NOTIZIARIO
ORDINE DEGLI INGEGNERI DI VERONA E PROVINCIA

Elementi di Ingegneria Sismica

PARTE 1

Sintesi di principi generali - Analisi statica non lineare
Analisi dei meccanismi locali di collasso in edifici in muratura
Elementi non strutturali

a cura di Maurizio Cossato



SPECIALE STUDI - Notiziario Ordine Ingegneri di Verona e Provincia 4/2012

ANALISI SISMICHE - Presentazione

Questo studio che riguarda l'ingegneria delle costruzioni, di grande interesse e attualità soprattutto dopo gli eventi del terremoto di L'Aquila e di quello più recente dell'Emilia, è composto di due parti.
In questo numero 4-2012 del Notiziario dell'Ordine Ingegneri di Verona e Provincia pubblichiamo la prima parte i cui contenuti presentiamo nella seguente sintesi.

PARTE 1

Cap. 1 - Analisi non lineare in ambito statico

Un primo tema tratta l'analisi non lineare in ambito statico, con alcune sintetiche premesse.

Una breve nota introduttiva ricorda alcuni elementi di interesse pratico e concettuale con dati orientativi e precisazioni esplicative. Riguarda l'intensità dei terremoti, l'energia liberata, gli ordini di grandezza di alcuni parametri fondamentali.

Una seconda parte tratta delle proprietà dinamiche e viscose delle costruzioni civili, ricordando gli ordini di grandezza dei parametri che le caratterizzano.
Vengono fornite informazioni pratiche sui parametri geotecnici dei suoli più frequenti e sulla influenza che possono determinare sui parametri sismici.

Un terzo capitolo che tratta dell'analisi non lineare in ambito statico, fornisce informazioni sulle metodologie internazionali che utilizzano questo metodo di calcolo, con alcune precisazioni sul modello prescelto dalle NTC 2008, con l'elencazione al passo di tutti i gradini previsti dalla procedura.
Sono inoltre ricordate alcune opportune raccomandazioni dell'Eurocodice 8 UNI EN 1998-1.

Cap. 2 - Analisi dei meccanismi locali di collasso in edifici esistenti in muratura

Si tratta del contenuto della Circolare applicativa delle NTC 2008 al Punto C8A.4.2.
In definitiva è trattato il tema dell'analisi cinematica lineare e non lineare.
Il documento sviluppa al passo tutti gli scalini della procedura, trattando un caso del tutto elementare, facilmente generalizzabile. Sono richiamati i concetti procedurali che originano il metodo e vengono sviluppate considerazioni sul significato e sulla presumibile precisione dei risultati. Sono presenti richiami alle tipologie di catene cinematiche correnti, elencate e dettagliate in documenti ufficiali, ed ai software gratuiti per trattarle accessibili in rete.

Cap. 3 - Elementi non strutturali

Si tratta in realtà di elementi che svolgono una funzione statica ma che non hanno influenza pratica sul comportamento sismico della struttura principale.
Viene analizzato, in particolare, il caso di una tramezza in muratura che mostra la difficoltà pratica di applicazione della norma.
Vengono sviluppate considerazioni e commenti alle diverse nomenclature e precisazioni usate sullo stesso tema, nelle NTC 2008, nell'Ordinanza 3274 del 3/05/2005 e dell'Eurocodice 6 EN 1996-1-1 2005.

SOMMARIO

CAPITOLO I - Ingegneria sismica. Sintesi di principi generali e analisi statica non lineare.....4
1. Premessa.....4
2. Intensità dei terremoti 4
3. Parametri principali utili per la progettazione sismica.....6
4. Onde sismiche. Modalità di propagazione del Sisma. 6
5. Proprietà dinamiche e viscose delle costruzioni civili 7
6. Risposta sismica dell'oscillatore 9
7. Comparazione del comportamento di oscillatori molto rigidi elastici e elastici perfettamente plastici.....13
8. Spostamento orizzontale e velocità orizzontale del terreno 17
9. Analisi degli spostamenti della struttura 18
10. Alterazione dello spettro di risposta in funzione della geologia locale. 18
11. Approssimazione dei parametri sismici di progetto 20
12. Approssimazione dei parametri sismici di progetto 20
12.1. Premessa.....20
12.2. Analisi statica non lineare NTC 2008.....22
CAPITOLO II - Analisi dei meccanismi locali di collasso in edifici esistenti in muratura (Circolare applicativa delle NTC 2008 C8A.4.2) 30
13. Analisi dei meccanismi locali di collasso in edifici esistenti in muratura 30
13.1. Premessa.....30
13.2. Analisi cinematica lineare 30
13.3. Analisi cinematica non lineare 31
13.3.1. Relazione tra il moltiplicatore α e lo spostamento 31
13.3.2. Valutazione della curva di capacità (oscillatore equivalente) ..32
13.3.3. Verifiche di sicurezza.....33
14. Principi di riferimento 35
15. Procedura 35
16. Indici di sicurezza sismicaa 46
17. Verifiche di sicurezza: 46
17.1.Stato limite di danno SLD 46
17.2. Stato limite di salvaguardia della vita SLV 48
17.2.1. Verifica semplificata con fattore di struttura (analisi cinematica lineare) 48
17.2.2. Verifica mediante spettro di capacità (analisi cinematica non lineare).....49
17.3. Confronto dei risultati.....53
CAPITOLO III - Sismica. Elementi non strutturali......54
18. Premessa 54
19. Normativa 54
20. Considerazioni e commenti. 56
Riferimenti bibliografici 63

CAPITOLO I - Ingegneria sismica.
Sintesi di principi generali e analisi statica non lineare.

1. Premessa

Questa nota riassume alcuni elementi fondamentali, utili alla progettazione, inserendo alcuni valori orientativi di riferimento di vari parametri, utili per orientare il progettista.

Sul metodo push-over si ricorda che la normativa ha scelto una procedura, tra le molte proposte in letteratura che ottengono nel merito risultati simili, con analogo livello di attendibilità. Il progettista deve sempre riflettere, analizzando i risultati che non devono mai essere espressi con eccessiva precisione (molte cifre significative) per non creare errati convincimenti.

L'analisi sismica è basata su informazioni statistiche, su previsioni di lungo periodo e su teorie scientifiche che in molti casi comportano scelte di semplificazioni procedurali che portano nel loro insieme a risultati significativi ma sempre affetti da approssimazioni.

Inoltre negli edifici esistenti, è sempre presente una ulteriore approssimazione che deriva da una conoscenza sempre incompleta dell'opera, che aumenta ulteriormente negli edifici eseguiti con metodi tradizionali.

Il progettista deve avere sempre presente che stima degli ordini di grandezza e giudica l'efficienza di una struttura sulla base di molteplici elementi, tra i quali l'analisi statica rappresenta sempre quello più efficace, ma il suo giudizio non deve mai essere disgiunto da una analisi critica dei dati che il progettista stesso ha assunto, riflettendo su quali sono più centrati e quali più aleatori.

2. Intensità dei terremoti

Per la valutazione dei terremoti si usano diverse scale, la più antica è la Scala Mercalli. Esistono molte altre scale, per la valutazione dei terremoti. Tra queste la Scala Macrosismica Europea (EMS) è fondamentale per la valutazione dell'intensità sismica nelle nazioni d'Europa usata anche in altri continenti. Diffusa nel 1998 come aggiornamento della versione di prova del 1992, la scala viene riportata come EMS-98.

Una delle scale più diffuse è la Scala Richter:

M = Magnitudo

$M = \log(A/1)$

dove:

A è la massima ampiezza dello spostamento registrato con un particolare sismografo (sismografo a torsione di Wood-Anderson) a 100 Km dal sisma in micron $\mu = \frac{1}{1000} mm$ cioè in millesimi di mm.

1 al denominatore è lo spostamento campione cioè 1 μ

Magnitudo	Descrizione	Effetti del terremoto	Frequenza	TNTequivalente
Meno di 2.0	Micro	Micro terremoti, non avvertiti.	Circa 8000 al giorno	<1 chilogrammo
2.0–2.9	Molto leggero	Generalmente non avvertito, ma registrato dai sismografi	Circa 1000 al giorno	tra 1 e 31,6 tonnellate
3.0–3.9		Spesso avvertito, ma generalmente non causa danni	49000 all'anno	tra 31,6 e 1000 tonnellate
4.0–4.9	Leggero	Oscillazioni evidenti per gli oggetti interni; i danni strutturali agli edifici sono rari.	6,200 all'anno	tra 1000 e 31600 tonnellate
5.0–5.9	Moderato	Può causare gravi danni strutturali agli edifici costruiti male in zone circoscritte. Danni minori agli edifici costruiti con moderni criteri antisismici.	800 all'anno	tra 31600 e 178 mila tonnellate
6.0–6.9	Forte	Può avere un raggio di azione di 160 kilometri dove può essere distruttivo se la zona è densamente popolata.	120 all'anno	tra 1 e 31,6 milioni di tonnellate
7.0–7.9	Molto forte	Può causare gravi danni su zone estese.	18 all'anno	tra 31,6 milioni e 1 miliardo di tonnellate
8.0–8.9	Fortissimo	Può causare fortissimi danni in un raggio di azione di parecchie centinaia di chilometri	1 all'anno	tra 1 e 31,6 miliardi di tonnellate
9.0–9.9		Può causare devastazioni in un raggio di azione di parecchie migliaia di chilometri	1 ogni 20 anni	tra 31,6 e 178 miliardi di tonnellate
10.0+	Enorme	Devastazione totale; il raggio di azione può essere molto esteso.	Estremamente raro (mai registrato)	> 1000 miliardi di tonnellate

Figura 1 - Sisma. Valori della scala Richter, effetti del terremoto, frequenza temporale, energia TNT equivalente.

L'**Equivalente in TNT** è un metodo per quantificare l'energia rilasciata nelle esplosioni. Il ton (o tonnellata) di TNT è una unità di energia pari a 4,184 gigajoule, che è all'incirca la quantità di energia liberata nella detonazione di una tonnellata di tritolo.

La massima accelerazione orizzontale al suolo prodotta dal sisma nelle vicinanze dell'epicentro risulta essere circa compresa nell'intervallo:

$$6 \cdot M^2 \le a_{max} \le 12 \cdot M^2$$

in cm /sec^2

I terremoti forti variano normalmente da Magnitudo 5 a Magnitudo 8

E quindi:

$$150 \le a_{max} \le 768 \ cm/\sec^2$$

rapportando a_{max} alla accelerazione di gravità g:

$$0{,}15 \le \frac{a_{max}}{g} \le 0{,}78$$

Mediamente il comportamento dei terremoti è compreso nei campi seguenti:

Durata	20-40 sec
Frequenza	0,2-20 Hz
Periodo	5-0.05 sec

3. Parametri principali utili per la progettazione sismica

I sismi in genere vengono rilevati con accelerometri, oggi prevalentemente di tipo digitale.

Con gli accelerometri si misurano le accelerazioni ed in particolare la PGA cioè Peak Ground Acceleration.

PGV cioè la Peak Ground Velocity viene ricavata analiticamente dal grafico dell'accelerazione e quindi dalla procedura si ha una perdita di precisione.

Analogamente PGD cioè Peak Ground Displacement viene ricavato con una ancor più ampia perdita di precisione.

Molti altri parametri del sisma pur importanti vengono trascurati.

Ad esempio la durata complessiva del sisma (non stimabile) è un valore importante perché più è lunga più i danni si accentuano.

Inoltre i sismi di progetto vengono approssimati sulla base della conoscenza di terremoti pregressi, stimando probabilità di ritorno e spettri sulla base di valori mediati ed estrapolati per i vari punti del territorio, sulla base di misurazioni registrate in altri punti del territorio.

4. Onde sismiche. Modalità di propagazione del Sisma.

Esistono:

Onde di compressione P le più veloci

Onde di taglio S

Onde di Rayleigh

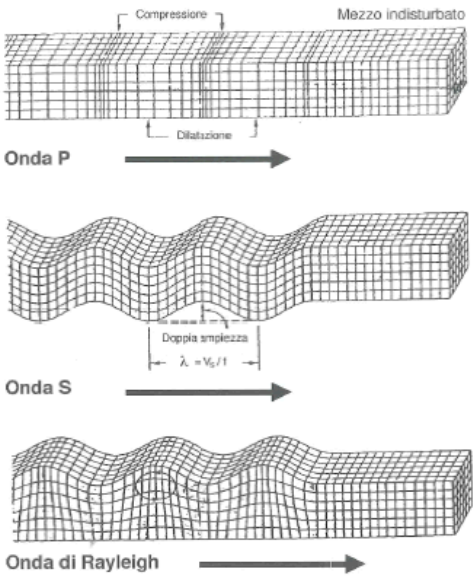


Figura 2 - Onde nel suolo

Le onde P viaggiano a velocità orientativamente comprese tra 400 e 5000 m/sec

Le onde S viaggiano a velocità più basse circa il 60% delle onde P

Le onde di taglio e le onde di Rayleigh (con velocità paragonabile a quella delle onde S) sono scarsamente influenzate dalla saturazione in acqua del terreno.

Dalla misurazione delle onde di taglio si può risalire al modulo di deformazione a taglio G con formule del tipo:

$$G = \rho \cdot V_s^2$$

dove:

ρ = massa specifica del mezzo bifase (terreno +acqua)

$\rho = \frac{\gamma}{g}$ con γ peso specifico del mezzo bifase

V_s = velocità delle onde di taglio

Nella pratica, dalla misurazione del valore della velocità di taglio in un volume significativo di suolo nell'intorno dell'edificio, si possono ricavare informazioni utili per correggere l'accelerazione convenzionale massima orizzontale del terreno in superficie su suolo rigido.

Con suoli più deboli si esalta l'accelerazione

5. Proprietà dinamiche e viscose delle costruzioni civili

Una costruzione può essere schematizzata come in figura, con il suolo che vibra orizzontalmente (sistema elastico ad un grado di libertà 1-GDL o in inglese SDOF[1]):

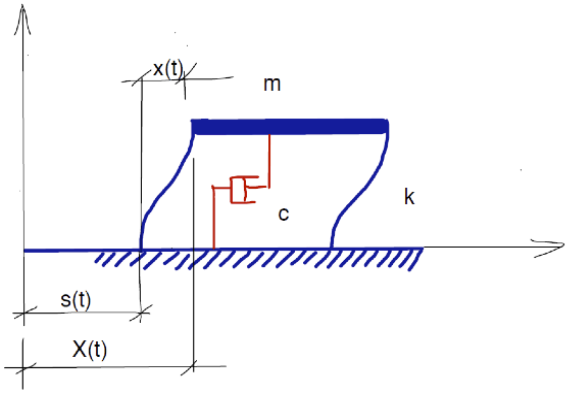


Figura 3 - Oscillatore semplice

Il periodo del modo principale proprio di vibrazione delle costruzioni civili in genere varia nell'intervallo:

T 0,2-3 sec

La corrispondente frequenza opera nell'intervallo:

Frequenza 5- 0,3 Hz

In sostanza la frequenza di vibrazione dei terremoti (capitolo 1) è paragonabile alla frequenza di vibrazione propria degli edifici.

Un edificio soggetto ad una azione impulsiva orizzontale nel tempo oscilla con un moto armonico smorzato.

[1] SDOF=Single Degree Of Freedom

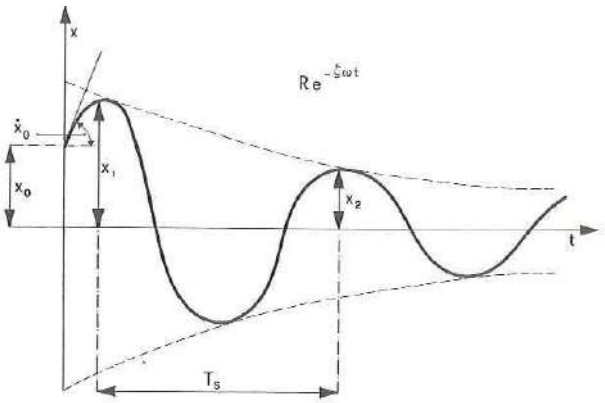


Figura 4 - Moto oscillatorio smorzato.

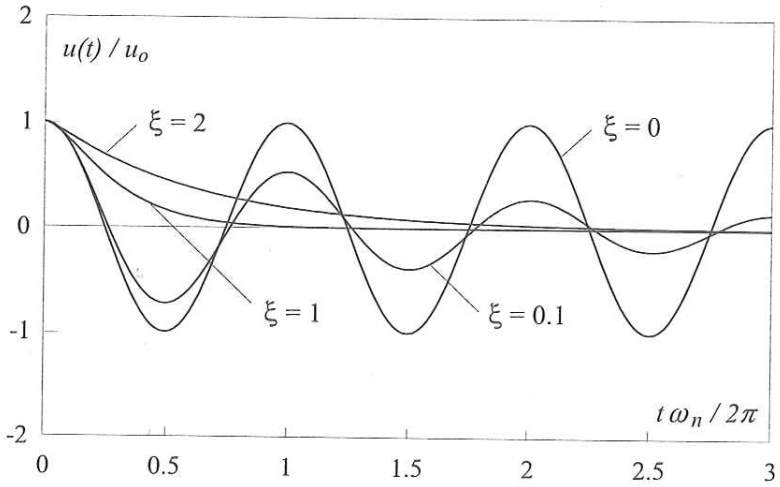


Figura 5 - Moto oscillatorio smorzato al variare del coefficiente di smorzamento.

La costante di viscosità c che determina una forza resistente proporzionale alla velocità di spostamento, è il parametro principale che caratterizza lo smorzamento.

Un valore di c chiamato c_{cr} determina uno smorzamento non più oscillatorio. In sostanza per $c \geq c_{cr}$ il sistema torna nella posizione di equilibrio senza oscillazioni, con una rapidità tanto minore quanto maggiore è la costante di smorzamento.

Se invece $c < c_r$ il sistema oscilla intorno alla sua posizione di equilibrio con ampiezze decrescenti in tempi più lunghi al decrescere del rapporto c / c_r

Si può introdurre un nuovo parametro coefficiente di smorzamento o smorzamento relativo, espresso dalla relazione seguente:

$$\xi = c / c_r$$

Tipo di struttura e relative condizioni di lavoro	Smorzamento
Strutture con elementi al di sotto del 50% del limite elastico	
Strutture in c.a. bene armate e poco fessurate Strutture in c.a.p. Strutture in acciaio con collegamenti saldati	2-3 %
Strutture in c.a. fessurate	3-5 %
Strutture in acciaio con collegamenti bullonati o chiodati Strutture in legno con collegamenti bullonati o chiodati	5-7 %
Strutture con elementi prossimi al limite elastico	
Strutture in c.a.p. senza perdita di pretensione Strutture in acciaio saldate	5-7 %
Strutture in c.a. Strutture in c.a.p.	7-10 %
Strutture in acciaio con collegamenti bullonati o chiodati Strutture in legno con collegamenti bullonati	10-15 %
Strutture in legno con collegamenti chiodati	15-20 %
Strutture in muratura	
Strutture in muratura ordinaria	3 %
Strutture in muratura armata	7 %

Figura 6 - Valori indicativi del coefficiente di smorzamento in percentuale.

Come appare dalla tabella le strutture hanno un coefficiente di smorzamento molto piccolo, per cui convenzionalmente si considera come valore standard $\xi = 0{,}05 = 5\%$ e quindi la struttura eccitata assume sempre un moto oscillatorio smorzato.

6. Risposta sismica dell'oscillatore

Sotto l'azione di un sisma generico la risposta dell'oscillatore (1-GDL o in inglese SDOF) è molto complessa.

D'altra parte il calcolo dell'intera storia delle forze e degli spostamenti durante il sisma può anche non interessare.

Nella maggior parte dei problemi pratici è sufficiente determinare solo le quantità che definiscono la massima risposta. Soprattutto il massimo spostamento al quale corrispondono le massime sollecitazioni.

Si ha la seguente espressione per lo spostamento:

$$x(t) = \frac{1}{\varpi_s} \cdot V(t)$$

funzione dell'input sismico:

$$\ddot{s}(t) \qquad 0 \le t \le t_1$$

dove t_1 è la durata dell'intero sisma.

Il valore massimo di V(t) è detto velocità spettrale ed è indicato con S(v)

S(v) dipende da tre fattori:

1. caratteristica del movimento tellurico
2. parametro di smorzamento ξ della struttura
3. periodo proprio di pulsazione della struttura

Si ha ancora una proprietà della velocità spettrale:

Per un evento sismico λ volte più intenso, lo spostamento massimo sarà λ volte maggiore.

Si definisce Spettro un diagramma che descrive la distribuzione di una grandezza rispetto ad un'altra.

In dinamica delle strutture si definisce Spettro di risposta il diagramma del massimo spostamento (velocità o accelerazione) in funzione del periodo (in campo elastico).

Spostamento spettrale:

$$S_d(T,\xi) = Max\lfloor u(t) \rfloor$$

Pseudo-velocità spettrale[2]

$$S_v(T,\xi) = \frac{2\cdot\pi}{T}\cdot S_d(T,\xi) = Max\left[\dot{u}(t)\right]$$

Pseudo-accelerazione spettrale

$$S_a(T,\xi) = \left(\frac{2\cdot\pi}{T}\right)^2 \cdot S_d(T,\xi) = Max\left[\ddot{u}(t)\right]$$

Le figure che seguono rappresentano, la prima i diagrammi delle velocità spettrali in funzione del periodo e del coefficiente di smorzamento.

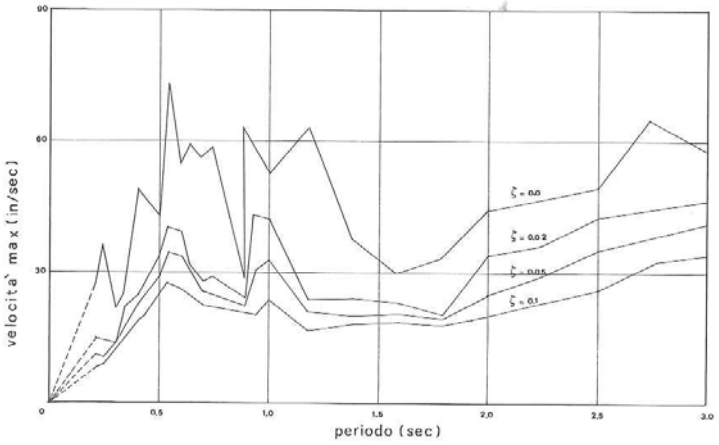


Figura 7 - Esempio di diagramma velocità spettrali.

La seconda uno spettro medio aggiustato trascurando le irregolarità.

[2] Si chiama pseudo-velocità perché si suppone che $\varpi = \frac{2\cdot\pi}{T}$ sia costante mentre lo è solo approssimativamente.

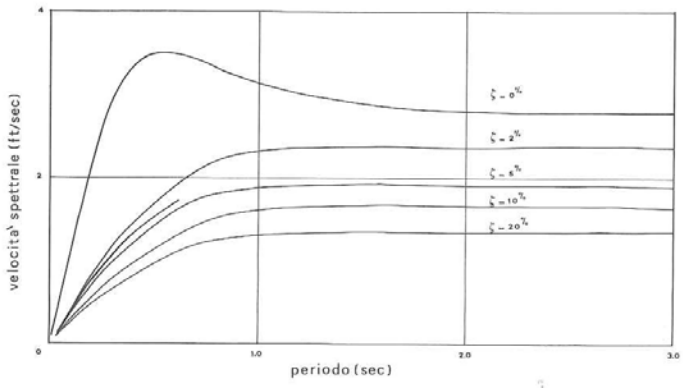


Figura 8 - Esempio di diagramma velocità spettrali. Spettri regolarizzati.

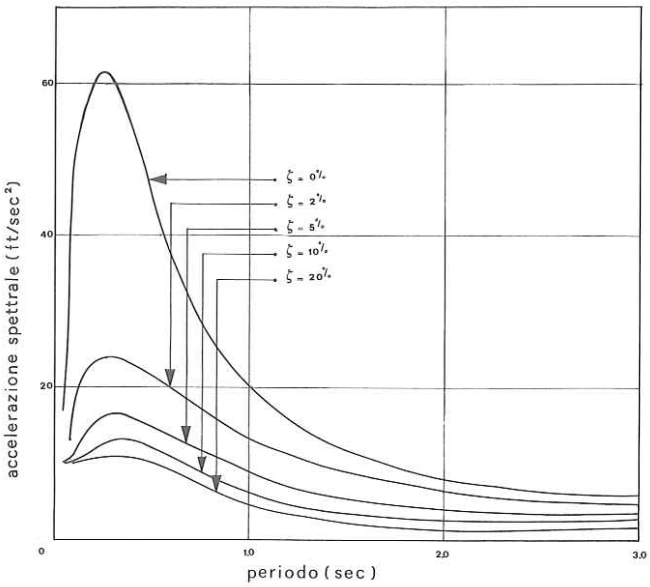


Figura 9 - Esempio di diagramma di accelerazioni spettrali regolarizzate.

L'ultimo spettro mostra che al tendere a zero del periodo di pulsazione della struttura l'accelerazione che la coinvolge tende alla accelerazione massima al suolo indipendentemente dal parametro di smorzamento.

Le varie normative producono diagrammi normalizzati, per gli spettri elastici in accelerazione, del tipo di quelli individuati, per ogni punto del territorio dalle NTC 2008, sulla base di dati statistici e di informazioni storiche.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali delle NTC 2008 è il seguente:

Normalmente si assume $\eta = 1$ corrispondente a $\xi = 5\%$

η è il fattore convenzionale che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi ξ diversi dal 5%.

F_0 è il massimo valore del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

S è un coefficiente che dipende dal suolo e dalle caratteristiche topografiche del sito.

$$0 \le T < T_B \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \le T < T_C \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \le T < T_D \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \le T \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

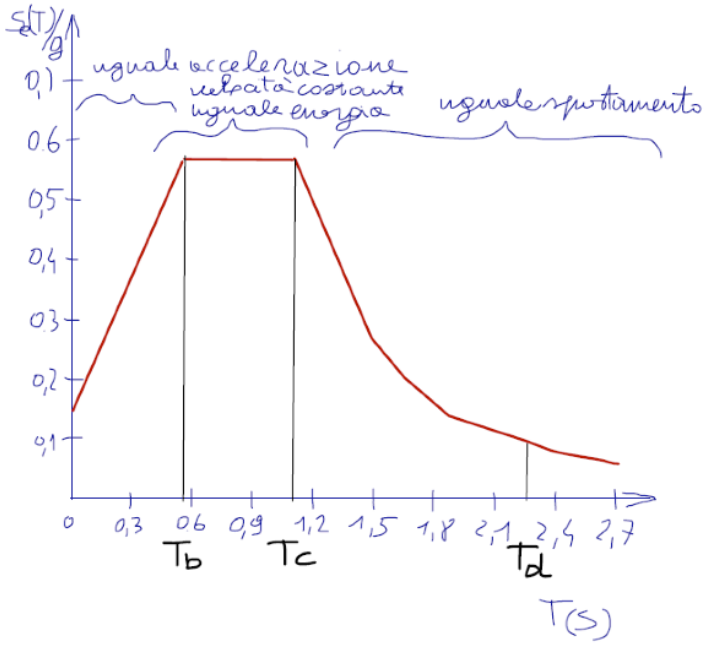


Figura 10 - Diagramma esplicativo di uno spettro di risposta secondo NTC 2008

In sequenza quattro rami:

Una retta tra 0 e T_B

Una retta orizzontale tra T_B e T_C

Un ramo di iperbole equilatera tra T_C e T_D

Una curva asintotica con S_d tendente a zero al crescere di T per $T \ge T_D$

I parametri di base per il calcolo degli spettri sono dati come segue:

Si ammette che il parametro di smorzamento ξ = 5%

I diagrammi possono essere corretti in proporzione con un coefficiente moltiplicatore $\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \ge 0{,}55$

ξ	η
2	1,20
3	1,12
5	1,00
10	0,82
15	0,71
20	0,63

Figura 11 - Variazione di η in funzione di ξ

Un parametro base di riferimento è:

a_g =accelerazione massima al suolo su un sito di riferimento rigido orizzontale per uno specifico periodo di ritorno

corrisponde all'ordinata per T=0

Un altro parametro è F_0=valore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

Su suolo rigido $a_g \cdot F_0$ = ordinata del tratto orizzontale dello spettro di risposta in accelerazione.

T_C^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale su suolo rigido (fine del tratto orizzontale dello spettro in accelerazione).

Il periodo di inizio di tale tratto su suolo rigido è assunto pari a $T_B^* = T_C^* / 3$

T_D = periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro

$$T_D = 4{,}0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1{,}6 \text{ sec}$$

7. Comparazione del comportamento di oscillatori molto rigidi elastici e elastici perfettamente plastici

Nella pratica è conveniente ed efficace approssimare la risposta di un sistema anelastico (l'opera strutturale a molti gradi di libertà M-GDL o in inglese MDOF[3]) tramite una appropriata interpretazione della risposta di un sistema elastico.

In sostanza partendo da spettri elastici si può trovare una correlazione tra forze statiche equivalenti applicate ad un sistema anelastico rispetto a quelle applicate al sistema elastico

Indichiamo con:

$\mu = \frac{u_{\max}}{u_y}$ la duttilità del sistema non lineare

e quindi la capacità di spostamento del sistema non lineare:

$u_{\max} = \mu \cdot u_y$

dove u rappresenta lo spostamento relativo terreno punto di riferimento o baricentro massa.

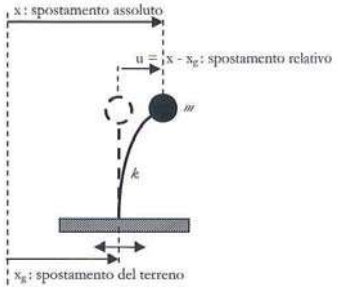


Figura 12 - Oscillatore semplice

[3] MDOF Many Degree Of Freedom

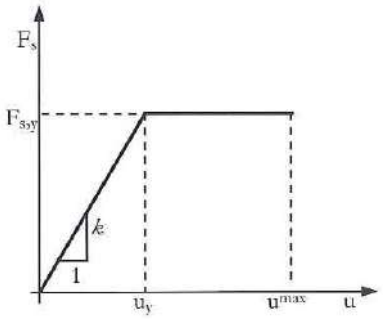


Figura 13 - Curva caratteristica idealizzata forza resistente
spostamento di un oscillatore semplice elastoplastico

Confrontando un sistema ad un grado di libertà elastico con un sistema ad un grado di libertà elastoplastico, entrambi molto rigidi (cioè con alta frequenza naturale e quindi basso periodo proprio) come avviene nelle strutture reali si dimostrano le seguenti proprietà:

1. Strutture molto rigide con periodo proprio T_0 inferiore a T_B (intervallo di uguale accelerazione)

La struttura oscilla con la stessa accelerazione del suolo.
Questo intervallo è denominato di "uguale accelerazione"
Se la forza F_g generata dal sisma è più elevata di F_{Sy} non si può effettuare confronto.
La struttura deve essere progettata per rimanere in campo elastico e quindi (schema (b) di figura:

$$R = \frac{F_{se,\max}}{F_{sa,\max}} = 1$$

$$u_{\max a} = u_{\max e}$$

$$S_{aa} = S_{ae}$$

Il fattore di riduzione della forza (cioè il divisore della forza elastica per ottenere quella anelastica) è uguale a 1
Lo spostamento massimo è pari a quello elastico.
Il valore di spettro di pseudo-accelerazione è pari a quello elastico.

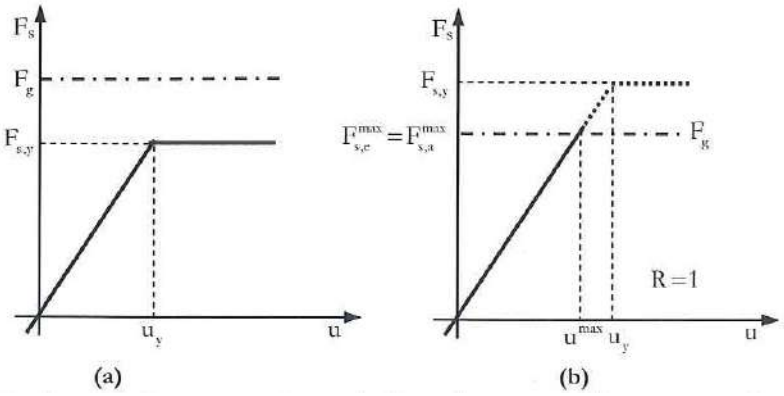


Figura 14 - Relazione tra forze e spostamenti di un sistema non lineare e uno lineare per periodo T → 0

2. Strutture rigide con periodo proprio T_0 all'incirca compreso tra T_B e T_c (intervallo con spettro a velocità costante detto anche di uguale energia).

Si tratta di strutture con periodo proprio T_0 nell'intorno del periodo in corrispondenza del quale si ha il picco della risposta elastica spettrale.

In queste condizioni si può assumere che il massimo spostamento raggiunto dal sistema anelastico, entrato in campo non lineare rispetto a quello raggiunto dal corrispondente sistema elastico sia tale da rendere uguale nei due casi l'energia di deformazione (segmento dello spettro a velocità costante). Area triangolare uguale all'area trapezia sottesa dal diagramma elastoplastco fino a $u_a^{\max}$.

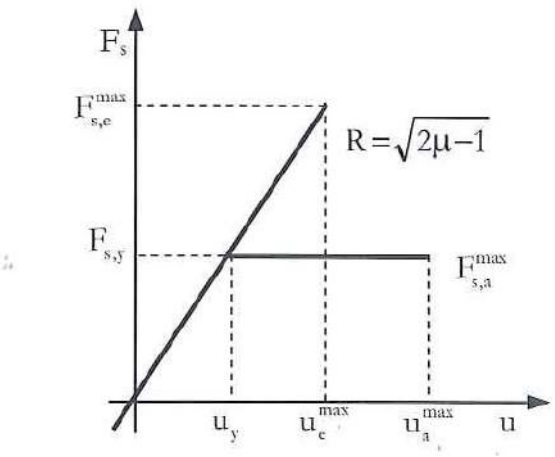


Figura 15.- Relazione tra forze e spostamenti di un sistema non lineare e uno lineare per periodo proprio all'incirca nell'intervallo $T_B - T_c$

Si può dimostrare che si ha in questo caso indicando con μ la duttilità:

$$R = \frac{F_{se,\max}}{F_{sa,\max}} = \sqrt{2 \cdot \mu - 1}$$

$$u_{\max a} = \frac{\mu}{\sqrt{2 \cdot \mu - 1}} \cdot u_{\max e}$$

$$S_{aa} = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \mu - 1}} \cdot S_{ae}$$

In questa zona si ha:

Il fattore di riduzione della forza proporzionale alla radice quadrata della duttilità.

Il massimo spostamento è ricavato dalla formula sopraesposta.

Il valore dello spettro di pseudo-accelerazione è quello derivato dallo spettro elastico diviso per un fattore proporzionale alla radice quadrata della duttilità.

3. Strutture relativamente rigide con periodo proprio T_0 superiore a T_c (<u>intervallo detto a uguale spostamento)</u>

Per queste strutture si può dimostrare che il massimo spostamento raggiunto dal sistema anelastico entrato in campo non lineare è prossimo a quello raggiunto dal corrispondente sistema elastico.

Si in questo caso:

$$R = \frac{F_{se,\max}}{F_{sa,\max}} = \mu$$

$$u_{\max a} = u_{\max e}$$

$$S_{aa} = \frac{1}{\mu} \cdot S_{ae}$$

valore del fattore di riduzione della forza quello della duttilità

massimo spostamento quello calcolato supponendo il sistema elastico

valore dello spettro di pseudo-accelerazione quello derivato dallo spettro elastico diviso per un fattore pari alla duttilità

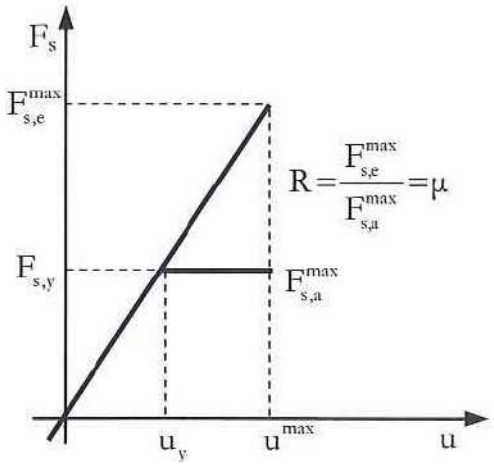


Figura 16 - Relazione tra sforzi e spostamenti di un sistema non lineare e di uno lineare con periodo proprio maggiore del periodo dominante del sisma (T_0>T_c)

Si può compilare la seguente tabella in cui i vari parametri vengono esposti per valori del parametro duttilità correnti.

Si notano:

Un consistente aumento di R al crescere di μ da a cost a e cost a d cost con conseguente riduzione della forza nel sistema anelastico.

Un incremento dello spostamento, al crescere di μ , solo nella zona ad energia costante.

Una significativa riduzione dello spettro di accelerazione anelastico nella zona ad energia costante ancor più significativa nella zona a ugual spostamento

Zone	Parametri	Duttilità μ			
		1	2	3	4
a costante	R	1	1	1	1
e costante	R	1	1,73	2,24	2,65
d costante	R	1	2	3	4
a costante	$u_{max\ a}$ / $u_{max\ e}$	1	1	1	1
e costante	$u_{max\ a}$ / $u_{max\ e}$	1	1,15	1,34	1,51
d costante	$u_{max\ a}$ / $u_{max\ e}$	1	1	1	1
a costante	Saa/Sae	1	1	1	1
e costante	Saa/Sae	1	0,58	0,45	0,38
d costante	Saa/Sae	1	0,50	0,33	0,25

Figura 17 - Confronto parametri al variare della duttilità.

Nella pratica anche sulla base di analisi sperimentali si è provveduto a semplificare e a rapportare il tutto all'ultimo caso assumendo un unico fattore di riduzione denominato fattore di struttura q che include il fattore di duttilità μ

In genere $q = q_0 \cdot K_R$

Dove q_0 dipende dal livello di duttilità attesa (μ), dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_0 / α_1 legato al progredire della formazione di cerniere plastiche nella struttura.

K_R è un fattore che dipende dalla regolarità dell'edificio in altezza e può variare da 1,0 a 0,8.

8. Spostamento orizzontale e velocità orizzontale del terreno

Sono definiti al punto 3.2.3.3 delle NTC 2008

Se si tiene presente che:

$$S_a(T,\xi) = \left(\frac{2 \cdot \pi}{T}\right)^2 \cdot S_d(T,\xi)$$

da cui:

$$S_d(T,\xi) = \frac{T^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_a(T,\xi)$$

ed essendo per $T > T_D$ formula 3.2.4 di NTC 2008

$$S_a(T,5\%) = a_g \cdot S \cdot F_0 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2}$$

risulta:

$$S_{d,\max} = d_g = \frac{F_0}{4 \cdot \pi^2} \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D$$

essendo F_0 un fattore di moltiplicazione che non si applica al suolo e quindi si assume uguale ad 1 risulta:

$$S_{d,\max} = d_g = \frac{1}{4 \cdot \pi^2} \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D = 0{,}0025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D$$ come in NTC 2008

analogamente per la velocità:

$$v_g = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot a_g \cdot S \cdot Tc = 0{,}16 \cdot a_g \cdot S \cdot Tc$$ come in NTC 2008

ove T_C è l'inizio del tratto dello spettro a velocità costante.

9. Analisi degli spostamenti della struttura

Da Eurocodice 8 UNI EN 1998-1 Marzo 2005

3.2.2.5 Spettro di progetto per analisi elastica

(1) La capacità dei sistemi strutturali di sopportare le azioni sismiche in campo non-lineare permette, in generale, di progettarli per resistere ad azioni sismiche minori di quelle corrispondenti ad una risposta elastica lineare.

(2) Per evitare di dover compiere analisi strutturali anelastiche in fase di progettazione, la capacità di dissipare energia della struttura, essenzialmente mediante il comportamento duttile dei suoi elementi e/o altri meccanismi, è tenuta in conto svolgendo un'analisi elastica basata su uno spettro di risposta ridotto rispetto a quello elastico, detto perciò "spettro di progetto". Questa riduzione è ottenuta introducendo il coefficiente di comportamento q.

(3)P Il coefficiente di comportamento q rappresenta un'approssimazione del rapporto tra le azioni sismiche che la struttura sopporterebbe se la sua risposta fosse puramente elastica con uno smorzamento viscoso del 5%, e le azioni sismiche che possono essere utilizzate in sede di progettazione con un modello di analisi lineare convenzionale che ancora garantisce una risposta soddisfacente da parte della struttura. I valori del coefficiente di comportamento q, che tengono anche conto dell'influenza di uno smorzamento viscoso diverso dal 5%, sono dati per i diversi materiali e sistemi strutturali secondo le relative classi di duttilità nelle varie parti della EN 1998. Il valore del coefficiente di comportamento q può essere differente nelle diverse direzioni orizzontali della struttura, sebbene la classificazione di duttilità debba essere la stessa in tutte le direzioni.

……

4.3.4 **Analisi degli spostamenti**

(1)P Se si esegue un'analisi lineare, gli spostamenti generati dall'azione sismica di progetto devono essere calcolati sulla base delle deformazioni elastiche del sistema strutturale, per mezzo della seguente espressione semplificata:

$$d_s = q_d d_e \qquad (4.23)$$

dove:

d_s è lo spostamento di un punto del sistema strutturale prodotto dall'azione sismica di progetto;

q_d è il coefficiente di comportamento degli spostamenti, assunto uguale a q a meno che non sia specificato diversamente;

d_e è lo spostamento dello stesso punto del sistema strutturale determinato mediante un'analisi lineare basata sullo spettro di risposta di progetto in accordo con il punto **3.2.2.5.**

10. Alterazione dello spettro di risposta in funzione della geologia locale.

In estrema sintesi, se sopra uno strato roccioso è presente uno strato sedimentario di caratteristiche omogenee l'accelerazione sismica a livello del suolo risulta amplificata.

L'amplificazione è tanto maggiore quanto minore è la velocità di taglio e quanto maggiore è lo spessore dello strato sedimentario.

La seguente tabella fornisce valori indicativi della velocità di taglio

Terreno	V_S (m/sec^{-1})
Sabbia sciolta	60
Terreno rimaneggiato	100
Argilla sabbiosa	100÷200
Argilla	250
Sabbia e ghiaia	300÷400
Sabbia satura	340
Ghiaia	600
Ammassi rocciosi	1000

Figura 18 - Valori indicativi velocità di taglio

Le NTC 2008 richiedono la conoscenza di una velocità di taglio equivalente relativa ad un volume significativo di suolo interessato dalla costruzione.

Si presume adeguata la valutazione di una velocità di taglio stimata in trenta metri di profondità del terreno sottostante la costruzione.

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

Per la valutazione del modulo di elasticità tengenziale G si può usare la relazione:

$$G = V_s^2 \cdot \rho$$

Dove $\rho = \frac{\gamma}{g}$ è la massa specifica (γ = pesospecifico, g = accelerazione di gravità) .

G può anche essere espressa con la formula:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 - \nu)}$$

Per ν si può assumere:

sabbie	0,35
argille sature	0,50
altri terreni mediamente	0,40

Per il modulo elastico del terreno si può fare riferimento alla seguente tabella:

	E_s	
Terreno	**ksf**	**MPa**
Argilla		
Molto molle	50-250	2-15
Molle	100-500	5-25
Media	300-1000	15-50
Dura	1000-2000	50-100
Sabbiosa	500-5000	25-250
Detrito glaciale		
Sciolto	200-3200	10-150
Compatto	3000-15 000	150-720
Molto compatto	10 000-30 000	500-1440
Loess	300-1200	15-60
Sabbia		
Limosa	150-450	5-20
Sciolta	200-500	10-25
Compatta	1000-1700	50-80
Sabbia e ghiaia in miscuglio		
Sciolte	1000-3000	50-150
Compatte	2000-4000	100-200
Argilloscisto	3000-300 000	150-5000
Limo	40-400	2-20

Figura 19 - Valori indicativi del modulo elastico dei terreni in condizioni statiche E_s per alcuni terreni.

11. Approssimazione dei parametri sismici di progetto

Nessuno in sede tecnica si esprime sul grado di approssimazione di tali parametri che si presume rappresentino sostanzialmente un ordine di grandezza.

Le NTC 2008 forniscono ad esempio per l'accelerazione massima al suolo a_g rapportata a g in ogni punto del territorio un valore con tre cifre dopo la virgola, che potrebbe far presumere una esattezza, a mio avviso non attendibile.

Tale valore è riferito ad una superficie oscillante rigida (rocciosa) e quindi anche qui nel parametrizzare le accelerazioni sono state incluse approssimazioni.

Inoltre le tabelle forniscono accelerazioni in funzione di una variabile che rappresenta il valore massimo atteso nel sito, in funzione di un periodo di riferimento convenzionale (periodo di ritorno).

Il tutto basato su valutazioni probabilistiche, ovviamente approssimative.

Tutto ciò che ne deriva è quindi da valutare come convenzionale,

Il massimo che lo stato della conoscenza può proporre come valori di riferimento.

12. Analisi non lineare in ambito statico

12.1.Premessa

L'esigenza di prevedere il comportamento dell'edificio in campo non lineare, sotto sismi di elevata intensità, ha prodotto la messa a punto di procedure semplificate per condurre analisi non lineari in ambito statico (Nonlinear Static Procedures – NSP)

In particolare la metodologia HAZUS (HAZUS 1999), messa a punto dalla Federal Emergency Management Agency (FEMA), rappresenta ormai lo standard nelle analisi di rischio sismico per gli Stati Uniti; essa si basa sul confronto tra la domanda del terremoto, espressa in termini di spettro ADRS–Adimensional Displacement Response Spectrum, e la capacità della struttura a sopportarlo, descritta da una curva forza-spostamento, valutata attraverso un'analisi incrementale a collasso normalizzata alla massa sul primo modo di vibrazione.

NSP NON LINEAR STATIC PROCEDURES[4]

	Italiano	Inglese
Sistema a più gradi di liberta:	M-GDL	MDOF
Sistema ad un grado di libertà:	1-GDL	SDOF

Esistono diversi metodi

Appartengono a tale criterio il metodo detto:

DCM Displacement Coefficient Metod basato sul calcolo degli spettri di risposta inelastici in termini di spostamento.

CSM Capacity Spectrum Metod**.** Metodo dello spettro di capacità

MCSM Modified Capacity Spectrum Metod. **CSM+N2,** Dove **N2** è il metodo proposto da Fajfar nel 1999.

I risultati ottenuti con questo metodo sono più accurati di quelli del metodo precedente.

[4] Vedi: Atti del 14° Congresso CTE 2002. Impiego di metodi semplificati per la valutazione della risposta non lineare di edifici in c.a. . Avossa, Ferraioli, Marangone. Università di Napoli.

Albanesi Nuti. Analisi statica non lineare. Università degli studi Roma Tre. 2007.

In questi metodi si caratterizza la risposta strutturale attraverso la curva forza spostamento ottenuta da una analisi push over.

Il metodo richiede di costruire per tutte le direzioni possibili, una relazione tra il taglio complessivo alla base dell'edificio e lo spostamento di un punto di controllo (*performance point*), in genere scelto come baricentro dell'ultimo piano.

Tale analisi richiede la modellazione non lineare di tutti gli elementi strutturali e si basa sulla applicazione di carichi verticali realistici e di forze laterali di piano di ampiezza crescente fino al raggiungimento di uno stato limite.

In sostanza la procedura prevede i passi seguenti:

1. Definizione di uno spettro di risposta compatibile con l'azione sismica attesa nel sito.
2. Definizione del modello matematico MDOF della struttura e delle relative non linearità.
3. Esecuzione di un analisi Push Over
4. Definizione di un sistema SDOF equivalente
5. Determinazione della risposta del sistema SDOF equivalente.
6. Conversione della risposta del sistema SDOF equivalente in quella del sistema MDOF
7. Definizione dell'obiettivo prestazionale: stati limite corrispondenti ad un evento sismico di data intensità.
8. Verifica della accettabilità della risposta globale e locale

Il metodo è tanto più attendibile quanto più il primo modo (nella direzione considerata) coinvolge una porzione consistente della massa dell'edificio (oltre il 75%).

Il metodo quindi è tanto più attendibili quanto più gli edifici sono regolari o relativamente bassi.

Con le ultime modifiche il metodo semplificato può essere applicato anche a strutture con un contributo significativo dei modi alti e di irregolarità in pianta ed in elevazione.

La metodologia potrebbe essere affinata presupponendo che la risposta di un sistema a più gradi di libertà possa essere correlato alla risposta di un sistema equivalente ad un grado di libertà con una **appropriata caratteristica isteretica**

L'utilizzo di tale approccio non è compreso nelle norme attuali, in particolare nelle NTC 2008[5].

L'assunto di base sul quale poggia l'analisi di spinta è che la risposta della struttura sia dominata da un solo modo e che la forma di questo modo resti costante durante la storia temporale della risposta stessa.

Entrambe le assunzioni non sono esatte, ma numerosi studi in merito hanno mostrato che queste supposizioni conducono a stime abbastanza buone della risposta sismica massima di sistemi MDOF, purché la loro risposta sia dominata dal primo modo.

Una tabella di confronto tra i vari metodi applicati ad una serie di edifici mostra come risultato lo spostamento in sommità ed evidenzia valori abbastanza differenti in molti casi.

[5] L'analisi statica lineare non ha un fondamento teorico rigoroso, peraltro procedure differenti, che pur conducono a risultati abbastanza diversi tra loro, sono largamente usate ed accettate.

Input	ATC-40			FEMA	EC8	MCSM	NDA
	A	B	C				
Sim	15.5	15.2	15.8	13.6	20.0	17.7	14.5
Colfiorito	13.2	12.9	14.2	7.1	22.6	9.2	11.9
Bevagna	21.1	23.3	22.9	17.4	20.1	17.0	14.6
Gubbio	13.3	12.8	17.1	17.2	16.2	15.1	12.2
Northridge	4.6	5.2	5.0	7.9	5.9	6.1	4.9
Tolmezzo	7.7	7.6	7.7	9.0	9.7	10,4	9.6

Figura 20 - Spostamento massimo in sommità con diversi metodi

In sostanza il progettista deve avere coscienza che i risultati sono alquanto approssimati.

12.2. Analisi statica non lineare NTC 2008

Si compone dei seguenti passi:

1) Definizione del modello matematico MDOF della struttura e delle relative non linearità.

2) Analisi push over per la definizione del legame forza spostamento generalizzato tra risultante delle forze applicate e spostamento di un punto di controllo del sistema usualmente scelto come baricentro dell'ultimo piano..

La schematizzazione delle forze orizzontali può essere effettuata con diversi livelli di accuratezza.



Figura 21 - Opzioni correnti per la determinazione delle azioni orizzontali.

Il primo modello prevede forze proporzionali alle masse. Da analisi sperimentali, risulta che tale sistema di forze coglie meglio le grandi deformazioni oltre il campo elastico

Il secondo forze proporzionali alle masse di piano moltiplicate per gli spostamenti proporzionali alla forma del primo modo di vibrare normalizzato allo spostamento del punto di controllo. Da analisi sperimentali, risulta che tale sistema di forze coglie meglio la deformazione in campo elastico.

La terza figura rappresenta un metodo più accurato variando la composizione delle forze laterali in corso d'opera, correggendo al passo il modello strutturale.

I diagrammi Forza o Accelerazione-Spostamento che risultano dall'analisi sono del tipo di quelli rappresentati in figura. In letteratura si distinguono quattro stati limite, caratterizzati da punti sul diagramma

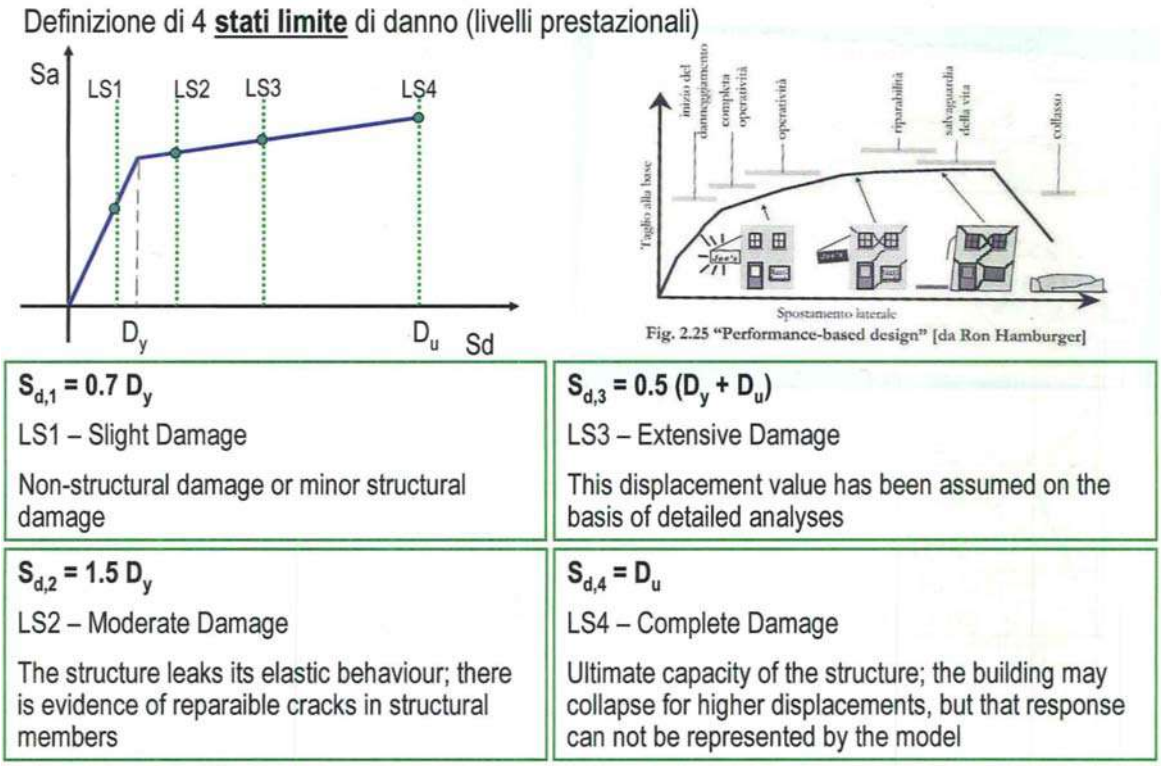


Figura 22 - Stati limite indicati nel grafico Sa-d

Per ottenere questo primo grafico si deve operare come segue:

Si considerano i due schemi principali usuali di carico orizzontale previsto.

Primo caso (forze proporzionali alle masse)

Secondo caso (forze proporzionali al prodotto delle masse per gli spostamenti corrispondenti al primo modo di vibrare della struttura in campo elastico).

In entrambi i casi le distribuzioni vengono normalizzate al valore unitario relativo al punto di controllo posto all'ultimo piano.

Nel primo caso si ha[6]:

detta M_i la massa del piano esimo ed M_n la massa dell'ultimo piano,

$$F_i = \frac{M_i}{M_n}$$

$$F_n = 1$$

Nel secondo caso detti Φ_i gli spostamenti del primo modo normalizzati allo spostamento dell'ultimo piano con $\Phi_n = 1$

$$F_i = \frac{M_i \cdot \Phi_i}{M_n}$$

[6] Le masse sono proporzionali ai pesi forza, il loro rapporto non cambia per cui possono essere immessi nella formula al posto delle masse. Bisogna fare molta attenzione quando si usa questa proprietà perché il peso di un corpo si calcola con P=m*g, quindi un kg peso equivale a 9,8 N che è l'unità di misura della forza.

Si applicano forze orizzontali proporzionali ai parametri ricavati fino a raggiungere le deformazioni di collasso.

Si traccia il grafico forza di taglio alla base della costruzione, spostamento orizzontale del punto di controllo, per entrambi i sistemi di carico.

Questo diagramma rappresenta la capacità di deformazione della struttura.

3) Determinazione di un sistema 1-GDL (SDOF) a comportamento bilineare equivalente.

Lo schema di figura è tratto dalla circolare applicativa delle NTC 2008 C7.3.4.1

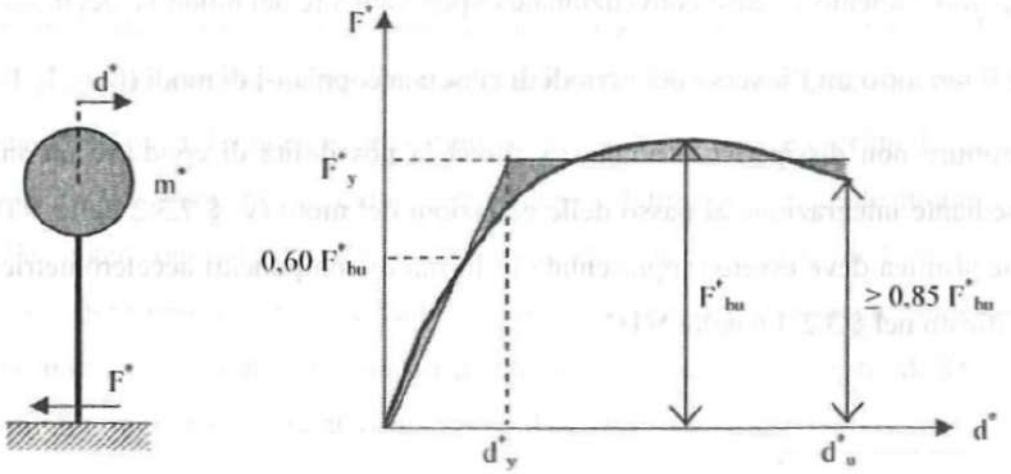


Figura 23 - Sistema 1-GDL (SDOF) e diagramma bilineare equivalente.

Il procedimento comporta i seguenti passi.

Dal grafico F-d globale, più sfavorevole, ricavato dalla struttura reale, come indicato al punto 1 si deve poi costruire il corrispondente grafico equivalente del sistema 1-GDL (SDOF).

Allo scopo si deve ricavare il coefficiente di partecipazione:

$$\Gamma = \frac{\sum_{1}^{n} M_i \cdot \Phi_i}{\sum M_i \cdot \Phi_i^2}$$

con il già precisato significato dei simboli.

La normativa di esprime con una formula, che sarà elegante, ma che è poco pratica (vedi C7.3.4.1 formula C7 3.5) anche se esprime quanto molto più semplicemente è riportato con la formula sopraindicata.

Ricavato il valore di Γ è agevole calcolare i parametri caratterizzanti il grafico F-d del sistema 1-GDL (SDOF) equivalente:

$$F^* = F_b / \Gamma$$

$$d^* = d_c / \Gamma$$

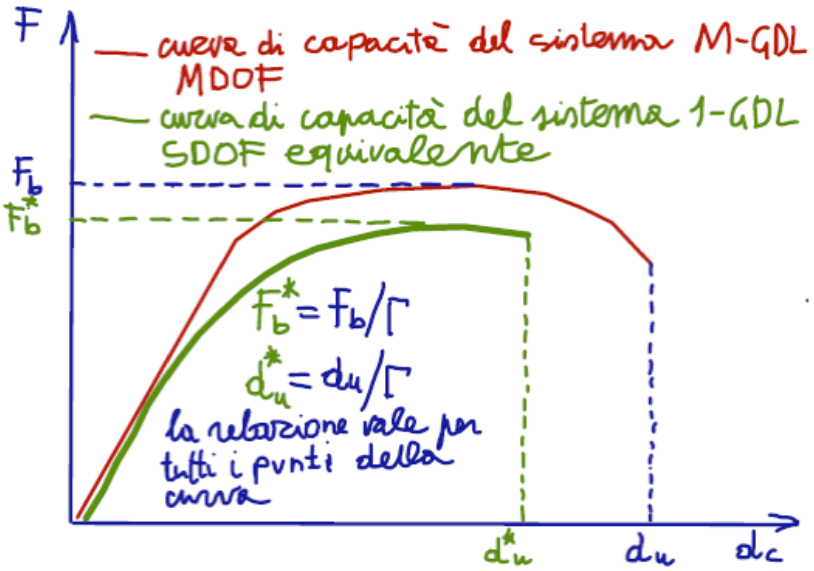


Figura 24 - Determinazione della curva di capacità del sistema 1-GDL (SDOF) equivalente

Alla curva di capacità del sistema 1-GDL (SDOF) equivalente deve essere sostituita una curva bilineare avente un primo tratto elastico ed un secondo tratto perfettamente plastico.

Si procede come indicato in figura

Si traccia una retta passante per l'origine che intercetta il punto di ordinata 0,6 F_{bu}^*

F_{bu}^* corrisponde al punto F_b^* del tracciato verde.

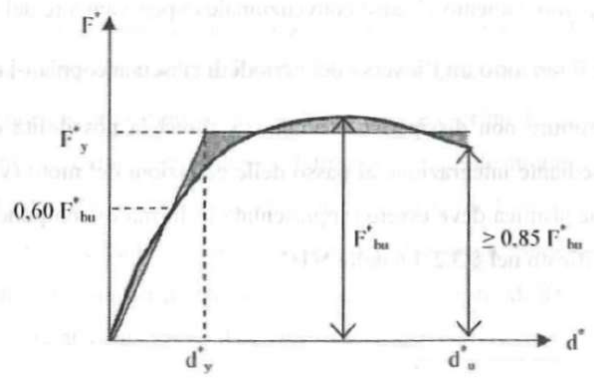


Figura 25 - Determinazione della curva bilineare del sistema equivalente

Il grafico si completa con una retta orizzontale di ordinata tale da realizzare l'eguaglianza delle aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacità per uno spostamento massimo corrispondente ad una riduzione di resistenza $\leq 0{,}15 F_{bu}^*$

Si prosegue determinando la massa ed il periodo proprio del sistema bilineare equivalente.

Si hanno le formule seguenti:

$$M^* = \sum_1^n M_i \cdot \Phi_i$$

dette M_i le masse del piano e Φ_i gli spostamenti del primo modo normalizzati allo spostamento dell'ultimo piano con $\Phi_n = 1$ della struttura di partenza M-GDL (MSDOF).

M^* è la massa del sistema 1-GDL (MDOF) bilineare equivalente[7].

Il periodo elastico del sistema bilineare è dato da:

$$T^* = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{M^*}{K^*}}$$

dove K^* è la rigidezza del tratto elastico della bilineare del sistema equivalente.

$$K^* = \frac{F_y^*}{d_y^*}$$

Si calcola quindi il periodo elastico del sistema 1-GDL (SDOF) T^* sia nel caso di forze propozionali alle masse che nel caso di forze proporzionali a $F_i = \frac{M_i \cdot \Phi_i}{M_n}$ con i simboli già noti.

4) Introduzione dei parametri sismici del luogo e calcolo della risposta in spostamento della struttura.

Si entra ora nel calcolo della domanda di deformazione del sistema partendo dalla determinazione dei parametri sismici del luogo tenendo conto di tutti i fattori che la determinano, tipo di costruzione, classe d'uso, tipo di terreno, naturalmente per lo stato limite che si vuole considerare. SLO, SLD, SLV, SLC

Si parte dal valore di T_c (NTC 2008 3.23.2.1) e si verifica se il periodo di vibrazione T^* del sistema 1-GDL (SDOF) è superiore o inferiore a T_c.

Se $T^*_{\cos tr} \geq T_c$

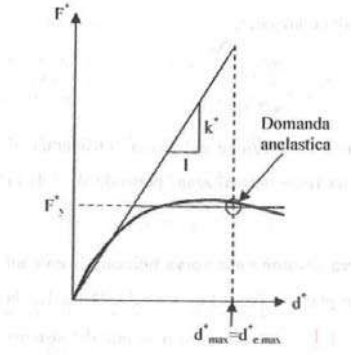


Figura 26 - Spostamento di riferimento per $T^*_{\cos tr} \geq T_c$

La domanda in spostamento per il sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo (vedi anche capitolo 7 punto 3 della presente memoria.

$$d^*_{\max} = d^*_{e\max} = S_{De}(T^*)$$

Se $T^* < T_c$

La domanda in spostamento per il sistema anelastico è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo e si ottiene mediante l'espressione:

[7] Nella circolare applicativa della NTC 2008 m^* è espressa in maniera poco pratica (rigo sotto la formula C7.3.6) ed equivale a M^* come qui indicato.

$$d^*_{max} = \frac{d^*_{emax}}{q^*} \cdot \left[1 + \left(q^* - 1\right)\frac{T_c}{T^*}\right] \geq d_{emax}$$

dove:

$q^* = S_e(T^*) \cdot \frac{M^*}{F^*_y}$ rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente ed ha le dimensioni di un numero.

Se

$q^* \leq 1$

$d^*_{max} = d^*_{emax}$

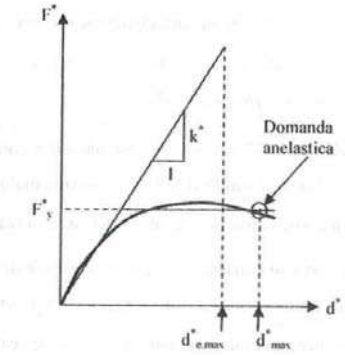


Figura 27 - Spostamento di riferimento per $T^*_{cos\ tr} < T_c$

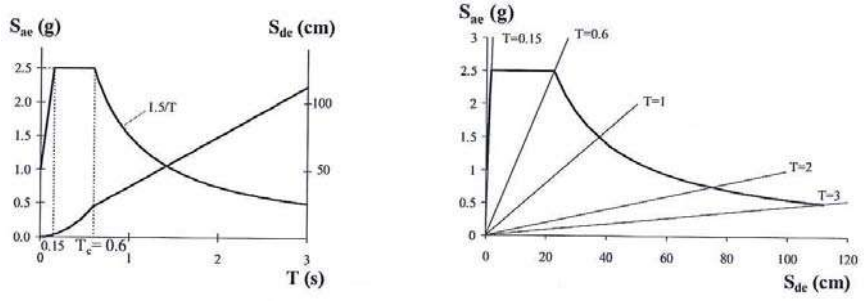
Dato che il sistema bilineare equivalente possiede una massa concentrata, è estremamente facile trasformare il diagramma bilineare F-d forza spostamento in un diagramma accelerazione spostamento.

Basta dividere la forza F^*_y corrispondente all'inizio del tratto a forza costante per la massa M^* mantenendo invariato lo spostamento.

Si può quindi tracciare in un sistema ADRS[8] accelerazione spostamento, una curva bilineare corrispondente al sistema equivalente 1-GDL (SDOF) sia per il sistema a forze proporzionali alle masse che per il sistema a forze proporzionali al prodotto delle masse di piano per gli spostamenti del primo modo normalizzati allo spostamento del punto di controllo.

---

[8] ADRS Acceleration Displacement Response Spectrum.o più semplicemente formato AD. In figura tipico spettro elastico di pseudo accelerazione spettrale confrontato con uno spettro AD accelerazione spostamento ($\xi = 5\%$) normalizzato ad 1 g



Nello stesso sistema di riferimento si collocano i diagrammi degli spettri di domanda elastici per tutti i casi che si vogliono controllare.

Gli spettri di domanda elastici in un sistema ADRS risultano dalle formule seguenti (NTC 2008 formula 3.2.12)

$$S_{De}(T) = S_e(T) \cdot \left(\frac{T}{2 \cdot \pi}\right)^2$$

Risultano diagrammi del tipo di quelli rappresentati in figura.

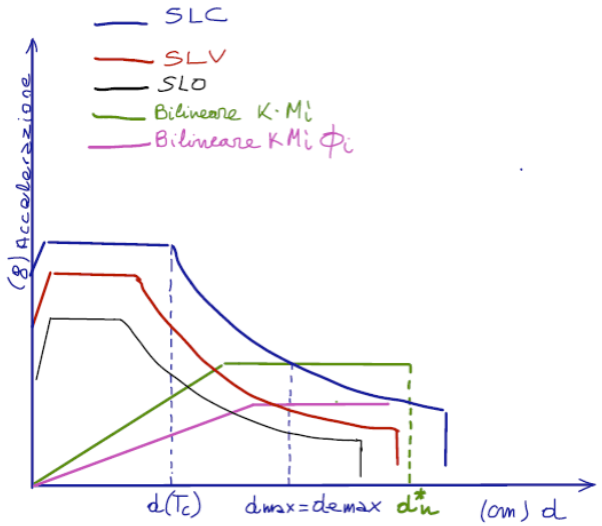


Figura 28 -.Determinazione della risposta in spostamento del sistema equivalente per T ≥ Tc esemplificato su SLC con bilineare verde

Nel caso in cui T<Tc vale lo stesso grafico ma lo spostamento d_{max} è diverso da d_{emax} e deve essere aumentato secondo la formula:

$$d^*_{max} = \frac{d^*_{emax}}{q^*} \cdot \left[1 + (q^* - 1) \cdot \frac{T_c}{T^*}\right] \geq d_{emax}$$

5) Determinazione della risposta in spostamento dell'edificio.

Lo spostamento effettivo dell'edificio si ottiene moltiplicando la risposta massima del sistema equivalente per il coefficiente di partecipazione Γ.

$$d^*_{\text{max cos truzione}} = d^*_{max} \cdot \Gamma$$

Si deve poi verificare che:

$$d^*_{\text{max cos truzione}} < d^*_u$$

e si procede alla verifica per gli elementi duttili per la loro compatibilità con gli spostamenti e per gli elementi fragili per la loro compatibilità con le resistenze.

L'Eurocodice 8 UNI EN 1998-1 fornisce alcune precisazioni:

Al punto 4.3.3.4.2.3 raccomanda che la relazione tra sforzo di taglio alla base e spostamento del punto di controllo (curva di capacità) sia determinata da una analisi push-over per valori dello spostamento del punto di controllo fino a valori corrispondenti al 150% dello spostamento obiettivo (richiesta sismica "domanda", derivata dallo spettro di risposta elastico in termini dello spostamento di un sistema equivalente ad un grado di libertà).

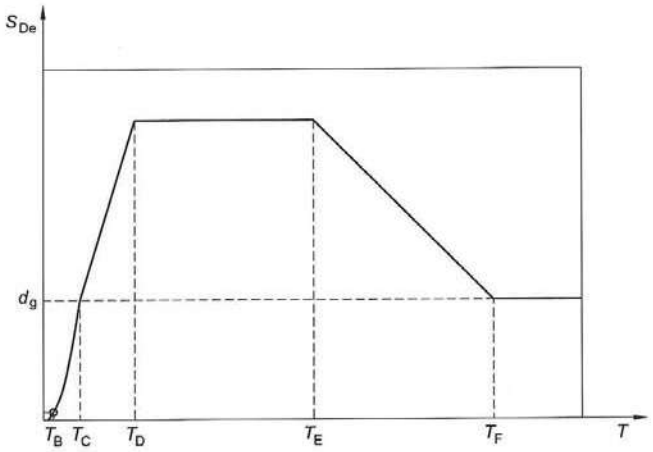
L’appendice B dell’Eurocodice “Determinazione dello spostamento obiettivo per un analisi non lineare statica (push-over)” fornisce le istruzioni per il calcolo che sono poi le stesse della NTC 2008.

L’appendice A dell’Eurocodice riporta lo “Spettro di risposta elastica di spostamento”

APPENDICE A (informativa) **SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO DI SPOSTAMENTO**

A.1 Per strutture con elevato periodo di vibrazione, l'azione sismica può essere rappresentata nella forma di uno spettro di risposta di spostamento, $S_{De}(T)$, come illustrato in figura A.1.

figura A.1 **Spettro di risposta elastico di spostamento**



A.2 Fino al periodo di controllo T_E, le ordinate spettrali sono ottenute dalle espressioni (3.1)-(3.4) che trasformano $S_e(T)$ in $S_{De}(T)$ mediante l'espressione (3.7). Per periodi di vibrazione maggiori di T_E, le ordinate dello spettro di risposta elastico di spostamento sono ottenute dalle espressioni (A.1) e (A.2).

$$T_E \le T \le T_F : S_{De}(T) = 0{,}025\, a_g \times S \times T_C \times T_D \left[2{,}5\eta + \left(\frac{T - T_E}{T_F - T_E}\right)(1 - 2{,}5\eta)\right] \quad \text{(A.1)}$$

$$T \ge T_F : S_{De}(T) = d_g \quad \text{(A.2)}$$

dove:

S, T_C, T_D sono fornite nei prospetti 3.2 e 3.3, η è fornito dall'espressione (3.6) e d_g è fornito dall'espressione (3.12). I periodi di controllo T_E e T_F sono presentati nel prospetto A.1.

prospetto A.1 **Periodi di controllo aggiuntivi per lo spettro di spostamento Tipo 1**

Tipo di terreno	T_E (s)	T_F (s)
A	4,5	10,0
B	5,0	10,0
C	6,0	10,0
D	6,0	10,0
E	6,0	10,0

Figura 29 - Appendice A. Eurocodice 8

CAPITOLO II - Analisi dei meccanismi locali di collasso in edifici esistenti in muratura (Circolare applicativa delle NTC 2008 C8A.4.2)

13. Analisi dei meccanismi locali di collasso in edifici esistenti in muratura

13.1. Premessa

Gli edifici esistenti in muratura sismicamente sollecitati presentano frequentemente crolli parziali. Si tratta in genere di perdite di equilibrio di porzioni murarie, anche complesse, di sistemi ad arco o di catene cinematiche in genere.

L'approccio cinematico che viene in seguito illustrato è abbastanza dettagliatamente illustrato nella Circolare applicativa delle NTC 2008 2 febbraio 2009 nell'appendice al capitolo C8: C8A.4. "Analisi dei meccanismi locali di collasso in edifici esistenti in muratura".

Esistono molti articoli sull'argomento in genere non completamente esaustivi. Una analisi al passo di tutta la procedura analizzata per essere facilmente riprodotta in pratica e compresa nei dettagli è lo scopo di questo articolo.

Per ogni singolo meccanismo locale ritenuto significativo, il metodo si articola nei seguenti passi:

trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza a trazione della muratura, in grado di ruotare o scorrere tra loro (meccanismo di danno e collasso);

- valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo (stato limite di danno);

- valutazione dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α al crescere dello spostamento d_k di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse, fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;

- trasformazione della curva così ottenuta in curva di capacità, ovvero in accelerazione a^* e spostamento d^* spettrali, con valutazione dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo (stato limite ultimo), definito in seguito;

- verifiche di sicurezza, attraverso il controllo della compatibilità degli spostamenti e/o delle resistenze richieste alla struttura.

Per l'applicazione del metodo di analisi si ipotizza, in genere:

-resistenza nulla a trazione della muratura;

-assenza di scorrimento tra i blocchi;

-resistenza a compressione infinita della muratura.

Tuttavia, per una simulazione più realistica del comportamento, è opportuno considerare, in forma approssimata: almeno

c) la presenza di catene metalliche;

d) la limitata resistenza a compressione della muratura, considerando le cerniere adeguatamente arretrate rispetto allo spigolo della sezione;

Si ricorda che in base a quanto prescritto al punto 8.3 primo comma delle NTC 2008 per le costruzioni esistenti la valutazione della sicurezza può essere eseguita con il solo riferimenti agli SLU pur essendo auspicabile anche una verifica agli SLE.

13.2. Analisi cinematica lineare

Per ottenere il moltiplicatore orizzontale α_0 dei carichi che porta all'attivazione del meccanismo locale di danno si applicano ai blocchi rigidi che compongono la catena cinematica le seguenti forze: i pesi propri dei blocchi, applicati nel loro baricentro; i carichi verticali portati dagli stessi (pesi propri e sovraccarichi dei solai e della copertura, altri elementi murari non considerati nel modello strutturale); un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati, se queste non sono trasmesse efficacemente ad altre parti dell'edificio; eventuali forze esterne (ad esempio quelle trasmesse da catene metalliche); eventuali forze interne (ad esempio le azioni legate all'ingranamento tra i conci murari). Assegnata una rotazione virtuale α_k al

generico blocco k, è possibile determinare in funzione di questa e della geometria della struttura, gli spostamenti delle diverse forze applicate nella rispettiva direzione. Il moltiplicatore α_0 si ottiene applicando il Principio dei lavori Virtuali, in termini di spostamenti, uguagliando il lavoro totale eseguito dalle forze esterne ed interne applicate al sistema in corrispondenza dell'atto di moto virtuale:

$$\alpha_0 \cdot \left(\sum_{i=1}^{n} P_i \cdot \delta_{xi} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \cdot \delta_{xj} \right) - \sum_{i=1}^{n} P_i \cdot \delta_{yi} - \sum_{h=1}^{o} F_h \cdot \delta_h = L_{fi} \quad (1$$

dove:

-n è il numero di tutte le forze peso applicate ai diversi blocchi della catena cinematica;

-m è il numero di forze peso non direttamente gravanti sui blocchi le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;

-o è il numero di forze esterne, non associate a masse, applicate ai diversi blocchi;

-P_i è la generica forza peso applicata (peso proprio del blocco, applicato nel suo baricentro, o un altro peso portato);

-P_j è la generica forza peso, non direttamente applicata sui blocchi, la cui massa, per effetto dell'azione sismica, genera una forza orizzontale sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmessa ad altre parti dell'edificio;

-δ_{xi} è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell'i-esimo peso Pi, assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;

-δ_{xj} è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell'j-esimo peso Pj, assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;

-δ_{yi} è lo spostamento virtuale verticale del punto di applicazione dell'i-esimo peso Pi, assunto positivo se verso l'alto;

-F_h è la generica forza esterna (in valore assoluto), applicata ad un blocco;

-δ_h è lo spostamento virtuale del punto dove è applicata la h-esima forza esterna, nella direzione della stessa, di segno positivo se con verso discorde;

-L_{fi} è il lavoro di eventuali forze interne.

13.3. Analisi cinematica non lineare

13.3.1. Relazione tra il moltiplicatore α e lo spostamento

Al fine di conoscere la capacità di spostamento della struttura fino al collasso attraverso il meccanismo considerato, il moltiplicatore orizzontale α dei carichi può essere valutato non solo sulla configurazione iniziale, ma anche su configurazioni variate della catena cinematica, rappresentative dell'evoluzione del meccanismo e descritte dallo spostamento d_k di un punto di controllo del sistema. L'analisi deve essere condotta fino al raggiungimento della configurazione cui corrisponde l'annullamento del moltiplicatore α, in corrispondenza dello spostamento d_{k0}.

In corrispondenza di ciascuna configurazione del cinematismo di blocchi rigidi, il valore del moltiplicatore α può essere valutato utilizzando l'equazione richiamata nell'analisi cinematica lineare, riferendosi alla geometria variata. L'analisi può essere svolta per via grafica, individuando la geometria del sistema nelle diverse configurazioni fino al collasso, o per via analitico-numerica, considerando una successione di rotazioni virtuali finite ed aggiornando progressivamente la geometria del sistema.

Se le diverse azioni (forze peso, azioni esterne o interne) vengono mantenute costanti all'evolversi del cinematismo, la curva che si ottiene è praticamente lineare; in tal caso, in via semplificata, è richiesta la sola valutazione dello spostamento $d_{k,0}$ per cui si ha l'annullamento del moltiplicatore, e la curva assume la seguente espressione:

$$\alpha = \alpha_0 \cdot (1 - d_k / d_{k0}) \quad (2$$

Tale configurazione può essere ottenuta esprimendo la geometria in una generica configurazione variata, funzione della rotazione finita $\theta_{k,0}$, applicando il Principio dei lavori

Virtuali, avendo posto α = 0, e ricavando da tale equazione, in genere non lineare, l'incognita θ_{k0}.

Nel caso in cui si tenga in conto la progressiva variazione delle forze esterne con l'evolversi del cinematismo (ad esempio si consideri l'allungamento di una catena o la variazione del grado di ammorsamento fra due pareti), la curva potrà essere assunta lineare a tratti, valutandola in corrispondenza degli spostamenti per cui si verificano eventi significativi (ad esempio: snervamento della catena, rottura della catena, perdita dell'ammorsamento ecc.).

13.3.2. VALUTAZIONE DELLA CURVA DI CAPACITÀ (OSCILLATORE EQUIVALENTE)

Noto l'andamento del moltiplicatore orizzontale α dei carichi in funzione dello spostamento d_k del punto di controllo della struttura, deve essere definita la curva di capacità dell'oscillatore equivalente, come relazione tra l'accelerazione a^* e lo spostamento d^*

La massa partecipante al cinematismo M^* può essere valutata considerando gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione dei diversi pesi, associati al cinematismo, come una forma modale di vibrazione:

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{xi}\right)^2}{g \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{xi}^2} \qquad (3$$

dove:

-n+m è il numero delle forze peso P_i applicate le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica;

-δ_{xi} è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell'i-esimo peso P_i.

L'accelerazione sismica spettrale a^* si ottiene moltiplicando per l'accelerazione di gravità il moltiplicatore α e dividendolo per la frazione di massa partecipante al cinematismo.

L'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo vale quindi:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* \cdot FC} = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^* \cdot FC} \qquad (4$$

dove:

-g è l'accelerazione di gravità;

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i} \qquad (5$$

è la frazione di massa partecipante della struttura;

-FC è il fattore di confidenza.

Nel caso in cui per la valutazione del moltiplicatore α non si tenga conto della resistenza a compressione della muratura, il fattore di confidenza da utilizzare sarà comunque quello relativo al livello di conoscenza LC1.

Lo spostamento spettrale d^* dell'oscillatore equivalente può essere ottenuto come spostamento medio dei diversi punti nei quali sono applicati i pesi P_i, pesato sugli stessi[9]. In via approssimata, noto lo spostamento del punto di controllo d_k è possibile definire lo spostamento spettrale equivalente con riferimento agli spostamenti virtuali valutati sulla configurazione iniziale:

$$d^* = d_k \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{xi}^2}{\delta_{xk} \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{xi}} \qquad (6$$

dove n, m, P_i, δ_{xi} sono definiti come sopra e δ_{xk} è lo spostamento virtuale orizzontale del punto k, assunto come riferimento per la determinazione dello spostamento d_k.

[9] Definizione incongruente con la successiva espressione matematica. La definizione è copiata dall'Ordinanza 3274 mentre la formula è stata giustamente corretta.