



Rete dei Laboratori Universitari
di Ingegneria Sismica e Strutturale



PROMOSSA DA
6 / 13
OTTOBRE
2024

#settimanadiPC

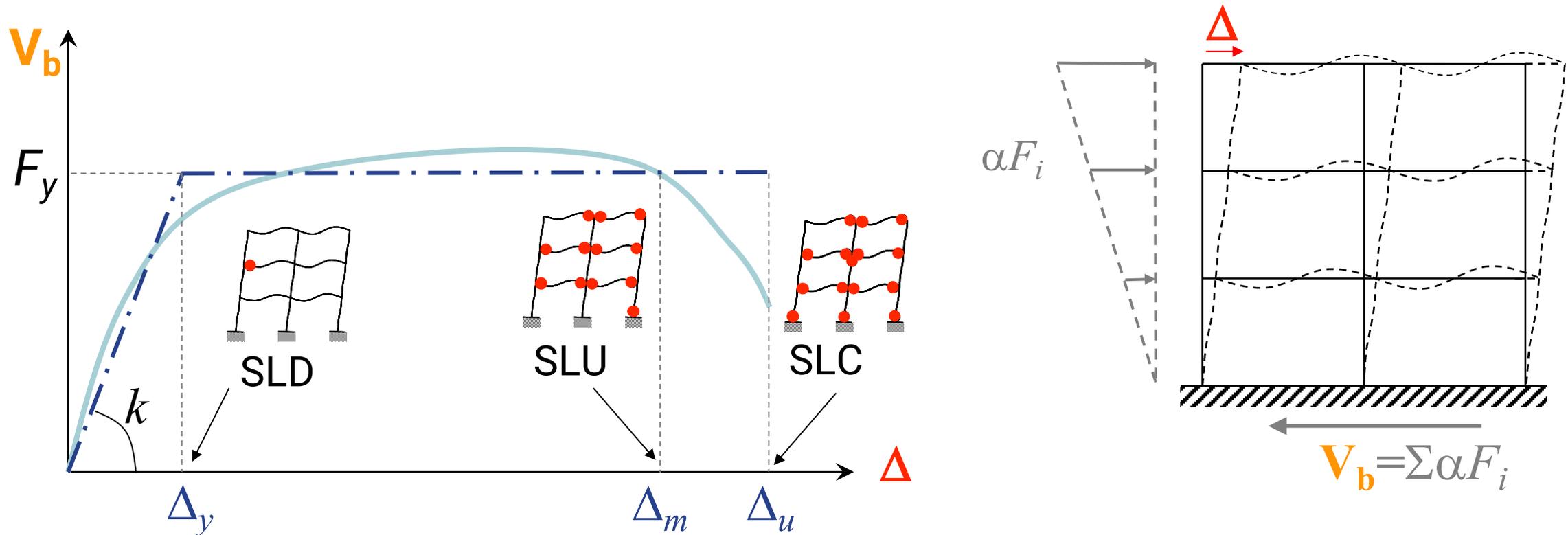
SCUOLA DI INGEGNERIA STRUTTURALE – RELUIS

Bologna, 9-11 ottobre 2024

**Metodi di analisi non lineari per la verifica di vulnerabilità
di strutture in cemento armato**

Ing. Marco Terrenzi

I metodi di analisi non-lineari sono ormai diffusi nel mondo professionale, poiché sono in grado di riprodurre “fedelmente” il comportamento statico e dinamico delle strutture.

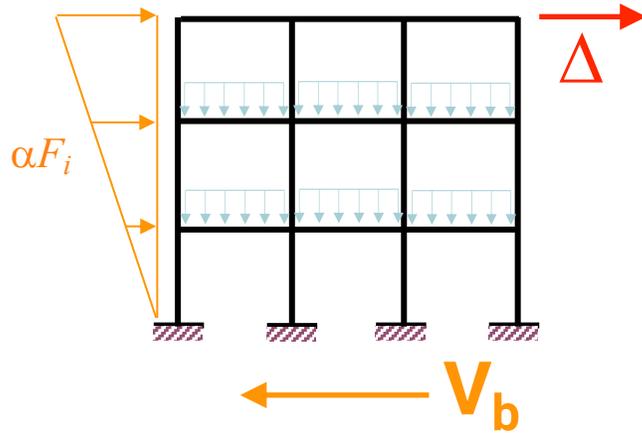


NTC 2018; § 7.3.4 Analisi Non Lineare Dinamica o Statica

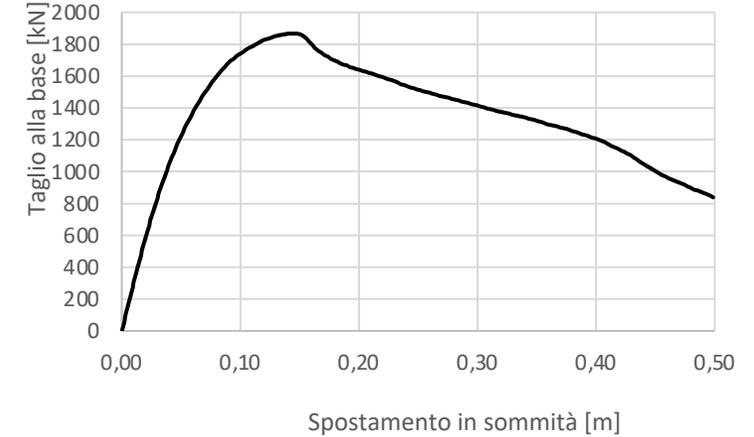
L'analisi non lineare, dinamica o statica, si può utilizzare, tra gli altri, per gli scopi e nei casi seguenti:

- valutare gli spostamenti relativi allo SL di interesse;
- eseguire le verifiche di duttilità relative allo SLC;
- individuare la distribuzione della domanda inelastica nelle costruzioni progettate con il fattore di comportamento q ;
- valutare i rapporti di sovraresistenza α_u/α_1
- come metodo di progetto per gli edifici di nuova costruzione, in alternativa ai metodi di analisi lineare;
- come metodo per la valutazione della capacità di edifici esistenti

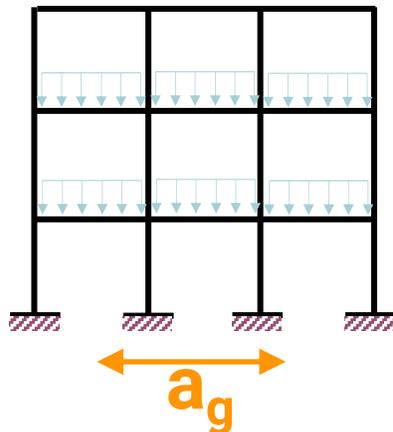
Analisi Statica Non-lineare



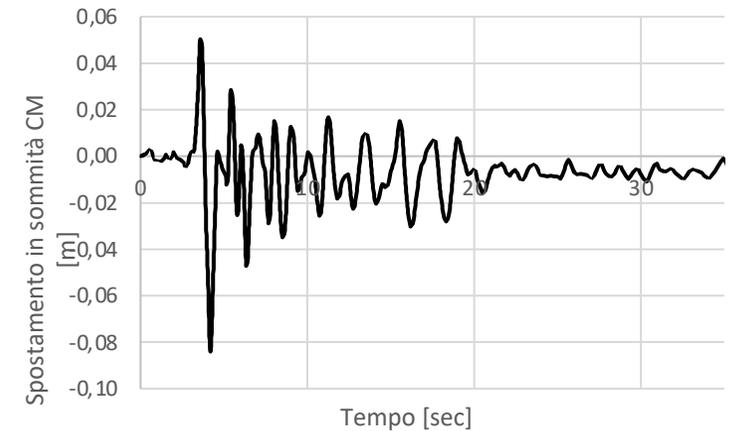
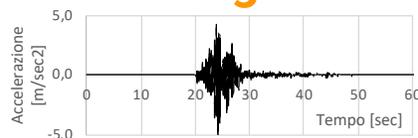
Forze laterali applicate lateralmente
controllando incremento di
spostamento in sommità



Analisi Dinamica Non-lineare



Accelerazioni applicate alla base
della struttura lateralmente



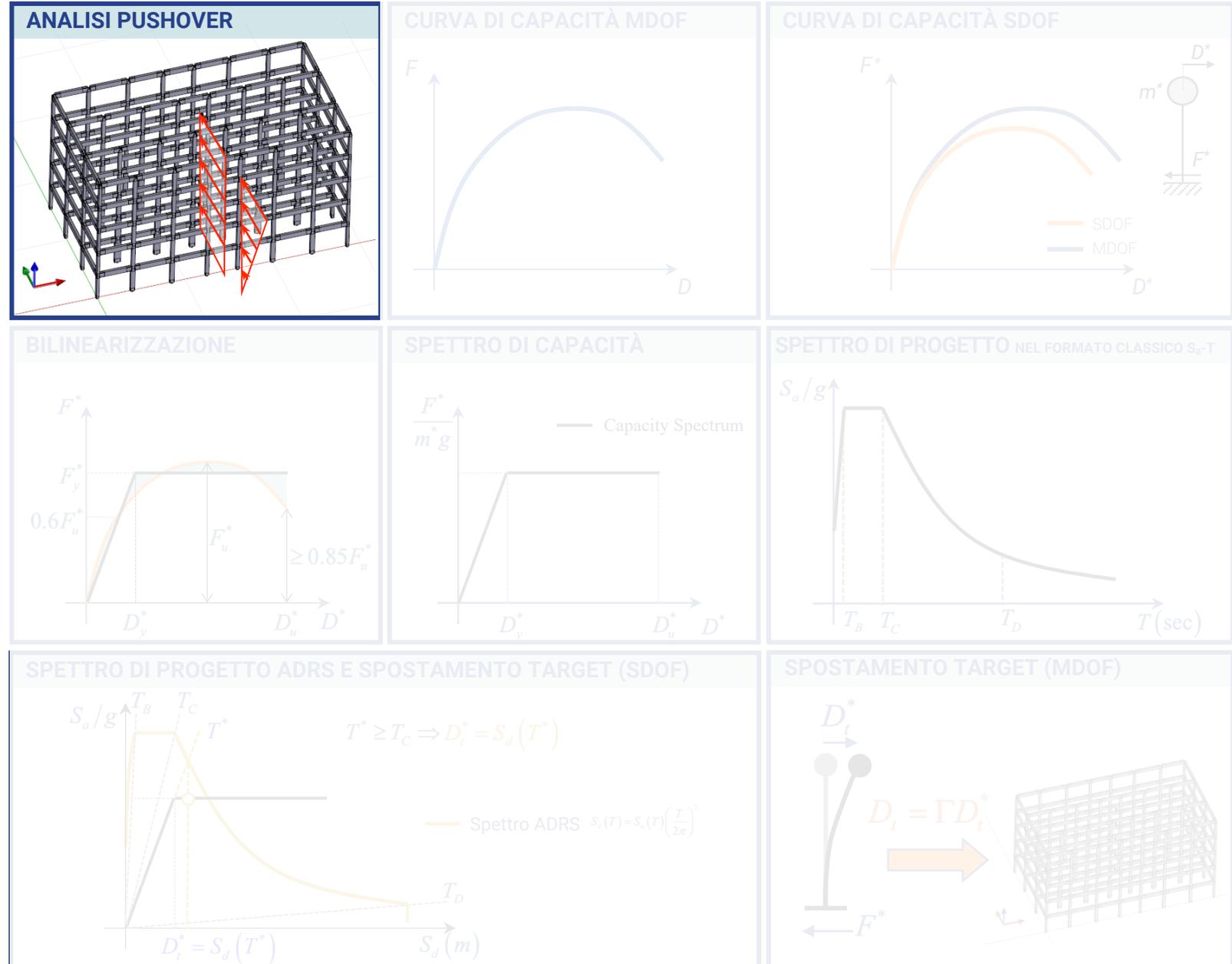
1. ANALISI PUSHOVER

- Definizione del modello non lineare della struttura può essere costruito con elementi finiti tridimensionali, bidimensionali o monodimensionali
- Applicazione carichi gravitazionali Nel caso delle NTC2018 o EC8, i carichi gravitazionali sono pari a:

$$G_k + P_k + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ki})$$

dove G_k sono i carichi permanenti, P_k la precompressione, Q_{ki} i diversi carichi variabili e ψ_{2i} un coef. riduttivo dei carichi variabili

- Applicazione forze laterali esse rappresentano le forze sismiche sulla struttura, che variano al crescere dell'intensità sismica. L'intensità crescente del sisma si traduce in valori via via crescenti della richiesta in spostamento



1. ANALISI PUSHOVER

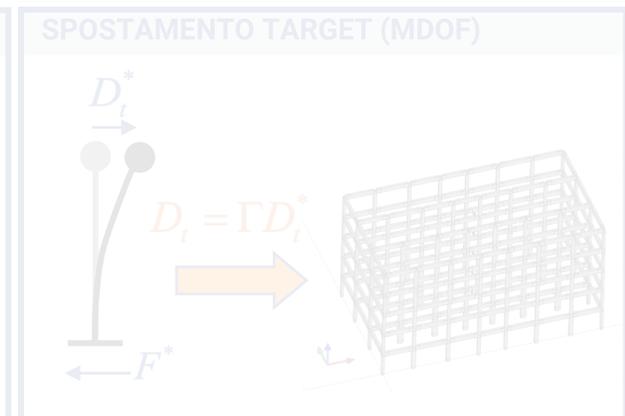
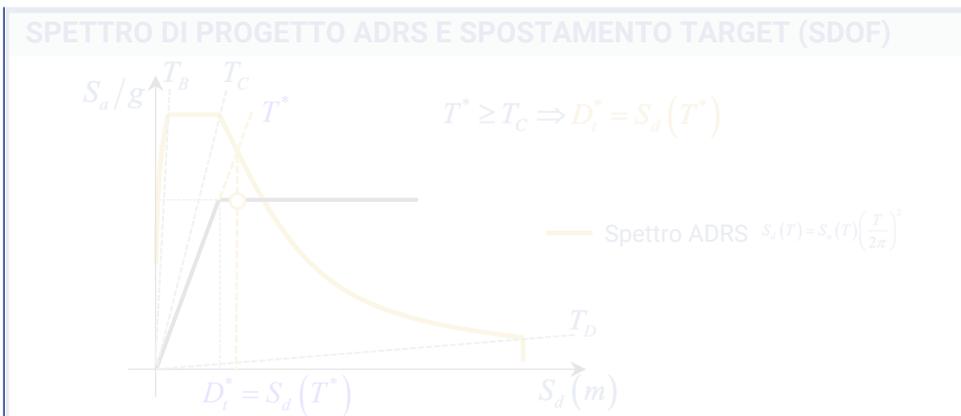
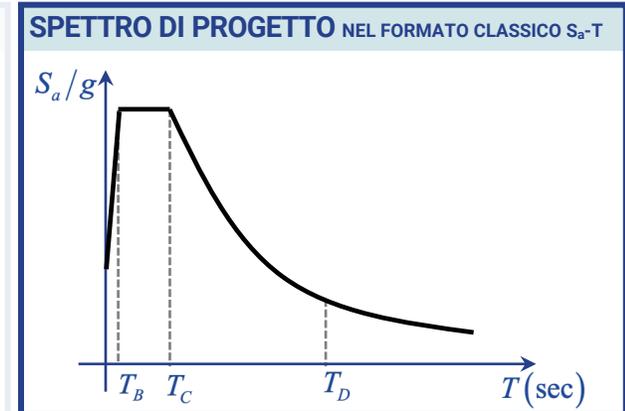
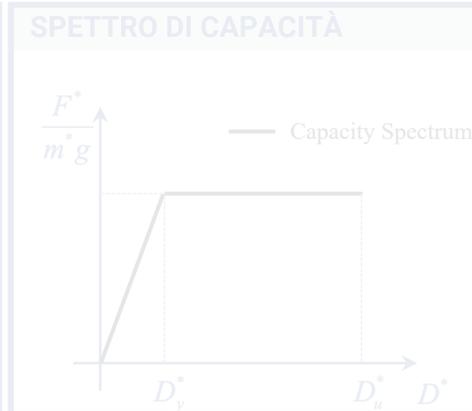
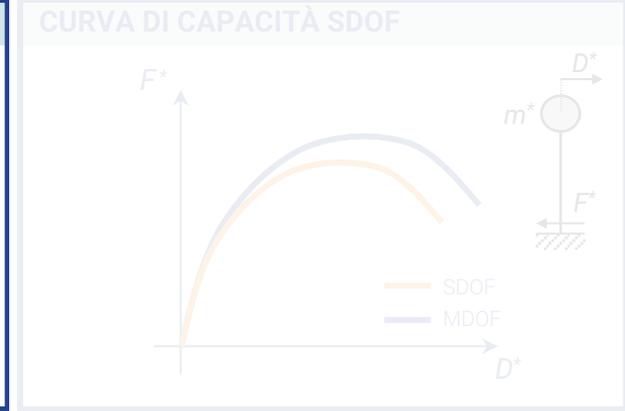
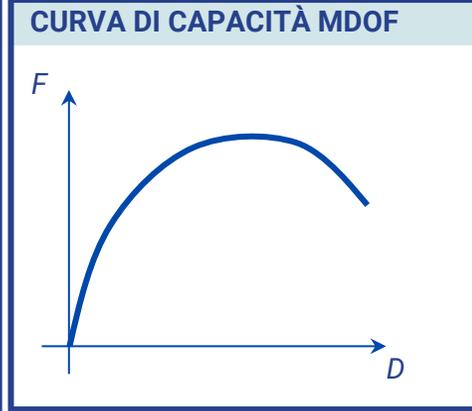
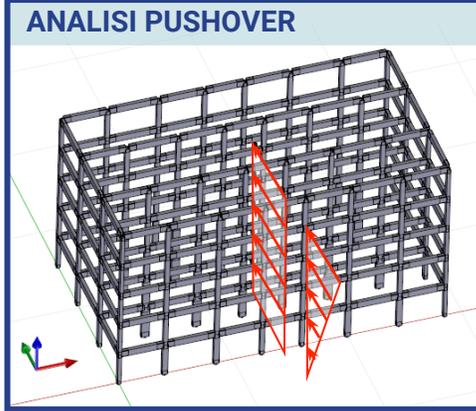
2. CURVA DI CAPACITÀ MDOF in termini di taglio alla base e spostamento in sommità del nodo di controllo

Essendo la domanda, espressa nelle normative sismiche dagli spettri di progetto, che si riferiscono a sistemi ad un grado di libertà si rende necessario La trasformazione dal sistema MDOF al sistema SDOF



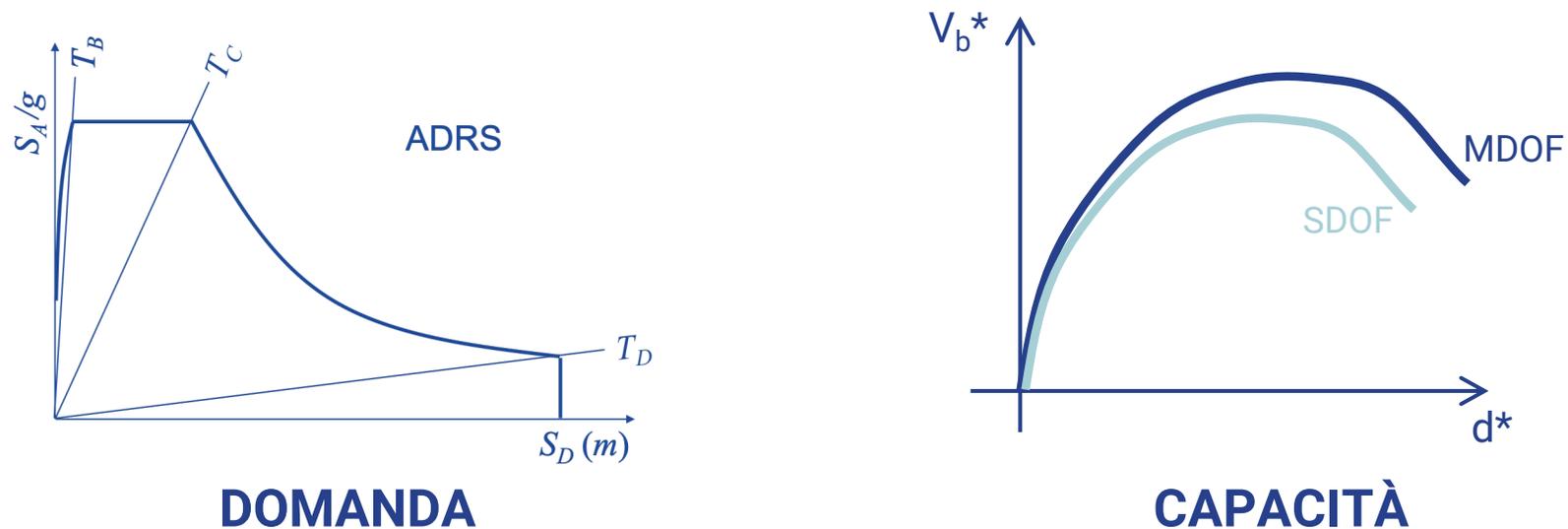
METODO N2

Fajfar e Fischinger, 1988;
Fajfar e Gašperšič, 1996;
Fajfar, 1999; Fajfar, 2000

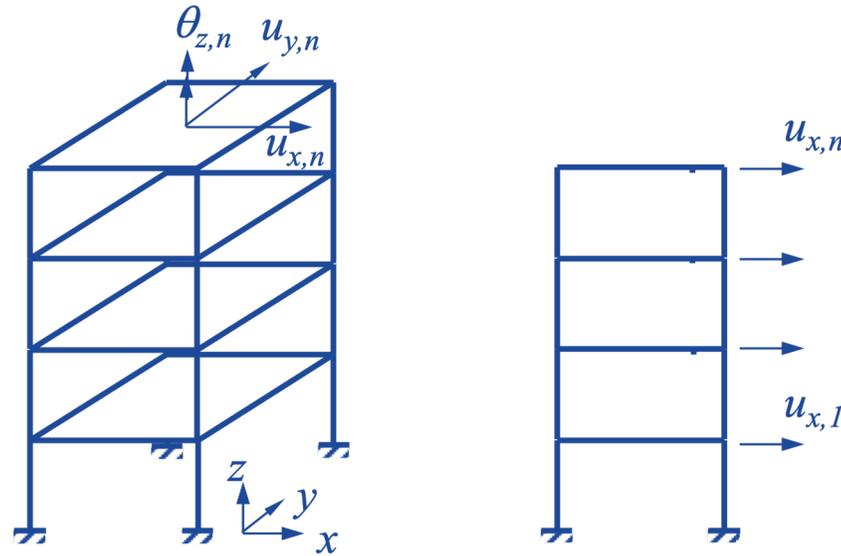


L'analisi di pushover definita dall'EC8 e dalle NTC2018 segue il **metodo N2** sviluppato dal **Prof. Fajfar** dell'Università di Ljubljana, Slovenia (Fajfar e Fischinger, 1988; Fajfar e Gašperšič, 1996; Fajfar, 1999; Fajfar, 2000).

Il metodo N2 **trasforma la risposta del sistema MDOF nella risposta di un sistema equivalente ad un grado di libertà SDOF**. Tale operazione è necessaria per confrontare la curva di capacità del telaio, espressa dalla curva (taglio alla base- spostamento punto di controllo) con la domanda, espressa nelle normative sismiche dagli spettri di progetto (ADRS), che si riferiscono a sistemi ad un grado di libertà.



Il metodo N2 è stato sviluppato per telai di tipo **shear-type**, trascurando i gradi di libertà verticali, gli spostamenti di piano per un telaio spaziale sono tre, mentre per un telaio piano è solamente uno.



Telaio Spaziale

Telaio Piano

Nei programmi di calcolo è solitamente introdotto il **diaframma di piano**, corrispondente ad un vincolo che impone la rigidità assiale di tutte le travi, ma permette le deformazioni flessionali e taglienti delle travi stesse. La differenza con il telaio shear-type consiste nel fatto che nel caso del diaframma di piano vengono lasciate libere le rotazioni di estremità delle travi, che si possono così inflettere.

Le equazioni nonlineari del moto sono (trascurando lo smorzamento):

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{U}} + \mathbf{F}(\mathbf{U}) = -\mathbf{M}\mathbf{R}\ddot{u}_g$$

Le due ipotesi di base del metodo sono:

1) la risposta della struttura in termini di spostamento è espressa nella forma:

$$\mathbf{U} = \mathbf{\Phi} d_n(t) \quad \text{dove } \mathbf{\Phi} \text{ è la forma dello spostamento del telaio, normalizzata in maniera tale che lo spostamento dell'ultimo piano sia } \Phi_n=1 \text{ e } d_n(t) \text{ è lo spostamento dell'ultimo piano}$$

2) la forzante pseudo-statica sulla struttura ha la forma

$$\mathbf{P} = \mathbf{M}\mathbf{\Phi} p(t) \quad \text{dove } p(t) \text{ indica l'intensità del vettore forzante } \mathbf{M}\mathbf{\Phi}$$

Si assume che forzante (P) e gli spostamenti risultanti (U) abbiano la stessa forma, come avviene nel caso lineare.

$$\mathbf{F}(\mathbf{U}) = \mathbf{P}$$

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{U}} + \mathbf{F}(\mathbf{U}) = -\mathbf{M}\mathbf{R}\ddot{u}_g \quad \longrightarrow \quad \Phi^T \mathbf{M} \Phi d_n + \Phi^T \mathbf{M} \Phi p = -\Phi^T \mathbf{M} \mathbf{R} \ddot{u}_g$$

Dividendo l'equazione precedente per $\Phi^T \mathbf{M} \mathbf{R}$ si ottiene

$$\underbrace{\Phi^T \mathbf{M} \mathbf{R}}_{m^*} \underbrace{\frac{\Phi^T \mathbf{M} \Phi}{\Phi^T \mathbf{M} \mathbf{R}}}_{\frac{1}{\Gamma}} \ddot{d}_n + \underbrace{\frac{\Phi^T \mathbf{M} \Phi}{\Phi^T \mathbf{M} \mathbf{R}}}_{\frac{1}{\Gamma}} \underbrace{\Phi^T \mathbf{M} \mathbf{R} p}_{V_b} = -\underbrace{\Phi^T \mathbf{M} \mathbf{R}}_{m^*} \ddot{u}_g$$

da cui deriva l'equazione del moto di un sistema a un grado di libertà equivalente.

$$m^* \ddot{d}^* + F^* = -m^* \ddot{u}_g$$

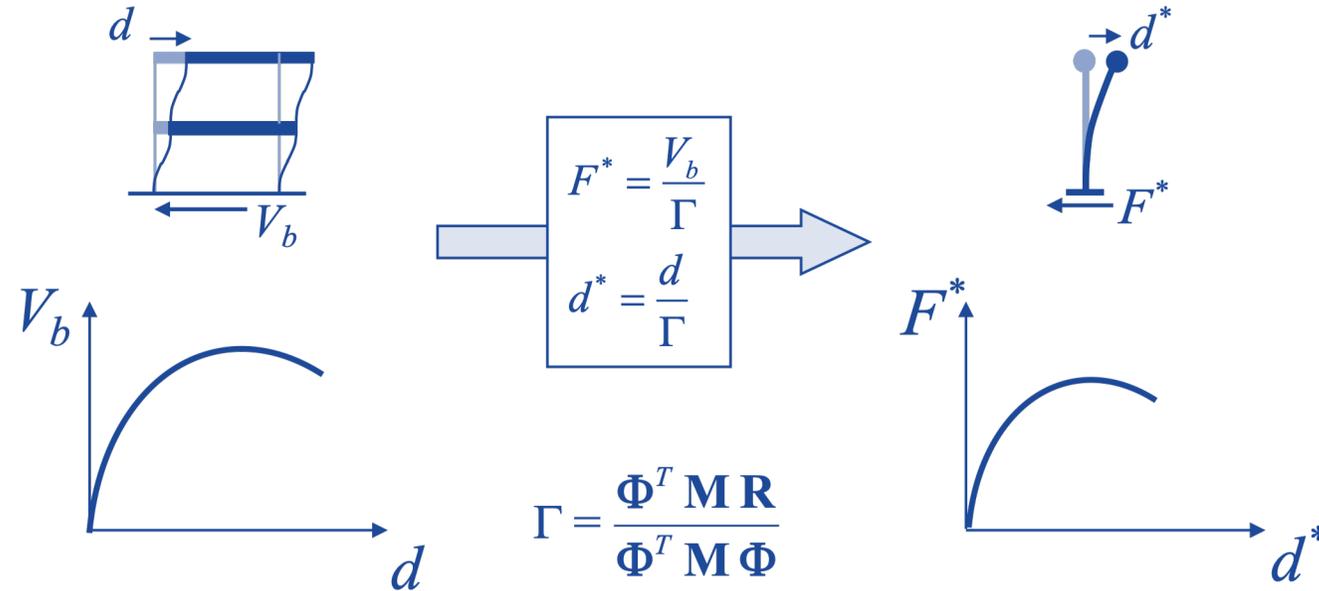
$$m^* = \Phi^T \mathbf{M} \mathbf{R}$$

$$\Gamma = \frac{\Phi^T \mathbf{M} \mathbf{R}}{\Phi^T \mathbf{M} \Phi}$$

$$d^* = \frac{\Phi^T \mathbf{M} \Phi}{\Phi^T \mathbf{M} \mathbf{R}} d_n = \frac{d_n}{\Gamma}$$

$$F^* = \Phi^T \mathbf{M} \Phi p = \frac{1}{\Gamma} (\Phi^T \mathbf{M} \mathbf{R}) p = \frac{V_b}{\Gamma}$$

Il passaggio da MDOF a SDOF corrisponde a scalare le ascisse e le ordinate della curva di capacità MDOF per il fattore Γ



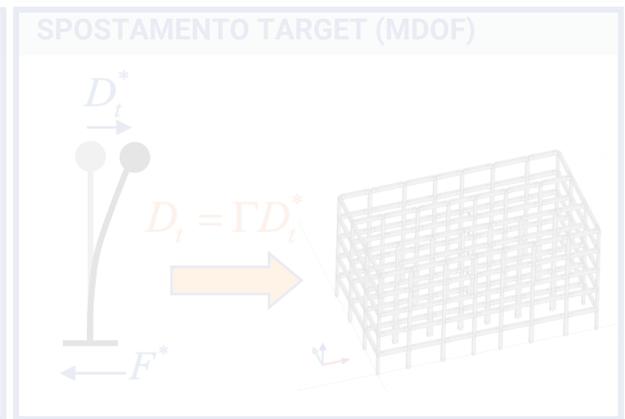
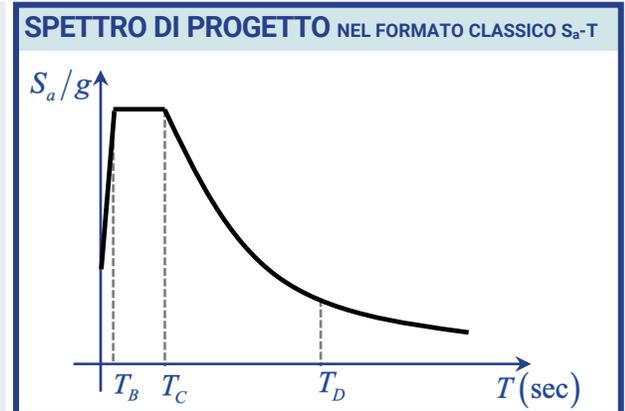
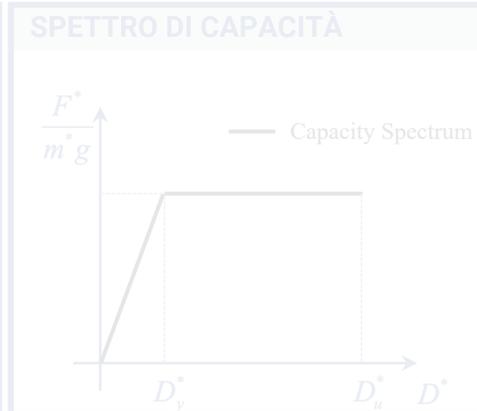
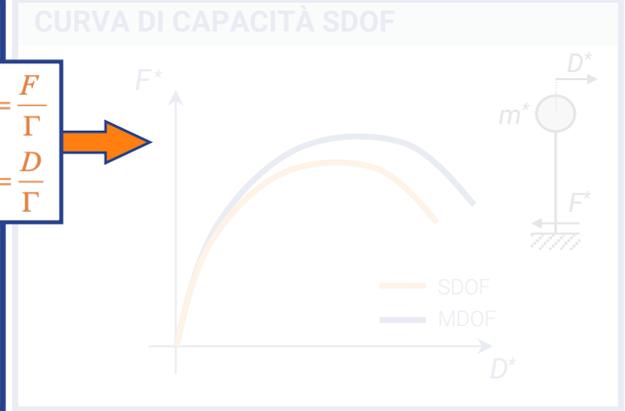
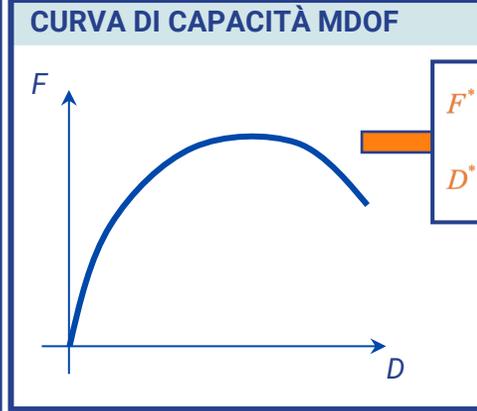
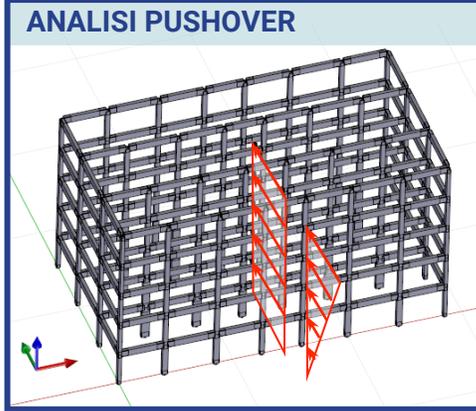
Pushover con distribuzione di forze Modale

$$\Phi = \Phi_1 \Rightarrow \Gamma = \frac{\Phi_1^T \mathbf{M} \mathbf{R}}{\Phi_1^T \mathbf{M} \Phi_1} = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \Phi_{i,1}}{\sum_{i=1}^N m_i \Phi_{i,1}^2}$$

Pushover con distribuzione di forze Uniforme

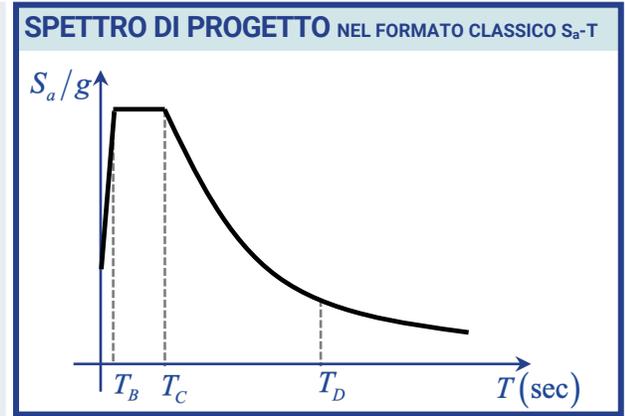
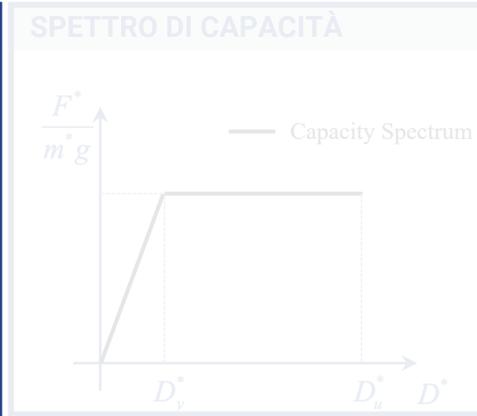
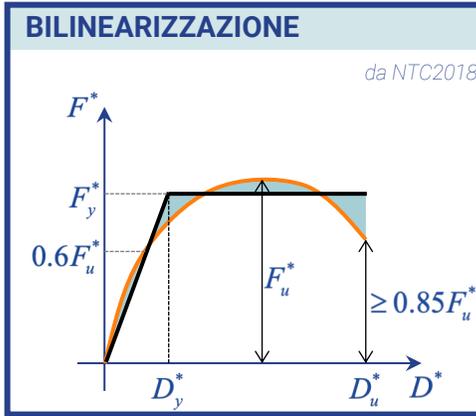
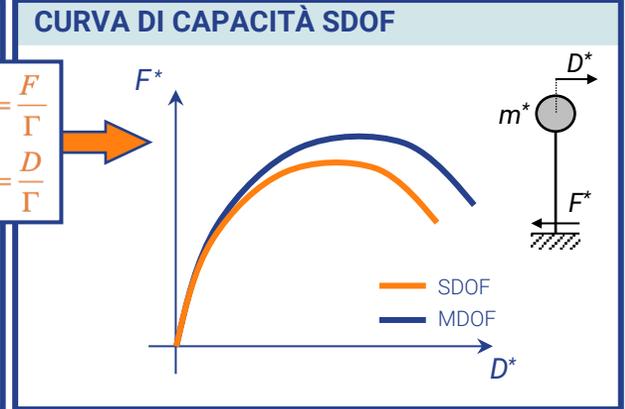
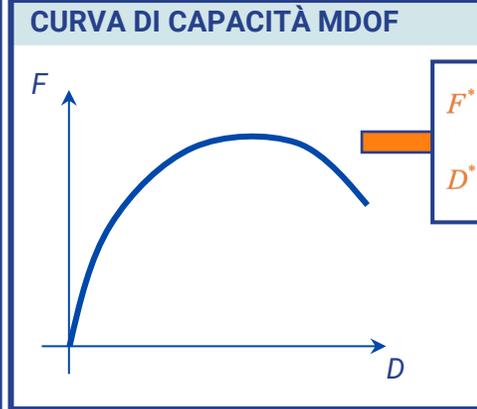
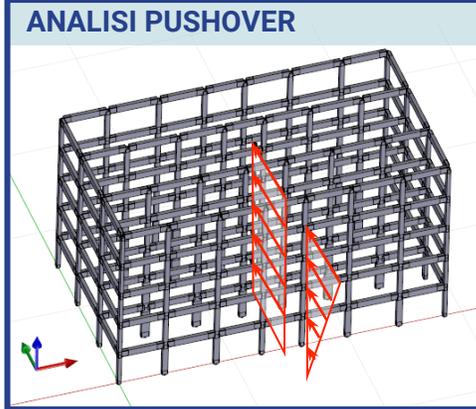
$$\Phi = \mathbf{R} \Rightarrow \Gamma = 1$$

1. ANALISI PUSHOVER
2. CURVA DI CAPACITÀ MDOF
3. CURVA DI CAPACITÀ SDOF

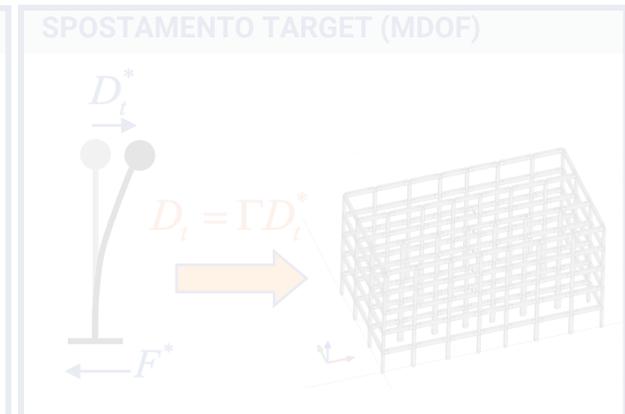
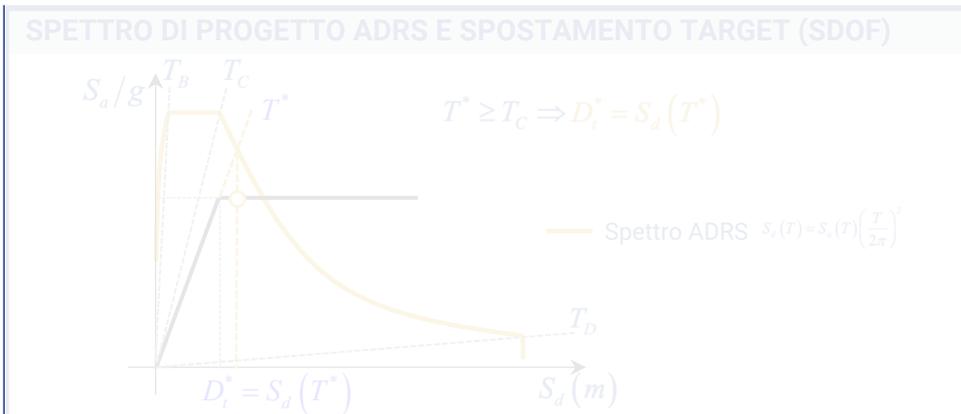
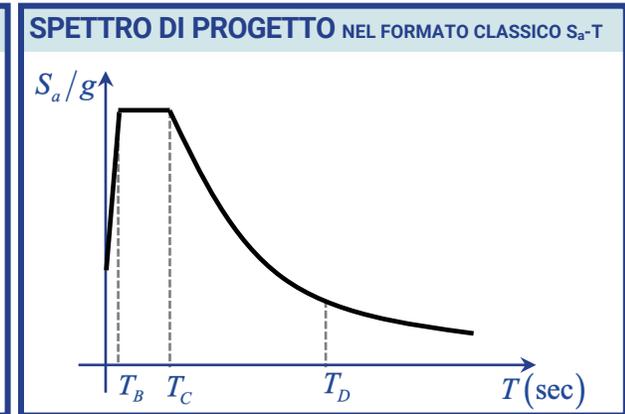
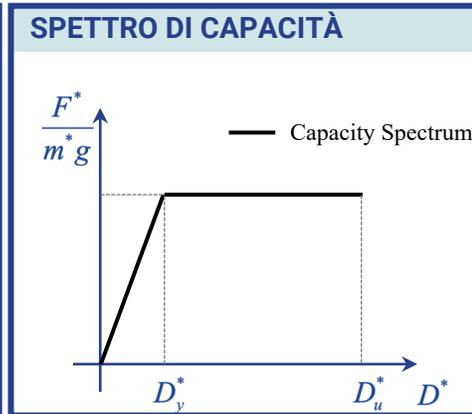
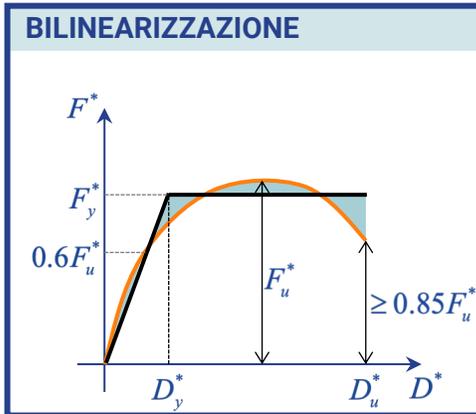
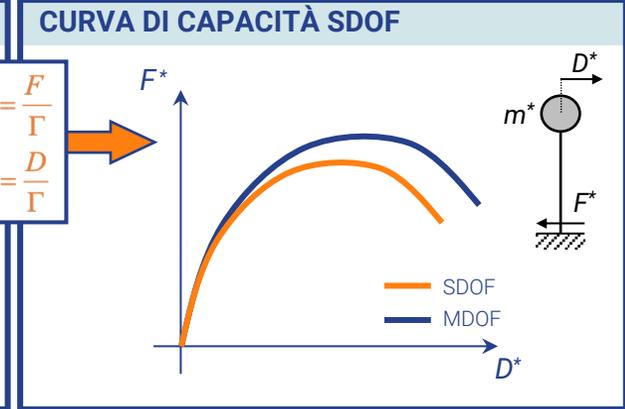
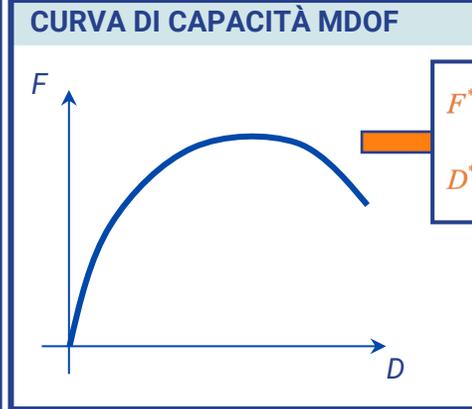
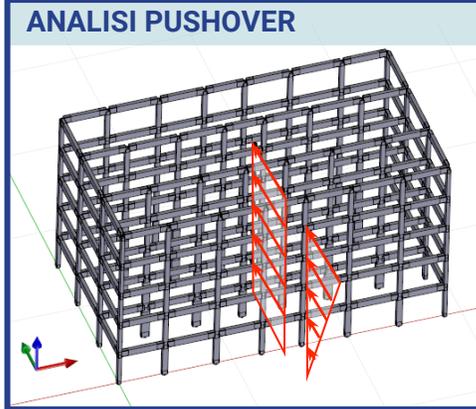


ANALISI STATICA NON LINEARE – Metodo N2

1. ANALISI PUSHOVER
2. CURVA DI CAPACITÀ MDOF
3. CURVA DI CAPACITÀ SDOF
4. BILINEARIZZAZIONE *data la curva di capacità per il sistema SDOF, tale curva deve essere ricondotta a una forma bilineare, più facile da interpretare e da confrontare con gli spettri di progetto elastici ed inelastici.*

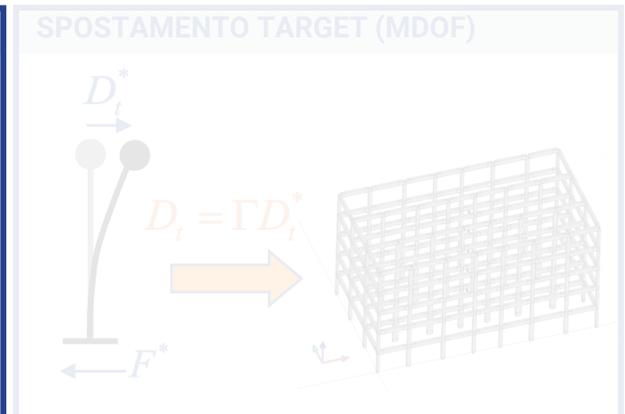
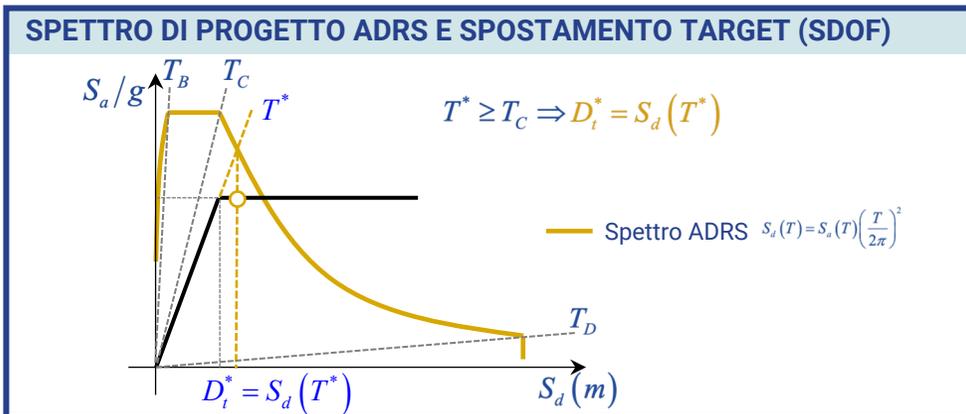
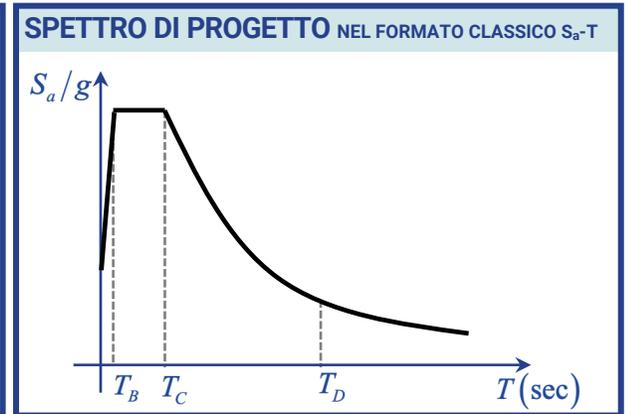
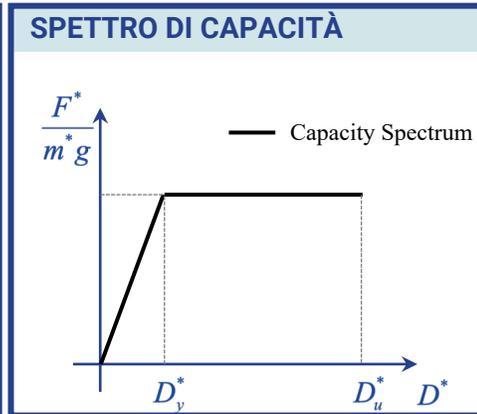
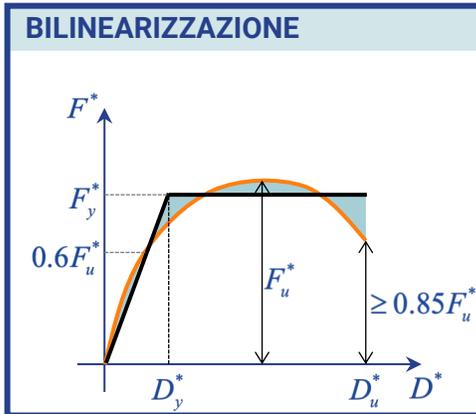
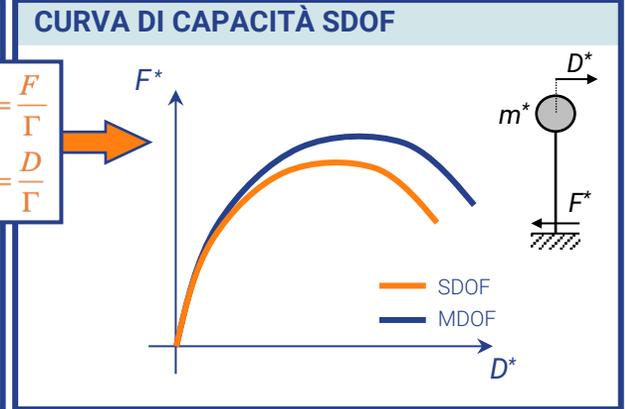
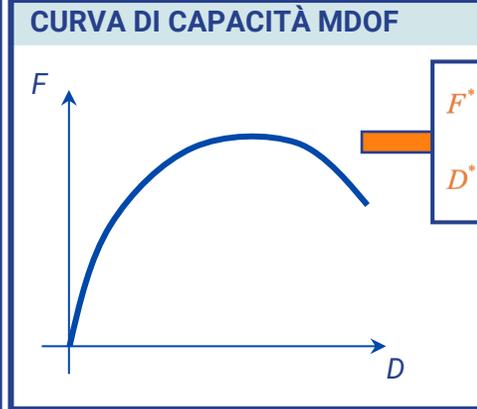
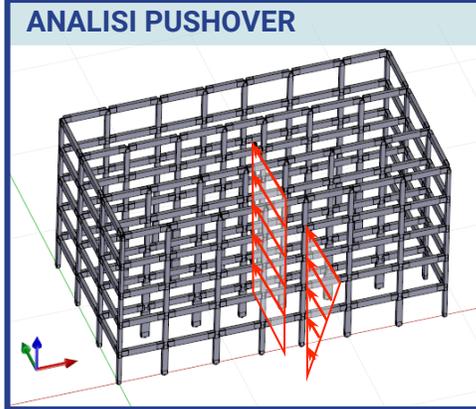


1. ANALISI PUSHOVER
2. CURVA DI CAPACITÀ MDOF
3. CURVA DI CAPACITÀ SDOF
4. BILINEARIZZAZIONE
5. SPETTRO DI CAPACITÀ *la curva bilineare rappresenta la curva di capacità della struttura. Dividendo la forza F^* per la massa m^* si ottiene lo spettro di capacità il quale può essere sovrapposto allo spettro di progetto che rappresenta la domanda.*



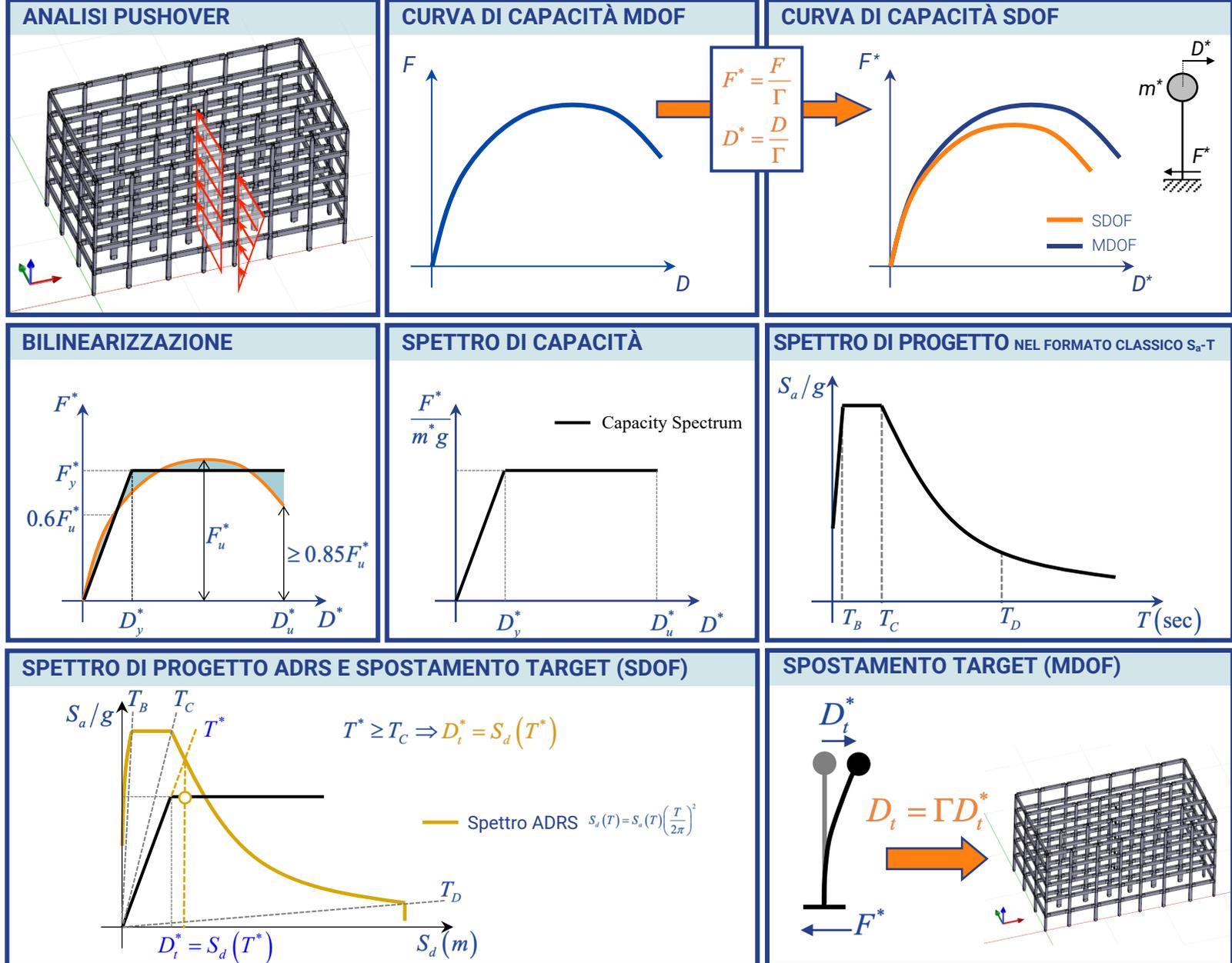
ANALISI STATICA NON LINEARE – Metodo N2

1. ANALISI PUSHOVER
2. CURVA DI CAPACITÀ MDOF
3. CURVA DI CAPACITÀ SDOF
4. BILINEARIZZAZIONE
5. SPETTRO DI CAPACITÀ
6. SPETTRO DI PROGETTO ADRS E SPOSTAMENTO TARGET (SDOF) *Al fine di confrontare lo spettro di capacità con lo spettro di progetto, quest'ultimo non può essere rappresentato nel formato classico pseudoaccelerazione – periodo, ma piuttosto nel formato ADRS pseudoaccelerazione – spostamento*



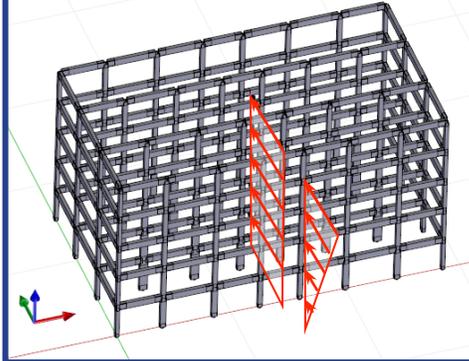
1. ANALISI PUSHOVER
2. CURVA DI CAPACITÀ MDOF
3. CURVA DI CAPACITÀ SDOF
4. BILINEARIZZAZIONE
5. SPETTRO DI CAPACITÀ
6. SPETTRO DI PROGETTO ADRS E SPOSTAMENTO TARGET (SDOF)
7. SPOSTAMENTO TARGET (MDOF)

lo spostamento di progetto del sistema ad SDOF, è necessario convertirlo nello spostamento di progetto in sommità alla struttura MDOF, mediante il fattore di trasformazione Γ .

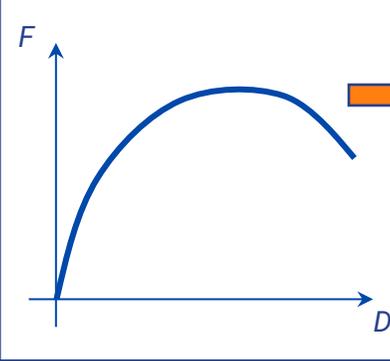


1. ANALISI PUSHOVER
2. CURVA DI CAPACITÀ MDOF
3. CURVA DI CAPACITÀ SDOF
4. BILINEARIZZAZIONE
5. SPETTRO DI CAPACITÀ
6. SPETTRO DI PROGETTO ADRS E SPOSTAMENTO TARGET (SDOF)
7. SPOSTAMENTO TARGET (MDOF)

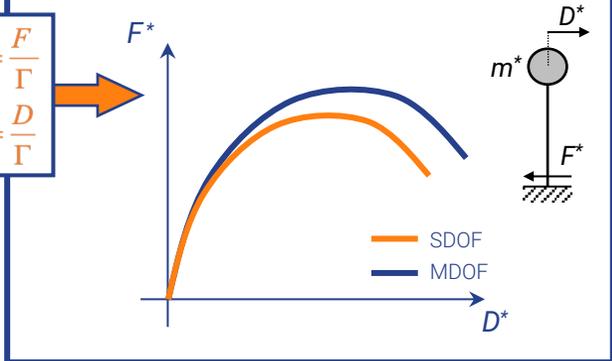
ANALISI PUSHOVER



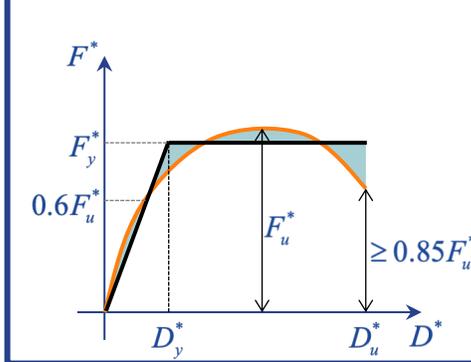
CURVA DI CAPACITÀ MDOF



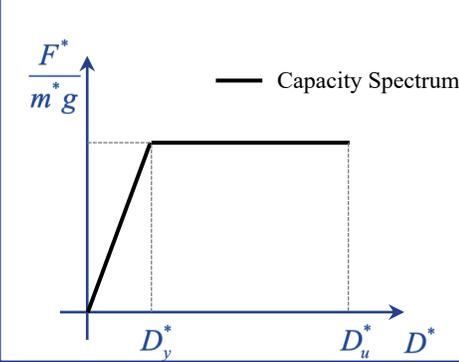
CURVA DI CAPACITÀ SDOF



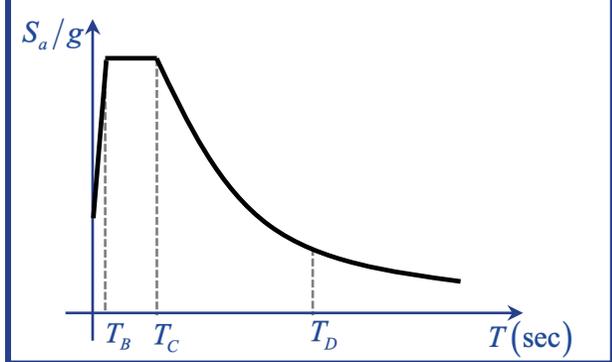
BILINEARIZZAZIONE



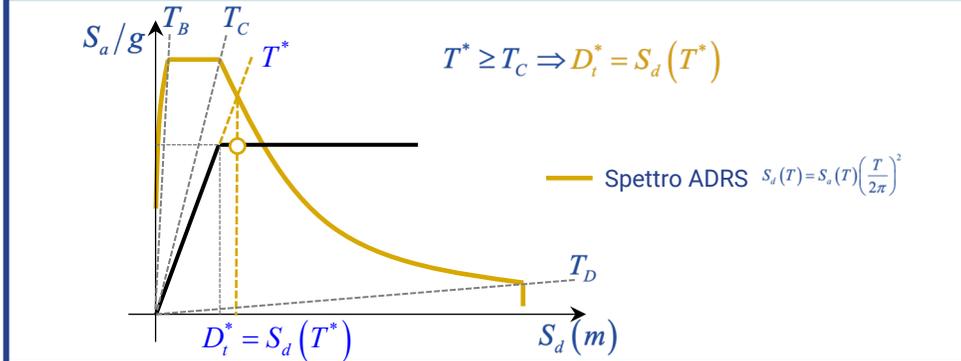
SPETTRO DI CAPACITÀ



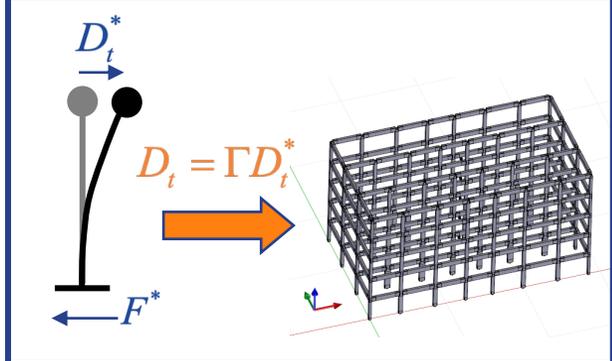
SPETTRO DI PROGETTO NEL FORMATO CLASSICO S_a-T



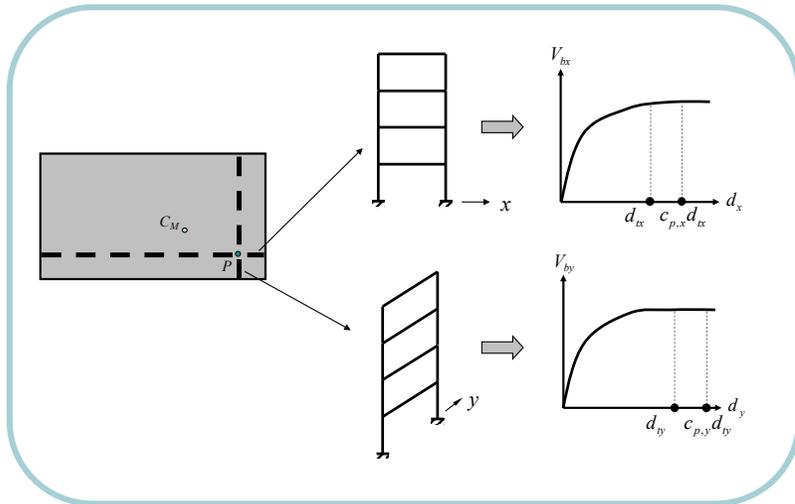
SPETTRO DI PROGETTO ADRS E SPOSTAMENTO TARGET (SDOF)



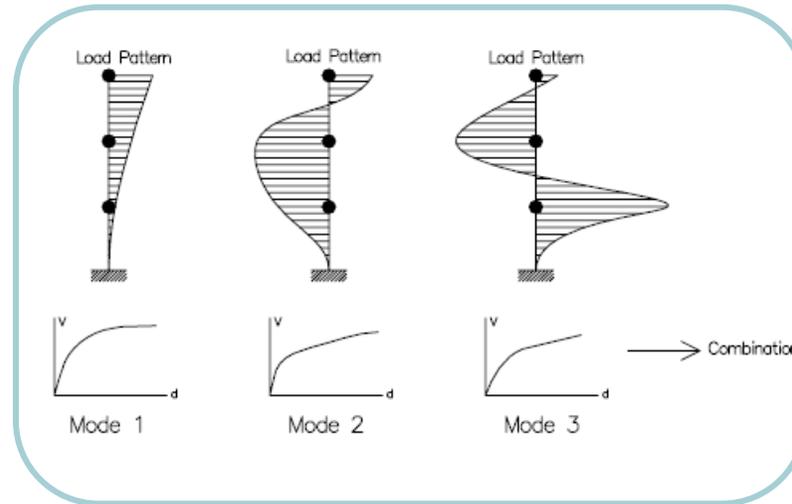
SPOSTAMENTO TARGET (MDOF)



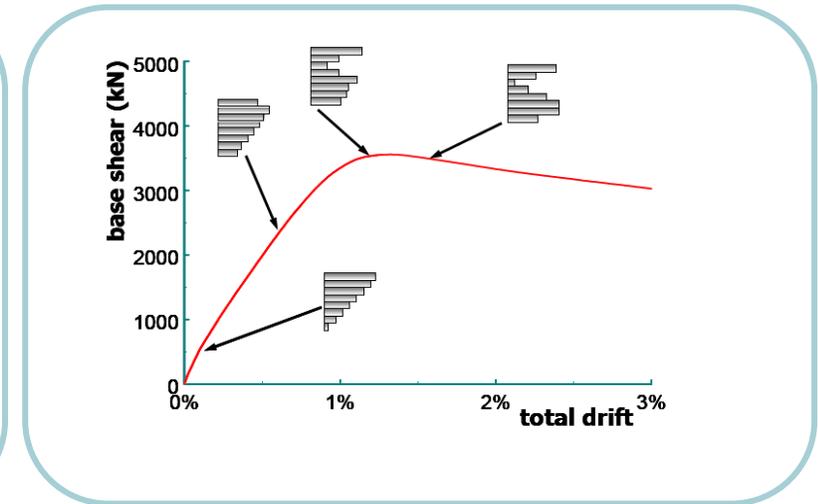
Una delle limitazioni del metodo N2 è legata all'assunzione che la **forma della distribuzione laterale degli spostamenti e quindi delle forze applicate resti invariata** in ambito non lineare portando all'assunzione che il **contributo alla risposta strutturale dei modi superiori al primo sia trascurabile**. Quindi al fine di superare tali limiti sono stati sviluppati degli **approcci avanzati** in particolare il **"metodo N2 esteso"** (Fajfar et al., 2005; Kreslin e Fajfar, 2012), l'analisi **"multimodale"** e l'analisi **"adattiva"**.



METODO N2 ESTESO



MULTIMODALE

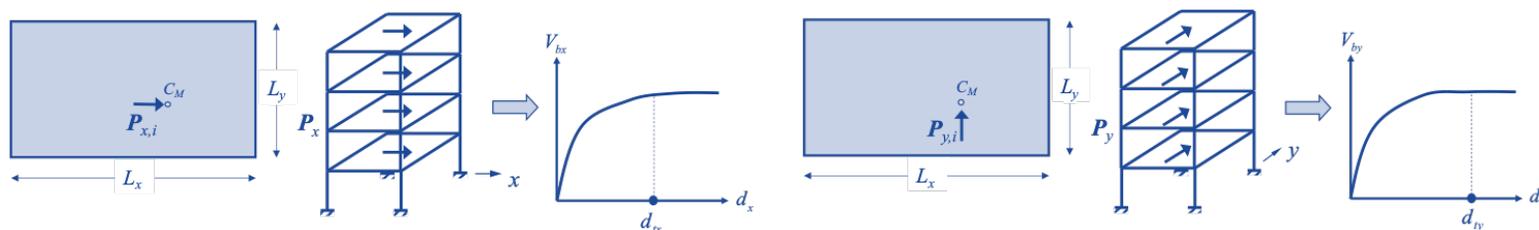


ADATTIVA

Il “**metodo N2 esteso**” (Fajfar et al., 2005; Kreslin e Fajfar, 2012) consiste nella **correzione dei risultati derivanti dal metodo N2**, in termini di richiesta di spostamento inelastico, sulla base dei **risultati di un’analisi dinamica lineare (RSA)** tenendo conto del contributo dei modi superiori. L’ipotesi che sta alla base del metodo, quindi, consiste nell’assunzione che **l’effetto dei modi superiori al primo in ambito inelastico sia uguale allo stesso effetto in ambito elastico**. L’ N2 esteso è utilizzato nel caso di **edifici con irregolarità in piante e/o in altezza**.

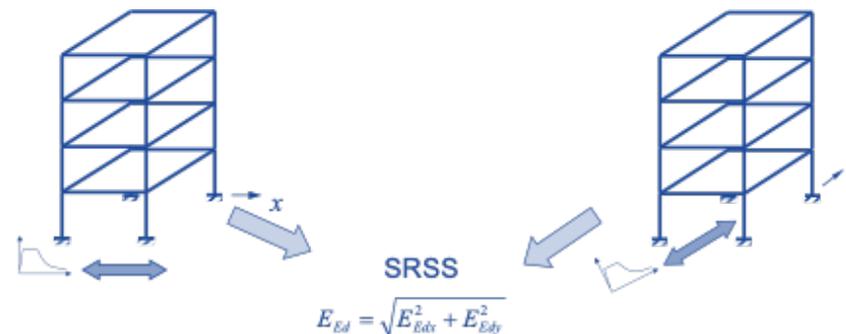
1. ANALISI PUSHOVER

Dopo aver completato le analisi di pushover con carichi applicati nella direzioni principali x e y dell’edificio si ottengono due curve di pushover con due spostamenti di progetto in sommità all’edificio d_{tx} e d_{ty} .



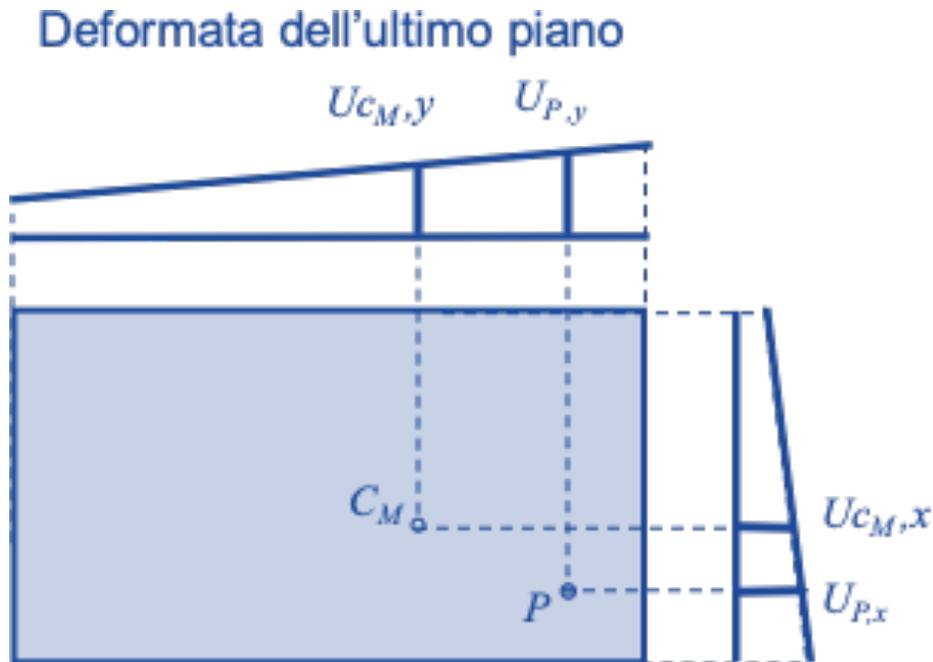
2. ANALISI ANALISI DINAMICA LINEARE (RSA)

Si eseguono le analisi dinamica lineare (RSA) distinte nelle due direzioni applicando l’azione sismica (combinando statisticamente gli effetti dei diversi modi con la CQC) e combinando gli effetti nelle due direzioni.



3. CALCOLO DEI FATTORI DI AMPLIFICAZIONE

Si determinano i coefficienti correttivi come il rapporto tra lo spostamento di un qualsiasi punto normalizzato rispetto al centro di massa, calcolato per entrambi le analisi RSA e Pushover (PO). Il fattore correttivo è assunto comunque non minore di uno.



COEF. ANALISI RSA

$$C_{P,x_RSA} = \frac{u_{P,x_RSA}}{u_{CM,x_RSA}}$$

$$C_{P,y_RSA} = \frac{u_{P,y_RSA}}{u_{CM,y_RSA}}$$

COEF. ANALISI PO

$$C_{P,x_PO} = \frac{u_{P,x_PO}}{u_{CM,x_PO}}$$

$$C_{P,y_PO} = \frac{u_{P,y_PO}}{u_{CM,y_PO}}$$

$$C_{P,x} = \frac{C_{P,x_RSA}}{C_{P,x_PO}}$$

$$C_{P,y} = \frac{C_{P,y_RSA}}{C_{P,y_PO}}$$

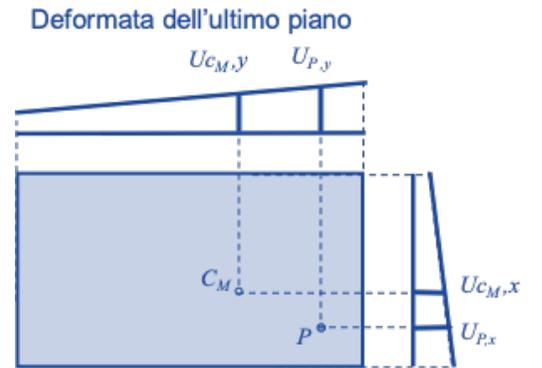
3. CALCOLO DEI FATTORI DI AMPLIFICAZIONE

Si determinano i coefficienti correttivi come il rapporto tra lo spostamento di un qualsiasi punto normalizzato rispetto al centro di massa, calcolato per entrambi le analisi RSA e Pushover (PO). Il fattore correttivo è assunto comunque non minore di uno.

$$C_{P,x} = \frac{C_{P,x_RSA}}{C_{P,x_PO}} \quad C_{P,y} = \frac{C_{P,y_RSA}}{C_{P,y_PO}}$$

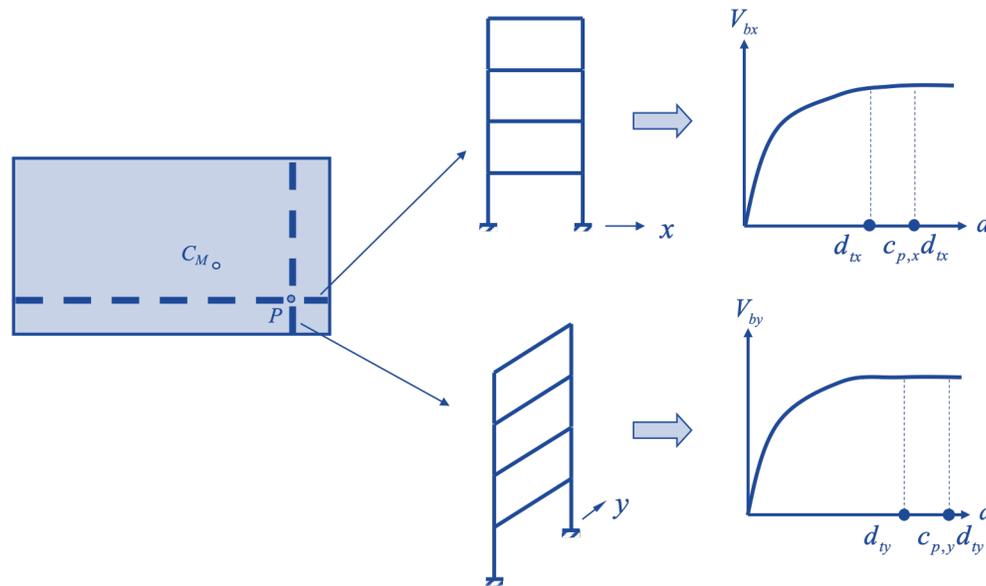
$$C_{P,x_RSA} = \frac{u_{P,x_RSA}}{u_{CM,x_RSA}} \quad C_{P,x_PO} = \frac{u_{P,x_PO}}{u_{CM,x_PO}}$$

$$C_{P,y_RSA} = \frac{u_{P,y_RSA}}{u_{CM,y_RSA}} \quad C_{P,y_PO} = \frac{u_{P,y_PO}}{u_{CM,y_PO}}$$

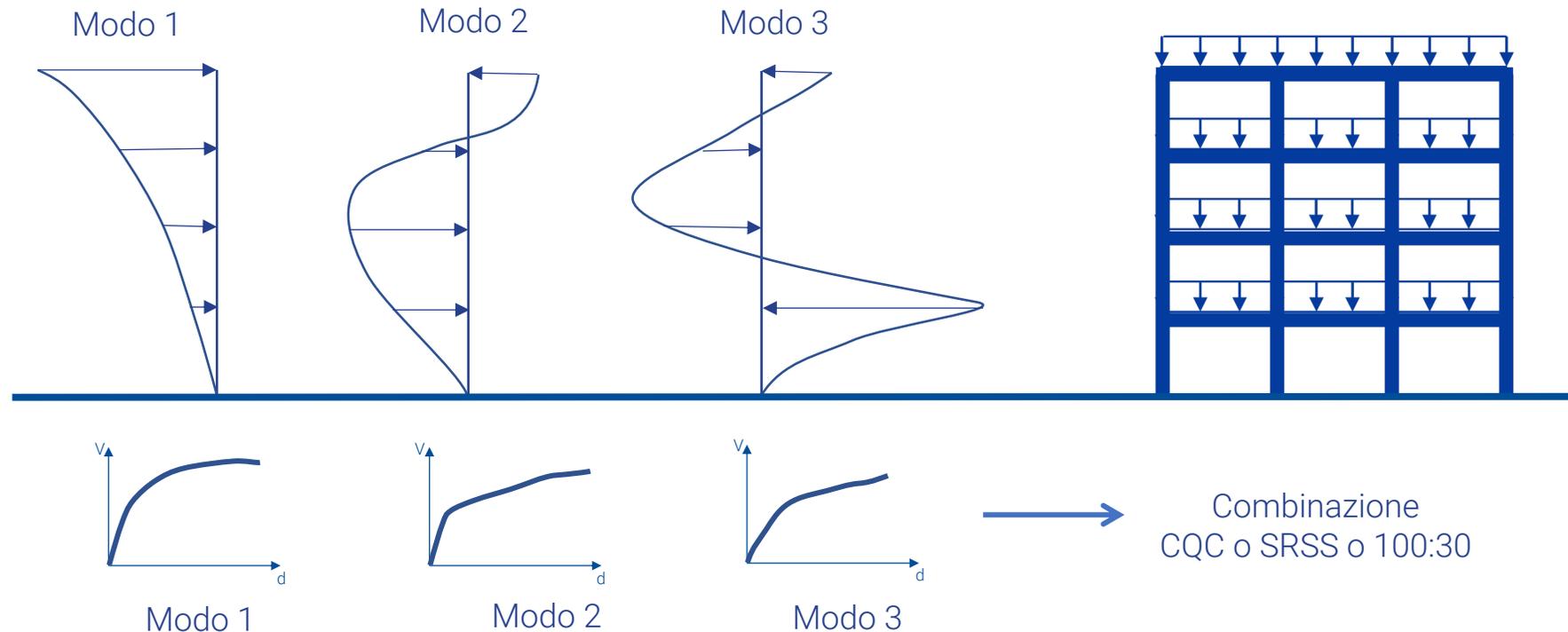


4. SPOSTAMENTI AMPLIFICATI

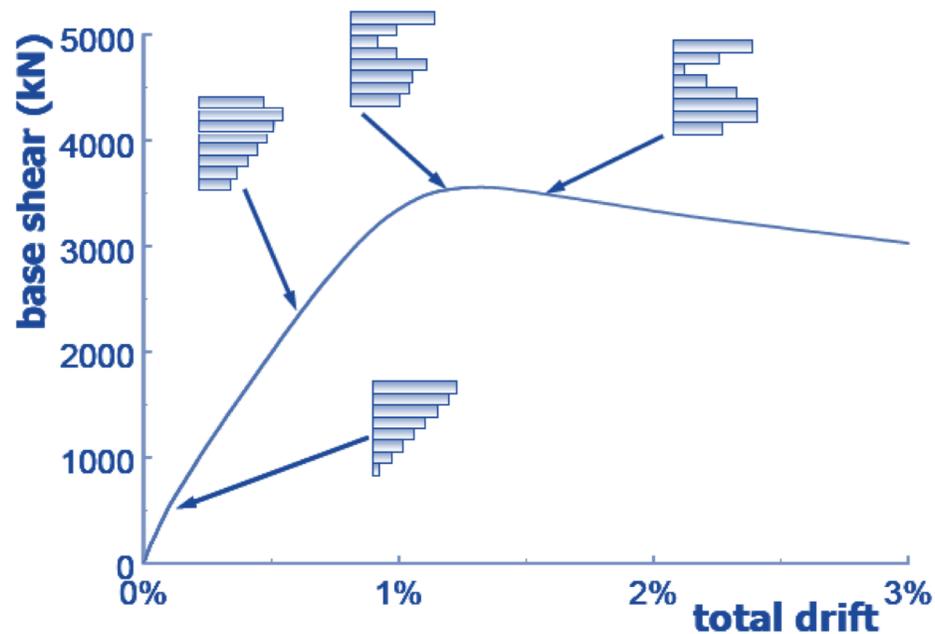
Agli spostamenti nei vari punti vengono applicati i fattori correttivi



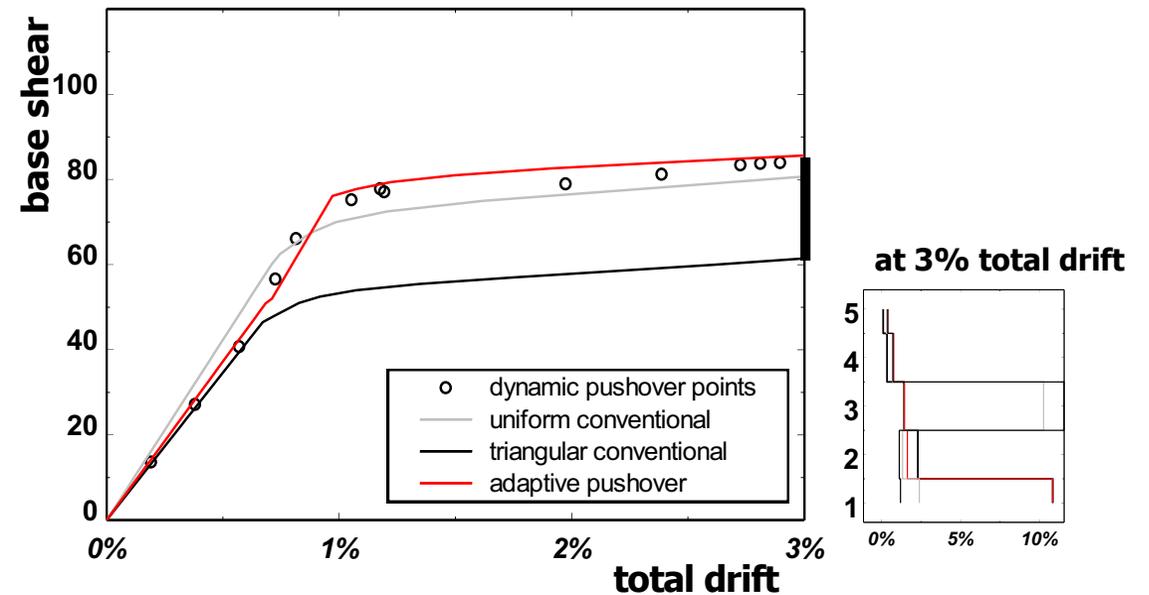
L'analisi statica non lineare **multimodale**, o *modal pushover analysis* (Chopra e Goel, 2002; Chopra e Goel, 2004), prevede l'esecuzione di tante analisi statiche non lineari quanti sono i modi della struttura. Per **ciascun modo di vibrare** elastico viene ricavato un **profilo di forze con cui si effettua un'analisi statica non lineare**. Per ogni modo si avrà quindi una **curva di pushover modale**, viene poi **bilinearizzata**, e viene valutato lo spostamento massimo del sistema SDOF. I massimi delle singole analisi pushover modali vengono poi **combinati secondo le regole CQC o SRSS o 100:30**.



Nel pushover classico il sistema di forza è definito all'inizio dell'analisi e viene mantenuto costante durante l'intera analisi, mentre il **pushover adattivo** prevede l'utilizzo di un **sistema di forze laterali di forma variabile (adattivo), in funzione della risposta non lineare della struttura**. Man mano che la struttura si plasticizza e si deforma sotto l'azione delle forze applicate, la distribuzione delle forze viene modificata per riflettere la nuova configurazione resistente.



(Schema da Antoniou e Pinho, 2009)



NTC 2018; § 7.3.4.2 Analisi Non Lineare Statica

Si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2) appresso illustrate.

Gruppo 1 - Distribuzioni principali:

- se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata **ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%** si applica una delle due distribuzioni seguenti:
 - distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, utilizzando come seconda distribuzione la a) del Gruppo 2,
 - distribuzione corrispondente a un andamento di accelerazioni proporzionale alla forma del modo fondamentale di vibrare nella direzione considerata;
- in tutti i casi può essere utilizzata la distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento calcolate in un'analisi dinamica lineare, includendo nella direzione considerata un numero di modi con partecipazione di massa complessiva non inferiore allo 85%. L'utilizzo di questa distribuzione è obbligatorio se il periodo fondamentale della struttura è superiore a $1,3 T_C$.

METODI DI ANALISI STATICA NONLINEARE SECONDO NTC2018

NTC 2018; § 7.3.4.2 Analisi Non Lineare Statica

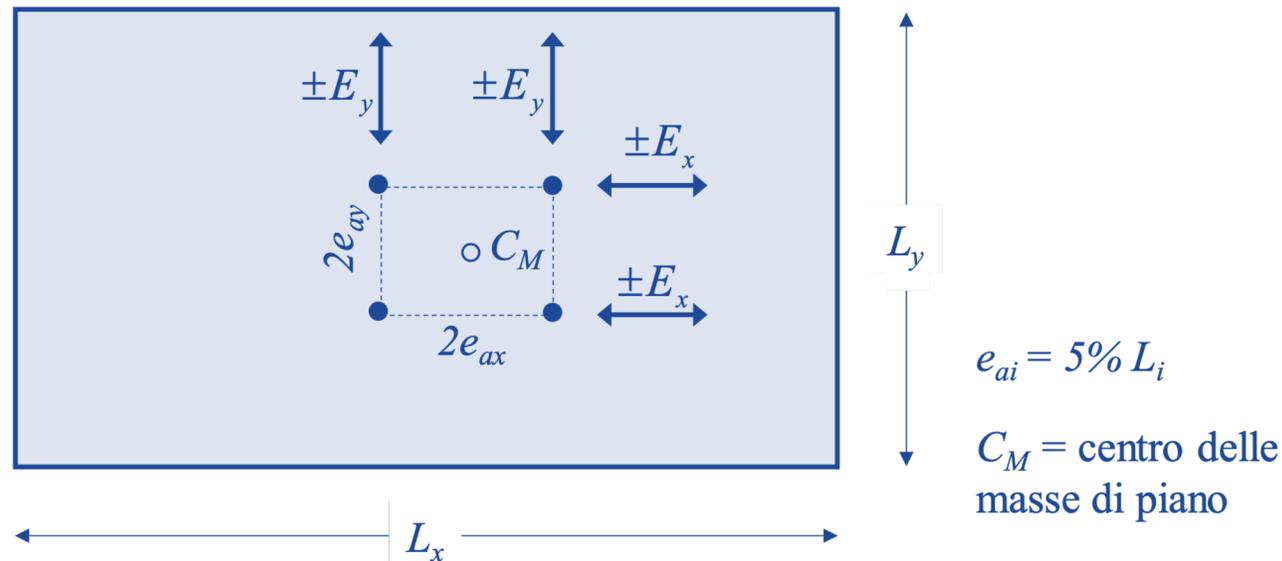
Si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2) appresso illustrate.

Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:

- distribuzione di forze, desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
- distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura;
- distribuzione multimodale, considerando almeno sei modi significativi.

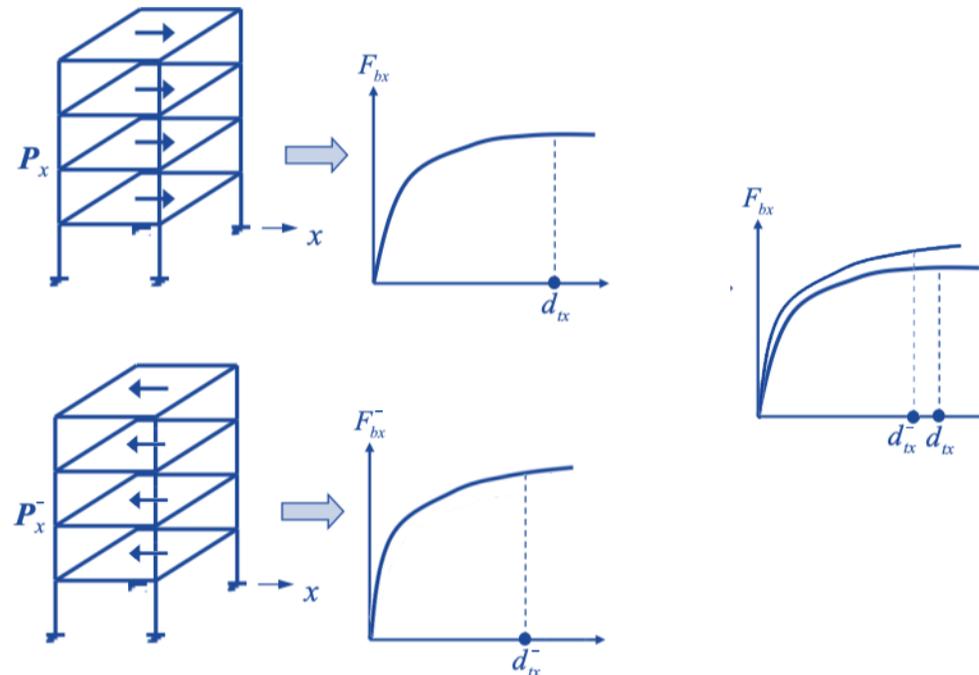
NTC 2018; § 7.3.4.2 Analisi Non Lineare Statica

Per quanto concerne gli **effetti torsionali accidentali**, secondo la Circolare 2019 (§C7.3.4.2) essi devono essere considerati secondo quanto previsto al §7.2.6 delle NTC 2018, ovvero attribuendo **“al centro di massa un’eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo [...] in ogni direzione non [...] inferiore a 0,05 volte la dimensione media dell’edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell’azione sismica”** e **“costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti”**.



NTC 2018; §C7.3.4.2 Analisi Non Lineare Statica

Per quanto riguarda le **diverse direzioni di spinta**, la Circolare 2019 (§C7.3.4.2) evidenzia che “Per ciascuna direzione, devono essere **eseguite due analisi distinte**, applicando l’azione sismica in **entrambi i possibili versi e considerando gli effetti più sfavorevoli** derivanti da ciascuna delle due analisi.”



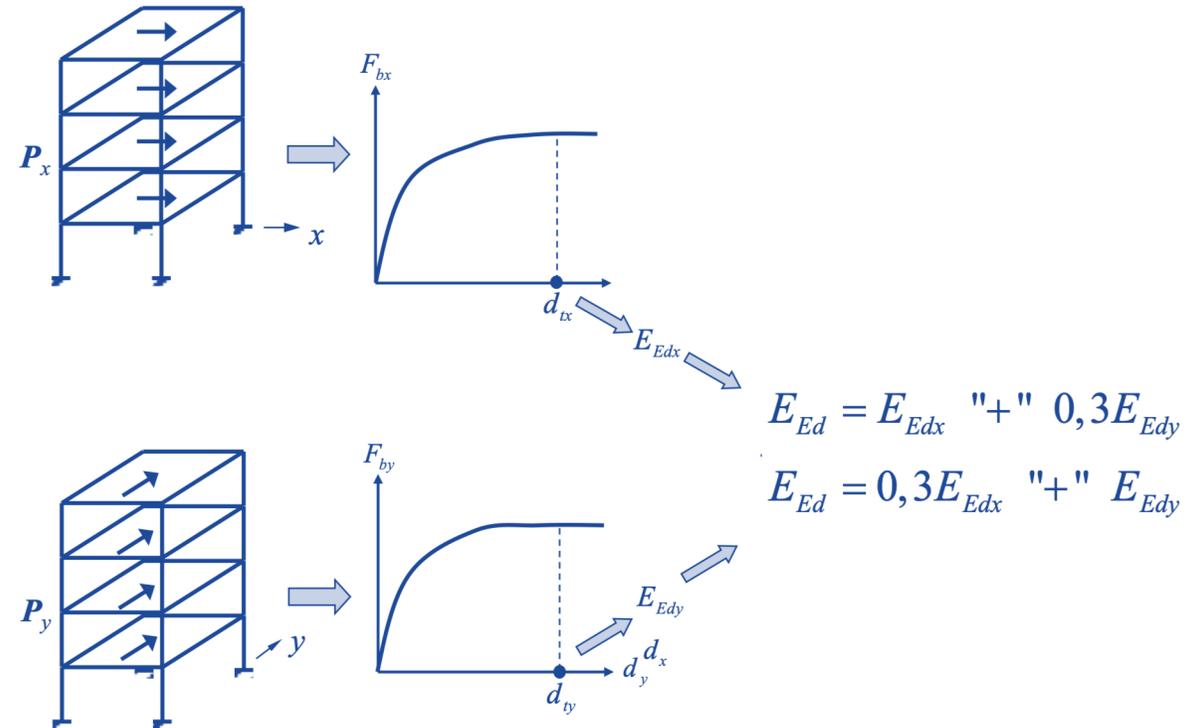
NTC 2018; §7.3.5 Analisi Non Lineare Statica

La risposta è calcolata unitariamente per le tre componenti, applicando l'espressione:

$$1,00 E_x + 0,30 E_y + 0,3 E_z$$

Gli effetti più gravosi si ricavano dal confronto tra le tre combinazioni ottenute permutando circolarmente i coefficienti moltiplicativi.

Ma successivamente la norma (Circolare 2019, §C7.3.5) concede la possibilità di non eseguire alcuna combinazione degli effetti derivanti dalle due componenti orizzontali: "Nel caso di analisi statiche non lineari è possibile applicare separatamente ciascuna delle due componenti orizzontali [...], riconducendo quindi la valutazione unitaria degli effetti massimi ai valori più sfavorevoli così ottenuti."



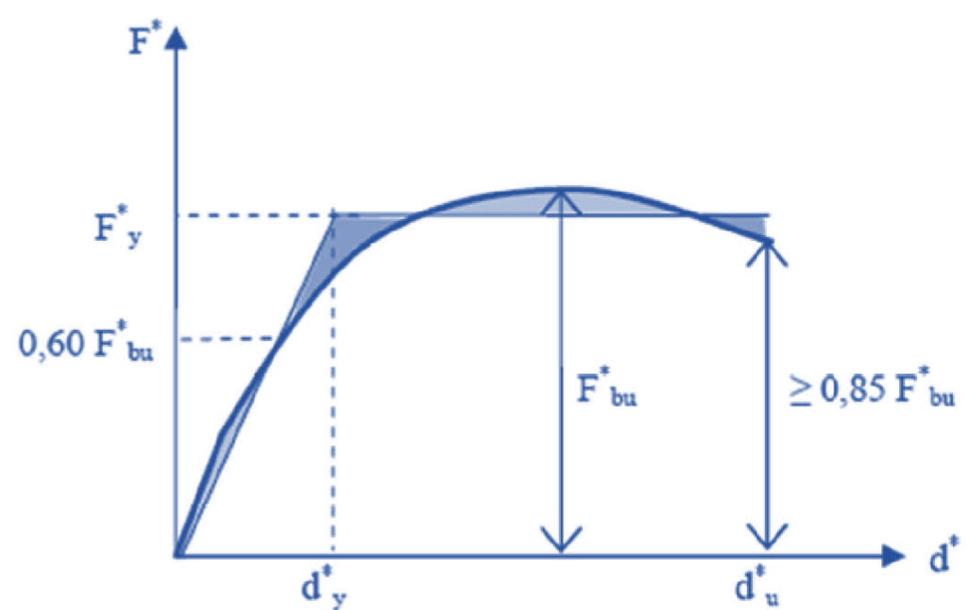
METODI DI ANALISI STATICA NONLINEARE

SECONDO NTC2018

La stima della richiesta di spostamento inelastico (Circolare 2019, §C7.3.4.2) può essere condotta secondo due metodi alternativi:

“Metodo A”

La procedura di determinazione dello spostamento inelastico è coerente con il metodo N2 (ad es. Fajfar, 2000), ovvero richiede la bi-linearizzazione della curva di capacità, la determinazione dello spostamento target viene effettuata utilizzando relazioni diverse in funzione del periodo



- 1) detto F_{bu}^* il taglio di picco si individua la rigidezza del tratto iniziale (elastico) della bi-lineare imponendone il passaggio per $0,6 F_{bu}^*$;
- 2) individuazione della forza al limite elastico, F_y^* , applicando un principio di uguaglianza energetica (uguaglianza delle aree sottese dalla curva bi-lineare e dalla curva di capacità) fino ad uno spostamento d_u^* , corrispondente ad una riduzione di resistenza pari a $0,15 F_{bu}^*$.

METODI DI ANALISI STATICA NONLINEARE SECONDO NTC2018

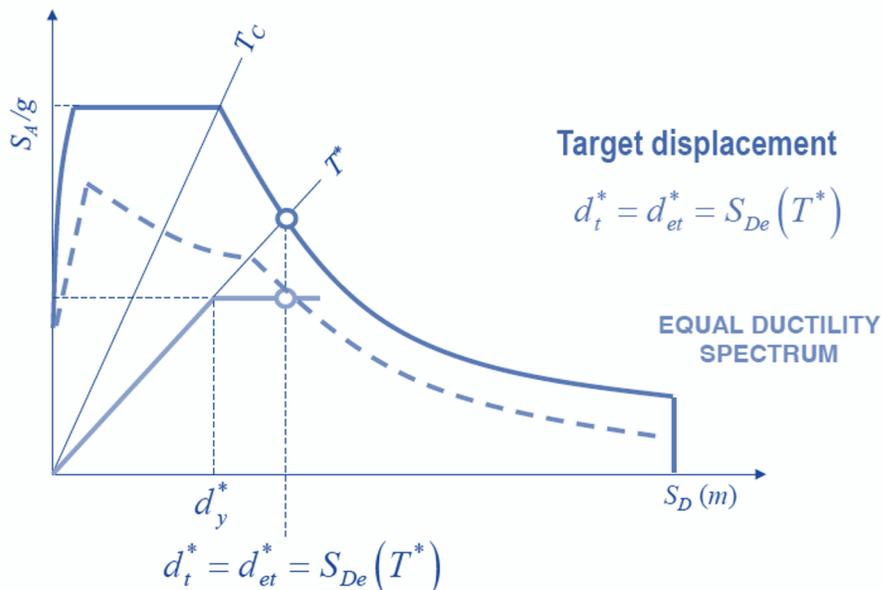
La stima della richiesta di spostamento inelastico (Circolare 2019, §C7.3.4.2) può essere condotta secondo due metodi alternativi:

“Metodo A”

La procedura di determinazione dello spostamento inelastico è coerente con il metodo N2 (ad es. Fajfar, 2000), ovvero richiede la bi-linearizzazione della curva di capacità, la determinazione dello spostamento target viene effettuata utilizzando relazioni diverse in funzione del periodo

Per periodo T^* medio e lungo

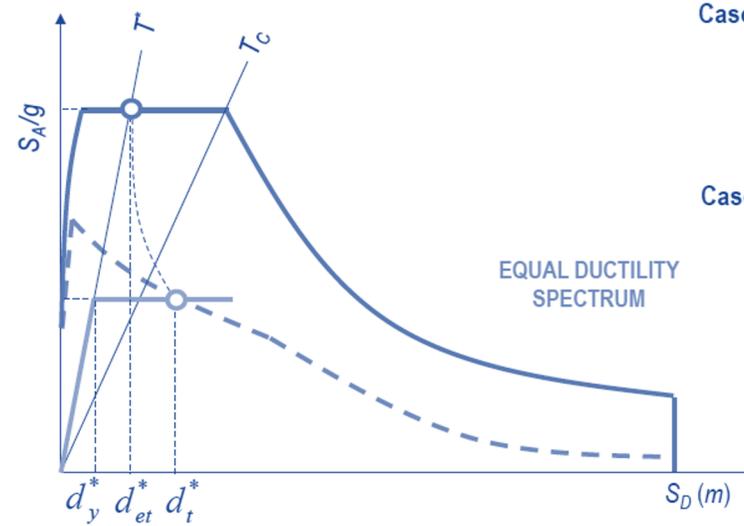
$$T^* > T_C$$



Per periodo T^* corto

$$T^* < T_C$$

Target displacement



Caso 1 $F_y^*/m^* \geq S_e(T^*)$

$$d_t^* = d_{et}^*$$

Caso 2 $F_y^*/m^* < S_e(T^*)$

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_C}{T^*} \right)$$

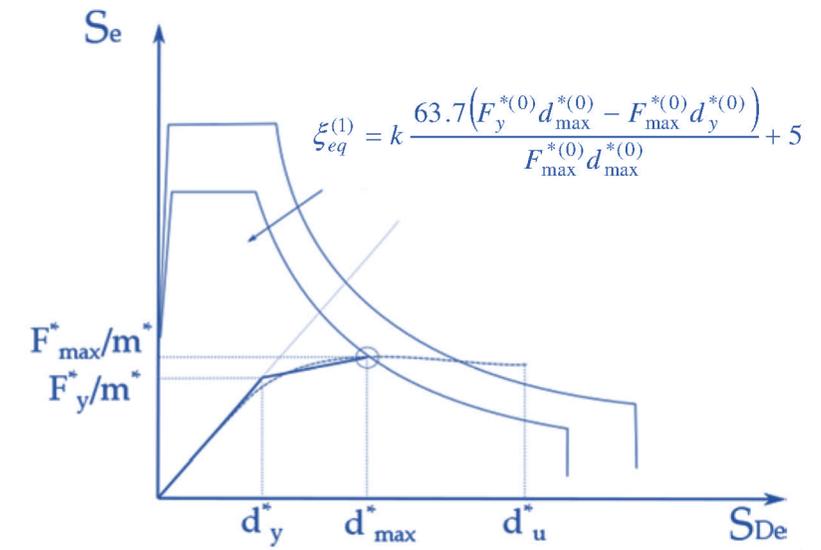
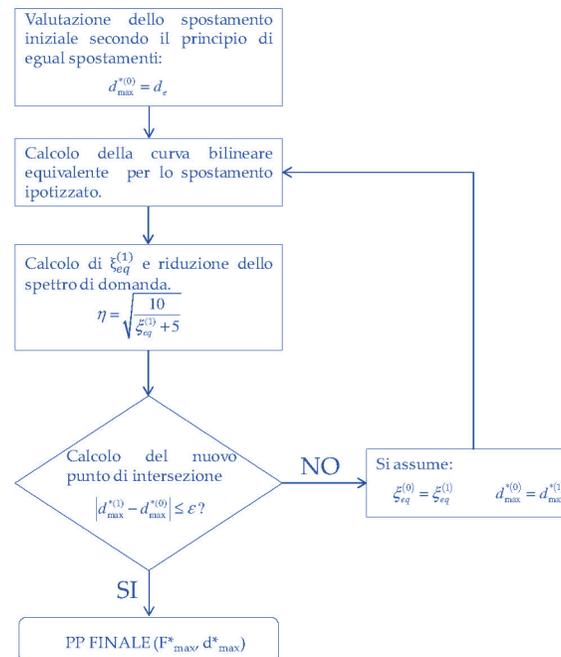
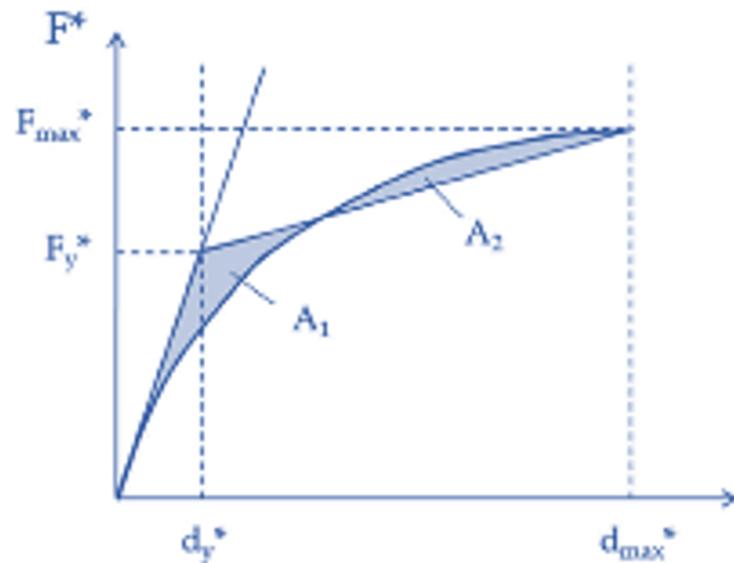
$$q_u = \frac{S_e(T^*)}{F_y^*/m^*}$$

METODI DI ANALISI STATICA NONLINEARE SECONDO NTC2018

La stima della richiesta di spostamento inelastico (Circolare 2019, §C7.3.4.2) può essere condotta secondo due metodi alternativi:

“Metodo B”

Tale metodo “basato sulla costruzione di uno spettro di capacità”, prevede in prima istanza il principio di uguaglianza degli spostamenti, con riferimento alla rigidezza iniziale dello SDOF equivalente, ottenendo in tal modo un valore di primo tentativo della richiesta di spostamento inelastico, $d_{max}^{*(0)}$ (cui corrisponde una forza $F_{max}^{*(0)}$) e, si determina una curva bi-lineare di tipo elasto-incrudente che approssima la curva di capacità, secondo i seguenti criteri.



Le analisi dinamiche nonlineari rappresentano il **metodo più avanzato** per lo studio della risposta sismica delle strutture. Consistono nell'applicare al modello nonlineare della struttura uno o più accelerogrammi, ed **integrando l'equazione del moto ad ogni passo temporale riuscendo così a definire il comportamento del sistema in campo non lineare.**

Struttura lineare

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{U}} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{U}} + \mathbf{K} \mathbf{U} = \mathbf{P}(t)$$

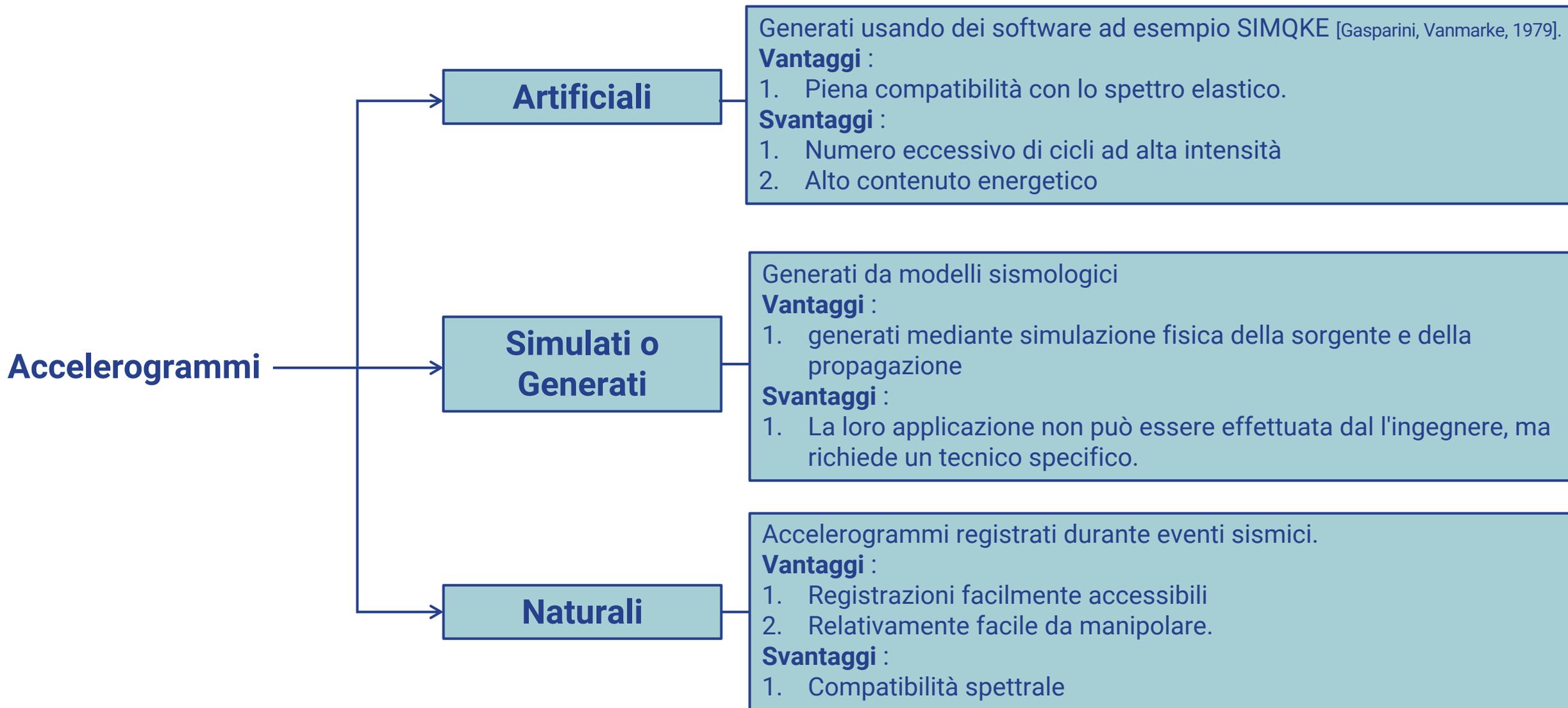
*soluzione a istanti $0, \dots, t_n, t_{n+1}, \dots$
senza iterazioni ad ogni istante t_n*

Struttura Nonlineare

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{U}} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{U}} + \mathbf{P}_R(\mathbf{U}, \text{storia}) = \mathbf{P}(t)$$

*soluzione a istanti $0, \dots, t_n, t_{n+1}, \dots$
servono iterazioni ad ogni istante t_n*

Importante in questo tipo di analisi sono la scelta degli **accelerogrammi** e la definizione dello **smorzamento** e della **modellazione della struttura.**



NTC 2018 §3.2.3.6 Impiego di storie temporali del moto del terreno

Gli stati limite, ultimi e di esercizio, possono essere verificati mediante l'uso di **storie temporali del moto del terreno artificiali** o **naturali**. Ciascuna storia temporale descrive una componente, orizzontale o verticale, dell'azione sismica; l'insieme delle tre componenti (due orizzontali, tra loro ortogonali, ed una verticale) costituisce un gruppo di storie temporali del moto del terreno.

(..) In assenza di studi specifici, **la parte pseudo-stazionaria dell'accelerogramma associato alla storia deve avere durata di 10 s** e deve essere preceduta e seguita da tratti di ampiezza crescente da zero e decrescente a zero, in modo che **la durata complessiva dell'accelerogramma sia non inferiore a 25 s**.

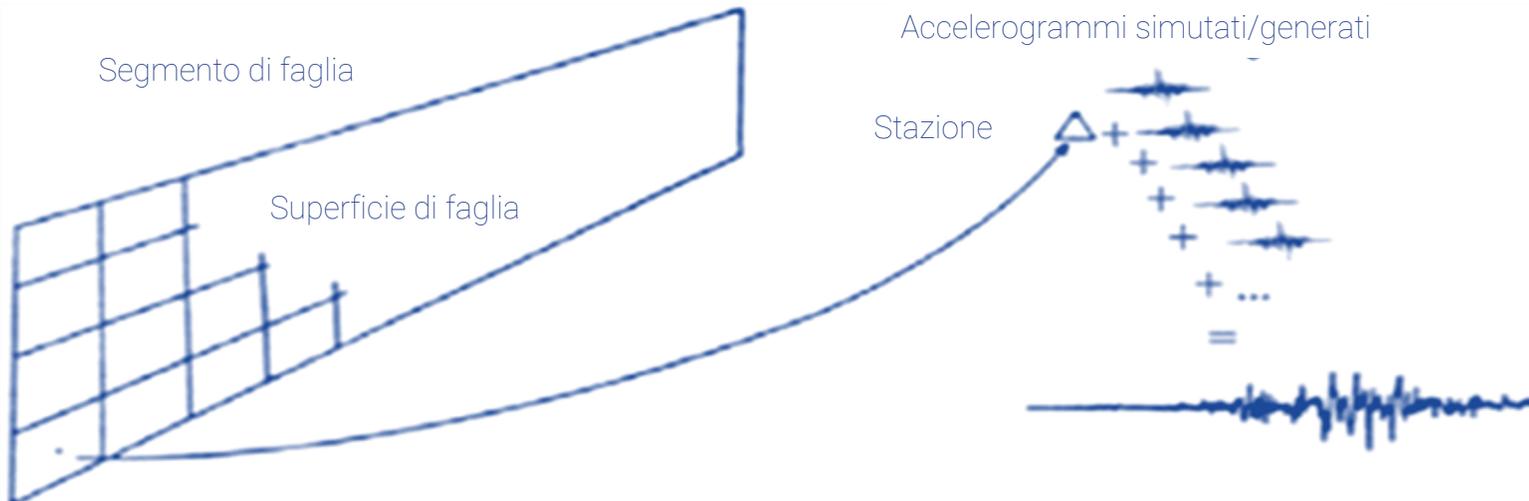
Accelerogrammi artificiali

Gli **accelerogrammi artificiali** devono avere uno spettro di risposta elastico coerente con lo spettro di risposta adottato nella progettazione. **La coerenza con lo spettro di risposta elastico è da verificare in base alla media delle ordinate spettrali ottenute con i diversi accelerogrammi**, per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ del 5%. L'ordinata spettrale media non deve presentare uno scarto in difetto superiore al 10%, rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico, in alcun punto del maggiore tra gli intervalli $0,15s \div 2,0s$ e $0,15s \div 2T$, in cui T è il periodo proprio di vibrazione della struttura in campo elastico, per le verifiche agli stati limite ultimi (...).

NTC 2018 §3.2.3.6 Impiego di storie temporali del moto del terreno

Accelerogrammi artificiali

L'uso di **storie temporali del moto del terreno generate** mediante simulazione del meccanismo di sorgente e della propagazione è ammesso a condizione che **siano adeguatamente giustificate le ipotesi relative alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente e del mezzo di propagazione** e che, negli intervalli di periodo sopraindicati, **l'ordinata spettrale media non presenti uno scarto in difetto superiore al 20% rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico**.



NTC 2018 §3.2.3.6 Impiego di storie temporali del moto del terreno

Accelerogrammi naturali

L'uso di storie temporali del moto del terreno **naturali o registrate** è ammesso a condizione che la loro scelta sia **rappresentativa della sismicità del sito** e sia adeguatamente giustificata in base alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente, alle **condizioni del sito di registrazione, alla magnitudo, alla distanza dalla sorgente e alla massima accelerazione orizzontale attesa al sito.**

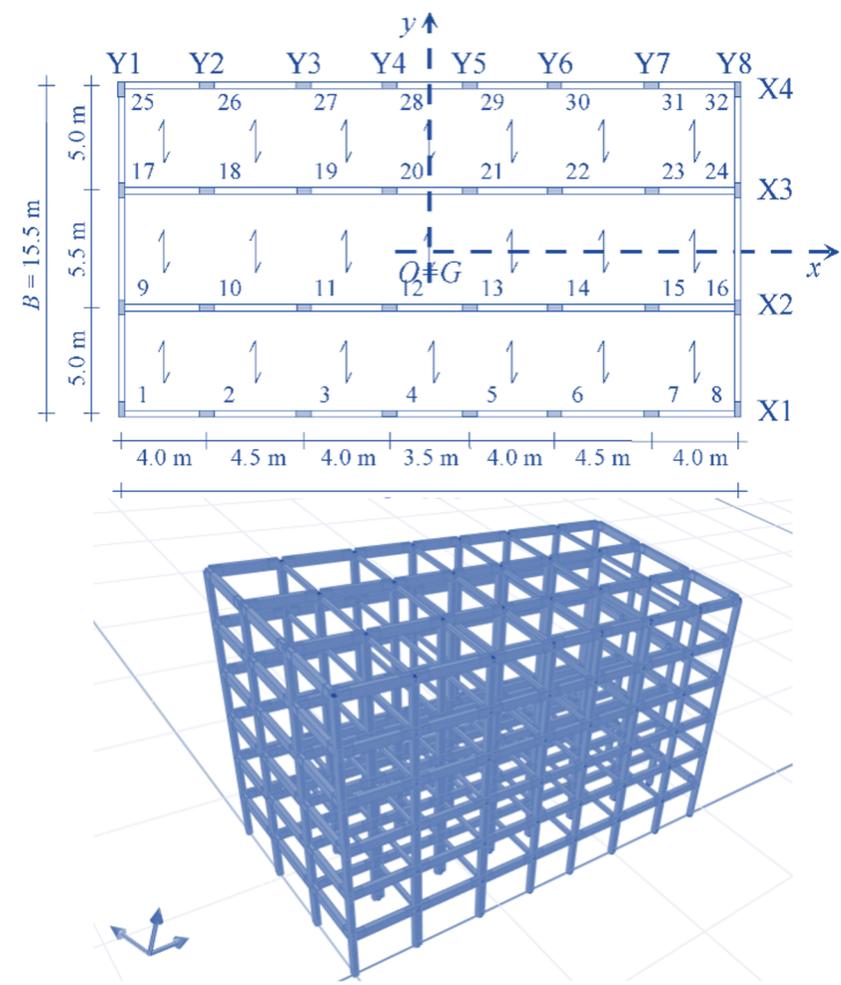
Le storie temporali del moto del terreno registrate devono essere selezionate e scalate in modo tale che i relativi spettri di risposta approssimino gli spettri di risposta elastici nel campo dei periodi propri di vibrazione di interesse per il problema in esame. Nello specifico la compatibilità con lo spettro di risposta elastico deve essere verificata in base alla media delle ordinate spettrali ottenute con i diversi accelerogrammi associati alle storie per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ del 5%. **L'ordinata spettrale media non deve presentare uno scarto in difetto superiore al 10% ed uno scarto in eccesso superiore al 30%**, rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico in alcun punto dell'intervallo dei periodi propri di vibrazione di interesse per l'opera in esame per i diversi stati limite

Circolare 7/2019 §C3.2.3.6 Impiego di storie temporali del moto del terreno

(...) Le norme stabiliscono per le registrazioni naturali selezionate alcuni vincoli di spettro-compatibilità rispetto allo spettro elastico di risposta per lo stato limite considerato (§3.2.3.6). Occorre, inoltre, tenere conto delle indicazioni fornite al paragrafo C.7.11.3.1.2.2. **Al fine di soddisfare i suddetti requisiti di spettro-compatibilità, i segnali registrati possono essere scalati linearmente in ampiezza. È tuttavia opportuno contenere il fattore di scala** in un intervallo limitato in modo da non alterare eccessivamente i segnali e renderli incompatibili alla magnitudo e alla distanza dalla sorgente degli eventi sismici a cui sono riferiti. In generale, **ciascuna registrazione sismica è costituita da due componenti del moto in direzione orizzontale e una componente in direzione verticale**. Mentre in linea di principio è possibile ottenere, differenziando tra loro i fattori di scala, la spettro-compatibilità per ciascuna componente del moto, in pratica **può essere opportuno utilizzare un unico fattore di scala per le due componenti orizzontali**, selezionato in modo da rendere la risultante delle azioni sismiche nel piano orizzontale compatibile con lo spettro risultante.

IMPATTO DELLA SELEZIONE DEGLI ACCELEROGRAMMI SULLA RISPOSTA STRUTTURALE DI UN EDIFICIO IN C.A.

Edificio in c.a. anni '70
Progettato per soli carichi gravitazionali



- Le analisi sono state effettuate con il software OpenSees tramite il pre e post-processore STKO.
- Il modello è stato definito utilizzando una modellazione a plasticità distribuita con elemento BeamWithHinge, utilizzando per la lunghezza di cerniera plastica sezioni a fibre mentre per il resto dell'elemento sezione elastiche opportunamente tarate per tener conto della fessurazione
- La struttura del caso di studio è stata modellata con e senza tamponature, che sono stati modellati con un puntone equivalente a un modello fenomenologico

Analisi modale post-applicazione carichi gravitazionali

Edificio non tamponato (BF)				Edificio tamponato (IF)			
T [s]	Mx [%]	My [%]	Rz [%]	T [s]	Mx [%]	My [%]	Rz [%]
2.59	0	78.65	0	0.97	0	93.56	0
1.48	0	0	80.45	0.64	70.21	0	19.50
1.20	79.34	0	0	0.53	15.45	0	74.51

(source: Cantagallo C., Terrenzi M., Spacone E., Camata G. (2023) Structural demands obtained from real, scaled, spectral-matched and artificial accelerograms: analyses and comparisons, 18th World Conference on Earthquake Engineering, Milan, Italy, 18th World Conference on Earthquake Engineering, Milan, Italy)

IMPATTO DELLA SELEZIONE DEGLI ACCELEROGRAMMI SULLA RISPOSTA STRUTTURALE DI UN EDIFICIO IN C.A.

Valutazione delle differenze nelle richieste sismiche ottenute utilizzando diversi insiemi di accelerogrammi (20 coppie), e in particolare:

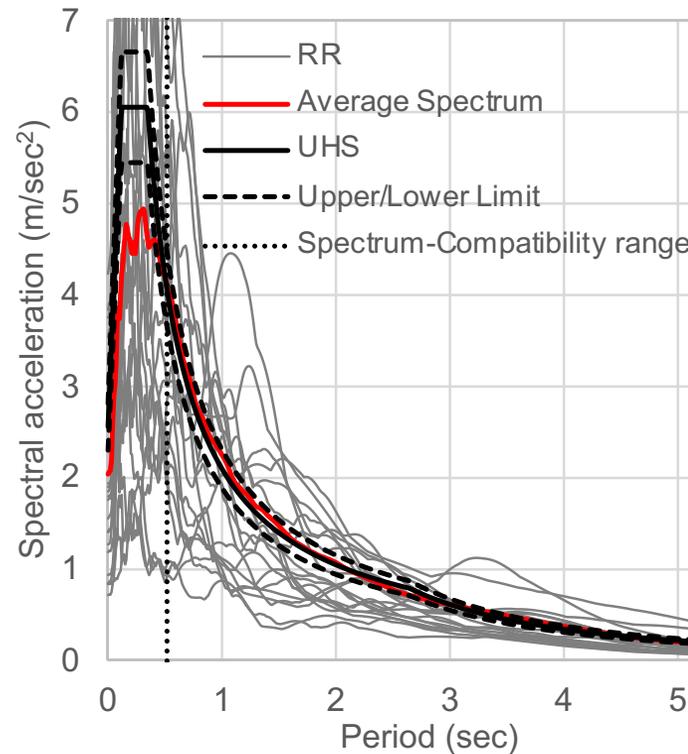
- Accelerogrammi naturali non scalate (RR),

Spettro compatibilità:

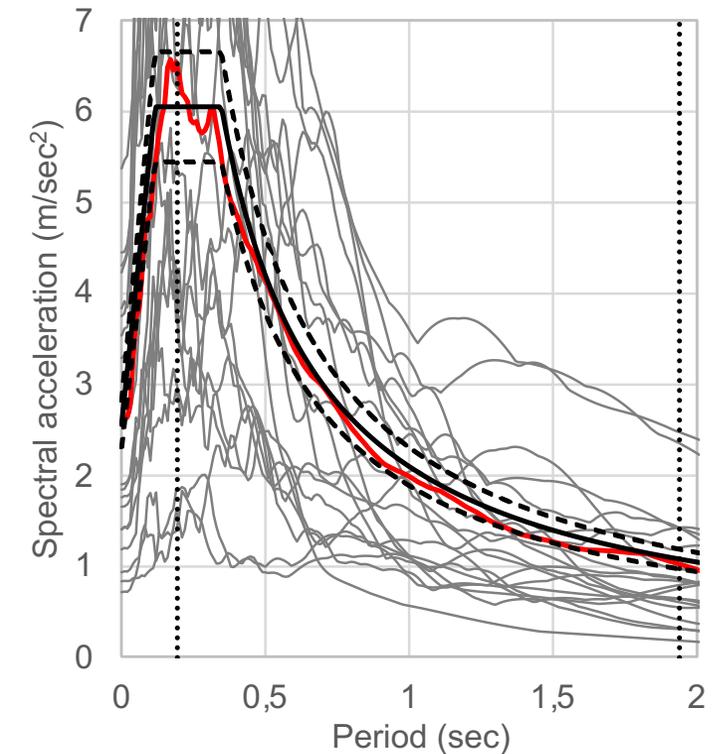
L'Aquila (Italy) – $T_r = 475y$

La selezione viene effettuata come prescritto dalle NTC2018:

- considerando il range di spettro-compatibilità nell'intervallo $0,2T_1 - 2T_1$
- lo spettro elastico medio è stato mantenuto tra il 90% (limite inferiore) e il 110% (limite superiore) dello spettro a pericolosità uniforme (UHS).



Edificio non tamponato (BF)



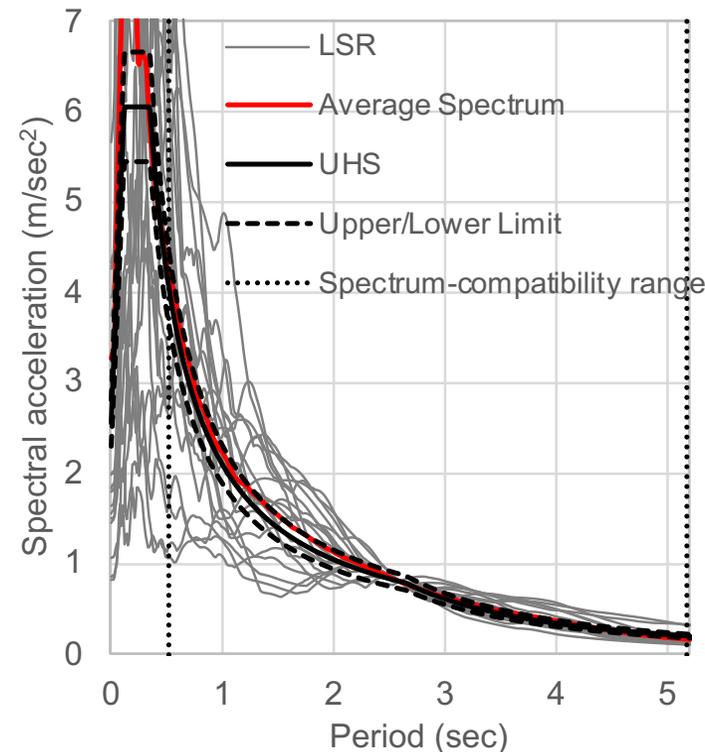
Edificio tamponato (IF)

IMPATTO DELLA SELEZIONE DEGLI ACCELEROGRAMMI SULLA RISPOSTA STRUTTURALE DI UN EDIFICIO IN C.A.

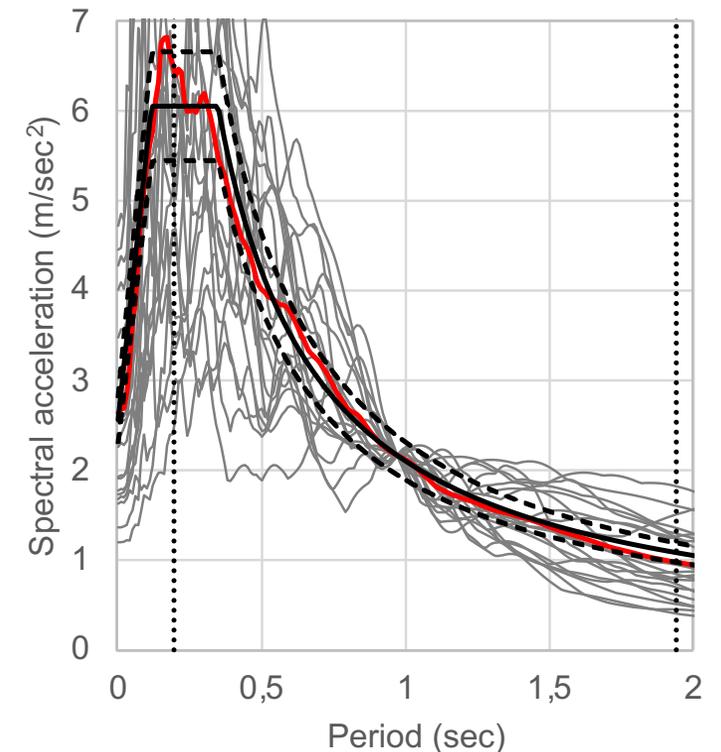
Valutazione delle differenze nelle richieste sismiche ottenute utilizzando diversi insiemi di accelerogrammi, e in particolare:

- Accelerogrammi naturali non scalate (RR)
- Accelerogrammi naturali scalati linearmente (LSR)

- si usano gli stessi criteri del caso RR
- gli accelerogrammi utilizzati sono diversi rispetto al caso RR



Edificio non tamponato (BF)



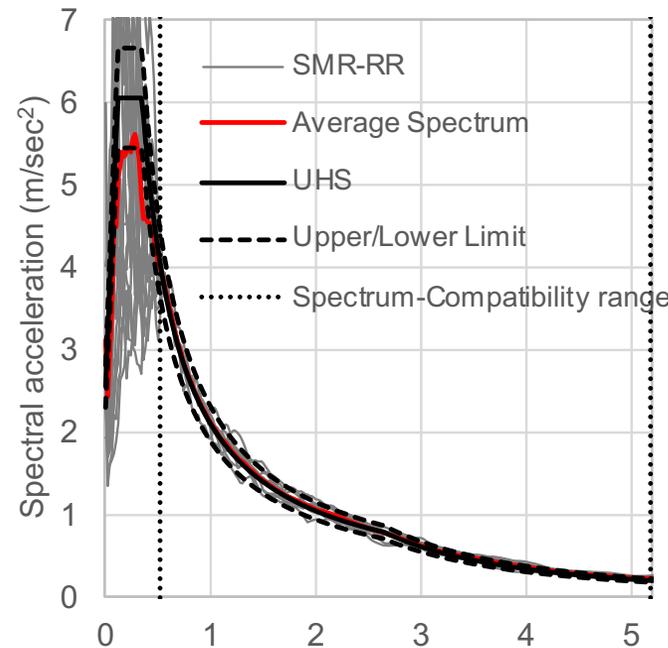
Edificio tamponato (IF)

IMPATTO DELLA SELEZIONE DEGLI ACCELEROGRAMMI SULLA RISPOSTA STRUTTURALE DI UN EDIFICIO IN C.A.

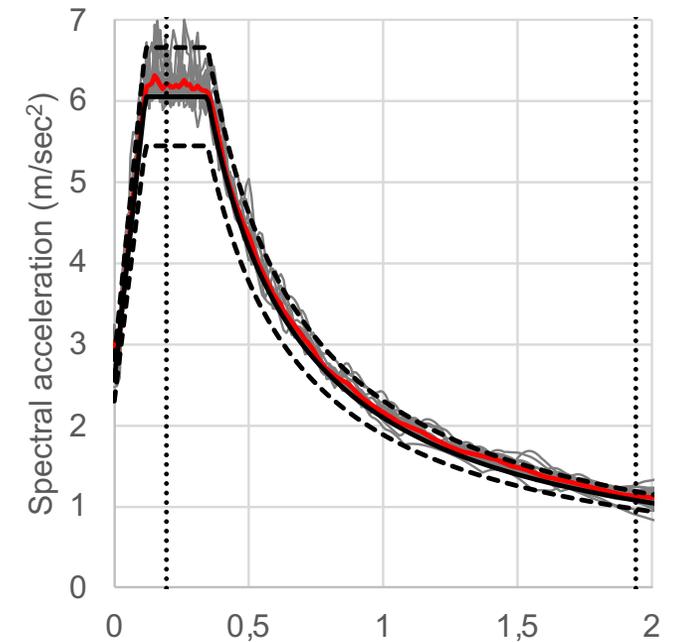
Valutazione delle differenze nelle richieste sismiche ottenute utilizzando diversi insiemi di accelerogrammi, e in particolare:

- Accelerogrammi naturali non scalate (RR),
- Accelerogrammi naturali scalati linearmente (LSR)
- Accelerogrammi artificiali (AA) e accelerogrammi matched (SMR)

Il processo di matching si basa sull'applicazione di trasformazioni wavelet sullo spettro dei segnale delle 20 coppie di RR e LSR per abbinarli allo spettro a pericolosità uniforme (UHS) denominati rispettivamente SMR-RR e SMR-LS.



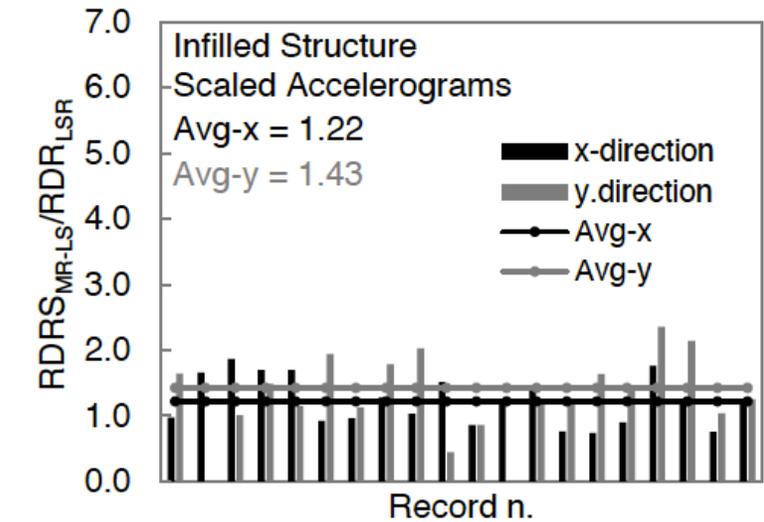
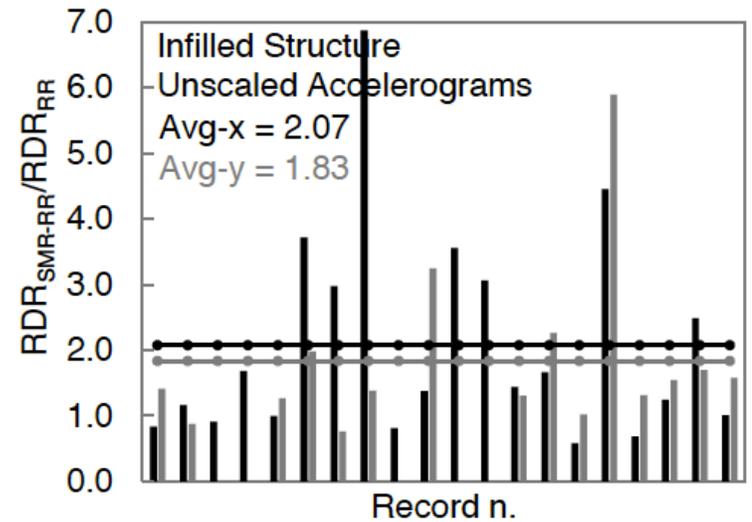
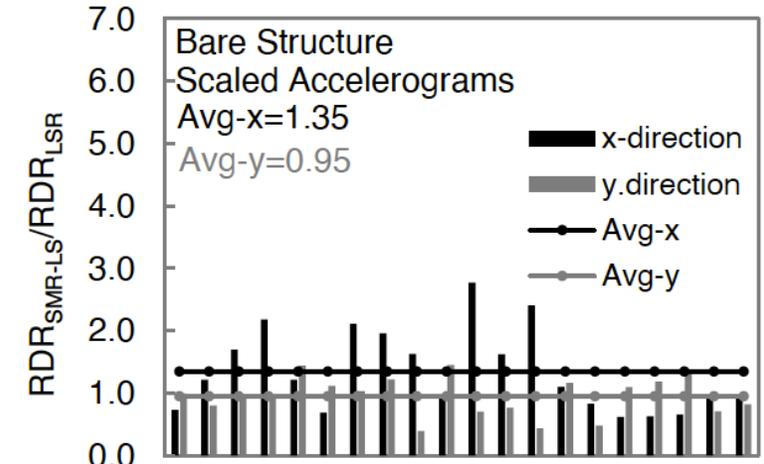
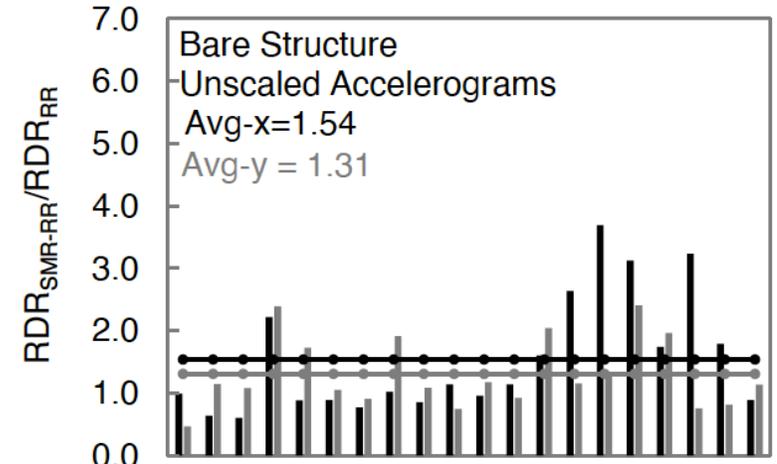
Edificio non tamponato (BF)



Edificio tamponato (IF)

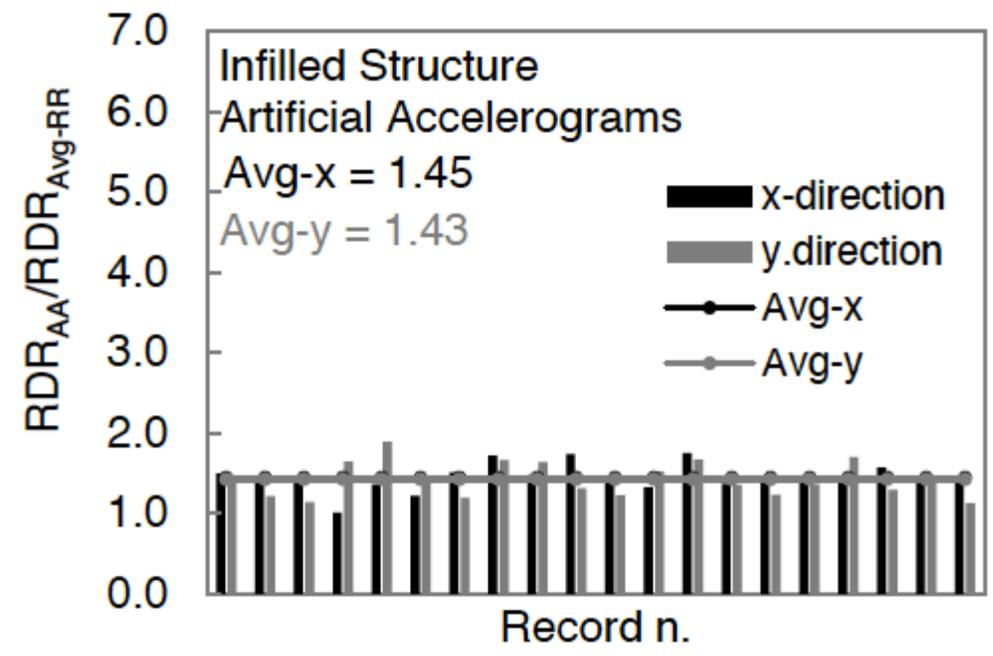
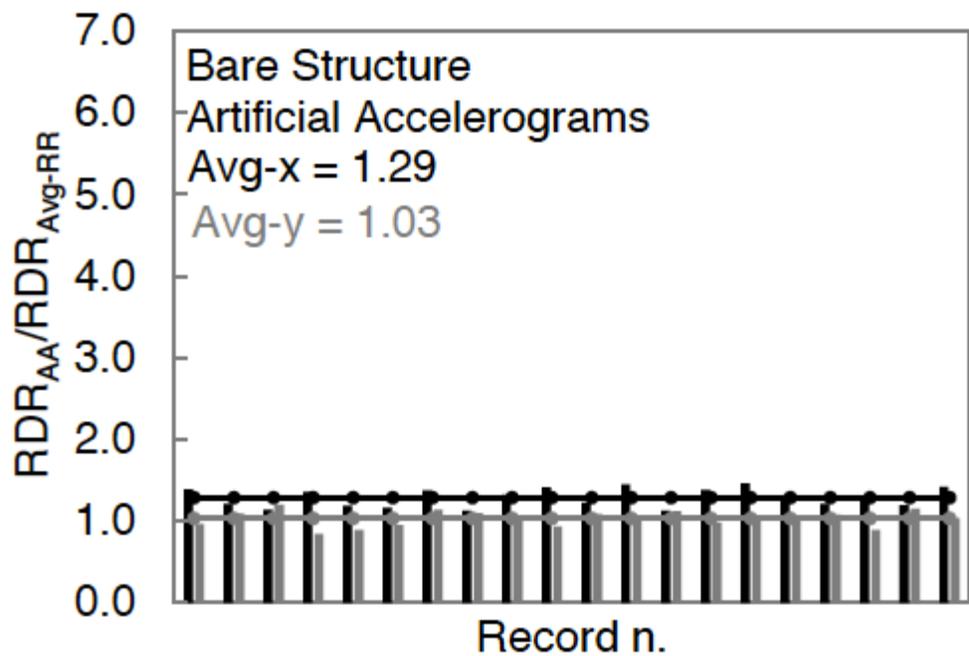
IMPATTO DELLA SELEZIONE DEGLI ACCELEROGRAMMI SULLA RISPOSTA STRUTTURALE DI UN EDIFICIO IN C.A.

- EDP : RDR spostamento del CM dell'ultimo impalcato normalizzati rispetto all'altezza dell'edificio calcolato in dir. x e y
- L'utilizzo di **accelerogrammi matched** portano ad RDRs **significativamente più alte** rispetto a **gli accelerogrammi non matched**, questo è maggiormente nel caso di utilizzo di accelerogrammi naturali non scalati (RR) mentre nel caso di accelerogrammi naturali scalati (LSR) gli effetti sono **significativamente attenuati** a causa della ridotta variabilità spettrale di LSR



IMPATTO DELLA SELEZIONE DEGLI ACCELEROGRAMMI SULLA RISPOSTA STRUTTURALE DI UN EDIFICIO IN C.A.

Gli RDR ottenute usando accelerogrammi artificiali (AA) sono più elevate di quelle ottenute usando accelerogrammi naturali non scalati (RR). In particolare per la struttura tamponata in media gli RDR ottenuti da AA sono superiori di oltre il 40% rispetto a quelli ottenuti da RR.



(source: Cantagallo C., Terrenzi M., Spacone E., Camata G. (2023) Structural demands obtained from real, scaled, spectral-matched and artificial accelerograms: analyses and comparisons, 18th World Conference on Earthquake Engineering, Milan, Italy, 18th World Conference on Earthquake Engineering, Milan, Italy)

La modellazione dello smorzamento nelle analisi non lineari può essere complessa, due delle formulazioni più usate:

Smorzamento di Rayleigh

- Modello più semplice e più utilizzato
- La matrice di smorzamento è proporzionale ad una combinazione lineare delle matrici di massa e rigidità

$$c = \alpha m + \beta k$$

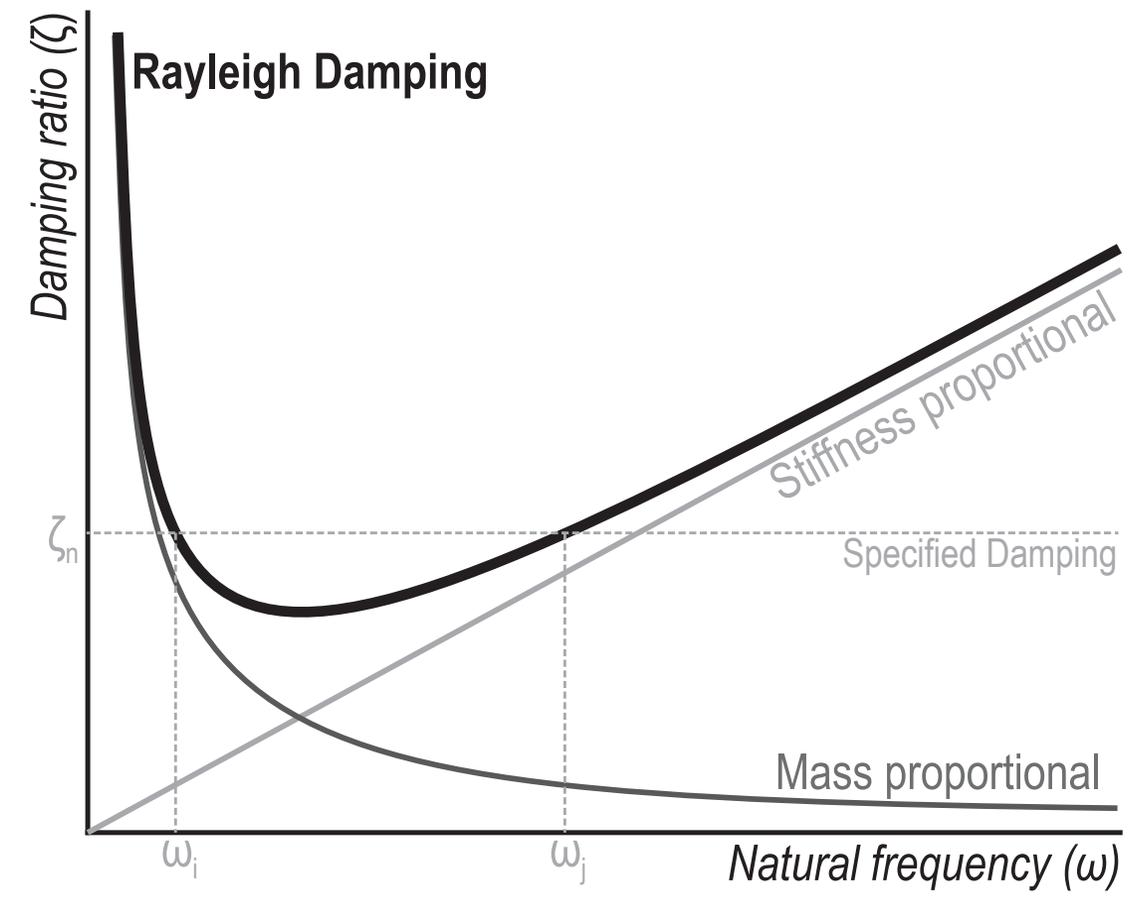
dove: m è la matrice di massa, k è la matrice di rigidità e α e β sono i coefficienti di smorzamento di Rayleigh determinati dai rapporti di smorzamento specificati per due modi/frequenze selezionate, i e j .

La matrice di rigidità può essere:

$K_{initial}$ = Rigidità iniziale

$K_{current}$ = Rigidità step corrente

$K_{committed}$ = Rigidità convergente riferita allo step precedente



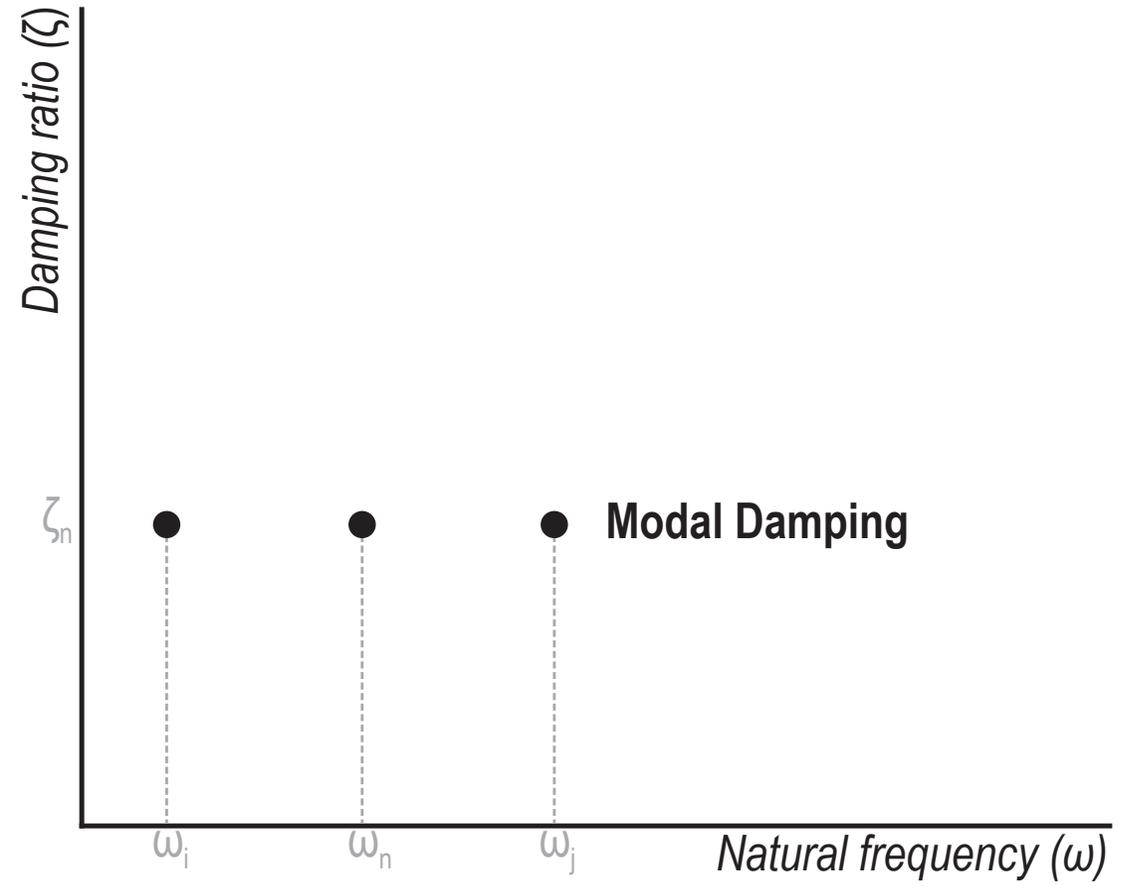
La modellazione dello smorzamento nelle analisi non lineari può essere complessa, due delle formulazioni più usate:

Smorzamento Modale

- La matrice di smorzamento modale è poco utilizzata perché è una matrice completamente popolata e la sua costruzione richiede tutte i modi e le relative frequenze

$$c = m \left(\sum_{n=1}^N \frac{2\zeta_n \omega_n}{M_n} \phi_n \phi_n^T \right)$$

dove: ζ_n è il rapporto di smorzamento nel modo n-esimo, ϕ_n è l'autovettore del modo n-esimo e M_n è la massa generalizzata del modo n-esimo





SMORZAMENTO NELLE ANALISI DINAMICHE NON LINEARI SECONDO NTC2018

Rete dei Laboratori Universitari
di Ingegneria Sismica e Strutturale



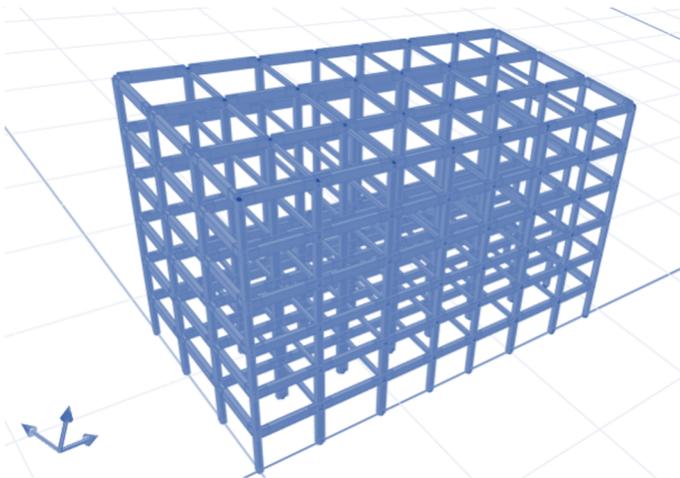
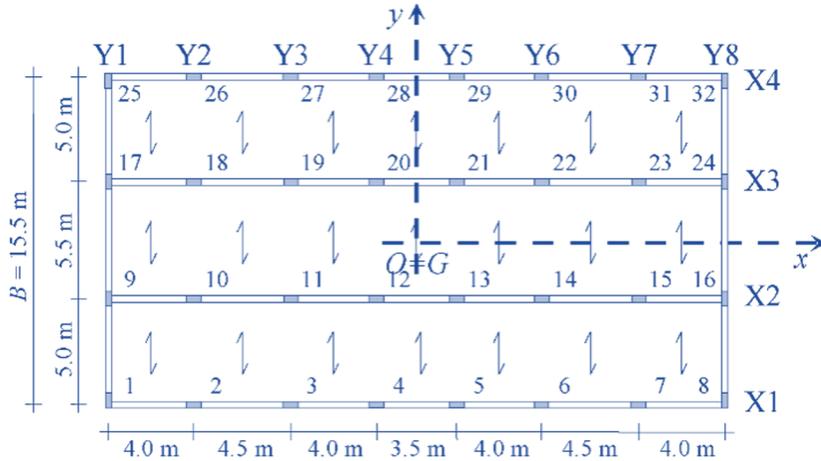
Circolare 7/2019 §C7.3.4.1 Analisi non lineare dinamica

I modelli da utilizzare per effettuare analisi non lineari dinamiche devono rispettare i requisiti del § 7.2.6 delle NTC. In particolare essi devono consentire una corretta rappresentazione degli elementi strutturali in termini di rigidezza, resistenza, e di comportamento post-elastico, dovendo rappresentare correttamente la capacità dissipativa per isteresi e i possibili fenomeni di degrado associati alle deformazioni cicliche. **Un punto cruciale, nelle analisi non lineari dinamiche, è rappresentato dalla adeguata definizione della matrice di smorzamento.**

IMPATTO DEL DAMPING SULLA RISPOSTA STRUTTURALE DI UN EDIFICIO IN C.A.

Edificio in c.a. anni '70

Progettato per soli carichi gravitazionali



- Le analisi sono state effettuate con il software OpenSees tramite il pre e post-processore STKO.
- Il modello è stato definito utilizzando una modellazione a plasticità distribuita con elemento BeamWithHinge, utilizzando per la lunghezza di cerniera plastica sezioni a fibre mentre per il resto dell'elemento sezione elastiche opportunamente tarate per tener conto della fessurazione
- La struttura del caso di studio è stata modellata con e senza tamponature, che sono stati modellati con un puntone equivalente a un modello fenomenologico

Analisi modale post-applicazione carichi gravitazionali

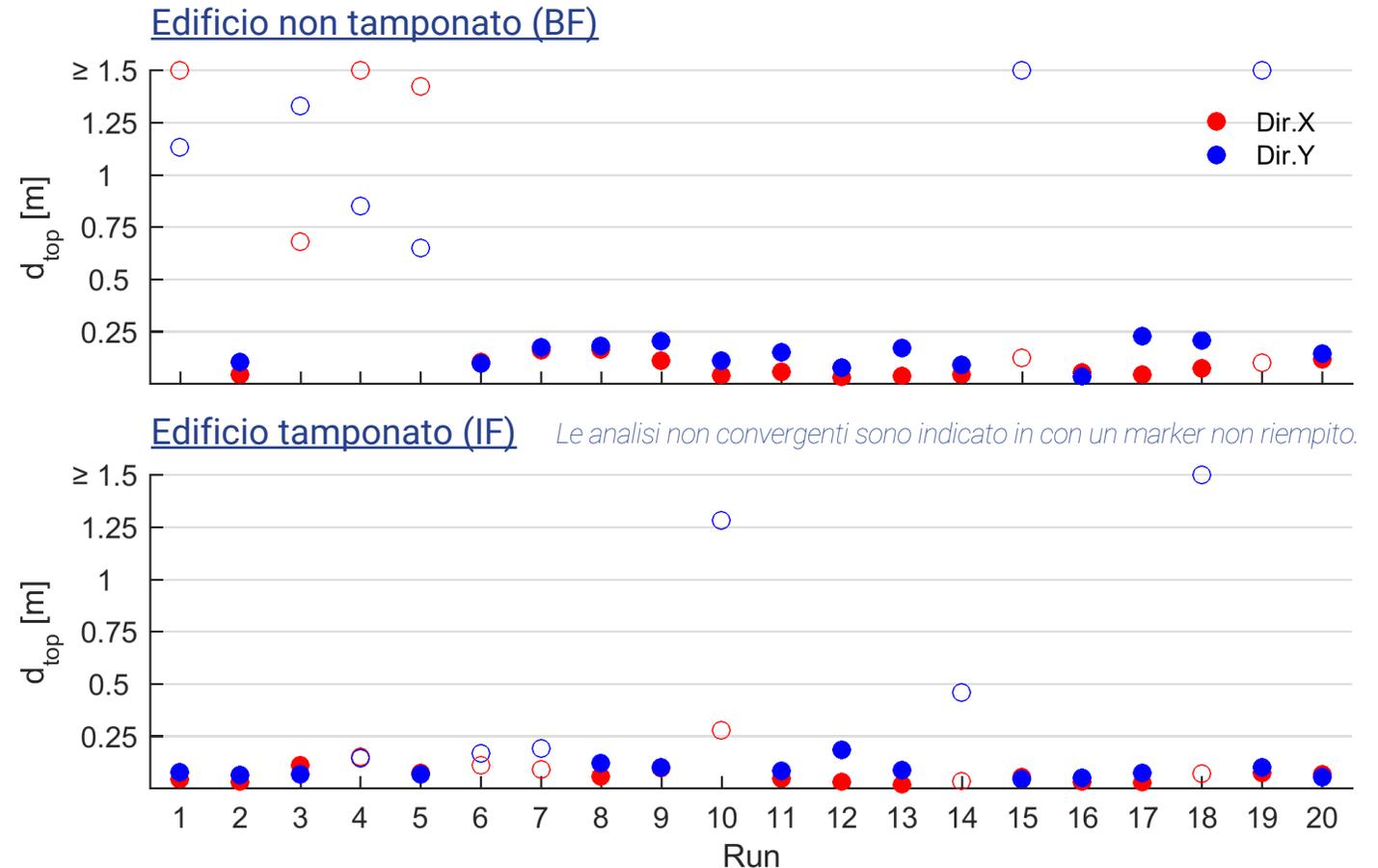
		Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 4	Mode 5	Mode 6	Mode 7
Bare Frame (BF)	T	2.60 [s]	1.48 [s]	1.21 [s]	0.78 [s]	0.47 [s]	0.41 [s]	0.40 [s]
	Mass (M_n)	78.65%	80.45%	79.34%	10.97%	10.49%	5.00%	11.02%
	Dir.	Y	Rot.	X	Y	Rot.	Y	X
Infill Frame (IF)	T	0.97 [s]	0.64 [s]	0.53 [s]	0.30 [s]	0.21 [s]	0.17 [s]	0.16 [s]
	Mass (M_n)	93.56%	70.21%	74.51%	5.41%	8.90%	4.82%	0.66%
	Dir.	Y	X	Rot.	Y	X	Rot.	Y

IMPATTO DEL DAMPING SULLA RISPOSTA STRUTTURALE DI UN EDIFICIO IN C.A.

Analisi dinamiche non lineare senza damping (solo damping isteretico)

Le analisi dinamiche non lineari sono state svolte utilizzando 20 coppie di accelerogrammi naturali non scalati (RR)

- EDP lo spostamento massimo del centro di massa dell'ultimo impalcato
- Spostamenti massimi in dir.Y (debole)
- 14 registrazioni che convergono per i modelli BF e IF.



IMPATTO DEL DAMPING SULLA RISPOSTA STRUTTURALE DI UN EDIFICIO IN C.A.

Analisi dinamiche non lineare con smorzamento :

Smorzamento di Rayleigh

- Rayleigh Damping tra due periodi :
 - T_1 il primo modo (Modo principale struttura)
 - T_2 l'ultimo modo con massa partecipante significativa ($M_n \geq 5\%$) - Edificio BF: T_7 Edificio IF: T_5
- Usando la rigidezza:
 - iniziale (K_{int})
 - committed (K_{com})
- Rapporto di smorzamento (ζ_n) compreso tra 1% to 5%

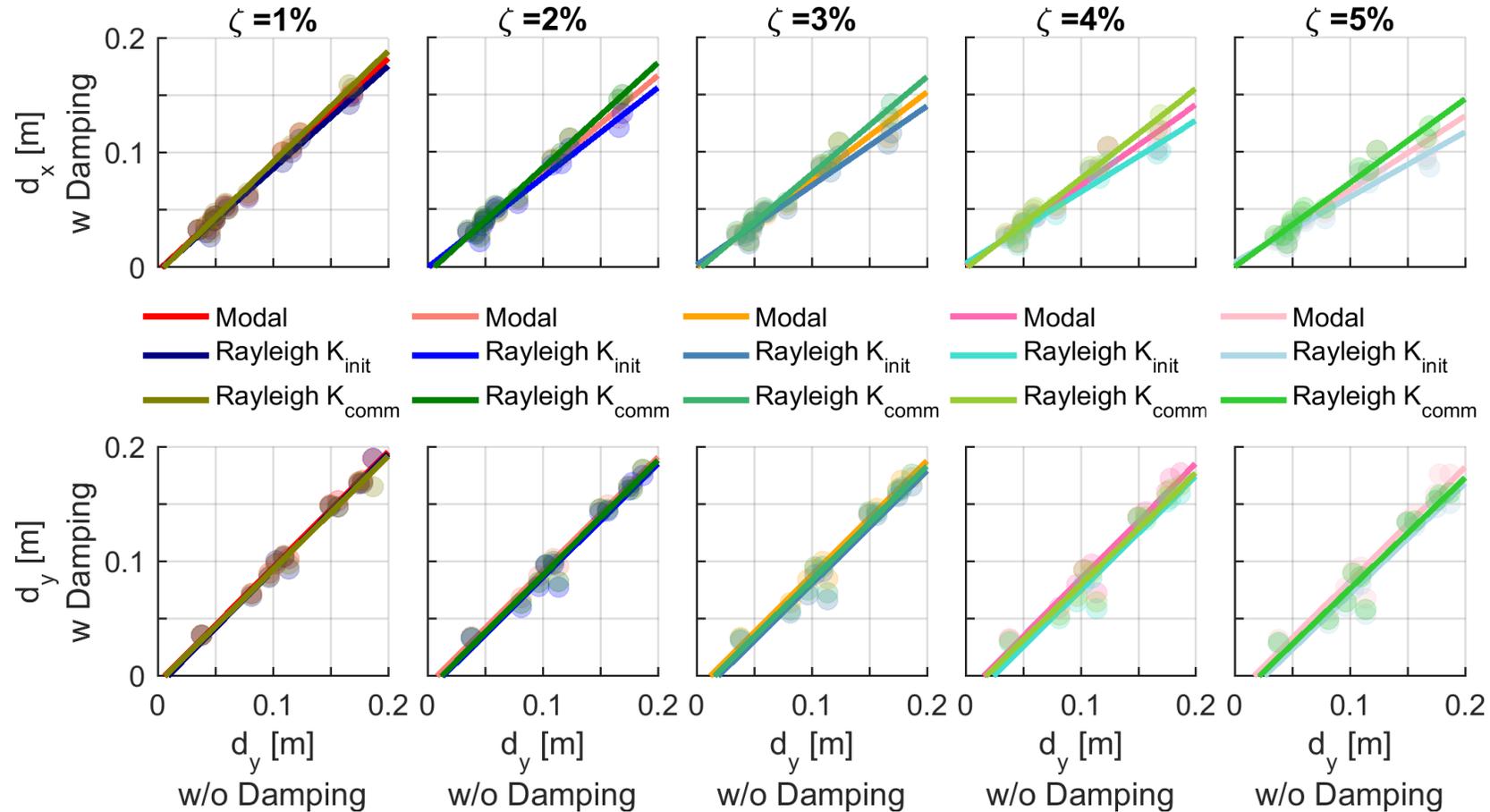
Smorzamento Modale

- Smorzamento costante sui primi 10 modi
- Rapporto di smorzamento (ζ_n) compreso tra 1% to 5%

IMPATTO DEL DAMPING SULLA RISPOSTA STRUTTURALE DI UN EDIFICIO IN C.A.

Analisi dinamiche non lineare con smorzamento di Rayleigh

- le differenze tra smorzamento modale e smorzamento di Rayleigh con K_{init} e K_{comm} sono minime e tendono ad aumentare con ζ_n
- in dir. X: il damping modale è una condizione intermedia tra K_{comm} e K_{init} .
- in dir. Y: risultati simili.

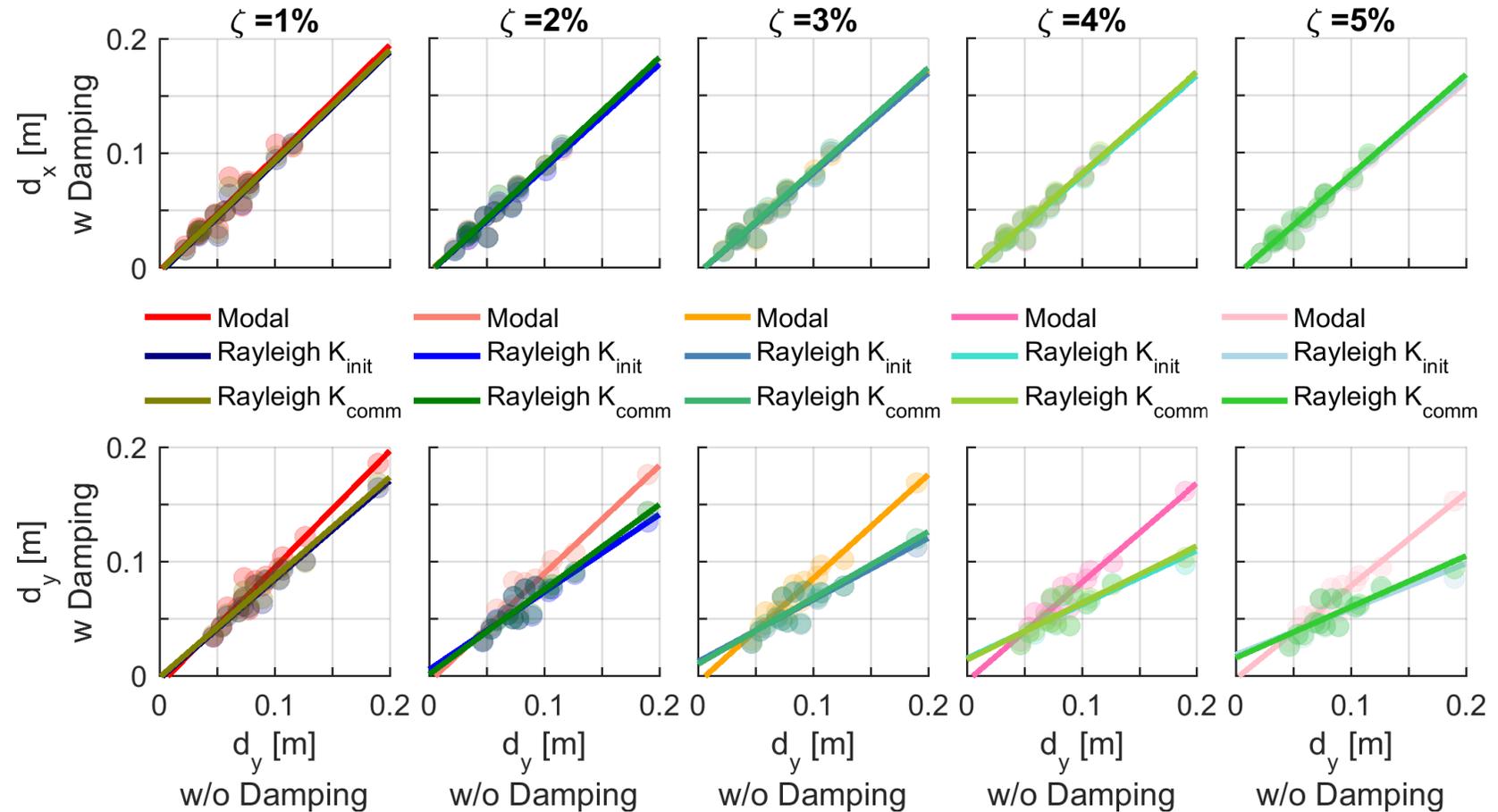


Edificio non tamponato (BF)

IMPATTO DEL DAMPING SULLA RISPOSTA STRUTTURALE DI UN EDIFICIO IN C.A.

Analisi dinamiche non lineare con smorzamento di Rayleigh

- in dir. X: risultati simili
- in dir. Y: le differenze tra smorzamento modale e smorzamento di Rayleigh con K_{init} e K_{comm} aumentano con ζ_n
- Lo smorzamento modale presenta uno smorzamento inferiore rispetto allo smorzamento di Rayleigh



Edificio tamponato (IF)

ESEMPIO APPLICATIVO ANALISI NON LINEARI SU STRUTTURE IN C.A

Soil Dynamics and Earthquake Engineering 173 (2023) 108144



Contents lists available at ScienceDirect

Soil Dynamics and Earthquake Engineering

journal homepage: www.elsevier.com/locate/soildyn



Effects of the extended N2 method on non-linear static procedures of reinforced concrete frame structures

Cristina Cantagallo^{a,*}, Marco Terrenzi^a, Francesca Barbagallo^b, Mariano Di Domenico^c, Paolo Ricci^c, Guido Camata^a, Enrico Spacone^a, Edoardo Michele Marino^b, Gerardo Mario Verderame^c

^a Department of Engineering and Geology, University "G. D'Annunzio" of Chieti-Pescara, Viale Pindaro 42, 66127, Pescara, Italy
^b Department of Civil Engineering and Architecture, University of Catania, via S. Sofia 64, 95125, Catania, Italy
^c Department of Structures for Engineering and Architecture, University of Naples Federico II, Via Claudio 21, 80125, Napoli, Italy

ARTICLE INFO

Keywords:
Earthquake engineering
Nonlinear static analysis
Pushover
Nonlinear time history analysis
Fibre section model
Hysteretic section model
N2 method
Extended N2 method
Reinforced concrete structures
Structural asymmetry

ABSTRACT

This paper intends to contribute to the validation of the extended N2 nonlinear static method of seismic analysis through the study of two existing reinforced concrete frames. The scope is to further investigate the limitations of the original N2 method in predicting the seismic response of plan asymmetric buildings and to assess the higher accuracy of the extended N2 method. The two case study buildings are representative of the Italian construction between the '70s and '90s. One is designed for gravity loads only, the other is designed according to an old seismic code. Two modelling strategies are used, one with distributed and the other with lumped plastic hinges. Three eccentricities e_{CM} between centre of mass and plan geometric centre are considered ($e_{CM} = 0\%$, 5% and 15%). The pushover analyses are carried out following the N2 method, the N2 method plus the 100:30 directional combination rule and the extended N2 method. The results are compared with those obtained from nonlinear history analyses. For each building the seismic demand is assessed for three hazard levels. The results indicate that the application of the extended N2 method significantly enhances the shape of the demand prediction, particularly for buildings with higher plan eccentricities. On the other hand, the directional combination does not significantly change the results and should be neglected.

1. Introduction

An accurate evaluation of the seismic response of buildings is a fundamental prerequisite for the safe design of new buildings and the reliable assessment of the seismic performance of existing buildings. Seismic codes provide structural engineers with a variety of methods of analysis. Linear methods of analysis are widely employed in practice because they are simple to apply, require a low computational cost, provide a compact representation of the seismic demand and structural engineers are very familiar with them after decades of use. Linear methods of analysis are effective for the design of new buildings but may be too approximate and conservative for the seismic assessment of existing buildings, whose collapse mechanisms and ductility capacity are not known a priori. Nonlinear methods of analysis should be

recommended to determine the most critical response mechanisms of existing buildings, particularly in the case of structures that were designed for gravity loads only. There is no doubt that Nonlinear Time History Analyses (NTHAs) provide the most accurate and realistic assessment of the seismic response of a building. Nevertheless, nonlinear static (or PushOver - PO) methods are often the preferred nonlinear methods of analysis in design practice due to their simplicity, lower computational cost, and limited output data.

The original N2 method was formulated for plane frames governed by their fundamental mode of vibration [1,2]. This is often the case of low-rise buildings with both plan- and height-regularity. The Italian (D. M. 17/01/2018, Norme Tecniche per le Costruzioni 2018, NTC2018, [3]) and European (Eurocode 8, EC8, [4]) seismic codes enforce the N2 method developed by Fajfar and its co-authors in its original formulation



Soil Dynamics and Earthquake Engineering 173 (2023) 108144

Contents lists available at ScienceDirect

Soil Dynamics and Earthquake Engineering

journal homepage: www.elsevier.com/locate/soildyn



Effects of the extended N2 method on non-linear static procedures of reinforced concrete frame structures

Cristina Cantagallo^{a,*}, Marco Terrenzi^a, Francesca Barbagallo^b, Mariano Di Domenico^c, Paolo Ricci^c, Guido Camata^a, Enrico Spacone^a, Edoardo Michele Marino^b, Gerardo Mario Verderame^c

^a Department of Engineering and Geology, University "G. D'Annunzio" of Chieti-Pescara, Viale Pindaro 42, 66127, Pescara, Italy
^b Department of Civil Engineering and Architecture, University of Catania, via S. Sofia 64, 95125, Catania, Italy
^c Department of Structures for Engineering and Architecture, University of Naples Federico II, Via Claudio 21, 80125, Napoli, Italy

ARTICLE INFO

Keywords:
Earthquake engineering
Nonlinear static analysis
Pushover
Nonlinear time history analysis
Fibre section model
Hysteretic section model
N2 method
Extended N2 method
Reinforced concrete structures
Structural asymmetry

ABSTRACT

This paper intends to contribute to the validation of the extended N2 nonlinear static method of seismic analysis through the study of two existing reinforced concrete frames. The scope is to further investigate the limitations of the original N2 method in predicting the seismic response of plan asymmetric buildings and to assess the higher accuracy of the extended N2 method. The two case study buildings are representative of the Italian construction between the '70s and '90s. One is designed for gravity loads only, the other is designed according to an old seismic code. Two modelling strategies are used, one with distributed and the other with lumped plastic hinges. Three eccentricities e_{CM} between centre of mass and plan geometric centre are considered ($e_{CM} = 0\%$, 5% and 15%). The pushover analyses are carried out following the N2 method, the N2 method plus the 100:30 directional combination rule and the extended N2 method. The results are compared with those obtained from nonlinear history analyses. For each building the seismic demand is assessed for three hazard levels. The results indicate that the application of the extended N2 method significantly enhances the shape of the demand prediction, particularly for buildings with higher plan eccentricities. On the other hand, the directional combination does not significantly change the results and should be neglected.

* Corresponding author.

E-mail addresses: cristina.cantagallo@unich.it (C. Cantagallo), marco.terrenzi@unich.it (M. Terrenzi), barbago@dia.unict.it (F. Barbagallo), mariano.di.domenico@unisa.it (M. Di Domenico), paolo.ricci@unisa.it (P. Ricci), guido.camata@unich.it (G. Camata), spacone@unich.it (E. Spacone), edoardo.marino@unict.it (E.M. Marino), verderam@unisa.it (G.M. Verderame).

<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2023.108144>

Received 16 March 2023; Received in revised form 7 July 2023; Accepted 21 July 2023

0267-7261/© 2023 The Authors. Published by Elsevier Ltd. This is an open access article under the CC BY license (<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>).

ESEMPIO APPLICATIVO ANALISI NON LINEARI SU STRUTTURE IN C.A

Soil Dynamics and Earthquake Engineering 172 (2023) 107970



Influence of the modelling approach on the seismic assessment of RC structures by nonlinear static analyses

Francesca Barbagallo ^{a,*}, Mariano Di Domenico ^b, Marco Terrenzi ^c, Cristina Cantagallo ^c,
Edoardo Michele Marino ^a, Paolo Ricci ^b, Gerardo Mario Verderame ^b, Guido Camata ^c,
Enrico Spacone ^c

^a Department of Civil Engineering and Architecture, University of Catania, via S. Sofia 64, 95125, Catania, Italy
^b Department of Structures for Engineering and Architecture, University of Naples Federico II, Via Claudio 21, 80125, Napoli, Italy
^c Department of Engineering and Geology, University "G. D'Annunzio" of Chieti-Pescara, Viale Pindaro 42, 65127, Pescara, Italy

ARTICLE INFO

Keywords:
RC frames
Lumped plasticity frame elements
Distributed plasticity frame elements
Fibre section
In-plan asymmetry
Seismic response
Pushover analysis

ABSTRACT

Different modelling approaches are available for the evaluation of the nonlinear response of structures. The goals of this paper are to determine the implications of two frame modelling strategies, one based on lumped plasticity and the other on distributed plasticity combined with a fibre section modelling, to assess the differences in predicting the structural response of existing RC framed buildings, and to provide guidelines on the range of applicability of the two different modelling approaches. The study is carried out using two RC framed buildings as studies. Both buildings are characterized by seismic deficiencies typical of existing buildings belonging to the Mediterranean building stocks, but with different ductility capacities and collapse mechanisms. For each case study, two 3D numerical models are built in OpenSees, considering the above mentioned models. For each plan direction, two pushover analyses are run on each numerical model with two distributions of forces. The seismic response is assessed at the Damage Limitation (DL), Significant Damage (SD) and Near Collapse (NC) limit states. The seismic responses assessed by the two numerical models showed that the lumped phenomenological plastic hinge model tends to provide more conservative results than the distributed plasticity, fibre-section model, leading to relevant differences especially in case of structures with a low ductile behaviour.

1. Introduction

Even though seismic resistant buildings are designed to withstand earthquakes, they undergo significant inelastic deformations under strong earthquakes. This issue is more significant for buildings designed according to old seismic codes that do not comply with modern capacity design criteria, or for buildings designed for gravity loads only. Seismic assessment of existing structures often relies on nonlinear analysis to evaluate the structural response beyond the elastic range and structural members must be modelled as inelastic components. Nonlinear analyses of structures have been for decades very popular tools among researchers that operate in the field of seismic engineering and today nonlinear static analyses (or pushover, PO) have become an everyday tool for professional use. Different modelling strategies are available for

the description of the nonlinear response of the structural components.

Nonlinear models of structural components can be distinguished based on how plasticity is distributed through the cross section and along the length of the member [1]. The most representative nonlinear frame models fall into two main categories: lumped plasticity and distributed plasticity models. In lumped plasticity models, the inelastic deformations of the structural members are concentrated at the member ends, which are generally simulated by lumped springs. The response of the end springs is often based on phenomenological laws that describe nonlinear moment-curvature or moment-rotation laws [2,3]. In this approach, axial force-bending moment interaction is not taken into account. However, if the phenomenological model is calibrated based on experimental data, it can account for cyclic strength and stiffness degradations [3,4], pinching behaviour [5] or it can even reproduce

* Corresponding author.

E-mail addresses: francesca.barbagallo@unicat.it (F. Barbagallo), mariano.di.domenico@unina.it (M. Di Domenico), marco.terrenzi@unich.it (M. Terrenzi), cristina.cantagallo@unich.it (C. Cantagallo), edoardo.marino@unicat.it (E.M. Marino), paolo.ricci@unina.it (P. Ricci), verderame@unina.it (G.M. Verderame), guido.camata@unich.it (G. Camata), spacone@unich.it (E. Spacone).

<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2023.107970>

Received 2 February 2023; Received in revised form 31 March 2023; Accepted 12 April 2023
0267-7261/© 2023 Elsevier Ltd. All rights reserved.

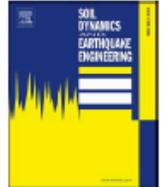
Soil Dynamics and Earthquake Engineering 172 (2023) 107970



Contents lists available at ScienceDirect

Soil Dynamics and Earthquake Engineering

journal homepage: www.elsevier.com/locate/soildyn



Influence of the modelling approach on the seismic assessment of RC structures by nonlinear static analyses

Francesca Barbagallo ^{a,*}, Mariano Di Domenico ^b, Marco Terrenzi ^c, Cristina Cantagallo ^c,
Edoardo Michele Marino ^a, Paolo Ricci ^b, Gerardo Mario Verderame ^b, Guido Camata ^c,
Enrico Spacone ^c

^a Department of Civil Engineering and Architecture, University of Catania, via S. Sofia 64, 95125, Catania, Italy
^b Department of Structures for Engineering and Architecture, University of Naples Federico II, Via Claudio 21, 80125, Napoli, Italy
^c Department of Engineering and Geology, University "G. D'Annunzio" of Chieti-Pescara, Viale Pindaro 42, 65127, Pescara, Italy

ARTICLE INFO

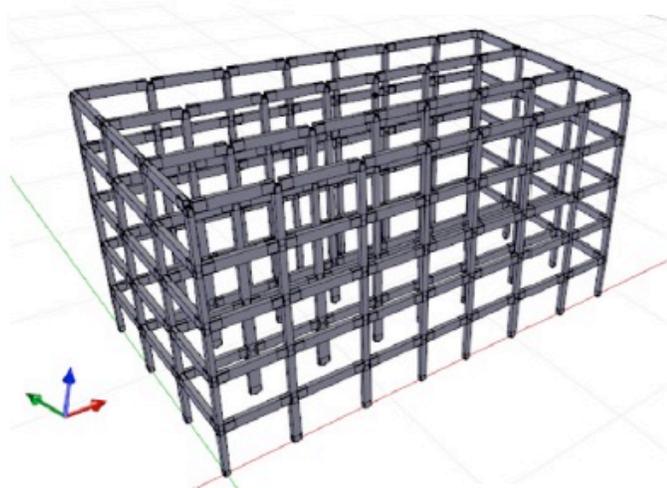
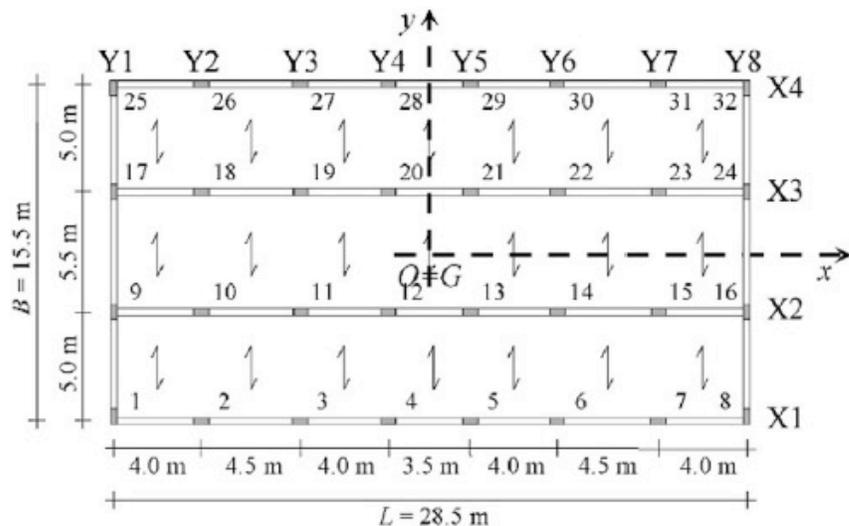
Keywords:
RC frames
Lumped plasticity frame elements
Distributed plasticity frame elements
Fibre section
In-plan asymmetry
Seismic response
Pushover analysis

ABSTRACT

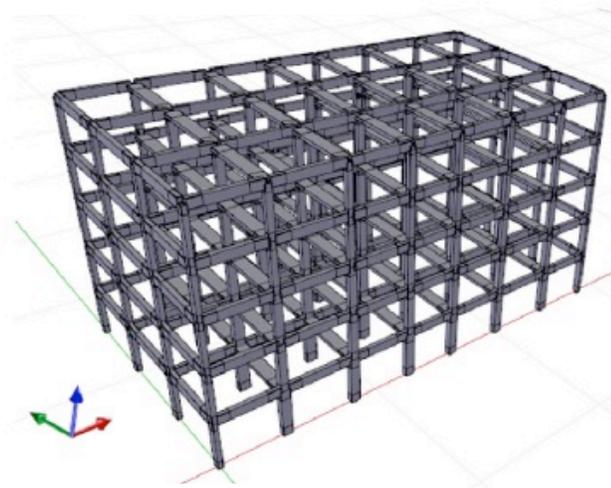
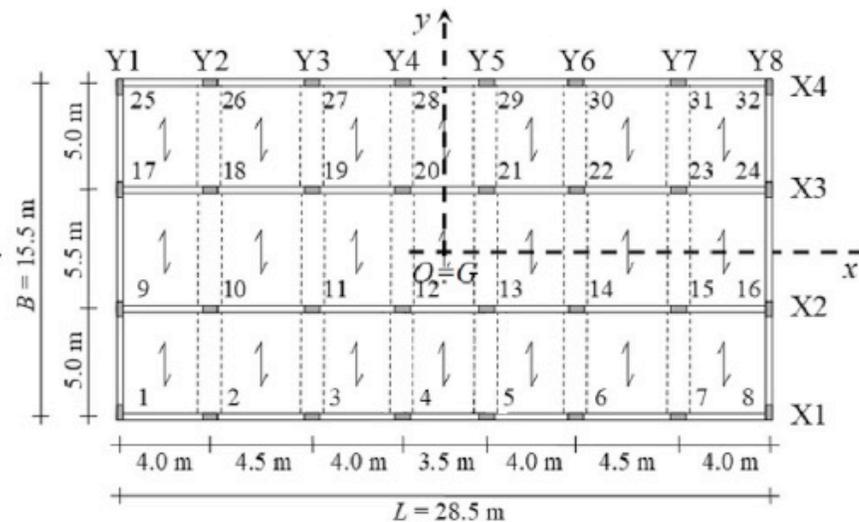
Different modelling approaches are available for the evaluation of the nonlinear response of structures. The goals of this paper are to determine the implications of two frame modelling strategies, one based on lumped plasticity and the other on distributed plasticity combined with a fibre section modelling, to assess the differences in predicting the structural response of existing RC framed buildings, and to provide guidelines on the range of applicability of the two different modelling approaches. The study is carried out using two RC framed buildings as studies. Both buildings are characterized by seismic deficiencies typical of existing buildings belonging to the Mediterranean building stocks, but with different ductility capacities and collapse mechanisms. For each case study, two 3D numerical models are built in OpenSees, considering the above mentioned models. For each plan direction, two pushover analyses are run on each numerical model with two distributions of forces. The seismic response is assessed at the Damage Limitation (DL), Significant Damage (SD) and Near Collapse (NC) limit states. The seismic responses assessed by the two numerical models showed that the lumped phenomenological plastic hinge model tends to provide more conservative results than the distributed plasticity, fibre-section model, leading to relevant differences especially in case of structures with a low ductile behaviour.

ESEMPIO APPLICATIVO ANALISI NON LINEARI SU STRUTTURE IN C.A

Edificio progettato per soli carichi gravitazionali (GL)



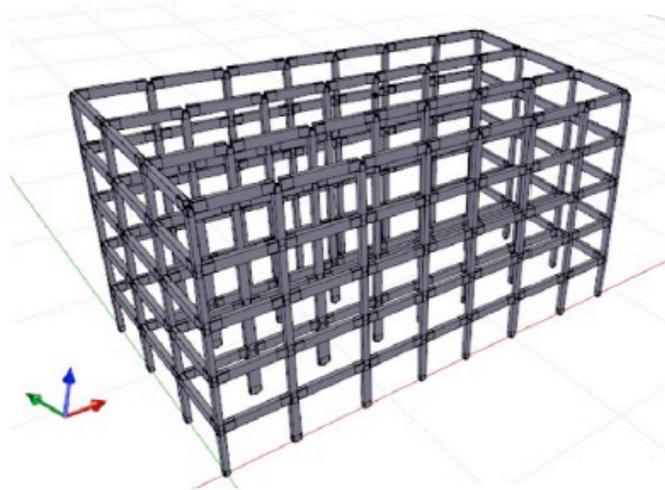
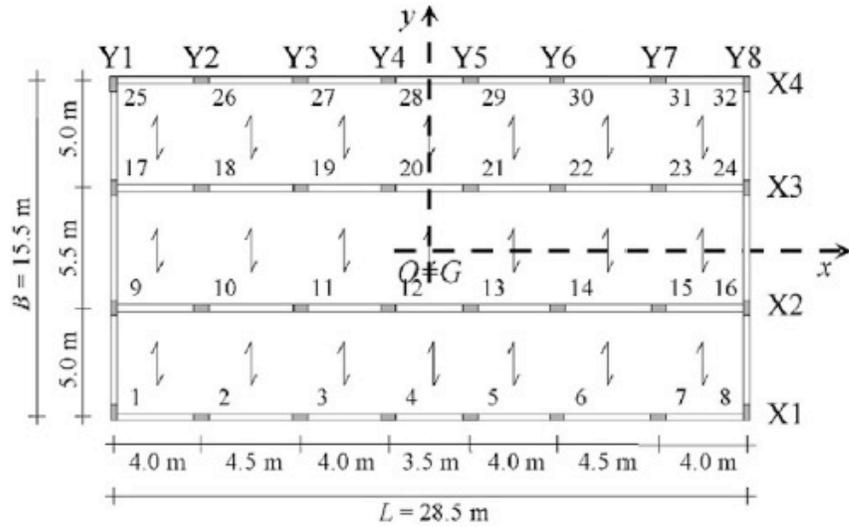
Edificio progettato sismico (SR)



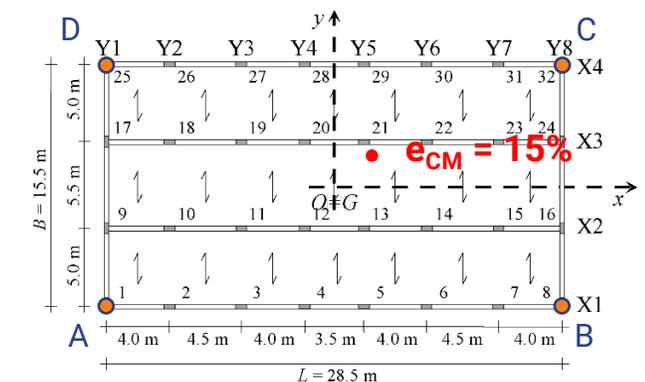
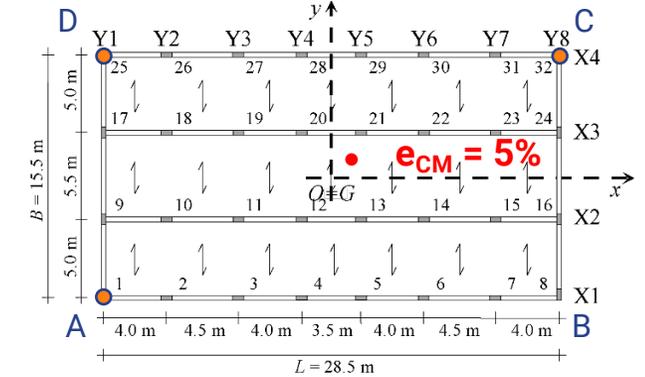
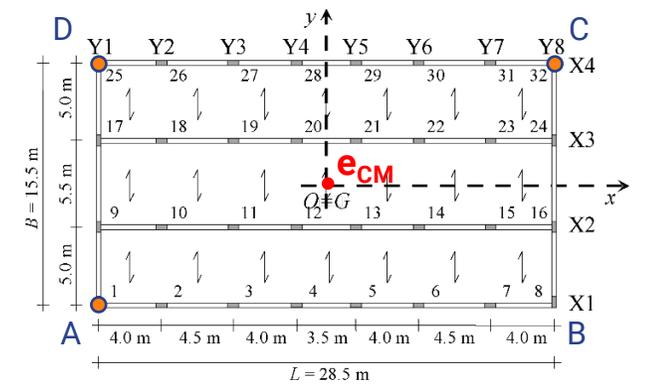
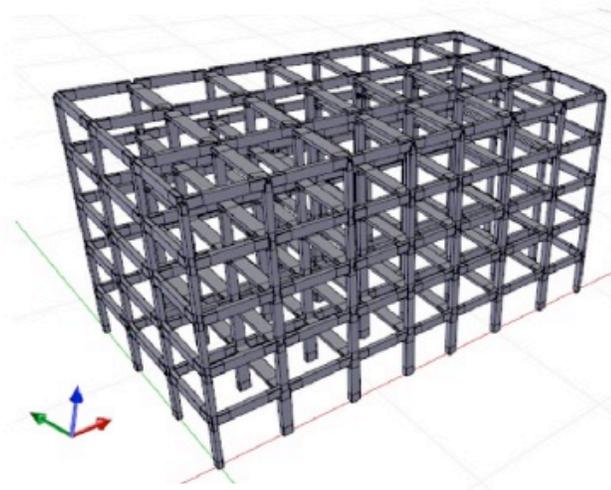
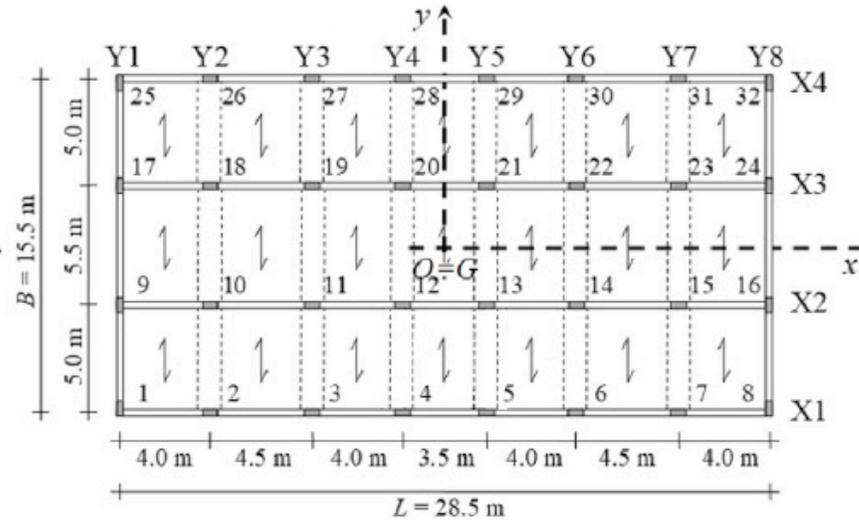
- Edificio a 5 piani
- 2 tipologie di edifici esistenti :
 - edificio progettato per soli carichi gravitazionali (GL),
 - edificio progettato sismicamente (SR)
- struttura intelaiata in cemento armato
- materiali :
Rck=25 MPa e FeB38k
- 3 diverse eccentricità

ESEMPIO APPLICATIVO ANALISI NON LINEARI SU STRUTTURE IN C.A

Edificio progettato per soli carichi gravitazionali (GL)

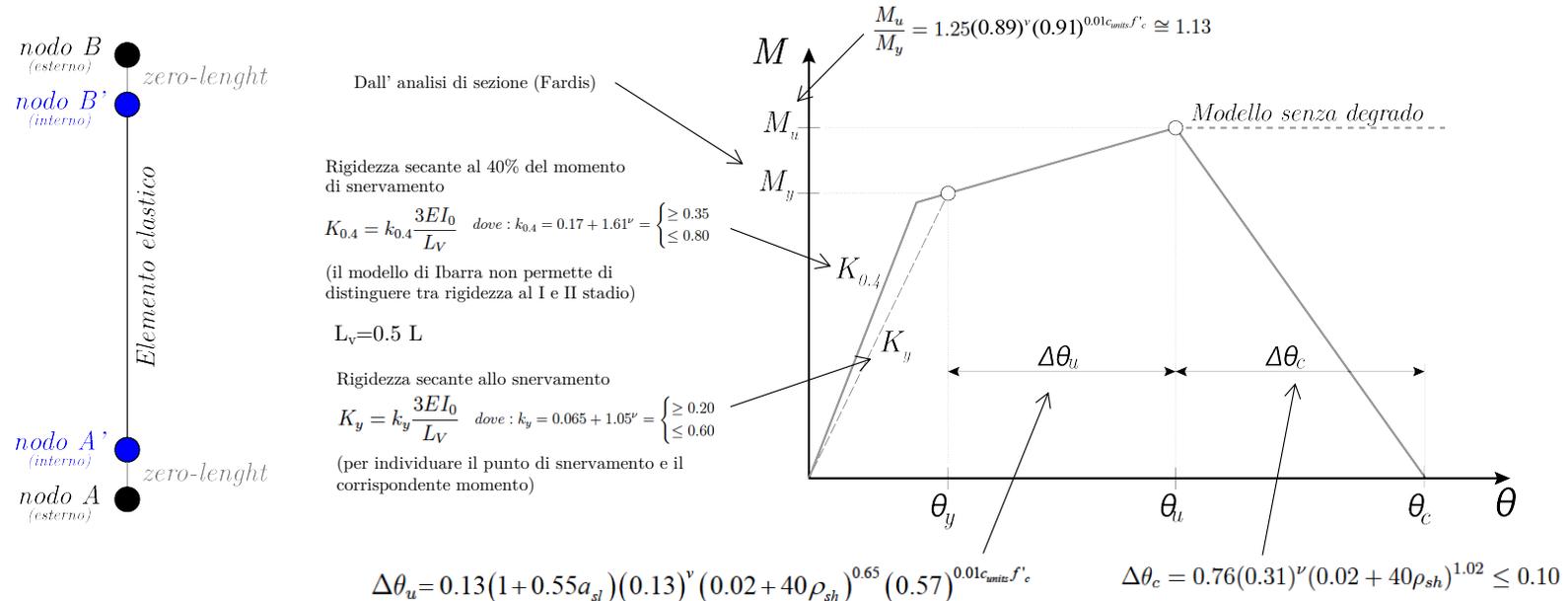


Edificio progettato sismico (SR)



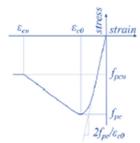
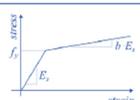
ESEMPIO APPLICATIVO ANALISI NON LINEARI SU STRUTTURE IN C.A

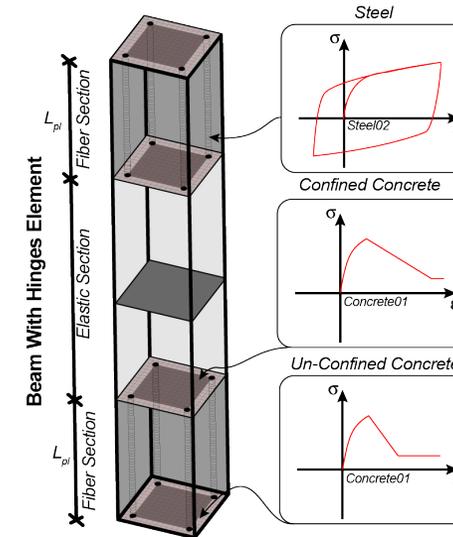
- Le analisi sono state effettuate con il software OpenSees
- Due differenti modellazioni non lineare:
 - Modellazione a plasticità concentrata con cerniere fenomenologiche (Modello H)
 - Il modello di cerniere è quello di Ibarra et al.
 - Elemento plasticità concentrata (doppio nodo + zeroLength + elemento elastico)
 - Legame costitutivo ciclico degradante: trilineare di Ibarra et al. (ModIMKPeakOriented in OpenSees)
 - Parametri del modello: My Fardis, soglie (θ_u e θ_c) e rigidezza fessurata K40 (Haselton & Deierlein)
 - Correzione rigidezze in serie, cerniera ed elemento elastico (Ibarra et al., 2005)



ESEMPIO APPLICATIVO ANALISI NON LINEARI SU STRUTTURE IN C.A

- Le analisi sono state effettuate con il software OpenSees
- Due differenti modellazioni non lineare (solo modellazione flessionale):
 - Modellazione a plasticità concentrata con cerniere fenomenologiche (Modello H)
 - Modellazione a plasticità distribuita con sezioni a fibre (Modello F)
- Elemento BeamWithHinges (M. H. Scott & Fenves, 2006)
- Lunghezza cerniera plastica (pari alla profondità della sezione) con sezioni a fibre e resto dell'elemento con sezione elastica

	Concrete	Non-confined concrete (GL building)	Confined concrete (SR building)	Columns
			Beams	
	Constitutive laws Mean compressive strength Strain at maximum strength Strain at crushing strength Crushing strength	Concrete01 $f_{pc} = 28 \text{ MPa}$ $\epsilon_{c0} = 2.5\%$ $\epsilon_{cu} = 3.5\%$ $f_{pcu} = 5.6 \text{ MPa}$	Concrete01 $f_{pc} = 29.55 \text{ MPa}$ $\epsilon_{c0} = 2.64\%$ $\epsilon_{cu} = 13.3\%$ $f_{pcu} = 5.91 \text{ MPa}$	Concrete01 $f_{pc} = 31.58 \text{ MPa}$ $\epsilon_{c0} = 2.82\%$ $\epsilon_{cu} = 21.2\%$ $f_{pcu} = 6.32 \text{ MPa}$
	Steel	FeB38k (GL building)	FeB38k (SR building)	
	Constitutive laws Elastic Modulus Yield strength Strain-hardening ratio	Steel01 $E_s = 206000 \text{ MPa}$ $f_y = 400 \text{ MPa}$ $b = 0.0049$	Steel01 $E_s = 206000 \text{ MPa}$ $f_y = 450 \text{ MPa}$ $b = 0.0049$	



- Sono stati considerati gli effetti P- Δ
- Impalcati modellati con il vincolo di diaframma rigido

ESEMPIO APPLICATIVO ANALISI NON LINEARI SU STRUTTURE IN C.A

	Structure $e_{CM} = 0\%$				Structure $e_{CM} = 5\%$				Structure $e_{CM} = 15\%$			
	T [s]	Mx	My	Rz	T [s]	Mx	My	Rz	T [s]	Mx	My	Rz
GL - F	2.118	0.00%	78.72%	0.00%	2.129	0.00%	78.34%	0.41%	2.215	0.26%	75.69%	3.00%
	1.227	0.00%	0.00%	80.58%	1.232	4.18%	0.37%	75.94%	1.258	22.91%	2.76%	54.41%
	1.007	78.98%	0.00%	0.00%	0.998	74.79%	0.01%	4.23%	0.940	55.77%	0.20%	23.25%
GL - H	2.12	0.00%	81.00%	0.00%	2.14	0.00%	80.00%	1.00%	2.26	0.60%	74.34%	6.18%
	1.44	0.00%	0.00%	81.89%	1.44	5.69%	1.00%	75.00%	1.44	23.31%	5.92%	51.68%
	1.20	78.47%	0.00%	0.00%	1.19	72.76%	0.00%	5.85%	1.107	54.43%	0.70%	25.12%
SR - F	1.359	0.00%	76.57%	0.00%	1.370	0.01%	75.63%	0.95%	1.452	0.66%	70.23%	5.82%
	0.903	0.00%	0.00%	77.34%	0.908	8.41%	0.89%	67.96%	0.927	32.91%	5.35%	38.75%
	0.801	76.69%	0.00%	0.00%	0.790	68.26%	0.04%	8.44%	0.730	43.11%	0.96%	32.80%
SR - H	1.72	0.00%	79.12%	0.00%	1.74	0.00%	78.19%	1.00%	1.84	7.80%	72.30%	6.19%
	1.29	0.00%	0.00%	79.40%	1.30	12.77%	1.00%	65.58%	1.32	37.24%	5.67%	35.86%
	1.02	77.50%	0.00%	0.00%	1.03	64.92%	0.00%	13.06%	0.94	39.62%	2.00%	37.67%

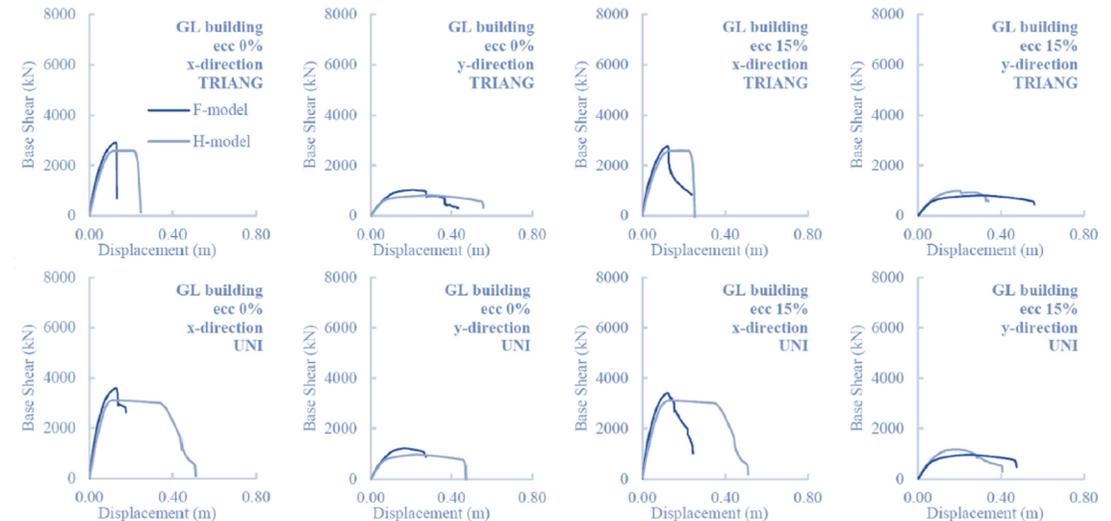
- Nel caso dell'edificio GL avendo un numero di telai diversi (4 in x e 2 perimetrali in y) nelle due direzioni si riscontrano periodi diversi cosa che non avviene per l'edificio SR
- I tre modi risultano essere disaccoppiati per $e_{CM} = 0\%$ con grado di accoppiamento crescente con e_{CM} .

ESEMPIO APPLICATIVO ANALISI NON LINEARI SU STRUTTURE IN C.A

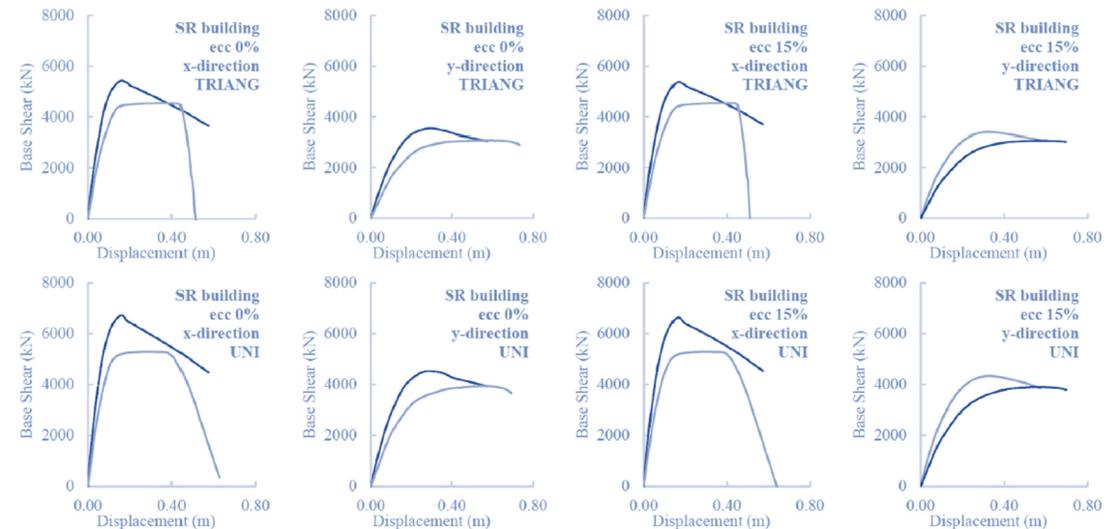
Analisi statiche non lineari

- L'edificio **SR**, ha una capacità maggiore rispetto al l'edificio **GL**
- Le curve in **dir. Y** mostrano una maggiore duttilità e sono **meno resistente** rispetto a quelli in **dir. X**
- **L'eccentricità non modifica** significativamente le curve di pushover
- Nei **modelli H** gli spostamenti sono **generalmente maggiori** rispetto il modello F dovuto ad una maggiore flessibilità iniziale

Edificio GL



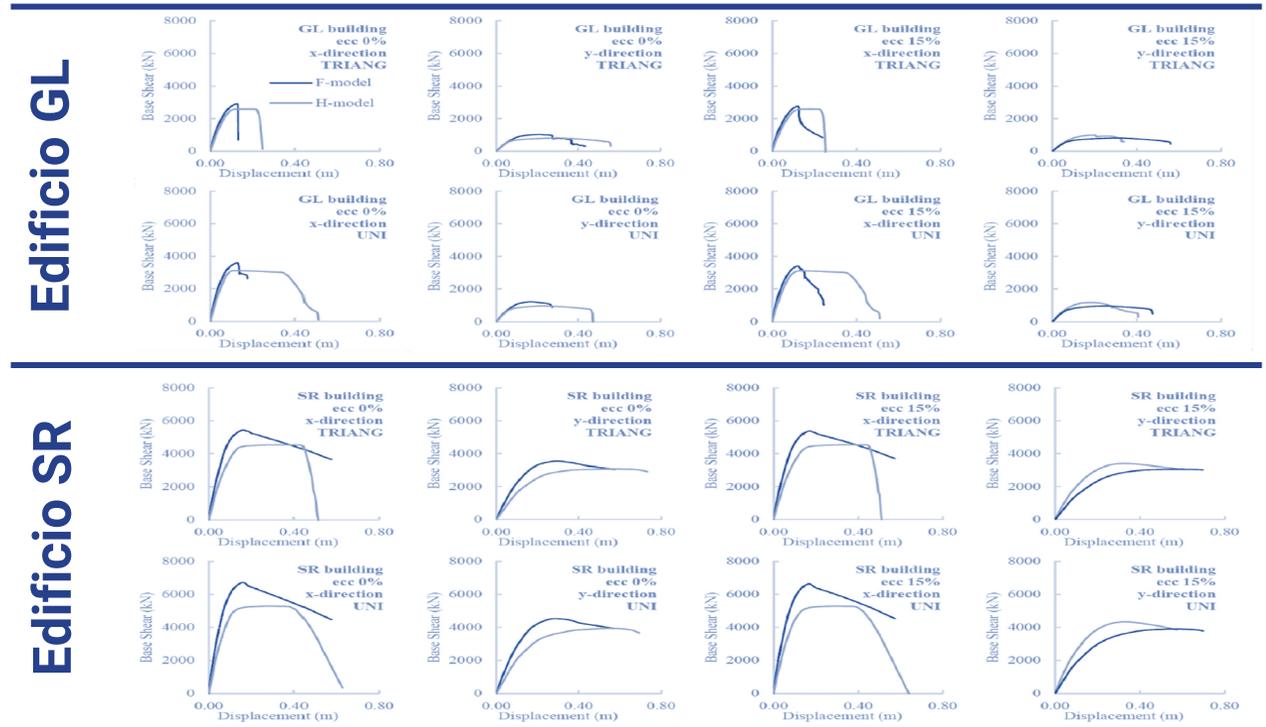
Edificio SR



ESEMPIO APPLICATIVO ANALISI NON LINEARI SU STRUTTURE IN C.A

Analisi statiche non lineari

- L'edificio **SR**, ha una capacità maggiore rispetto al l'edificio **GL**
- Le curve in **dir. Y** mostrano una maggiore duttilità e sono **meno resistente rispetto a quelli in dir. X**
- **L'eccentricità non modifica** significativamente le curve di pushover
- Nei **modelli H** gli spostamenti sono **generalmente maggiori** rispetto il modello **F** dovuto ad una maggiore flessibilità iniziale



La domanda fornita dalle analisi PO viene determinata mediante:

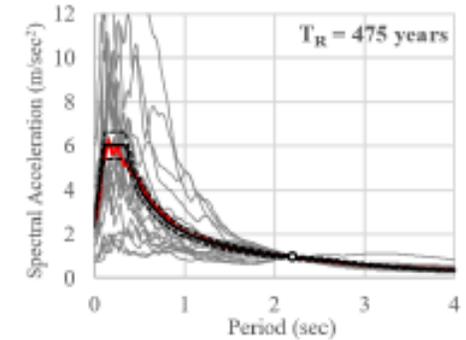
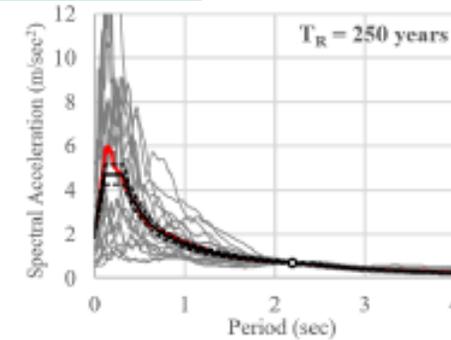
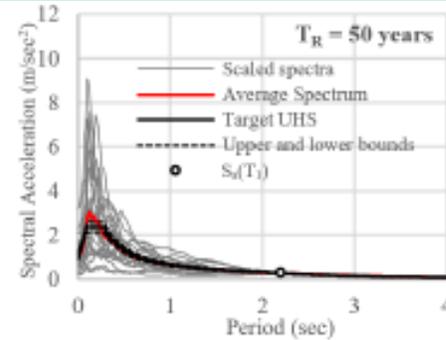
- metodo N2
- metodo N2 corretto dalla regola della combinazione 100:30
- metodo N2 esteso

ESEMPIO APPLICATIVO ANALISI NON LINEARI SU STRUTTURE IN C.A

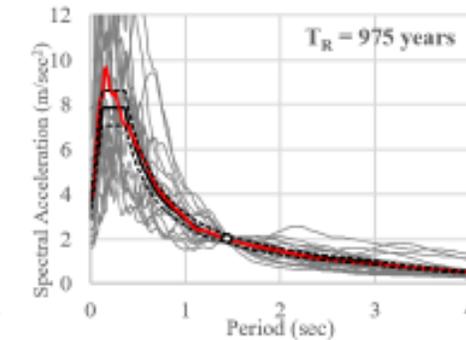
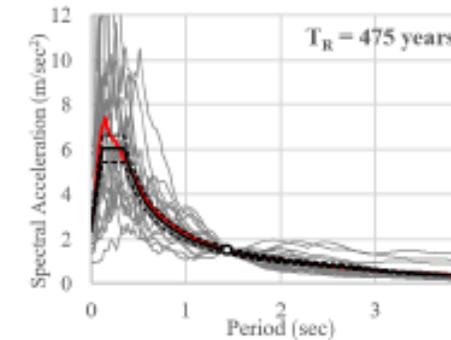
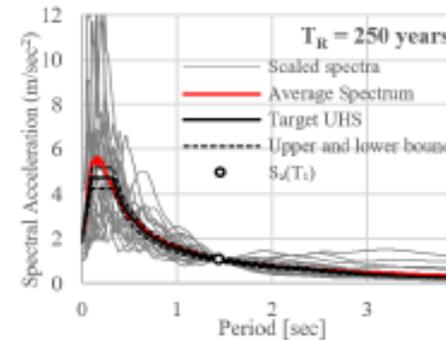
Analisi dinamica non lineari – Selezione accelerogrammi

- Il sito di riferimento è L'Aquila – Cat. A
- La selezione dei record è stata effettuata per tre diversi livelli di pericolo.
 - GL : $T_R = 50, 250, 475$ anni
 - SR: $T_R = 250, 475, 975$ anni
- Database utilizzati : la base europea ESD e la base di dati ESM
- La selezione per l'edificio GL è uguale per i modelli F e H perché i periodi dei due modelli sono uguali

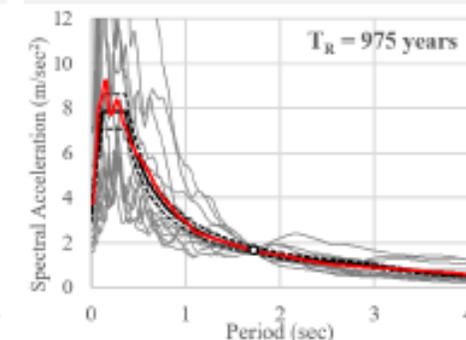
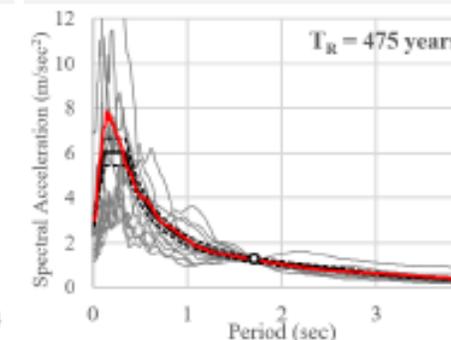
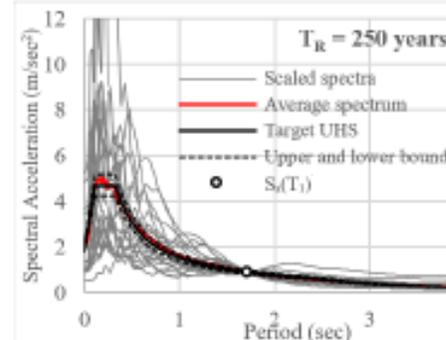
Edificio GL-F e GL-H



Edificio SR-F



Edificio SR-H

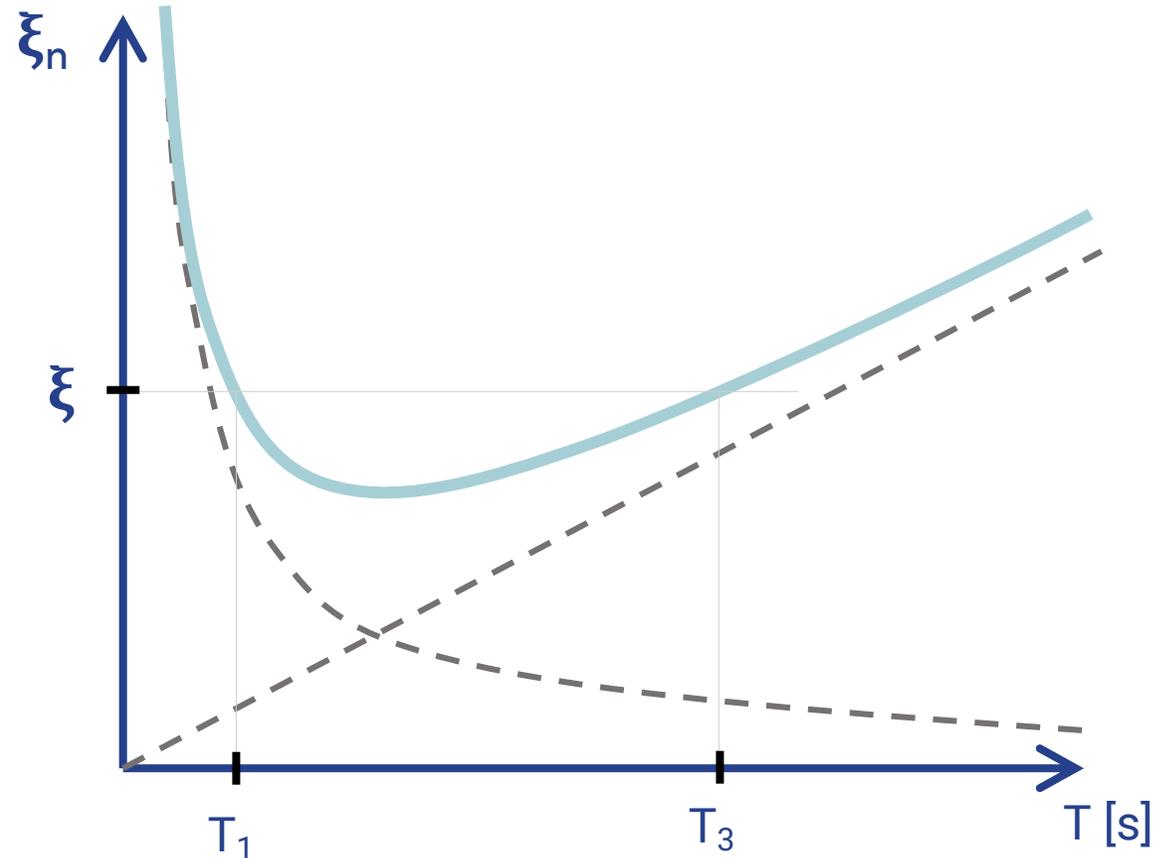


ESEMPIO APPLICATIVO ANALISI NON LINEARI SU STRUTTURE IN C.A

Analisi dinamica non lineari - Smorzamento

I modelli F e H utilizzano diversi modelli di smorzamento Rayleigh.

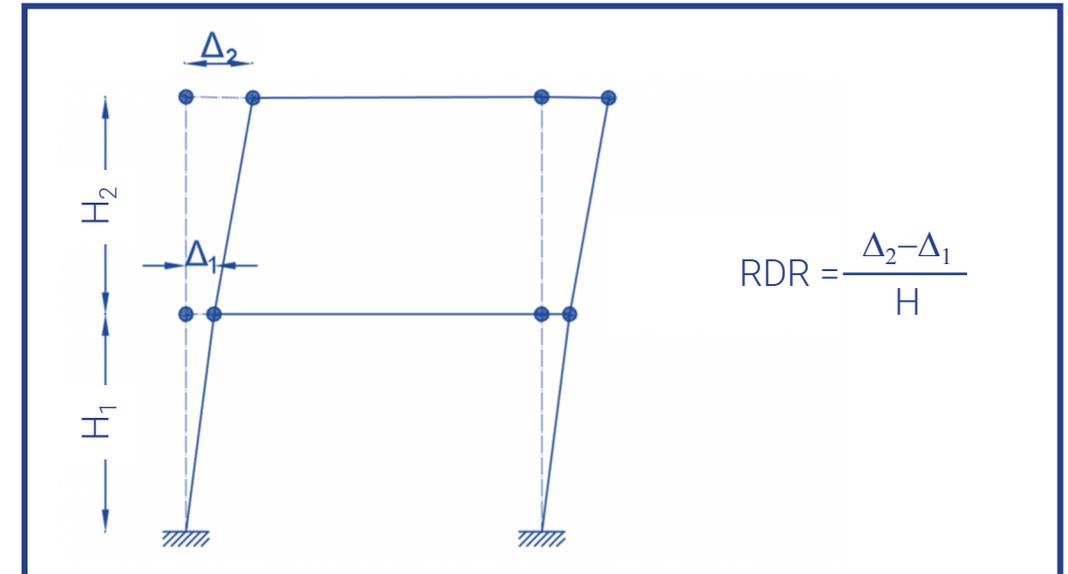
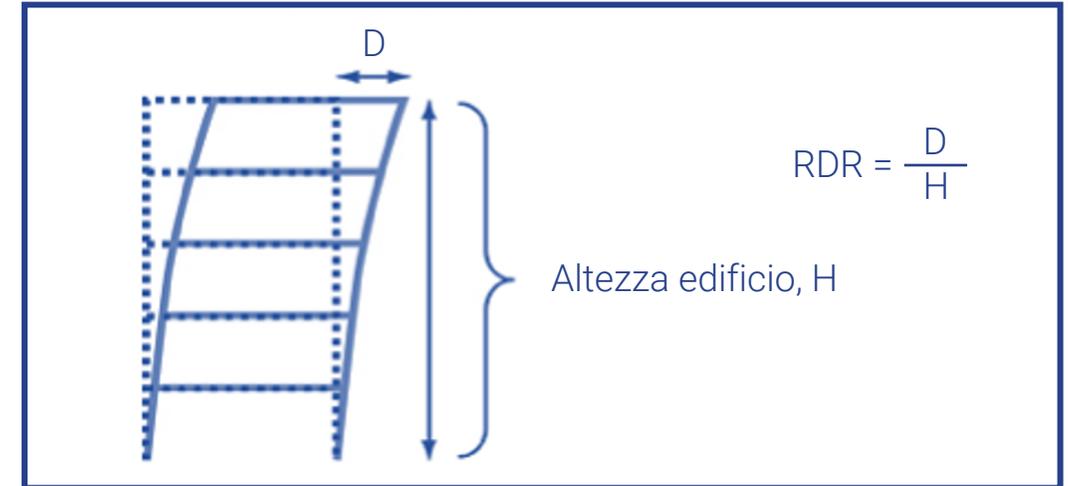
- Modelli F utilizzano $\xi = 2\%$ di smorzamento sul **primo e terzo modo** utilizzando la **rigidezza iniziale**
- Modelli H utilizzano $\xi = 5\%$ di smorzamento sul **primo e terzo modo**, applicato **solo agli elementi elastici** per evitare forze di smorzamento spurie che si sviluppino dopo lo snervamento nelle cerniere in plastica



ESEMPIO APPLICATIVO ANALISI NON LINEARI SU STRUTTURE IN C.A

Confronto risultati analisi statiche e dinamiche non lineari - EDP

- RDR = spostamento di un punto sull'ultimo piano rapportato all'altezza dell'edificio
- IDR = differenza di spostamento tra due piani rapportato all'altezza dell'edificio
- Mentre gli IDR sono una misura diretta delle deformazioni dell'edificio, l'RDR è la EDP globale utilizzata nello sviluppo del metodo N2 ed è quindi considerato importante per confrontare le richieste di RDR di (originale e esteso) N2 vs NTHAs.

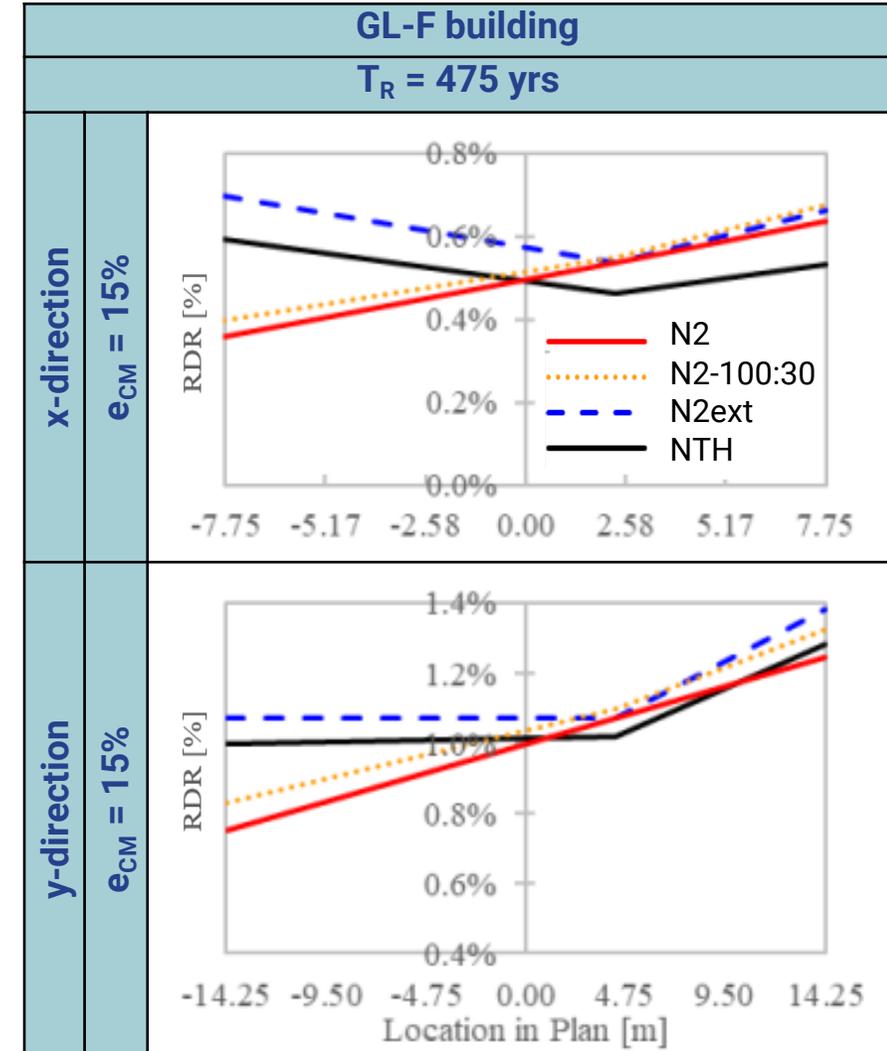
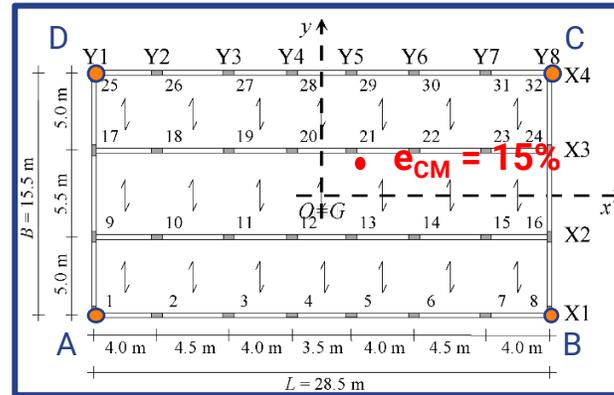


ESEMPIO APPLICATIVO ANALISI NON LINEARI SU STRUTTURE IN C.A

Confronto risultati analisi statiche e dinamiche non lineari – EDP: RDR

Si confrontano i risultati:

- Metodo N2
 - Metodo N2 più la regola di combinazione 100:30
 - Metodo N2ext,
 - RDR stimato dalle NTH.
-
- I CM ottenuta mediante analisi PO non è ben prevista rispetto alle NTH
 - L' RDR del lato flessibile (*BC in direzione x e al lato CD in direzione y*) ottenute con il metodo N2 e le NTH sono simili.
 - L' RDR del lato rigido (*lato AB in direzione x e al lato BD in direzione y*) è ampiamente sottovalutato dal metodo N2.
 - La regola di combinazione direzionale 100:30 applicata al metodo N2 ha un effetto trascurabile sulla previsione del RDR.

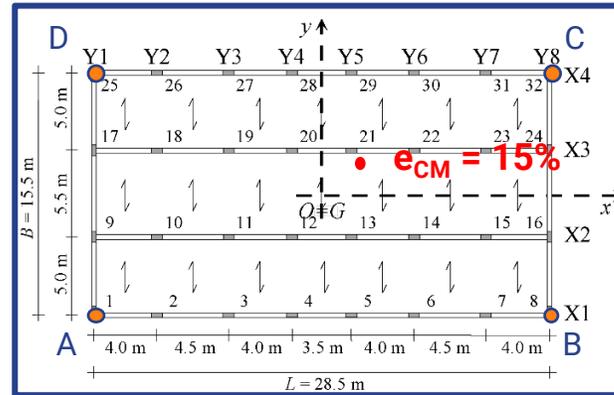


ESEMPIO APPLICATIVO ANALISI NON LINEARI SU STRUTTURE IN C.A

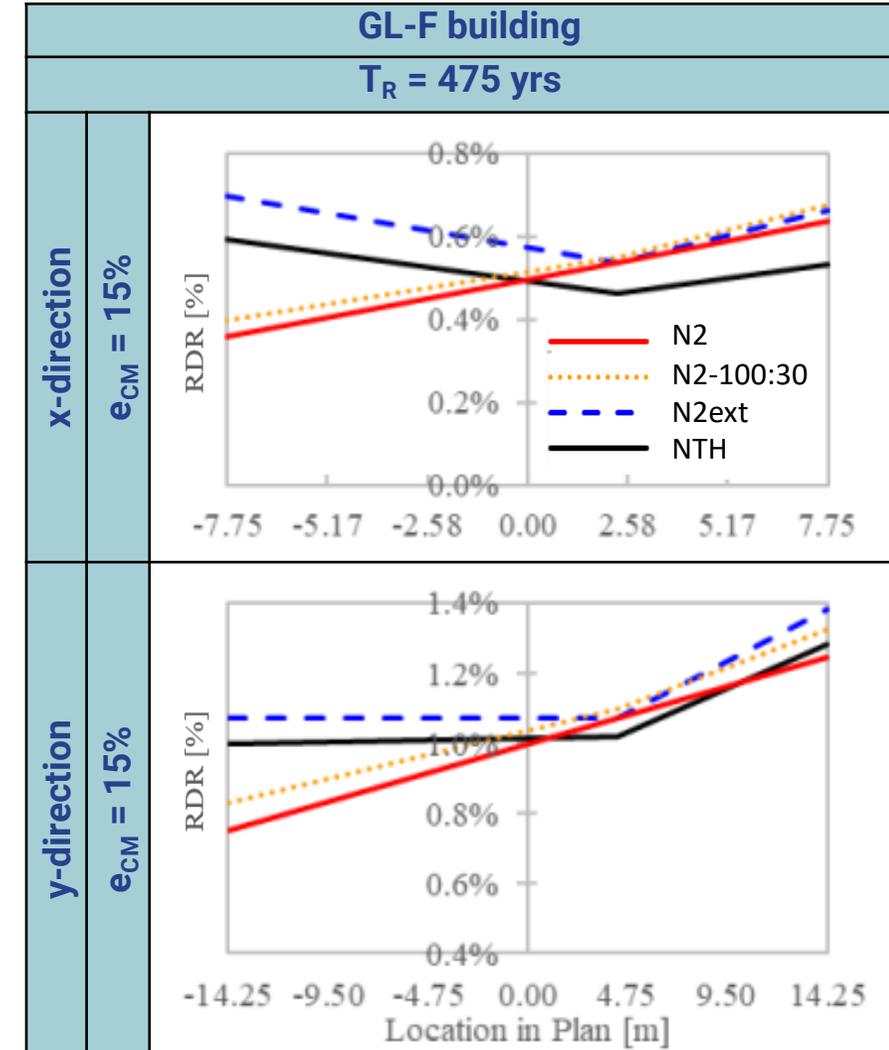
Confronto risultati analisi statiche e dinamiche non lineari – EDP: RDR

Si confrontano i risultati:

- Metodo N2
- Metodo N2 più la regola di combinazione 100:30
- Metodo N2ext,
- RDR stimato dalle NTH.



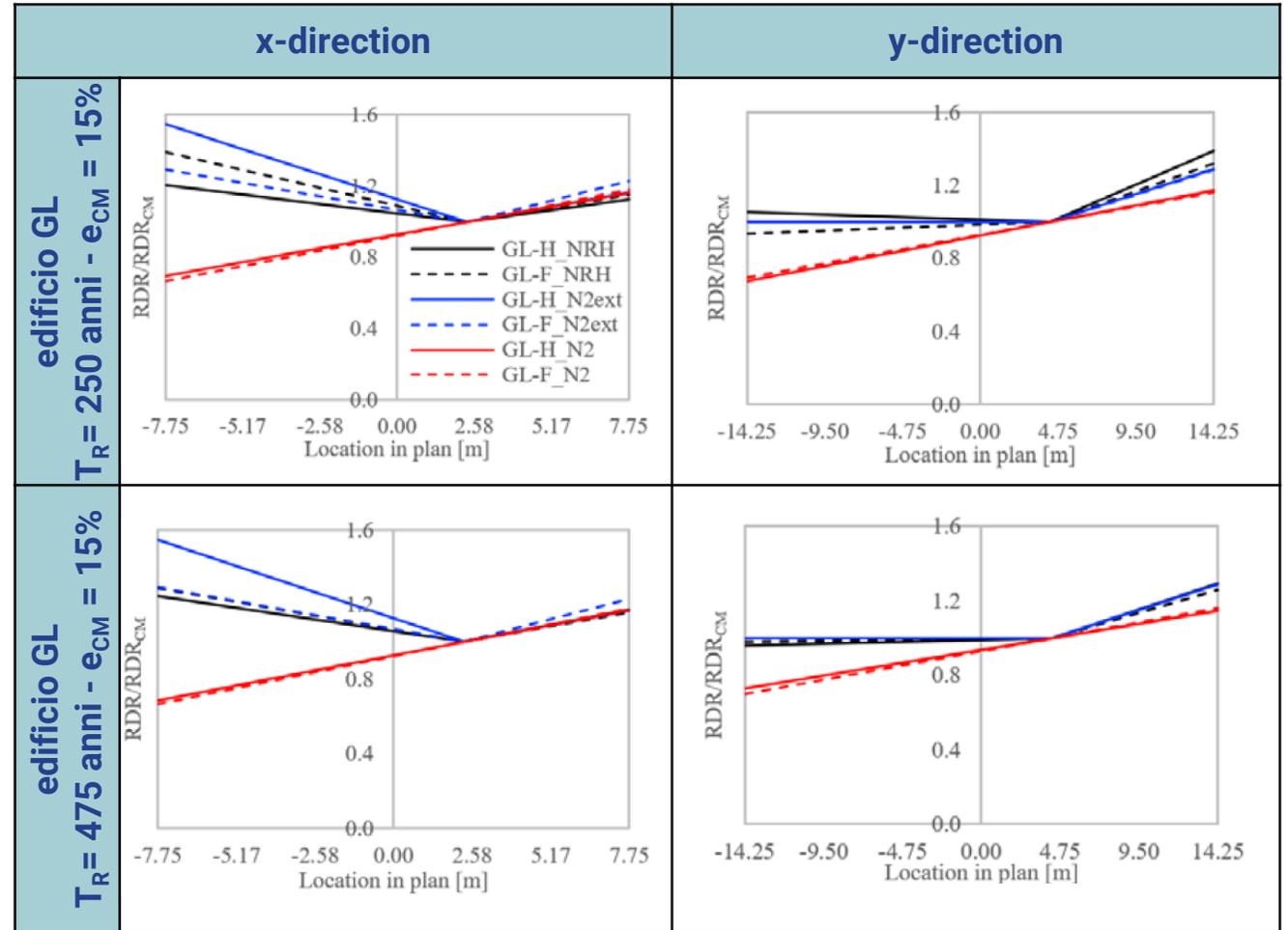
- Il metodo **N2ext** regola la distribuzione del piano di RDR in piano e **produce forme più vicine** a quelle ottenute dalle NTH.
- L' RDR del lato rigido viene amplificato fino a diventare più grande di quello di CM. Ciò migliora la previsione del lato rigido (sia nella direzione x che y) in tutti i casi e rende il metodo **esteso N2 molto più efficace rispetto al metodo originale N2**.



ESEMPIO APPLICATIVO ANALISI NON LINEARI SU STRUTTURE IN C.A

Confronto risultati analisi statiche e dinamiche non lineari – EDP: RDR normalizzati rispetto a CM

- Il metodo **N2ext replica accuratamente la forma e le distribuzioni di piano degli RDR** rispetto alle NTH, **N2ext non migliora (e non può) migliorare la previsione dello spostamento del CM**. Per valutare l'impatto del metodo N2ext, i risultati sono **normalizzati rispetto al CM**.
- I grafici mostrano **l'efficacia della correzione N2ext sul lato rigido** (*lato AB in direzione x e al lato BD in direzione y*), dove l'aumento dell'RDR può essere significativo.

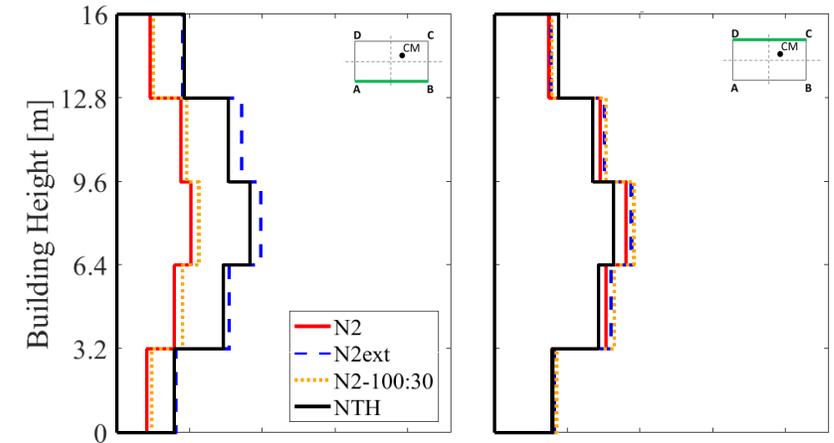


ESEMPIO APPLICATIVO ANALISI NON LINEARI SU STRUTTURE IN C.A

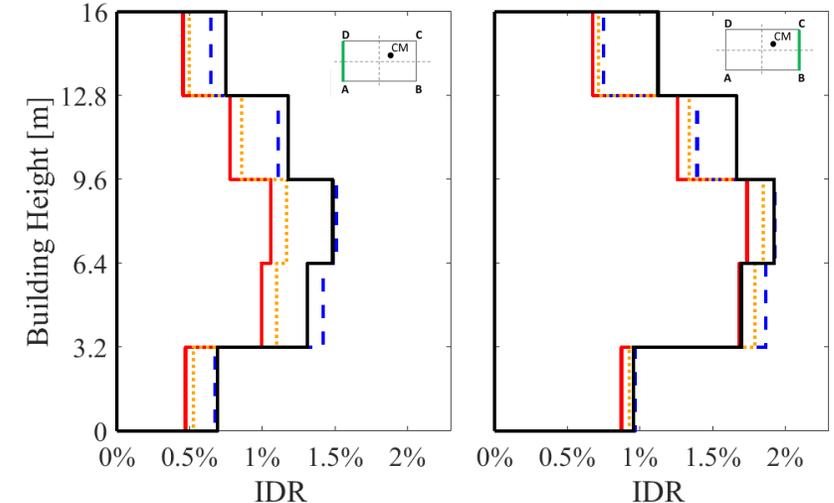
- Il metodo **N2** sembra essere poco efficace nel prevedere gli IDR dei lati rigidi (lati AB e AD) confrontati alle NTH.
- La regola **100:30** non migliora significativamente la previsione fornita dal metodo N2, in particolare sul lato rigido
- La correzione introdotta dal metodo **N2ext** migliora la previsione della distribuzione nel piano in particolare sul lato rigido.
- Il metodo **N2ext** porta a IDR significativamente più vicini a quelli ottenuti dalle NTH.

$e_{CM} = 15\%$

GL-F – $T_R = 475$ anni – distribuzione di carico TRIANG
direzione x



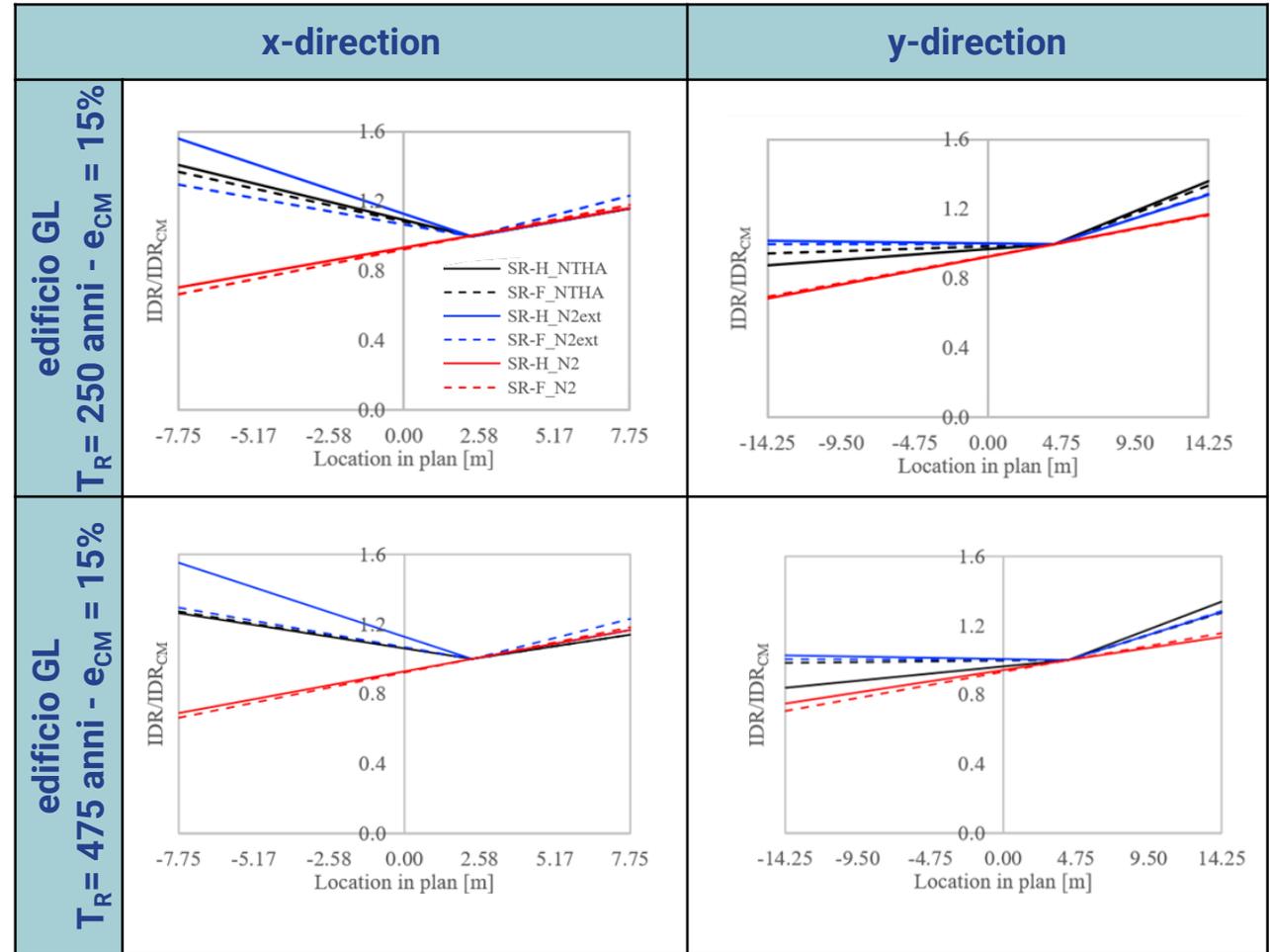
GL-F – $T_R = 475$ anni – distribuzione di carico TRIANG
direzione y



ESEMPIO APPLICATIVO ANALISI NON LINEARI SU STRUTTURE IN C.A

Confronto risultati analisi statiche e dinamiche non lineari – EDP: IDR normalizzati rispetto a CM

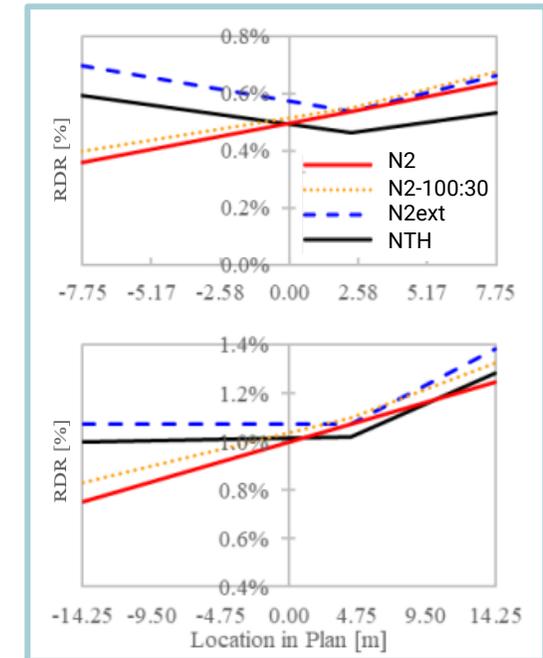
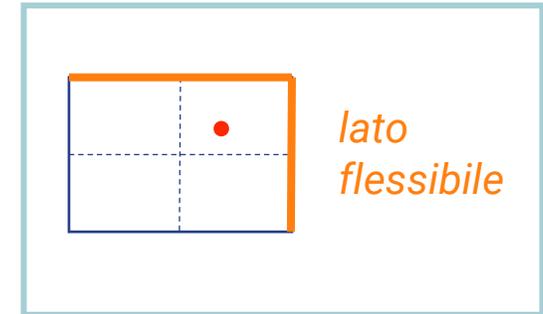
- La figura mostra **IDR del terzo piano** (nella maggior parte dei casi, al piano con la massima domanda di IDR) **normalizzati rispetto ai corrispondenti IDR del CM.**
- Il metodo **N2ext migliora** sempre gli IDR previsti dal **metodo N2 rispetto alle NTH** in quanto la forma di spostamento ottenuta dal metodo N2 (che è rappresentata da una linea retta)
- L'**N2ext** migliora la previsione della distribuzione in piano dell'**IDR massimo** che assume la tipica forma a V, replicando così quella prevista dalle **NTH**



ESEMPIO APPLICATIVO ANALISI NON LINEARI SU STRUTTURE IN C.A

Confronto risultati analisi statiche e dinamiche non lineari

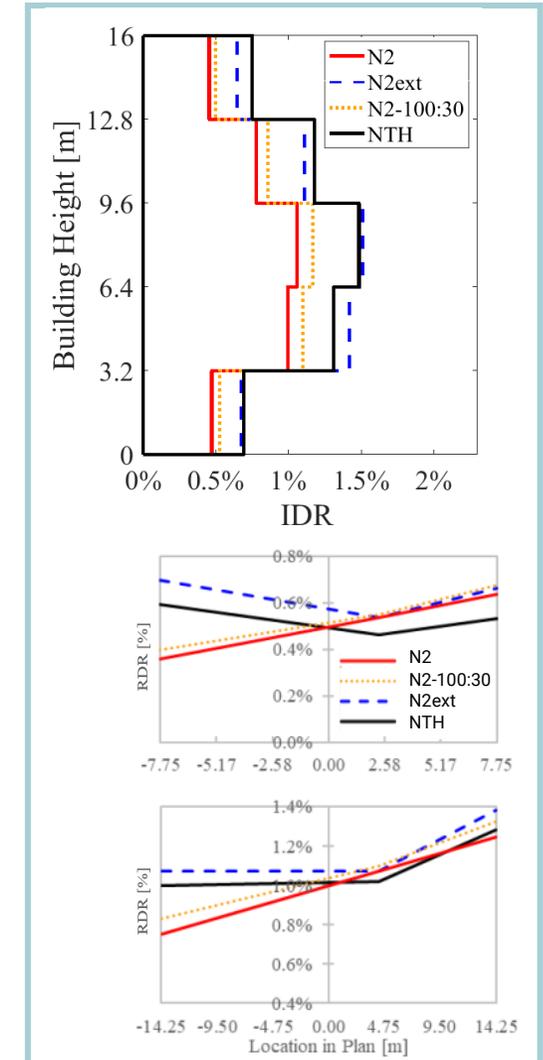
- I risultati ottenuti dalle analisi NTH mostrano che la domanda, sia in termini di RDR che di IDR, è generalmente maggiore di quella del centro di massa. Ciò denota **un'importante componente torsionale** della risposta che amplifica la domanda dei telai perimetrali.
- La distribuzione in piano della domanda prevista dal **metodo N2 è lineare** e, a causa delle rotazioni di piano, essa viene **amplificata sul lato flessibile** rispetto al centro di massa e fortemente **ridotta sul lato rigido che è in contrasto con le previsioni degli NTH**.
- La combinazione direzionale **100:30 non migliora** la previsione della risposta sismica del metodo N2.



ESEMPIO APPLICATIVO ANALISI NON LINEARI SU STRUTTURE IN C.A

Confronto risultati analisi statiche e dinamiche non lineari

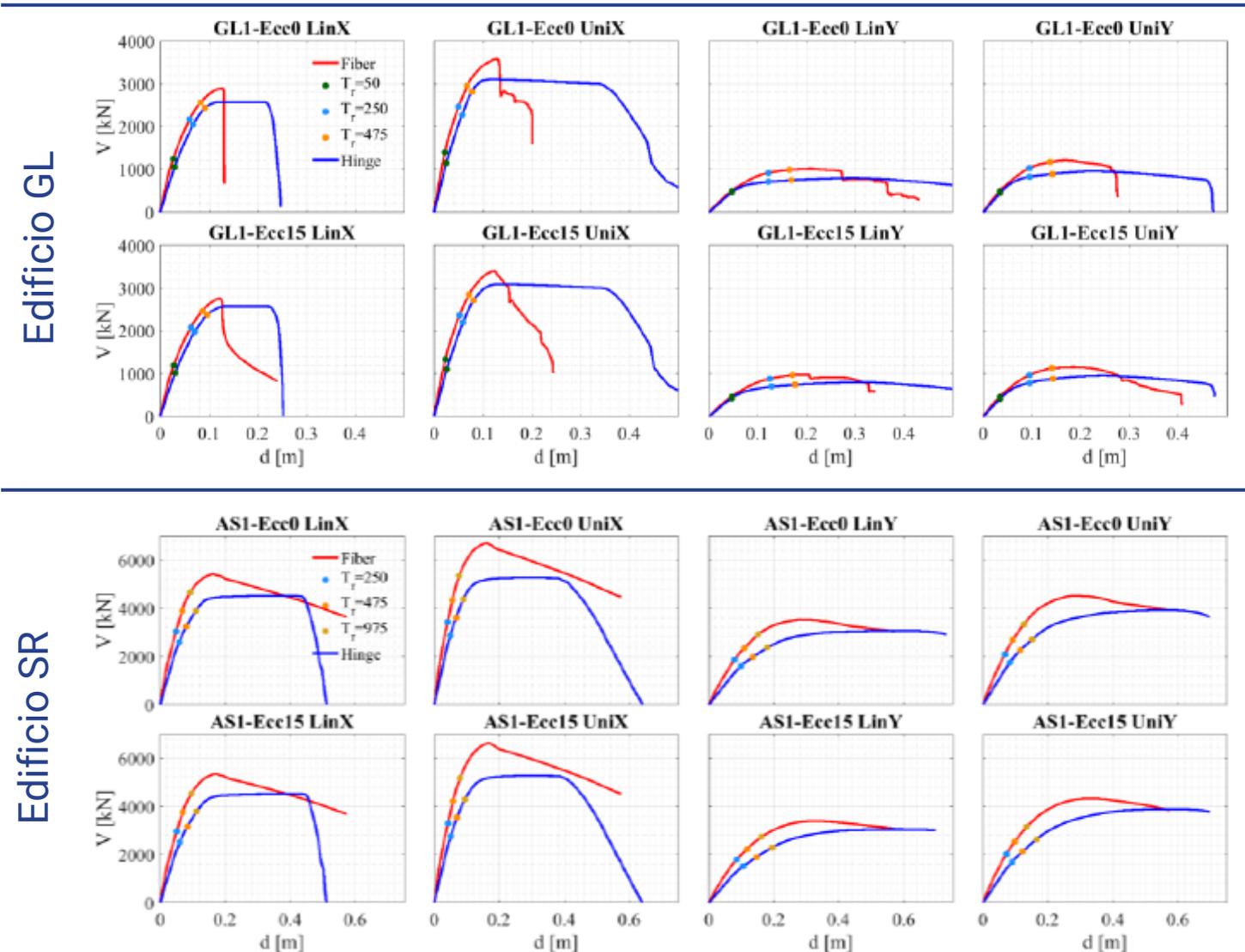
- La correzione introdotta dal metodo **N2ext** migliora la previsione della distribuzione nel piano della risposta, particolarmente sul lato rigido. Nella maggior parte dei casi la **forma della domanda N2ext replica quella delle analisi NTH**.
- Quando la domanda in corrispondenza del **CM** ottenuta mediante analisi PO con metodo **N2 non è ben prevista** rispetto alle NTH, il **metodo N2ext non può migliorare la risposta dei telai perimetrali** dell'edificio.
- I risultati mostrano che la maggior parte delle **differenze tra NTHA e N2ext sono dovute alle differenze nella predizione della domanda del CM** e non ad un'errata valutazione dell'effetto della componente torsionale della risposta.



ESEMPIO APPLICATIVO ANALISI NON LINEARI SU STRUTTURE IN C.A

Confronto modellazione F e H – Analisi statiche non lineari

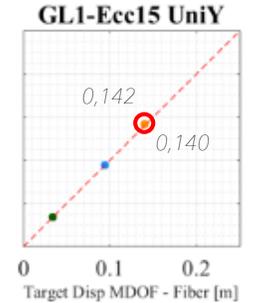
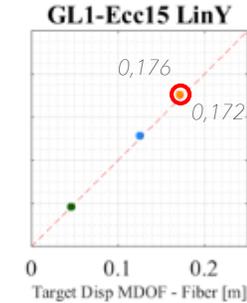
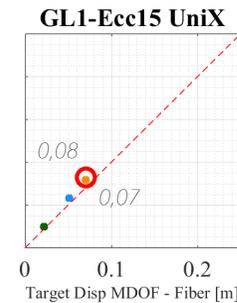
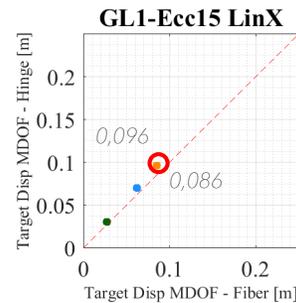
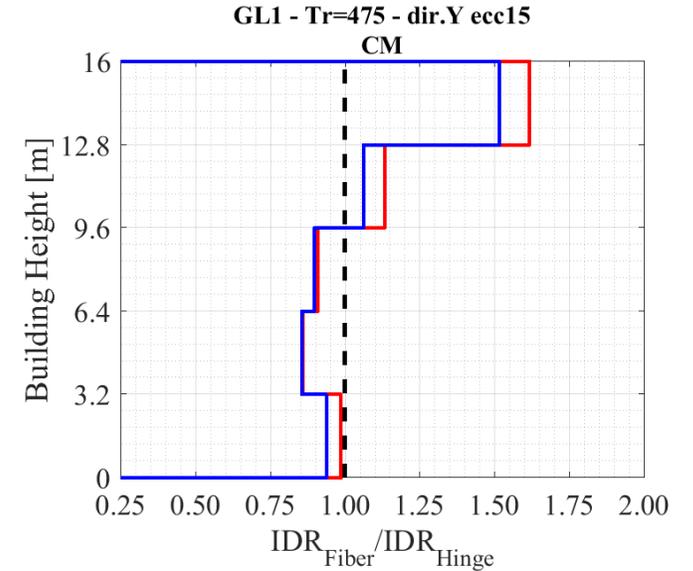
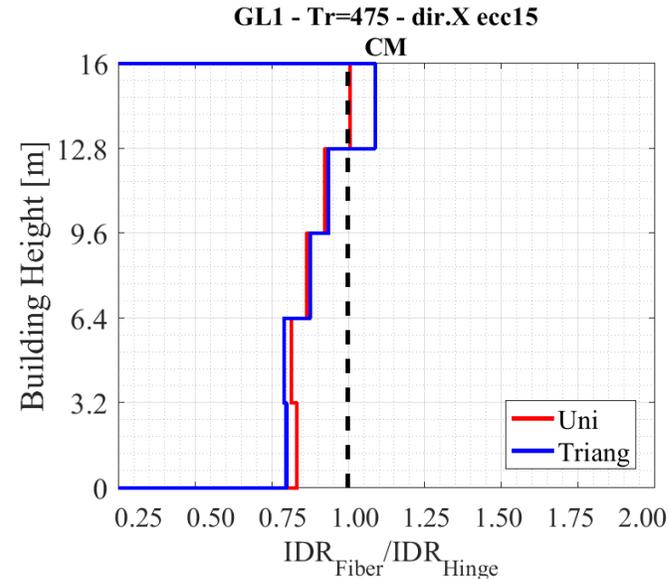
- Il **modello H è sistematicamente più flessibile rispetto il modello F** principalmente nella direzione X mentre diventa trascurabile nella direzione Y. Nei modelli F la **rigidezza iniziale è legata al comportamento delle fibre del calcestruzzo e dell'acciaio** mentre nel modello H viene presa la **rigidezza iniziale come secante al 40% della forza di snervamento**
- Il **taglio di base massimo** stimato dal modello F è in media del 15% e del 25% più grande di quello fornito dal modello H



ESEMPIO APPLICATIVO ANALISI NON LINEARI SU STRUTTURE IN C.A

Confronto modellazione F e H – Analisi statiche non lineari

- In **dir. X** (la direzione parallela ai telai) il **target** tra i due modelli è **diverso** per entrambe le distribuzioni di forze, con il **modello H** che essendo più flessibile ha uno spostamento maggiore
- A **parità di spostamento**, vedasi **dir. Y** la distribuzione degli **IDR** è **diversa tra i due modelli**, con il modello H che ha degli IDR maggiori ai piani bassi

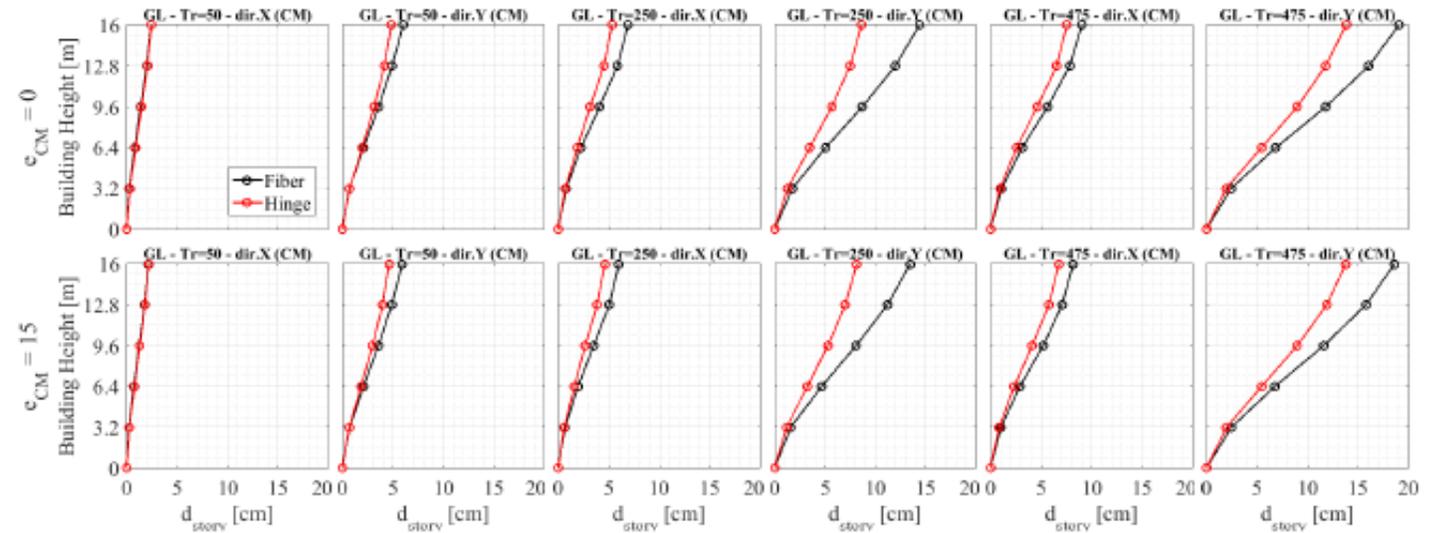


ESEMPIO APPLICATIVO ANALISI NON LINEARI SU STRUTTURE IN C.A

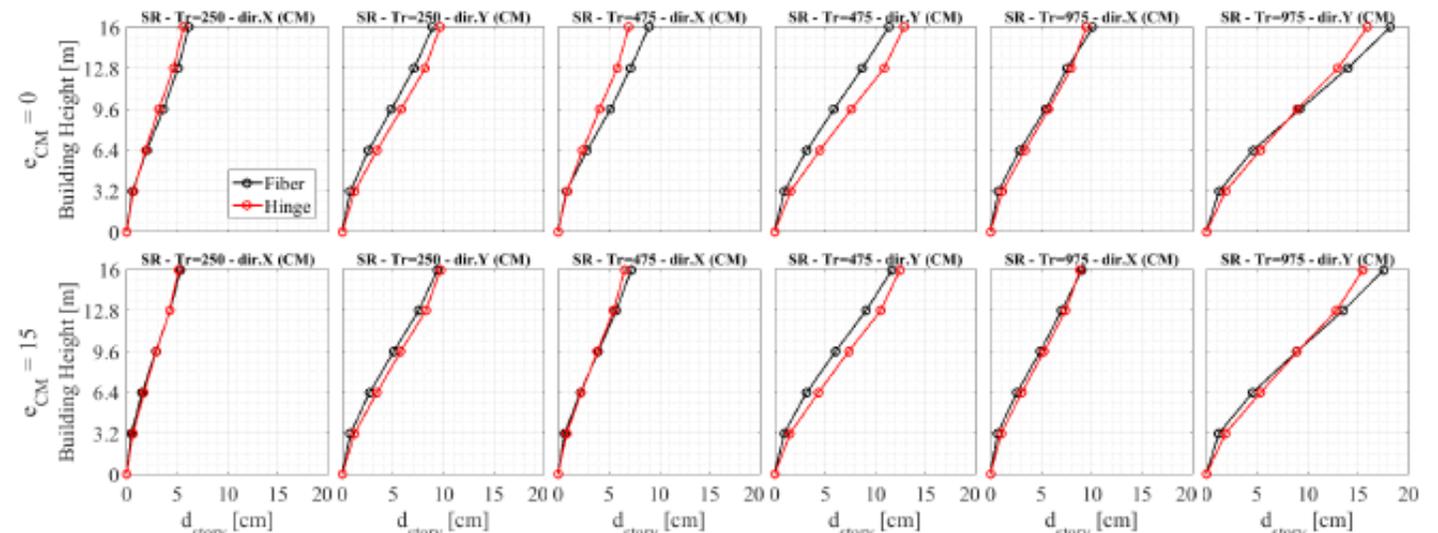
Confronto modellazione F e H – Analisi dinamiche non lineari

- La differenza tra i due modelli è **maggiore sui piani più alti**
- Al **crescere del T_R** aumenta anche lo differenze
- Le **differenze più alte** sul modello **GL** si osservano in **dir. Y** (solo travi perimetrali)
- **L'eccentricità non influenza il confronto**
- Le **differenze sono minori** sull'edificio **SR**

Edificio GL



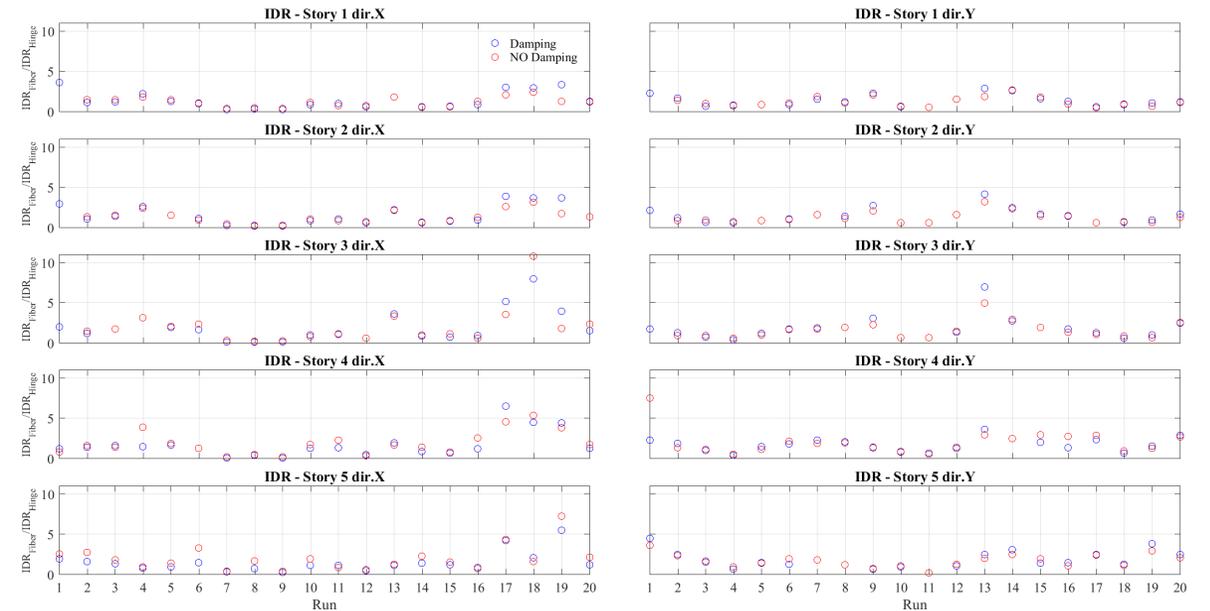
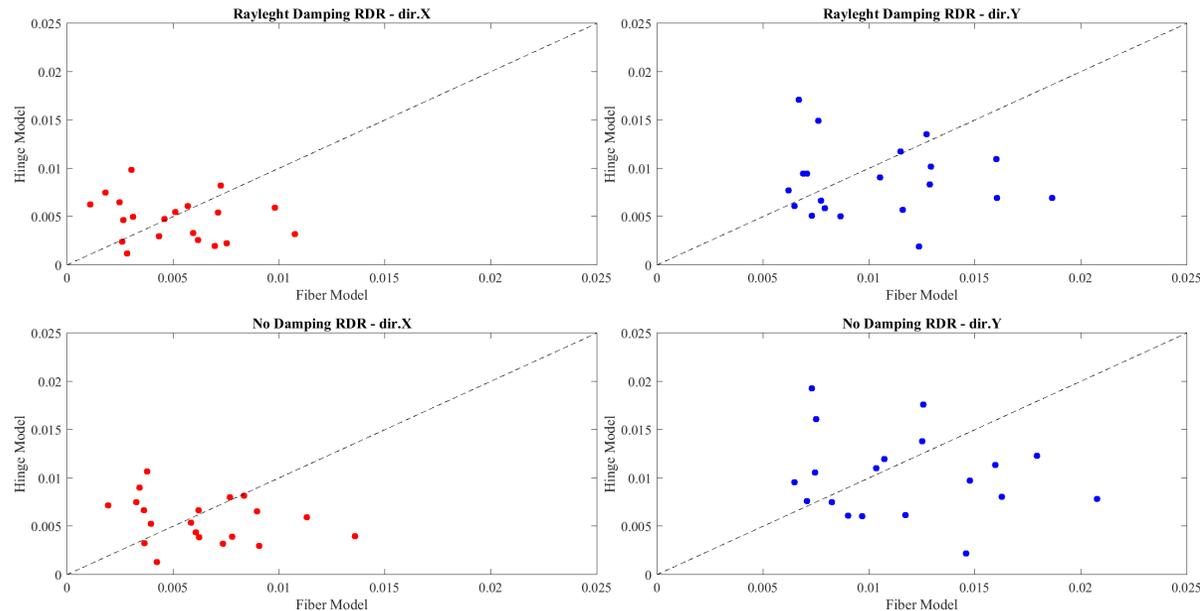
Edificio SR



ESEMPIO APPLICATIVO ANALISI NON LINEARI SU STRUTTURE IN C.A

Confronto modellazione F e H – Analisi dinamiche non lineari

- Tra i due modelli sono stati considerati due fattori di smorzamento diversi:
- modelli F utilizzano uno smorzamento del 2%
- modelli H utilizzano uno smorzamento del 5% solo agli elementi elastici



Confrontando gli RDR e gli IDR, **con e senza smorzamento** si può osservare come le **differenze** tra i due modelli restano pressochè **invariati a prescindere dallo smorzamento**

CONCLUSIONI

Dal confronto tra i risultati ottenuti mediante le diverse tipologie di analisi non lineari sui modelli strutturali ottenuti variando l'irregolarità in pianta (i.e., l'eccentricità assunta per il centro di massa) si evince;

- L'applicazione dell'analisi statica non lineare classica N2 e anche considerando la regola di combinazione 100:30, nel caso di **edifici irregolari** condurrebbe a sottostime non cautelative delle richieste di spostamento. Si rende necessario l'uso di **pushover avanzati**
- Il metodo **N2 esteso si mostra efficace** nel "correggere" opportunamente la forma della distribuzione degli spostamenti inelastici in pianta, incrementando la richiesta di spostamento in corrispondenza del lato rigido, che tende infatti ad essere sottostimata dall'analisi statica non lineare classica.
- Data la natura del **metodo N2 esteso**, nel quale sono le distribuzioni delle richieste di spostamento inelastico ad essere corrette e non la stima della **richiesta di spostamento inelastico sul punto di controllo, eventuali sottostime o sovrastime di quest'ultimo chiaramente permangono.**

ESEMPIO APPLICATIVO ANALISI NON LINEARI SU STRUTTURE IN C.A

CONCLUSIONI

Dal confronto tra i risultati ottenuti mediante le diverse tipologie di analisi non lineari sui modelli strutturali ottenuti variando l'irregolarità in pianta (i.e., l'eccentricità assunta per il centro di massa) si evince;

- **Due diversi modelli numerici**, come quello a fibre o quello a cerniere plastiche concentrate, **portano necessariamente a risultati diversi** nella valutazione sismica di una struttura, a causa della diversità intrinseca delle ipotesi alla loro base
- In termini di taglio di base e spostamento superiore, il **modello H porta a una minore rigidezza e resistenza e maggiore richiesta di spostamento rispetto al modello F**
- Quando la struttura è caratterizzata da una **risposta più duttile (edificio SR)**, il **modello a fibre e quello a cerniere plastiche concentrate** portano a previsioni **molto vicine con differenze trascurabili**.



Rete dei Laboratori Universitari
di Ingegneria Sismica e Strutturale



6 / 13
OTTOBRE
2024

#settimanadiPC

SCUOLA DI INGEGNERIA STRUTTURALE – RELUIS

Bologna, 9-11 ottobre 2024

GRAZIE PER L'ATTENZIONE

Ing. Marco Terrenzi - marco.terrenzi@unich.it

Università degli Studi "G. d'Annunzio" di Chieti Pescara – Dip. Ingegneria e Geologia (INGEO)
viale Pindaro 42, 65127 Pescara - Italy

REFERENCES

Antoniou S, Pinho R. Advantages and limitations of adaptive and non-adaptive force-based pushover procedures. *J Earthq Eng* 2004;8(4):497–522. <https://doi.org/10.1080/13632460409350498>.

Barbagallo F, Bosco M, Marino EM, Rossi PP. On the fibre modelling of beams in RC framed buildings with rigid diaphragm. *Bull Earthq Eng* 2020;18(1):189–210.

Barbagallo F, Di Domenico M, Terrenzi M, Cantagallo C, Marino EM, Ricci P, Verderame GM, Camata C, Spacone E. Influence of the modelling approach on the seismic assessment of RC structures by nonlinear static analyses. *Soil Dynam Earthq Eng* 2023;172. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2023.107970>.

Bhatt C, Bento R. Assessing the seismic response of existing RC buildings using the extended N2 method. *Bull Earthq Eng* 2011;9(4):1183–201. <https://doi.org/10.1007/s10518-011-9252-8>.

Bosco M, Ghersi A, Marino EM. Corrective eccentricities for assessment by the nonlinear static method of 3D structures subjected to bidirectional ground motions. *Earthq Eng Struct Dynam* 2012;41:1751–73. <https://doi.org/10.1002/eqe.2155>.

Cantagallo C., Terrenzi M., Spacone E., Camata G. (2024) Structural demands obtained from real, scaled, spectral-matched and artificial accelerograms: analyses and comparisons, 18th World Conference on Earthquake Engineering, Milan, Italy, 18th World Conference on Earthquake Engineering, Milan, Italy

REFERENCES

Cantagallo, C., Terrenzi, M., Barbagallo, F., Di Domenico, M., Ricci, P., Camata, G., Spacone, E., Marino, E. M., Verderame, G. M. (2023). Effects of the extended N2 method on non-linear static procedures of reinforced concrete frame structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 173, 108144. - <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2023.108144>

Charney FA. Unintended consequences of modeling damping in structures, *ASCE Journal of Structural Engineering* 2008; 134(4):581–592. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:4(581)

Chopra AK, Goel RK. A modal pushover procedure to estimate seismic demands of buildings. *Earthq Eng Struct Dynam* 2002;31:561–82. <https://doi.org/10.1002/eqe.144>.

Chopra, AK., Mckenna F. Modeling viscous damping in nonlinear response history analysis of buildings for earthquake excitation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2016, 45.2: 193-211.

Decanini L. D., & Fantin G. E. (1986). Modelos simplificados de la mampostería incluida en porticos. Características de stiffnessy resistencia lateral en estado limite. *Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural*, 2, 817-836.

Fajfar P, Gaspersic P. The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings. *Earthq Eng Struct Dynam* 1996;25(1):31–46. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(199601\)25:1<31::AID-EQE534>3.0.CO;2-V](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199601)25:1<31::AID-EQE534>3.0.CO;2-V).

Fajfar P, Marusic D, Perus I. Torsional effects in the pushover-based seismic analysis of buildings. *J Earthq Eng* 2005;9:831–54. <https://doi.org/10.1080/13632460509350568>

REFERENCES

Fajfar P. A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. *Earthq Spectra* 2000;16(3):573–92. <https://doi.org/10.1193/1.1586128>.

Fajfar P. Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra. *Earthq Eng Struct Dynam* 1999;28:979–93. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(199909\)28:9<979::AID-EQE850>3.0.CO;2-1](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199909)28:9<979::AID-EQE850>3.0.CO;2-1).

Gupta B, Kunnath SK. Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures. *Earthq Spectra* 2000;16(2):367–91. <https://doi.org/10.1193/1.1586117>.

Haselton CB, Liel AB, Taylor Lange S, Deierlein GG. Beam-column element model calibrated for predicting flexural response leading to global collapse of rc frame buildings. Pacific Earthquake Engineering Research Center PEER; 2008.

Ibarra LF, Medina RA, Krawinkler H. Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Eng Struct Dynam* 2005;34:1489–511. <https://doi.org/10.1002/eqe.495>.

Iervolino, I., & Cornell, C. A. (2004, January). Sulla Selezione degli Accelerogrammi nella Analisi Non-lineare delle Strutture. In XI Congresso Nazionale “L’ingegneria Sismica in Italia”, Genova.

Kent DC, Park R. Flexural members with confined concrete. *J Struct Div* 1971. <https://doi.org/10.1061/JSDEAG.0002957>. ASCE; 97:ST7.

Kreslin M, Fajfar P. The extended N2 method considering higher mode effects in both plan and elevation. *Bull Earthq Eng* 2012;10:695–715. <https://doi.org/10.1007/s10518-011-9319-6>.

Magliulo G, Maddaloni G, Cosenza E. Extension of N2 method to plan irregular buildings considering accidental eccentricity. *Soil Dynam Earthq Eng* 2012;43: 69–84. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2012.07.032>.

Mazzoni S, McKenna F, Scott MH, Fenves GL. *OpenSees command language manual*. Pacif Earthq Eng Res(PEER) Center 2006;264:137–58.

McKenna F, Scott MH, Fenves GL. Nonlinear finite-element analysis software architecture using object composition. *J Comput Civ Eng* 2010;24(1):95–107. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CP.1943-5487.0000002](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CP.1943-5487.0000002).

Menegotto M., Pinto P. (1973). Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending, *Proceedings of IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deform ability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads*, 11:15-22.

Noh, N. M., Liberatore, L., Mollaioli, F., & Tesfamariam, S. (2017). Modelling of masonry infilled RC frames subjected to cyclic loads: State of the art review and modelling with OpenSees. *Engineering Structures*, 150, 599-621.

NTC2018 (D.M. 17/01/2018). Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 17/01/2018. Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni, *Gazzetta Ufficiale Serie generale n. vol. 42 del 20/02/2018*, Roma.

Rayleigh L. (1945). *The theory of sound*, Dover: New York, NY. Engineering, Milan, Italy

REFERENCES

Sassun K., Sullivan, T. J., Morandi P., & Cardone D. (2016). Characterising the in-plane seismic performance of infill masonry, *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 49(1), 98-115.

Scott MH, Fenves GL. Plastic hinge integration methods for force-based beamcolumn elements. *J Struct Eng* 2006;132(2):244–52. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2006\)132:2\(244\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2006)132:2(244)).

Spacone E, Filippou FC, Taucer FF. Fibre beam–column model for non-linear analysis of R/C frames: Part I. Formulation. *Earthq Eng Struct Dynam* 1996;25(7): 711–25. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(199607\)25:7<711::AIDEQE576>3.0.CO;2-9](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199607)25:7<711::AIDEQE576>3.0.CO;2-9).

Terrenzi M, Spacone E, Camata G. Comparison between phenomenological and fiber-section non-linear models. *Front Built Environ* 2020;6:38. <https://doi.org/10.3389/fbuil.2020.00038>.

Terrenzi M., Cantagallo C., Spacone E., Camata G. (2024) Effect of damping in nonlinear dynamic analysis of existing reinforced concrete buildings, 18th World Conference on Earthquake Engineering, Milan, Italy



Rete dei Laboratori Universitari
di Ingegneria Sismica e Strutturale



PROMOSSA DA
6 / 13
OTTOBRE
2024

#settimanadiPC

SCUOLA DI INGEGNERIA STRUTTURALE – RELUIS

Bologna, 9-11 ottobre 2024

**Metodi di analisi non lineari per la verifica di vulnerabilità
di strutture in cemento armato**

Ing. Marco Terrenzi