

Corso di aggiornamento

Evoluzione della normativa: quali effetti su progetto e verifica di edifici in cemento armato?

Rimini, 27 febbraio 2018
Imola, 28 febbraio 2018

Aurelio Ghersi

1 - Evoluzione della normativa
(prima parte)

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

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

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



I principi non cambiano

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

Evoluzione della normativa oggi e nel futuro prossimo

Oggi:

- Nuova versione delle Norme Tecniche per le Costruzioni
 - approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nel novembre 2014
 - trasmessa alla Commissione europea nel febbraio 2017

Ma anche:

- Definizione di classe di rischio sismico
 - contenuta nel D.M. 28/2/2017

Evoluzione della normativa oggi e nel futuro prossimo

Nel prossimo futuro:

- Nuova versione degli Eurocodici
 - lavoro in corso, con tempi non ben definiti, ma che toccherà un po' tutti gli Eurocodici

In tutto questo:

- I principi non cambiano ...
... ma le regole applicative si modificano

Come influirà sul nostro modo di lavorare?

Cosa cambia con le nuove norme?

Aspetti di immediata percezione:

- Nuova terminologia
- Nuova organizzazione del testo di alcuni capitoli delle NTC

Cosa cambia con le nuove norme? 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

Con un po' di fatica ci abitueremo ad usarli

Cosa cambia con le nuove norme? Nuova organizzazione del testo

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

È sicuramente una razionalizzazione del testo, ma richiede un po' di studio per abituarsi e ritrovare le informazioni

Rende meno facile il confronto con la versione precedente

Cosa cambia con le nuove norme?

Aspetti di immediata percezione:

- Nuova terminologia
- Nuova organizzazione del testo di alcuni capitoli delle NTC

Aspetti nascosti nel testo:

- Modifiche di regole applicative
- Modifica di coefficienti

Cosa cambia con le nuove norme? Modifica di regole applicative e coefficienti

- Il modo di procedere nella progettazione strutturale non cambia in maniera sostanziale
- I risultati numerici possono essere diversi

Ma che ce ne importa?

Tanto c'è il programma di calcolo che ne tiene conto

Non è vero:

- Queste variazioni possono incidere sulle scelte di base del progettista

Considerazioni personali

Cosa hanno prodotto 10 anni di applicazione delle NTC (accoppiate all'uso di programmi molto sofisticati)?

In media:

- Sicuramente strutture con sezioni maggiori che nel passato (e armature molto maggiori)

In molti casi:

- Strutture concepite senza tener conto dei "criteri di buona progettazione" (ad esempio, nessun rispetto di regolarità)
- Strutture sproporzionatamente costose

Considerazioni personali

Cosa ho riscontrato in sopralluoghi dopo gli eventi sismici degli ultimi quasi 40 anni?

- Numerosi crolli in edifici in c.a. non progettati per azione sismica
- Frequenti danni strutturali collegati a irregolarità
- Frequenti danni molto rilevanti agli elementi di tamponatura, anche in edifici progettati per azione sismica che non hanno avuto danni strutturali

Ho la sensazione che le norme sismiche siano efficaci nell'evitare il crollo, ma colgano meno bene gli aspetti della regolarità e del danneggiamento non strutturale

Considerazioni personali

- È importante esaminare le novità della normativa tenendo presente questi aspetti che ho rilevato

Corso di aggiornamento

Evoluzione della normativa: quali effetti su progetto e verifica di edifici in cemento armato?

Rimini, 27 febbraio 2018
Imola, 28 febbraio 2018

Aurelio Ghersi

2 - Pericolosità sismica

Terremoti previsti per un determinato sito

Dopo il terremoto del Friuli (1976) parte il Progetto Finalizzato Geodinamica (CNR)

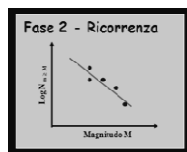


Partendo dallo studio geologico, dall'individuazione delle faglie, dalla ricorrenza degli eventi sismici e dalla attenuazione delle onde sismiche con la distanza si valuta la probabilità di avere assegnate accelerazioni in ciascun sito

Individuazione delle faglie nelle zone circostanti il sito

Terremoti previsti per un determinato sito

Dopo il terremoto del Friuli (1976) parte il Progetto Finalizzato Geodinamica (CNR)



Partendo dallo studio geologico, dall'individuazione delle faglie, dalla ricorrenza degli eventi sismici e dalla attenuazione delle onde sismiche con la distanza si valuta la probabilità di avere assegnate accelerazioni in ciascun sito

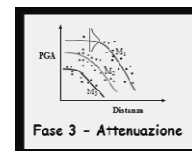
Individuazione degli eventi sismici che tali faglie possono provocare e della loro ricorrenza

Terremoti previsti per un determinato sito

Dopo il terremoto del Friuli (1976) parte il Progetto Finalizzato Geodinamica (CNR)

Valutazione della trasmissione delle onde sismiche e della loro attenuazione arrivando dalla faglia al sito in esame

Partendo dallo studio geologico, dall'individuazione delle faglie, dalla ricorrenza degli eventi sismici e dalla attenuazione delle onde sismiche con la distanza si valuta la probabilità di avere assegnate accelerazioni in ciascun sito

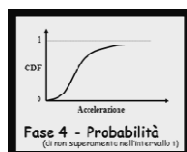


Terremoti previsti per un determinato sito

Dopo il terremoto del Friuli (1976) parte il Progetto Finalizzato Geodinamica (CNR)

Valutazione della probabilità di avere assegnate accelerazioni nel sito in esame

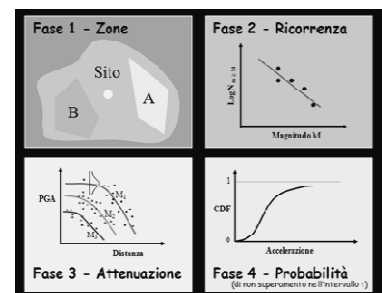
Partendo dallo studio geologico, dall'individuazione delle faglie, dalla ricorrenza degli eventi sismici e dalla attenuazione delle onde sismiche con la distanza si valuta la probabilità di avere assegnate accelerazioni in ciascun sito



Terremoti previsti per un determinato sito

Dopo il terremoto del Friuli (1976) parte il Progetto Finalizzato Geodinamica (CNR)

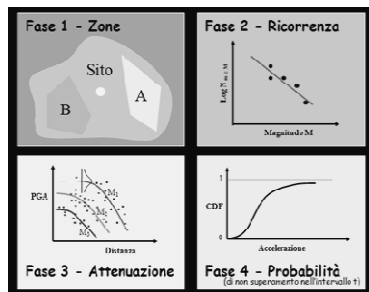
Partendo dallo studio geologico, dall'individuazione delle faglie, dalla ricorrenza degli eventi sismici e dalla attenuazione delle onde sismiche con la distanza si valuta la probabilità di avere assegnate accelerazioni in ciascun sito



Terremoti previsti per un determinato sito

Dopo il terremoto
del Friuli (1976)
parte il Progetto
Finalizzato
Geodinamica (CNR)

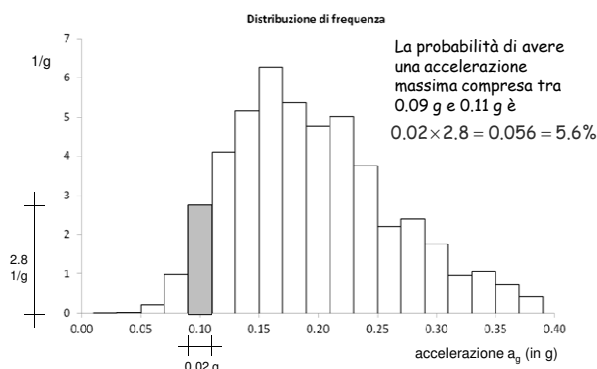
In anni più recenti si
è avviato in Europa il
Progetto SHARE
(Seismic Hazard
Harmonization in
Europe)



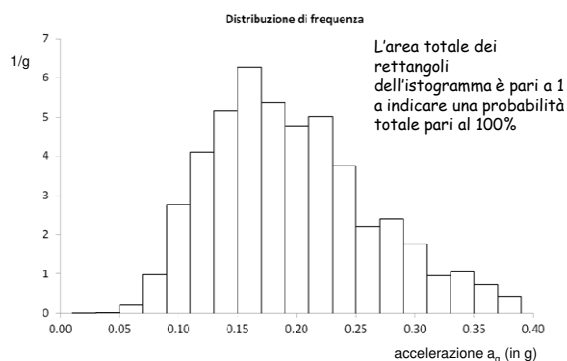
Quale sarà l'accelerazione massima in un sito, in un assegnato intervallo di tempo?

- Gli studi svolti consentono di valutare quale sarà l'accelerazione massima che si può avere in un sito in un assegnato intervallo di tempo
 - Ad esempio in 100 anni
- I risultati non sono deterministici, ma devono essere analizzati in maniera probabilistica
 - Ad esempio si possono esaminare tanti intervalli e valutare qual è l'accelerazione massima a_g in ciascuno di essi
 - Questi valori, raggruppati in intervalli di a_g , possono essere rappresentati con un istogramma (distribuzione di frequenza)

Quale sarà l'accelerazione massima in un sito, in un assegnato intervallo di tempo?



Quale sarà l'accelerazione massima in un sito, in un assegnato intervallo di tempo?

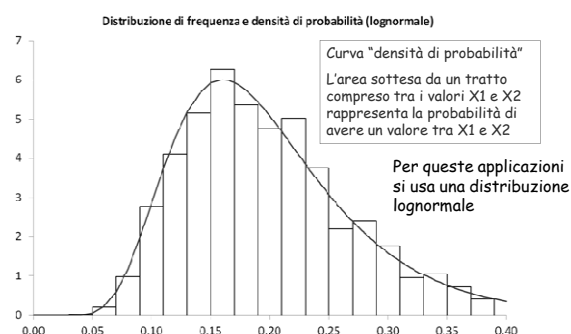


Quale sarà l'accelerazione massima in un sito, in un assegnato intervallo di tempo?

- Quando il numero di valori aumenta si può ridurre l'ampiezza degli intervalli, fino ad avere una curva continua (densità di probabilità)
- In genere si approssima la curva di densità di probabilità con una curva di equazione nota
 - Distribuzione normale o Gaussiana
 - Distribuzione lognormale

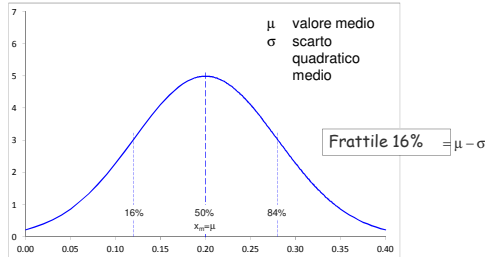
Bibliografia: Alfredo H-S. Ang, Wilson H. Tang, Probability concepts in Engineering Planning and Design, John Wiley & Sons

Quale sarà l'accelerazione massima in un sito, in un assegnato intervallo di tempo?



Distribuzione normale o Gaussiana

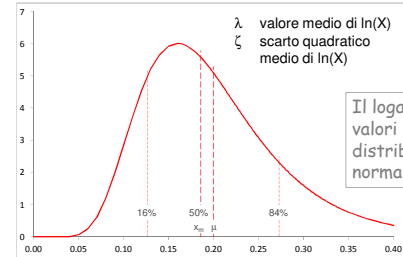
- Definita con l'equazione $f_X(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2}$



Distribuzione simmetrica rispetto al valore medio μ = mediano x_m

Distribuzione lognormale

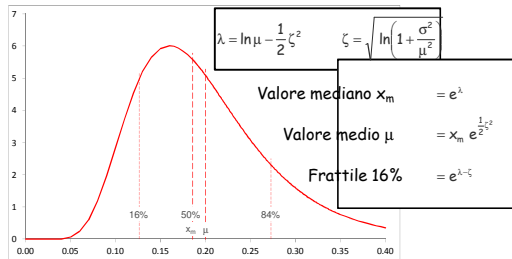
- Definita con l'equazione $f_X(x) = \frac{1}{\zeta x \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \lambda}{\zeta}\right)^2}$



Distribuzione non simmetrica: valore medio μ ≠ mediano x_m

Distribuzione lognormale

- Definita con l'equazione $f_X(x) = \frac{1}{\zeta x \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \lambda}{\zeta}\right)^2}$



Distribuzione non simmetrica; valore medio μ ≠ mediano x_m

Quale sarà l'accelerazione massima in un sito, in un assegnato intervallo di tempo?

- I valori sono stati ottenuti dal Progetto Finalizzato Geodinamica
- I risultati sono riportati nel sito INGV ed io li ho raccolti nel file Pericolosità e spettri
 - Sono riportati per oltre 10000 siti il valore mediano ed i frattili 16% e 84%, per 9 diversi intervalli di tempo
 - È possibile calcolare i valori per un qualsiasi sito, diverso da quelli studiati, mediante interpolazione

Quale sarà l'accelerazione massima in un sito, in un assegnato intervallo di tempo?

- Ad esempio:
 - Per un sito noto (assegnare l'ID di riferimento, per Spoleto ID 24742)
 - Per un sito generico (assegnare latitudine e longitudine, per Spoleto Villa Redenta Lat. 42.74 Lon. 12.74)

I pc ricerca	Cerca ID
Indicare ID	
24742	

I pc ricerca	Cerca Lat. Lon.
Indicare Lat. Lon.	
42.74 12.74	
ID	peso
24520	0.129
24742	0.700
24741	0.082
24519	0.069

File Excel Pericolosità e spettri

Intensità sismica corrispondente ad una assegnata probabilità di superamento

Nel sito INGV i valori sono raggruppati per Δt

Δt = 475 anni

punto di riferimento (Spoleto)

Nel file Excel vengono mostrati per sito o ID

Δt	fratt. 50%	fratt. 16%	fratt. 84%
30	0.0691	0.0513	0.0725
50	0.0865	0.0707	0.0917
72	0.1026	0.0877	0.1072
101	0.1181	0.1002	0.1256
140	0.1361	0.1195	0.1435
201	0.1568	0.1391	0.1665
475	0.2156	0.1608	0.2344
996	0.2767	0.2116	0.3009
2475	0.3715	0.3210	0.4000

ID	lon	lat	ag	figura	figura
24735	12.2649	42.7284	0.1204	0.1734	0.1361
24736	12.3310	42.7291	0.1427	0.1781	0.1364
24737	12.4010	42.7296	0.1652	0.1769	0.1400
24738	12.4631	42.7304	0.1406	0.1777	0.1427
24739	12.5372	42.7310	0.1664	0.1790	0.1463
24740	12.5952	42.7310	0.1706	0.1802	0.1505
24741	12.6333	42.7305	0.1836	0.2060	0.1744
24742	12.7414	42.7325	0.2156	0.2344	0.1929
24743	12.8094	42.7325	0.2171	0.2547	0.2167
24744	12.8775	42.7335	0.2531	0.2745	0.2245
24745	12.9455	42.7336	0.2521	0.2792	0.2308
24746	13.0136	42.7335	0.2556	0.2820	0.2332
24747	13.0817	42.7342	0.2272	0.2935	0.2346
24748	13.1497	42.7344	0.2276	0.2935	0.2350
24749	13.2178	42.7346	0.2565	0.2835	0.2341
24750	13.2859	42.7348	0.2641	0.2797	0.2310
24751	13.3540	42.7345	0.2472	0.2599	0.2242

valore di a_0 mediano
frattili 84% e 16%

File Excel Pericolosità e spettri

Quale sarà l'accelerazione massima in un sito, in un assegnato intervallo di tempo?

- Ad esempio per Spoleto (ID 24742) per un intervallo di tempo pari a 100 anni si ha
 - Valore mediano $a_g = 0.1191 \text{ g}$ (frattile 50%)
 - Valore medio $a_g = 0.1196 \text{ g}$
 - Frattile 16% $a_g = 0.1032 \text{ g}$
 - Frattile 84% $a_g = 0.1250 \text{ g}$
- o, per un intervallo di tempo pari a 475 anni
 - Valore mediano $a_g = 0.2156 \text{ g}$ (frattile 50%)
 - Valore medio $a_g = 0.2166 \text{ g}$
 - Frattile 16% $a_g = 0.1928 \text{ g}$
 - Frattile 84% $a_g = 0.2344 \text{ g}$

Che probabilità che una accelerazione sia superata in un assegnato intervallo di tempo?

- Abbiamo parlato di "accelerazione massima in un assegnato intervallo di tempo"
- Ma che probabilità c'è che una certa accelerazione sia superata in un assegnato intervallo di tempo?
- Si parte dall'aver determinato il valore mediano dell'accelerazione massima in un assegnato intervallo di tempo, ipotizzando quindi che mediamente in quell'intervallo vi sarà (almeno) un evento sismico di tale intensità
- Si ipotizza che la distribuzione delle accelerazioni nell'intervallo di tempo sia una distribuzione di Poisson

Trattazione probabilistica degli eventi sismici

Distribuzione di Poisson:

- Un evento può accadere in maniera casuale in un qualsiasi istante
- L'occorrenza di un evento in un determinato intervallo di tempo è indipendente da quanto si ha in un qualsiasi altro intervallo
- La probabilità di occorrenza di un evento in un piccolo intervallo Δt è proporzionale a Δt e può essere espressa con $\lambda_s \Delta t$, dove λ_s è la possibilità media di occorrenza dell'evento (assunta costante)

Nota: in genere Δt è espresso in anni, λ_s è quindi espresso in anni^{-1}

Bibliografia: Alfredo H-S. Ang, Wilson H. Tang, Probability concepts in Engineering Planning and Design, John Wiley & Sons

Trattazione probabilistica degli eventi sismici

Distribuzione di Poisson:

Più specificamente, nel caso di eventi sismici

- Un evento sismico può accadere in maniera casuale in un qualsiasi istante
- L'occorrenza di un evento sismico in un determinato intervallo di tempo è indipendente da quanto si ha in un qualsiasi altro intervallo

Queste ipotesi sono in realtà poco realistiche, perché il terremoto è dovuto a fenomeni fisici e la probabilità di avere un evento dipende dalla energia accumulata ...

Ma noi non siamo in grado di tenere conto di questo

Trattazione probabilistica degli eventi sismici

Distribuzione di Poisson:

Più specificamente, nel caso di eventi sismici

- La probabilità di occorrenza di un evento sismico di intensità pari o superiore ad un valore assegnato a_g in un piccolo intervallo Δt (in anni) è proporzionale a Δt e può essere espressa con $\lambda(a_g) \Delta t$, dove $\lambda(a_g)$ è la possibilità media di occorrenza dell'evento (assunta costante)

Occorre sempre fare riferimento all'intensità a_g

Nota:

- Anche quando scriverò solo λ intenderò sempre $\lambda(a_g)$
- Con a_g si intende la PGA (accelerazione di picco al bedrock)

Trattazione probabilistica degli eventi sismici

Distribuzione di Poisson:

- Il valore Δt per il quale si ha $\lambda(a_g) \Delta t = 1$ (probabilità 1, cioè 100%) rappresenta l'intervallo di tempo per il quale mediamente si avrà un terremoto di intensità pari o superiore ad un valore assegnato a_g
- Per quanto detto prima, questo è l'intervallo di tempo per il quale abbiamo determinato il valore mediano dell'accelerazione massima
- Questo intervallo di tempo è indicato con il simbolo $T_R(a_g)$ ed è denominato periodo di ritorno (in anni)

Trattazione probabilistica degli eventi sismici

Distribuzione di Poisson:

- L'intervallo di tempo per il quale mediamente si avrà un terremoto di intensità pari o superiore ad un valore assegnato a_g è indicato con il simbolo $T_R(a_g)$ ed è denominato periodo di ritorno (in anni) di un terremoto di intensità pari o superiore ad un valore assegnato a_g
- Si ha quindi

$$\lambda(a_g) = \frac{1}{T_R(a_g)} \quad T_R(a_g) = \frac{1}{\lambda(a_g)}$$

Trattazione probabilistica degli eventi sismici

Per una distribuzione di Poisson:
la probabilità P di avere n eventi in un intervallo di tempo Δt , indicata con $P(X_i = n)$, è data da:

$$P(X_i = n) = \frac{(\lambda(a_g) \Delta t)^n}{n!} e^{-\lambda(a_g) \Delta t}$$

La probabilità $P(X_i=0)$ che non vi sia alcun evento sismico ($n=0$) in un intervallo di tempo V_R è

$$P(X_i = 0) = \frac{(\lambda(a_g) V_R)^0}{0!} e^{-\lambda(a_g) V_R} = e^{-V_R / T_R(a_g)}$$

La probabilità che vi sia almeno un evento in un intervallo di tempo V_R è

$$P_{VR} = 1 - P(X_i = 0) = 1 - e^{-V_R / T_R}$$

Trattazione probabilistica degli eventi sismici

La probabilità che vi sia almeno un evento sismico di intensità pari o superiore ad un valore assegnato a_g in un intervallo di tempo V_R è denominata "probabilità di superamento" P_{VR} e vale

$$P_{VR} = 1 - e^{-V_R / T_R}$$

E, viceversa, si ha la relazione tra T_R e P_{VR}

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Trattazione probabilistica degli eventi sismici

Relazione tra periodo di ritorno T_R
e probabilità di superamento P_{VR}

La probabilità di superamento è data dalla relazione:

$$P_{VR} = 1 - e^{-V_R / T_R}$$

Esempio:

Periodo di ritorno 475 anni

La probabilità di superamento in 50 anni è:

$$P_{VR} = 1 - e^{-50 / 475} = 0.10 = 10\%$$

Trattazione probabilistica degli eventi sismici

Relazione tra periodo di ritorno T_R
e probabilità di superamento P_{VR}

Il periodo di ritorno è dato dalla relazione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Esempio:

Probabilità di superamento del 10% in 50 anni

Il periodo di ritorno è:

$$T_R = -\frac{50}{\ln(1 - 0.10)} = 474.6 \approx 475 \text{ anni}$$

Intensità sismica corrispondente ad una assegnata probabilità di superamento

Nell'ambito del Progetto Finalizzato Geodinamica si sono prese in considerazione le seguenti probabilità di superamento, con i periodi di ritorno corrispondenti:

$P(V_R=50 \text{ anni})$	T_R (esatto)	T_R (arrotondato)
81%	30.1	30
63%	50.3	50
50%	72.1	72
39%	101.2	101
30%	140.2	140
22%	201.2	201
10%	474.6	475
5%	974.8	975
2%	2474.9	2475

Intensità sismica corrispondente ad una assegnata probabilità di superamento

- Nel sito INGV sono riportata in dettaglio il valore mediano ed i frattili 16% e 84% ottenuti dal Progetto Finalizzato Geodinamica, suddivisi in più fogli di calcolo Excel
- I valori mediani sono riportati anche nelle NTC08, Tabella 1 e 2

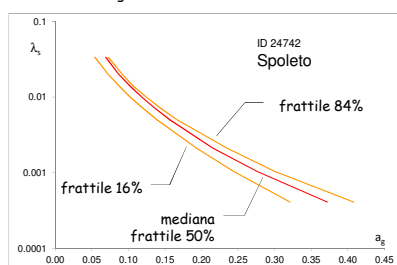
Nota: i valori sono riferiti al bedrock, cioè allo strato roccioso. Se al di sopra di questo vi sono strati di terreno deformabile (sabbia, argilla) occorre valutare l'effetto della stratigrafia del sito

Curva di pericolosità

- I valori relativi ad un sito possono essere diagrammati nella cosiddetta curva di pericolosità, che mostra la relazione tra la possibilità media di occorrenza $\lambda_s = 1/T_R$ e l'accelerazione a_g

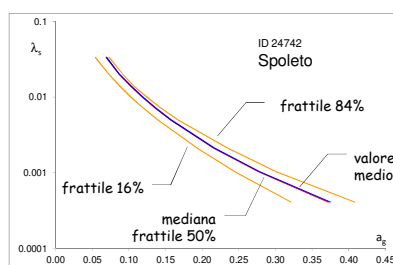
Curva di pericolosità

- La curva di pericolosità mostra la relazione tra la possibilità media di occorrenza $\lambda_s = 1/T_R$ e l'accelerazione a_g (mediana, frattili 16% e 84%)

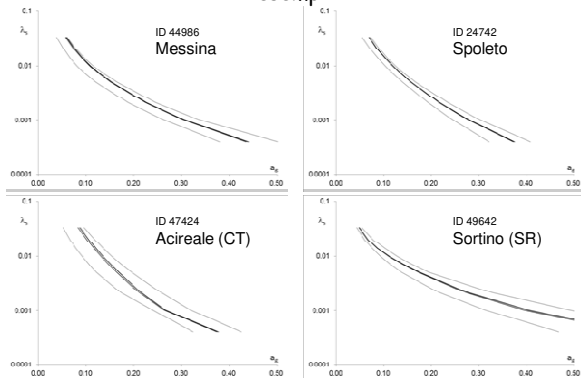


Curva di pericolosità

- È possibile calcolare e diagrammare anche il valore medio, ma questo non differisce in maniera rilevante dal valore mediano

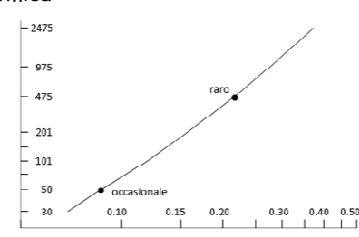


Curva di pericolosità esempi



Accelerazione e periodo di ritorno

- Gli stessi valori possono essere diagrammati riportando il periodo di ritorno in funzione dell'accelerazione, usando per entrambi una scala logaritmica

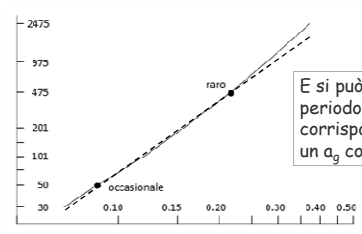


Accelerazione e periodo di ritorno

- L'andamento è quasi lineare. La pendenza η può essere calcolata come

$$\eta = \frac{\ln(T_{R,1} / T_{R,2})}{\ln(a_{g,1} / a_{g,2})}$$

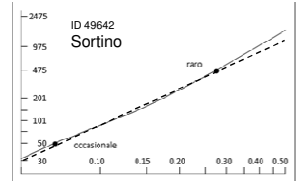
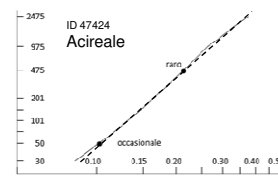
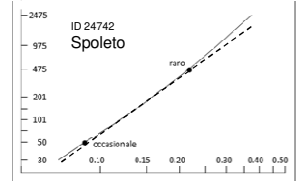
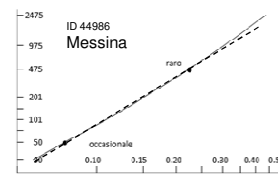
Avendo più punti si può calcolare la pendenza tratto per tratto, ottenendo esponenti leggermente diversi



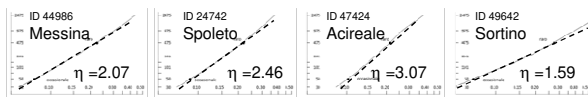
E si può calcolare il periodo di ritorno corrispondente ad un a_g con

$$T_R = T_{R,2} \left(\frac{a_g}{a_{g,2}} \right)^{\eta}$$

Accelerazione e periodo di ritorno esempi



Accelerazione e periodo di ritorno



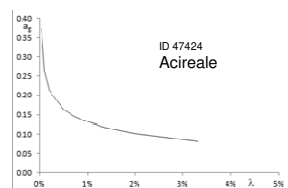
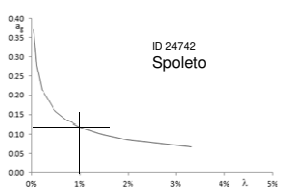
- Una norma attuale (DM 28/2/17) suggerisce di usare sempre come esponente $\eta = 1/0.41 = 2.44$ oppure di differenziarlo in funzione di a_g
- Con questa differenziazione si avrebbe nei primi tre casi $\eta = 1/0.43 = 2.33$, nel quarto $\eta = 1/0.49 = 2.04$
- È evidente che l'unico modo corretto per scegliere l'esponente η consiste nel far riferimento ai dati del sito

Accelerazione e possibilità media di occorrenza

- È anche possibile diagrammare l'accelerazione in funzione della possibilità media di occorrenza
- Questo consente di fare valutazioni sulla probabilità di avere determinati valori dell'accelerazione in assegnati intervalli di tempo

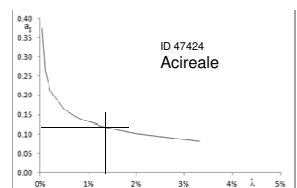
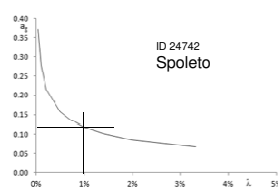
Accelerazione e possibilità media di occorrenza

- Diagrammando l'accelerazione in funzione della possibilità media di occorrenza si può vedere ad esempio che:
 - A Spoleto ho 1 probabilità su 100 di avere in un anno un terremoto di intensità pari o superiore a 0.118 g



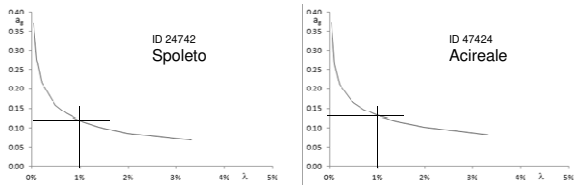
Accelerazione e possibilità media di occorrenza

- Diagrammando l'accelerazione in funzione della possibilità media di occorrenza si può vedere ad esempio che:
 - Ad Acireale ho 1.33 probabilità su 100 di avere in un anno un terremoto di intensità pari o superiore a 0.118 g



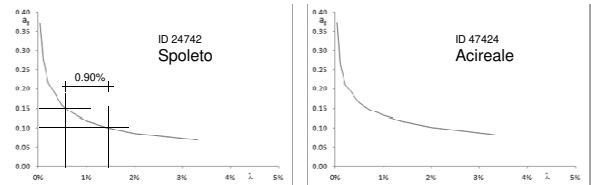
Accelerazione e possibilità media di occorrenza

- Diagrammando l'accelerazione in funzione della possibilità media di occorrenza si può vedere ad esempio che:
 - Ad Acireale ho 1 probabilità su 100 di avere in un anno un terremoto di intensità pari o superiore a 0.131 g



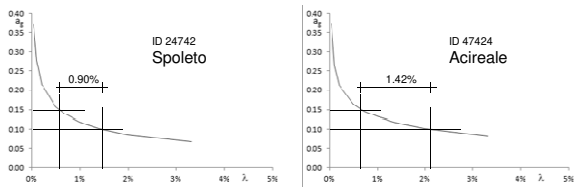
Accelerazione e possibilità media di occorrenza

- Diagrammando l'accelerazione in funzione della possibilità media di occorrenza si può vedere ad esempio che:
 - A Spoleto ho 0.90 probabilità su 100 di avere in un anno un terremoto di intensità tra 0.10 g e 0.15 g



Accelerazione e possibilità media di occorrenza

- Diagrammando l'accelerazione in funzione della possibilità media di occorrenza si può vedere ad esempio che:
 - Ad Acireale ho 1.42 probabilità su 100 di avere in un anno un terremoto di intensità tra 0.10 g e 0.15 g



Corso di aggiornamento

Evoluzione della normativa: quali effetti su progetto e verifica di edifici in cemento armato?

Rimini, 27 febbraio 2018
Imola, 28 febbraio 2018

Aurelio Ghersi

3 - Classe di rischio sismico

DM 28/2/2017

Classificazione del rischio sismico degli edifici

- È definita una classificazione del rischio sismico degli edifici
- Analogamente a quella relativa alle prestazioni energetiche, le classi vanno da A* a G
- La classe di rischio fa riferimento:
 - All'accelerazione per il quale l'edificio raggiunge lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) Indice di sicurezza
 - Al costo di riparazione, che dipende dalle varie intensità di sisma che possono colpire l'edificio Perdita Annuale Media attesa (PAM)

DM 28/2/2017

Classificazione del rischio sismico degli edifici

- La classe di rischio fa riferimento:
 - All'accelerazione per il quale l'edificio raggiunge lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) Indice di sicurezza
 - Al costo di riparazione, che dipende dalle varie intensità di sisma che possono colpire l'edificio Perdita Annuale Media attesa (PAM)
- I due aspetti vengono valutati separatamente, determinando per ciascuno dei due una classe di rischio sismico
- La classe di rischio sismico dell'edificio è la peggiore tra le due

Indice di sicurezza IS-V

o Indice di rischio

- È un indicatore della sicurezza della struttura nei confronti dello Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) Nota: è espresso in %
- È definito come rapporto tra
 - Capacità: L'accelerazione a_g (o PGA, Peak Ground Acceleration) che la struttura può sopportare
 - Domanda: L'accelerazione prevista dalla norma per la struttura nel sito in cui essa è ubicata, per SLV

Indice di sicurezza IS-V

o Indice di rischio

- La capacità dipende dalle caratteristiche (rigidezza, resistenza, duttilità, ecc.) dell'edificio
- La domanda dipende dal sito, ma anche dalla vita di riferimento V_R per l'azione sismica e quindi dalla classe dell'edificio
- Il rapporto domanda/capacità può essere determinata
 - con analisi lineare: effettuando una verifica allo SLU delle sezioni
 - con analisi non lineare: effettuando un controllo delle deformazioni plastiche

Indice di sicurezza IS-V

Analisi lineari

Quando si utilizzano analisi lineari:

- È necessario innanzitutto definire il fattore di struttura q
 - Controllare se la struttura rispetta i criteri di duttilità locale (quantità minima di staffe, ecc.) e duttilità globale (gerarchia delle resistenze), per classe di duttilità A oppure B
 - Se li rispetta, la normativa fornisce il fattore di comportamento q corrispondente
Esempio: classe A, regolare in pianta e in altezza, struttura a telaio $\rightarrow q = 5.85$

Indice di sicurezza IS-V Analisi lineari

Quando si utilizzano analisi lineari:

- È necessario innanzitutto definire il fattore di comportamento q
 - Una volta individuato il fattore di comportamento di normativa, si deve verificare la struttura con accelerazioni ridotte (rispetto allo spettro elastico) del fattore q (massimo) previsto dalla normativa
- Nota: anche se si esamina una nuova struttura progettata con un fattore di comportamento q più basso del valore di normativa, la verifica deve essere fatta confrontando la capacità (resistenza) con la domanda (sollecitazione) ottenuta con il q di normativa

Indice di sicurezza IS-V Analisi lineari

- Se la struttura rispetta duttilità locale e globale: verifica di resistenza con fattore di comportamento q
 - Per flessione travi e sezione alla base di pilastri (il resto è verificato da gerarchia resistenze)
- Esempio: sito con $a_g(\text{SLV}) = 0.250 \text{ g}$
carico vert. $M_{Ed,q} = 80 \text{ kNm}$
sisma $M_{Ed,s} = 140 \text{ kNm}$ (con $q = 5.85$)
resistenza $M_{Rd} = 245 \text{ kNm}$

$$\frac{M_{Rd} - M_{Ed,q}}{M_{Ed,s}} = \frac{245 - 80}{140} = 1.18 \quad \text{IS-V} = 118\%$$

La sezione può resistere ad un sisma 1.18 volte quello previsto (quindi ad $a_g = 0.295 \text{ g}$)

Ovviamente si considera il minimo tra tutte le sezioni

Indice di sicurezza IS-V Analisi lineari

- Se la struttura rispetta duttilità locale e globale: verifica di resistenza con fattore di comportamento q
 - Per flessione travi e sezione alla base di pilastri (il resto è verificato da gerarchia resistenze)
- Esempio: sito con $a_g(\text{SLV}) = 0.250 \text{ g}$
carico vert. $M_{Ed,q} = 80 \text{ kNm}$
sisma $M_{Ed,s} = 140 \text{ kNm}$ (con $q = 5.85$)
resistenza $M_{Rd} = 195 \text{ kNm}$

$$\frac{M_{Rd} - M_{Ed,q}}{M_{Ed,s}} = \frac{195 - 80}{140} = 0.82 \quad \text{IS-V} = 82\%$$

La sezione può resistere ad un sisma 0.82 volte quello previsto (quindi ad $a_g = 0.205 \text{ g}$)

Ovviamente si considera il minimo tra tutte le sezioni

Indice di sicurezza IS-V Analisi lineari

- Se la struttura non rispetta i criteri di duttilità locale e globale occorre scegliere un fattore di comportamento q più basso
- La normativa suggerisce di usare un q compreso tra 1.5 e 3, ma occorre motivare la scelta
 - Esempio: struttura a telaio regolare in pianta e in altezza, che non rispetta in pieno la gerarchia delle resistenze ma ha comunque pilastri in molti casi più resistenti delle travi $\rightarrow q = 3$

Indice di sicurezza IS-V Analisi lineari

- Se la struttura non rispetta duttilità locale e globale: verifica di resistenza con q più basso
 - Per tutte le sezioni (perché non è garantita la gerarchia resistenze)
- Esempio: sito con $a_g(\text{SLV}) = 0.250 \text{ g}$
carico vert. $M_{Ed,q} = 80 \text{ kNm}$
sisma $M_{Ed,s} = 273 \text{ kNm}$ (con $q = 3$)
resistenza $M_{Rd} = 195 \text{ kNm}$

$$\frac{M_{Rd} - M_{Ed,q}}{M_{Ed,s}} = \frac{195 - 80}{273} = 0.42 \quad \text{IS-V} = 42\%$$

La sezione può resistere ad un sisma 0.42 volte quello previsto (quindi ad $a_g = 0.105 \text{ g}$)

Ovviamente si considera il minimo tra tutte le sezioni

Indice di sicurezza IS-V Analisi non lineari

- Valutazione più complessa, che non può essere sintetizzata in poche slide
- Ricordarsi che, se la resistenza reale delle armature non è ben nota da indagini svolte occorre tener conto della possibile sovrarresistenza (in maniera analoga a quanto si fa con gerarchia delle resistenze)

Classe di rischio IS-V

- È funzione dell'indice di sicurezza IS-V

Indice IS-V	Classe IS-V
$100\% < IS-V$	A^+_{IS-V}
$80\% < IS-V \leq 100\%$	A_{IS-V}
$60\% < IS-V \leq 80\%$	B_{IS-V}
$45\% < IS-V \leq 60\%$	C_{IS-V}
$30\% < IS-V \leq 45\%$	D_{IS-V}
$15\% < IS-V \leq 30\%$	E_{IS-V}
$IS-V \leq 15\%$	F_{IS-V}

Classe di rischio IS-V esempi

- È funzione dell'indice di sicurezza IS-V

Indice IS-V	Classe IS-V
$100\% < IS-V$	A^+_{IS-V}
$80\% < IS-V \leq 100\%$	A_{IS-V}
$60\% < IS-V \leq 80\%$	B_{IS-V}
$45\% < IS-V \leq 60\%$	C_{IS-V}
$30\% < IS-V \leq 45\%$	D_{IS-V}
$15\% < IS-V \leq 30\%$	E_{IS-V}
$IS-V \leq 15\%$	F_{IS-V}

- Esempio 1 - $IS_V = 118\% \rightarrow$ classe $IS_V = A^+$
- Esempio 2 - $IS_V = 82\% \rightarrow$ classe $IS_V = A$
- Esempio 3 - $IS_V = 42\% \rightarrow$ classe $IS_V = D$

Perdita Annuale Media attesa PAM

- È un indicatore dei costi di riparazione della struttura dopo un terremoto (espresso in % del costo di ricostruzione)
- È definito come rapporto tra
 - Perdite economiche associate ai danni degli elementi strutturali e non strutturali (come valore medio per anno)
 - Costo di ricostruzione dell'edificio (escluso il suo contenuto)

Perdita Annuale Media attesa PAM

- È calcolato assegnando in maniera convenzionale a ciascuno stato limite un costo di riparazione (come percentuale del costo di ricostruzione)

Ad esempio, si ritiene che:

- Il raggiungimento dello stato limite SLV comporti un costo di riparazione pari al 50% del costo di ricostruzione
- Il raggiungimento dello stato limite SLD comporti un costo di riparazione pari al 15% del costo di ricostruzione

Perdita Annuale Media attesa raggiungimento degli stati limite

- Occorre determinare il valore dell'accelerazione a_g (PGA) che porta al raggiungimento degli stati limite SLV e SLD ma anche (direttamente o indirettamente) al raggiungimento di SLC e SLO

Perdita Annuale Media attesa raggiungimento degli stati limite

Raggiungimento dello stato limite SLV

- Dello stato limite SLV si è già detto
Si sono mostrati tre esempi, per un sito con $a_g(SLV) = 0.250\ g$:
 - Esempio 1 - $a_g(SLV) = 0.295\ g$
 - Esempio 2 - $a_g(SLV) = 0.205\ g$
 - Esempio 3 - $a_g(SLV) = 0.105\ g$

Perdita Annuale Media attesa raggiungimento degli stati limite

Raggiungimento dello stato limite SLD

- Si usa un'analisi lineare, facendo riferimento allo spettro di risposta elastico per SLD
- Si effettua un controllo di spostamenti e si può determinare con una proporzione il valore di a_g che porta al limite
 - Esempio: sito con $a_g(\text{SLD}) = 0.082 \text{ g}$
Spostamento limite = 16 mm
Spostamento di calcolo = 6.76 mm
Si raggiunge SLD per $a_g = 0.082 \times 16/6.76 = 0.194 \text{ g}$

Nota: Se per questa accelerazione la struttura è abbondantemente in campo plastico occorrerebbe una analisi non lineare

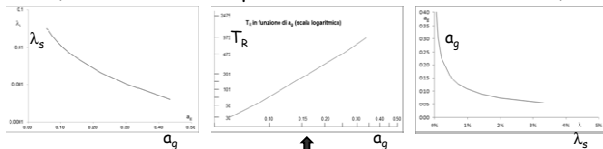
Perdita Annuale Media attesa raggiungimento degli stati limite

- Una volta determinato il valore dell'accelerazione a_g (PGA) che porta al raggiungimento degli stati limite SLV e SLD (ed anche SLC e SLO) si deve determinare il periodo di ritorno corrispondente a quelle accelerazioni (e quindi al raggiungimento degli stati limite)

Perdita Annuale Media attesa periodo di ritorno

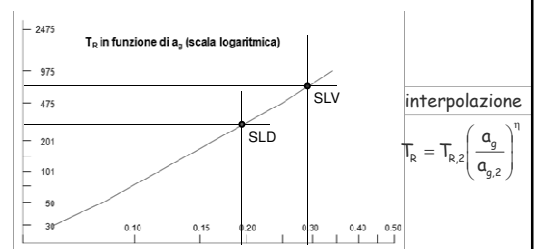
Corrispondenza tra accelerazione che porta al raggiungimento di uno stato limite ed il relativo periodo di ritorno T_R (e possibilità media di occorrenza λ_s)

- Si deve fare riferimento alla curva di pericolosità, o alla relazione tra accelerazione e periodo di ritorno (o accelerazione e possibilità media di occorrenza)



Per i calcoli conviene questa, che è quasi lineare

Perdita Annuale Media attesa periodo di ritorno



Struttura che raggiunge SLV per $a_g = 0.295 \text{ g}$ (esempio 1)

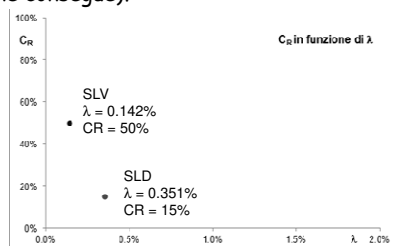
$T_R = 702 \text{ anni}$, $\lambda = 1/T_R = 0.142\%$

Struttura che raggiunge SLD per $a_g = 0.194 \text{ g}$

$T_R = 285 \text{ anni}$, $\lambda = 1/T_R = 0.351\%$

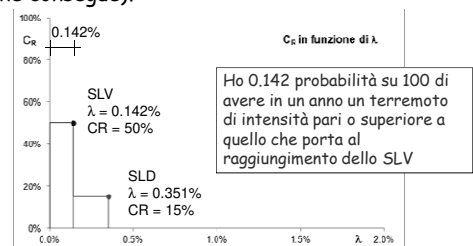
Perdita Annuale Media attesa possibilità media di occorrenza e costo riparazione

- Che implicazioni ha il conoscere la possibilità media di occorrenza di un terremoto che porta ad un determinato stato limite (e del costo di riparazione che ne consegue)?



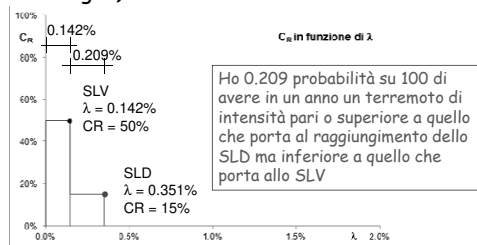
Perdita Annuale Media attesa possibilità media di occorrenza e costo riparazione

- Che implicazioni ha il conoscere la possibilità media di occorrenza di un terremoto che porta ad un determinato stato limite (e del costo di riparazione che ne consegue)?



Perdita Annuale Media attesa possibilità media di occorrenza e costo riparazione

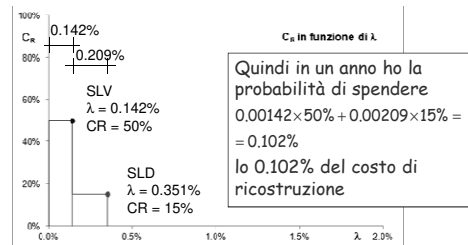
- Che implicazioni ha il conoscere la possibilità media di occorrenza di un terremoto che porta ad un determinato stato limite (e del costo di riparazione che ne consegue)?



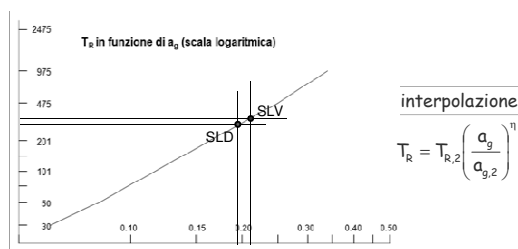
Perdita Annuale Media attesa possibilità media di occorrenza e costo riparazione

In un anno:

- Ho 0.142% di probabilità di avere un costo di riparazione pari al 50% del costo di ricostruzione
- Ho 0.209% di probabilità di avere un costo di riparazione pari al 15% del costo di ricostruzione
- Ho 99.649% di probabilità di non avere alcun costo di riparazione



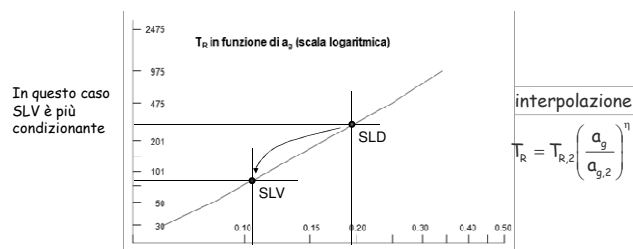
Perdita Annuale Media attesa periodo di ritorno



Struttura che raggiunge SLV per $a_g = 0.205 \text{ g}$ (esempio 2)
 $T_R = 318 \text{ anni}$, $\lambda = 1/T_R = 0.314\%$

Struttura che raggiunge SLD per $a_g = 0.194 \text{ g}$
 $T_R = 285 \text{ anni}$, $\lambda = 1/T_R = 0.351\%$

Perdita Annuale Media attesa periodo di ritorno



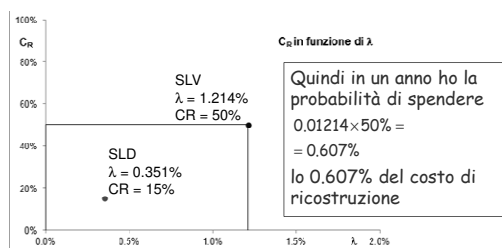
Struttura che raggiunge SLV per $a_g = 0.105 \text{ g}$ (esempio 3)
 $T_R = 82 \text{ anni}$, $\lambda = 1/T_R = 1.214\%$

Struttura che raggiunge SLD per $a_g = 0.194 \text{ g}$
 $T_R = 285 \text{ anni}$, $\lambda = 1/T_R = 0.351\%$

Perdita Annuale Media attesa possibilità media di occorrenza e costo riparazione

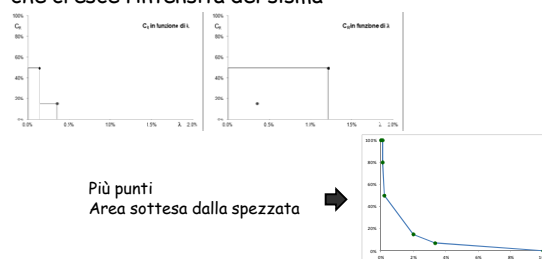
In questo caso, in un anno:

- Ho 1.214% di probabilità di avere un costo di riparazione pari al 50% del costo di ricostruzione
- Ho 98.786% di probabilità di non avere alcun costo di riparazione
- SLD è già incluso in SLV



Perdita Annuale Media attesa possibilità media di occorrenza e costo riparazione

- In realtà il calcolo del costo medio annuo di riparazione (PAM) è più complesso, perché il danneggiamento varia progressivamente man mano che cresce l'intensità del sisma



Perdita Annuale Media attesa PAM

Bisogna considerare anche:

- Il raggiungimento dello stato limite SLC
 - si assume che questo comporti un costo di riparazione pari all'80% del costo di ricostruzione
 - Se non si è fatta una verifica per lo stato limite SLC si assume che il periodo di ritorno dell'evento che porta al suo raggiungimento sia i 975/475 (2.05) di quello che porta a SLV

• Esempio:

$$T_R(SLV) = 702 \text{ anni} \rightarrow T_R(SLC) = 1441 \text{ anni}$$

$$\lambda(SLC) = 0.069\%$$

Perdita Annuale Media attesa PAM

Bisogna considerare anche:

- Il raggiungimento dello stato limite SLO
 - si assume che questo comporti un costo di riparazione pari al 7% del costo di ricostruzione
 - Se non si è fatta una verifica per lo stato limite SLO si assume che il periodo di ritorno dell'evento che porta al suo raggiungimento sia i 30/50 (0.60) di quello che porta a SLD

• Esempio:

$$T_R(SLD) = 285 \text{ anni} \rightarrow T_R(SLO) = 171 \text{ anni}$$

$$\lambda(SLO) = 0.586\%$$

Perdita Annuale Media attesa PAM

Si considerano due ulteriori stati limite:

- Stato limite di ricostruzione SLR
 - Corrisponde ad un danneggiamento tale che è necessario ricostruir l'edificio. Il costo di riparazione è quindi il 100% di CR
 - Il periodo di ritorno è assunto uguale a quello di SLC
 - Stato limite di inizio danno SLID
 - Corrisponde al verificarsi del primo danno, con costo di riparazione ancora nullo
 - Il periodo di ritorno è assunto uguale a 10 anni
- Nota: si ipotizza che nessuno degli altri stati limite abbia periodo inferiore a quello di SLID

Perdita Annuale Media attesa PAM

- Stati limite e costo di ricostruzione CR

Stato limite		T_R	CR
SLR	Stato Limite di Ricostruzione	come SLC	100%
SLC	Stato Limite di Collasso	da calcolare ⁽¹⁾	80%
SLV	Stato Limite di salvaguardia Vita	da calcolare	50%
SLD	Stato Limite di Danno	da calcolare ⁽²⁾	15%
SLO	Stato Limite di Operatività	da calcolare ⁽³⁾	7%
SLID	Stato Limite di Inizio Danno	10 anni	0%

Note:

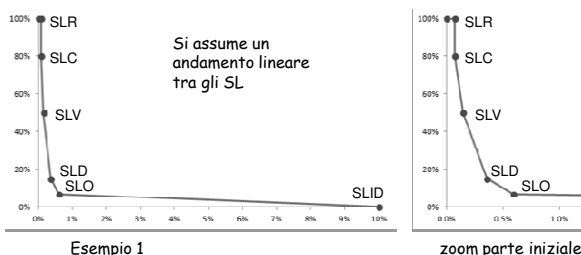
⁽¹⁾ Può essere valutato a partire da quello per SLV

⁽²⁾ Non superiore a quello per SLV

⁽³⁾ Può essere valutato a partire da quello per SLD

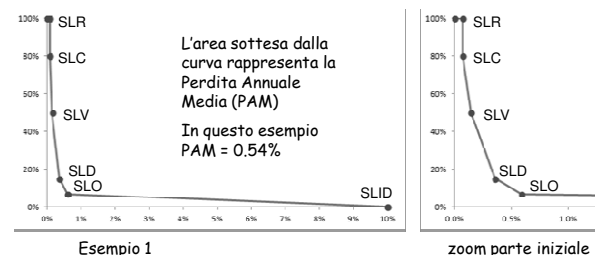
Perdita Annuale Media attesa possibilità media di occorrenza e costo riparazione

- Diagramma del costo di riparazione in funzione della possibilità media di occorrenza

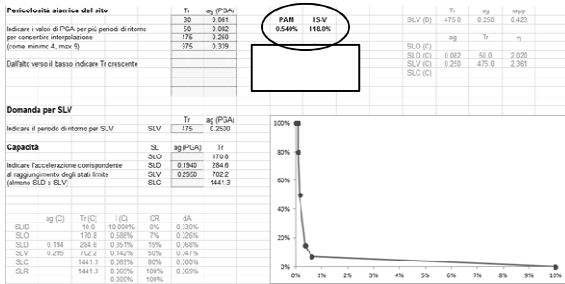


Perdita Annuale Media attesa PAM

- Diagramma del costo di riparazione in funzione della possibilità media di occorrenza



- Il foglio di calcolo Classe rischio determina automaticamente IS-V e PAM



- È funzione della PAM

PAM	Classe PAM
$PAM \leq 0.5\%$	A^+_{PAM}
$0.5\% < PAM \leq 1.0\%$	A_{PAM}
$1.0\% < PAM \leq 1.5\%$	B_{PAM}
$1.5\% < PAM \leq 2.5\%$	C_{PAM}
$2.5\% < PAM \leq 3.5\%$	D_{PAM}
$3.5\% < PAM \leq 4.5\%$	E_{PAM}
$4.5\% < PAM \leq 7.5\%$	F_{PAM}
$7.5 < PAM$	G_{PAM}

Indice IS-V	Classe IS-V
$100\% < \text{IS-V}$	A _{IS-V}
$80\% < \text{IS-V} \leq 100\%$	A _{IS-V}
$60\% < \text{IS-V} \leq 80\%$	B _{IS-V}
$45\% < \text{IS-V} \leq 60\%$	C _{IS-V}
$30\% < \text{IS-V} \leq 45\%$	D _{IS-V}
$15\% < \text{IS-V} \leq 30\%$	E _{IS-V}
$\text{IS-V} \leq 15\%$	F _{IS-V}

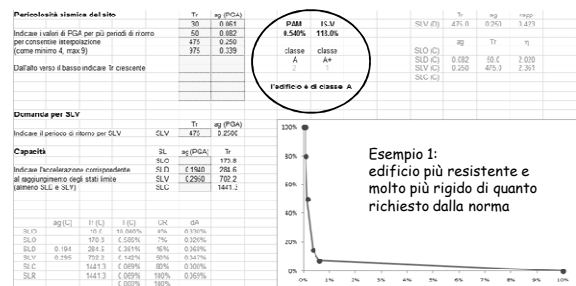
Classe IS-V

PAM	Classe PAM
$PAM \leq 0.5\%$	A_{PAM}
$0.5\% < PAM \leq 1.0\%$	A_{PAM}
$1.0\% < PAM \leq 1.5\%$	B_{PAM}
$1.5\% < PAM \leq 2.5\%$	C_{PAM}
$2.5\% < PAM \leq 3.5\%$	D_{PAM}
$3.5\% < PAM \leq 4.5\%$	E_{PAM}
$4.5\% < PAM \leq 7.5\%$	F_{PAM}
$7.5\% < PAM$	G_{PAM}

Classe PAM

- La peggiore tra le due è la classe di rischio sismico dell'edificio

- Il foglio di calcolo Classe rischio determina automaticamente IS-V e PAM



Esempio 1:
edificio più resistente e
molto più rigido di quanto
richiesto dalla norma

- Il foglio di calcolo *Classe rischio* determina automaticamente *IS-V* e *PAM*



Esempio 2:
edificio un po' meno
resistente ma molto più
rigido di quanto richiesto
dalla norma

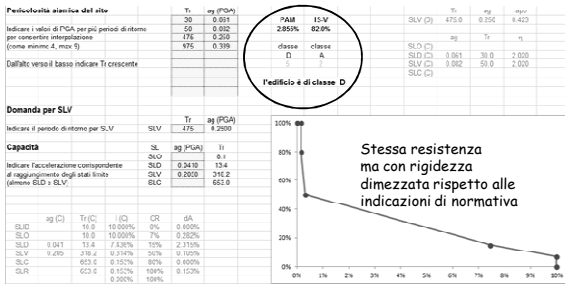
- Il foglio di calcolo *Classe rischio* determina automaticamente IS-V e PAM



Edificio con la stessa
resistenza
ma con rigidezza tale da
rispettare senza margine
le indicazioni di normativa

Classe di rischio sismico di un edificio

- Il foglio di calcolo Classe rischio determina automaticamente IS-V e PAM



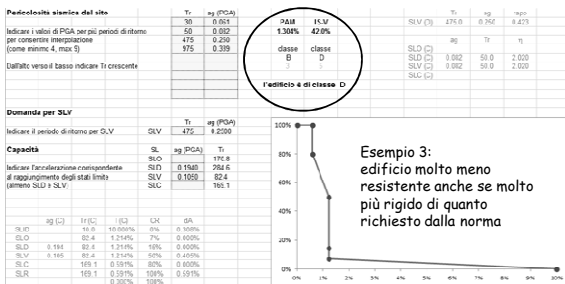
Classe di rischio sismico di un edificio

Considerazioni:

- A parità di resistenza allo SLV (e quindi di indice di sicurezza IS-V) il migliore o peggiore comportamento rispetto allo SLD può cambiare radicalmente il PAM e quindi la classe di rischio sismico dell'edificio

Classe di rischio sismico di un edificio

- Il foglio di calcolo Classe rischio determina automaticamente IS-V e PAM



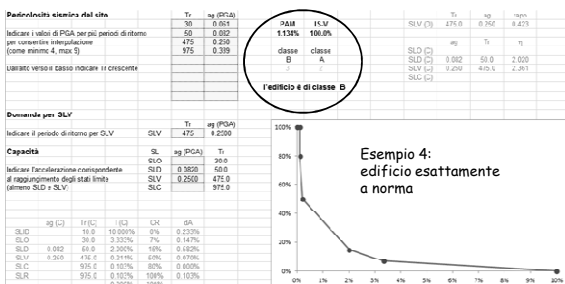
Classe di rischio sismico di un edificio

Considerazioni:

- Una resistenza molto bassa allo SLV, pur influenzando poco sul PAM, peggiora radicalmente l'indice di sicurezza IS-V e quindi la classe di rischio sismico dell'edificio

Classe di rischio sismico di un edificio

- Il foglio di calcolo Classe rischio determina automaticamente IS-V e PAM



Classe di rischio sismico di un edificio

Considerazioni:

- Un edificio esattamente a norma è di classe di rischio sismico B
 - Per migliorare la classe, portandola ad A, occorre rispettare con molto margine i limiti dello SLD ... ma questo non è sufficiente a renderlo di classe A*
 - Per ottenere un edificio di classe A* occorre anche garantire una certa sovrarigidità rispetto allo SLV

Corso di aggiornamento

**Evoluzione della normativa: quali effetti su
progetto e verifica di edifici in cemento armato?**

Rimini, 27 febbraio 2018
Imola, 28 febbraio 2018

Aurelio Ghersi

4 - Evoluzione della normativa
(seconda parte)

Cosa cambia con le nuove norme?

Aspetti di immediata percezione:

- ✓ Nuova terminologia
- ✓ Nuova organizzazione del testo di alcuni capitoli delle NTC

Aspetti nascosti nel testo:

- Modifiche di regole applicative
- Modifica di coefficienti

Divido questi (soggettivamente) in:

- Aspetti rilevanti, ma che non incidono troppo sulla mia impostazione progettuale
- Aspetti che mi fanno riflettere (e modificare?) la mia impostazione progettuale

**Aspetti rilevanti,
ma che non incidono troppo sulla mia
impostazione progettuale**

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

Costruzioni di calcestruzzo

Osservazioni:

- Giusto adeguamento agli Eurocodici
- Sui coefficienti per la pressoflessione deviata si può ancora migliorare

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

Osservazioni:

- Nel tempo, in particolare in alcune regioni, si tende a dare sempre maggiore importanza agli spettri di risposta locali
- È giusto ma
 - Applicando le procedure per ottenerli, per suoli conformi a quelli standard si dovrebbe ottenere lo spettro di normativa
 - Si dovrebbe utilizzare un numero di accelerogrammi tale da rendere stabili i risultati ottenuti

Progettazione per azioni sismiche

Criteri generali di progettazione

Paragrafo 7.2.2

Le costruzioni soggette all'azione sismica devono essere progettate in accordo con uno dei seguenti comportamenti strutturali:

- a) comportamento strutturale non dissipativo
- b) comportamento strutturale dissipativo.

Paragrafo 7.3.1

- Valori di q per strutture non dissipative

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

Progettazione per azioni sismiche

Criteri generali di progettazione

Paragrafo 7.0

Costruzioni site in zona a bassissima sismicità $a_g S \leq 0.075g$ (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 di progettazione

Osservazioni:

- La distinzione tra strutture dissipative e non dissipative è importante
- In pratica, un fattore di struttura $q=1.5$ non lo si nega a nessuno

Progettazione per azioni sismiche

Criteri generali - regolarità

Paragrafo 7.2.1

- Piccole modifiche alla definizione di regolarità in pianta e in altezza
- Chiarimento relativo alla presenza di una struttura scatolare rigida alla base dell'edificio (i controlli sulla regolarità possono essere riferiti alla sola struttura sovrastante)

Progettazione per azioni sismiche

Criteri generali - regolarità

Osservazioni:

- Nonostante le modifiche, la parte che concerne la regolarità strutturale non recepisce (nell'impostazione generale ma soprattutto nelle regole applicative) i concetti ben noti nel mondo scientifico

Progettazione per azioni sismiche Analisi e verifica

- Paragrafo 7.3 - Tabella con valori limite di q

Tab. 7.3.I - 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	$q \geq 1.5$ § 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)	$4.5 a_0 / a_1$	$3.0 a_0 / a_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v, § 7.4.3.1)	$4.0 a_0 / a_1$	3.0
Strutture deformabili, torsionalmente (v, § 7.4.3.1)	3.0	2.0
Strutture a perno inverso (z, § 7.4.3.1)	2.0	1.5
Strutture a perno inverso intelaiate monopiano (v, § 7.4.3.1)	3.5	2.5

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 - 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		CU I				CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM	ST	NS	IM
SLE	SLO								RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG								
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA			
	SLC		DUT			DUT					

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

Progettazione per azioni sismiche Analisi e verifica

Osservazioni:

- Organizzazione più razionale del testo
- La formula indicata per calcolare il periodo è sicuramente più precisa, ma inutilizzabile ai fini di un dimensionamento iniziale

Progettazione per azioni sismiche Costruzioni di calcestruzzo

Paragrafo 7.4:

- 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)

Progettazione per azioni sismiche

Costruzioni di calcestruzzo

Osservazioni:

- Modifiche modeste
- La revisione della gerarchia taglio-flessione per i pilastri evita il cumularsi di più coefficienti cautelativi

Progettazione per azioni sismiche

Criteri generali - fondazioni

Paragrafo 6.4.2.1 - Fondazioni superficiali

- Ad esclusione della verifica di stabilità globale, tutte le verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio2
 - Quindi per il calcolo del carico limite non si può più usare l'Approccio 1

Progettazione per azioni sismiche

Criteri generali - fondazioni

Paragrafo 7.2.5

- 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

Progettazione per azioni sismiche

Criteri generali - fondazioni

Paragrafo 7.2.6

- La domanda sismica può essere valutata considerando gli effetti di interazione terreno-struttura, ma:
 - "la risultante globale di taglio e sforzo normale trasmessa all'estradosso della fondazione della costruzione deve essere almeno pari al 70 % di quella ottenuta da identico modello strutturale con vincoli fissi all'estradosso della fondazione e con input sismico corrispondente allo spettro di risposta per sottosuolo tipo A"

Progettazione per azioni sismiche

Criteri generali - fondazioni

Osservazioni:

- Si abbandona in alcuni casi la pluralità di approcci
- Si limita la possibilità di sfruttare l'interazione terreno-struttura per ridurre le azioni sismiche sulla struttura

Costruzioni esistenti

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

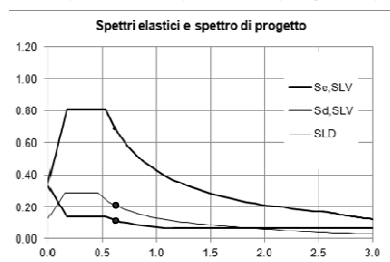
Costruzioni esistenti capitolo 8

- 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"

Aspetti che mi fanno riflettere
(e modificare?) la mia impostazione
progettuale

Considerazioni sugli spettri

- Se si usano fattori di struttura alti, lo spettro di risposta elastico per SLD può avere ordinate maggiori rispetto allo spettro di progetto per SLV



Considerazioni sugli spettri

- Se si usano fattori di struttura alti, lo spettro di risposta elastico per SLD può avere ordinate maggiori rispetto allo spettro di progetto per SLV
- Questo implica che già per lo SLD vi siano danni strutturali ...
... ma un danno strutturale modesto si può ritenere accettabile (un fattore $q \approx 1.5$ non lo si nega a nessuno)

Considerazioni sugli spettri

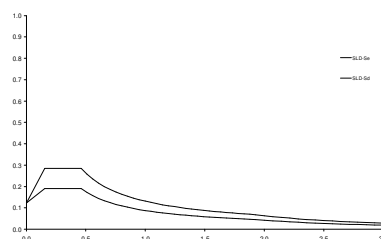
Paragrafo 3.2.3.5 e 7.3

- 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 $q \leq 1.5$

Considerazioni sugli spettri

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



Considerazioni sugli spettri fattore di struttura per SLV

- 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 $1/q$

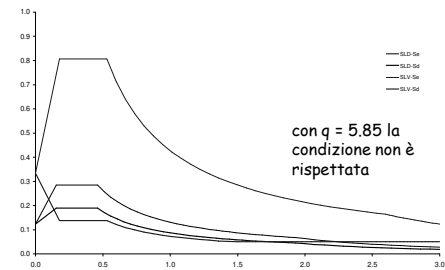
Nuove NTC, punto 3.2.3.5

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

Nuove NTC, punto 7.3.1

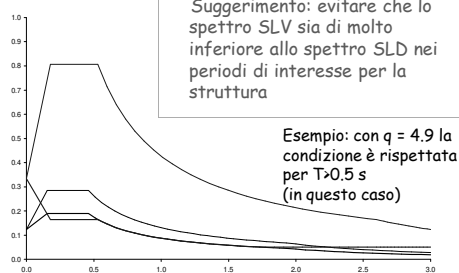
Considerazioni sugli spettri fattore di struttura per SLV

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



Considerazioni sugli spettri fattore di struttura per SLV

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



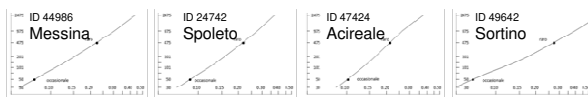
Considerazioni sugli spettri fattore di struttura per SLV

Il rapporto tra le ordinate spettrali di SLV e SLD

- In una impostazione tradizionale (usata da EC8) è costante e pari a 2.5
- Nell'impostazione della normativa italiana, varia da sito a sito
- È opportuno calcolare il rapporto tra le ordinate spettrali di SLV e SLD nel proprio sito (per il periodo fondamentale della struttura), per valutare quale valore massimo di q adottare

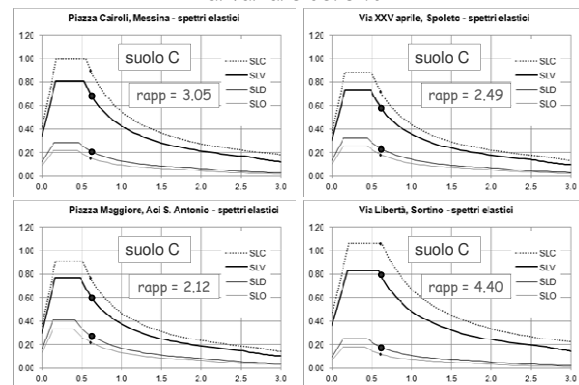
Accelerazione e periodo di ritorno SLV e SLD

Esempio - PGA su roccia

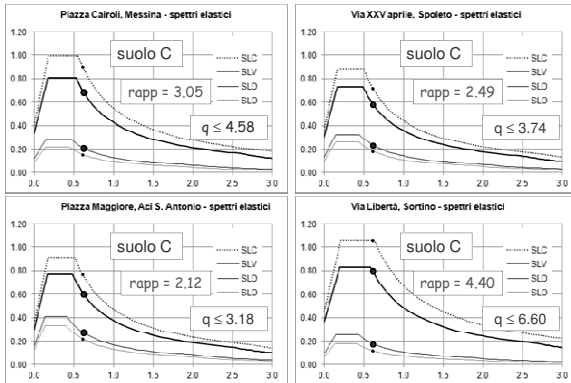


	Messina	Spoleto	Acireale	Sortino
PGA - SLV	0.224 g	0.216 g	0.212 g	0.273 g
PGA - SLD	0.075 g	0.087 g	0.102 g	0.067 g
rapporto	2.96	2.49	2.08	4.10

Confronto tra spettri al variare del sito



Confronto tra spettri al variare del sito



Considerazioni sugli spettri fattore di struttura per SLV

Se il fattore di comportamento q è tale che non sia $S_{d(SLV)} \geq S_{d(SLD)}$

- Il terremoto relativo a SLD può provocare un danneggiamento strutturale maggiore di quanto solitamente accettato
- Inoltre il costo di riparazione (usato nella definizione di classe di rischio sismico) dovrebbe essere aumentato

È opportuno, anche se non obbligatorio, tener conto di questo nella scelta del fattore di comportamento

Preferisco dire che progettiamo allo SLV per un periodo di ritorno maggiore, non per un q minore

Gerarchia delle resistenze

- Nell'imporre la gerarchia delle resistenze si utilizzano differenti valori di γ_{Rd}
- Ora questi valori sono riportati in maniera unitaria nella tabella 7.2.I
- I valori dipendono dalla classe di duttilità scelta (A oppure B)
- Alcuni valori sono cambiati in maniera significativa

Gerarchia delle resistenze gerarchia taglio-flessione per le travi

- "La domanda a taglio ... si ottiene dalla condizione di equilibrio della trave, considerata incernierata agli estremi, soggetta ai carichi gravitazionali e all'azione della capacità flessionale di progetto nelle due sezioni di plasticizzazione (generalmente quelle di estremità) amplificati del fattore di sovrarresistenza γ_{Rd} di cui alla Tab. 7.2.I"

	CD "A"	CD "B"
NTC 08	$\gamma_{Rd} = 1.2$	$\gamma_{Rd} = 1.0$
NTC 18	$\gamma_{Rd} = 1.2$	$\gamma_{Rd} = 1.1$

- Per classe di duttilità "B" si ha un incremento di γ_{Rd} del 10% e quindi un incremento dell'armatura a taglio dello stesso ordine di grandezza
Rimane il vantaggio di poter usare $\cot \theta > 1$ NTC 18, punto 7.4.4.1.1

Gerarchia delle resistenze gerarchia a flessione pilastri-travi

- "Ai fini della progettazione in capacità ... la capacità a flessione complessiva dei pilastri deve essere maggiore della capacità a flessione complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} , in accordo con la formula:

$$\sum M_{c,Rd} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{b,Rd}$$

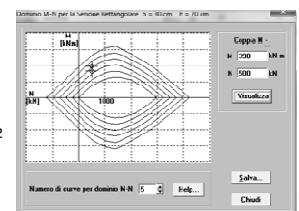
	CD "A"	CD "B"
NTC 08	$\gamma_{Rd} = 1.3$	$\gamma_{Rd} = 1.1$
NTC 18	$\gamma_{Rd} = 1.3$	$\gamma_{Rd} = 1.3$

- Per classe di duttilità "B" si ha un incremento di γ_{Rd} del 20% cui corrisponde un analogo incremento del momento flettente ma un incremento dell'armatura a pressoflessione ancora maggiore

NTC 18, punto 7.4.4.2.1

Gerarchia delle resistenze gerarchia a flessione pilastri-travi

- Esempio:
 - Pilastro 30x70
 - $N_{Ed} = 500$ kN
 - $M_{Ed} = 330$ kNm
 - occorre $A_s = A'_s = 7.7$ cm²
 - Ora si ha:
 - $N_{Ed} = 500$ kN
 - $M_{Ed} = 390$ kNm
 - occorre $A_s = A'_s = 10.1$ cm²
 - ovvero +31%



Gerarchia delle resistenze gerarchia taglio-flessione per i pilastri

- "... la domanda a taglio si ottiene imponendo l'equilibrio con i momenti delle sezioni di estremità (superiore e inferiore) del pilastro $M_{i,d}^{sup}$ e $M_{i,d}^{inf}$, determinati come appresso indicato ed amplificati del fattore di sovrarresistenza γ_{Rd} , secondo l'espressione

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \frac{M_{i,d}^{sup} + M_{i,d}^{inf}}{l_p}$$

dove $M_{i,d} = M_{c,Rd} \cdot \text{MIN} \left(1, \frac{\sum M_{b,Rd}}{\sum M_{c,Rd}} \right)$

- I coefficienti γ_{Rd} rimangono invariati e l'espressione consente di evitare un incremento cumulato di resistenza (in pratica, non si tiene più conto dell'incremento per γ_{Rd} pilastri-travi)

NTC 18, punto 7.4.4.2.1

Gerarchia delle resistenze gerarchia per i nodi trave-pilastro

- "Il nodo deve essere progettato in maniera tale da evitare una sua rottura anticipata rispetto alle zone delle travi e dei pilastri in esso concorrenti.

... In assenza di più accurate valutazioni, la domanda a taglio agente nel nucleo di calcestruzzo del nodo può essere calcolata, per ciascuna direzione dell'azione sismica, come:

$$V_{b,d} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_c$$

	CD "A"	CD "B"
NTC 08	$\gamma_{Rd} = 1.2$	non richiesta
NTC 18	$\gamma_{Rd} = 1.2$	$\gamma_{Rd} = 1.1$

- La verifica dei nodi ed il calcolo delle armature necessarie (molto penalizzante) deve essere effettuato anche per la classe di duttilità "B"

NTC 18, punto 7.4.4.3.1

Gerarchia delle resistenze gerarchia per i nodi trave-pilastro

- "Il nodo deve essere progettato in maniera tale da evitare una sua rottura anticipata rispetto alle zone delle travi e dei pilastri in esso concorrenti"

Scompare la condizione $\frac{n_{st}}{i} \frac{A_{st}}{b_j} \geq 0.05 \frac{f_{ck}}{f_{yk}}$

che dettava la resistenza dei nodi per classe di duttilità "B", sostituita dalla prescrizione

"lungo le armature longitudinali del pilastro che attraversano i nodi devono essere disposte staffe di contenimento in quantità almeno pari alla maggiore prevista nelle zone adiacenti al nodo del pilastro inferiore e superiore"

NTC 18, punto 7.6.4.2.3

Indicazioni per pareti

- Il fattore di incremento per taglio previsto per classe di duttilità "A" deve essere usato anche per classe di duttilità "B"

$$1.5 \leq q \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd}}{q} \frac{M_{b,d}}{M_{Ed}} \right)^2 + 0.1} \frac{S_e(T_c)}{S_e(T_i)} \leq q$$

- Nella verifica a taglio-compressione del calcestruzzo dell'anima il fattore riduttivo della resistenza (0.4) previsto per classe di duttilità "A" deve essere usato anche per classe di duttilità "B"

Nota: questa riduzione mi lascia molto perplesso e penalizza le pareti in maniera estremamente rilevante

Gerarchia delle resistenze e indicazioni per pareti

- Queste modifiche rendono più costoso progettare strutture di classe di duttilità "B"
- Occorre porsi il problema se valga ancora la pena fare riferimento alla classe di duttilità "B"

Corso di aggiornamento

Evoluzione della normativa: quali effetti su progetto e verifica di edifici in cemento armato?

Rimini, 27 febbraio 2018
Imola, 28 febbraio 2018

Aurelio Ghersi

5 - Suggerimenti progettuali

Suggerimenti progettuali

- Sulla base dell'esperienza maturata e stimolato dalle modifiche delle NTC e dalla definizione di classi di rischio sismico, provo a tirare fuori alcune conclusioni, che diventano suggerimenti progettuali

Suggerimenti progettuali

1. Regolarità

- La regolarità, in pianta e in altezza, è un aspetto essenziale della progettazione
- Il fatto che la normativa venga spesso interpretata dicendo che tutte le strutture sono irregolari in pianta e in altezza è fortemente diseducativo
- Perseguire una regolarità (che non è quella indicata dalle regole applicative della norma) è essenziale per realizzare una struttura tale da garantire sicurezza e contemporaneamente ridurre i costi

Suggerimenti progettuali

2. Classe di duttilità: "A" oppure "B"?

- Vista la riduzione di differenze nella gerarchia prevista per classe "A" e "B", si deve vedere questa distinzione come legata principalmente ai dettagli costruttivi
- Realizzare dettagli costruttivi migliori (classe "A") è più costoso, ma se la struttura è ben concepita l'incremento di costo non è particolarmente rilevante

Suggerimenti progettuali

2. Classe di duttilità e fattore di struttura q

- I valori di q forniti dalla normativa in funzione della classe di duttilità sono un limite superiore
- Occorre valutare se scegliere un q minore del massimo:
 - per ridurre il danneggiamento strutturale in occasione di un terremoto occasionale (quello di SLB)
 - per ridurre in generale i costi di riparazione al fine di migliorare la classe di rischio sismico

Suggerimenti progettuali

3. Rigidezza della struttura e verifica SLD

- I limiti di spostamento di normativa per SLD sono un estremo superiore
- È opportuno che la struttura sia in grado di superare con molto margine tali limiti, cioè abbia spostamenti nettamente minori
 - Per farlo occorre dare maggior rigidezza (ma senza esagerare, perché comporta anche riduzione di periodo e maggiori accelerazioni)
 - Farlo è essenziale per migliorare la classe di rischio sismico

Corsi di aggiornamento a Spoleto anno 2018

Corsi di aggiornamento - anno 2018

- Progetto di edifici antisismici in cemento armato con struttura a telaio - 16 crediti
1-2 marzo 2018
 - Versione aggiornata di un corso di base, ormai classico ma comunque in evoluzione

Corsi di aggiornamento - anno 2018

- Risposta sismica locale - 12 crediti
6-7 aprile 2018
docente: prof. Luigi Callisto, università di Roma
 - Per capire cosa sono e come si ottengono gli spettri sismici locali, quando e come utilizzarli nella progettazione

Corsi di aggiornamento - anno 2018

- Progettazione strutturale e geotecnica delle fondazioni (e delle opere di sostegno) - 16 crediti
data possibile 19-21 aprile
docenti: Romolo Di Francesco e Aurelio Gherzi
 - Versione aggiornata di un corso tenuto in più occasioni qualche anno fa

Corsi di aggiornamento - anno 2018

- Progetto di strutture in acciaio - 16 crediti
17-19 maggio 2018
docenti: Gianfranco De Matteis, Alberto Mandara (università di Napoli) e Aurelio Gherzi
 - Un corso sostanzialmente nuovo sulla progettazione delle strutture in acciaio (in generale, senza particolari riferimenti alle problematiche sismiche)

Corsi di aggiornamento - anno 2018

- Analisi dei quadri fessurativi - 16 crediti
data da definire
docenti: Romolo Di Francesco, Bruno Calderoni e Aurelio Gherzi
 - Versione aggiornata del corso tenuto nel 2017

Corsi di aggiornamento - anno 2018

- Progetto di edifici antisismici in cemento armato con struttura a pareti - 12 crediti
data da definire
docenti: Aurelio Gherzi e Edoardo Marino
 - L'uso di pareti in c.a. può essere fondamentale nel caso di edifici in zone a forte sismicità o edifici di notevole altezza, ma è penalizzato dalle attuali normative (e ancor più dalla nuova). Che fare?
 - Versione aggiornata di un corso di base, ormai classico ma comunque in evoluzione

Corsi di aggiornamento - anno 2018

- L'analisi non lineare nella verifica sismica di edifici esistenti in cemento armato - 16 crediti
data da definire
 - Versione aggiornata di un corso di base, ormai classico ma in costante evoluzione

Corsi di aggiornamento - anno 2018

- Miglioramento e adeguamento sismico di edifici esistenti in cemento armato - 12 crediti
data da definire
docente: Antonio Perretti
 - Nuova versione aggiornata di un corso tenuto l'anno scorso