, cioè valore al di sotto del quale si scende solo nel 5% dei casi)
 - Si noti che, oltre alle incertezze sulla variabilità della resistenza intervengono quelle relative alla effettiva rispondenza tra progetto ed esecuzione
- Valore di calcolo:
per garantire con adeguata sicurezza che la sollecitazione non superi la resistenza di una sezione, si usa il valore corrispondente a un frattile più basso $f_d = f_k / \gamma_M$

Valori della resistenza per costruzioni esistenti

- Le incertezze dovute alla variabilità permangono, ma quelle dovute alla rispondenza tra progetto ed esecuzione possono essere eliminate se si raggiunge una conoscenza accurata dell'opera



È possibile usare un valore di riferimento più alto

- Le NTC08 (punto 8.7.2) dicono che "si impiegano le proprietà dei materiali esistenti"
- La Circolare indica come riferimento il valore medio f_m (tra i dati ottenuti sperimentalmente)
- Se la conoscenza non è "accurata" il riferimento è il valore medio f_m diviso un fattore di confidenza FC

Valori della resistenza per costruzioni esistenti

- Valore di riferimento:
il valore medio sperimentale f_m diviso per il fattore di confidenza FC: $\frac{f_m}{FC}$

Nota: quando un valore alto della resistenza può essere "peggiorativo" occorre usare il fattore di confidenza all'incontrario, cioè usare come valore di riferimento:

$$f_m \times FC$$

Valori della resistenza per costruzioni esistenti

- Valore di riferimento:
il valore medio sperimentale f_m diviso per il fattore di confidenza FC: $\frac{f_m}{FC}$
- Valore di calcolo:
per garantire con adeguata sicurezza che la sollecitazione non superi la resistenza di una sezione, si usa un valore corrispondente a un frattile più basso: $\frac{f_m}{FC \gamma_M}$

ma questo vale quando ci preoccupiamo del comportamento "fragile" di una singola sezione (cioè quando il cedimento di una sezione comporta il collasso dell'intera struttura)

Valori della resistenza per costruzioni esistenti

- Valore di riferimento:
il valore medio sperimentale f_m diviso per il fattore di confidenza FC: $\frac{f_m}{FC}$

- Valore di calcolo:
per verifiche del comportamento "fragile" di una singola sezione :

$$\frac{f_m}{FC \gamma_M}$$

per verifiche del comportamento globale "duatile" di una struttura :

$$\frac{f_m}{FC}$$

Nota: potrebbe aver senso applicare questa distinzione anche nel progetto di nuove strutture

Quando si usa la resistenza col valore di riferimento ?

- Nelle verifiche "duttili" o, più precisamente, in tutti i casi in cui si pensa alla contemporanea plasticizzazione di molte sezioni (quindi per i telai)

Tipicamente:

- Nelle verifiche a flessione (in condizioni sismiche)

Questo va bene purché la singola sezione non abbia un comportamento flessionale fragile. Attenti a:

- Sezioni con armatura tesa molto forte e armatura compressa scarsa
- Sezioni (di pilastri) con rilevante sforzo normale

Quando si usa la resistenza col valore di riferimento ?

- Nelle verifiche "duttili" o, più precisamente, in tutti i casi in cui si pensa alla contemporanea plasticizzazione di molte sezioni

Tipicamente:

- Nelle verifiche a flessione (in condizioni sismiche)

E in condizioni non sismiche?

Può andar bene purché la singola sezione non abbia un comportamento flessionale fragile e a condizione che la struttura non sia isostatica o poco iperstatica

Resistenza valore di riferimento

- Esempio:

Si è trovato, in base alle prove sperimentali:

- Per il calcestruzzo $f_{cm} = 19 \text{ MPa}$
- Per l'acciaio $f_{ym} = 420 \text{ MPa}$

e si deve usare $FC = 1.2$

Il valore di riferimento sarà:

- Per il calcestruzzo $f_{c,rif} = 19/1.2 = 15.83 \text{ MPa}$
- Per l'acciaio $f_{y,rif} = 420/1.2 = 350 \text{ MPa}$

Nota: dove la normativa per nuove costruzioni impone di usare $\alpha_{cc} f_{ck}$ si terrà conto di questo coefficiente (essendo $\alpha_{cc}=0.85$ si userà $f_c = 13.46 \text{ MPa}$)

Quando si usa la resistenza incrementata ?

- Solo quando si vuole escludere la possibilità di rotture a taglio

Nei pilastri il taglio non può superare il valore:

$$V_{max} = 2 M_{Rd} / l_p$$

Si può escludere rottura a taglio se $V_{Rd} > V_{max}$ ma per farlo bisogna massimizzare M_{Rd} e quindi calcolarlo con le resistenze incrementate

Resistenza incrementata

- Esempio:

Si è trovato, in base alle prove sperimentali:

- Per il calcestruzzo $f_{cm} = 19 \text{ MPa}$
- Per l'acciaio $f_{ym} = 420 \text{ MPa}$

e si deve usare $FC = 1.2$

Quando la maggiore resistenza è penalizzante si usa:

- Per il calcestruzzo $f_{c,rif} = 19 \times 1.2 = 22.8 \text{ MPa}$
- Per l'acciaio $f_{y,rif} = 420 \times 1.2 = 504 \text{ MPa}$

Nota: dove la normativa per nuove costruzioni impone di usare $\alpha_{cc} f_{ck}$ si terrà conto di questo coefficiente (essendo $\alpha_{cc}=0.85$ si userà $f_c = 19.38 \text{ MPa}$)

Quando si usa la resistenza ridotta con γ_M ?

- Nelle verifiche "fragili" o, più precisamente, in tutti i casi in cui il collasso di una singola sezione può portare a un crollo (senza grande preavviso)

Tipicamente:

- Nelle verifiche a taglio (anche per soli carichi verticali, in assenza di sisma)

Ma anche:

- Nelle determinazioni della capacità di rotazione delle sezioni dei pilastri (molto condizionata dal rapporto N_{Ed} / N_{Rd} e quindi dalla resistenza del materiale)

Resistenza ridotta con γ_M

- Esempio:

Si è trovato, in base alle prove sperimentali:

- Per il calcestruzzo $f_{cm} = 19 \text{ MPa}$
- Per l'acciaio $f_{ym} = 420 \text{ MPa}$

e si deve usare $FC = 1.2$

Nelle verifiche a comportamento "fragile" si userà:

- Per il calcestruzzo ($\gamma_c=1.5$) $f_{cd} = 15.83/1.5 = 10.56 \text{ MPa}$
- Per l'acciaio ($\gamma_s=1.15$) $f_{yd} = 350/1.15 = 304.3 \text{ MPa}$

Nota: dove la normativa per nuove costruzioni impone di usare $\alpha_{cc} f_{ck}$ si terrà conto di questo coefficiente (essendo $\alpha_{cc}=0.85$ si userà $f_{cd} = 8.97 \text{ MPa}$)

04 - Esame qualitativo della struttura

1 - esame qualitativo

1. Esame qualitativo della struttura

Consente di individuarne i principali punti di debolezza.
Ad esempio:

- Presenza di una direzione particolarmente debole, perché sostanzialmente priva di travi emergenti
- Presenza di pilastri molto deboli rispetto alle travi, che potrebbero portare a meccanismi di collasso di piano
- Forti dissimmetrie che potrebbero portare a comportamenti rotazionali pericolosi
- Elementi che possono portare a sollecitazioni localizzate molto forti (scale, ecc.)

Esame qualitativo della struttura

- individuazione degli elementi principali
 - analisi della loro distribuzione in pianta
 - giudizio sul comportamento nelle due direzioni e sul comportamento rotazionale
 - analisi della loro distribuzione in altezza

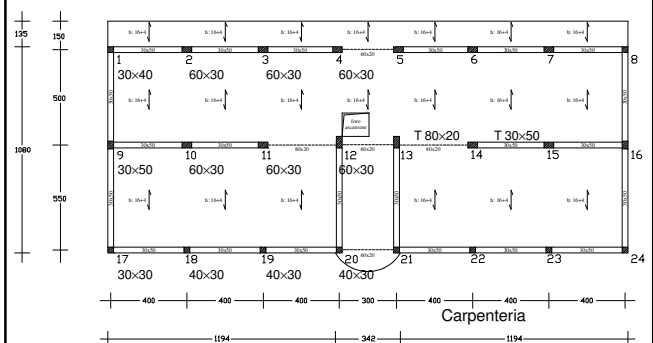
Esame qualitativo della struttura

- individuazione di possibili debolezze o irregolarità
 - la struttura ha uguale rigidezza e resistenza nelle due direzioni?
 - i pilastri sono più o meno resistenti delle travi?
 - la distribuzione degli elementi strutturali garantisce una buona regolarità in pianta e in altezza?
 - l'impalcato è compatto e rigido oppure no?
 - gli elementi non strutturali (tamponature, ecc.) sono di aiuto o irrilevanti, oppure danno problemi?
 - la tipologia della scala crea concentrazione di rigidezza o irregolarità planimetrica?

1. Esempio emblematico non corrispondente a un caso reale

- Edificio a 6 piani destinato ad abitazione
 - Tipologia tipica degli anni '70
 - Progettato per soli carichi verticali
 - Caratteristiche del calcestruzzo inferiori rispetto a quanto usualmente previsto nei calcoli per edifici dell'epoca, ma non eccessivamente scadenti

Carpenteria del piano tipo



Valutazione qualitativa

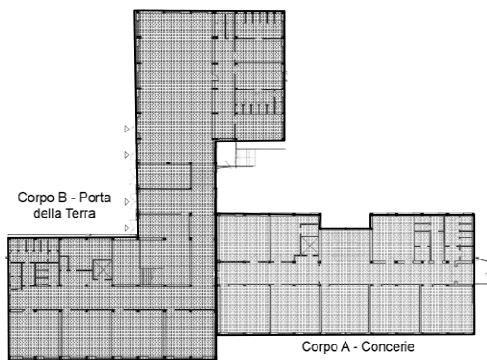
Contro:

- la direzione y è molto debole, perché vi sono solo i telai perimetrali e (parzialmente) quelli della scala
- le tamponature possono dare un aiuto ma possono anche portare a concentrazione di sollecitazioni, specie in direzione y
- le abitudini costruttive dell'epoca hanno portato a pilastri deboli rispetto alle travi
- le abitudini costruttive dell'epoca spesso non curavano la staffatura dei pilastri, favorendone il collasso fragile

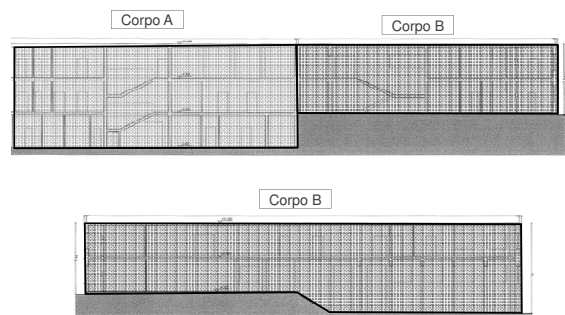
2. Edificio a Militello in Val di Catania (esempio reale)

- Due corpi di fabbrica, edificio scolastico fino al 2010, ora usato come edificio comunale
 - Progettato e realizzato intorno al 1970
 - Dichiarato in via cautelativa inagibile nel 2010
 - Andata via la scuola, utilizzato come edificio comunale (ma senza un decreto che annullasse l'inagibilità)
 - ci si è affidati nel 2015 al DICAR (Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura dell'Università di Catania) per valutarne la effettiva vulnerabilità

Planimetria generale

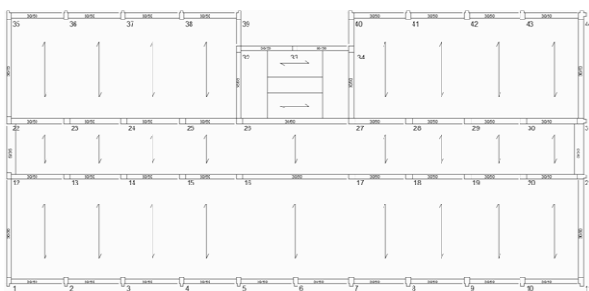


Sezioni longitudinali



Nota: corpo A e corpo B hanno lo stesso piano di posa

Carpenteria corpo A



Valutazione qualitativa corpo A

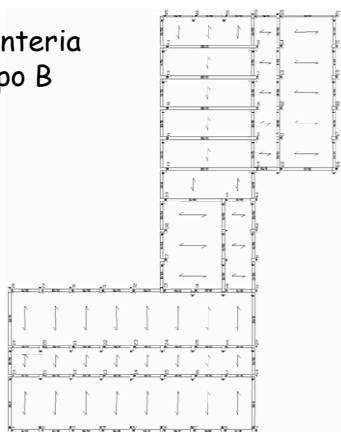
Pro:

- corpo compatto, con struttura sostanzialmente regolare
- dettagli progettuali sufficienti e buone caratteristiche dei materiali

Contro:

- concezione non idonea, perché ha telai sostanzialmente in una sola direzione
- modesta rigidezza rotazionale in pianta
- alcuni pilastri corti a causa della soletta rampante

Carpenteria corpo B



Valutazione qualitativa corpo B

Pro:

- struttura sostanzialmente regolare
- buone caratteristiche dei materiali; dettagli progettuali forse sufficienti (manca progetto, ma si suppone analogo all'altro corpo)

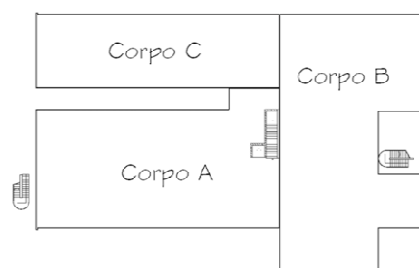
Contro:

- forma dell'impalcato poco compatta
- concezione non idonea, perché mancano travi parallele al solaio
- scala con trave a ginocchio
- variazione di quota del vespaio al piano terra

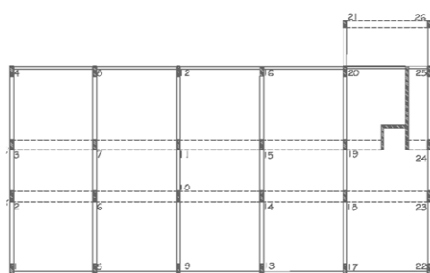
3. Scuola ad Augusta (SR) (esempio reale)

- Edificio con un piano interrato e due piani in elevazione
 - realizzato negli anni '80, quando Augusta era già classificata in zona sismica
 - nel 2009, in occasione di interventi di manutenzione, si è riscontrata una caratteristica del calcestruzzo nettamente inferiore a quanto aspettato
 - ci si è affidati nel 2010 al DICA (Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell'Università di Catania) per valutarne la effettiva vulnerabilità

Planimetria generale



Carpenteria corpo A - primo piano fuori terra



Valutazione qualitativa

Pro:

- progetto antisismico, anche se datato
- (sulla carta) buona armatura longitudinale e staffe nei pilastri

Contro:

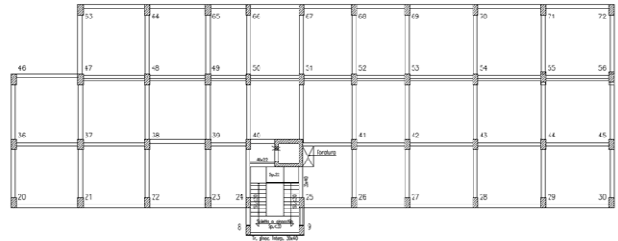
- concezione non idonea, perché presenta forte differenza di rigidezza nelle due direzioni
- presenza di pareti anche dissimetriche, sicuramente non prese in considerazione nel calcolo

4. Edificio progettato secondo le NTC08 (esempio reale)

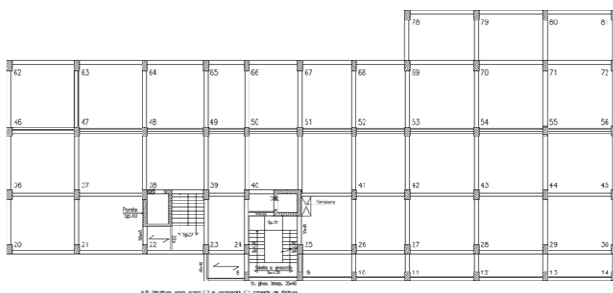
- Edificio a sei impalcati
 - progettato secondo le NTC08 e realizzato nel periodo aprile 2010 / marzo 2011
 - nel 2013 è stato oggetto di un intervento di variante consistente nell'ampliamento dell'impalcato al quarto livello
 - rilevate difformità tra progetto ed esecuzione
 - necessità di valutarne la effettiva vulnerabilità

Impalcato 5

- I pilastri, rettangolari, sono orientati tutti nella stessa direzione

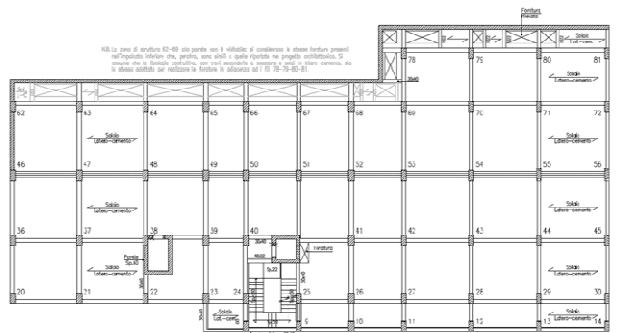


Impalcato 3



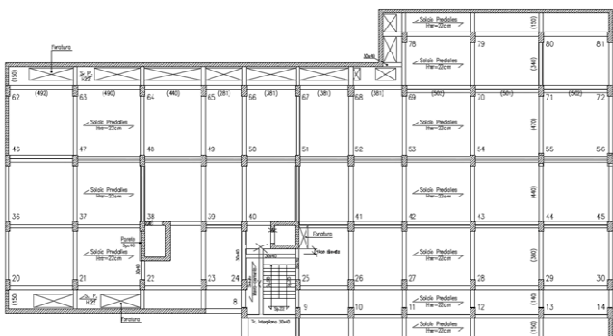
- Scale e vani ascensore costituiscono un irrigidimento non centrato, non ben valutato nel calcolo

Impalcato 2



- Al secondo piano è presente una parete su un solo lato

Impalcato 1



- Al primo piano sono presenti pareti su due lati

Valutazione qualitativa

Pro:

- i particolari costruttivi garantiscono tutte le gerarchie richieste e quindi un comportamento duttile ed un collasso globale

Contro:

- le pareti, i nuclei ascensore e le scale, dissimmetrici, creano forti problemi rotazionale e fanno classificare la struttura come torsionalmente deformabile

Corso di aggiornamento professionale

Valutazione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in c.a.

Parma
27-28 maggio 2016

Aurelio Gheresi

05 - Risposta sismica - analisi lineare

Risposta sismica

- L'azione sismica varia nel tempo
può essere espressa come accelerazione del suolo $\ddot{u}_g(t)$

- La risposta sismica può essere valutata partendo
dall'equazione di equilibrio dinamico

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + f_s = -m \ddot{u}_g$$

$m \ddot{u}$ forza d'inerzia

$c \dot{u}$ forza dissipativa viscosa

f_s forza di richiamo

- Se il sistema ha n gradi di libertà dinamici in realtà
è un sistema di n equazioni differenziali

Risposta sismica

- La risposta sismica dipende, oltre che
dall'accelerogramma, anche dal comportamento della
struttura
- Se il comportamento della struttura è elastico
lineare si parla di risposta sismica lineare
(il comportamento varia in maniera lineare al variare
dell'accelerazione sismica)
- Se il comportamento della struttura è non lineare si
parla di risposta sismica non lineare
(il comportamento varia in maniera non
proporzionale al variare dell'accelerazione sismica)

Risposta sismica lineare

- La forza di richiamo è proporzionale allo
spostamento $f_s = k u$

- L'equazione di equilibrio dinamico diventa

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

Nota: se il sistema ha n gradi di libertà dinamici in realtà è un
sistema di n equazioni differenziali

- Risolvendo l'equazione (matematicamente, con
integrazione al passo) si ottiene la storia della
risposta, cioè il valore di spostamento, velocità,
accelerazione in ogni istante

Risposta sismica lineare

- Per sistemi ad un solo grado di libertà si ha una sola
equazione differenziale e la sua risoluzione
numerica è relativamente facile
Si può usare ad esempio il programma Oscill, messo
a disposizione dei partecipanti
- Per sistemi a più gradi di libertà la risoluzione
numerica del sistema di equazioni è abbastanza
onerosa

Il programma Oscill può essere scaricato liberamente dal sito www.agheresi.it

Risposta sismica lineare per sistemi a più gradi di libertà

- Se si esprimono gli spostamenti u come
combinazione lineare degli spostamenti
corrispondenti alle forme modali, il sistema diventa
un insieme di equazioni, in ciascuna delle quali
compare una sola incognita
- In questo modo si può valutare la risposta nel tempo
come combinazione lineare delle risposte relative a
singoli oscillatori semplici
- Si ottiene (in maniera più agevole) la storia della
risposta, cioè il valore di spostamento, velocità,
accelerazione in ogni istante

Risposta sismica lineare per sistemi a più gradi di libertà

- In genere non interessa conoscere la risposta istante per istante, ma solo il valore massimo dei diversi parametri
- Per un oscillatore semplice, la risposta massima è sintetizzata in spettri di risposta
- Se la risposta della struttura reale è combinazione di quella di oscillatori semplici, la sua risposta massima può essere stimata combinando opportunamente le risposte dei singoli oscillatori



Analisi modale con spettro di risposta

Risposta sismica lineare per sistemi a più gradi di libertà

Analisi modale con spettro di risposta

- La risposta dinamica massima è valutata come combinazione dell'effetto di più insiemi di forze statiche, corrispondenti ai diversi modi
 - Il contributo di ciascun modo dipende dall'ordinata dello spettro (e quindi da caratteristiche del sisma e periodo proprio del modo) e da un parametro detto massa partecipante
- Se le forze relative ad un modo sono nettamente predominanti, basta considerare queste (o una loro semplificazione)



Analisi statica

Risposta sismica lineare per sistemi a più gradi di libertà

In definitiva, i valori massimi della risposta dinamica possono essere calcolati applicando:

- Un unico insieme di forze (analisi statica)
- Più insiemi di forze (analisi modale con spettro di risposta)

È possibile usare un'analisi lineare se il comportamento reale è non lineare?

- Dallo studio di oscillatori semplici non lineari: una struttura progettata per forze inferiori a quelle che occorre sopportare per rimanere in campo elastico si danneggerà, ma sopravviverà al terremoto se ha sufficiente duttilità



In fase di progettazione si può fare un calcolo elastico lineare con forze ridotte, purché si garantisca adeguata duttilità



Progetto con analisi lineare e fattore di struttura q

Progetto di strutture antisismiche con analisi lineare e fattore di struttura q

Perché funziona?

- Perché:
 - Garantiamo adeguata resistenza a tutte le sezioni
 - Garantiamo adeguata duttilità a tutte le sezioni che dovranno andare in campo plastico
 - Imponiamo una gerarchia di resistenze per ottenere un meccanismo di collasso globale
- Senza il rispetto di queste condizioni l'analisi lineare con fattore di struttura perde significato

Verifica di strutture esistenti

- Le strutture esistenti in genere non soddisfano i requisiti elencati:
 - La resistenza è stata data pensando (spesso) solo ai carichi verticali; quindi non è adeguata in tutte le sezioni
 - La duttilità delle singole sezioni in genere non è stata curata
 - Il meccanismo di collasso (spesso) non è globale

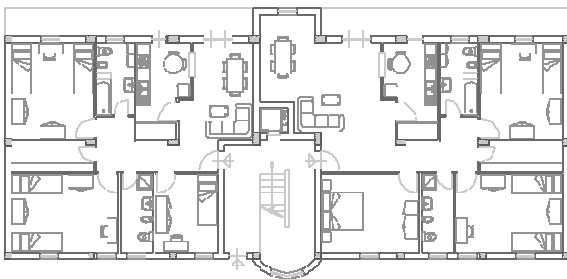
Verifica di strutture esistenti con analisi lineare e fattore di struttura q

- Venendo mancare i requisiti:
 - L'analisi lineare è poco significativa
 - Qualunque valore del fattore di struttura q è opinabile
- In ogni caso l'analisi lineare (anche con $q=1$) è un primo passo utile per avere indicazioni di massima sul comportamento della struttura
 - È facile a farsi
 - È poco condizionata dalle incertezze nei dati

Esempio

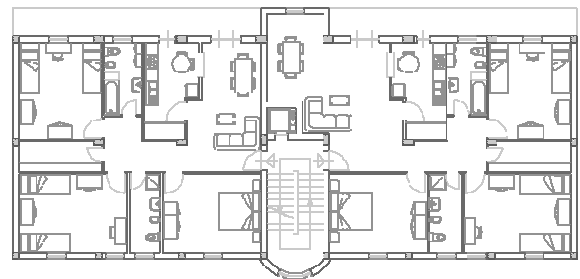
- Si considera come esempio un edificio progettato per soli carichi verticali negli anni '70
- La fase preliminare di indagine, volta a determinarne le caratteristiche, è stata affrontata in altra sede
(corsi su Edifici esistenti in c.a.:
Parma 2010, Imola maggio 2013, Spoleto 2015 e anni precedenti)

Pianta architettonica dell'edificio



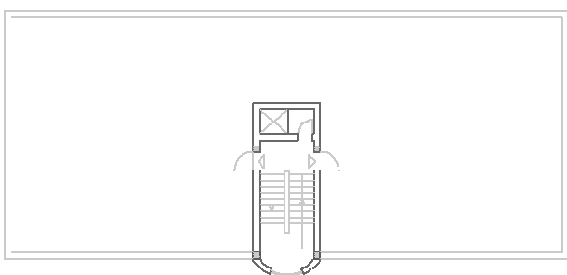
Piano terra

Pianta architettonica dell'edificio



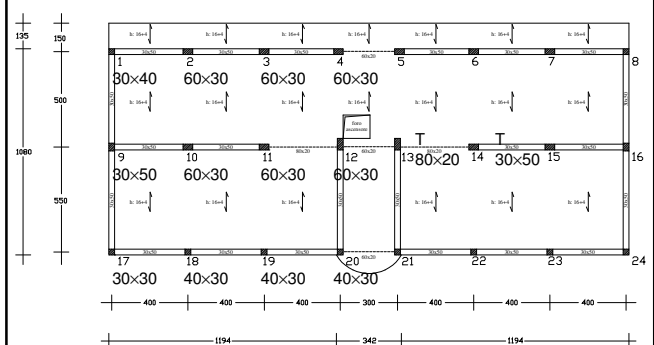
Piano tipo

Pianta architettonica dell'edificio



Copertura

Carpenteria dell'edificio



Pilastri: sezione e armature

piano	pilastro 1				pilastro 9				pilastro 17			
	progetto	rilievo	progetto	rilievo	progetto	rilievo	progetto	rilievo	progetto	rilievo	progetto	rilievo
6	30x30	4Ø12			30x30	4Ø12	30x30	4Ø12	30x30	4Ø12		
5	30x30	4Ø12			30x30	4Ø12	30x30	4Ø12	30x30	4Ø12		
4	30x30	4Ø12			30x30	4Ø12			30x30	4Ø12		
3	30x30	4Ø12			30x30	4Ø14			30x30	4Ø12		
2	30x30	4Ø14			30x40	6Ø14			30x30	4Ø12		
1	30x40	6Ø14			30x30	6Ø14	30x30	6Ø14	30x30	4Ø14	40x30	6Ø14

piano	pilastri 2, 3, 4				pilastri 10, 11, 12				pilastri 18, 19, 20			
	progetto	rilievo	progetto	rilievo	progetto	rilievo	progetto	rilievo	progetto	rilievo	progetto	rilievo
6	30x30	4Ø12			30x30	4Ø12	30x30	4Ø12	30x30	4Ø12		
5	30x30	4Ø12			30x30	4Ø12	30x30	4Ø14	30x30	4Ø12		
4	30x30	4Ø14	30x30	4Ø14	30x30	4Ø14	30x30	4Ø14	30x30	4Ø12		
3	40x30	6Ø14	40x30	6Ø14	40x30	6Ø14	40x30	6Ø14	30x30	4Ø12		
2	50x30	6Ø14	50x30	6Ø14	50x30	6Ø14	50x30	6Ø14	30x30	4Ø14		
1	60x30	6Ø14			60x30	6Ø14	60x30	6Ø14	40x30	6Ø14		

File Edificio 2016.xls - foglio Pilastri

Travi: armature

Trave	Piano		I (M)	(M')	II (M)	(M')	III (M)	(M')	IV (M)
1-2-3-4	6	M	-22.0	+37.7	-52.8	+33.0	-44.0	+33.0	-33.0
		sup	2Ø14		4Ø14		4Ø14		3Ø14
		inf	2Ø14	3Ø14	2Ø14	3Ø14	2Ø14	3Ø14	2Ø14
	1-5	M	-26.7	+45.7	-64.0	+40.0	-53.3	+40.0	-40.0
		sup	2Ø14		5Ø14		4Ø14		3Ø14
		inf	2Ø14	4Ø14	2Ø14	3Ø14	2Ø14	3Ø14	2Ø14
9-10-11-12	6	M	-28.0	+48.0	-67.2	+42.0	-56.0	+42.0	-42.0
		sup	2Ø14		5Ø14		7Ø18		6Ø18
		inf	2Ø14	4Ø14	2Ø14	4Ø14	2Ø18	6Ø18	2Ø18
	1-5	M	-28.0	+48.0	-67.2	+42.0	-56.0	+42.0	-42.0
		sup	2Ø14		5Ø14		7Ø18		6Ø18
		inf	2Ø14	4Ø14	2Ø14	4Ø14	2Ø18	6Ø18	2Ø18

File Edificio 2016.xls - foglio Travi

Massa (peso) degli impalcati

- Dai carichi unitari, si valutano le masse di impalcato, secondo le norme attualmente vigenti

Impalcato	Peso	Peso a m ²
6	2586.2 kN	7.98 kN/m ²
altri	3017.4 kN	9.31 kN/m ²

Nota: i valori sono riferiti all'intero edificio. Nel seguito data la simmetria si considererà solo mezzo edificio

Materiali

Valori ottenuti mediante prove

Calcestruzzo:

- Si ottiene dalle prove $f_{cm} = 19 \text{ MPa}$
(molto minore di quanto corrisponde a $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$)

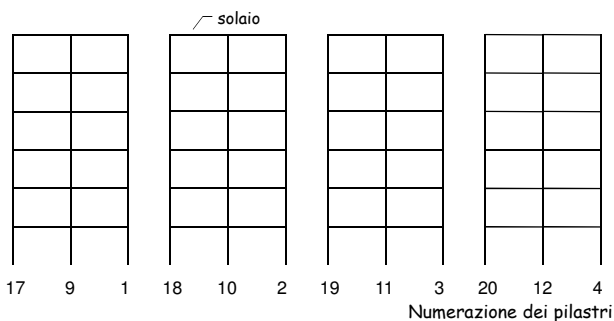
Acciaio:

- Si trovano barre ad aderenza migliorata; si ottiene dalle prove $f_{ym} = 420 \text{ MPa}$
(plausibile per un FeB38k)

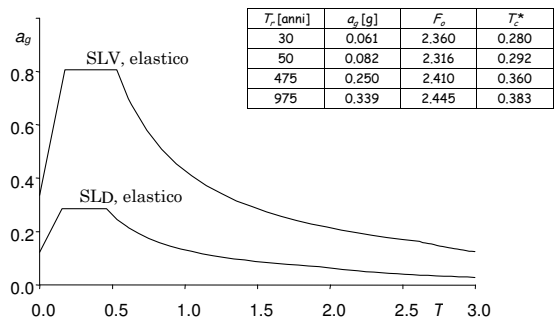
Fattore di confidenza usato:

FC = 1.2

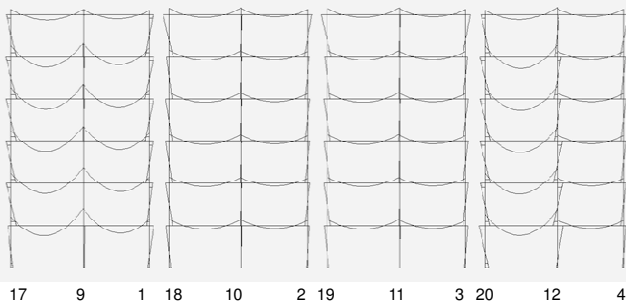
Schema geometrico insieme dei telai - direzione y



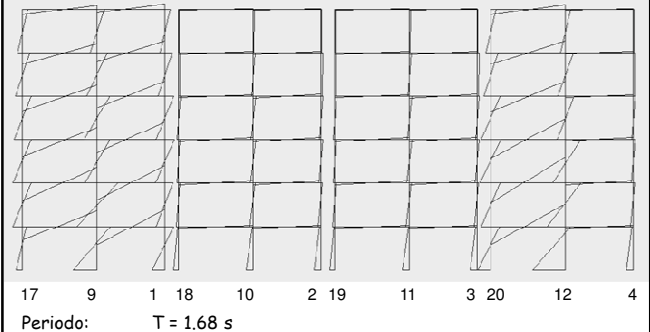
Pericolosità sismica del sito



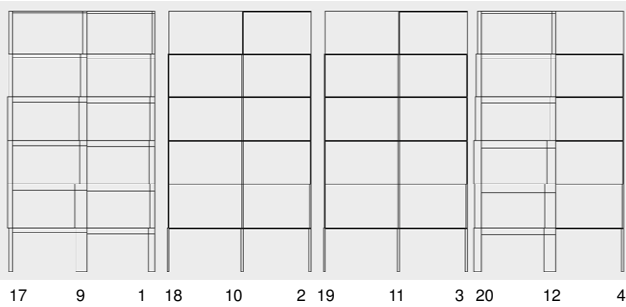
Telai in direzione y, carichi verticali diagramma del momento flettente



Analisi modale - sisma in direzione y diagramma del momento flettente



Analisi modale - sisma in direzione y diagramma del taglio



Analisi lineare: cosa possiamo ottenere dai risultati?

1. Giudizio in termini di caratteristiche della sollecitazione

- Si può determinare il moltiplicatore del sisma (e quindi l'accelerazione a_g) che porta al limite di resistenza delle sezioni

La normativa indica con

D_i la domanda (esempio il momento sollecitante da sisma)

C_i la capacità (esempio il momento resistente della sezione)

ρ_i il rapporto $\rho_i = D_i / C_i$

Quindi $1/\rho_i$ è il moltiplicatore del sisma per il quale si raggiunge il limite di resistenza di una sezione

Circolare NTC08, punto C8.7.2.4

Analisi lineare: cosa possiamo ottenere dai risultati?

1. Giudizio in termini di caratteristiche della sollecitazione

- Si può determinare il moltiplicatore del sisma (e quindi l'accelerazione a_g) che porta al limite di resistenza delle sezioni

Più rigorosamente, se

$D_{i,s}$ è l'effetto del sisma

$D_{i,q}$ l'effetto dei carichi verticali

si ha $\frac{1}{\rho_i} = \frac{C_i - D_{i,q}}{D_{i,s}}$

Giudizio in termini di caratteristiche della sollecitazione

• Esempio

pilastro	piano	l _q (d)	b (cm)	h (cm)	M _{Rd} (l _q) (kNm)	CARICHI VERTICALI			ANALISI MODALE $\phi=1$		
						momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)

Nella sezione sup. (in testa) si raggiunge il momento resistente per un moltiplicatore

$$\frac{1}{\rho_i} = \frac{54.97 - (-11.21)}{251.57} = 0.263 = 26.3\%$$

per sisma col segno positivo e

$$\frac{1}{\rho_i} = \frac{-54.97 - (-11.21)}{-251.57} = 0.174 = 17.4\%$$

per sisma col segno negativo

File Edificio 2016, foglio RiepilogoPilY

Giudizio in termini di caratteristiche della sollecitazione

In sintesi, si ottiene che (per sisma positivo):

- Si raggiunge il limite di resistenza a flessione in una trave per $1/\rho = 0.015$ ($a_g = 0.004$ g)
- Si raggiunge il limite di resistenza a flessione in un pilastro per $1/\rho = 0.130$ ($a_g = 0.033$ g)
- Si raggiunge il limite di resistenza a taglio in un pilastro per $1/\rho = 0.183$ ($a_g = 0.046$ g)

Queste accelerazioni andrebbero moltiplicate per il fattore di struttura q (da 1.5 a 3, secondo le indicazioni di normativa)

... ma come scegliere tra 1.5 e 3?

Giudizio in termini di caratteristiche della sollecitazione

Quali conclusioni trarre da questi numeri?

- Si supera subito la resistenza di qualche trave
Questo potrebbe non preoccuparci, perché le travi possono avere un comportamento duttile
... però appena una sezione si plasticizza il calcolo lineare non è più rigoroso
- Si supera presto (0.05 g?) la resistenza a flessione di qualche pilastro
Questo è più rilevante, ma certo non implica il collasso della struttura
- Si supera abbastanza presto (0.07 g?) la resistenza a taglio di qualche pilastro
Questo è molto più grave ... ma posso ritenere ancora valida l'analisi lineare?

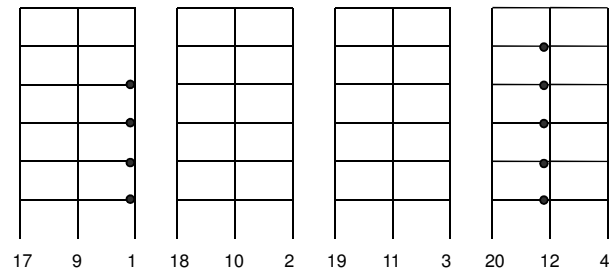
Giudizio in termini di caratteristiche della sollecitazione

- È molto utile esaminare la distribuzione dei ρ , ovvero quali e quante sezioni hanno superato il limite di resistenza per una accelerazione assegnata (anche se il calcolo non vale più appena si è raggiunto il limite in una sezione)

Sezioni che hanno superato il limite di resistenza

Per $a_g = 0.016$ g - $1/\rho = 0.064$

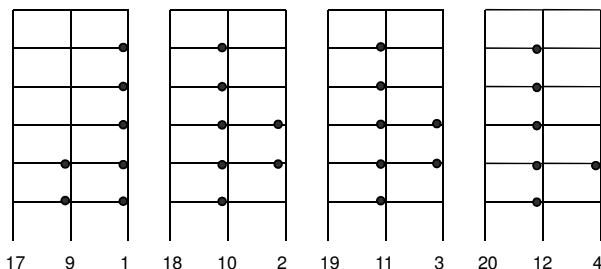
Superamento della resistenza nelle prime travi



Sezioni che hanno superato il limite di resistenza

Per $a_g = 0.029$ g - $1/\rho = 0.116$

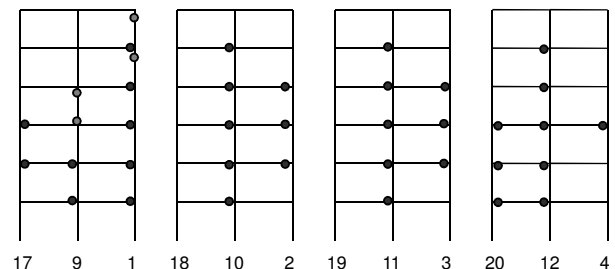
Superamento della resistenza in un numero maggiore di travi



Sezioni che hanno superato il limite di resistenza

Per $a_g = 0.035$ g - $1/\rho = 0.140$

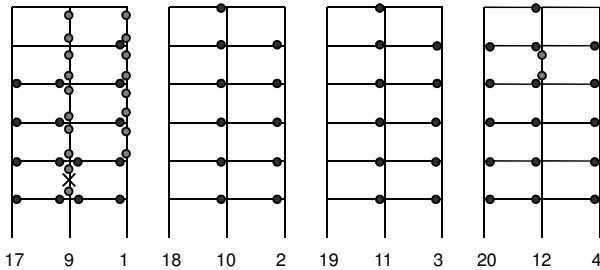
Superamento della resistenza nei primi pilastri



Sezioni che hanno superato il limite di resistenza

Per $a_g = 0.050 \text{ g} - 1/\rho = 0.200$

Rottura a taglio di un pilastro



Giudizio in termini di caratteristiche della sollecitazione

- È molto utile esaminare la distribuzione dei ρ , ovvero quali e quante sezioni hanno superato il limite di resistenza per una accelerazione assegnata (anche se il calcolo non vale più appena si è raggiunto il limite in una sezione)
 - Si vede che in questo caso il danneggiamento è diffuso, a partire dalle travi
La rottura a taglio avviene dopo che hanno superato il limite di resistenza a flessione moltissime sezioni di trave e vari pilastri
- Si potrà controllare più avanti se questo è vero

Analisi lineare: cosa possiamo ottenere dai risultati?

2. Giudizio in termini di spostamenti

- In realtà il collasso della struttura avviene per superamento delle deformazioni plastiche limite
- Ragionando in termini di rotazione alla corda (e assimilandola a spostamento relativo di interpiano) si può determinare il moltiplicatore del sisma (e quindi l'accelerazione a_g) che porta al limite di spostamento relativo

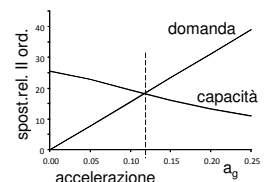
L'argomento è affrontato in dettaglio più avanti. Per ora si riportano solo sinteticamente i risultati

Circolare NTC08, punto C8.7.2.4

Analisi lineare: cosa possiamo ottenere dai risultati?

2. Giudizio in termini di spostamenti

- Si ipotizza che lo spostamento cresca linearmente con a_g , anche se la struttura supera il limite elastico
 - Lo spostamento relativo cresce linearmente con a_g
 - La capacità di spostamento si riduce un po' con a_g , perché il sisma provoca in alcuni pilastri un incremento di sforzo normale
- Il limite è raggiunto per $a_g = 0.117 \text{ g}$



Analisi lineare: quanto sono affidabili questi risultati?

- L'analisi lineare è stata qui utilizzata per prefigurare quello che si può ottenere con una analisi non lineare
- I risultati sono affidabili fin quando solo un numero di sezioni ha superato il limite di resistenza
- Poi man mano perdono di significato
- L'analisi non lineare fornisce risultati più affidabili, ma questi non possono essere completamente diversi da quelli ora ottenuti

Corso di aggiornamento professionale

**Valutazione della vulnerabilità sismica
di edifici esistenti in c.a.**

Parma
27-28 maggio 2016

Aurelio Ghersi

06 - Risposta sismica non lineare

**Verifica di strutture esistenti
con analisi non lineare**

- Valutazione della risposta dinamica non lineare, cioè integrazione delle equazioni del moto:
 - È troppo complicata e di difficile interpretazione (almeno con conoscenze e mezzi odierni)
 - Occorrono programmi specifici, diffusi in ambito di ricerca ma non orientati all'attività professionale
 - Occorre fornire come input degli accelerogrammi, e non è facile scegliere quanti e quali
 - La modellazione è complessa ed influenza in maniera rilevante i risultati
 - La quantità di risultati fornita è molto elevata (si ottiene la risposta istante per istante) e ciò rende difficile la loro interpretazione

**Verifica di strutture esistenti
con analisi non lineare**

- Valutazione della risposta dinamica non lineare, cioè integrazione delle equazioni del moto:
 - È troppo complicata e di difficile interpretazione (almeno con conoscenze e mezzi odierni)
- È possibile sostituirla con una analisi statica non lineare (cioè applicare forze statiche e farle crescere, fino al collasso)?
 - In che modo si può fare?
 - Con quale affidabilità?

**Verifica di strutture esistenti
con analisi statica non lineare**

Problemi:

- I risultati dell'analisi non lineare dipendono dalla storia di carico
 - Anche se conoscessi l'entità delle forze in un determinato istante non potrei essere certo del loro effetto, che dipende da come sono variate le forze in istanti precedenti
 - Questo problema non è risolvibile
 - Comunque si ritiene che l'errore sia accettabile, almeno rispetto alle altre approssimazioni.
... sarà vero?

**Verifica di strutture esistenti
con analisi statica non lineare**

Problemi:

- Quale accelerazione sismica corrisponde ad un dato valore delle forze?
 - Nelle analisi lineari il valore delle forze è proporzionale all'accelerazione sismica
 - Nelle analisi non lineari questo non è vero
- Sono stati proposti numerosi criteri per mettere in relazione le forze (o meglio gli spostamenti) all'accelerazione sismica
... ma criteri diversi portano a risultati abbastanza diversi

**Verifica di strutture esistenti
con analisi statica non lineare**

Problemi:

- Quale distribuzione di forze utilizzare per simulare l'effetto del sisma?
 - Nelle analisi lineari si fa riferimento al primo modo (o ad una distribuzione che si avvicina) oppure si considerano più insiemi di forze
 - È stato proposto di usare almeno due insiemi di forze, ma sono stati proposti anche altri criteri per tener conto del contributo dei diversi modi
... ma tutto questo complica operativamente e confonde le idee, senza dare certezze

Verifica di strutture esistenti con analisi statica non lineare

Problemi:

- In che modo esaminare strutture non simmetriche, con rilevante comportamento rotazionale?
 - L'analisi statica non lineare è stata proposta sostanzialmente con riferimento a schemi piani
 - Il comportamento dinamico lineare esalta gli effetti rotazionali. E quello non lineare?
 - Sono stati proposti criteri per cogliere il comportamento rotazionale non lineare
... ma ancora non vi sono certezze

Verifica di strutture esistenti con analisi statica non lineare

- L'analisi statica non lineare può essere usata per avere una risposta "secca": la struttura ce la fa oppure no?

- Si valuta la risposta non lineare fino al collasso (capacità della struttura)
- Si confronta la capacità con la domanda che corrisponde ad un assegnato evento sismico

Tipico risultato: la struttura può sopportare solo il xx% dell'azione sismica richiesta



Tanto lavoro per una risposta banale e molto opinabile

Verifica di strutture esistenti con analisi statica non lineare

- L'analisi statica non lineare può essere usata per capire come varia la risposta della struttura al crescere dell'azione sismica
 - Si valuta la risposta non lineare fino al collasso
 - Si individua cosa succede nella struttura per ciascun valore dell'azione sismica



In questo modo si possono individuare i punti deboli della struttura e si può cercare di capire quanto influiscono le inevitabili incertezze nella conoscenza

Verifica di strutture esistenti con analisi statica non lineare

Fasi del procedimento

1. Analisi pushover (valutazione del comportamento sotto forze crescenti)
2. Associazione di una qualsiasi fase della pushover ad un valore dell'accelerazione sismica
3. Giudizio sul comportamento della struttura in una qualsiasi fase della pushover (e quindi per un valore dell'accelerazione sismica)

Ma, insieme e al di sopra di questo

- Incertezze sulla modellazione della struttura (geometria e materiali)
- Incertezze sull'azione sismica

1. Analisi pushover

Impostazione più comune:

- Applicazione di due distribuzioni di forze
 - Primo gruppo - una tra:
 - distribuzione proporzionale alle forze statiche
 - distribuzione corrispondente alla forma del modo fondamentale di vibrare nella direzione considerata
 - distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano involuppo di un'analisi modale
 - Secondo gruppo - uno tra:
 - Distribuzione di forze proporzionale ad un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza
 - Distribuzione adattiva
 - Distribuzione multimodale

Vedere più avanti, impostazioni alternative

NTC08, punto 7.3.4.1

1. Analisi pushover

Alternative:

- Analisi adattive
La distribuzione di forze varia durante la pushover (ad esempio in funzione dei modi di oscillazione libera)
 - possono essere applicate le forze del modo principale, oppure gli spostamenti involuppo modale
- Analisi multimodali
effettuare contemporaneamente più pushover, ciascuna con forze corrispondenti a un modo, e poi combinarne gli effetti

2. Associazione tra pushover e accelerazione sismica

Impostazione suggerita dalle norme europee:

- Metodo N2, proposto da Fajfar

Alternativa, sostanzialmente equivalente:

- Metodo N1, di Ghersi et al.

Evita il passaggio, avanti e indietro, tra schema reale e schema a un grado di libertà

Procedimento preferito negli Stati Uniti

- Metodo di Freeman o dello spettro di capacità

Tiene conto in maniera differente (con variazione dello smorzamento) della variazione di dissipazione dovuta al progressivo danneggiamento della struttura

3. Giudizio sulla struttura

In termini di sollecitazioni:

- Riguarda le rotture fragili, come rottura a taglio di una sezione o rottura di un nodo

In termini di deformazioni:

- Riguarda la rottura per esaurimento della capacità deformativa plastica di un concio
 - Si basa sul controllo della "rotazione alla corda"
 - Esistono varie formulazioni (due in normativa, molte altre in bibliografia) che forniscono risultati diversi

Corso di aggiornamento professionale

Valutazione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in c.a.

Parma
27-28 maggio 2016

Aurelio Ghersi

07 - Analisi pushover

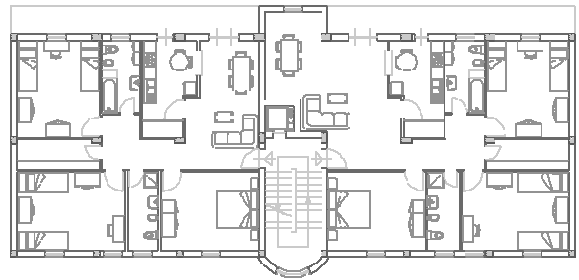
Analisi pushover

- Analisi non lineare che mostra il comportamento di una struttura soggetta ad una distribuzione crescente di forze orizzontali
 - Occorre applicare preliminarmente i carichi verticali agenti sulla struttura (valori per la condizione sismica)
Si effettua in genere una analisi lineare, ritenendo che sotto i carichi di esercizio la struttura sia in campo elastico
 - A questi si somma l'effetto di una distribuzione di forze orizzontali, scalate in maniera via via crescente. Questo effetto si valuta con analisi non lineare
 - Si ottengono così indicazioni sul progressivo stato della struttura (sollecitazioni, spostamenti, ecc.)

Esempio

- Si considera come esempio un edificio progettato per soli carichi verticali negli anni '70
- La fase preliminare di indagine, volta a determinarne le caratteristiche, è stata affrontata in altra sede
(corsi su Edifici esistenti in c.a.: Parma 2010, Imola maggio 2013, Spoleto 2015 e anni precedenti)
- L'analisi lineare di questa struttura è stata riepilogata in precedenza

Pianta architettonica dell'edificio



Piano tipo

Schema geometrico insieme dei telai - direzione y

1,2,3	4,5,6	7,8,9	10	11	12	13	14	15	16,17,18	19,20,21	22
23,25	26,28	29,31	32	33	34	35	36	37	38,40	41,43	44
45,47	48,50	51,53	54	55	56	57	58	59	60,62	63,65	66
67,69	70,72	73,75	76	77	78	79	80	81	82,84	85,87	88
89,91	92,94	95,97	98	99	100	101	102	103	104,106	107,109	110
111,113	114,116	117,119	120	121	122	123	124	125	126,128	129,131	132
17	9	1	18	10	2	19	11	3	20	12	4

Numerazione delle aste verticali

Nota: alcuni pilastri sono stati divisi in tre parti, per un successivo inserimento di diagonali che simulano l'effetto delle tamponature

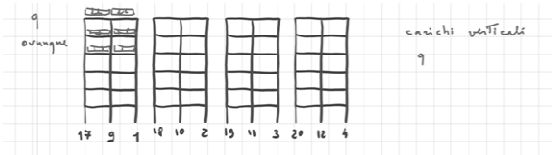
Schema geometrico insieme dei telai - direzione y

133	134	135	136	137	138	139	140				
141	142	143	144	145	146	147	148				
149	150	151	152	153	154	155	156				
157	158	159	160	161	162	163	164				
165	166	167	168	169	170	171	172				
173	174	175	176	177	178	179	180				
17	9	1	18	10	2	19	11	3	20	12	4

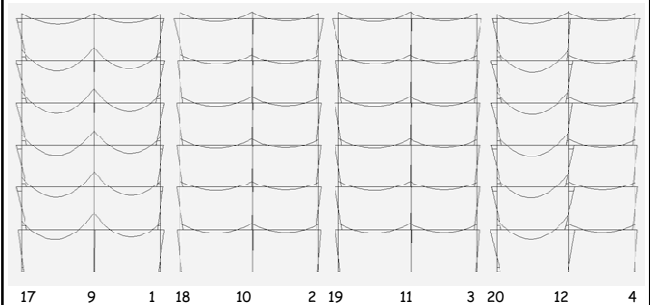
Numerazione delle aste orizzontali

Pushover esempio - direzione y

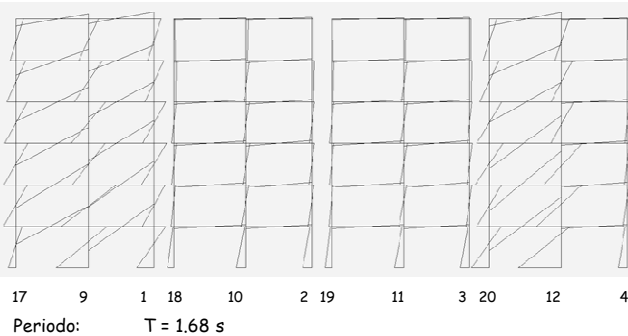
- Carichi verticali



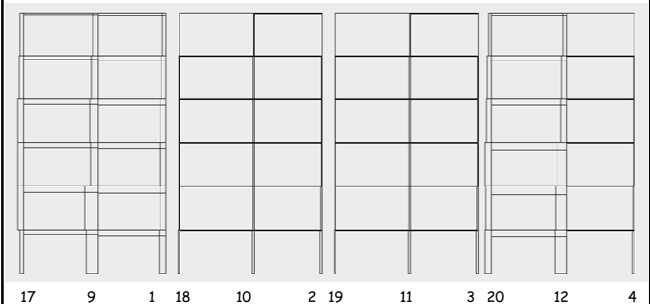
Telai in direzione y, carichi verticali diagramma del momento flettente



Analisi modale - sisma in direzione y diagramma del momento flettente

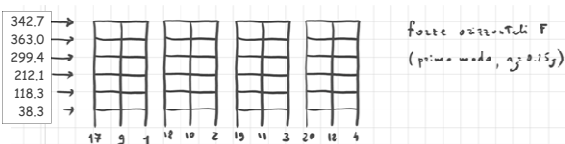


Analisi modale - sisma in direzione y diagramma del taglio



Pushover esempio - direzione y

- Distribuzione di forze

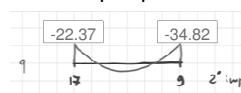


$$\sum F = 1373.8 \text{ kN}$$

- Le forze usate nell'esempio sono quelle corrispondenti al primo modo
Nota: poiché le forze devono essere scalate, è la distribuzione (cioè i rapporti) che conta, non i valori in sé

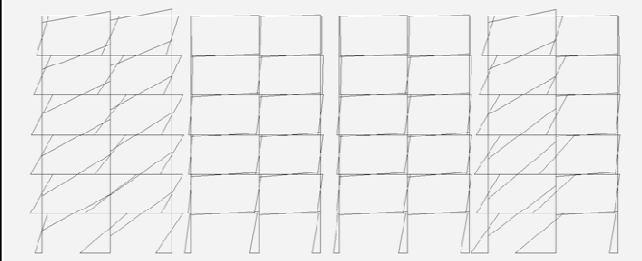
Pushover esempio - direzione y

- Carichi verticali:
risolto lo schema si hanno i valori in tutte le aste
Ad esempio, per la trave 17-9, 2° impalcato:



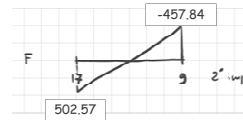
Pushover esempio - direzione y

- Primo passo - effetto delle forze orizzontali



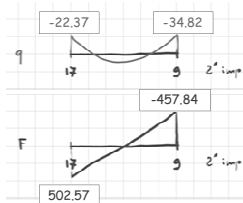
Pushover esempio - direzione y

- Primo passo:
applicando le forze allo schema e risolto lo schema
si hanno i valori in tutte le aste
Ad esempio, per la trave 17-9, 2° impalcato:

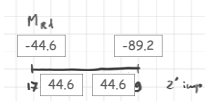


Pushover esempio - direzione y

- Per questa trave si ha quindi:

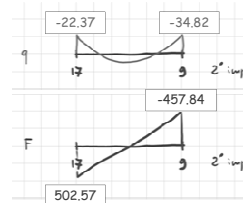


La trave ha come momenti
resistenti i valori qui indicati



Pushover esempio - direzione y

- Si può valutare l'aliquota di forza orizzontale che
porta la trave al limite di resistenza:

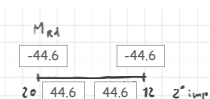
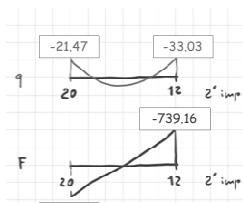


La sezione di destra raggiunge il
limite di resistenza per forze pari
all'11.88% di quelle di riferimento

$$\begin{aligned} \text{entro } 17 \quad & -22.37 + \frac{502.57}{p} = 44.6 \\ & p = 7.504 \quad \frac{1}{p} = 13.33\% \\ \text{entro } 9 \quad & -34.82 - \frac{457.84}{p} = -89.2 \\ & p = 8.419 \quad \frac{1}{p} = 11.88\% \end{aligned}$$

Pushover esempio - direzione y

- Analogamente, per la trave 20-12, 2° impalcato:



La sezione di destra raggiunge il
limite di resistenza per forze pari
al 1.57% di quelle di riferimento

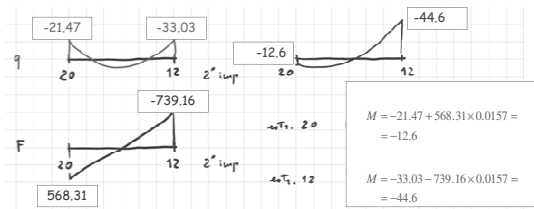
$$\begin{aligned} \text{entro } 20 \quad & -21.47 + \frac{568.31}{p} = 44.6 \\ & p = 8.602 \quad \frac{1}{p} = 11.63\% \\ \text{entro } 12 \quad & -33.03 - \frac{739.16}{p} = -44.6 \\ & p = 63.89 \quad \frac{1}{p} = 1.57\% \end{aligned}$$

Pushover esempio - direzione y

- Esaminando tutte le aste, travi e pilastri, si
determina il valore minimo del moltiplicatore che
porta al limite una sezione
- Si trova che il valore più piccolo è 1.57%, che porta
al raggiungimento del limite di plasticizzazione per
la trave 20-12, 2° impalcato

Pushover esempio - direzione y

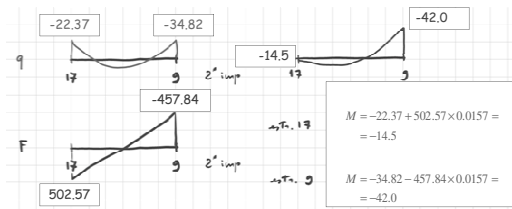
- Per questo moltiplicatore (0.0157), nella trave 20-12, 2° impalcato si ha



- L'estremo destro si è plasticizzato

Pushover esempio - direzione y

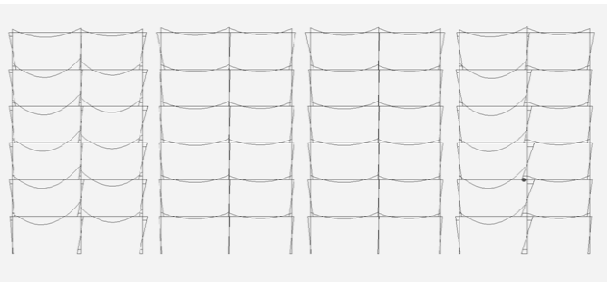
- Per lo stesso moltiplicatore (0.0157), nella trave 17-9, 2° impalcato si ha



- Entrambi gli estremi sono ancora lontani dal limite

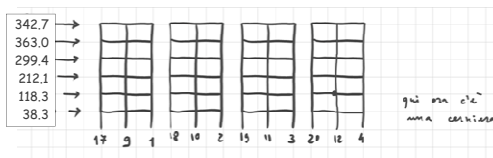
Pushover esempio - direzione y

- Questa è la situazione al termine del primo passo



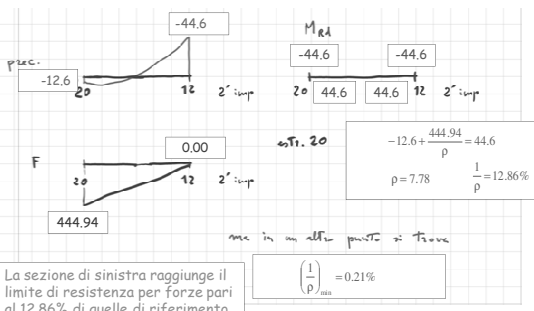
Pushover esempio - direzione y

- I valori trovati (corrispondenti ai diagrammi in rosso) sono i valori finali del primo passo, nonché quelli iniziali per il secondo passo
- Nella sezione in cui si è raggiunto il momento resistente M non può crescere. Si mette quindi nello schema una cerniera e si ripete il calcolo



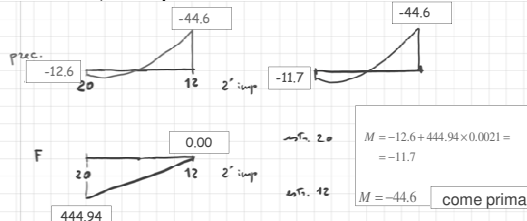
Pushover esempio - direzione y

- Secondo passo, per la trave 20-12, 2° impalcato:



Pushover esempio - direzione y

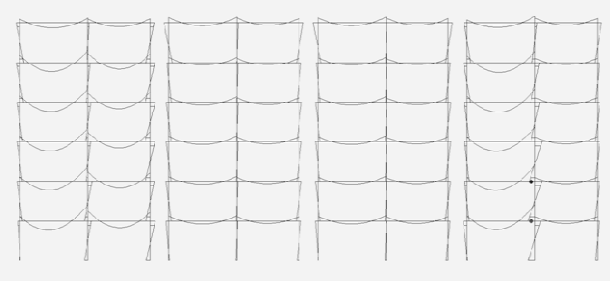
- Per questo moltiplicatore (0.0021), nella trave 20-12, 2° impalcato si ha



- Si noti che questi (diagramma in rosso) sono i valori che corrispondono a forze pari al $1.57 + 0.21 = 1.78\%$ delle forze di riferimento

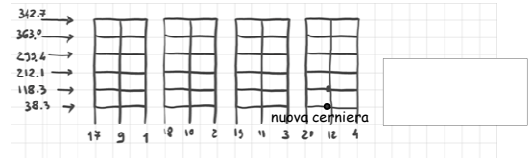
Pushover esempio - direzione y

- Questa è la situazione al termine del secondo passo



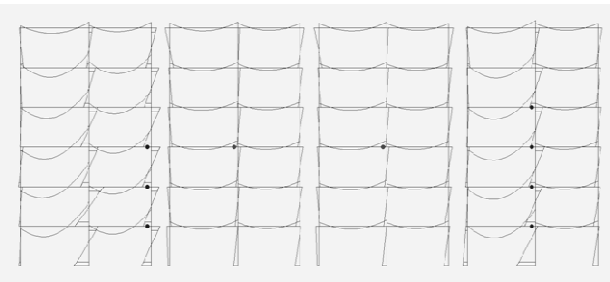
Pushover esempio - direzione y

- I valori trovati (corrispondenti ai diagrammi in rosso) sono i valori finali del secondo passo, nonché quelli iniziali per il terzo passo
- Nella sezione in cui si è raggiunto il momento resistente M non può crescere. Si mette quindi nello schema un'altra cerniera e si ripete il calcolo



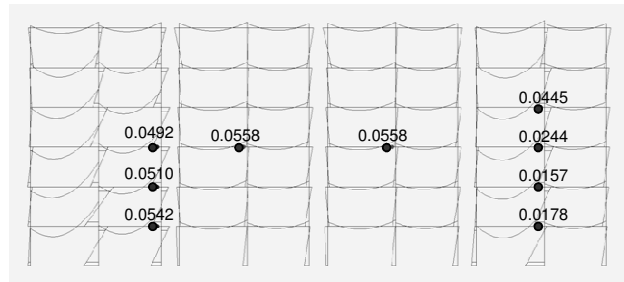
Pushover esempio - direzione y

- Questa è la situazione al termine dell'ottavo passo



Pushover esempio - direzione y

- Questa è la situazione al termine dell'ottavo passo



Applicazione alla struttura in esame telai in direzione y

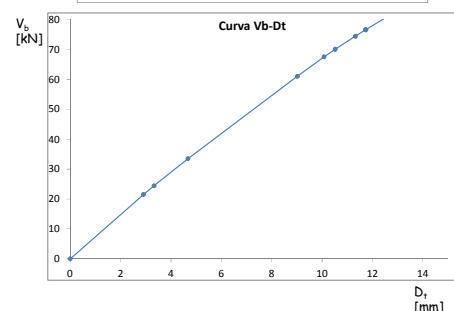
- Riepilogo dei risultati dei primi passi dell'analisi non lineare, fatti in maniera parzialmente manuale, ovvero con l'utilizzo di una analisi lineare e facendo variare via via lo schema

passo n	1/p n	$\Sigma 1/r$ n	Dt n	Do n	Vb n	sequenza eventi		
1	1.57%	1.57%	2.907	21.32	cer	171-2		
2	0.71%	1.78%	3.377	24.44	cer	179-2		
3	0.66%	2.44%	4.678	33.52	cer	163-2		
4	2.01%	4.45%	9.018	61.08	cer	155-2		
5	0.47%	4.52%	10.074	67.55	cer	158-2		
6	0.19%	5.10%	10.518	70.1	cer	166-2		
7	0.32%	5.42%	11.322	74.46	cer	174-2		
8	0.16%	5.58%	11.729	75.53	cer	159-2	cer	161-2

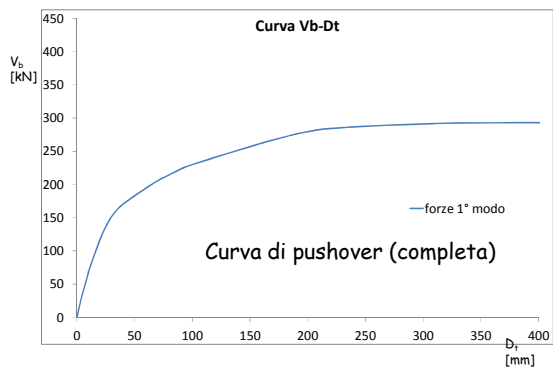
File TelY.xls

Applicazione alla struttura in esame telai in direzione y

Curva di pushover (parte iniziale)

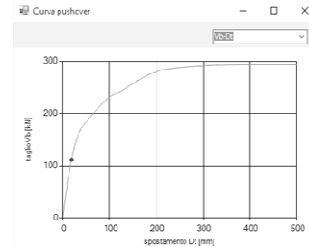


Applicazione alla struttura in esame telai in direzione y

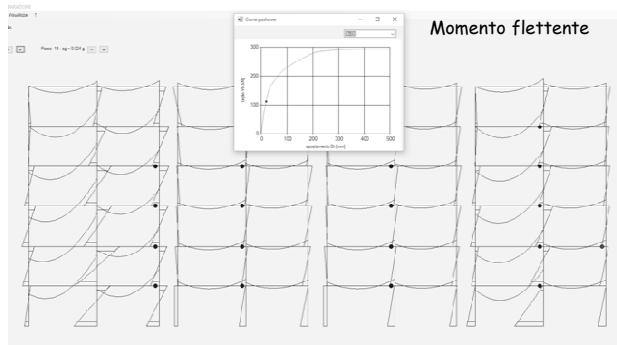


Applicazione alla struttura in esame telai in direzione y

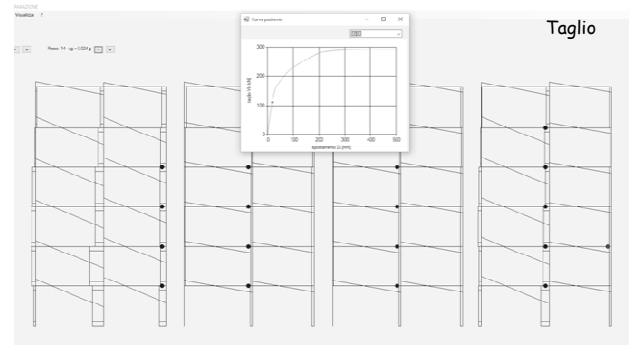
A ciascun punto della pushover corrispondono tante informazioni:



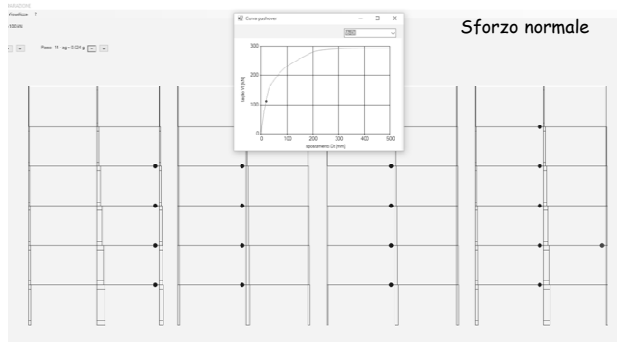
Applicazione alla struttura in esame telai in direzione y



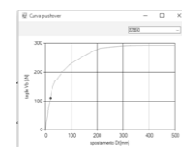
Applicazione alla struttura in esame telai in direzione y



Applicazione alla struttura in esame telai in direzione y



Applicazione alla struttura in esame telai in direzione y



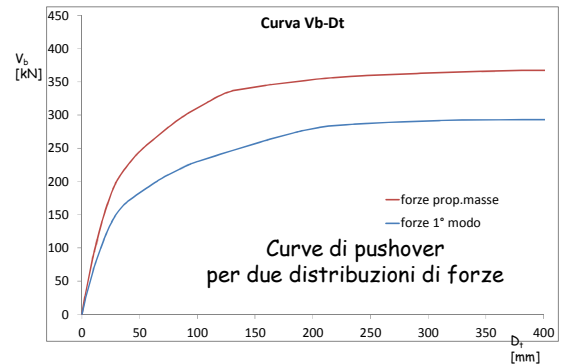
E inoltre:

- Spostamento e rotazione dei nodi
 - Spostamento assoluto e relativo degli impalcati
 - Rotazione plastica delle sezioni plasticizzate
- Ed anche:
- Capacità deformativa delle sezioni plasticizzate (che dipende anche da N, che varia durante il processo di carico)

Applicazione alla struttura in esame telai in direzione y

- L'analisi va ripetuta per una seconda distribuzione di forze (forze proporzionali alla massa)
- Se lo schema non è simmetrico, occorre ripetere l'analisi anche cambiando segno alle forze
- La normativa non specifica niente a proposito di eccentricità accidentali e di combinazione delle due componenti del sisma

Applicazione alla struttura in esame telai in direzione y



Corso di aggiornamento professionale

Valutazione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in c.a.

Parma
27-28 maggio 2016

Aurelio Gherzi

08 - Corrispondenza tra punti della pushover e accelerazione sismica

Corrispondenza tra punti della pushover e accelerazione sismica

Impostazione suggerita dalle norme europee:

- Metodo N2, proposto da Fajfar

Alternativa, sostanzialmente equivalente:

- Metodo N1, di Gherzi et al.

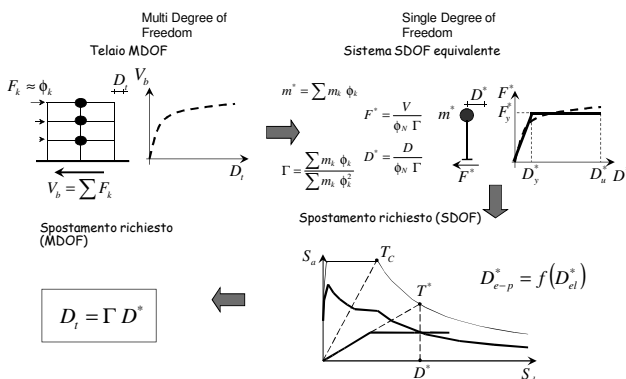
Evita il passaggio, avanti e indietro, tra schema reale e schema a un grado di libertà

Procedimento preferito negli Stati Uniti

- Metodo di Freeman o dello spettro di capacità

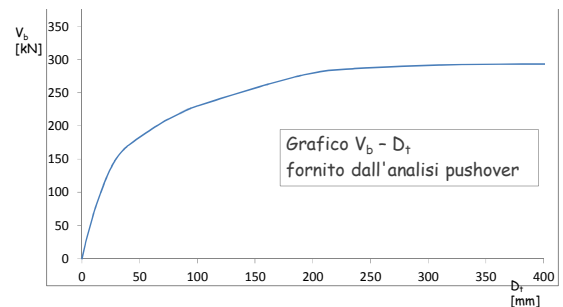
Tiene conto in maniera differente (con variazione dello smorzamento) della variazione di dissipazione dovuta al progressivo danneggiamento della struttura

Metodo N2 Fajfar



Determinazione di a_g metodo N2

1. Curva di pushover



Determinazione di a_g metodo N2

1. Curva di pushover

passo	$D_t - D_0$	V_b [kN]
0	0,000	0,00
1	2,907	21,52
2	3,307	24,44
3	4,678	33,52
4	5,020	43,08
5	12,674	67,50
6	13,518	71,10
7	11,522	74,48
8	11,725	76,63
9	11,793	76,65
10	12,713	81,09
11	15,162	95,24
12	15,006	97,85
...
79	206,089	281,56
80	213,577	283,50
81	220,877	285,45
82	234,383	286,07
83	230,301	286,29
...

Tabella di valori $D_t - V_b$
forniti dall'analisi pushover

Determinazione di a_g metodo N2

2. Passaggio da MDOF a SDOF

Sistema SDOF equivalente

$$m^* = \frac{\sum m_k \phi_{1k}^2}{\phi_{11}^2}$$

$$F^* = \frac{V_b}{\Gamma}$$

$$\Gamma = \frac{\sum m_k \phi_{1k}^2}{\sum m_k \phi_{1k}^2}$$

$$D^* = \frac{D_t}{\Gamma}$$

m_k massa al piano k generico

ϕ_{1k} spostamento indotto dalle forze al piano k generico, da analisi lineare (in genere, normalizzato rispetto a D_1)

Nota: le formule sono ricavate per una distribuzione di forze modale; in questo caso accelerazioni (=forze/masse) e spostamenti sono proporzionali

Determinazione di a_g metodo N2

2. Passaggio da MDOF a SDOF

piano	masse [t]	Dk	$\phi_k = D_k / D_0$	$m \phi$	$m \phi^2$
6	131.8	185.551	1.000	132	132
5	153.8	168.434	0.908	140	127
4	153.8	138.917	0.749	115	86
3	153.8	98.416	0.530	82	43
2	153.8	54.877	0.296	45	13
1	153.8	17.779	0.096	15	1
				528	403

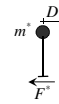
m_k massa al piano k generico

ϕ_k spostamento indotto dalle forze al piano k generico
(da analisi lineare)

Determinazione di a_g metodo N2

2. Passaggio da MDOF a SDOF

Sistema SDOF equivalente



$$m^* = \frac{\sum m_k \phi_k^2}{\phi_1^2} = 528.4 \text{ t}$$

$$\Gamma = \frac{\sum m_k \phi_k^2}{\phi_1^2} = 1.311$$

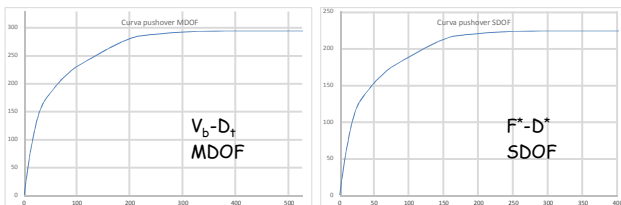
$$F^* = \frac{V_1}{\Gamma}$$

$$D^* = \frac{D_1}{\Gamma}$$

Con queste relazioni si passa dal grafico $V_b - D_1$
al grafico $F^* - D^*$

Determinazione di a_g metodo N2

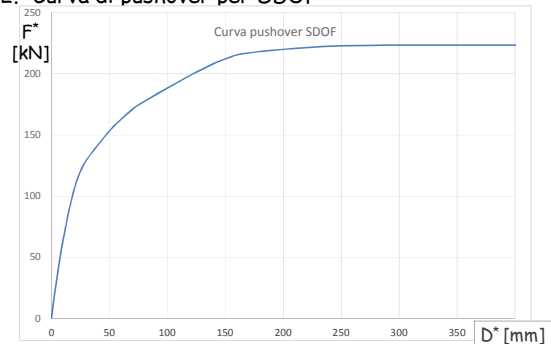
2. Passaggio da MDOF a SDOF



I due grafici sono perfettamente proporzionali

Determinazione di a_g metodo N2

2. Curva di pushover per SDOF



Determinazione di a_g metodo N2

2. Curva di pushover per SDOF

passo	D^*	F^*
0	0.000	0.00
1	2.217	16.41
2	2.517	18.64
3	3.567	25.56
4	4.076	46.57
5	7.662	51.51
6	8.101	54.45
7	8.633	56.79
8	8.943	58.41
9	8.917	58.45
10	9.893	62.29
11	11.784	72.62
12	12.205	74.61
...
79	157.145	214.63
80	162.354	216.17
81	174.521	217.66
82	178.719	218.13
83	180.182	218.50
...

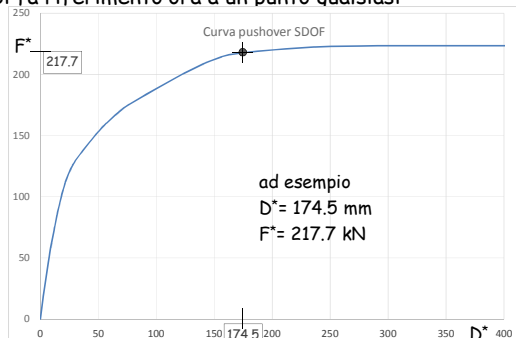
Tabella di valori $D^* - F^*$
forniti dall'analisi pushover

Determinazione di a_g metodo N2

- Un legame forza-spostamenti curvilineo non si presta per elaborazioni semplificate
- È necessario sostituirlo con un legame più semplice, elasto-plastico (con o senza incrudimento)
- Se l'obiettivo è conoscere solo il comportamento "ultimo" si può operare sull'intera curva
... ma questo fornisce solo una risposta secca, mentre a noi interessa capire il comportamento della struttura sotto sisma
- Per questo motivo ripeto il ragionamento per ciascun punto della curva

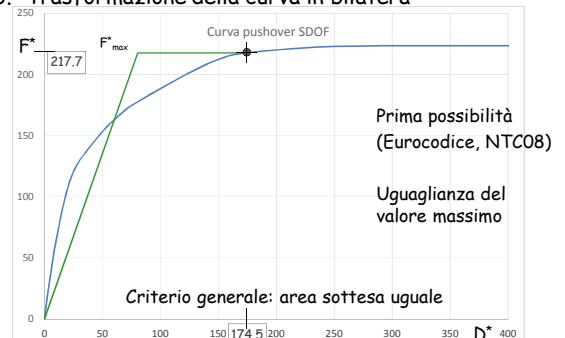
Determinazione di a_g metodo N2

Si fa riferimento ora a un punto qualsiasi



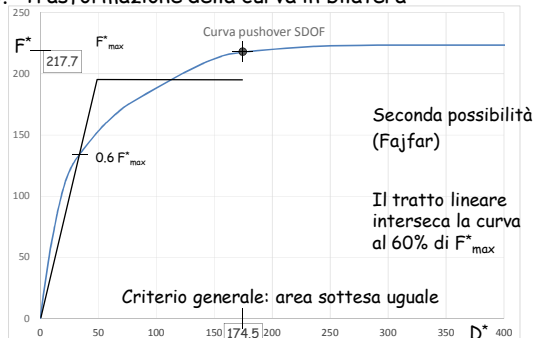
Determinazione di a_g metodo N2

3. Trasformazione della curva in bilatera



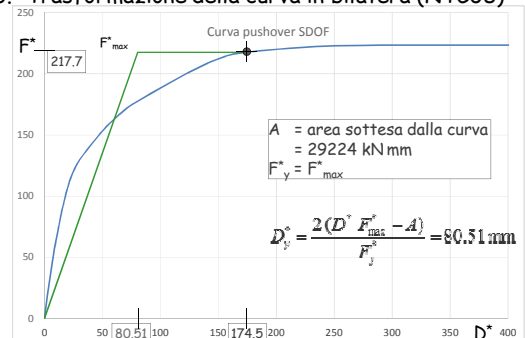
Determinazione di a_g metodo N2

3. Trasformazione della curva in bilatera



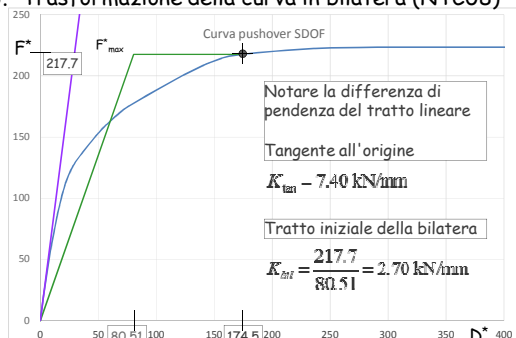
Determinazione di a_g metodo N2

3. Trasformazione della curva in bilatera (NTC08)



Determinazione di a_g metodo N2

3. Trasformazione della curva in bilatera (NTC08)



Determinazione di a_g metodo N2

- Alla differenza di rigidezza corrisponde una differenza di periodo

- Comportamento elastico lineare (tangente all'origine)

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{K_{tan}}} = 2 \times 3.14 \sqrt{\frac{528.7}{7.40 \times 10^3}} = 1.679 \text{ s}$$

- Primo tratto della bilatera

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{K_{bil}}} = 2 \times 3.14 \sqrt{\frac{528.7}{2.70 \times 10^3}} = 2.778 \text{ s}$$

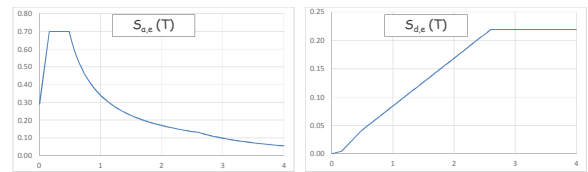
Determinazione di a_g metodo N2

- 4. Accelerazione corrispondente alla bilatera
- È possibile valutare la risposta della bilatera sfruttando gli spettri di risposta per il sito in esame

Dati spettro					
SL	a_g	F_0	TC^*	suolo	topogr.
SLV	0.250	2.410	0.360	B	T1
Dati derivati					
S	TB	TC	TD		
1.159	0.162	0.486	2.6		

Determinazione di a_g metodo N2

- È possibile valutare la risposta della bilatera sfruttando gli spettri di risposta per il sito in esame

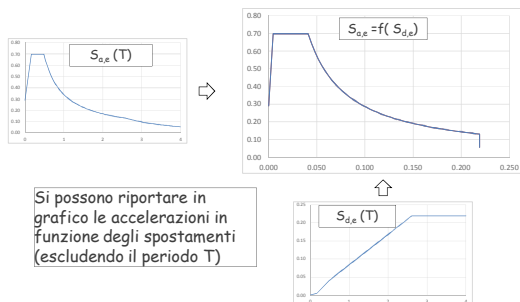


$S_{a,e}$ = accelerazione

$S_{d,e}$ = spostamento

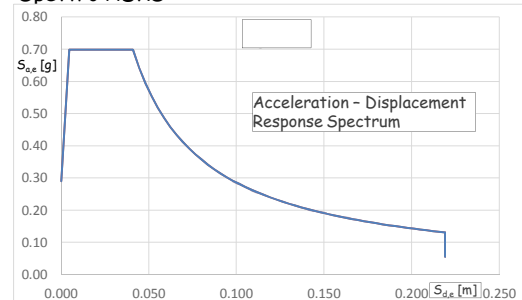
Determinazione di a_g metodo N2

- È possibile valutare la risposta della bilatera sfruttando gli spettri di risposta per il sito in esame



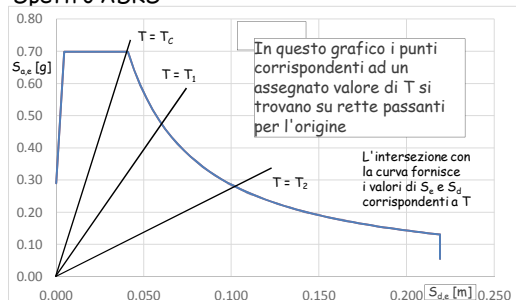
Determinazione di a_g metodo N2

- Spettro ADRS



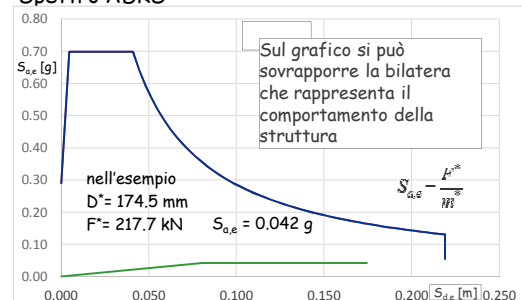
Determinazione di a_g metodo N2

- Spettro ADRS



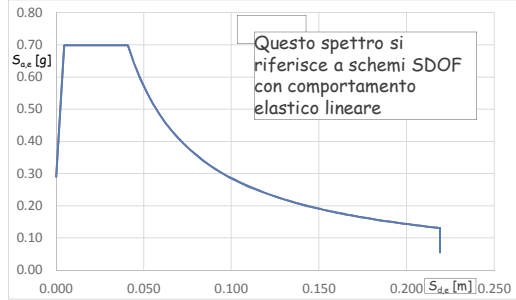
Determinazione di a_g metodo N2

- Spettro ADRS



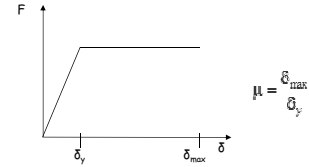
Determinazione di a_g metodo N2

- Spettro ADRS



Determinazione di a_g metodo N2

- Se la struttura va in campo plastico, la sua risposta dipende anche dalla duttilità μ



nell'esempio

$$D_{max}^* = 174.5 \text{ mm}$$

$$D_y^* = 80.51 \text{ kN}$$

$$\mu = \frac{174.5}{80.51} = 2.17$$

Determinazione di a_g metodo N2

- Se la struttura va in campo plastico, la sua risposta dipende anche dalla duttilità μ

Se il periodo T è maggiore di T_0 (prossimo a T_C):

$$T_0 = 0.65 \mu^{0.33} T_C \leq T_C$$

- L'accelerazione si riduce esattamente di μ

$$S_{a,sp} = \frac{S_{a,e}}{\mu}$$

- Lo spostamento non cambia

$$S_{d,sp} = S_{d,e}$$

Determinazione di a_g metodo N2

- Se la struttura va in campo plastico, la sua risposta dipende anche dalla duttilità μ

Se il periodo T è minore di T_0 (prossimo a T_C):

- L'accelerazione si riduce non proporzionalmente a μ

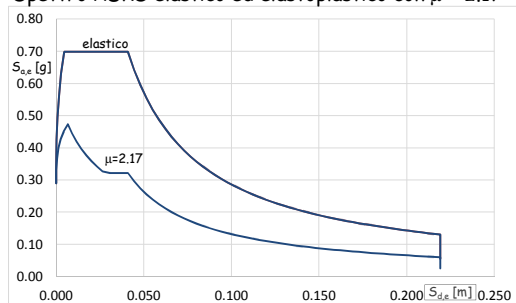
$$S_{a,sp} = \frac{S_{a,e}}{(\mu - 1) \frac{T}{T_0} + 1}$$

- Lo spostamento diventa

$$S_{d,sp} = \frac{\mu}{(\mu - 1) \frac{T}{T_0} + 1} S_{d,e}$$

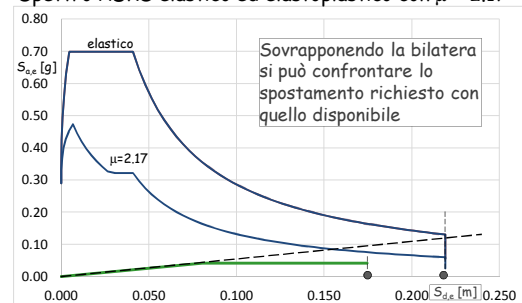
Determinazione di a_g metodo N2

- Spettro ADRS elastico ed elastoplastico con $\mu = 2.17$



Determinazione di a_g metodo N2

- Spettro ADRS elastico ed elastoplastico con $\mu = 2.17$



Determinazione di a_g metodo N2

- Confronto suggerito da Fajfar per giudicare domanda e capacità

Questo confronto, effettuato con la bilatera che rappresenta il comportamento ultimo della struttura, consente di dire se la struttura è in grado di sopportare il sisma

... ma io voglio sapere molto di più



voglio sapere cosa succede nella struttura per un qualsiasi valore dell'accelerazione

Determinazione di a_g metodo N2

4. Accelerazione corrispondente alla bilatera

- Per determinare l'accelerazione del sisma corrispondente al punto in esame non occorrono grafici, bastano le formule

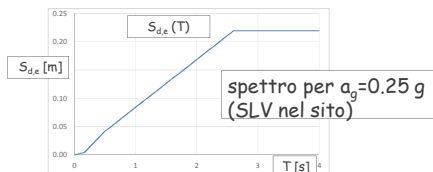
$$S_{d,eq} = S_{d,e} \quad \text{per } T \geq T_0$$

$$S_{d,eq} = \frac{\mu}{(\mu-1)\frac{T}{T_0} + 1} S_{d,e} \quad \text{per } T < T_0$$

Nota: per semplicità in genere si usa $T_0 = T_C$, ma nell'esempio questo è irrilevante perché $T \gg T_C$

Determinazione di a_g metodo N2

- Per il punto (ovvero la bilatera) in esame
 - $D^* = 174.5 \text{ mm}$
 - $T = 2.778 \text{ s}$ tratto iniziale della bilatera



$$S_{d,e}(T) = 0.2192 \text{ m} = 219.2 \text{ mm}$$

Determinazione di a_g metodo N2

- Per il punto (ovvero la bilatera) in esame
 - $D^* = 174.5 \text{ mm}$
 - $T = 2.778 \text{ s}$ tratto iniziale della bilatera
- $S_{d,e}(T) = 219.2 \text{ mm}$ per $a_g = 0.25 \text{ g}$ (SLV nel sito)
- $S_{d,ep}(T) = S_{d,e}(T)$ perché $T > T_C$
- Lo spostamento spettrale varia linearmente con a_g
Quindi il valore $D^* = 174.5 \text{ mm}$ corrisponde a

$$a_g = \frac{174.5}{219.2} \times 0.25 \text{ g} = 0.199 \text{ g}$$

Determinazione di a_g metodo N2

4. Accelerazione corrispondente a ciascun punto

passo	$D_i - D_0$	V_b [kN]	a_g
0	0.000	0.000	0.000
1	2.907	21.52	0.004
2	3.377	24.44	0.004
3	4.678	33.52	0.006
4	5.020	43.06	0.012
5	12.674	67.50	0.013
6	13.518	71.10	0.014
7	11.322	74.48	0.013
8	11.725	76.63	0.015
9	11.793	76.65	0.015
10	12.712	82.09	0.016
11	15.652	95.24	0.020
12	15.006	97.85	0.020

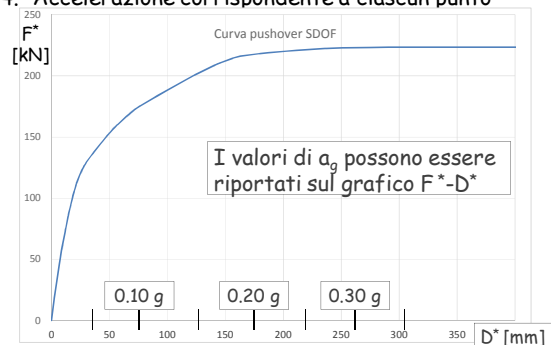
Tabella di valori $D_i - V_b$ forniti dall'analisi pushover

Si può aggiungere una colonna che indica il valore di a_g corrispondente a ciascun punto

79	206.089	281.56	0.179
80	213.577	283.50	0.186
81	220.877	285.45	0.199
82	234.383	286.07	0.204
83	230.301	286.29	0.205

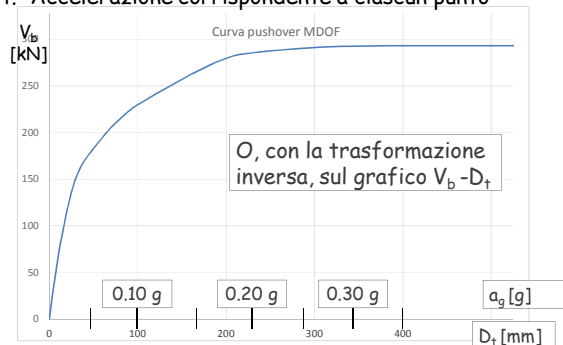
Determinazione di a_g metodo N2

4. Accelerazione corrispondente a ciascun punto



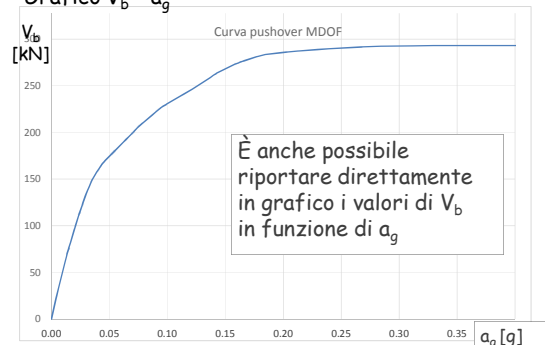
Determinazione di a_g metodo N2

4. Accelerazione corrispondente a ciascun punto



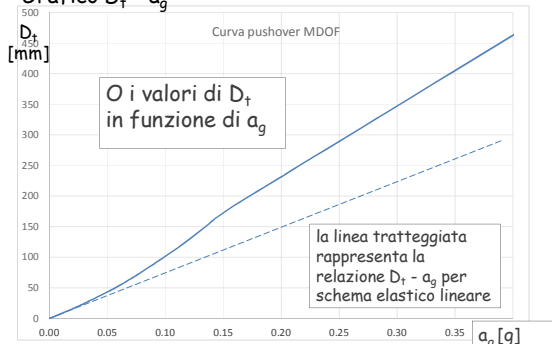
Determinazione di a_g metodo N2

• Grafico $V_b - a_g$



Determinazione di a_g metodo N2

• Grafico $D_t - a_g$



Proposta alternativa metodo N1, Bosco Gherzi Marino

È veramente necessario passare al sistema SDOF?

Proposta:

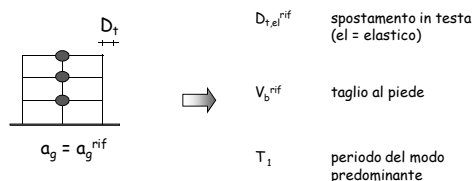
determinare lo spostamento richiesto (elasto-plastico) direttamente dallo spostamento (elastico) fornito dall'analisi modale con spettro di risposta del sistema MDOF

- corretto per tener conto della differenza $D_{e-p} - D_{el}$
- corretto per tener conto della pendenza iniziale della bilineare

Le stesse correzioni fatte nello SDOF

Determinazione di a_g metodo N1

1. Analisi modale con spettro di risposta (elastica)



Nota: poiché il modello è elastico lineare, gli spostamenti variano linearmente con PGA

Determinazione di a_g metodo N1

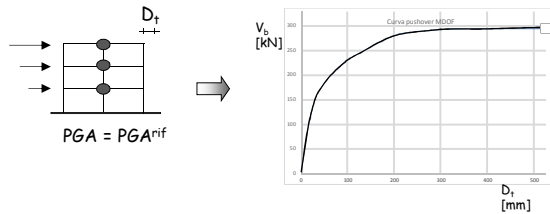
1. Analisi modale con spettro di risposta (elastica)

Nel caso in esame si ha:

- $D_{t,el}^{ref} = 185.55 \text{ mm}$
- $V_b^{ref} = 1373.8 \text{ kN}$
- $T_1 = 1.679 \text{ s}$

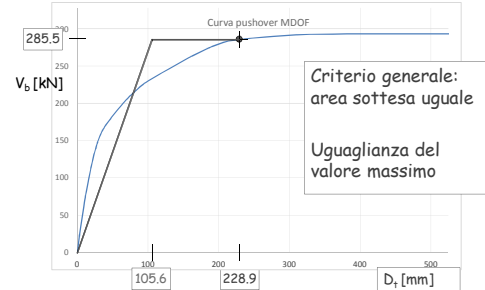
Determinazione di a_g metodo N1

2. Analisi pushover



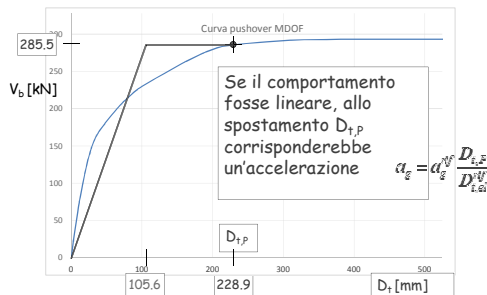
Determinazione di a_g metodo N1

3. Per un punto qualsiasi, trasformazione della curva in bilatera



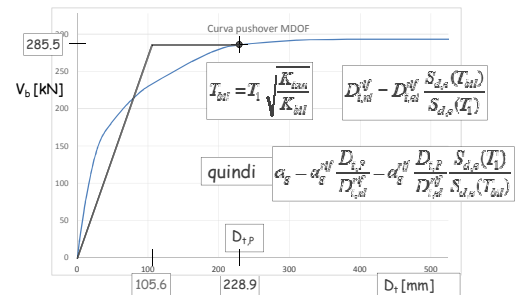
Determinazione di a_g metodo N1

4. Accelerazione corrispondente al punto



Determinazione di a_g metodo N1

4. Accelerazione corrispondente al punto - ma occorre tener conto della riduzione di rigidità



Determinazione di a_g metodo N1

4. Accelerazione corrispondente al punto - ma occorre tener conto della riduzione di rigidità nel caso in esame

$$K_{bil} = 7.40 \text{ kN/mm} \quad K_{el} = \frac{285.5}{105.6} = 2.70 \text{ kN/mm}$$

$$T_{bil} = T_1 \sqrt{\frac{K_{bil}}{K_{el}}} = 1.679 \sqrt{\frac{7.40}{2.70}} = 2.776 \text{ s}$$

$$S_{d,s}(T_1) = 141.5 \text{ mm} \quad S_{d,s}(T_{bil}) = 219.2 \text{ mm}$$

$$\text{quindi} \quad a_g = a_g^{rif} \frac{D_{t,p}}{D_{t,el}} \frac{S_{d,s}(T_1)}{S_{d,s}(T_{bil})} = 0.25 \times \frac{228.9}{141.5} \times \frac{141.5}{219.2} = 0.199 \text{ g}$$

Determinazione di a_g metodo N1

4. Accelerazione corrispondente al punto - ma occorre tener conto della riduzione di rigidità - se il periodo T_{bil} fosse stato inferiore a T_c si sarebbe dovuto effettuare una ulteriore correzione per tener conto della differenza di spettro di risposta di spostamento per schema non lineare

$$\text{in tal caso} \quad a_g = a_g^{rif} \frac{D_{t,p}}{D_{t,el}} \frac{S_{d,s}(T_1)}{S_{d,s}(T_{bil})} \frac{1}{\mu} \left[1 + (\mu - 1) \frac{T_c}{T_{bil}} \right]$$

Determinazione di a_g metodo N1

- Con le relazioni precedenti, si può far corrispondere ad ogni spostamento un valore di PGA
- I valori che si ottengono coincidono perfettamente con quelli del metodo N2 se la distribuzione delle forze è modale

Determinazione di a_g metodo di Freeman

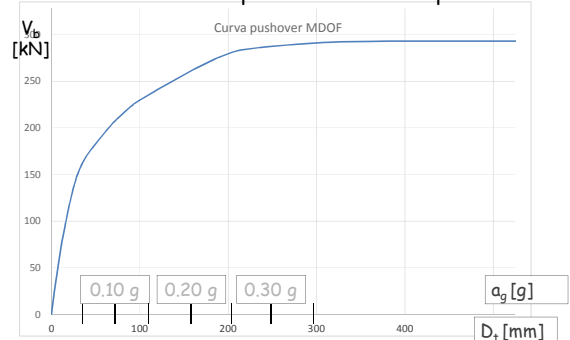
- È stato proposto prima del metodo N2
- Segue sostanzialmente quello schema
 - Passaggio da MDOF a SDOF
 - Bilinearizzazione della curva
 - Periodo di riferimento quello del tratto iniziale della bilatera
 - Confronto tra spostamento della bilatera e valori dello spettro di risposta
- Differenza fondamentale: tiene conto della dissipazione (isteretica) usando valori dello smorzamento (viscoso) maggiori al crescere di μ

Determinazione di a_g metodo di Freeman

- La curva di pushover è sempre la stessa
- Per ogni punto si ottengono accelerazioni diverse (maggiori, tanto più quanto maggiore è μ)
- Ad esempio, per il punto esaminato prima si ottiene $a_g = 0.278$ g (anziché 0.199 g)

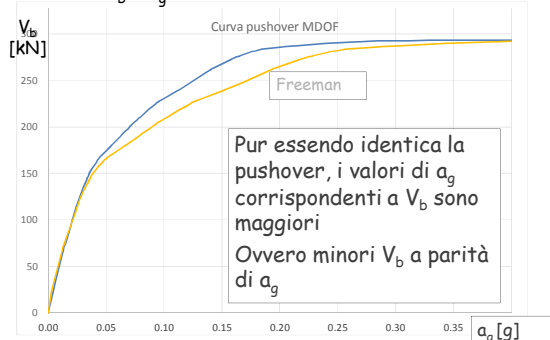
Determinazione di a_g metodo di Freeman

- Accelerazione corrispondente a ciascun punto



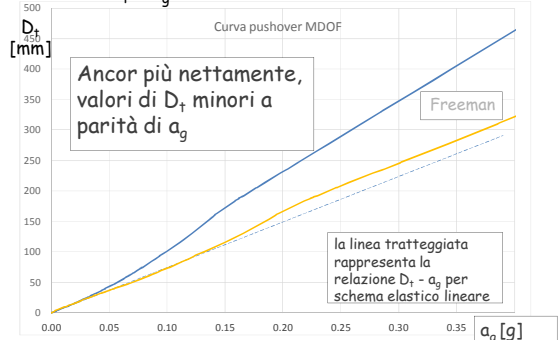
Determinazione di a_g confronto metodo N2 e Freeman

- Grafico $V_b - a_g$



Determinazione di a_g confronto metodo N2 e Freeman

- Grafico $D_t - a_g$



Corso di aggiornamento professionale

**Valutazione della vulnerabilità sismica
di edifici esistenti in c.a.**

Parma
27-28 maggio 2016

Aurelio Ghersi

09 - Analisi dei risultati e giudizio sulla struttura
(per schema assegnato)

**Cosa abbiamo
e quanto è affidabile?**

Cosa abbiamo?

- Risposta della struttura (caratteristiche di sollecitazione, formazione di cerniere, deformazioni plastiche) ad una qualsiasi intensità del sisma

Quanto affidabile?

- I valori dipendono dalla distribuzione di forze assegnata
- La corrispondenza con accelerazione sismica dipende dal criterio utilizzato
- E tutto dipende dallo schema (geometria, resistenze) ipotizzato

Come procedere?

1. Esaminare i risultati per capire come si comporta la struttura man mano che cresce l'accelerazione sismica:

- Formazione progressiva di cerniere plastiche
- Rischio di rottura a taglio di pilastri, travi, nodi
- Progredire delle deformazioni plastiche (in particolare, riferimento alla rotazione alla corda e quindi allo spostamento di interpiano)

Un utile termine di paragone è costituito dall'analisi lineare con valutazione dei ρ (rapporto domanda su capacità)

Come procedere?

2. Valutare come cambia la risposta per lo schema assegnato:

- Cambiando la distribuzione di forze applicate o il modo di effettuare la pushover
- Cambiando il criterio di correlazione tra spostamenti ed accelerazione sismica
- Cambiando la formulazione per valutare la rotazione alla corda ultima

Come procedere?

3. Valutare come cambia la risposta al variare dello schema:

- Per la possibile variazione di resistenza delle singole sezioni
- Per la modifica dello schema, ad esempio per l'inserimento delle tamponature

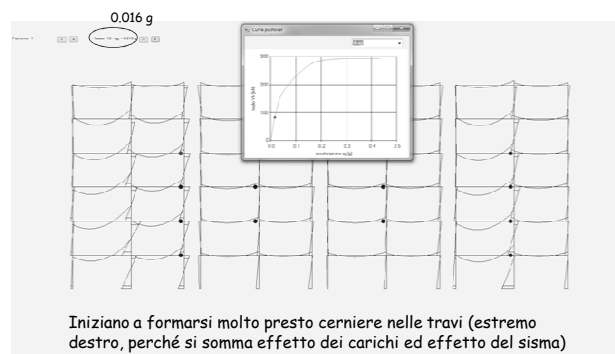
1. Esame dei risultati per capire come si comporta la struttura man mano che cresce l'accelerazione sismica

Formazione progressiva delle cerniere plastiche e di rotture a taglio

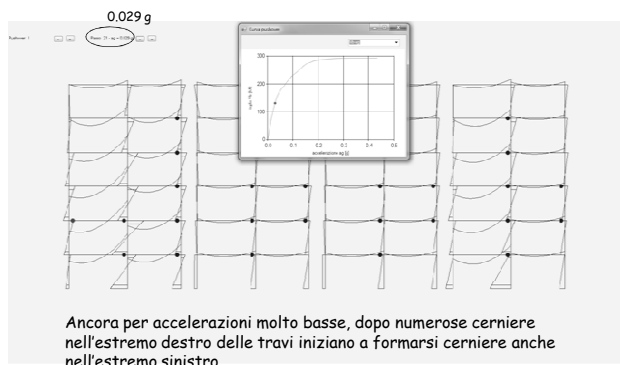
In particolare, controllare se:

- Le cerniere si formano prima nelle travi o nei pilastri
- Ci sono aste in cui le cerniere si formano precocemente (può avvenire ad esempio per aste corte)
- Se e quando si hanno rotture fragili
- Chiedersi sempre se i valori ottenuti corrispondono al comportamento fisico che ci si aspetta dalla struttura
- Confrontarlo col comportamento indicato dall'analisi lineare con valutazione dei p (rapporto domanda su capacità)

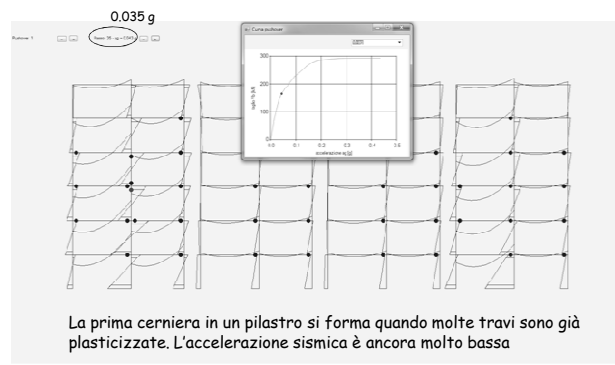
Formazione progressiva delle cerniere plastiche



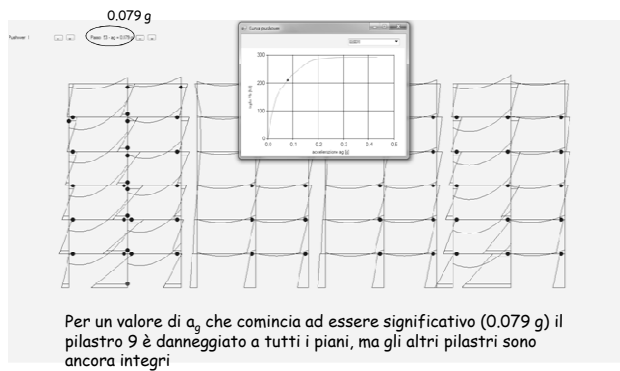
Formazione progressiva delle cerniere plastiche



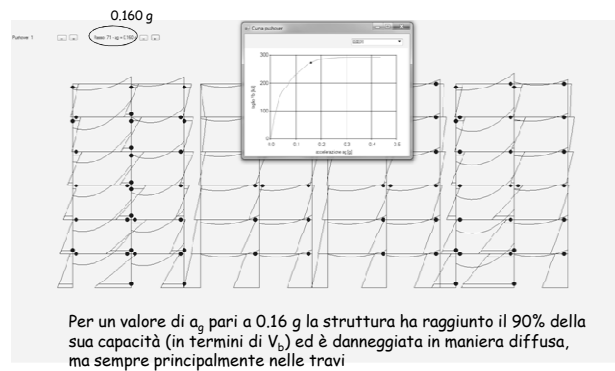
Formazione progressiva delle cerniere plastiche



Formazione progressiva delle cerniere plastiche



Formazione progressiva delle cerniere plastiche



Formazione progressiva delle cerniere plastiche

Commento

- La struttura ha resistenza molto bassa e quindi inizia a danneggiarsi per valori molto bassi di a_g
Non buono
- Si ha un danneggiamento diffuso delle travi, perché la loro resistenza è particolarmente bassa
- Non si hanno danneggiamenti concentrati in zone particolari
- I pilastri iniziano a danneggiarsi solo dopo che molte travi sono danneggiate
Buono

Comportamento delle aste duttile o fragile

Commento

- La plasticizzazione delle travi indica un comportamento duttile
Buono
- La plasticizzazione nei pilastri è poco diffusa, ma ne andrebbe controllata la duttilità
Da approfondire
- Non si sono avute rotture a taglio nei pilastri
Buono

Nota: controllo nodi non effettuato, ma si deve fare

Progredire delle deformazioni plastiche

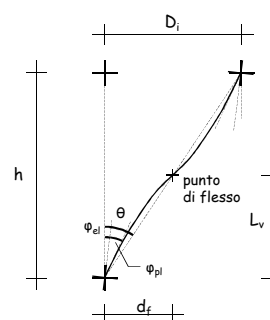
- Le travi sono duttili (salvo rari casi)
- I pilastri possono avere un comportamento fragile (dipende da sezione, armature, ma soprattutto da sforzo normale e resistenza del calcestruzzo)



Occorre controllare la rotazione plastica:

- Rotazione plastica della singola sezione (Controllo locale, più oneroso)
- Rotazione alla corda dei pilastri (Controllo globale, molto più agevole)

Deformazione plastica dei pilastri e rotazione alla corda



θ rotazione rispetto alla corda

$$\theta = \frac{d_f}{L_v} \approx \frac{d_f}{h/2}$$

Se la situazione è uguale in testa e al piede

$$\theta = \frac{D_i}{h}$$

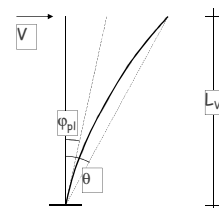
$$D_i = \theta h$$

Deformazione plastica dei pilastri e rotazione alla corda

- Se la rotazione elastica dei nodi è molto piccola ed il punto di flesso è circa a metà altezza è molto comodo usare nel giudizio lo spostamento di interpiano D_i , assumendo $D_i = \theta h_{net}$
Perfetto per un primo giudizio rapido
 - Se questo non è vero occorre calcolare θ tenendo conto dell'effettivo valore di ϕ_{el} e L_v
 - Più complicato
 - Più semplice ragionare in termini di ϕ_{pl} (fornito direttamente dal programma)
 - Occorre conoscere $\phi_{pl,u}$ o correlarlo a θ_u
- Necessario a volte per un giudizio più preciso

Rotazione plastica dei pilastri valore ultimo

- Può essere calcolata con apposite formule o con programmi (ad esempio RC_NL)
- Può essere messa in relazione al valore ultimo della rotazione alla corda



$$\phi_{pl,u} = \theta_u - \frac{V_u L_v^2}{3EI}$$

Rotazione alla corda formulazione sperimentale

- Valore limite della rotazione alla corda a collasso (CO, ovvero SLC)

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,0; \omega')}{\max(0,0; \omega)} f_c \right]^{-0,225} \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha_{ps} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 p_d})$$

- Moltiplicare per 0.85 negli elementi non dotati di adeguati dettagli antisismici
- Moltiplicare per 0.75 in presenza di barre lisce o ancoraggi non sufficienti

Da studi di Panagiotakis e Fardis

Circolare NTC08, equazione C8A.6.1

Rotazione alla corda formulazione sperimentale - esempio

Sezione 30x30 con 4Ø12, N=400 kN

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,0; \omega')}{\max(0,0; \omega)} f_c \right]^{-0,225} \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha_{ps} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 p_d})$$

$$\gamma_{el} = 1.5 \quad \text{per gli elementi primari}$$

$$\frac{1}{\gamma_{el}} = 0.6667$$

File TelY.xls - foglio rot corda

Rotazione alla corda formulazione sperimentale - esempio

Sezione 30x30 con 4Ø12, N=400 kN

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,0; \omega')}{\max(0,0; \omega)} f_c \right]^{-0,225} \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha_{ps} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 p_d})$$

$$f_c = \frac{f_{cm}}{FC \gamma_c} = \frac{19}{1,2 \times 1,5} = 10.56 \text{ MPa}$$

$$v = \frac{N}{A_c f_c} = \frac{400 \times 10^3}{900 \times 10^2 \times 10.56} = 0.4211$$

$$0,3^v = 0.6023$$

Nota:
La rottura è fragile. Quindi si devono usare come riferimento le resistenze divise per γ

Rotazione alla corda formulazione sperimentale - esempio

Sezione 30x30 con 4Ø12, N=400 kN

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,0; \omega')}{\max(0,0; \omega)} f_c \right]^{-0,225} \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha_{ps} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 p_d})$$

$$\omega = \frac{A_s f_y}{b h f_c} \quad \omega' = \frac{A'_s f_y}{b h f_c} \quad \text{per pilastri } \omega = \omega'$$

$$\left[\frac{\max(0,01, \omega')}{\max(0,01, \omega)} f_c \right]^{-0,225} = 10.56^{0.225} = 1.6994$$

Rotazione alla corda formulazione sperimentale - esempio

Sezione 30x30 con 4Ø12, N=400 kN

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,0; \omega')}{\max(0,0; \omega)} f_c \right]^{-0,225} \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha_{ps} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 p_d})$$

$$L_v = 135 \text{ cm} \quad \text{luce di taglio = distanza dal punto di flesso}$$

$$h = 30 \text{ cm} \quad \text{(metà della lunghezza netta del pilastro)}$$

$$\left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} = \left(\frac{135}{30} \right)^{0,35} = 1.6929$$

Rotazione alla corda formulazione sperimentale - esempio

Sezione 30x30 con 4Ø12, N=400 kN

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,0; \omega')}{\max(0,0; \omega)} f_c \right]^{-0,225} \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha_{ps} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 p_d})$$

Contributo delle staffe: per staffatura modesta viene circa 1

$$p_{st} = \frac{A_{st} l_{tot, st}}{s b_0 h_0} = \frac{0.2827 \times 88}{25 \times 22 \times 22} = 0.002056$$

Rotazione alla corda formulazione sperimentale - esempio

Sezione 30x30 con 4Ø12, N=400 kN

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,0; \omega)}{\max(0,0; \omega)} f_c \right]^{-0,275} \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(\frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 p_d})$$

Contributo delle staffe: per staffatura modesta viene circa 1

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s'}{3 b_0} \right) \left(1 - \frac{s'}{3 h_0} \right) = \left(1 - \frac{25}{3 \times 22} \right) \left(1 - \frac{25}{3 \times 22} \right) = 0,3859$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6 b_0 h_0} = 1 - 4 \times \frac{22^2}{6 \times 22 \times 22} = 0,3333 \quad \alpha = \alpha_s \quad \alpha_n = 0,1286$$

Rotazione alla corda formulazione sperimentale - esempio

Sezione 30x30 con 4Ø12, N=400 kN

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,0; \omega)}{\max(0,0; \omega)} f_c \right]^{-0,275} \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(\frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 p_d})$$

Contributo delle staffe: per staffatura modesta viene circa 1

Più precisamente, in questo caso, 1,0248 - lo trascuro

Contributo di ferri piegati - non ce ne sono

Rotazione alla corda formulazione sperimentale - esempio

Sezione 30x30 con 4Ø12, N=400 kN

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,0; \omega)}{\max(0,0; \omega)} f_c \right]^{-0,225} \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(\frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 p_d})$$

- Dotato di adeguati dettagli antisismici: NO (x 0.85)
- Barre lisce o ancoraggi non sufficienti: NO

Quindi, per CO (SLC):

$$\theta_{u(DS)} = 0,85 \times 0,6667 \times 0,0160 \times 0,6023 \times 1,6994 \times 1,6929 = 0,015711$$

Rotazione alla corda formulazione analitica

- Valore limite della rotazione alla corda a collasso (CO, ovvero SLC):
Può essere calcolato partendo dalla rotazione della cerniera plastica

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left(\theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0,5 L_{pl}}{L_V} \right) \right)$$

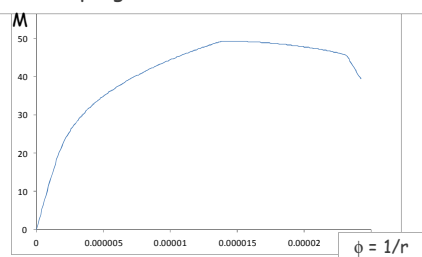
È meno agevole utilizzarla, perché occorre determinare preliminarmente la rotazione ultima della cerniera plastica

Circolare NTC08, equazione C8A.6.5

Rotazione alla corda formulazione analitica - esempio

Sezione 30x30 con 4Ø12, N=400 kN

- Usando il programma RC_NL

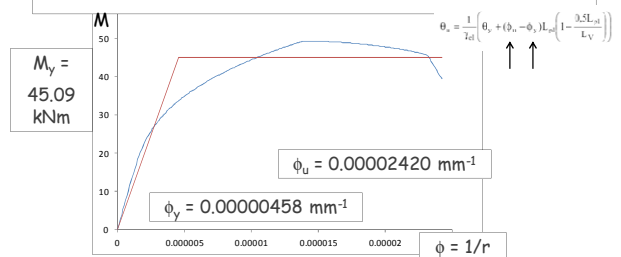


File TelY.xls - foglio rot corda

Rotazione alla corda formulazione analitica - esempio

Sezione 30x30 con 4Ø12, N=400 kN

- e sostituendo la curva con una bilatera



Rotazione alla corda formulazione analitica - esempio

Sezione 30x30 con 4Ø12, N=400 kN

- $L_v = 135$ cm metà dell'altezza netta del pilastro
- L_{pl} lunghezza della cerniera plastica

$$L_{pl} = 0,1L_v + 0,17h + 0,24 \frac{d_{bL} f_y}{\sqrt{f_c}}$$

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left(\theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0,5L_{pl}}{L_v} \right) \right)$$

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0,0013 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_v} \right) + 0,13 \phi_y \frac{d_{bL} f_y}{\sqrt{f_c}}$$

d_{bL} , diametro delle barre longitudinali = 12 mm
 $f_y = 420/1.2/1.15 = 304.4$ MPa
 $f_c = 19/1.2/1.5 = 10.56$ MPa

si ottiene $L_{pl} = 455.8$ mm

Circolare NTC08, equazione C8A.6.6

Rotazione alla corda formulazione analitica - esempio

Sezione 30x30 con 4Ø12, N=400 kN

- θ_y rotazione alla corda al primo snervamento
- $$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left(\theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0,5L_{pl}}{L_v} \right) \right)$$
- si ottiene $\theta_y = 0.004423$

Circolare NTC08, equazione C8.7.2.1a

Rotazione alla corda formulazione analitica - esempio

Sezione 30x30 con 4Ø12, N=400 kN

- γ_{el} coefficiente di sicurezza per elementi primari
 $\gamma_{el} = 1$
- θ_u rotazione alla corda al collasso

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left(\theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0,5L_{pl}}{L_v} \right) \right) = 0.007904$$

Rotazione alla corda confronto tra formulazioni

	sperim.	analit.
• Rotazione ultima alla corda, per SLC	0.015711	0.007904
• Rotazione ultima alla corda, per SLV (ottenuta moltiplicando x 0.75)	0.011783	0.005366
• Spostamento ultimo alla corda, per SLV (ottenuta moltiplicando per $h_{netta} = 2700$ mm)	31.81 mm	16.01 mm

RC_NL 3.0:
20.15 mm

La differenza è veramente forte

Rotazione alla corda altre formulazioni possibili

- Esistono numerose altre formulazioni, ad esempio

Modello "Zhu et al 2007"
Per la *mediana* si può utilizzare l'espressione:

$$\theta_f = 0.049 + 0.716 \rho + 0.120 \frac{\rho_s f_{ps}}{f_c} - 0.042 \frac{s}{h} - 0.070 v$$

Modello "Haselton et al 2007"
Per la *mediana* si può utilizzare l'espressione:

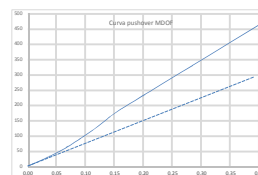
$$\theta_f = 0.14(1 - 0.4a_u)(0.19)^v(0.02 + 40\rho_{sh})^{0.24}(0.62)^{0.05f_c}$$

Quindi qualunque numero deve essere preso solo come una indicazione di massima

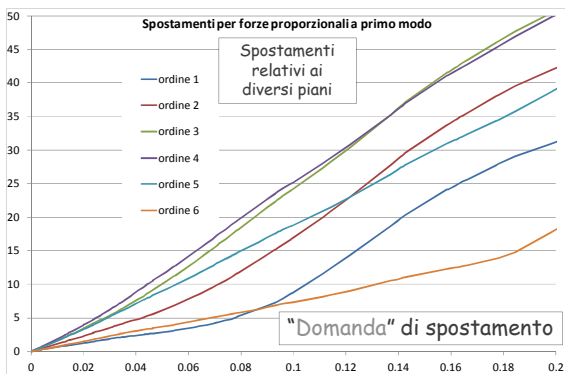
Progredire delle deformazioni plastiche fino alla rottura

- Al crescere dell'accelerazione sismica aumentano progressivamente (in maniera non lineare) le rotazioni plastiche
- Si può esprimere un giudizio sintetico guardando gli spostamenti relativi di interpiano

Abbiamo già visto lo spostamento D_t al variare di a_g , ma ora interessa quello di piano, non totale



Progredire delle deformazioni plastiche fino alla rottura



Progredire delle deformazioni plastiche fino alla rottura

- Per conoscere quando avviene la rottura occorre valutare la rotazione ultima alla corda per lo stato limite che stiamo considerando (SLV) "Capacità" di spostamento
- Uso la formulazione sperimentale perché più agevole da applicare
 - La rotazione ultima dipende dalla sezione e dal materiale, ma anche dallo sforzo normale
 - Lo sforzo normale è dovuto principalmente ai carichi verticali, ma anche alle forze; quindi varia man mano

Nota: indico spostamenti ultimi D_u , anziché θ_u , perché più immediatamente comprensibili

Capacità al variare di N

Esempio:

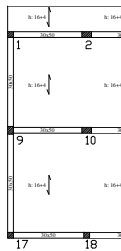
- Pilastro 9, 4° ordine (30x30)
 $N_q = 360.8 \text{ kN} \rightarrow D_u = 33.43 \text{ mm}$

per $a_g = 0.1 \text{ g}$

$N = 383.3 \text{ kN} \rightarrow D_u = 32.49 \text{ mm}$

lo sforzo normale non è variato di molto sia perché è interno (in direzione y) sia perché le travi si plasticizzano

lo sforzo normale non cresce ulteriormente perché le travi sono plasticizzate



Capacità al variare di N

Esempio:

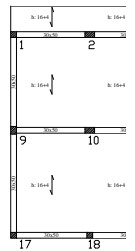
- Pilastro 1, 4° ordine (30x30)
 $N_q = 261.3 \text{ kN} \rightarrow D_u = 37.93 \text{ mm}$

per $a_g = 0.1 \text{ g}$

$N = 293.3 \text{ kN} \rightarrow D_u = 36.46 \text{ mm}$

la variazione di sforzo normale è modesta nonostante sia d'angolo perché le travi si plasticizzano

lo sforzo normale non cresce ulteriormente perché le travi sono plasticizzate



Capacità al variare di N

Esempio:

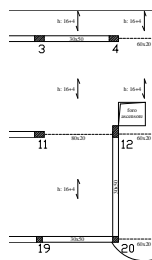
- Pilastro 12, 4° ordine (30x30)
 $N_q = 432.0 \text{ kN} \rightarrow D_u = 30.55 \text{ mm}$

per $a_g = 0.1 \text{ g}$

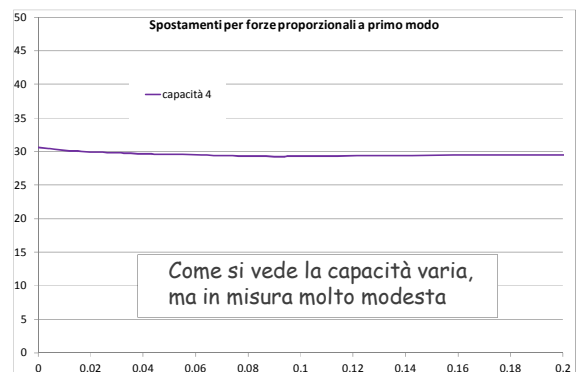
$N = 465.4 \text{ kN} \rightarrow D_u = 29.29 \text{ mm}$

nel 4° ordine è il pilastro col massimo sforzo normale

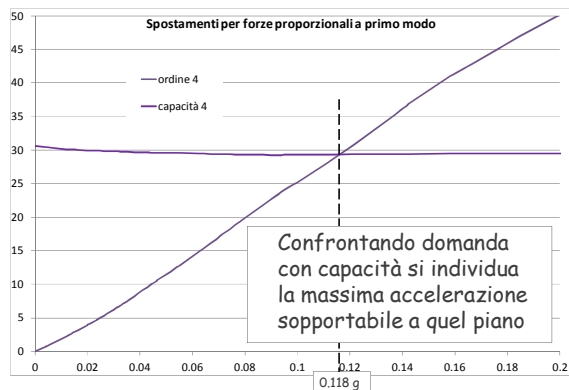
la capacità di spostamento del 4° ordine è condizionata proprio da questo pilastro



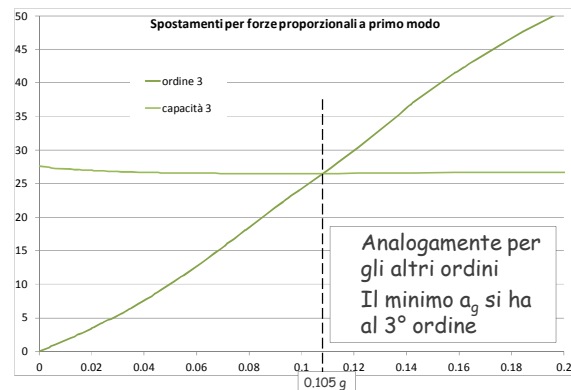
Capacità al variare di N - 4° ordine



Domanda e Capacità al variare di N - 4° ordine



Domanda e Capacità al variare di N - 3° ordine



Corso di aggiornamento professionale

Valutazione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in c.a.

Parma
27-28 maggio 2016

Aurelio Ghersi

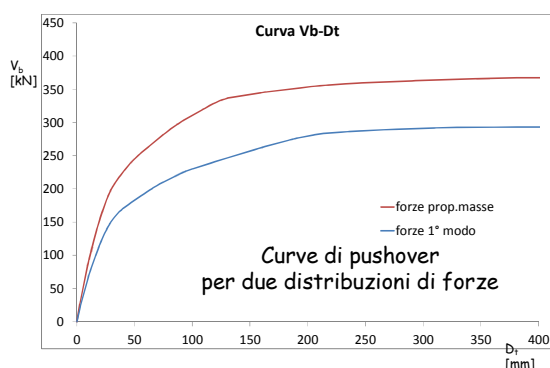
10 - Giudizio sulla struttura (per schema assegnato,
al variare delle formulazioni adottate)

Come procedere?

Valutare come cambia la risposta per lo schema
assegnato:

- Cambiando la distribuzione di forze applicate o il modo di effettuare la pushover
- Cambiando il criterio di correlazione tra spostamenti ed accelerazione sismica
- Cambiando la formulazione per valutare la rotazione alla corda ultima

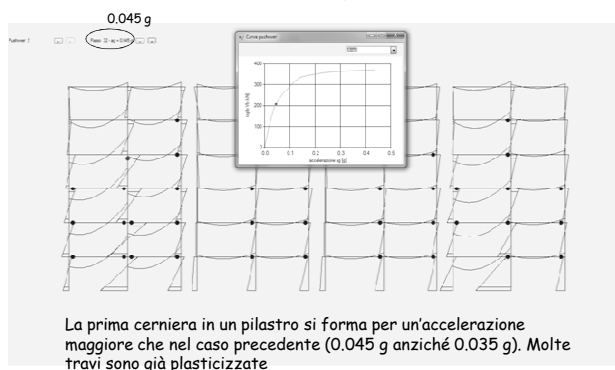
Risposta al variare della distribuzione di forze



Risposta al variare della distribuzione di forze

- Rilevanti differenze tra le curve di pushover
 - In genere la distribuzione proporzionale alle masse indica un maggior valore del taglio alla base, a parità di spostamento in testa
 - ... ma non è questo che ci interessa
 - Dobbiamo sempre valutare ordine progressivo di formazione delle cerniere, possibili rotture fragili, deformazioni plastiche (rotazioni alla corda ovvero spostamenti di interpiano)

Formazione progressiva delle cerniere plastiche



Formazione progressiva delle cerniere plastiche

Commento

- La struttura ha resistenza molto bassa e quindi inizia a danneggiarsi per valori molto bassi di a_g
Non buono
- Si ha un danneggiamento diffuso delle travi, perché la loro resistenza è particolarmente bassa
- Non si hanno danneggiamenti concentrati in zone particolari
- I pilastri iniziano a danneggiarsi solo dopo che molte travi sono danneggiate
Buono

Tutto molto simile a quanto visto
con la distribuzione di forze modale

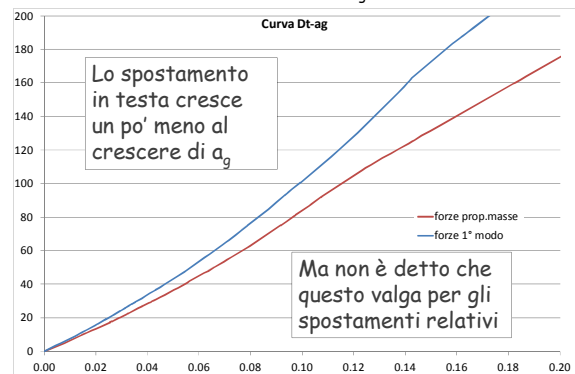
Comportamento delle aste duttile o fragile

Commento

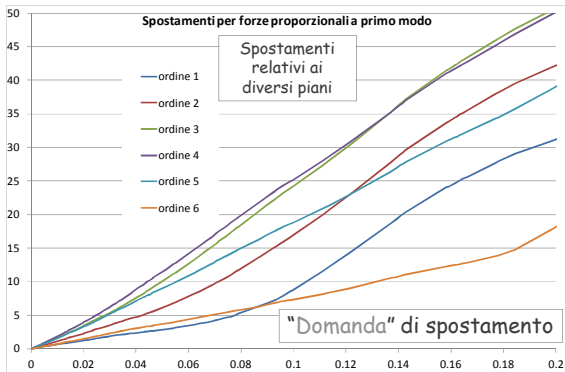
- La plasticizzazione delle travi indica un comportamento duttile Buono
- La plasticizzazione nei pilastri è poco diffusa, ma ne andrebbe controllata la duttilità Da approfondire
- Non si sono avute rotture a taglio nei pilastri Buono

Tutto molto simile a quanto visto
con la distribuzione di forze modale

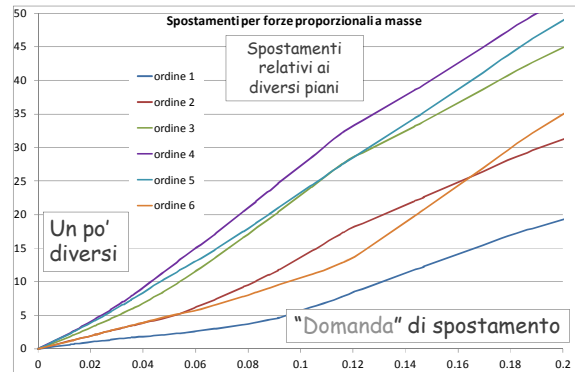
Spostamento in testa al variare di a_g



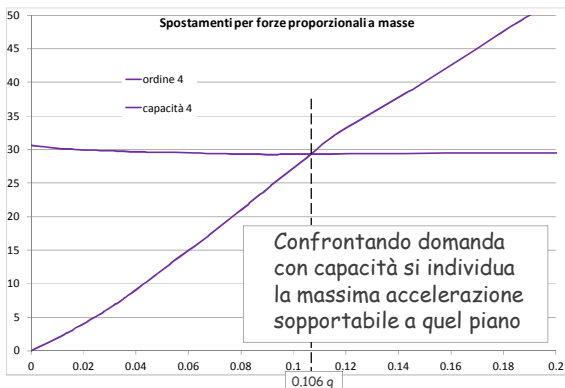
Progredire delle deformazioni plastiche fino alla rottura - distribuzione forze modale



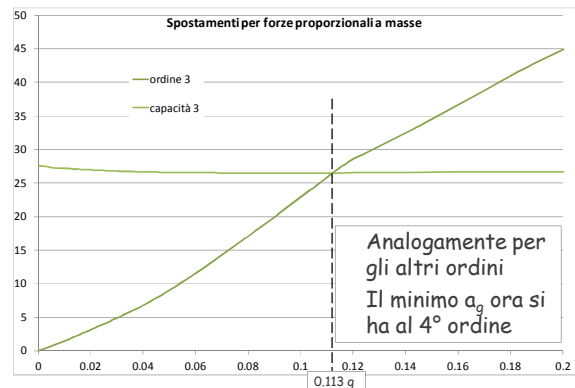
Progredire delle deformazioni plastiche fino alla rottura - distribuzione prop. masse



Domanda e Capacità al variare di N - 4° ordine



Domanda e Capacità al variare di N - 3° ordine



Confronto

al variare della distribuzione di forze

- Almeno in questo caso il giudizio è sostanzialmente identico per le due distribuzioni
- Il collasso si ha per raggiungimento della rotazione ultima alla corda al 3° o al 4° ordine, ma sempre per una a_g circa pari a 0.105 g

Risposta

cambiando il modo di calcolare a_g

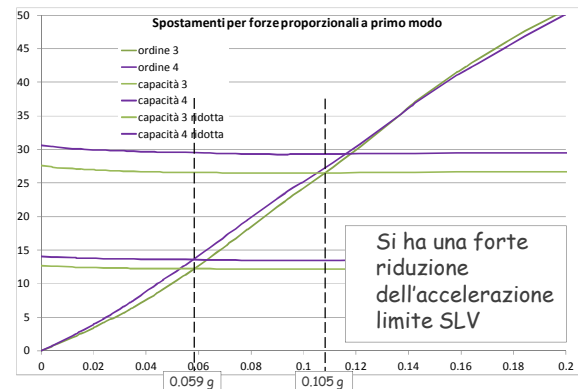
- Se si usa il metodo di Freeman si ottengono, per ciascun punto della pushover, accelerazioni un po' più grandi
- Si troverebbe di conseguenza che il collasso per raggiungimento della rotazione ultima alla corda avviene per accelerazioni un po' più grandi

Risposta

cambiando il calcolo di θ_u

- Valutando la rotazione alla corda ultima con la formulazione analitica, anziché quella sperimentale, si ottengono valori nettamente inferiori (circa la metà o anche meno)

Domanda e Capacità al variare di $N - 4^{\circ}$ ordine



Considerazioni finali

- Usare più distribuzioni di forza modifica il risultato molto meno di quanto avvenga usando metodi diversi per calcolare l'accelerazione corrispondente ad un punto e per calcolare il valore ultimo della rotazione alla corda

Corso di aggiornamento professionale

Valutazione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in c.a.

Parma
27-28 maggio 2016

Aurelio Ghersi

11 - Giudizio sulla struttura (al variare della
resistenza o dello schema)

Come procedere?

Valutare come cambia la risposta al variare dello
schema:

- Per la possibile variazione di resistenza delle singole sezioni
- Per la modifica dello schema, ad esempio per l'inserimento di una soletta rampante o delle tamponature

Variazione della resistenza

- La resistenza del calcestruzzo e dell'acciaio varia
- Si è individuato (e assunto come riferimento) il valore medio f_m
- Nei calcoli si è tenuto conto dell'incertezza utilizzando un fattore di confidenza FC ed utilizzando come valore di calcolo f_m / FC
- Ove fosse più gravoso si dovrebbe utilizzare nel calcolo $f_m \times FC$

Variazione della resistenza

Procedimento ideale:

- Considerare la resistenza come variabile aleatoria, con distribuzione lognormale definita da valore medio e scarto quadratico medio
- Effettuare più volte il calcolo, assegnando ogni volta a ciascuna sezione una resistenza del materiale differente (coerente con la distribuzione)
- Fare una analisi statistica dei risultati ottenuti

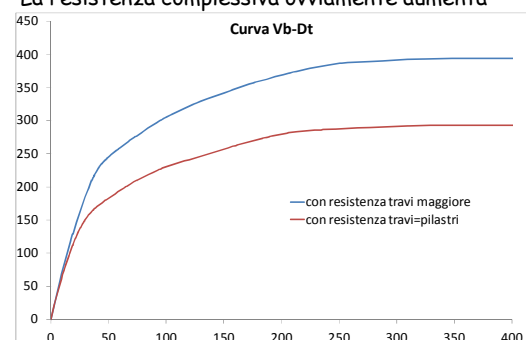
Variazione della resistenza

Procedimento possibile:

- Esaminare uno o più schemi limite con resistenza differenziata per vedere cosa cambia
- Ad esempio:
assegnare a tutti i pilastri la resistenza f_m / FC
e a tutte le travi la resistenza $f_m \times FC$
Questo schema porta a sollecitazioni maggiori nei pilastri e a un più forte rischio di rottura a taglio

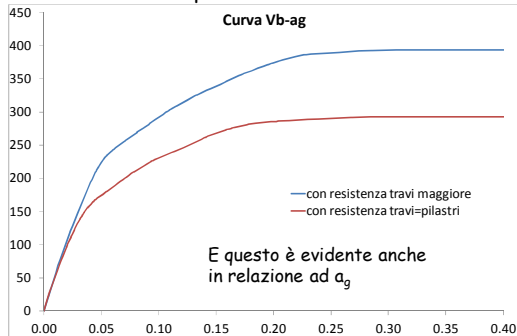
Variazione della resistenza risultati ottenuti

- La resistenza complessiva ovviamente aumenta



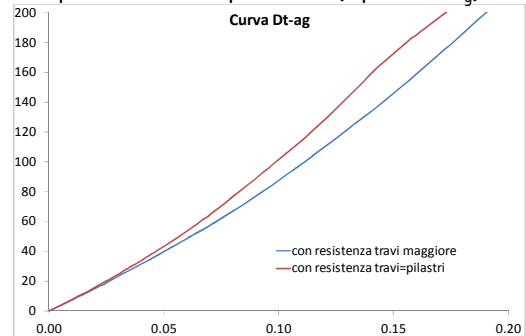
Variazione della resistenza risultati ottenuti

- La resistenza complessiva ovviamente aumenta



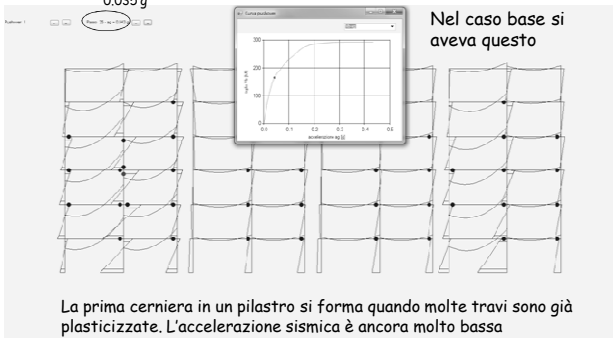
Variazione della resistenza risultati ottenuti

- Lo spostamento è un po' minore (a parità di a_g)



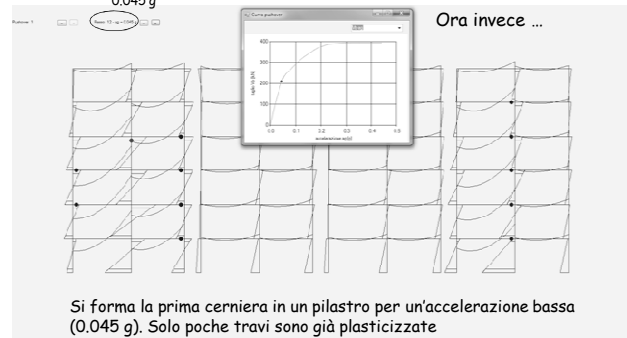
Formazione progressiva delle cerniere plastiche

0,035 g



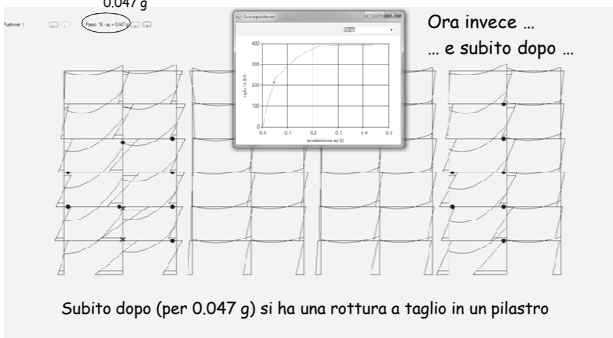
Formazione progressiva delle cerniere plastiche

0,045 g



Formazione progressiva delle cerniere plastiche

0,047 g



Variazione della resistenza commento

- Una maggior resistenza delle travi (nell'ambito della possibile variabilità statistica) può modificare l'ordine di formazione delle cerniere e può portare a precoci rotture a taglio dei pilastri
- Con questo schema (limite) si deve concludere che la struttura può portare un sisma con $a_g = 0.047 g$ (anziché 0.105 g)
- Ovviamente è uno schema limite
Il professionista deciderà quale peso dargli

Modifica dello schema

- Lo schema può essere modificato per tener conto dell'influenza di vari fattori

Ad esempio:

- Soletta rampante
Normalmente non inclusa nello schema, ma la trave intermedia su cui poggia è collegata al pilastro e quindi la soletta costituisce un vincolo mutuo
- Tamponature
La presenza di tamponature non è in genere inserita nello schema, ma esse provocano un irrigidimento e azioni concentrate sui pilastri in adiacenza agli estremi

Modifica dello schema

- Lo schema può essere modificato per tener conto dell'influenza di vari fattori

Questi fattori non possono essere trattati dal punto di vista probabilistico perché non sono variabili aleatorie definibili mediante una opportuna distribuzione probabilistica

Si parla in questo caso di variabili epistemiche

In mancanza di indicazioni probabilistiche affidabili solo il progettista può giudicare quale peso dare a ciascun fattore epistemico

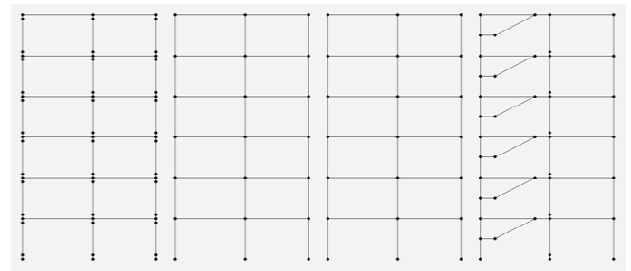
Modifica dello schema soletta rampante

- Ho modellato la struttura inserendo la soletta rampante a tutti i piani

Ho ipotizzato per ciascuna soletta due aste, collegate alla struttura base mediante cerniere (perché agiscono in un piano parallelo al telaio ed occorrerebbe forte rigidità torsionale per trasmettere un momento flettente)

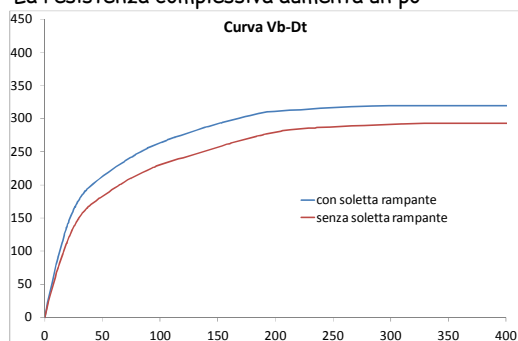
Modifica dello schema soletta rampante

- Schema utilizzato nel calcolo



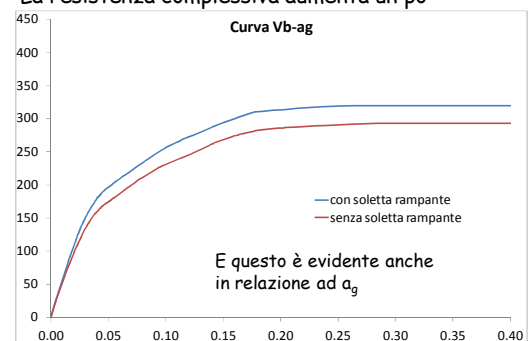
Modifica dello schema soletta rampante

- La resistenza complessiva aumenta un po'



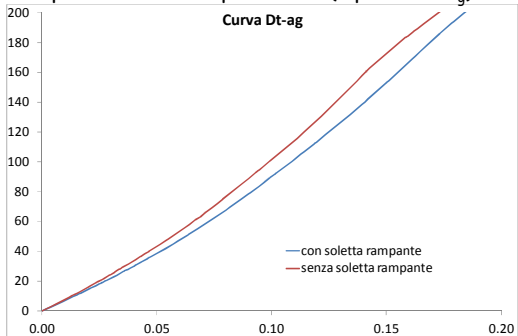
Modifica dello schema soletta rampante

- La resistenza complessiva aumenta un po'

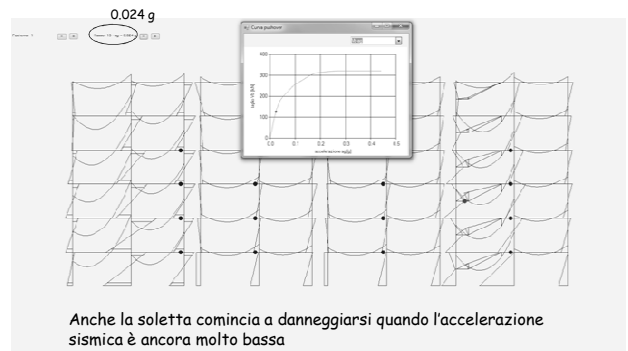


Modifica dello schema soletta rampante

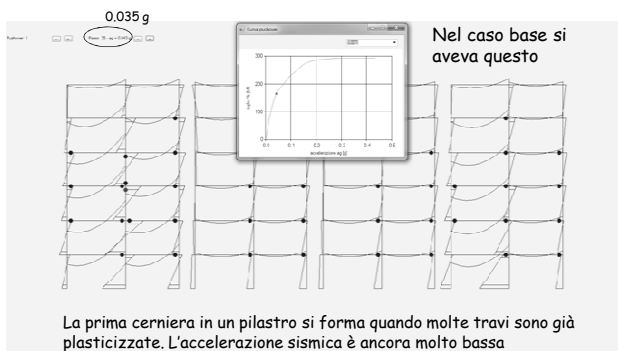
- Lo spostamento è un po' minore (a parità di a_g)



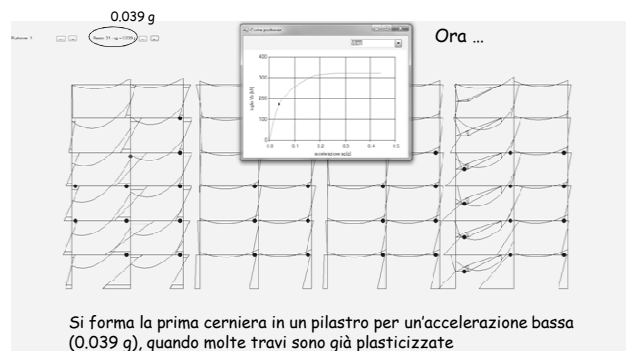
Modifica dello schema soletta rampante



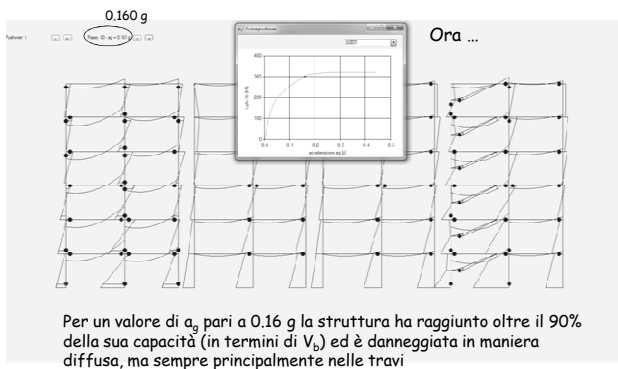
Formazione progressiva delle cerniere plastiche



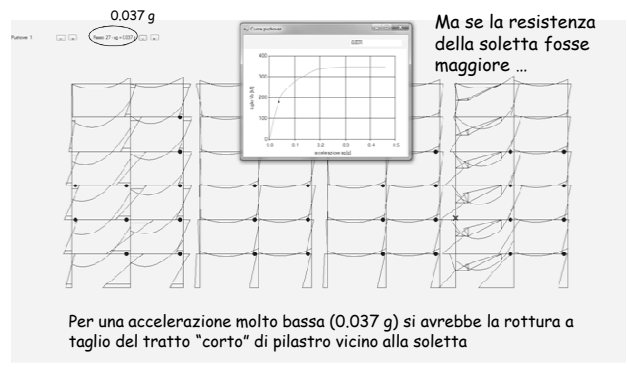
Formazione progressiva delle cerniere plastiche



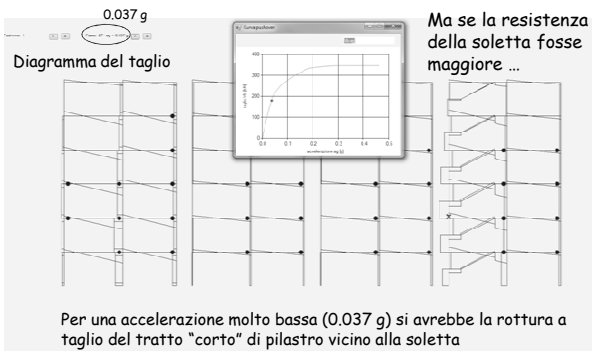
Formazione progressiva delle cerniere plastiche



Formazione progressiva delle cerniere plastiche



Formazione progressiva delle cerniere plastiche



Soletta rampante commento

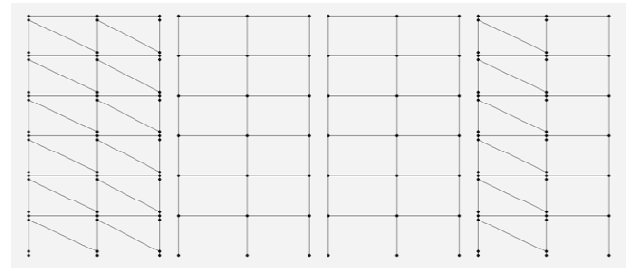
- La presenza di una soletta rampante può essere poco rilevante se la sua resistenza è modesta, perché si plasticizza anticipatamente, come le travi, ed il suo contributo scompare
- ... ma la soletta rampante porta un incremento del taglio nel pilastro adiacente e se la soletta non si plasticizza il pilastro può rompersi prematuramente a taglio

Modifica dello schema tamponature

- Ho modellato la struttura inserendo diagonali che rappresentano il puntone compresso
- Poiché l'azione non è concentrata nel nodo bensì distribuita all'estremo del pilastro, ho collegato la diagonale con una eccentricità di 0.1 h dal nodo
- La sezione della diagonale è modesta, ma la resistenza assiale non è trascurabile (ed è nettamente maggiore della resistenza a taglio dei pilastri)

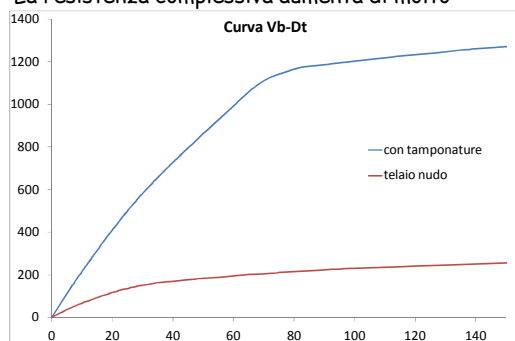
Modifica dello schema tamponature

- Schema utilizzato nel calcolo



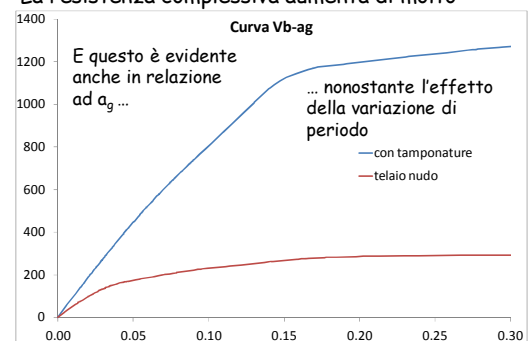
Modifica dello schema tamponature

- La resistenza complessiva aumenta di molto



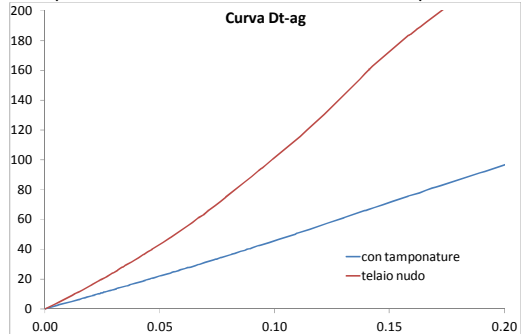
Modifica dello schema tamponature

- La resistenza complessiva aumenta di molto

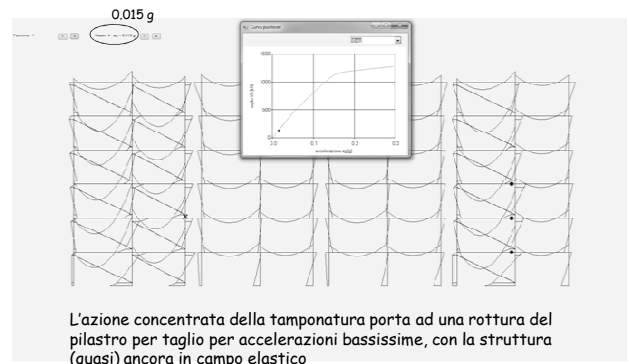


Modifica dello schema tamponature

- Lo spostamento è nettamente minore (a parità di a_g)



Modifica dello schema tamponature



Tamponature commento

- La presenza di tamponature (se, come nel caso in esame, poche e rigide rispetto alla struttura) può portare alla rottura precoce a taglio dei pilastri adiacenti, anche per accelerazioni modeste
- Ovviamente lo schema usato è molto estremo:
 - L'azione della tamponatura può trasmettersi anche alla trave e non solo al pilastro
 - La malta tra tamponatura e pilastro può consentire deformazioni prima che l'azione venga trasmessa al pilastro in maniera rilevante

Ma il problema c'è e può essere molto rilevante

Corso di aggiornamento professionale

Valutazione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in c.a.

Parma
27-28 maggio 2016

Aurelio Ghersi

12 - Sviluppi futuri?

Analisi non lineare

per la valutazione della risposta sismica

Impostazione seguita: determinista

- Assegnato uno schema e i modelli da utilizzare, si ottiene in maniera univoca il risultato (cosa avviene per una assegnata accelerazione, qual è la massima accelerazione che la struttura può sopportare)

E tutte le incertezze?

- Non le abbiamo dimenticate, ma le abbiamo considerate come situazioni limite e dal loro esame abbiamo tratto, in base alla nostra esperienza, indicazioni su quale possa essere il comportamento reale della struttura

E il futuro?

Istruzioni CNR-DT 212/2013

Istruzioni per la Valutazione Affidabilistica della
Sicurezza Sismica di Edifici Esistenti

- Propongono un approccio probabilistico, che mira a valutare la probabilità che un determinato stato limite sia raggiunto

Proposta giusta ma molto ambiziosa,
testo di notevole difficoltà di lettura e di applicazione

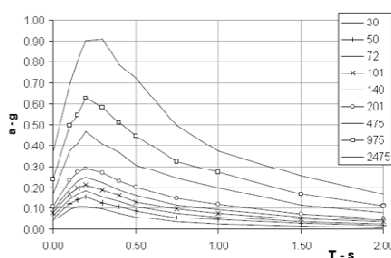
Valutazione Affidabilistica

In linea di massima:

- 1.Cogliere meglio la pericolosità sismica del sito, definendo uno spettro a pericolosità uniforme (SPU)
2. Individuare un insieme di accelerogrammi che rispecchiano lo SPU
3. Usare questi accelerogrammi per valutare la correlazione tra accelerazione sismica e risposta non lineare
4. Ottenere la curva di fragilità (relazione tra accelerazione e probabilità di superamento SL)
5. Ricavare la probabilità complessiva di superamento dello SL considerato

1. Spettro a pericolosità uniforme SPU

- Si ottiene dai dati reperibili nel sito INGV



1. Spettro a pericolosità uniforme SPU

- Si ottiene dai dati reperibili nel sito INGV
- È una operazione che si può abbastanza facilmente automatizzare
- Lo spettro ottenuto (SPU) per un qualsiasi periodo di ritorno è più verosimile dello spettro elastico di normativa (ma concettualmente analogo e le differenze non mi sembrano veramente rilevanti)

2. Accelerogrammi

- Devono essere ricavati in base ai dati ottenuti per il sito ed al periodo proprio della struttura
- Purtroppo non sempre è facile trovare 30 accelerogrammi naturali che rispecchiano le caratteristiche richieste

3. Uso degli accelerogrammi nel caso di analisi statica non lineare

Approccio tradizionale seguito, per un qualsiasi punto delle pushover

- Trovare l'oscillatore semplice elastoplastico corrispondente
- Ricavarne la risposta in funzione di a_g utilizzando lo spettro di risposta elastico con alcune correzioni
- Al punto corrisponde quindi una accelerazione a_g ben definita



un punto - una accelerazione a_g

3. Uso degli accelerogrammi nel caso di analisi statica non lineare

Approccio affidabilistico, per un qualsiasi punto delle pushover

- Trovare l'oscillatore semplice elastoplastico corrispondente
- Ricavare la risposta a ciascuno dei 30 accelerogrammi, in funzione di a_g (curve IDA)
- Determinare per ciascun accelerogramma il valore di a_g che porta allo spostamento del punto

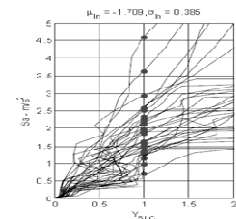


un punto - 30 accelerazioni a_g

3. Uso degli accelerogrammi nel caso di analisi statica non lineare

Approccio affidabilistico - segue

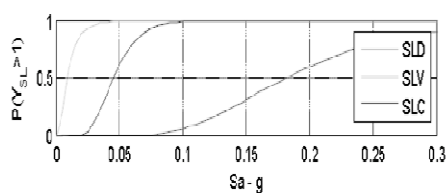
- Avendo 30 relazioni tra spostamento pushover e accelerazione a_g si possono valutare per ciascun a_g assegnato 30 spostamenti (e quindi 30 valori di un parametro Y che rappresenta il danno)



4. Curva di fragilità

nel caso di analisi statica non lineare

- Si può così valutare, in funzione di a_g , la probabilità di avere un valore del parametro Y maggiore o uguale a 1 (curva di fragilità)



5. Probabilità complessiva di superamento di uno SL

- Accoppiando la curva di pericolosità (probabilità di superamento di una qualsiasi accelerazione a_g) con i valori della curva di fragilità (integrando) si ottiene un singolo numero, che rappresenta la frequenza media annua di superamento dello SL (ad esempio un numero dell'ordine di grandezza di 0.010)
- Questo valore deve essere confrontato con i limiti che si considerano accettabili