



VERIFICHE DI SICUREZZA DI STRUTTURE NUOVE ED ESISTENTI IN C.A. E C.A.P. CON IL METODO DEGLI ELEMENTI FINITI

*Valutazione della sicurezza statica e sismica
di strutture in c.a. mediante i safety formats: esempi*

Simone Ravasini

simone.ravasini@unipr.it

Università di Parma, Dipartimento di Ingegneria e Architettura, Italy

Contenuti

- ✓ **Formulazione degli elementi finiti tipo “Truss” e “Beam”.**
 - Elementi tipo Biella “Truss” e Trave-Colonna “Beam” in elasticità lineare.
 - Approcci di modellazioni con elementi tipo “Beam” per analisi non lineari.
- ✓ **Modellazione di edificio in CA soggetto ad azione sismica.**
 - Geometria dell’edificio.
 - Modellazione FEM e analisi statica non lineare.
- ✓ **Modellazione di edificio in CAP soggetto ad azione eccezionale.**
 - Cenni al concetto di robustezza strutturale.
 - Approccio di modellazione e validazione di edifici in CAP.
 - Applicazione al caso studio di un edificio a telaio in CAP.
- ✓ **Safety Formats e considerazioni conclusive.**

Contenuti

- ✓ **Formulazione degli elementi finiti tipo “Truss” e “Beam”.**
 - Elementi tipo Biella “Truss” e Trave-Colonna “Beam” in elasticità lineare.
 - Approcci di modellazioni con elementi tipo “Beam” per analisi non lineari.
- ✓ **Modellazione di edificio in CA soggetto ad azione sismica.**
 - Geometria dell’edificio.
 - Modellazione FEM e analisi statica non lineare.
- ✓ **Modellazione di edificio in CAP soggetto ad azione eccezionale.**
 - Cenni al concetto di robustezza strutturale.
 - Approccio di modellazione e validazione di edifici in CAP.
 - Applicazione al caso studio di un edificio a telaio in CAP.
- ✓ **Safety Formats e considerazioni conclusive.**

Formulazione degli elementi finiti tipo “Truss” e “Beam”

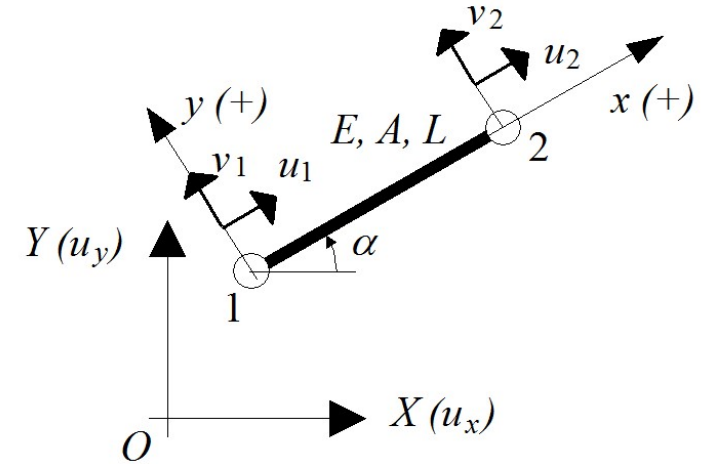
Elementi tipo Biella “Truss” e Trave-Colonna “Beam” in elasticità lineare

Biella “Truss”

- Elemento finito più semplice.
- Utilizzati per analisi che sono caratterizzate da prevalenti azioni assiali sugli elementi (strutture reticolari).

$$\mathbf{k}_{e,4 \times 4} = \int_0^L \mathbf{B}^T \mathbf{C} \mathbf{B} dx = \int_0^L \begin{bmatrix} -1/L \\ 0 \\ 1/L \\ 0 \end{bmatrix} A \cdot E \begin{bmatrix} -1/L & 0 & 1/L & 0 \end{bmatrix} dx =$$

$$= \int_0^L A \cdot E \begin{bmatrix} \frac{1}{L^2} & 0 & \frac{-1}{L^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-1}{L^2} & 0 & \frac{1}{L^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} dx = \begin{bmatrix} \frac{A \cdot E}{L} & 0 & \frac{-A \cdot E}{L} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-A \cdot E}{L} & 0 & \frac{A \cdot E}{L} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$



- in analisi lineare sono termini costanti
- In analisi non lineari sono termini che variano
 $E = E(\varepsilon)$



Formulazione degli elementi finiti tipo “Truss” e “Beam”

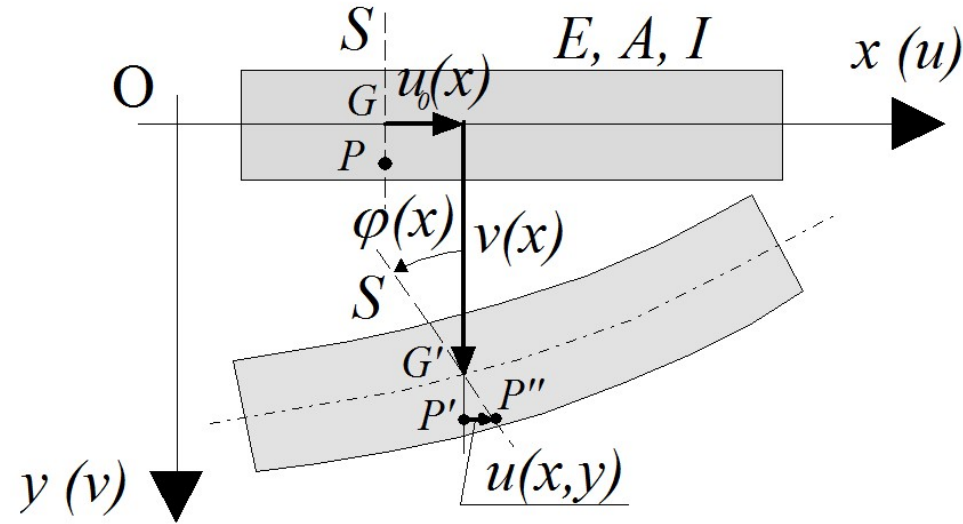
Elementi tipo Biella “Truss” e Trave-Colonna “Beam” in elasticità lineare

Trave-colonna “Beam” alla Timoshenko

- L'elemento finito considera anche la deformabilità tagliante.
- Utilizzati per analisi che sono caratterizzate da azioni assiali, flessionali e taglianti.
- Da utilizzare per la modellazione di elementi tozzi.

Spostamenti generalizzati

$$\mathbf{U}^T(x) = \{u_0(x) \quad v(x) \quad \varphi(x)\}$$



$$\varepsilon_x(x, y) = \frac{d s_x(x, y)}{dx} = \frac{du_0(x)}{dx} + y \frac{d\varphi(x)}{dx}, \quad \varepsilon_y(x, y) = 0,$$

$$\gamma_{xy}(x, y) = \frac{d s_x(x, y)}{dy} + \frac{d s_y(x, y)}{dx} = \varphi(x) + \frac{dv(x)}{dx}$$

Deformazioni a generic punto (x,y)

$$\mathbf{q}^T(x) = \{\eta(x) \quad \kappa(x) \quad t(x)\} = \left\{ \frac{du_0(x)}{dx} \quad -\frac{d\varphi(x)}{dx} \quad \varphi(x) + \frac{dv(x)}{dx} \right\}$$

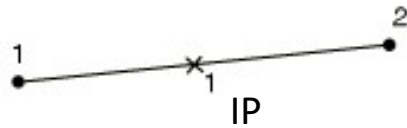
Deformazioni generalizzate

Formulazione degli elementi finiti tipo “Truss” e “Beam”

Elementi tipo Biella “Truss” e Trave-Colonna “Beam” in elasticità lineare

Trave-colonna “Beam” alla Timoshenko

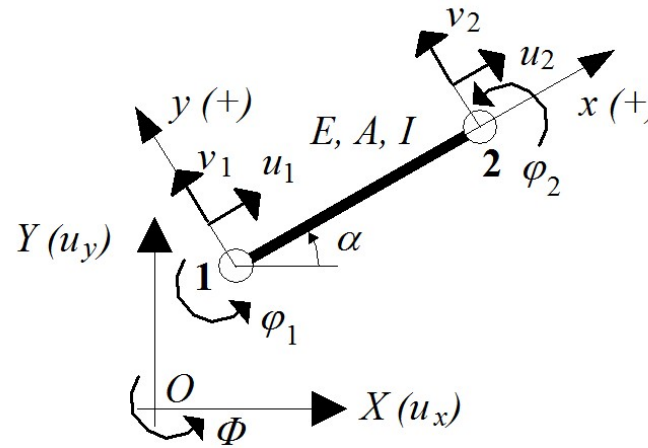
Funzioni di forma lineari per elemento a 2 nodi



$$N_5(x) = 1 - x/L, \quad N_6(x) = x/L$$

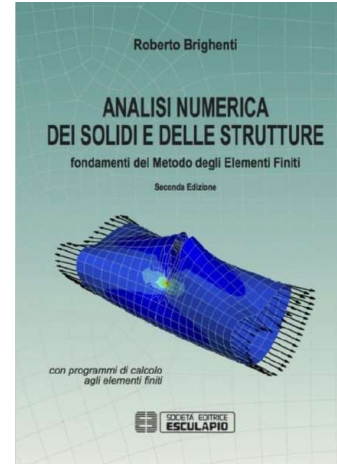
$$\begin{Bmatrix} u(x) \\ v(x) \\ \varphi(x) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} N_5 & 0 & 0 & N_6 & 0 & 0 \\ 0 & N_5 & 0 & 0 & N_6 & 0 \\ 0 & 0 & N_5 & 0 & 0 & N_6 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ \varphi_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ \varphi_2 \end{Bmatrix} = [N] \cdot \delta$$

Spostamenti generalizzati



Deformazioni generalizzate

$$\begin{Bmatrix} \kappa(x) \\ t(x) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -\frac{d\varphi(x)}{dx} \\ \frac{dv(x)}{dx} + \varphi(x) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & -N'_5 & 0 & -N'_6 \\ N'_5 & N_5 & N'_6 & N_6 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_1 \\ \varphi_1 \\ v_2 \\ \varphi_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{B}_f \\ \mathbf{B}_t \end{bmatrix} \cdot \delta$$



Formulazione degli elementi finiti tipo “Truss” e “Beam”

Elementi tipo Biella “Truss” e Trave-Colonna “Beam” in elasticità lineare

Trave-colonna “Beam” alla Timoshenko

MATRICE DI
RIGIDEZZA
FLESSIONALE

La matrice di rigidezza può essere determinata considerando separatamente il comportamento flessionale e quello tagliante.

MATRICE DI
RIGIDEZZA
TAGLIANTE

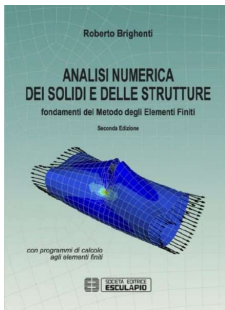
$$\mathbf{k}_{ef,4 \times 4} = \int_0^L \mathbf{B}_f^T \mathbf{C} \mathbf{B}_f dx = \int_0^L \{B_f\}^T EI \{B_f\} dx =$$

$$= \int_0^L \begin{Bmatrix} 0 \\ -N'_5 \\ 0 \\ -N'_6 \end{Bmatrix} EI \{0 \quad -N'_5 \quad 0 \quad -N'_6\} dx = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{EI}{L} & 0 & -\frac{EI}{L} \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{EI}{L} & 0 & \frac{EI}{L} \end{bmatrix}$$

- in analisi lineare sono termini costanti
- In analisi non lineari sono termini che variano
EI = EI(φ)

$$\mathbf{k}_{et,4 \times 4} = \int_0^L \mathbf{B}_t^T \mathbf{C} \mathbf{B}_t dx = \int_0^L \{B_t\}^T GA^* \{B_t\} dx =$$

$$= \int_0^L \begin{Bmatrix} N'_5 \\ N_5 \\ N'_6 \\ N_6 \end{Bmatrix} GA^* \{N'_5 \quad N_5 \quad N'_6 \quad N_6\} dx = \begin{bmatrix} \frac{GA^*}{L} & -\frac{GA^*}{2} & -\frac{GA^*}{L} & -\frac{GA^*}{2} \\ \frac{L}{GA^*} & \frac{2}{GA^* L} & \frac{L}{GA^*} & \frac{2}{GA^* L} \\ \frac{2}{GA^*} & \frac{3}{GA^*} & \frac{2}{GA^*} & \frac{6}{GA^*} \\ \frac{L}{GA^*} & \frac{2}{GA^* L} & \frac{L}{GA^*} & \frac{2}{GA^* L} \\ \frac{2}{2} & \frac{6}{6} & \frac{2}{2} & \frac{3}{3} \end{bmatrix}$$



Formulazione degli elementi finiti tipo “Truss” e “Beam”

Elementi tipo Biella “Truss” e Trave-Colonna “Beam” in elasticità lineare

Trave-colonna “Beam” alla Timoshenko

Con il modello di trave alla Timoshenko il momento flettente lungo la trave varia con la seguente legge:

$$\begin{aligned} M(x) &= -EI \cdot \kappa(x) = -EI \cdot \{B_f\} \cdot \boldsymbol{\delta} = -EI \cdot [0 \cdot v_1 + N'_5(x)\varphi_1 + 0 \cdot v_2 + N'_6(x)\varphi_2] \\ &= -EI \cdot \left[0 \cdot v_1 + \left(-\frac{1}{L}\right)\varphi_1 + 0 \cdot v_2 + \left(\frac{1}{L}\right)\varphi_2 \right] = -EI \cdot \frac{(\varphi_2 - \varphi_1)}{L} \end{aligned}$$

ovvero risulta costante sull'elemento.

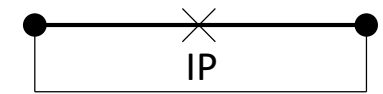
Il taglio varia invece con la legge seguente:

$$\begin{aligned} T(x) &= GA^* \cdot t(x) = GA^* \cdot \{B_t\} \cdot \boldsymbol{\delta} = GA^* \cdot [N'_5 v_1 + N_5(x)\varphi_1 + N'_6(x)v_2 + N_6(x)\varphi_2] \\ &= GA^* \cdot \left[\left(-\frac{1}{L}\right)v_1 + \left(1 - \frac{x}{L}\right)\varphi_1 + \left(\frac{1}{L}\right)v_2 + \left(\frac{x}{L}\right)\varphi_2 \right] = GA^* \cdot \left[\frac{v_2 - v_1}{L} + \varphi_1 + \frac{x}{L}(\varphi_2 - \varphi_1) \right] \end{aligned}$$

ovvero ha un andamento lineare lungo la trave.

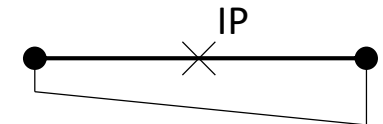


Diagramma del momento:



Elemento a 2 nodi

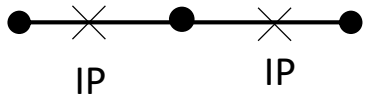
Diagramma del taglio:



Formulazione degli elementi finiti tipo “Truss” e “Beam”

Elementi tipo Biella “Truss” e Trave-Colonna “Beam” in elasticità lineare

ELEMENTI FINITI BEAM A 3 NODI E 2 PUNTI DI INTEGRAZIONE



- Funzioni di forma polinomiali di secondo grado
- Diagramma del momento lineare
- Diagramma del taglio parabolico



NECESSITA' DI SUDDIVIDERE LE TRAVI ED I PILASTRI IN VARI ELEMENTI FINITI

COMPORAMENTO LINEARE

- Per descrivere in modo realistico i diagrammi delle azioni interne

COMPORAMENTO NON LINEARE

- Per potere **distribuire il danno del materiale** lungo lo sviluppo longitudinale dei pilastri e delle travi
- Per ovviare ai problemi di localizzazione del danno è bene **suddividere i pilastri e le travi in elementi finiti che abbiano una lunghezza paragonabile alla lunghezza di cerniera plastica**

NOTA: Elemento Eulero- Bernoulli



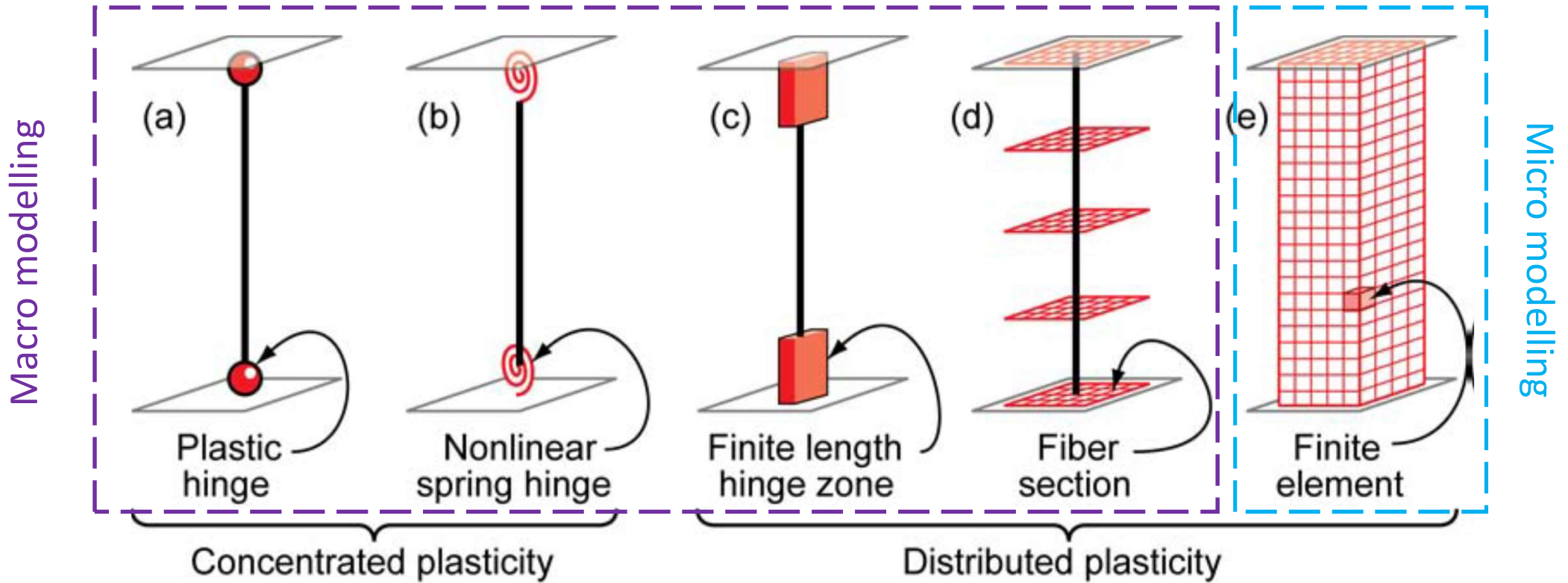
Caso particolare della trave alla Timoshenko



Si trascura il contributo di deformazione a taglio
Utilizzabile solo per elementi snelli

Formulazione degli elementi finiti tipo “Truss” e “Beam”

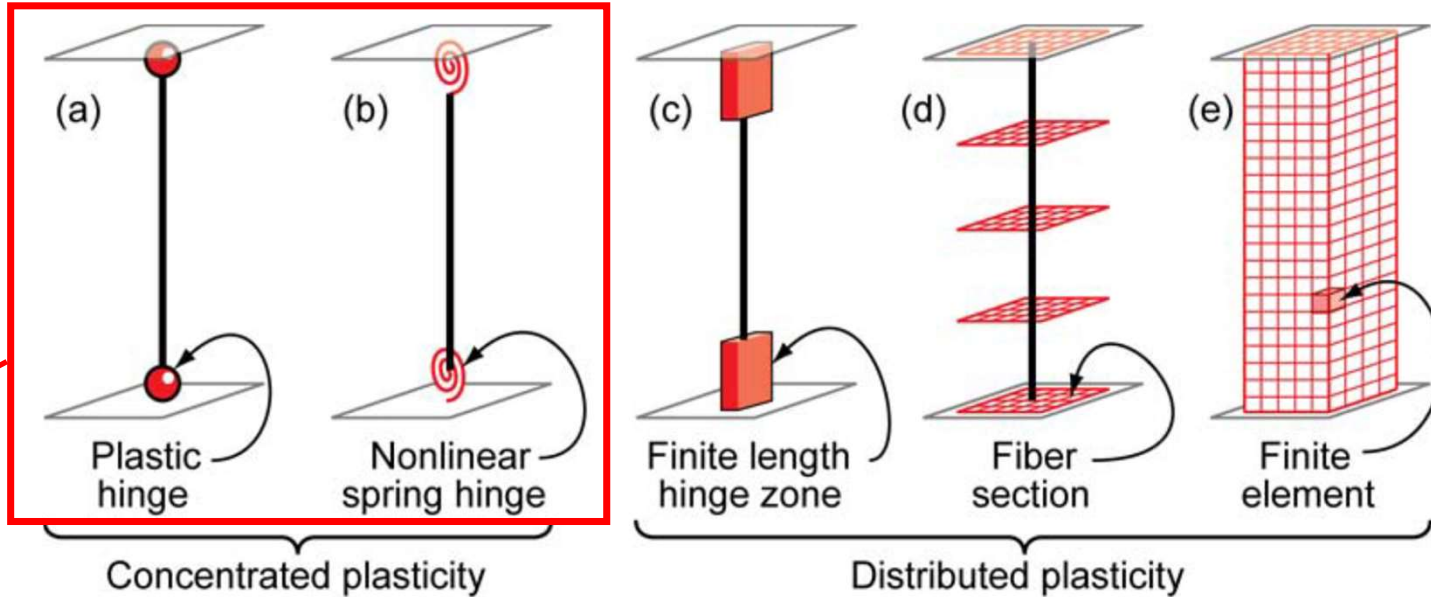
Approcci di modellazioni con elementi tipo “Beam” per analisi non lineari



G. G. Deierlein, A. M. Reinhorn, and M. R. Willford, “Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design,” *NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4*, no. 4. National Institute of Technology (NIST), pp. 1–32, 2010.

Formulazione degli elementi finiti tipo “Truss” e “Beam”

Approcci di modellazioni con elementi tipo “Beam” per analisi non lineari



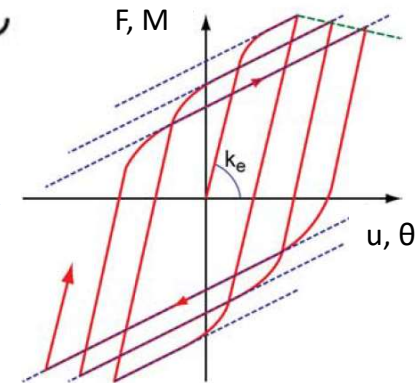
G. G. Deierlein, A. M. Reinhorn, and M. R. Willford, “Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design,” *NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4*, no. 4. National Institute of Technology (NIST), pp. 1–32, 2010.

Deformazioni plastiche concentrate alle estremità dell’elemento finito tramite:

- Cerniera rigido-plastica (a).
- Molla inelastiche con proprietà non lineari isteretiche (b).

Si concentra la plasticità in cerniere a lunghezza-zero (zero-length) e solitamente viene assegnato un comportamento momento-rotazione e/o forza-spostamento.

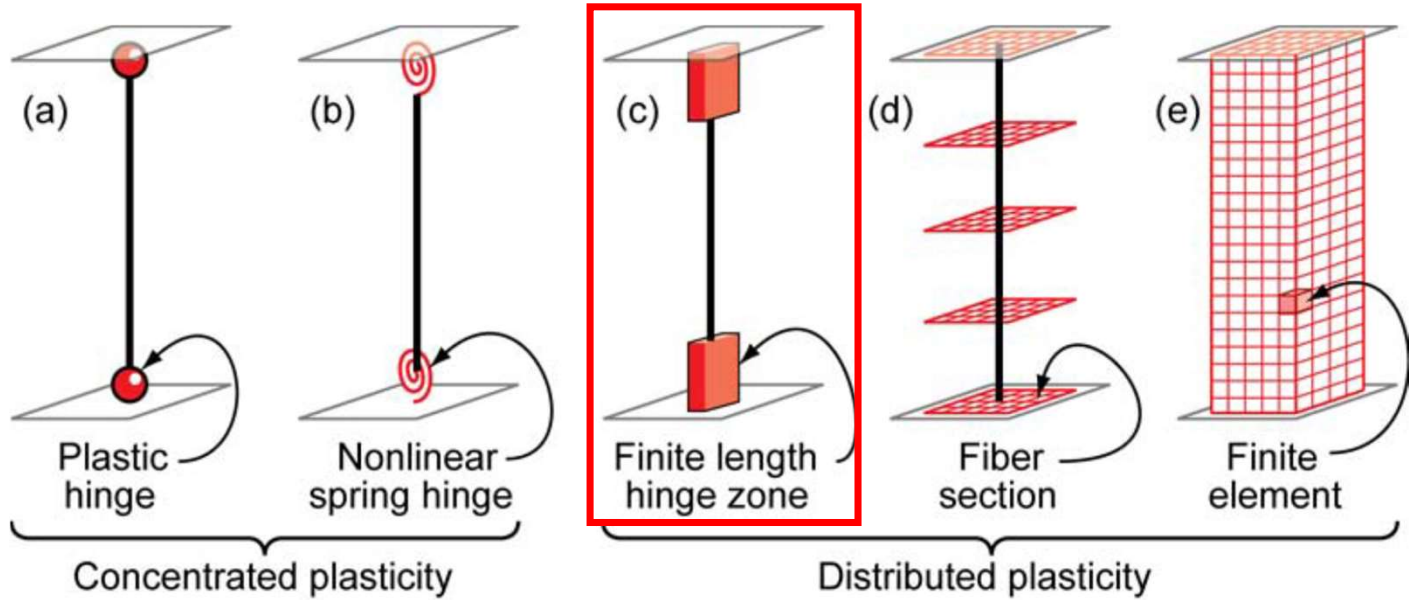
- Ipotesi sezioni piane.
- Molto efficienti a livello computazionale, richiedono attenta calibrazione.



(c) Model with cyclic strength degradation

Formulazione degli elementi finiti tipo “Truss” e “Beam”

Approcci di modellazioni con elementi tipo “Beam” per analisi non lineari



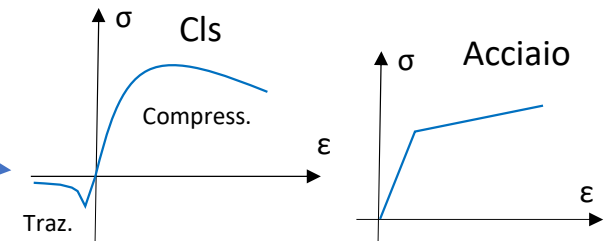
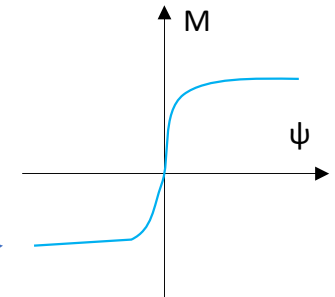
G. G. Deierlein, A. M. Reinhorn, and M. R. Willford, “Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design,” *NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4*, no. 4. National Institute of Technology (NIST), pp. 1–32, 2010.

Deformazioni plastiche distribuite alle estremità dell’elemento finito tramite:

- La zona con plasticità distribuita può estendersi a tutto l’elemento.
- Una zona di lunghezza fissa o variabile con:
 - Legame momento-curvatura.
 - Approccio a fibre con legami costitutivi cls e acciaio.

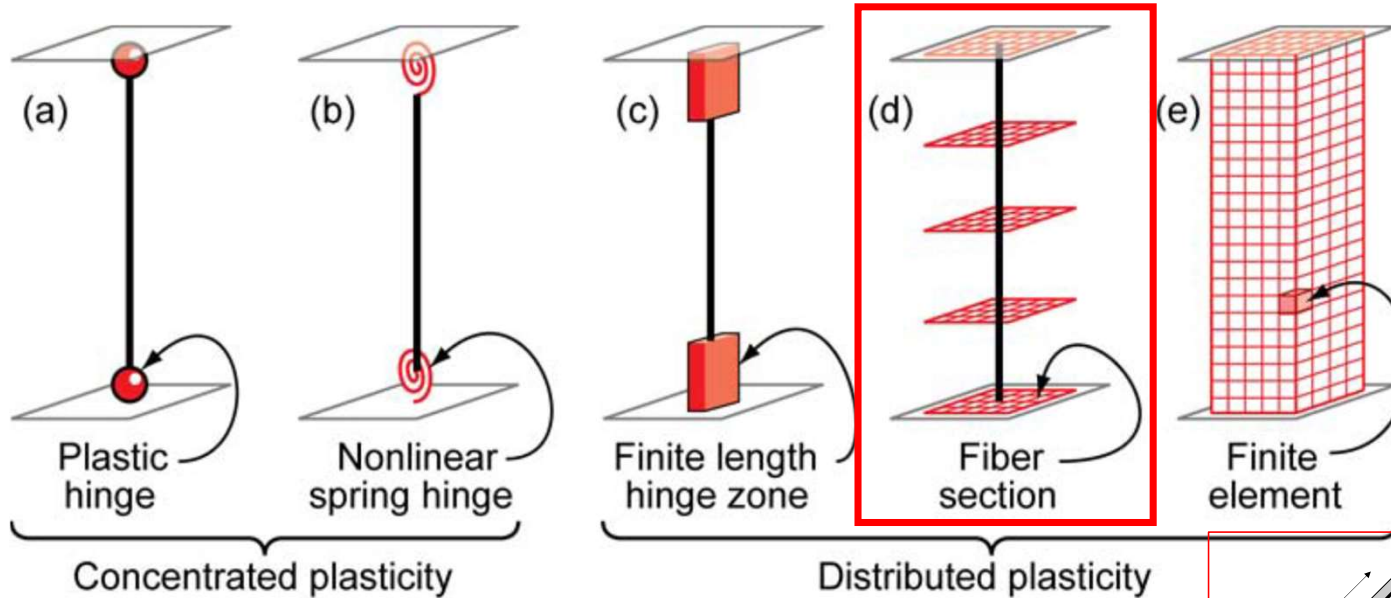
Molto efficienti a livello computazionale, richiedono attenta calibrazione.

Ipotesi sezioni piane.



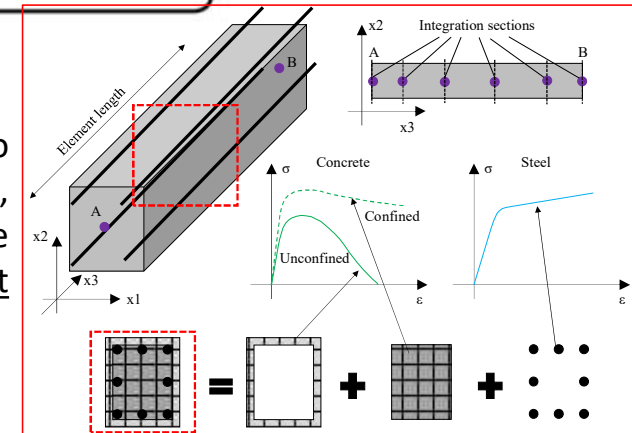
Formulazione degli elementi finiti tipo “Truss” e “Beam”

Approcci di modellazioni con elementi tipo “Beam” per analisi non lineari



G. G. Deierlein, A. M. Reinhorn, and M. R. Willford, “Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design,” *NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4*, no. 4. National Institute of Technology (NIST), pp. 1–32, 2010.

- Deformazioni plastiche distribuite sull’elemento nelle sezioni di integrazione.
- Ad ogni fibra ad ogni sezione sono forniti i legami costitutivi cls e acciaio, che sono integrate numericamente per ottenere le risultanti delle sollecitazioni (azione assiale, taglio e momenti) e le relazioni incrementali momento-curvatura e forza-deformazione assiale. Funzioni interpolanti in spostamento (displacement-based, element trave/colonna da suddividere) o forza (force-based, elemento unico trave o colonna).
- Efficienti a livello computazionale, richiedono attenta calibrazione.
- Ipotesi di sezioni piane.



Contenuti

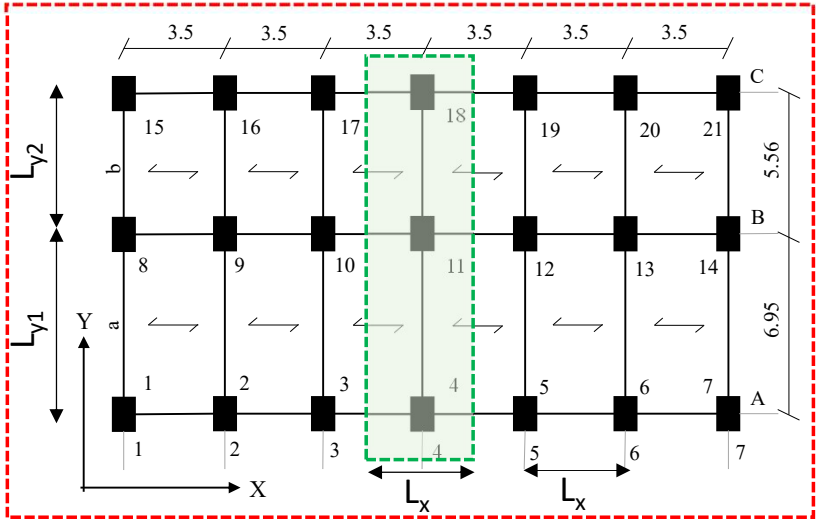
- ✓ **Formulazione degli elementi finiti tipo “Truss” e “Beam”.**
 - Elementi tipo Biella “Truss” e Trave-Colonna “Beam” in elasticità lineare.
 - Approcci di modellazioni con elementi tipo “Beam” per analisi non lineari.
- ✓ **Modellazione di edificio in CA soggetto ad azione sismica.**
 - Geometria dell’edificio.
 - Modellazione FEM e analisi statica non lineare.
- ✓ **Modellazione di edificio in CAP soggetto ad azione eccezionale.**
 - Cenni al concetto di robustezza strutturale.
 - Approccio di modellazione e validazione di edifici in CAP.
 - Applicazione al caso studio di un edificio a telaio in CAP.
- ✓ **Safety Formats e considerazioni conclusive.**

Modellazione di edificio in CA soggetto ad azione sismica

Geometria dell'edificio



Porzione modellata

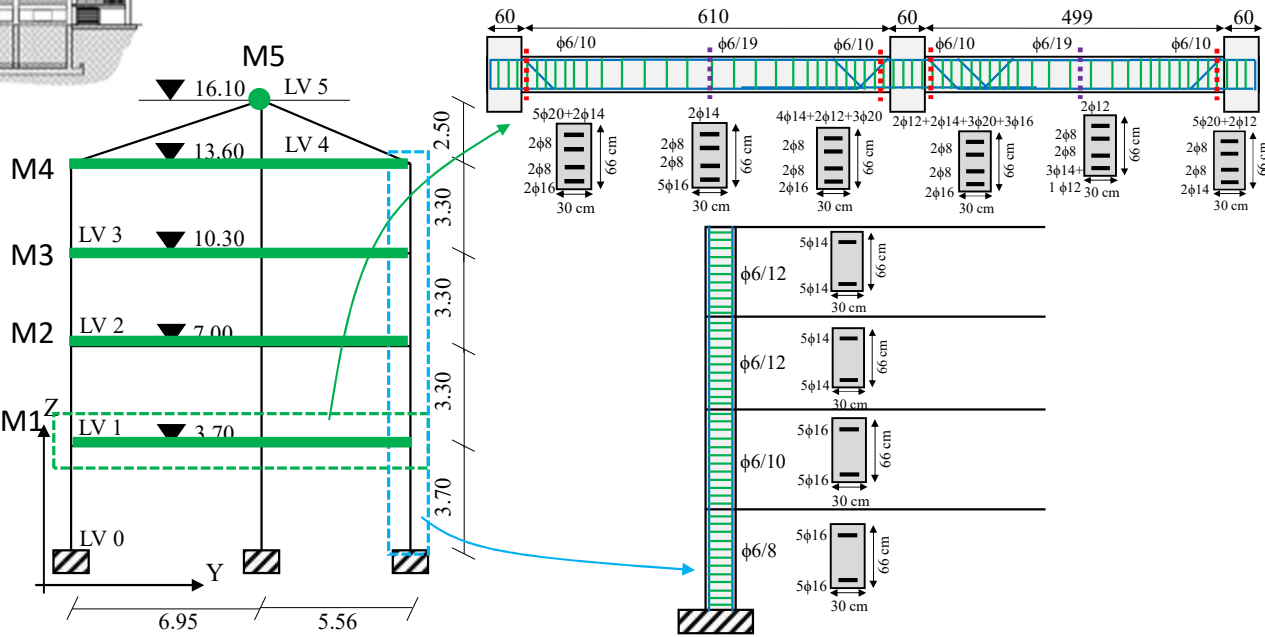


B. Belletti, E. Michelini, and S. Ravasini, "Role of floor diaphragms on the seismic response of reinforced concrete frames," 2022.

Lima et al., 2018. Nonlinear modeling techniques for existing buildings in reinforced concrete: the case study of De Gasperi-Battaglia Institute of Norcia». Proceedings of Italian Concrete Days 2018.

Table 1 Mechanical properties.

| Concrete | | | Steel | | | |
|-------------|----------------|-------------|-------------|-------------|-------------|------------------|
| f_c [MPa] | f_{cr} [MPa] | E_c [MPa] | f_y [MPa] | f_u [MPa] | E_s [MPa] | ϵ_u [%] |
| 25.2 | 2.0 | 22000 | 375 | 450 | 200000 | 4 |



Modellazione di edificio in CA soggetto ad azione sismica

Modellazione FEM e analisi statica non lineare

Per il calcolo delle deformazioni plastiche è possibile condurre

- **Analisi statiche non lineari**
- **Analisi dinamiche non lineari.**

In particolare nel seguito si focalizza l'attenzione sulle **analisi statiche non lineari** che rappresentano un metodo di indagine delle strutture esistenti molto utilizzato poiché non è necessario stabilire a priori un fattore di struttura q sulla base di una duttilità non nota della struttura esistente da analizzare.

Le sollecitazioni indotte dall'azione sismica sugli elementi/meccanismi sia duttili che fragili, da utilizzare ai fini delle verifiche, sono quelle derivanti dall'analisi strutturale in cui si sono usati i **valori medi delle proprietà dei materiali**.

Modellazione di edificio in CA soggetto ad azione sismica

Modellazione FEM e analisi statica non lineare

Tabella C8.4 – Valori delle proprietà dei materiali e criteri di analisi e di verifica della sicurezza

| | | Modello Lineare | | Modello Non Lineare | |
|--|----------------------------------|---|---|--|--|
| | | Domanda | Capacità | Domanda | Capacità |
| Tipo di elemento o meccanismo (e/m) | Duttile / Fragile | Accettazione del Modello Lineare (ML) (per il controllo dei valori di $\rho_i = D_i/C_i$) | | | |
| | | Dall'analisi. Usare i valori medi dei moduli nel modello. | In termini di resistenza. Usare i valori medi. | Dall'analisi. Usare i valori medi nel modello. | In termini di deformazione. Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC. |
| | Verifiche (se il ML è accettato) | | | | |
| | Duttile | Dall'analisi. | In termini di deformazione. Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC. | | |
| | Fragile | Verifiche (se il ML è accettato) | | | |
| | | Se $\rho_i \leq 1$, dall'analisi. | | | |
| Se $\rho_i > 1$, dall'equilibrio con la resistenza degli e/m duttili. Usare i valori medi <u>moltiplicati</u> per FC. | | In termini di resistenza. Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC e per il coefficiente parziale. | In termini di resistenza. Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC e per il coefficiente parziale. | | |

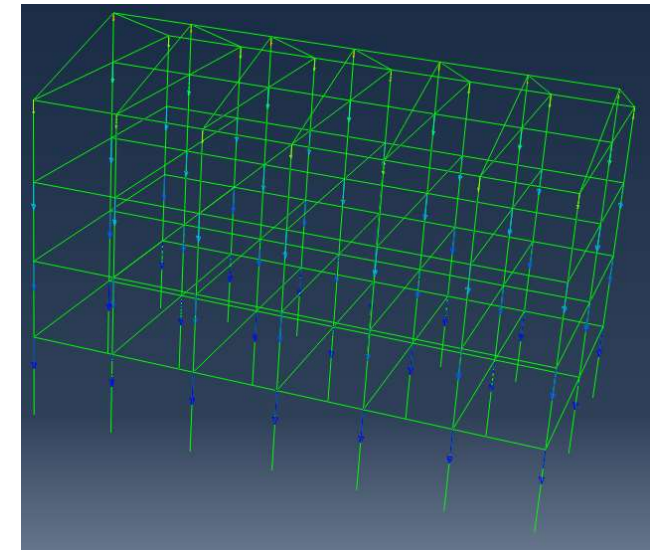
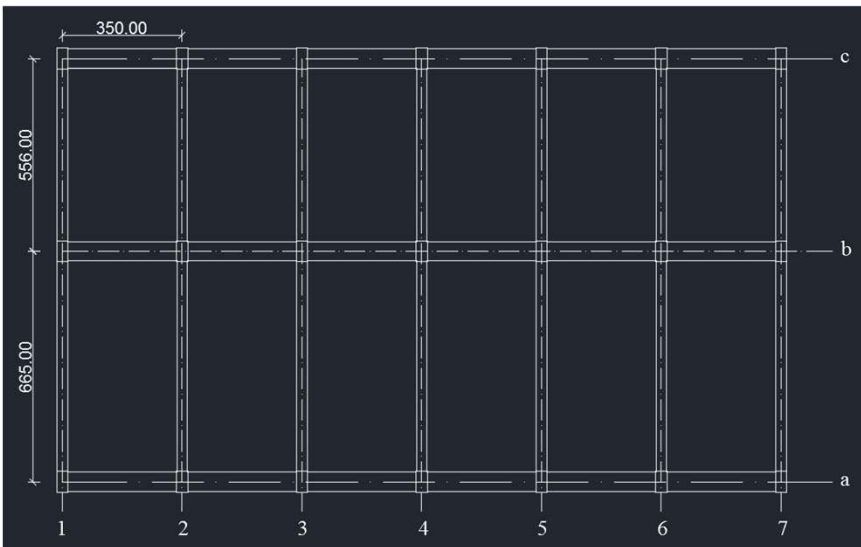
Modellazione di edificio in CA soggetto ad azione sismica

Modellazione FEM e analisi statica non lineare → Masse sismiche

| CARICHI DISTRIBUITI SULLE TRAVI | | | | peso proprio trave | | | CARICO SULLE TRAVI TIPO 1 INTERNE | | Tamponamenti | | CARICO SULLA TRAVI TIPO 1 FILO 1 | | |
|---------------------------------|---------|--------|-----|--------------------|------|------|-----------------------------------|-------|--------------|-------|----------------------------------|--------|--------------|
| | g1k+g2k | qk | PSI | COMBINAZIONE | b | h | daN/m3 | daN/m | kN/m | daN/m | h | daN/m | kN/m |
| FILO 2,3,4,5,6,7 | daN/m2 | daN/m2 | | daN/m2 | m | m | | daN/m | kN/m | daN/m | m | daN/m | kN/m |
| LV1-LV2-LV3 | 510 | 300 | 0.6 | 690 | 0.30 | 0.66 | 2500 | 2910 | 29.10 | 300 | 2.84 | 2554.5 | 25.55 |
| LV4 | 410 | 100 | 0 | 410 | 0.30 | 0.66 | 2500 | 1930 | 19.30 | 300 | 0.9 | 1482.5 | 14.83 |
| LV5 | 422 | 0 | 0 | 422 | 0.30 | 0.66 | 2500 | 1972 | 19.72 | 300 | 0 | 1233.5 | 12.34 |
| TRAVE FILO a e FILO c | | | | | | | | | | | | | |
| LV1-LV2 | | | | | 0.58 | 0.26 | 2500 | | | 300 | 1.1 | 707 | 7.07 |
| LV3 | | | | | 0.95 | 0.26 | 2500 | | | 300 | 1.1 | 947.5 | 9.48 |
| LV4 | | | | | 0.95 | 0.26 | 2500 | | | 300 | 0 | 617.5 | 6.18 |
| TRAVE FILO b | | | | | | | | | | | | | |
| LV1-LV2-LV3-LV4 | | | | | 0.40 | 0.30 | 2500 | | | 0 | 0 | 300 | 3.00 |
| LV5 | | | | | 0.45 | 1.06 | 2500 | | | 0 | 0 | 1192.5 | 11.93 |



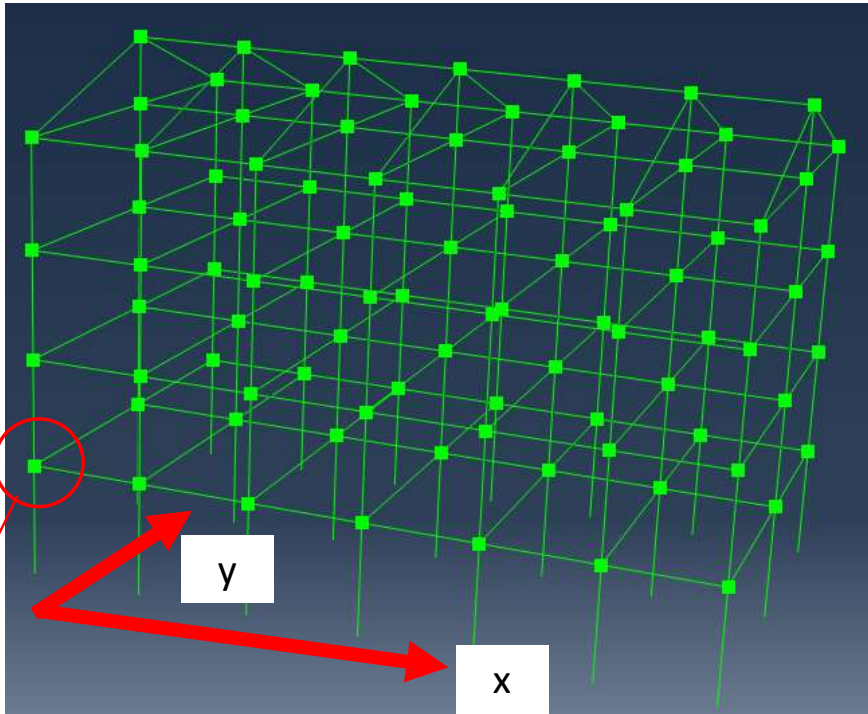
$$G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_{2j} Q_{kj}$$



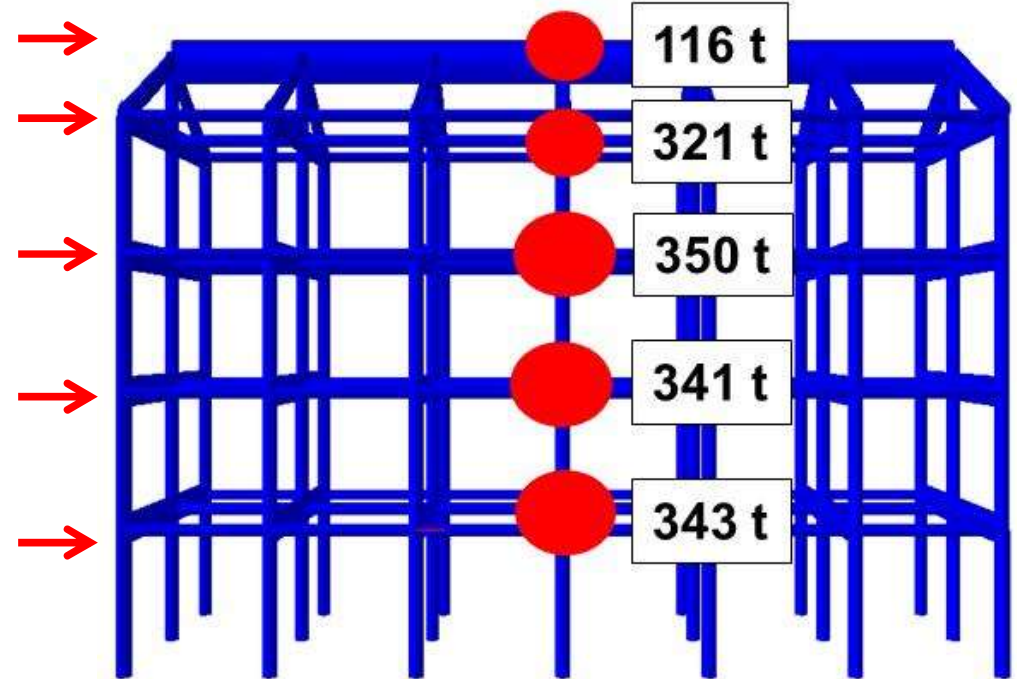
CARICHI DISTRIBUITI SULLE TRAVI + CARICHI CONCENTRATI PER TENERE CONTO DEL PESO PROPRIO DEI PILASTRI

Modellazione di edificio in CA soggetto ad azione sismica

Modellazione FEM e analisi statica non lineare → Masse sismiche



LA MASSE TRASLAZIONALI SONO STATE CALCOLATE IN FUNZIONE DEI CARICHI DELL'ANALISI STATICA EQUIVALENTE



MASSA TOTALE = 1471 t

Reazioni vincolari = carichi applicati
Reazioni vincolari = masse sismiche x g

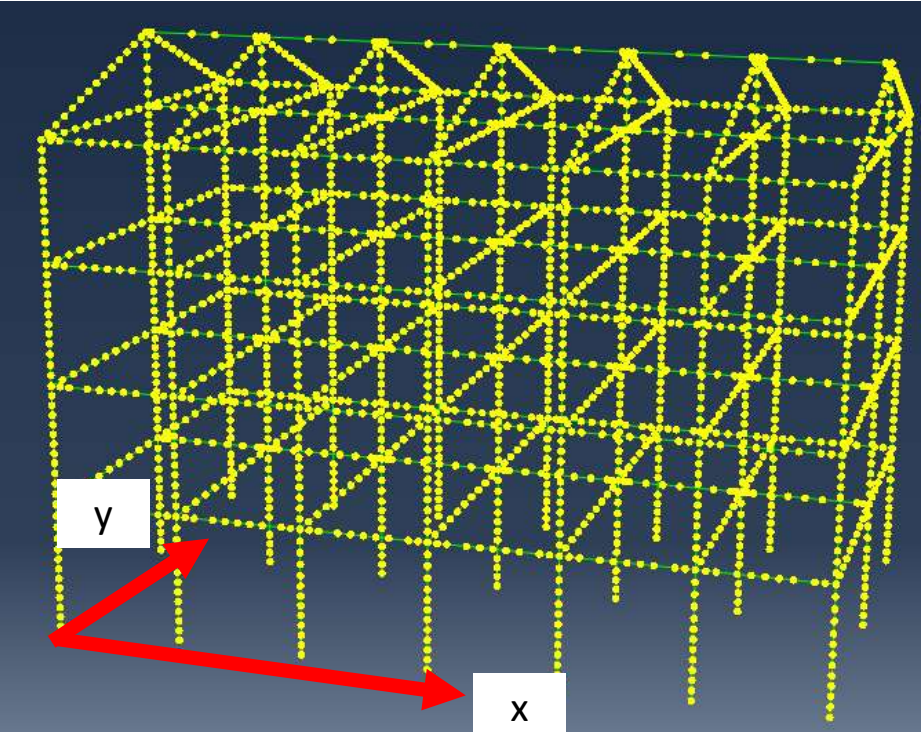
Accelerazione uniforme
proporzionale alle masse

$$\{F_2\} = p \cdot [m]$$

Modellazione di edificio in CA soggetto ad azione sismica

Modellazione FEM e analisi statica non lineare —————> Travi e pilastri

Costruzione della mesh



LA SCELTA DELL'ELEMENTO FINITO HA EFFETTI SUL COMPORTAMENTO LINEARE E NON LINEARE

MODELLAZIONE CON ELEMENTI FINITI ALLA TIMOSHENKO
suddividere i pilastri e le travi in elementi finiti che abbiamo una lunghezza paragonabile alla lunghezza di cerniera plastica

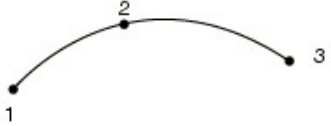
ELEMENTI FINITI BEAM A 2 NODI PER TRAVI LUNGO X



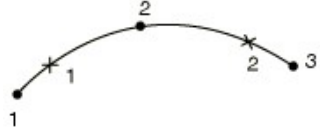
UN SOLO PUNTO DI INTEGRAZIONE



ELEMENTI FINITI BEAM A 3 NODI PER TRAVI LUNGO Y E PILASTRI



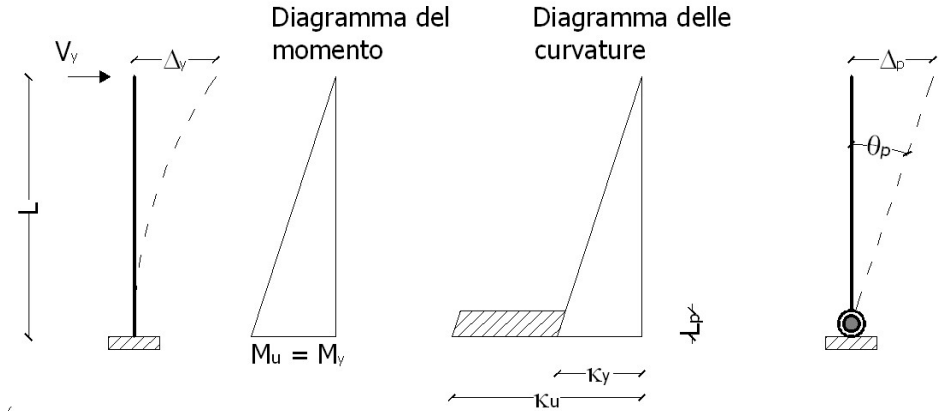
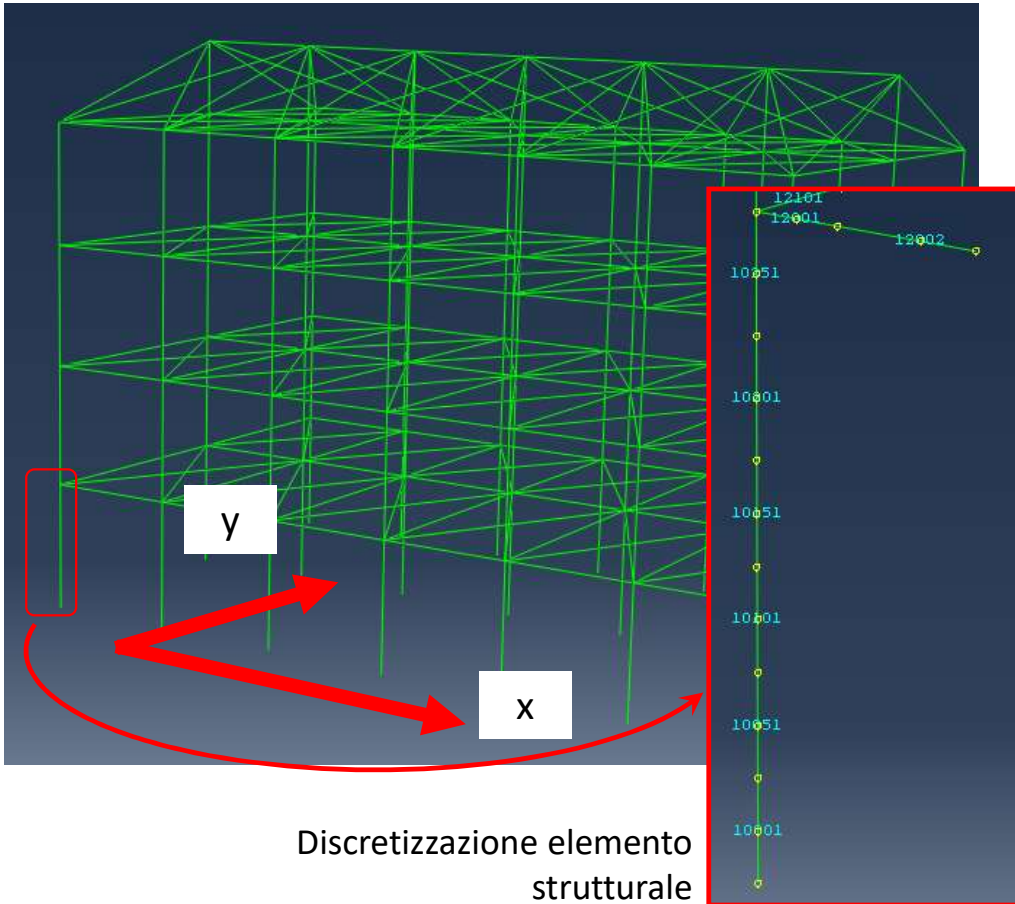
DUE PUNTI DI INTEGRAZIONE



x: direzione debole
y: direzione forte

Modellazione di edificio in CA soggetto ad azione sismica

Modellazione FEM e analisi statica non lineare → Travi e pilastri



Lunghezza di cerniera plastica (Circolare NTC2018):

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



La lunghezza di influenza del punto di integrazione dovrebbe essere simile alla lunghezza di cerniera plastica



Il problema numerico di localizzazione avviene così dove nella realtà si concentra il danno degli elementi

Modellazione di edificio in CA soggetto ad azione sismica

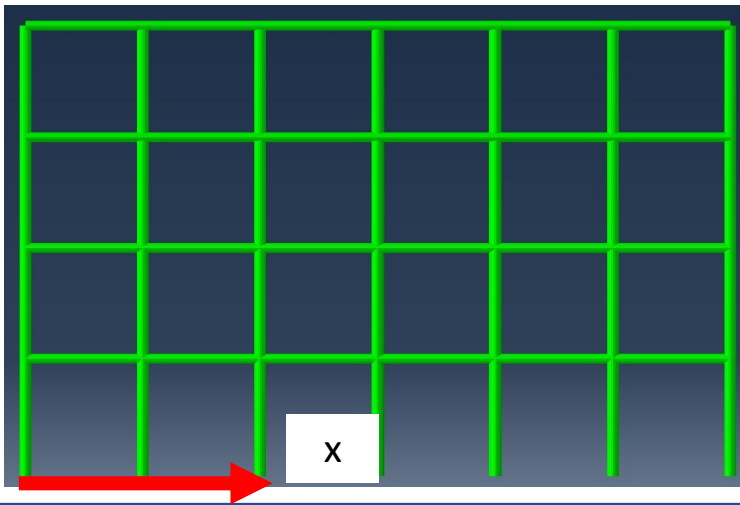
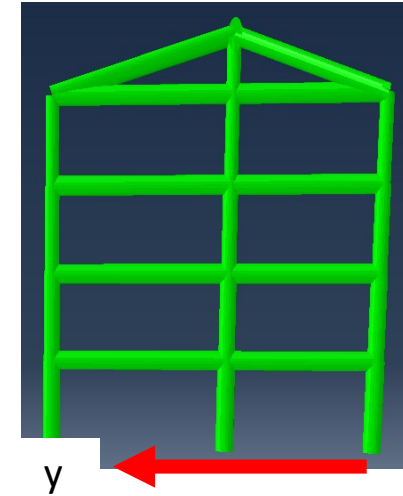
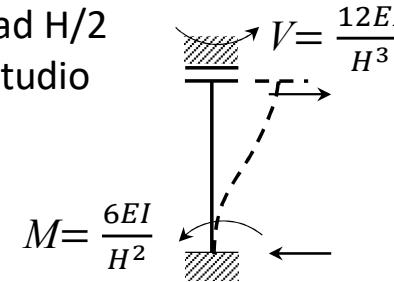
Modellazione FEM e analisi statica non lineare → Travi e pilastri

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

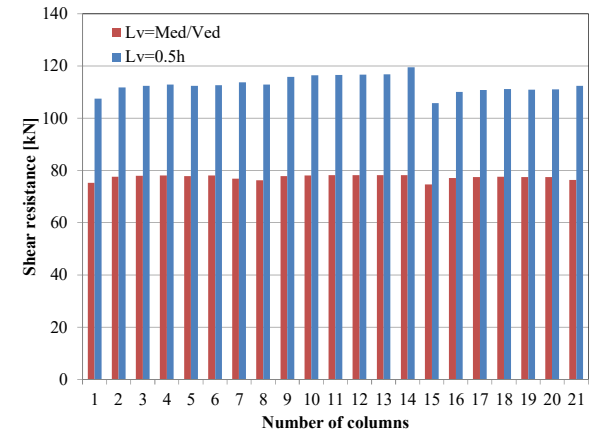
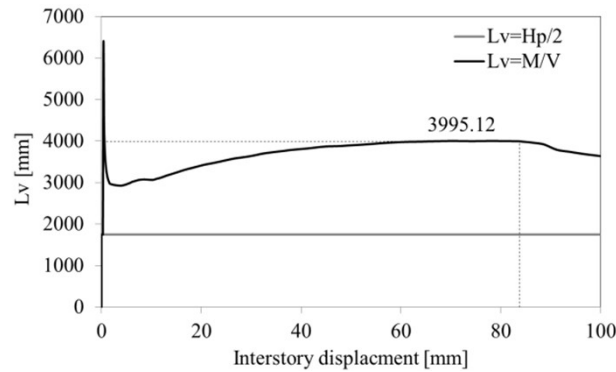
L_v = luce di taglio

Altrimenti più adatto il calcolo diretto $L_v = M/V$
Ex telaio lato debole caso studio

Per telai shear type pari ad H/2
Ex telaio lato forte caso studio

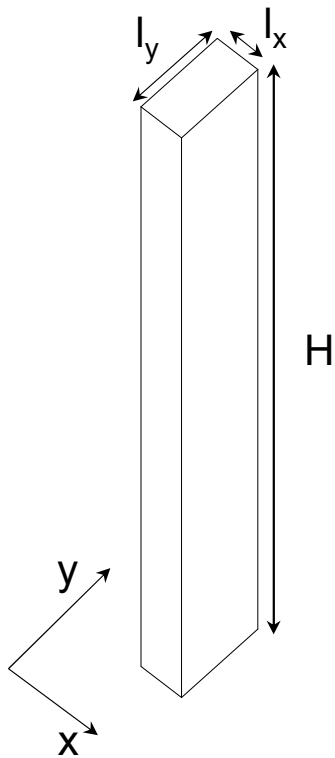


Variazione luce di taglio



Modellazione di edificio in CA soggetto ad azione sismica

Modellazione FEM e analisi statica non lineare → Travi e pilastri



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

- Per sisma in direzione x: $h = l_x$
- Per sisma in direzione y: $h = l_y$

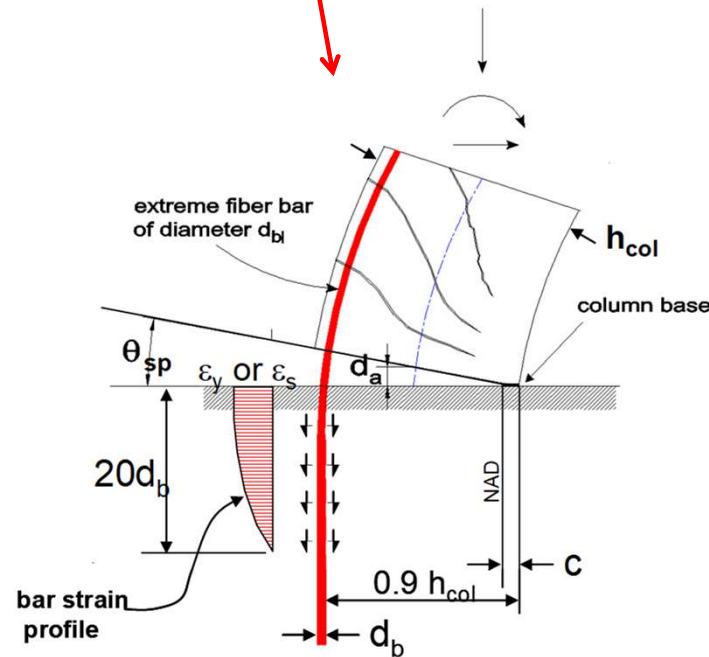
h è l'altezza della sezione,

f_c = resistenza a compressione del calcestruzzo (in MPa)

f_y = resistenza a snervamento dell'acciaio longitudinale (in MPa)

d_{bL} = diametro (medio) delle barre longitudinali

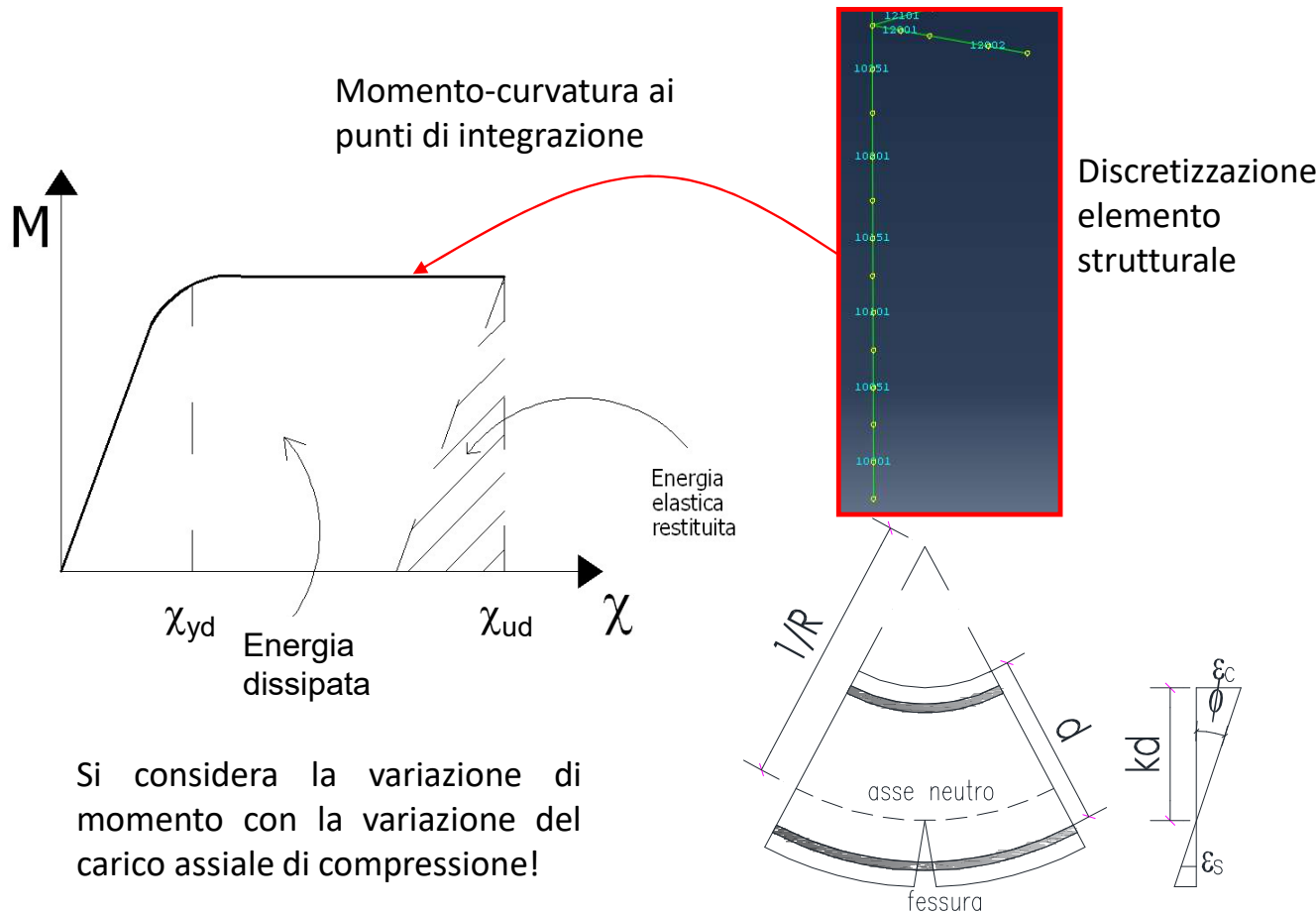
LA LUNGHEZZA DI CERNIERA PLASTICA IN CASO DI ELEMENTI RETTANGOLARI CAMBIA IN RAGIONE DELLA DIREZIONE DEL SISMA



Il terzo termine della formula per il calcolo della lunghezza di cerniera plastica tiene conto dello sfilamento delle barre longitudinali

Modellazione di edificio in CA soggetto ad azione sismica

Modellazione FEM e analisi statica non lineare → Travi e pilastri



Si considera la variazione di momento con la variazione del carico assiale di compressione!

Duttilità in curvatura

$$\mu_{\phi} = \frac{\chi_{ud}}{\chi_{yd}}$$

Relazione fra curvatura e deformazioni dei materiali

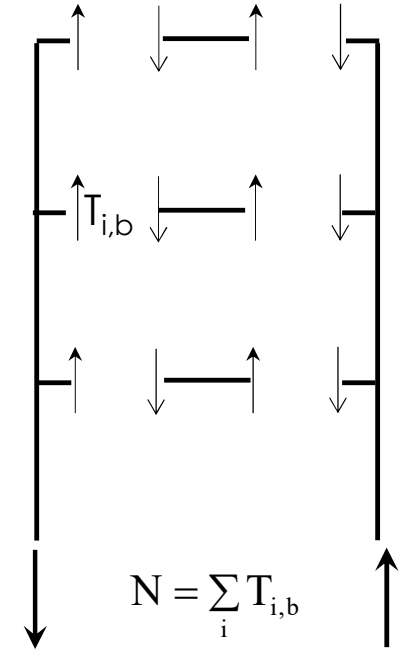
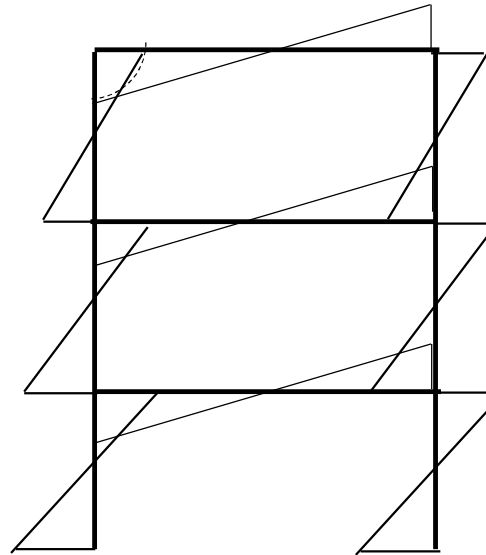
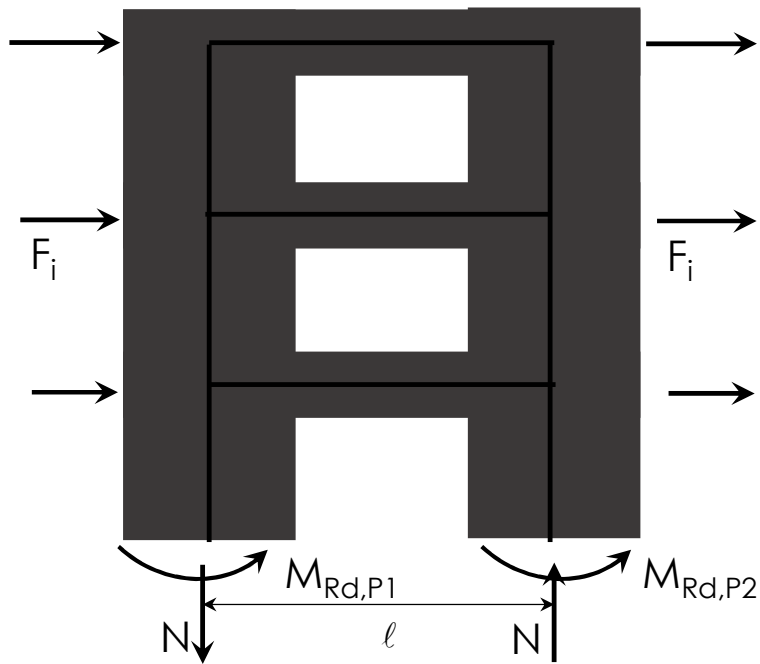
$$\chi = \frac{1}{R} = \frac{\epsilon_c}{kd} = \frac{\epsilon_s}{d(1-k)} = \frac{\epsilon_c + \epsilon_s}{d}$$

per similitudine fra triangoli infatti si può assumere che:

$$\frac{\epsilon_c}{kd} = \frac{\epsilon_s}{d - kd}$$

Modellazione di edificio in CA soggetto ad azione sismica

Modellazione FEM e analisi statica non lineare → Travi e pilastri

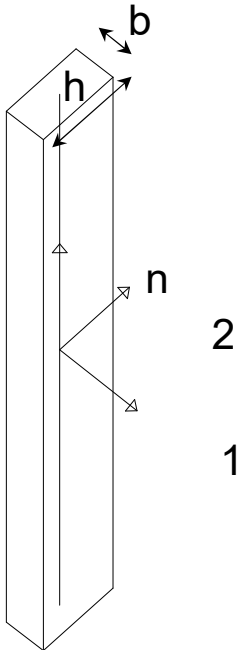
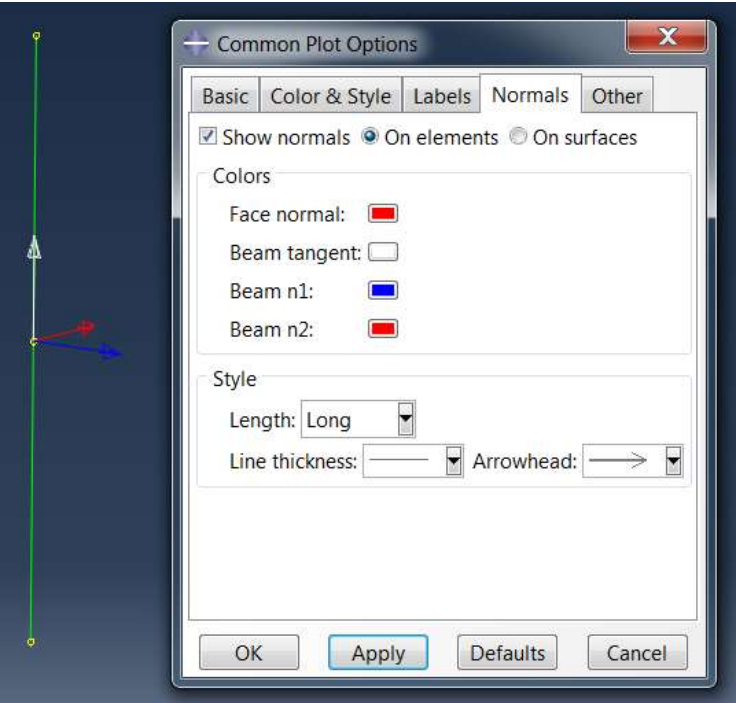


Nel caso di travi “forti” può capitare che i pilastri vadano in trazione e pertanto è bene considerare anche la non linearità per sforzo assiale dei pilastri

Modellazione di edificio in CA soggetto ad azione sismica

Modellazione FEM e analisi statica non lineare —————> Travi e pilastri

```
*****PILASTRO 1*****
*BEAM GENERAL SECTION , ELSET=PILASTRO1_LV0_LV1 , DENSITY=0.0, SECTION=NONLINEAR GENERAL
192000 , 5760000000 , 0 , 1638400000 , 5898240000
1, 0, 0
```



Proprietà elastiche della sezione

| A | I11 | I22 | J |
|-------------|---------------------|---------------------|------------------------------------|
| bh | bh ³ /12 | b ³ h/12 | k ₁ bh ³ /12 |
| Flessionale | | Torsionale | |

Tabella 2. Coefficienti per il calcolo di τ_{max} e Θ

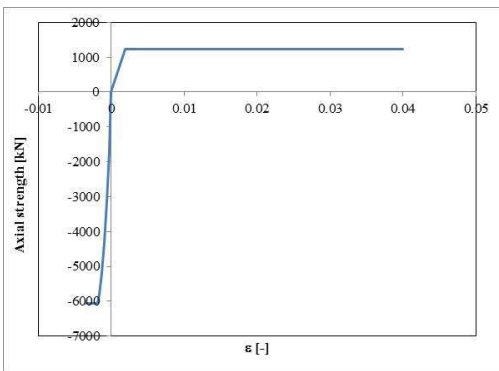
| bla | K ₁ | K ₂ | bla | K ₁ | K ₂ |
|-----|----------------|----------------|-----|----------------|----------------|
| 1,0 | 0,1406 | 0,208 | 3 | 0,263 | 0,267 |
| 1,2 | 0,166 | 0,219 | 4 | 0,281 | 0,282 |
| 1,5 | 0,196 | 0,231 | 5 | 0,291 | 0,291 |
| 2,0 | 0,229 | 0,246 | 10 | 0,312 | 0,312 |
| 2,5 | 0,249 | 0,258 | ∞ | 0,333 | 0,333 |

In funzione degli assi locali dell'elemento finito

Modellazione di edificio in CA soggetto ad azione sismica

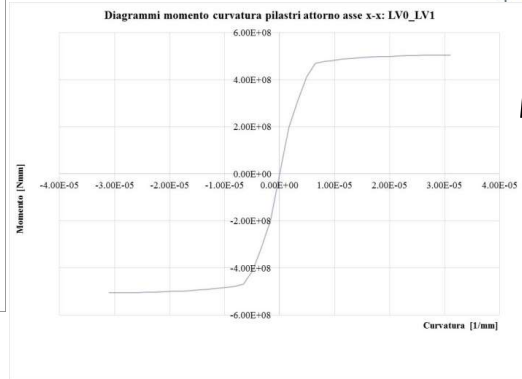
Modellazione FEM e analisi statica non lineare → Travi e pilastri

```
*AXIAL, ELASTIC
-6063900 , -3.500000
-6063900 , -0.003500000
-6063900 , -0.002000000
-6045000 , -0.001875000
-5793333.333 , -0.001666667
-5172266.667 , -0.001333333
-4282400 , -0.001000000
-3123733.333 , -0.000666667
-1696266.667 , -0.000333333
0 , 0.000000000
1225500 , 0.001875000
1225500 , 0.040000000
1225500 , 40.0000000
```



Non linearità assiale

```
*M1, ELASTIC
-10 , -1.97E-02
-10 , -1.97E-04
-4.55E+08 , -4.38E-05
-4.54E+08 , -4.15E-05
-4.53E+08 , -3.92E-05
-4.53E+08 , -3.69E-05
-4.52E+08 , -3.46E-05
-4.51E+08 , -3.23E-05
-4.50E+08 , -3.00E-05
-4.49E+08 , -2.77E-05
-4.48E+08 , -2.54E-05
-4.47E+08 , -2.31E-05
-4.45E+08 , -2.07E-05
-4.43E+08 , -1.84E-05
-4.41E+08 , -1.61E-05
-4.39E+08 , -1.38E-05
-4.35E+08 , -1.15E-05
-4.31E+08 , -9.22E-06
-4.24E+08 , -6.92E-06
-3.66E+08 , -4.61E-06
-2.17E+08 , -2.31E-06
1.08E+08 , -8.54E-07
0.00E+00 , 0.00E+00
```



Non linearità flessionale nelle due direzioni locali degli elementi finiti



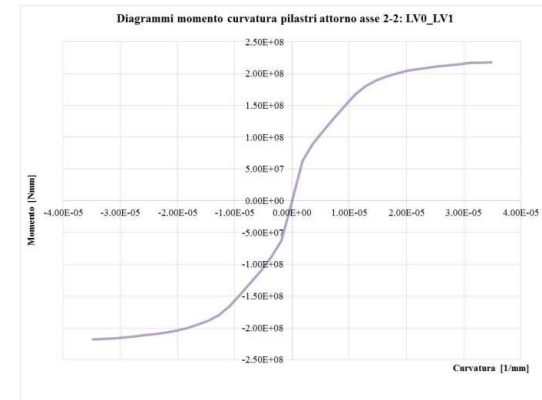
```
*M2, ELASTIC
-10 , -2.80E-02
-10 , -2.80E-04
-2.00E+08 , -3.99E-05
-1.99E+08 , -3.78E-05
-1.98E+08 , -3.57E-05
-1.97E+08 , -3.36E-05
-1.97E+08 , -3.15E-05
-1.96E+08 , -2.94E-05
-1.94E+08 , -2.73E-05
-1.92E+08 , -2.52E-05
-1.89E+08 , -2.31E-05
-1.87E+08 , -2.10E-05
-1.84E+08 , -1.89E-05
-1.78E+08 , -1.68E-05
-1.72E+08 , -1.47E-05
-1.62E+08 , -1.26E-05
-1.48E+08 , -1.05E-05
-1.26E+08 , -8.40E-06
-1.04E+08 , -6.30E-06
-8.12E+07 , -4.20E-06
-5.60E+07 , -2.10E-06
-5.09E+07 , -1.41E-06
0.00E+00 , 0.00E+00
```

*TORQUE, LINEAR
5.40672E+13
**



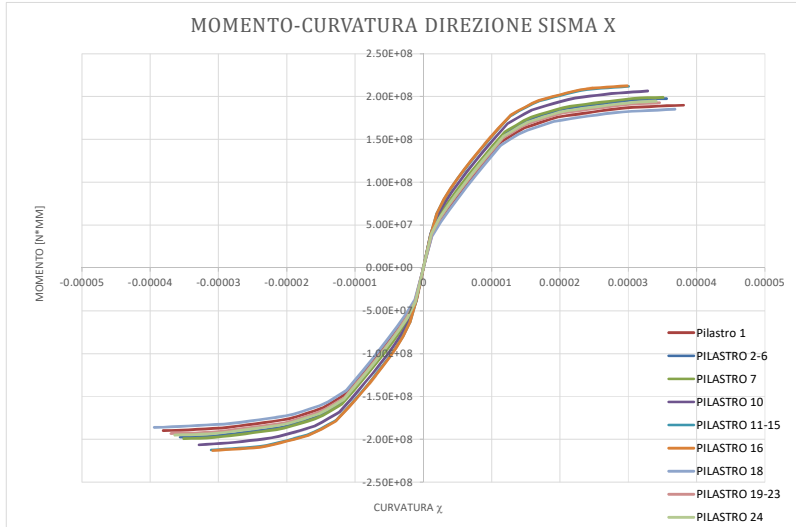
GJ

Linearità torsionale



Modellazione di edificio in CA soggetto ad azione sismica

Modellazione FEM e analisi statica non lineare → Travi e pilastri

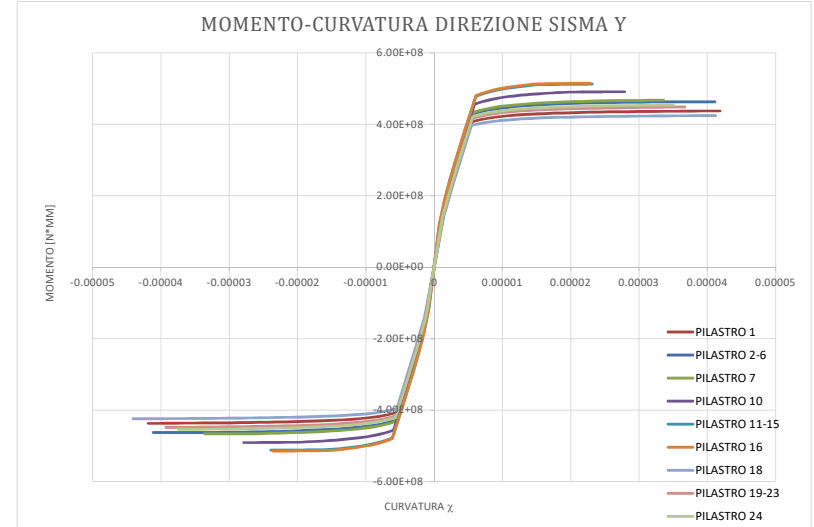


$$f_{cm} = 25.2 \text{ MPa,}$$

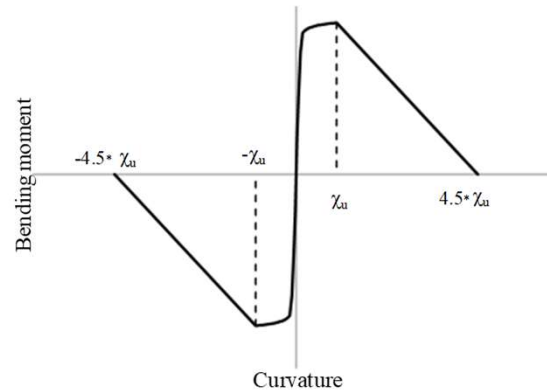
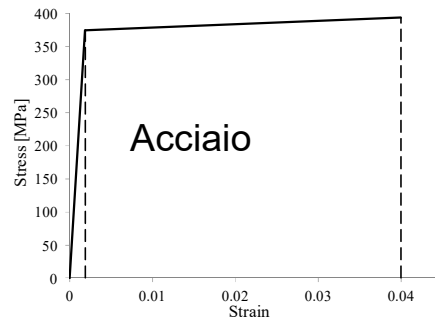
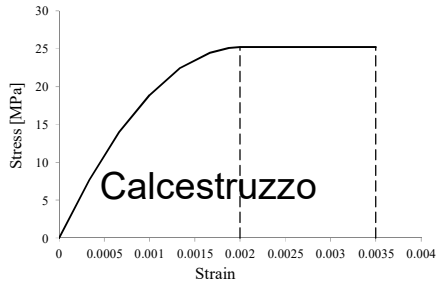
$$\epsilon_{cu} = 3.5\%$$

$$f_{ym} = 375 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{su} = 4.0\%$$



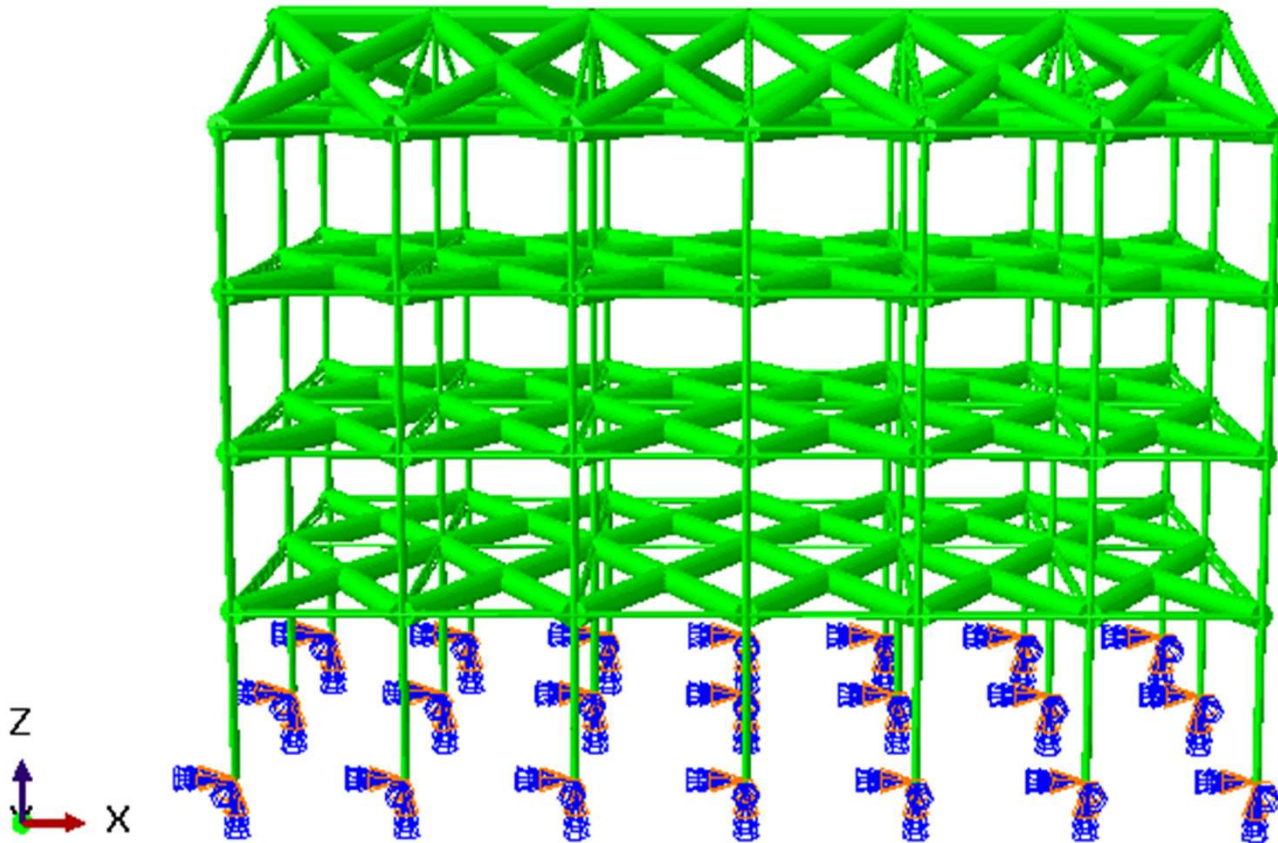
Scelta dei legami costitutivi



- Limitazione della ϵ_{su} per tenere implicitamente conto di:
- Fenomeni di buckling
 - Comportamento ciclico

Modellazione di edificio in CA soggetto ad azione sismica

Modellazione FEM e analisi statica non lineare —————> Impalcato rigido



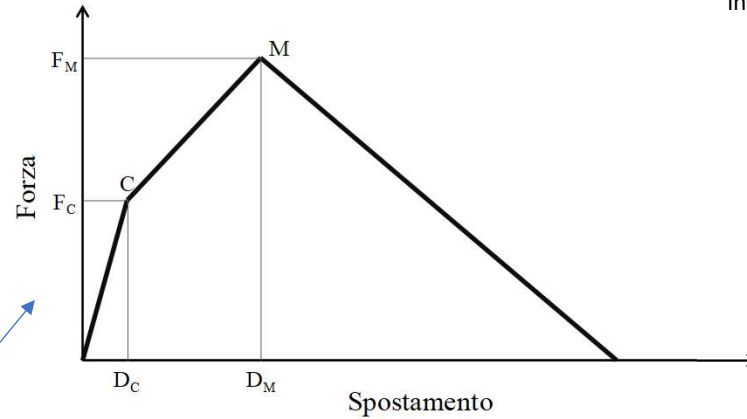
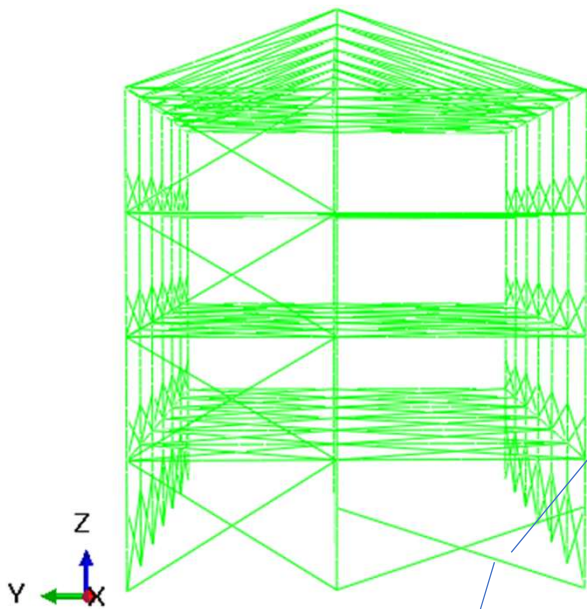
IL DIAFRAMMA E' STATO
MODELLATO CON ELEMENTI
TRUSS ELASTICI LINEARI A CUI
E' STATO ASSEGNATO UN
MATERIALE MOLTO RIGIDO
(CIRCA $1000 E_c$)

B. Belletti, **S. Ravasini**, and F. Vecchi,
"Pushover analysis of reinforced concrete
framed structures: comparison between
response obtained using beam or multi-
layered shell elements," 2019.

Modellazione di edificio in CA soggetto ad azione sismica

Modellazione FEM e analisi statica non lineare → Tamponamenti

Lima et al., 2018. Nonlinear modeling techniques for existing buildings in reinforced concrete: the case study of De Gasperi-Battaglia Institute of Norcia». Proceedings of Italian Concrete Days 2018.



Tamponamenti con comportamento non lineare a tratti



Modello di Dolsek & Fajfar (2008)

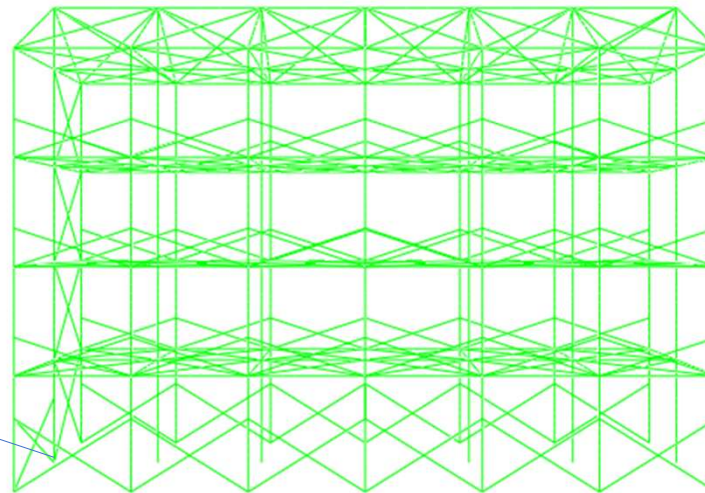
$$F_{max} = 0.818 \frac{L_{in} t_w f_{tp}}{C_I} \left(1 + \sqrt{C_I^2 + 1} \right)$$

$$C_I = 1.925 \frac{L_{in}}{H_{in}}$$

$$\lambda_0 = 1 - \frac{1.5 L_0}{L_{in}} \geq 0$$

Influenza di:

- Geometria aperture
- Geometria tamponamento (spessore e larghezza equivalente)



Modellazione con elementi tipo beam con rilascio della rotazione flessionale alle estremità (end release)



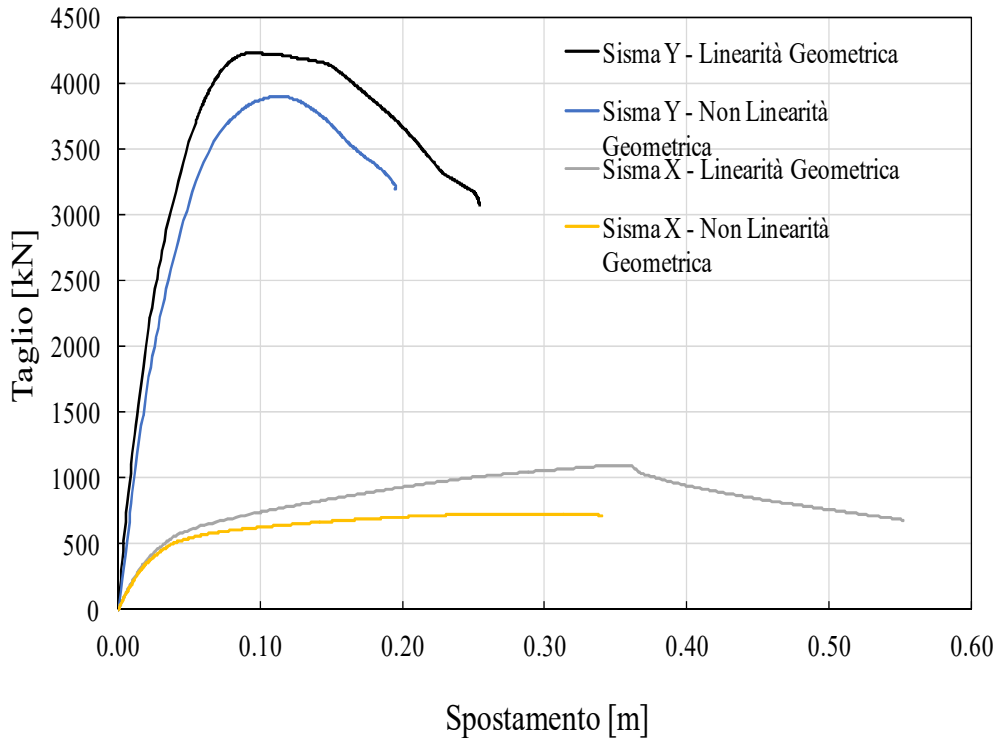
Modellazione di edificio in CA soggetto ad azione sismica

Modellazione FEM e analisi statica non lineare

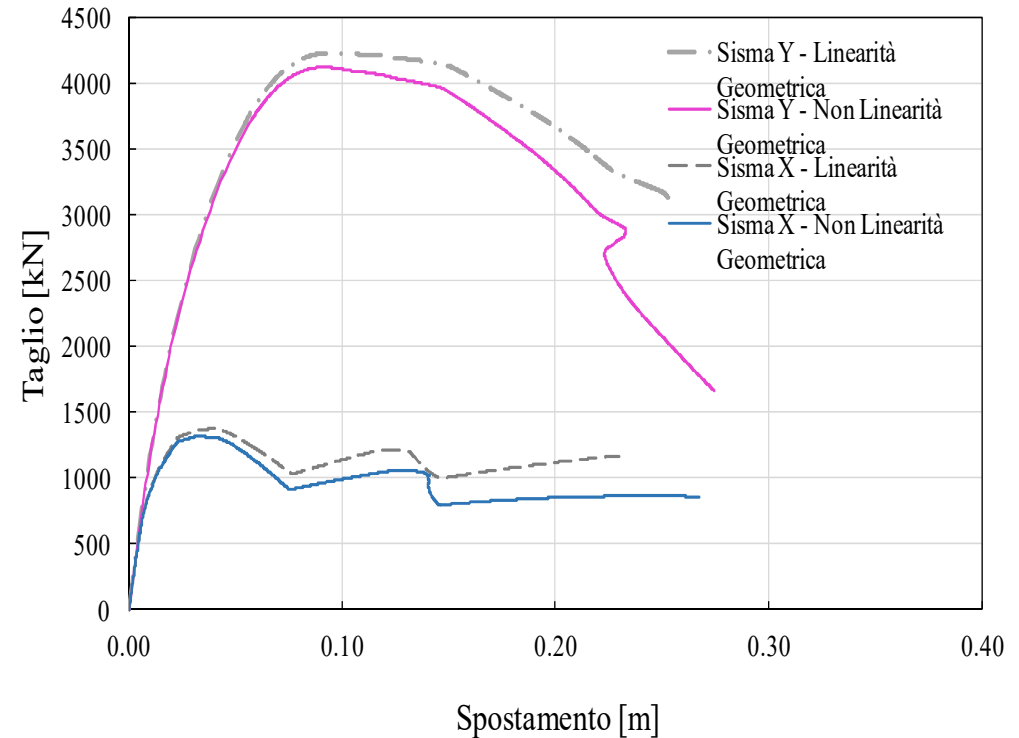
Sommario risultati analisi pushover

Lima et al., 2018. Nonlinear modeling techniques for existing buildings in reinforced concrete: the case study of De Gasperi-Battaglia Institute of Norcia». Proceedings of Italian Concrete Days 2018.

Effetto non linearità geometrica



Effetto non linearità geometrica + tamponamenti

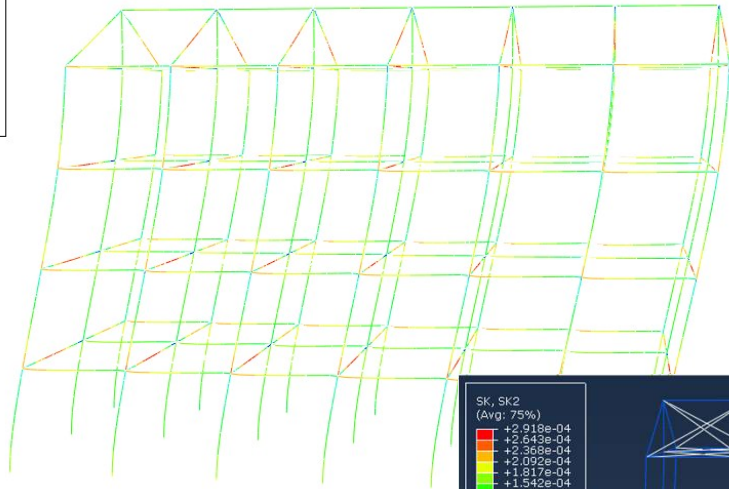
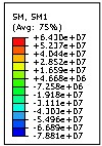


Nell'esempio si assume una distribuzione di forze uniformi di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione

Modellazione di edificio in CA soggetto ad azione sismica

Modellazione FEM e analisi statica non lineare → Sommario risultati analisi pushover

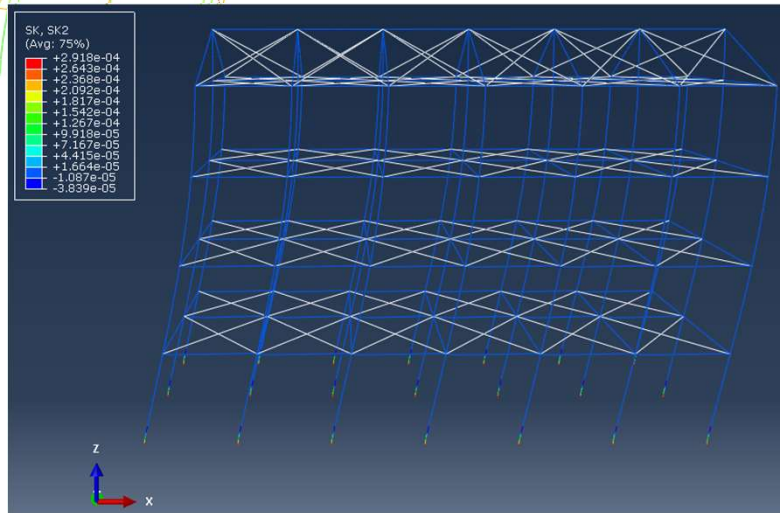
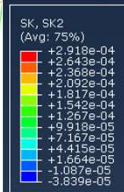
Direzione x (debole)



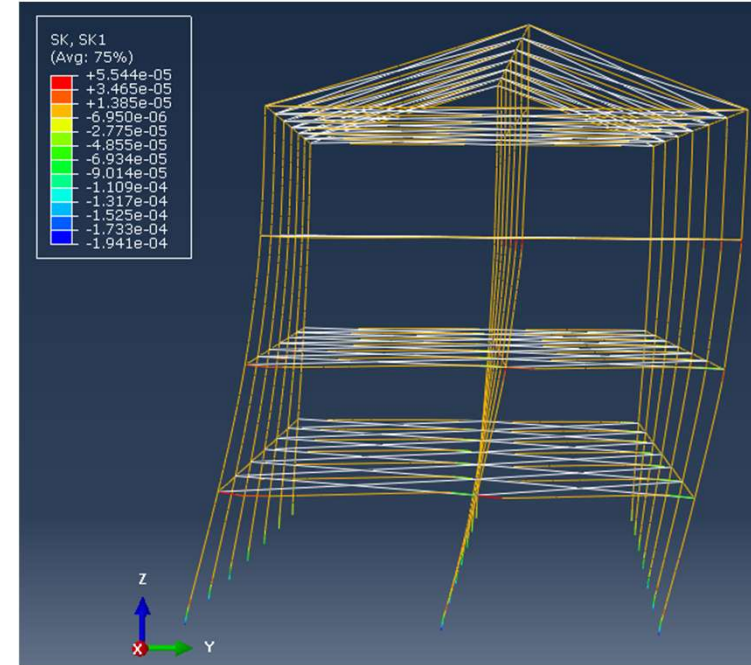
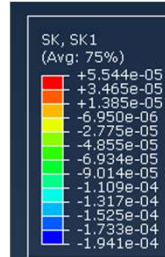
Le travi lungo il lato debole formano alle estremità la cerniera plastica

In funzione degli assi locali dell'elemento finito

I pilastri lungo il lato debole si comportano come mensole incastrate alla base



Direzione y (forte)



Le travi formano alle estremità la cerniera plastica così come i pilastri

Modellazione di edificio in CA soggetto ad azione sismica

Modellazione FEM e analisi statica non lineare —————> Rotture fragili

Il modello non lineare eseguito **considera**:

- La non-linearità a presso-flessione retta dei pilastri e flessione retta delle travi
- La non-linearità per sforzi assiali dei pilastri

Il modello non lineare eseguito **NON considera**:

- Il dominio di interazione per presso-flessione deviata
- La rottura a taglio degli elementi strutturali
- La rottura dei nodi
- Lo sfilamento delle barre e la perdita di aderenza nelle zone di ancoraggio



IL CALCOLO DELLA CAPACITA' A TAGLIO VERRA'
CONDOTTO IN POST-ANALISI

Modellazione di edificio in CA soggetto ad azione sismica

Modellazione FEM e analisi statica non lineare —————> Rotture fragili

CAPACITA' CALCOLATA IN TERMINI DI DEFORMAZIONE



L'INTERAZIONE FRA MECCANISMI DUTTILI E FRAGILI NON E' IN GENERE
CONSIDERATA NEI SOFTWARE COMMERCIALI E RICHIEDE UNA VERIFICA IN POST-
ANALISI

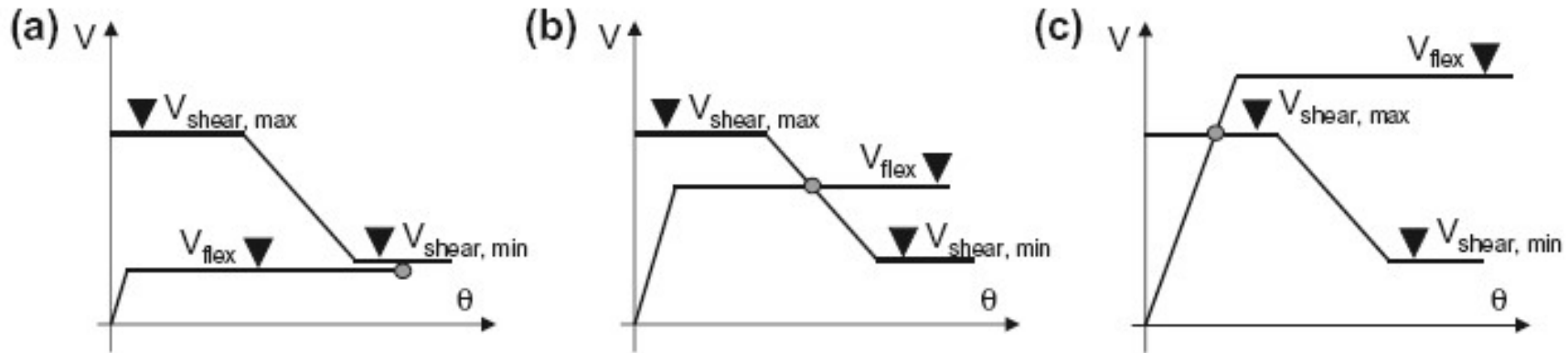


Figura – (a) Failure mode 3: flexure failure (b) Failure mode 2: combined flexure-shear failure; (c) Failure mode 1: Brittle shear failure (form De Luca and Verderame, 2013)

Modellazione di edificio in CA soggetto ad azione sismica

Modellazione FEM e analisi statica non lineare → Rotture fragili

Sezen e Moehle, 2004 $V_R = V_s + V_c = k \frac{A_w f_y d}{s} + k \left(\frac{0.5 \sqrt{f_c}}{L_v/d} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5 \sqrt{f_c} A_g}} \right) 0.8 A_g$

Biskinis et al., 2004 (Circolare 2018 – EC8-III)

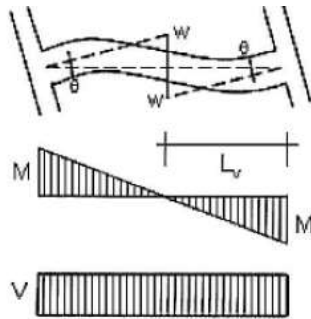
$$V_R = V_N + k V_s + k V_c = \frac{h - x_{el}}{2 L_v} \min(P; 0.55 A_g f_c) + k \frac{A_w f_y d}{s} + k \left[0.16 \max(0.5; 100 \rho_{tot}) \left(1 - 0.16 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_g \right]$$

Traliccio ad inclinazione variabile (NTC18 – EC2)

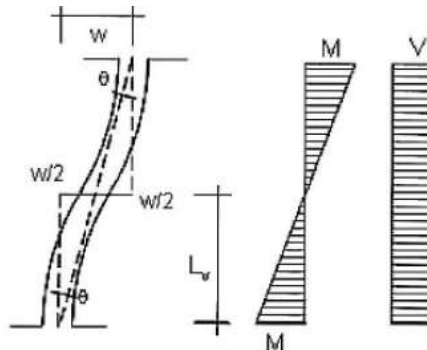
$$V_R = \min(V_{Rcd}; V_{Rsd}) = \min\left(0.9 db \alpha_c v f_c \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta}; \frac{A_w f_y d}{s} \cot \theta\right)$$

Traliccio di Ritter-Morsh

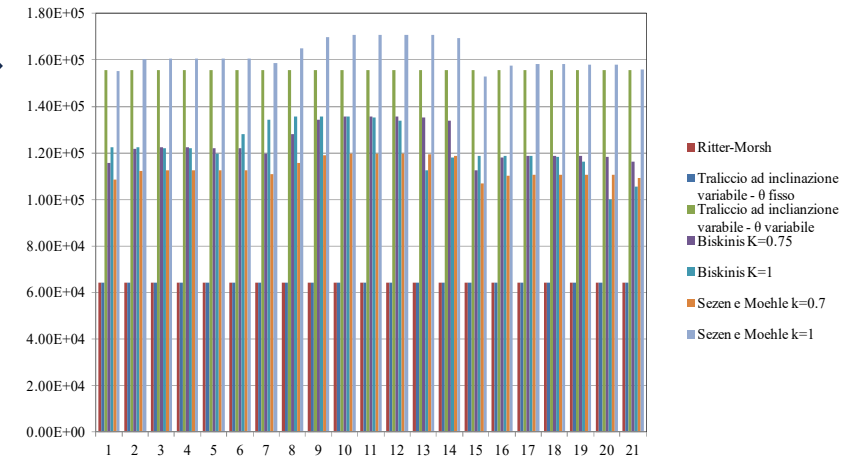
$$V_R = V_s = \frac{A_w f_y d}{s}$$



SULLA BASE DELLA
ROTAZIONE ALLA CORDA



B. Belletti, S. Ravasini, and F. Vecchi, "Pushover analysis of reinforced concrete framed structures: comparison between response obtained using beam or multi-layered shell elements," 2019.



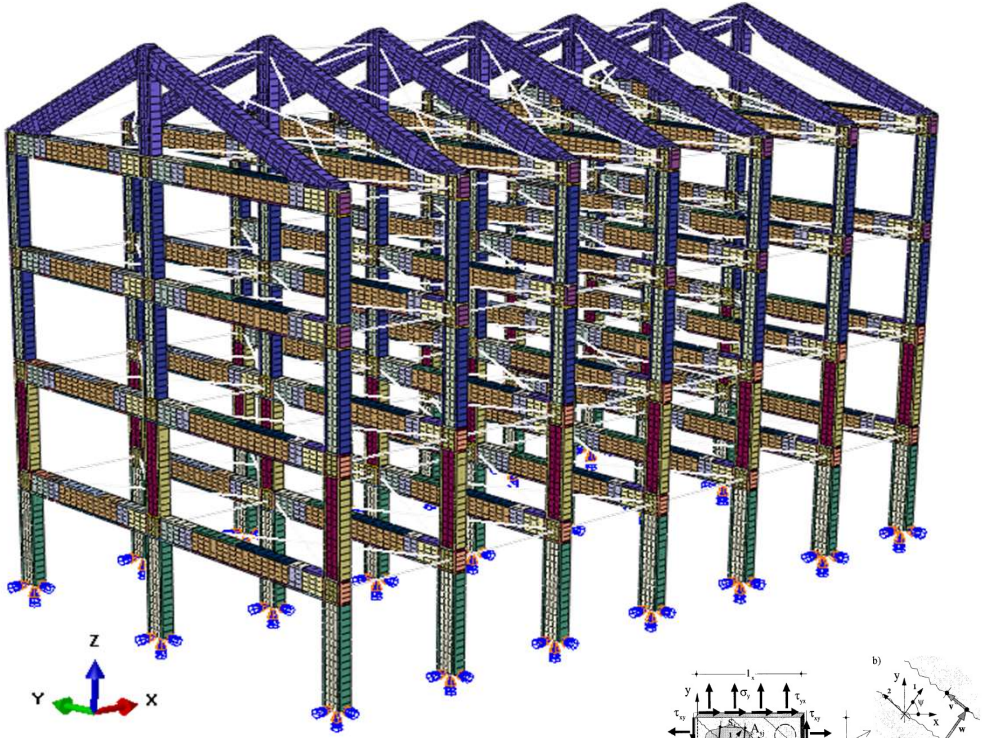
$$\theta_y = \chi_y \frac{L_v}{3} + 0.0013 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_v} \right) + 0.13 \chi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}}$$

$$\theta_u = \theta_y + (\chi_u - \chi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_v} \right)$$

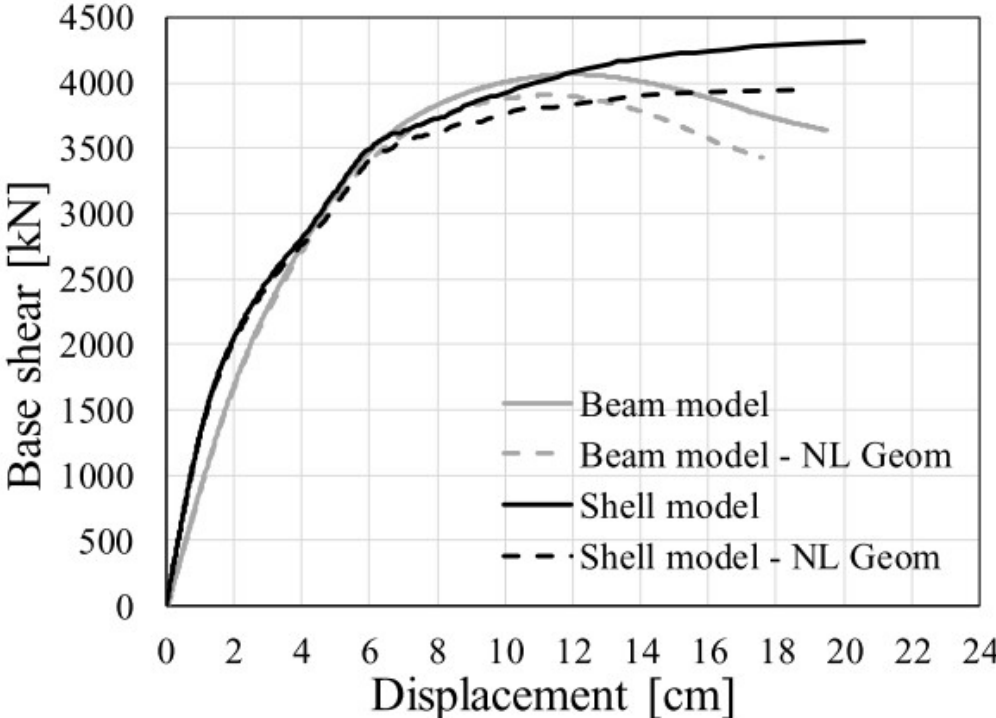
In funzione della curvatura a snervamento e ultima dal momento-curvatura

Modellazione di edificio in CA soggetto ad azione sismica

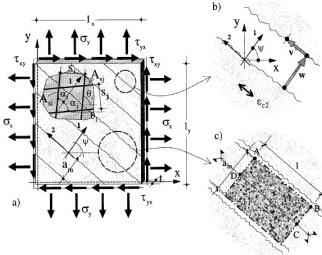
Modellazione FEM e analisi statica non lineare → Confronto con modellazione shell



B. Belletti, S. Ravasini, and F. Vecchi, "Pushover analysis of reinforced concrete framed structures: comparison between response obtained using beam or multi-layered shell elements," 2019.



Umat
PARC_CL 2.1

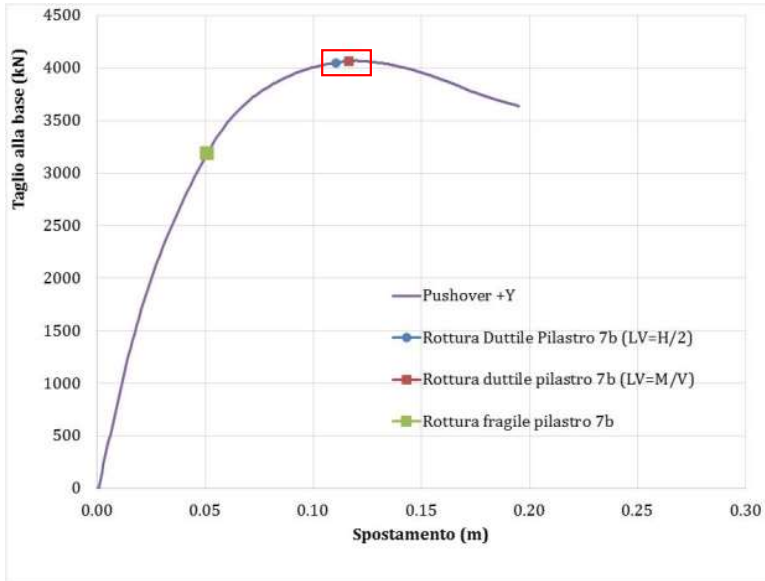


Modellazione di edificio in CA soggetto ad azione sismica

Modellazione FEM e analisi statica non lineare

Confronto con modellazione shell

B. Belletti, S. Ravasini, and F. Vecchi, "Pushover analysis of reinforced concrete framed structures: comparison between response obtained using beam or multi-layered shell elements," 2019.



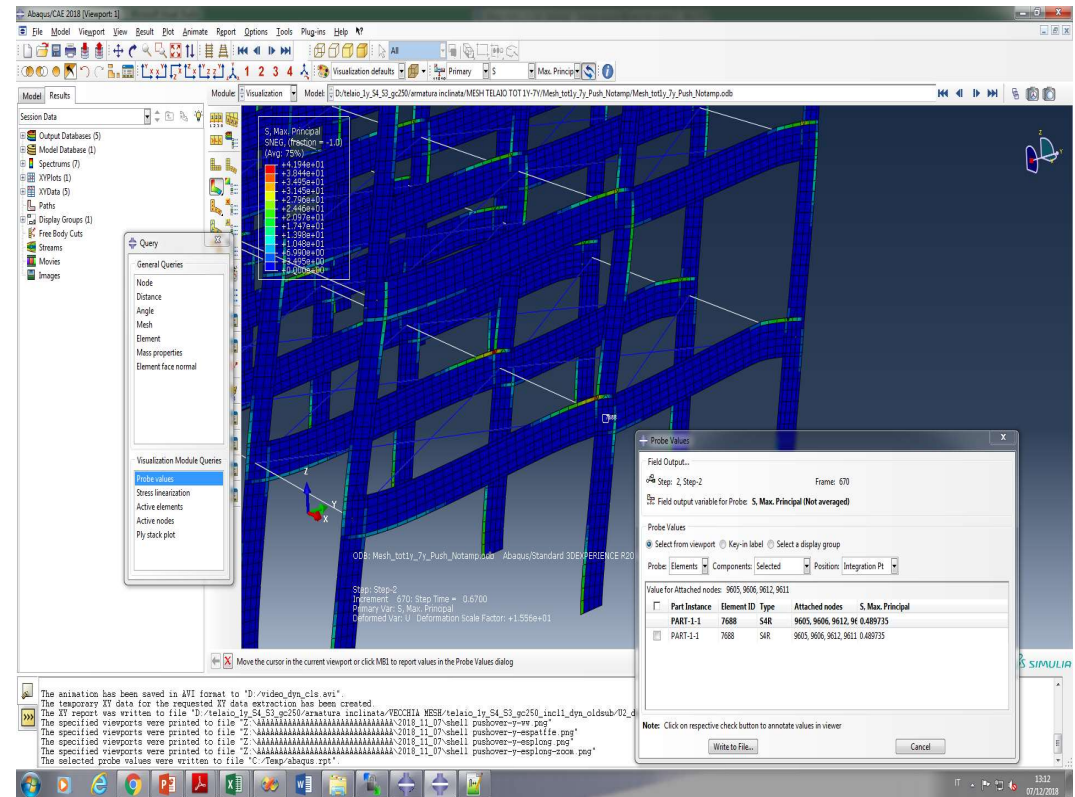
Calcolo manuale

$$\sigma_{nt,max} = 0.8 \text{ MPa}$$

Risultato FEM non lineare

$$\sigma_{nt,max} = 0.48 \text{ MPa}$$

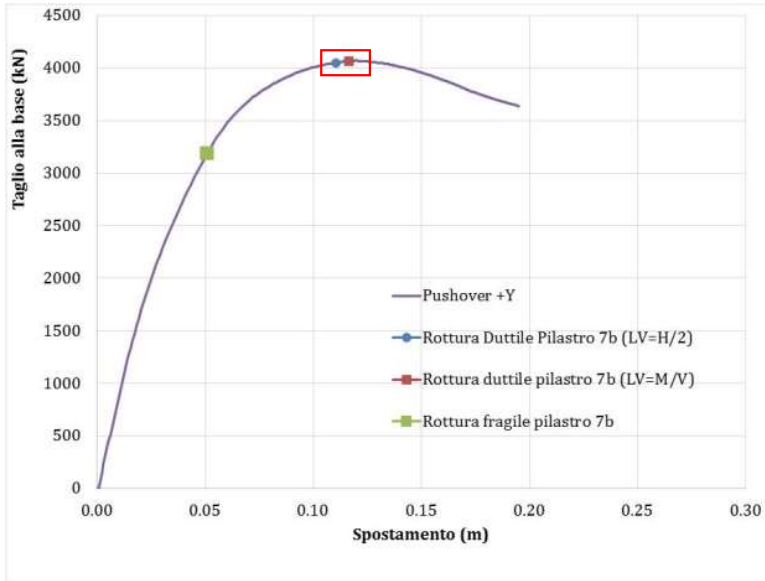
TENSIONE PRINCIPALE DI TRAZIONE



Modellazione di edificio in CA soggetto ad azione sismica

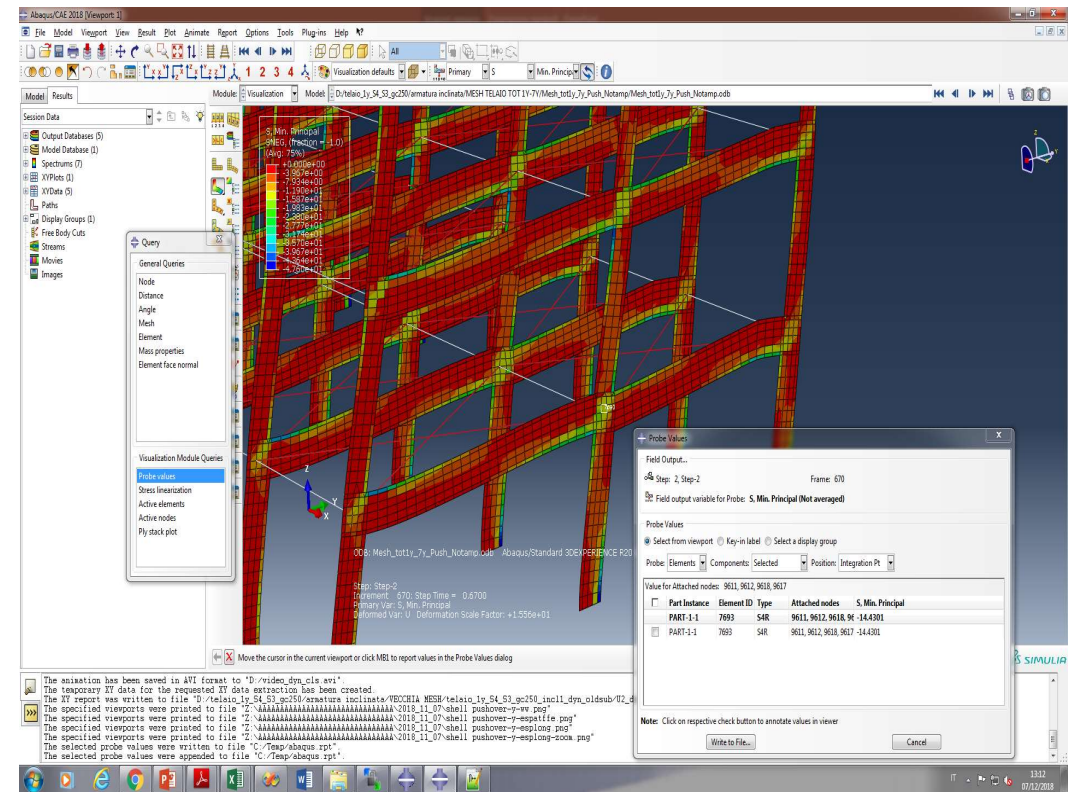
Modellazione FEM e analisi statica non lineare

Confronto con modellazione shell



B. Belletti, S. Ravasini, and F. Vecchi, "Pushover analysis of reinforced concrete framed structures: comparison between response obtained using beam or multi-layered shell elements," 2019.

TENSIONE PRINCIPALE DI COMPRESSIONE



Calcolo manuale

$$\sigma_{nc,max} = 4.22\text{MPa}$$

Risultato FEM non lineare

$$\sigma_{nc,max} = 14.0\text{MPa}$$

Contenuti

- ✓ **Formulazione degli elementi finiti tipo “Truss” e “Beam”.**
 - Elementi tipo Biella “Truss” e Trave-Colonna “Beam” in elasticità lineare.
 - Approcci di modellazioni con elementi tipo “Beam” per analisi non lineari.
- ✓ **Modellazione di edificio in CA soggetto ad azione sismica.**
 - Geometria dell’edificio.
 - Modellazione FEM e analisi statica non lineare.
- ✓ **Modellazione di edificio in CAP soggetto ad azione eccezionale.**
 - Cenni al concetto di robustezza strutturale.
 - Approccio di modellazione e validazione di edifici in CAP.
 - Applicazione al caso studio di un edificio a telaio in CAP.
- ✓ **Safety Formats e considerazioni conclusive.**

Modellazione di edificio in CAP soggetto ad azione eccezionale

Cenni al concetto di robustezza strutturale

EC1-7: “La capacità di un sistema strutturale di resistere a guasti locali o ad eventi eccezionali, come fuoco, esplosioni o attacchi terroristici, senza subire danni sproporzionati rispetto all'evento che l'ha causato ed essere in grado di soddisfare la maggior parte delle sue funzioni originali”

NTC 2018: “capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità di possibili cause innescanti eccezionali, quali esplosioni e urti”

Selected definitions of structural robustness.

| Source | Definition |
|------------------------------|--|
| GSA guidelines [10] | Robustness – Ability of a structure or structural components to resist damage without premature and/or brittle failure due to events like explosions, impacts, fire or consequences of human error, due to its vigorous strength and toughness. |
| EC1 – Part 1-7 [23] | Robustness: The ability of a structure to withstand events like fire, explosions, impact or the consequences of human error, without being damaged to an extent disproportionate to the original cause. |
| Bontempi et al. [24] | The robustness of a structure, intended as its ability not to suffer disproportionate damages as a result of limited initial failure, is an intrinsic requirement, inherent to the structural system organization. |
| Agarwal and England [14] | Robustness is [...] the ability of a structure to avoid disproportionate consequences in relation to the initial damage. |
| Biondini et al. [25] | Structural robustness can be viewed as the ability of the system to suffer an amount of damage not disproportionate with respect to the causes of the damage itself. |
| Vrouwenvelder [26] | The notion of robustness is that a structure should not be too sensitive to local damage, whatever the source of damage. |
| JCSS [27] | The robustness of a system is defined as the ratio between the direct risks and the total risks (total risks is equal to the sum of direct and indirect risks), for a specified time frame and considering all relevant exposure events and all relevant damage states for the constituents of the system. |
| Starossek and Haberland [16] | Robustness. Insensitivity of a structure to initial damage. A structure is robust if an initial damage does not lead to disproportionate collapse. |
| Fib Model Code 2010 [28] | Robustness is a specific aspect of structural safety that refers to the ability of a system subject to accidental or exceptional loadings (such as fire, explosions, impact or consequences of human errors) to sustain local damage to some structural components without experiencing a disproportionate degree of overall distress or collapse. |
| Brett and Lu [29] | [...] ability of a structure in withstanding an abnormal event involving a localized failure with limited levels of consequences, or simply structural damages. |

Differenti definizioni in Linee Guida, Codici e articoli internazionali:

Adam J. M., Parisi F., Sagaseta J., Lu X., *Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21th century.*, Engineering Structures 173 (2018) 122-149.

Modellazione di edificio in CAP soggetto ad azione eccezionale

Cenni al concetto di robustezza strutturale

NTC 2018:

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + Ad + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \text{ [2.5.6]}$$

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} sono dati nella Tab. 2.5.I oppure nella Tab. 5.1.VI per i ponti stradali e nella Tab. 5.2.VII per i ponti ferroviari. I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} sono dati nel § 2.6.1.

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

I requisiti richiesti di resistenza, funzionalità, durabilità e robustezza si garantiscono verificando il rispetto degli stati limite ultimi e degli stati limite di esercizio della struttura, dei componenti strutturali e dei collegamenti descritti nella presente norma.

VERIFICHE PER SITUAZIONI ECCEZIONALI

Per situazioni progettuali eccezionali, il progetto dovrà dimostrare la robustezza della costruzione mediante procedure di scenari di danno per i quali i **fattori parziali γ_M** dei materiali possono essere assunti pari ai valori **precisati per il calcestruzzo nel § 4.1.4 e per l'acciaio nel § 4.2.6**.

Le resistenze di progetto dei materiali riferite ad una specifica situazione di verifica si ottengono con i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

- calcestruzzo e aderenza con le armature $\gamma_c = 1,0$;
- acciaio d'armatura $\gamma_s = 1,0$.

Modellazione di edificio in CAP soggetto ad azione eccezionale

Cenni al concetto di robustezza strutturale

Criteria e Regole di progetto e verifica previsti da norme e linee guida, sia nazionali che internazionali

1 Tying Method

Progettazione di armature (tiranti, ties) volte a garantire la continuità della struttura.



Metodo Indiretto e Prescrittivo

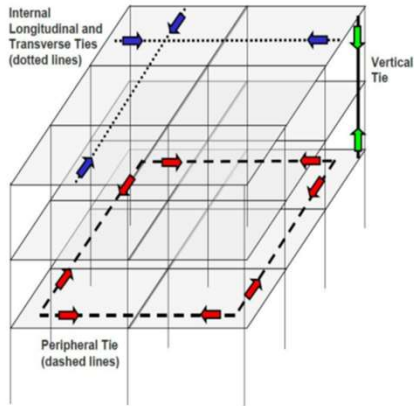


Figura da: Department of Defense (DoD) (2009) UFC 4-023-03: *Design of Buildings to resist progressive collapse*. Washington, DC (US)

| Area | Code | 1.Tying | 2.ALP | 3.Key | 4.Risk |
|--------------|-------------------------|---------|-------|-------|--------|
| UK | Building Reg. 2010 [41] | ✓ | ✓ | ✓ | ~ |
| Europe | EN 1991-1-7 [23] | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ |
| US (Civil) | ASCE/SEI 7-16 [49] | ✓ | ✓ | ✓ | ~ |
| US (Civil) | NYC BC 2014 [44] | X | ✓ | ✓ | ~ |
| US (Civil) | IBC 2009 [46] | ✓ | X | X | X |
| US (Gov.) | UFC 4-023-03 [45] | ✓ | ✓ | ✓ | ~ |
| US (Federal) | GSA 2013 [50] | X | ✓ | X | ~ |
| China | CECS 392:2014 [62] | ✓ | ✓ | ✓ | X |
| Canada | NBCC 1995 [53] | ✓ | ✓ | ✓ | ~ |
| Australia | NCC 2016 [58] | X | ✓ | ✓ | ✓ |

✓ (method considered), X (method not considered), ~ (method implicitly considered)

Tabella da: Adam J. M., Parisi F., Sagaseta J., Lu X., *Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century.*, Engineering Structures 173 (2018) 122-149.

NOTA: l'utilizzo degli approcci dipende dalle classi di conseguenza CC1, CC2, CC3

3 Key Element Method

Progettazione sovradimensionata di elementi chiave della struttura in grado di affrontare l'insorgere di possibili azioni eccezionali/accidentali (Es. Pilastri esterni).

2 Alternate Path Method (ALPs)

Creazione di un percorso alternativo di carico a seguito di un evento eccezionale, quale la rimozione di un elemento verticale



Metodo Diretto

La corretta modellazione non lineare ad elementi finiti diventa cruciale

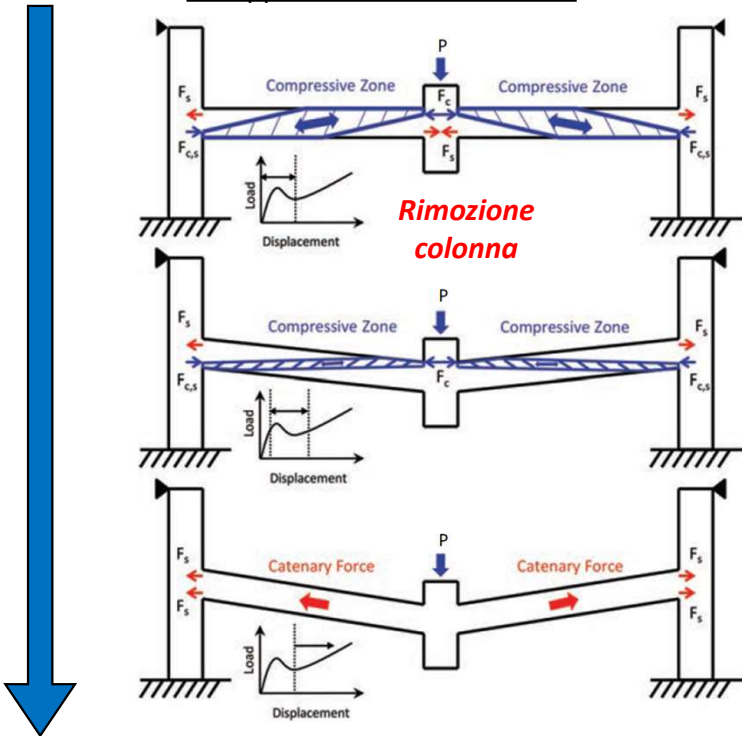
→ Metodo Alternativo ai primi due

Modellazione di edificio in CAP soggetto ad azione eccezionale

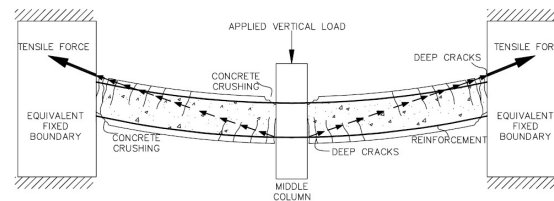
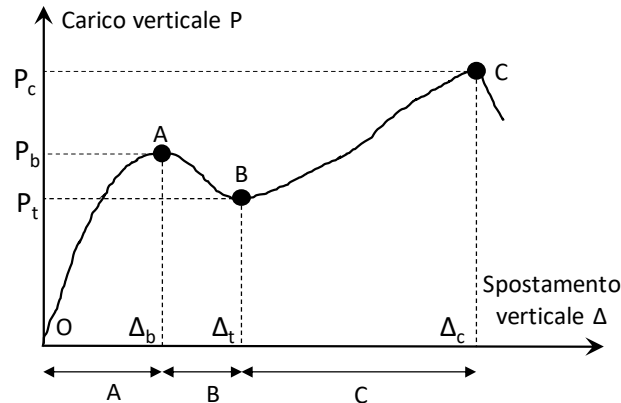
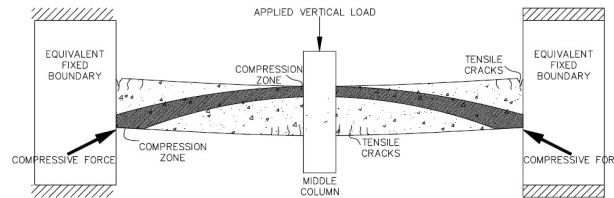
Cenni al concetto di robustezza strutturale

Non linearità meccanica del comportamento strutturale

Sviluppo dell'effetto catenario:



Rimozione colonna



«Beam Action»
per piccoli spostamenti

Qian K., Bao Y., Li B., Sozen Ma J.X., *Load-Carrying Mechanism to Resist Progressive Collapse of RC Buildings*, ASCE J. Struct. Eng., 2015, 141(2): 04014107.

O-A = Beam Action

A-B = Fase di transizione

B-C = Catenary Action

«Catenary Action» per grandi spostamenti

Qian K., Bao Y., Li B., Sozen Ma J.X., *Load-Carrying Mechanism to Resist Progressive Collapse of RC Buildings*, ASCE J. Struct. Eng., 2015, 141(2): 04014107.

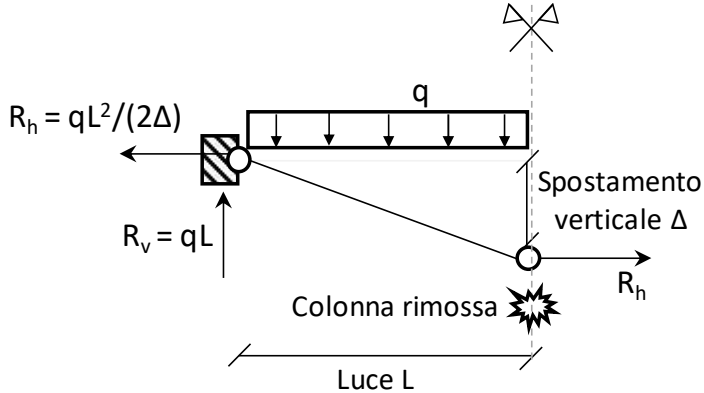
Lew H. S., Bao Y., Pujol S., Sozen M. A., *Experimental Study of Reinforced Concrete Assemblies under Column Removal Scenario*, ACI Structural Journal Title No. 111-S74, 2014.

Modellazione di edificio in CAP soggetto ad azione eccezionale

Cenni al concetto di robustezza strutturale

Non linearità geometrica del comportamento strutturale

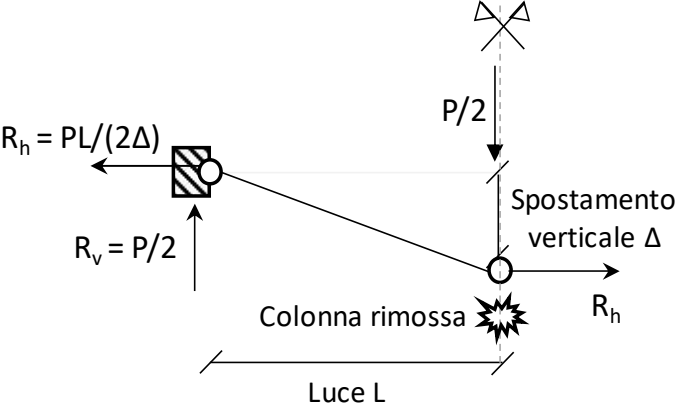
Equilibrio in *configurazione deformata* – carico distribuito q



$$\left\{ \begin{array}{ll} R_v = qL & \text{Equilibrio traslazione verticale} \\ R_h \Delta = qL^2 - \frac{qL^2}{2} & \text{Equilibrio momento} \end{array} \right.$$

$$R_h = \frac{qL^2}{2\Delta} \quad \text{Sviluppo effetto catenaria}$$

Equilibrio in *configurazione deformata* – carico concentrato P

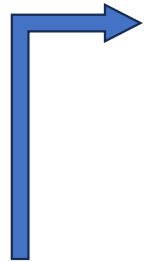


$$\left\{ \begin{array}{ll} R_v = P/2 & \text{Equilibrio traslazione verticale} \\ R_h \Delta = \frac{P}{2}L & \text{Equilibrio momento} \end{array} \right.$$

$$R_h = \frac{PL}{2\Delta} \quad \text{Sviluppo effetto catenaria}$$

Modellazione di edificio in CAP soggetto ad azione eccezionale

Approccio di modellazione e validazione di edifici in CAP

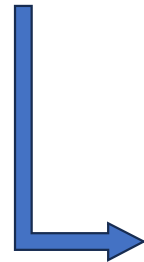


Connessioni a secco: le travi e i pilastri prefabbricati sono collegati tramite connessini attritivi e/o mediante dispositivi meccanici, come spinotti.

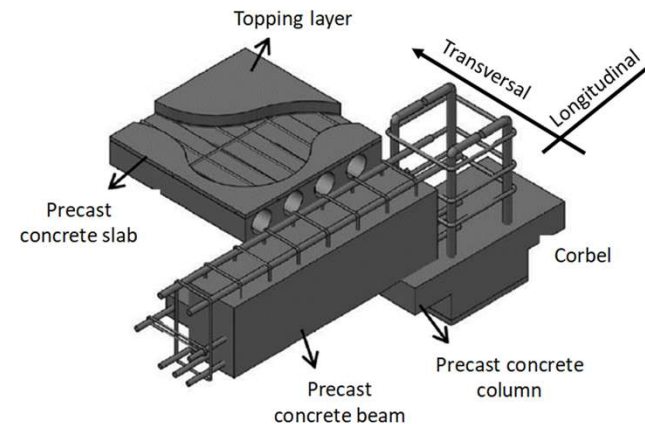


Connessioni tipiche per edifici europei.

Due tipologie di connessioni:



Connessioni monolitiche emulative: Le travi e i pilastri prefabbricati vengono collegate inserendo l'armatura in corrispondenza delle connessioni, che vengono successivamente riempite con cls. Si tratta di un tipo di connessione emulativa dei sistemi gettati in opera.

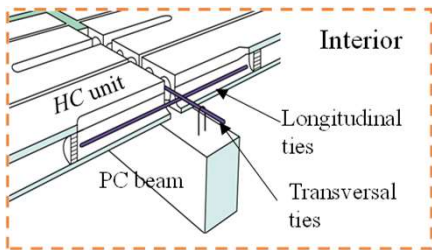


Qian, K., and Li, B. "Investigation into resilience of precast concrete floors against progressive collapse," *ACI Structural Journal*, V. 116, No. 2, 2019, pp. 171–82.

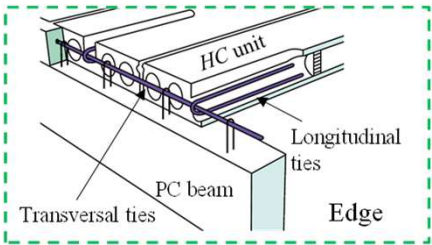
Ravasini, S., Scalvenzi, M., Parisi, F., Belletti, B. & Gasperi, A., "Role of structural details in progressive collapse of precast RC structures," *Italian Concrete Days 2020, 2020, Napoli, Italy*.

Modellazione di edificio in CAP soggetto ad azione eccezionale

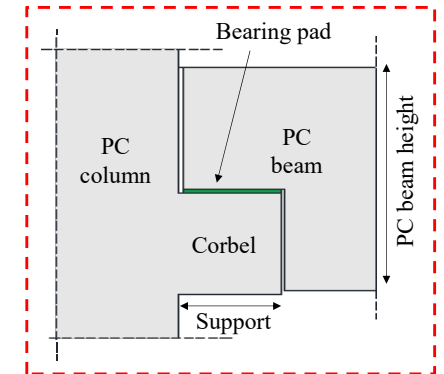
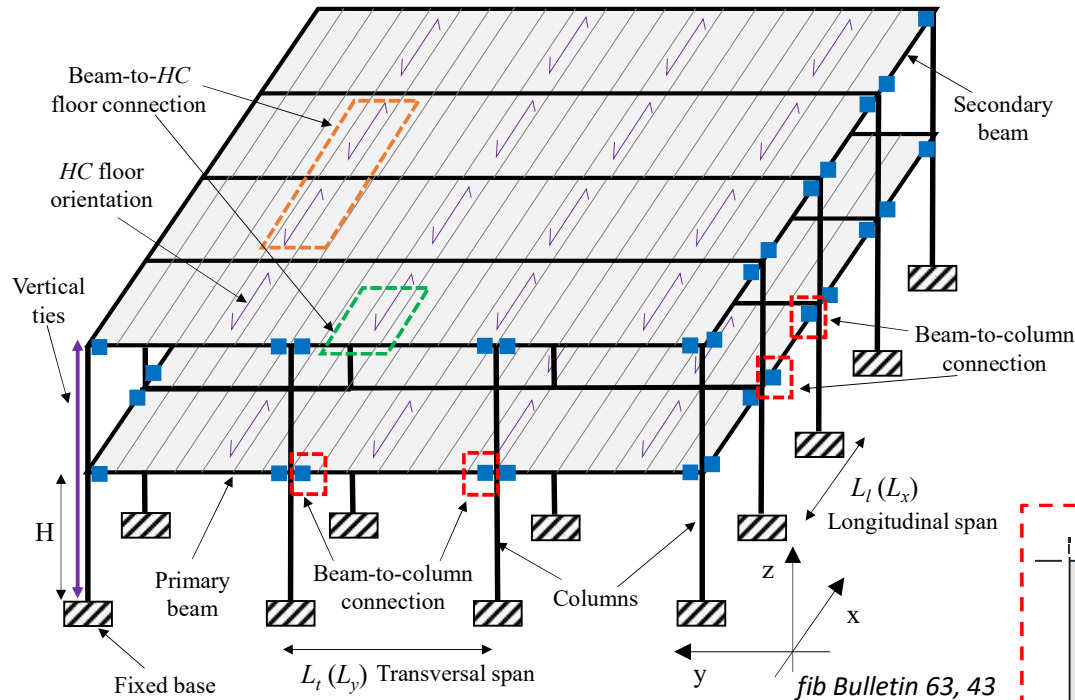
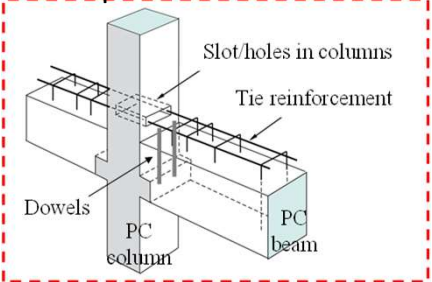
Approccio di modellazione e validazione di edifici in CAP



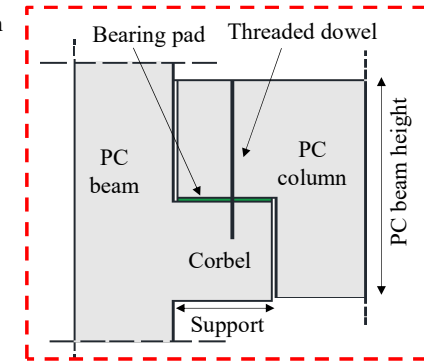
Connessioni trave-solaio alveolare



Connessione trave-colonna: spinotti + tiranti



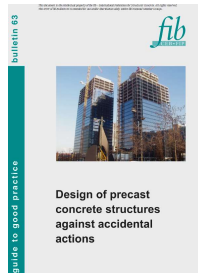
Connessione trave-colonna ad attrito



Connessione trave-colonna: spinotti

Carenza di indicazioni esaustive nelle linee guida attuali:

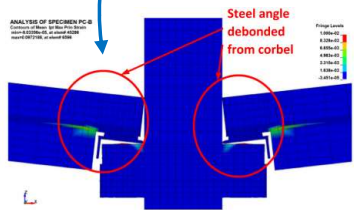
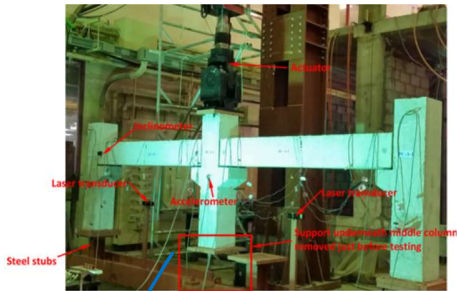
- **Indicazioni qualitative e non quantitative**
- **Sono richiesti test sperimentali specifici**
- **Serve studia in dettaglio le connessioni tra gli elementi prefabbricati**



Modellazione di edificio in CAP soggetto ad azione eccezionale

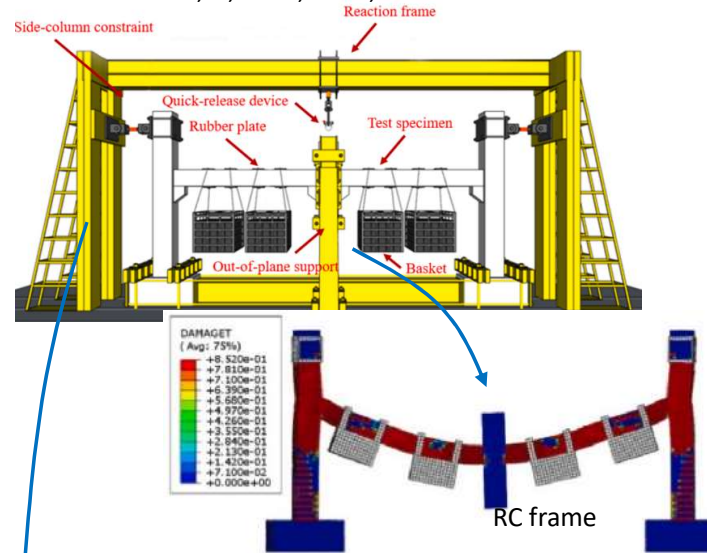
Approccio di modellazione e validazione di edifici in CAP

Elsanadedy, et al., 2017, 2018.

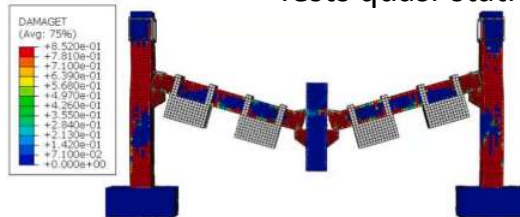


- Telai monolitici e prefabbricati
- Tests quasi-statici e dinamici

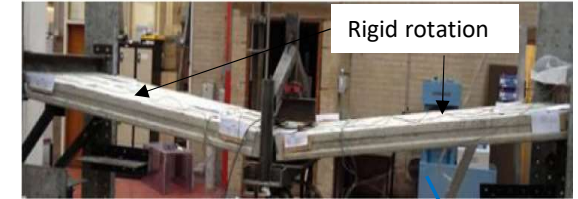
Zhou, Y., et al., 2019, 2020.



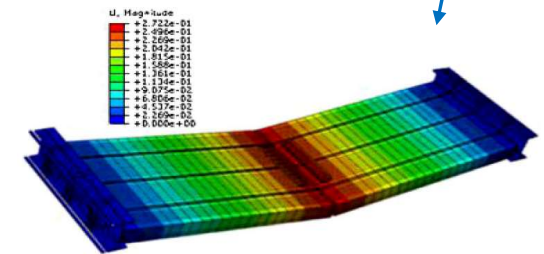
- Telai monolitici e prefabbricati
- Tests quasi-statici e dinamici



Tohidi et al., 2017, 2020.



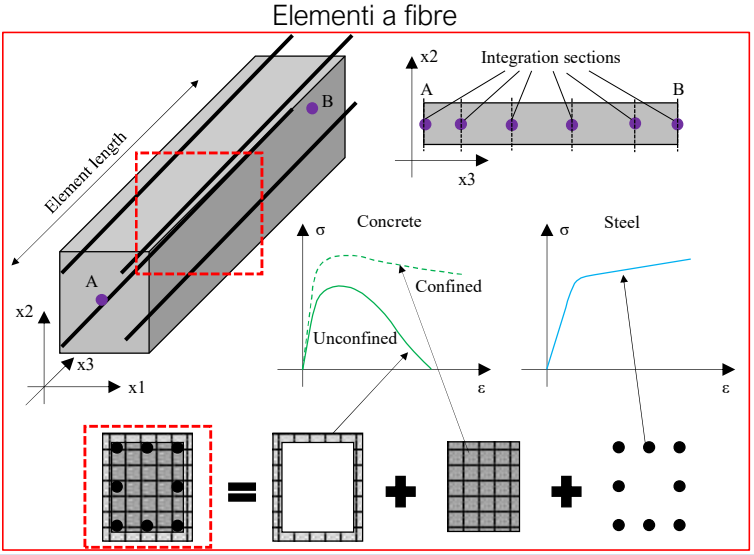
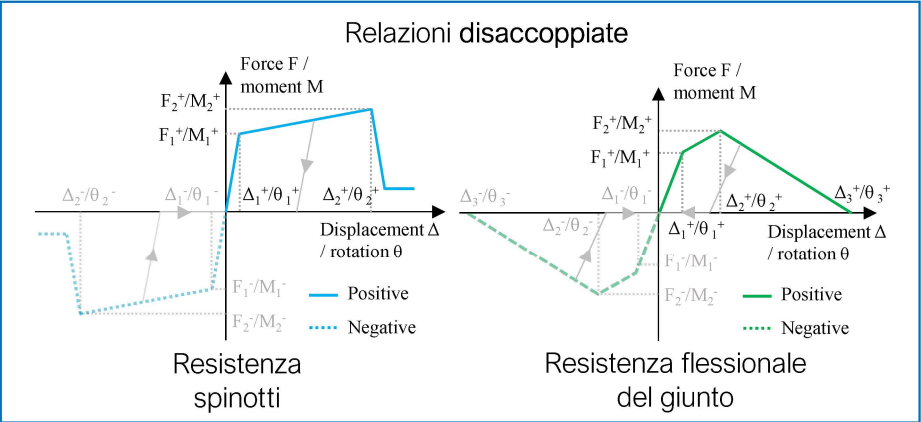
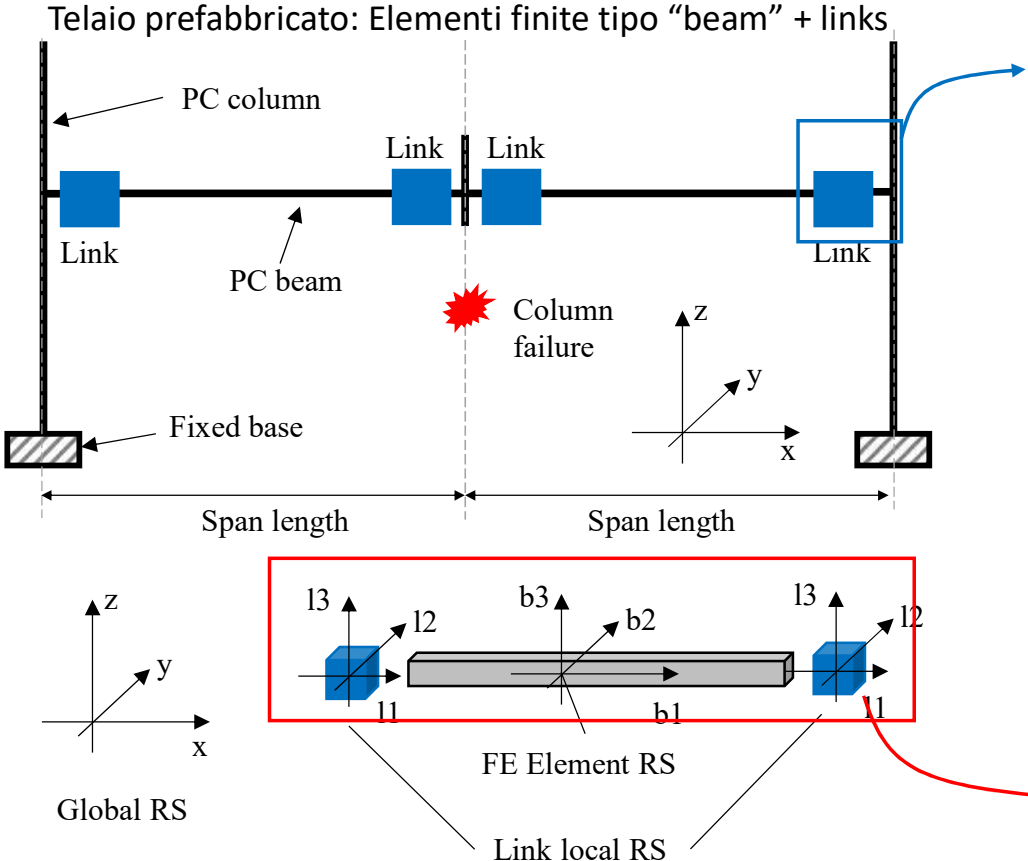
- Elementi alveolari
- Tests quasi-statici



- Elevato onere computazionale
- Nessun approccio numerico semplificato
- Ruolo dei tiranti??

Modellazione di edificio in CAP soggetto ad azione eccezionale

Approccio di modellazione e validazione di edifici in CAP

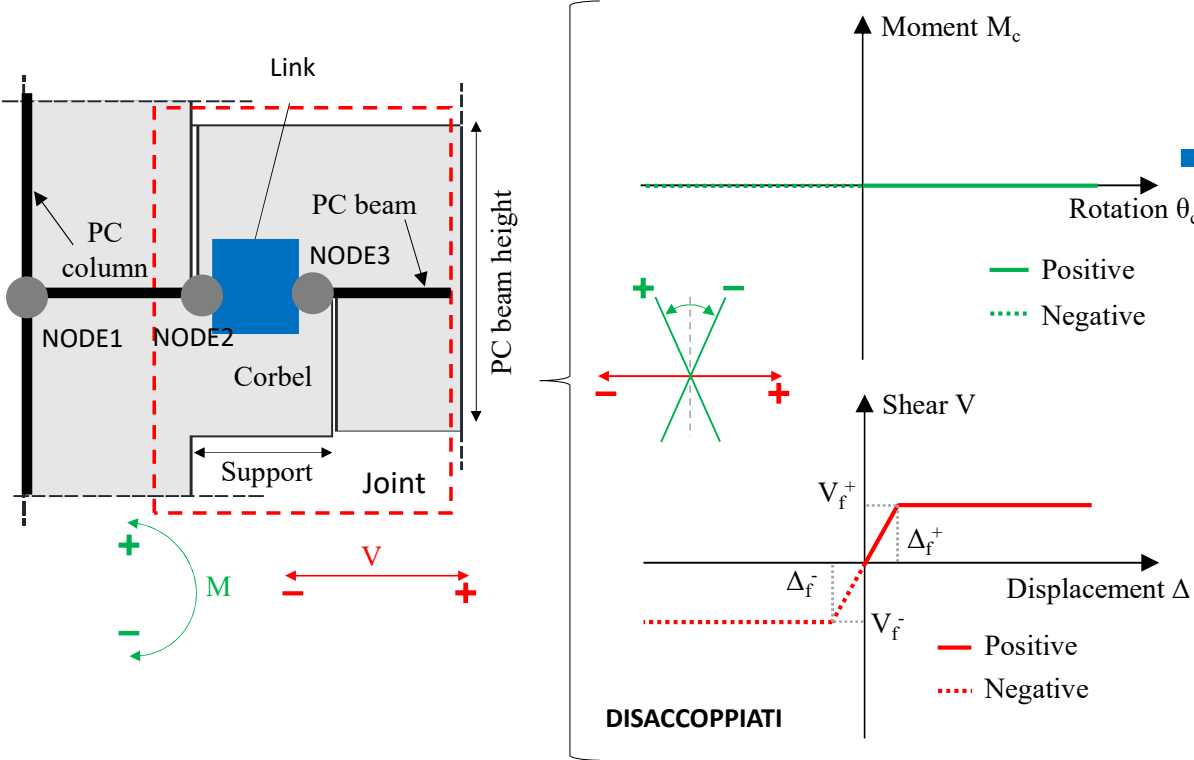


S. Ravasini and B. Belletti, "Construction method and numerical approach for the robustness of precast concrete buildings," *Published in fib Congress 2022, Oslo. 2022.*

Modellazione di edificio in CAP soggetto ad azione eccezionale

Approccio di modellazione e validazione di edifici in CAP

Connessione trave-colonna con comportamento attritivo ➔ **Tipo T1**



Connessione incernierata.

$$\begin{cases} V(\Delta) = K_0 \Delta & \Delta < \Delta_f \\ V(\Delta) = V_f & \Delta \geq \Delta_f \end{cases}$$

- Da Brunesi et al., 2020:
- μ (friction coefficient) uguale a 0.2
 - K_0 uguale a 2 kN/mm
 - V_f uguale a 6 kN

Brunesi, E., Peloso, S., Pinho, R., et al. "Friction characterization testing of fabric felt material used in precast structures," *Structural Concrete*, V. 21, No. 2, 2020, pp. 735–46.

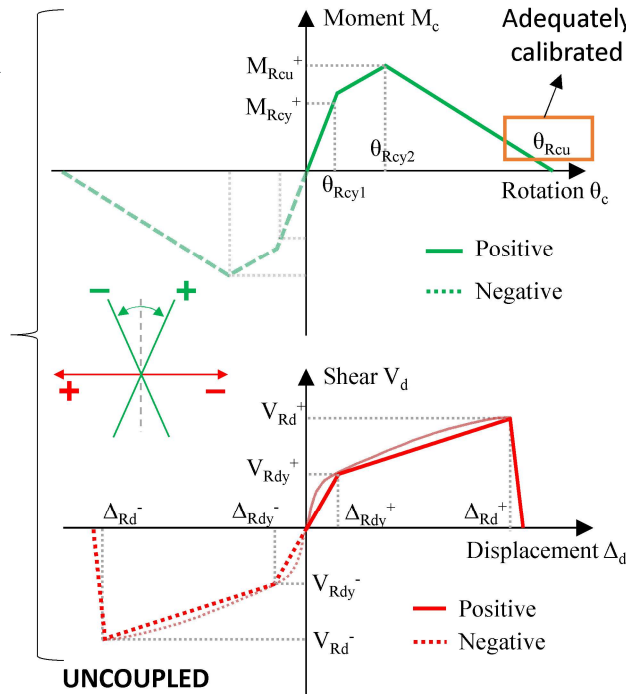
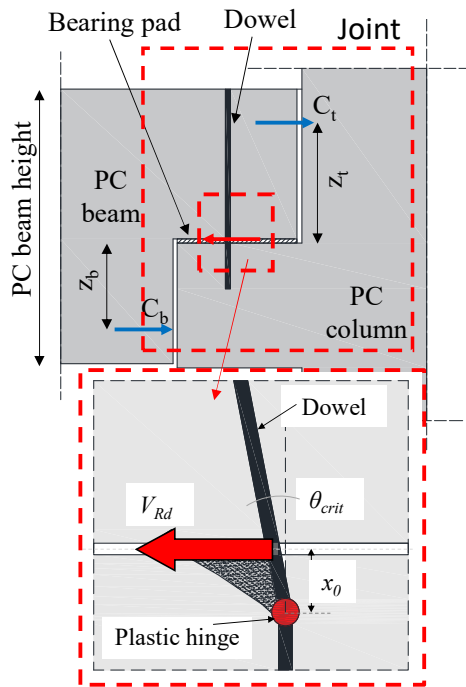
Modellazione di edificio in CAP soggetto ad azione eccezionale

Approccio di modellazione e validazione di edifici in CAP

Connessione trave-colonna con spinotti



Tipo T2



M. K. El Debs, A. M. Miotto, and A. L. H. C. El Debs, "Analysis of a semi-rigid connection for precast concrete," *Proc. Inst. Civ. Eng. Struct. Build.*, vol. 163, no. 1, pp. 41-51, 2010.

$$M_{Rcy} = V_{Rd} z_p \approx M_{Rcu}$$

$$z_p = h_b - 0.5 y_p$$

$$y_p = \frac{V_{Rd}}{f_c b} \quad \text{Altezza zona compressa } z$$

$$\lambda = \frac{V_{Rd}}{0.1 \phi_d} \quad k_p = \lambda (h_b - 0.5 y_p)^2$$

Rigidità spinotto

$$V_{Rd} = \alpha \phi_d^2 \sqrt{f_c f_{yd}} \quad \text{With } \alpha=1$$

Diametro spinotto

$$\Delta_{Rd} = \theta_{crit} x_0 \quad x_0 = \frac{V_{Rd}}{3 \alpha^2 f_c \phi_d} \quad \theta_{crit} = k_r \frac{\epsilon_{sy}}{\phi_d}$$

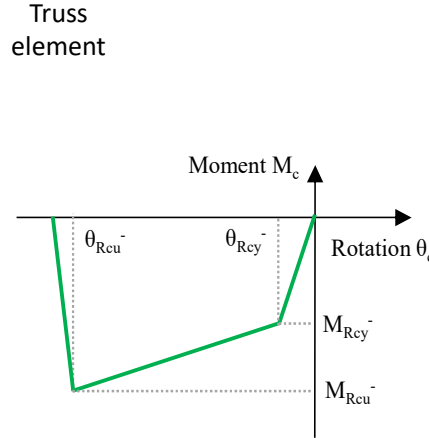
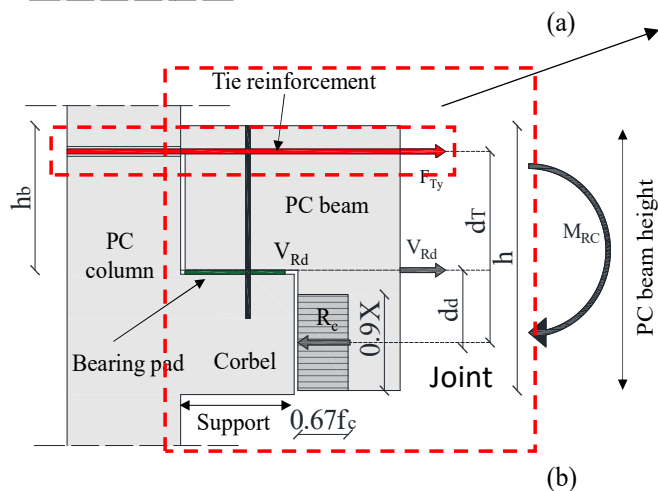
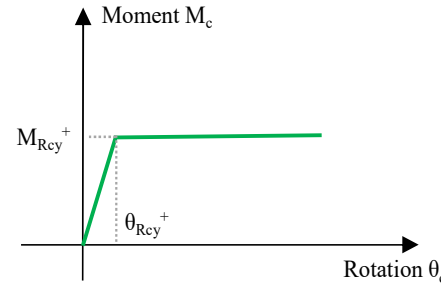
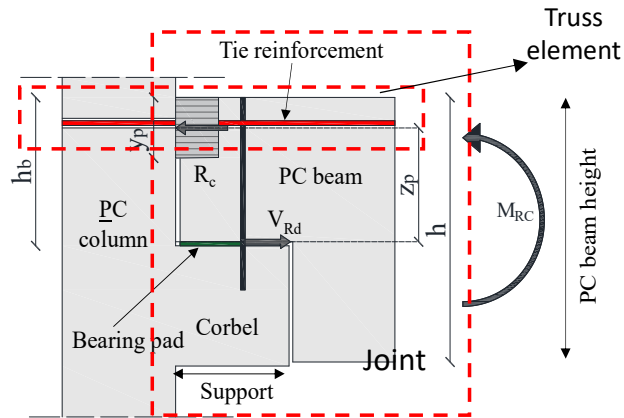
$$\Delta_{Rdy} = \frac{2 V_{Rd} \beta_E}{E_c} \quad \beta_E = (E_c / (8 E_s I_s))^{0.25}$$

fib Bulletins 63, 43

Modellazione di edificio in CAP soggetto ad azione eccezionale

Approccio di modellazione e validazione di edifici in CAP

Connessione trave-colonna con spinotti e tiranti **→** Tipo T3



$$M_{Rcy} = V_{Rd} z_p$$

$$z_p = h_b - 0.5 y_p$$

$$y_p = \frac{V_{Rd}}{f_c b}$$

Altezza zona compressa

$$\lambda = \frac{V_{Rd}}{0.1 \phi_d} \quad k_p = \lambda (h_b - 0.5 y_p)^2$$

Rigidità rotazionale

Dowel shear stiffness

M. K. El Debs, A. M. Miotto, and A. L. H. C. El Debs, "Analysis of a semi-rigid connection for precast concrete," *Proc. Inst. Civ. Eng. Struct. Build.*, vol. 163, no. 1, pp. 41–51, 2010.

- **No interazione con spinotto**
- **Richieste modellazioni numeriche**

$$M_{Rcy} = f_y A_{sT} (d_T - 0.45X)$$

$$X = \frac{f_y A_{sT}}{0.67 f_c 0.9 b} = \frac{F_T}{0.67 f_c 0.9 b}$$

Rotazione relativa giunto:

$$\theta_{Rcy1} = \frac{f_y l_e}{E_s d_T} \quad \text{or} \quad \theta_{Rcy1} = \frac{V_{Rd}}{\lambda d_d}$$

Rot. trave

Rot. colonna

$$\theta_{Rcy2} = \frac{M_{Rcy} l_p}{E_c I_{beam}}$$

$$\theta_{Rcy3} = \frac{M_{Rcy} h_{col}}{E_c I_{col}}$$

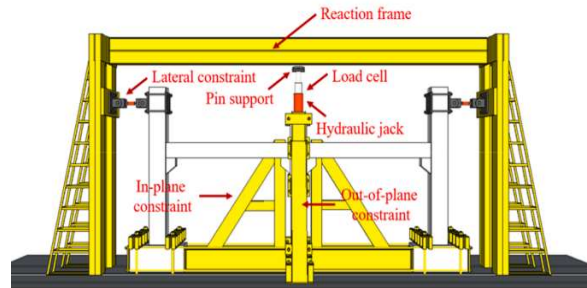
K. S. Elliott, G. Davies, M. Ferreira, H. Gorgun, and A. A. Mahdi, "Can precast concrete structures be designed as semi-rigid frames? Part 2 - Analytical equations & column effective length factors," *Structural Engineer*, vol. 81, no. 16, pp. 28–37, 2003.

Modellazione di edificio in CAP soggetto ad azione eccezionale

Approccio di modellazione e validazione di edifici in CAP

Setup sperimentale (Procedura "pushdown")

| Property | f_c [MPa] | f_{sy} [MPa] | $f_{sy,w}$ [MPa] | f_{su} [MPa] | $f_{su,w}$ [MPa] | ε_{su} [%] | $\varepsilon_{su,w}$ [%] |
|----------|-------------|----------------|------------------|----------------|------------------|------------------------|--------------------------|
| Concrete | 24.7 | / | / | / | / | / | / |
| Steel | / | 485 | 385 | 622 | 460 | 21 | 21 |
| Dowels | / | 493 | / | 629 | / | 19 | / |



S. Ravasini and B. Belletti, "Construction method and numerical approach for the robustness of precast concrete buildings," Published in fib Congress 2022, Oslo. 2022.

- Buon accordo con i test sperimentali.
- Stessa modalità di rottura.
- Tempo computazionale = 3s.

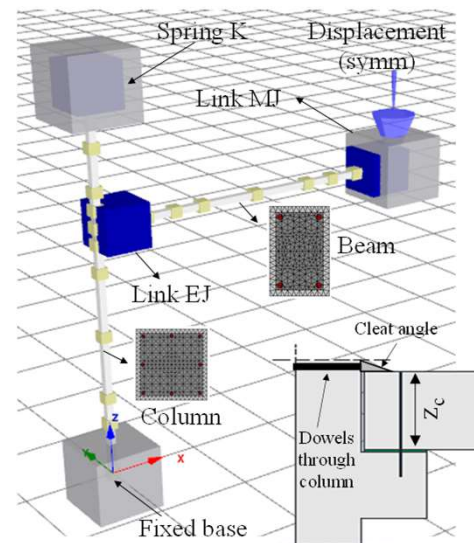


Calibrazione link

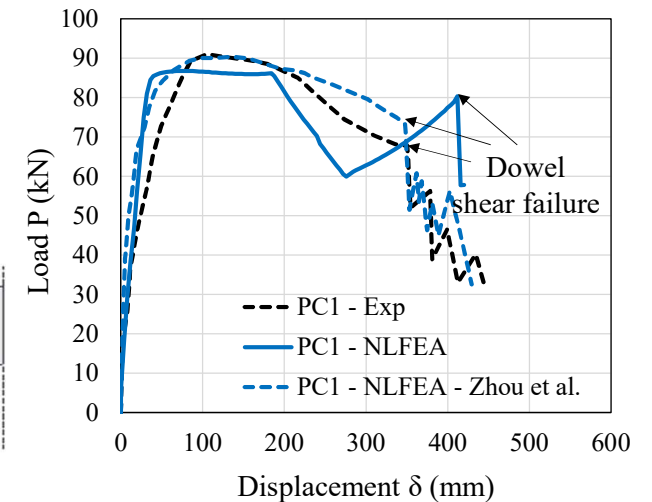
| $V - \Delta$ relation | | | |
|-----------------------|--------------------|-----------------|---------------|
| $\Delta_{Rd,y}$ [mm] | Δ_{Rd} [mm] | $V_{Rd,y}$ [kN] | V_{Rd} [kN] |
| 0.34 | 4.53 | 49.00 | 98.00 |

| $M - \theta$ relation (negative) | | | | $M - \theta$ relation (positive) | | | |
|----------------------------------|------------------------|--------------------|--------------------|----------------------------------|------------------------|--------------------|--------------------|
| θ_{RcyI}^- [rad] | θ_{Rcu}^- [rad] | M_{Rcy}^- [kN·m] | M_{Rcu}^- [kN·m] | θ_{RcyI}^+ [rad] | θ_{Rcu}^+ [rad] | M_{Rcy}^+ [kN·m] | M_{Rcu}^+ [kN·m] |
| 0.0058 | 0.110*** | 94.50* | 94.50* | 0.0067 | 0.110*** | 45.00* | 45.00* |

*negative and positive effective depths = 50 and 300 mm for dowels and 300 mm for cleats
 **the additional contribution from arch action, $M_{C,AA}$, is equal to 11 kN·m, evaluated using [20]
 ***the ultimate rotation is estimated $\approx \delta_u/L = 350 \text{ mm}/3000 \text{ mm} \approx 0.11 \text{ rad}$



Modello FEM



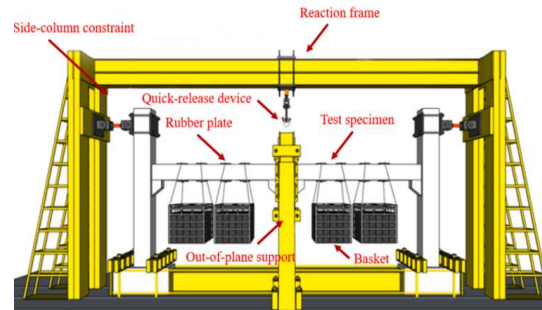
Modellazione di edificio in CAP soggetto ad azione eccezionale

Approccio di modellazione e validazione di edifici in CAP

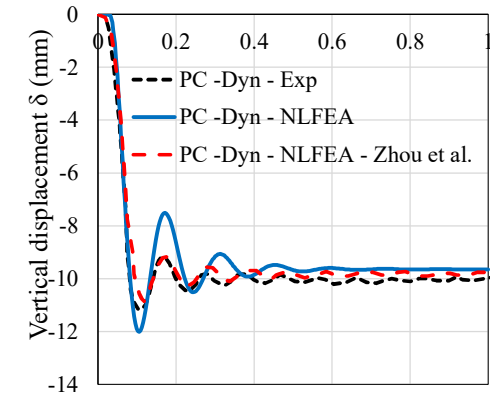
Setup sperimentale (Procedura "dynamic")

1) Analisi autovalori

| Step | Mass (ton) | Experimental | NLFEA – Zhou et al. | Simplified NLFE model |
|------|------------|--------------|---------------------|-----------------------|
| | | $T [s]$ | $T [s]$ | $T [s]$ |
| 1 | 0.50 | 0.100 | 0.110 | 0.120 |
| 2 | 0.65 | 0.158 | 0.148 | 0.136 |
| 3 | 1.25 | 0.218 | 0.185 | 0.177 |
| 4 | 1.80 | Collapse | 0.215 | 0.210 |

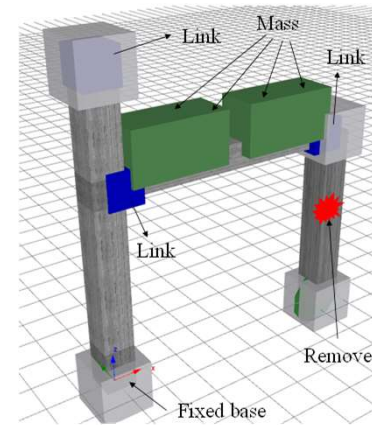


S. Ravasini and B. Belletti, "Construction method and numerical approach for the robustness of precast concrete buildings," Published in fib Congress 2022, Oslo. 2022.



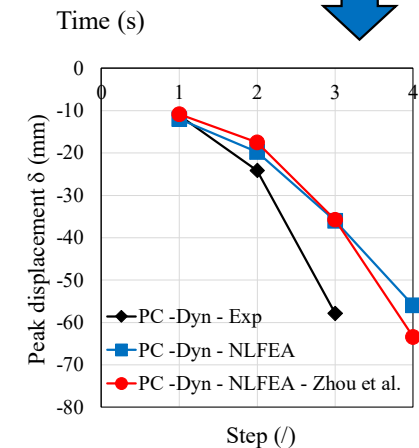
2) Rimozione supporto centrale

| Step | Condition | Experimental | | NLFEA – Zhou et al. | | Simplified NLFE model | |
|------|-----------|---------------|-----------------|---------------------|-----------------|-----------------------|-----------------|
| | | $\delta [mm]$ | $DAF\delta [/]$ | $\delta [mm]$ | $DAF\delta [/]$ | $\delta [mm]$ | $DAF\delta [/]$ |
| 1 | Peak | -11.1 | 1.11 | -10.8 | 1.10 | -12.0 | 1.24 |
| | Residual | -10.0 | | -9.8 | | -9.6 | |
| 2 | Peak | -24.1 | 1.14 | -17.5 | 1.15 | -19.8 | 1.40 |
| | Residual | -21.1 | | -15.4 | | -13.7 | |
| 3 | Peak | -58.1 | 1.07 | -35.8 | 1.12 | -36.0 | 1.35 |
| | Residual | -53.7 | | -31.8 | | -26.5 | |
| 4 | Peak | Collapse | | -63.4 | 1.06 | -56.0 | 1.02 |
| | Residual | | | -59.4 | | -55.1 | |



Modello FEM

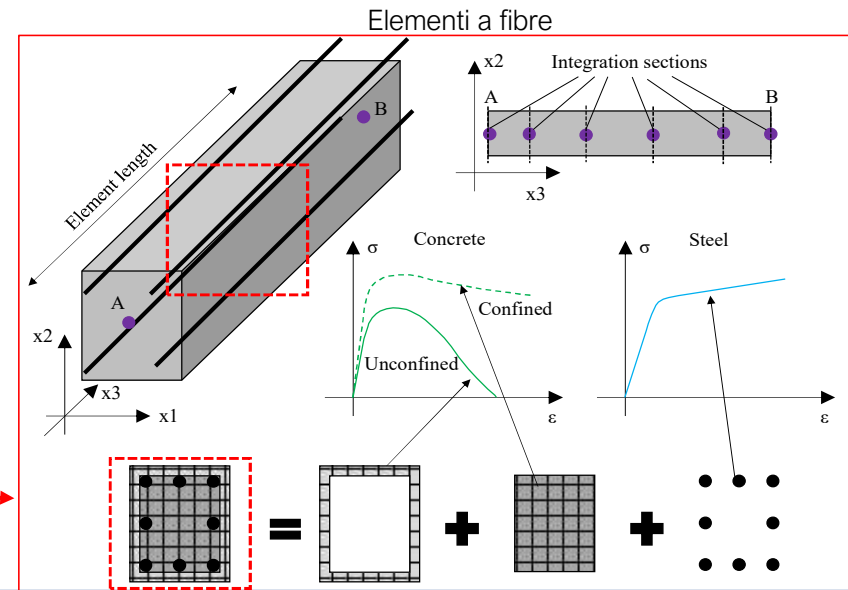
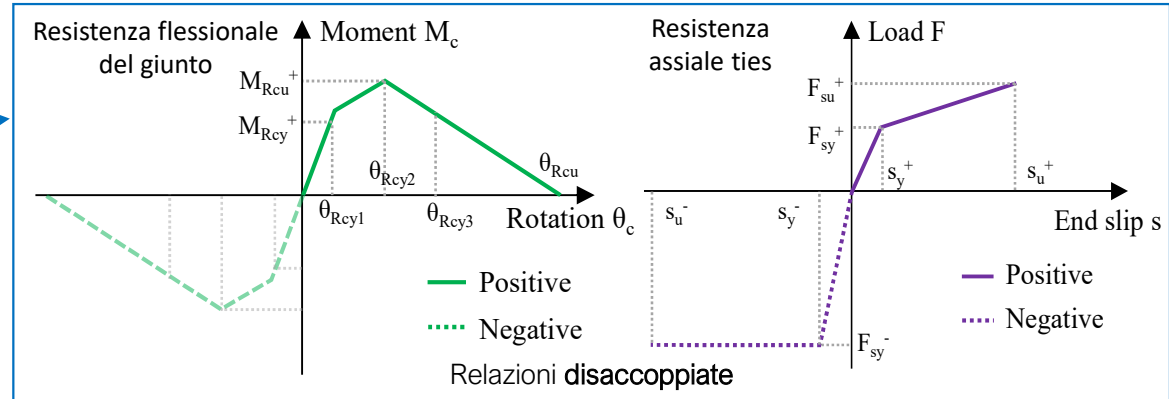
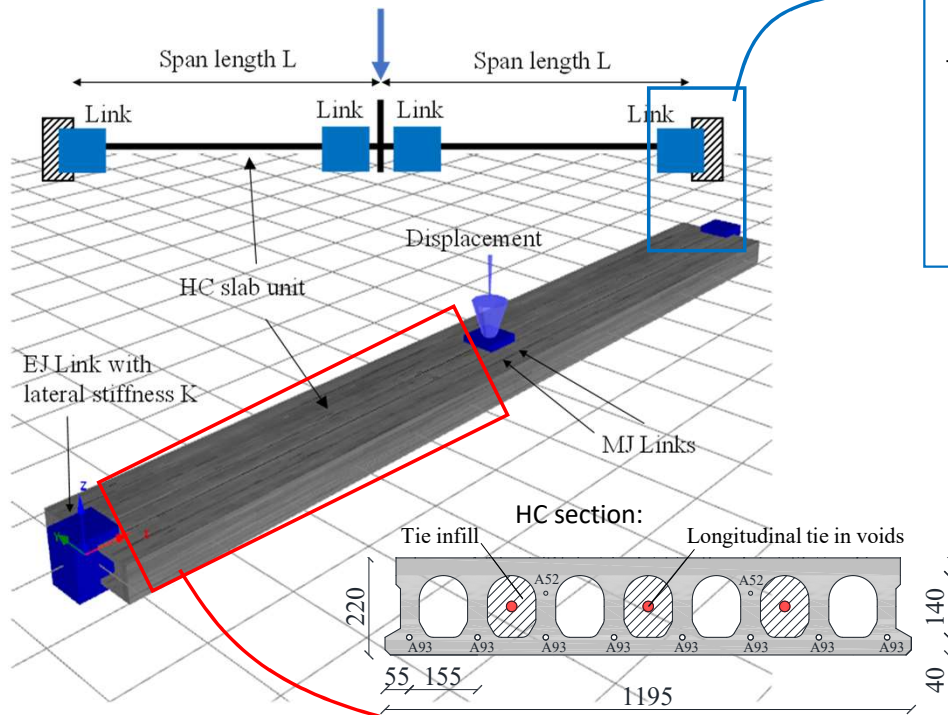
- Buon accordo con i test sperimentali.
- Tempo computazionale = 5s



Modellazione di edificio in CAP soggetto ad azione eccezionale

Approccio di modellazione e validazione di edifici in CAP

Elemento alveolare: Elementi finite tipo "beam" + links



Ravasini, S., "Structural robustness assessment of precast concrete structures", PhD thesis

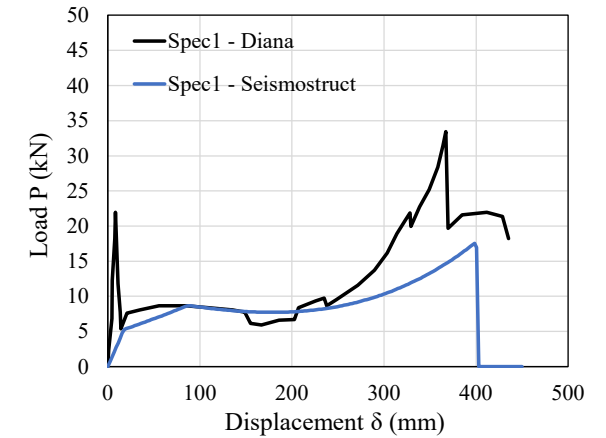
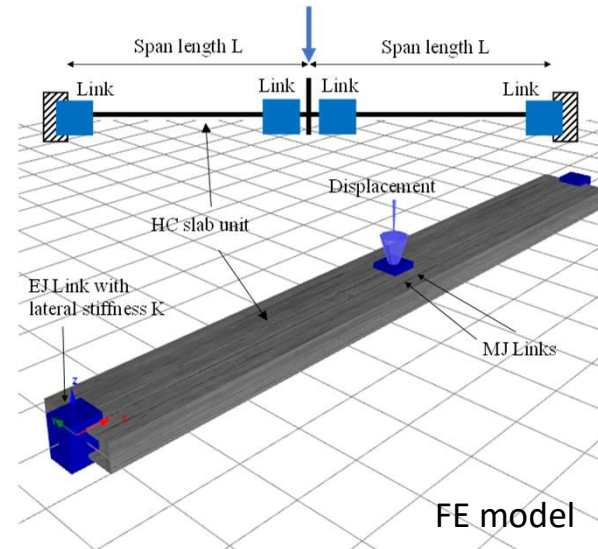
Modellazione di edificio in CAP soggetto ad azione eccezionale

Approccio di modellazione e validazione di edifici in CAP

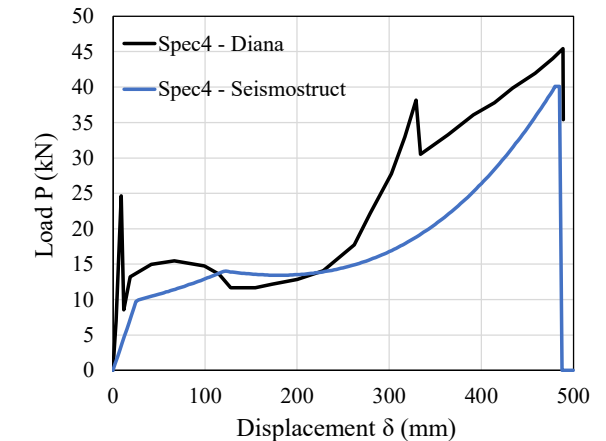
Setup sperimentale (Procedura “pushdown”)

| Specimen | f_c [MPa] | f_{sy} [MPa] | f_{su} [MPa] | ϵ_{su} [%] |
|----------|-------------|----------------|----------------|---------------------|
| Spec1 | 40 | 500 | 550 | 20.0 |
| Spec2 | 40 | 400 | 450 | 20.0 |
| Spec3 | 40 | 500 | 550 | 20.0 |
| Spec4 | 40 | 500 | 550 | 20.0 |

| Specimen | Failure mode | Tie diameter ϕ_s [mm] | L_{embed} [mm] | Tie number | Span L [mm] | h_{slab} [mm] | K [kN/m] |
|----------|--------------|----------------------------|------------------|------------|---------------|-----------------|------------|
| Spec1 | Bar fracture | 14 | / | 1 | 5000 | 265 | 50 |
| Spec2 | Bar fracture | 16 | / | 1 | 5000 | 265 | 50 |
| Spec3 | Bar fracture | 18 | / | 1 | 5000 | 265 | 50 |
| Spec4 | Bar fracture | 22 | / | 1 | 5000 | 265 | 50 |



Miratashiyazdi, S. M. (2014). *Robustness of Steel Framed Buildings With Pre-Cast Concrete Floor Slabs*. PhD Thesis - University of Manchester



Calibrazione link

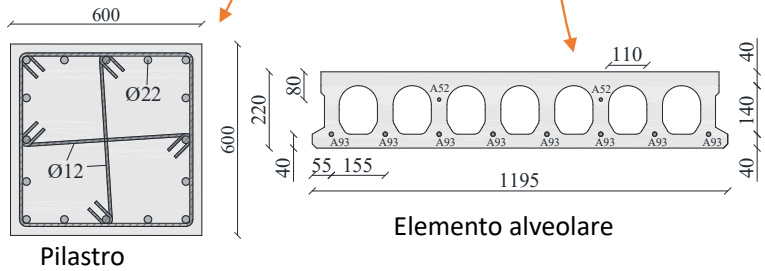
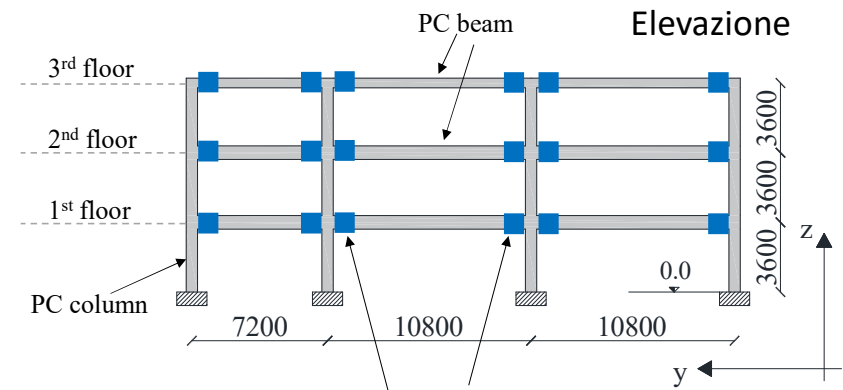
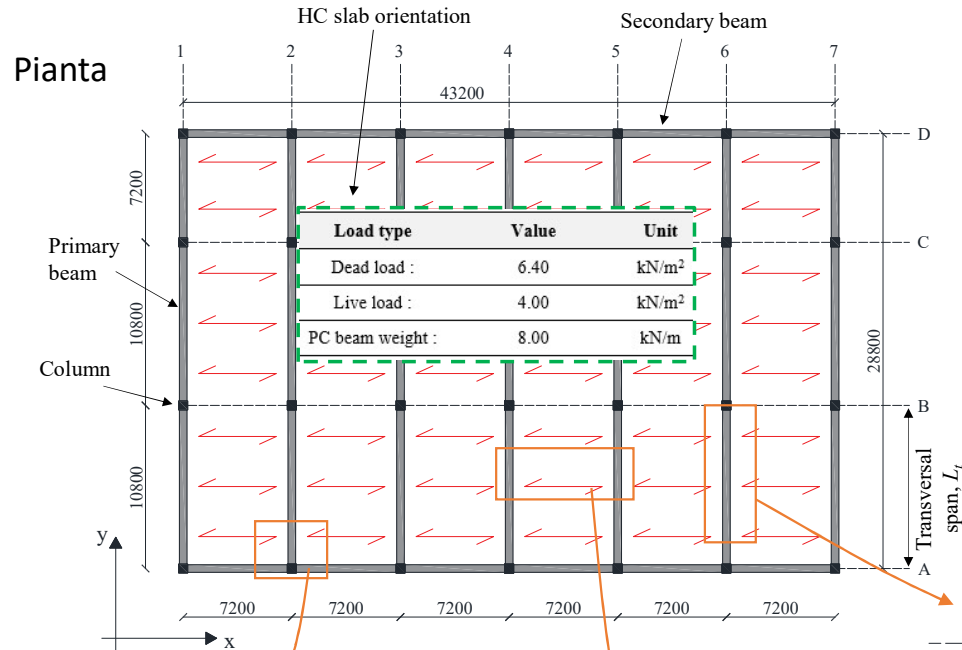
| Spec. | $M - \theta$ relation | | | | $F - s$ relation (Feng et al.) | | | |
|-------|-----------------------|----------------------|------------------|------------------|--------------------------------|------------|---------------|---------------|
| | θ_{Rcy1} [rad] | θ_{Rcu} [rad] | M_{Rcy} [kN·m] | M_{Rcu} [kN·m] | s_y [mm] | s_u [mm] | F_{sy} [kN] | F_{su} [kN] |
| Spec1 | 0.0026 | 0.074 | 10.11 | 18.24 | 0.35 | 6.08 | 76.93 | 84.61 |
| Spec2 | 0.0019 | 0.078 | 10.56 | 18.69 | 0.26 | 6.80 | 80.38 | 90.42 |
| Spec3 | 0.0034 | 0.086 | 16.63 | 24.76 | 0.45 | 7.81 | 127.17 | 139.86 |
| Spec4 | 0.0042 | 0.097 | 24.68 | 32.80 | 0.55 | 9.54 | 189.96 | 208.91 |

- Buon accordo con i test sperimentali.
- Tempo computazionale = 5s.

Modellazione di edificio in CAP soggetto ad azione eccezionale

Applicazione al caso studio di un edificio a telaio in CAP

Ravasini, S., "Structural robustness assessment of precast concrete structures", PhD thesis



$f_{c,prec} = 50 \text{ MPa}$ Elementi prefabbricati

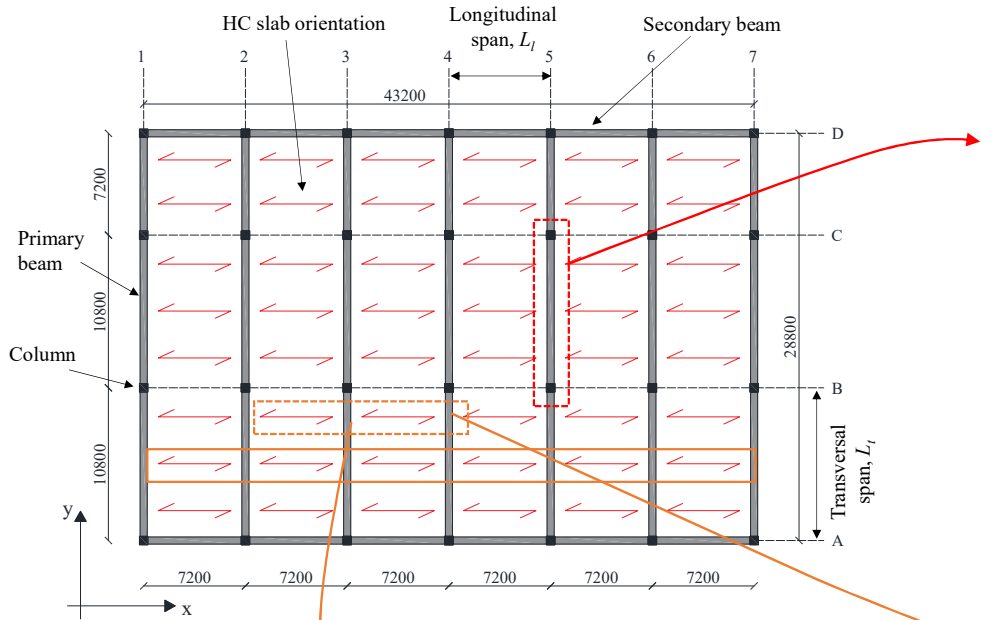
$f_{c,gROUT} = 30 \text{ MPa}$ Getto integrativo

Proprietà di barre e trefoli:

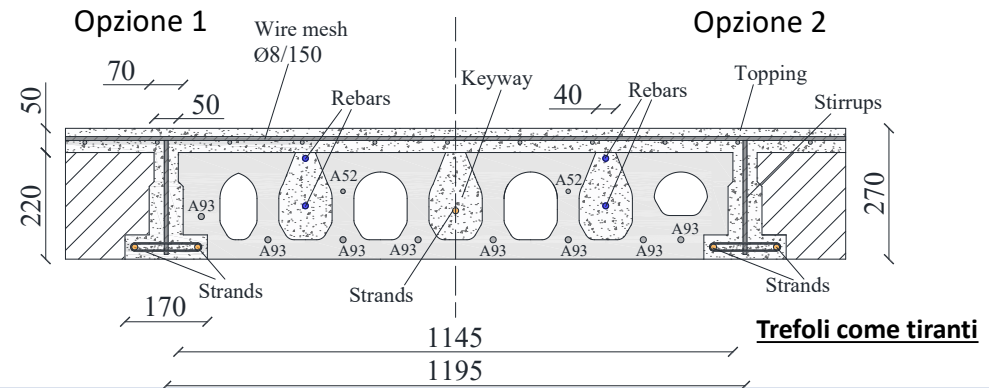
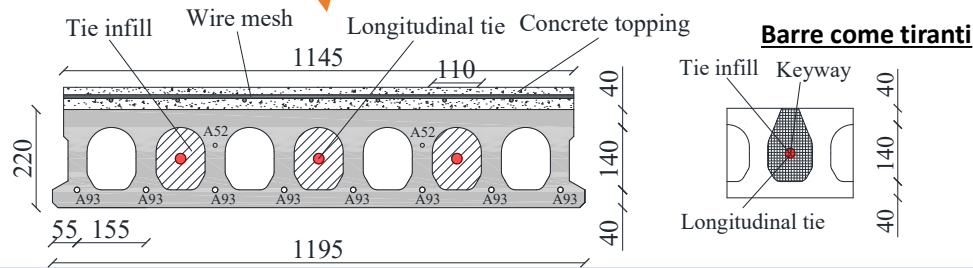
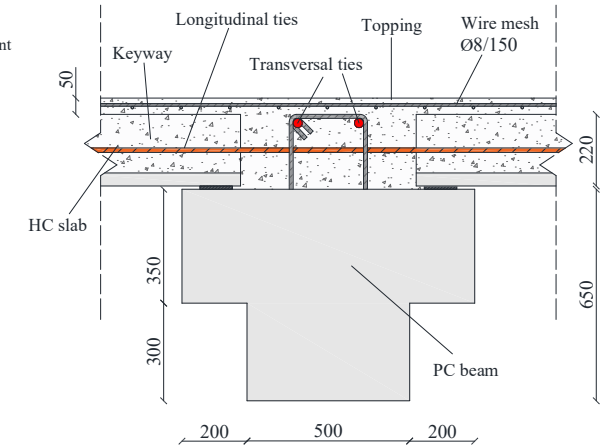
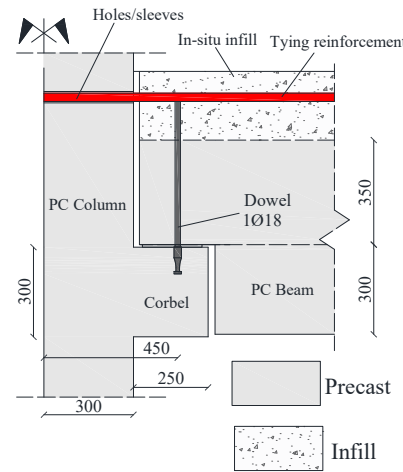
| Tie reinforcement | $E_s (E_{s,STR})$ [MPa] | $f_{sy} (f_{sy,STR})$ [MPa] | $f_{su} (f_{su,STR})$ [MPa] | $\epsilon_{su} (\epsilon_{su,STR})$ [%] |
|-------------------|-------------------------|-----------------------------|-----------------------------|---|
| Deformed bars | 200000 | 500 | 625 | 17.0 |
| Strands | 195000 | 1675 | 1915 | 3.5; 5.8 |

Modellazione di edificio in CAP soggetto ad azione eccezionale

Applicazione al caso studio di un edificio a telaio in CAP



Connessione trave-colonna

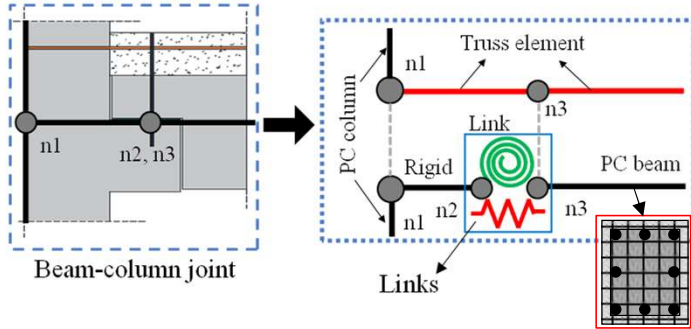
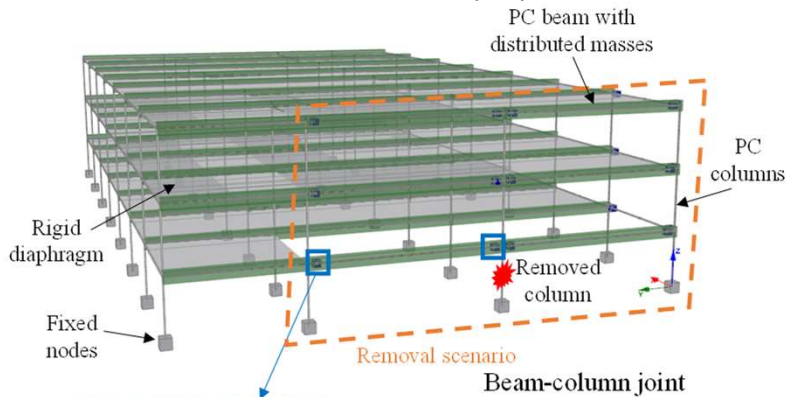


Modellazione di edificio in CAP soggetto ad azione eccezionale

Applicazione al caso studio di un edificio a telaio in CAP

C1

Telaio senza elementi alveolari (C1)



Ravasini, S., "Structural robustness assessment of precast concrete structures", PhD thesis

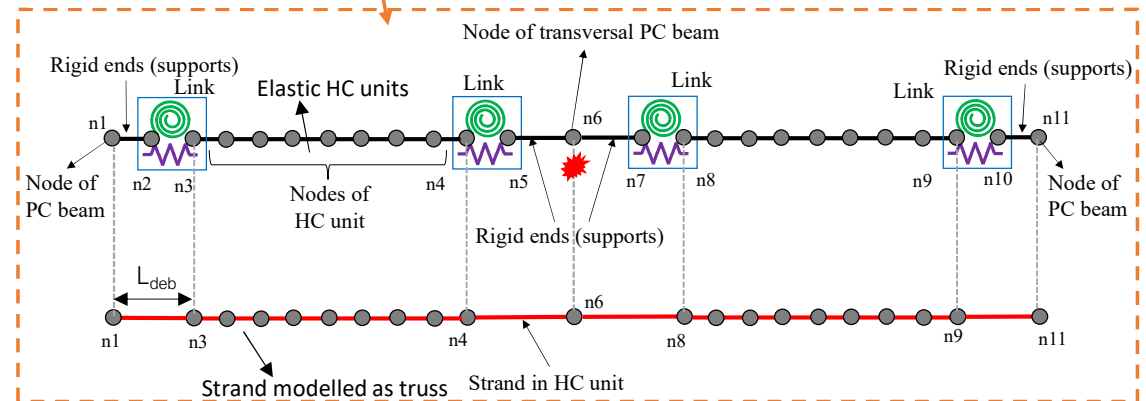
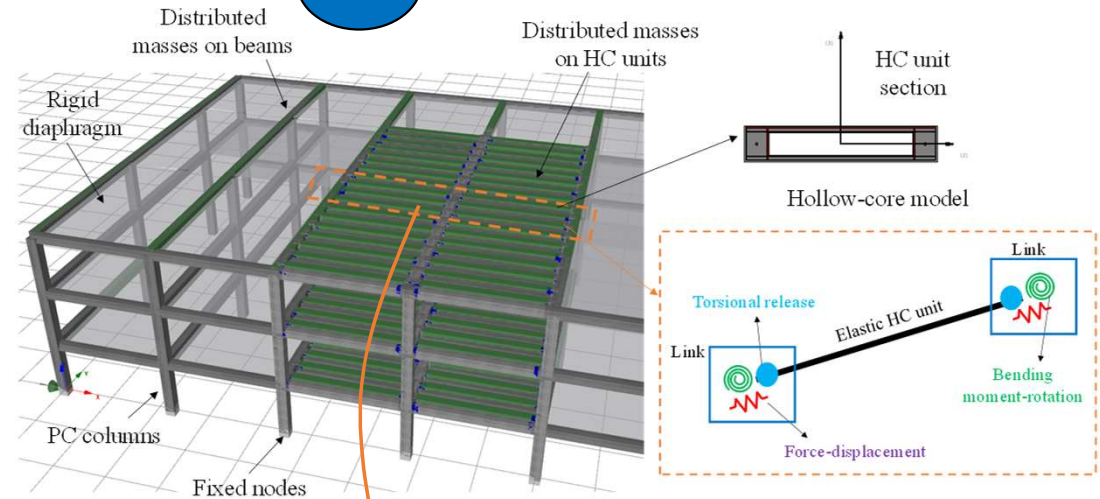
Procedure numeriche

Analisi statiche non lineari (pushdown)

Analisi dinamiche non lineari

C2

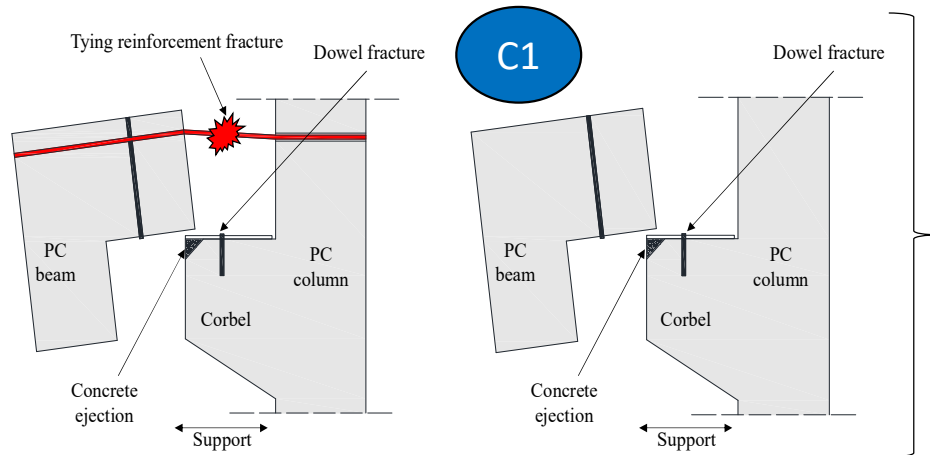
Telaio con elementi alveolari (C2)



Modellazione di edificio in CAP soggetto ad azione eccezionale

Applicazione al caso studio di un edificio a telaio in CAP

Ravasini, S., "Structural robustness assessment of precast concrete structures", PhD thesis

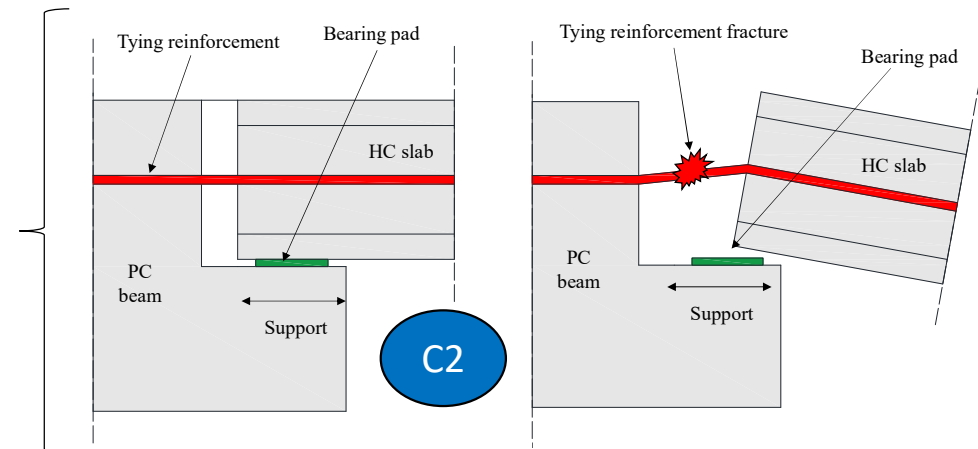


PLSs per connessioni trave-colonna:

1. PLS1 (danno basso): snervamento dello spinotto V_{Rdy} .
2. PLS2 (danno moderato): rottura a taglio dello spinotto.
3. PLS3 (incipiente collasso): raggiungimento rottura tiranti.
4. PLS4 (collasso): Perdita dell'appoggio (=200 mm).

PLSs per connessione elementi alveolari e travi:

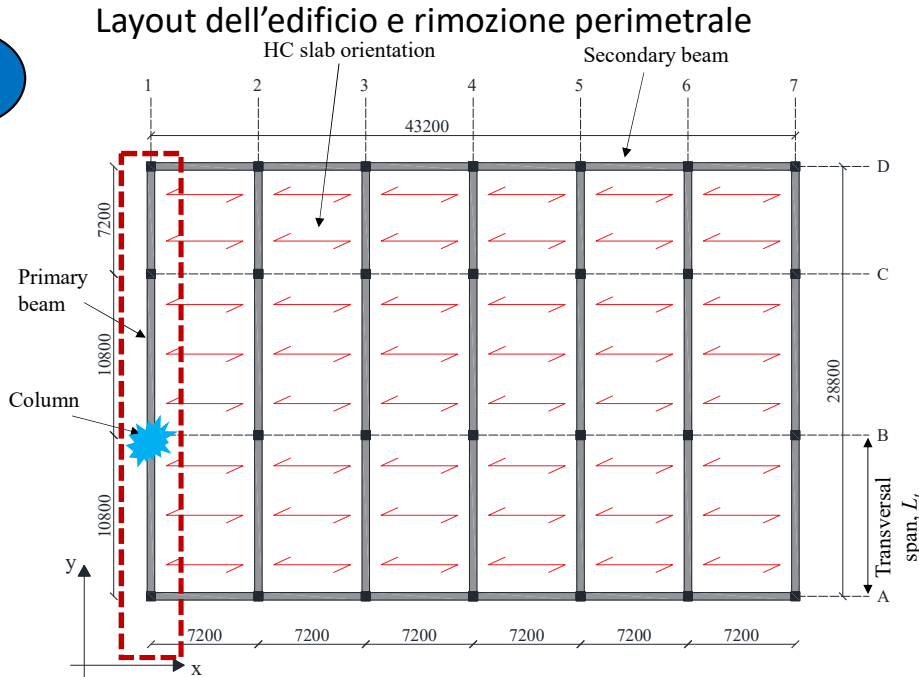
1. PLS1 (danno moderato): snervamento dei tiranti.
2. PLS2 (incipiente collasso): raggiungimento rottura tiranti.
3. PLS3 (collasso): Perdita dell'appoggio.



Modellazione di edificio in CAP soggetto ad azione eccezionale

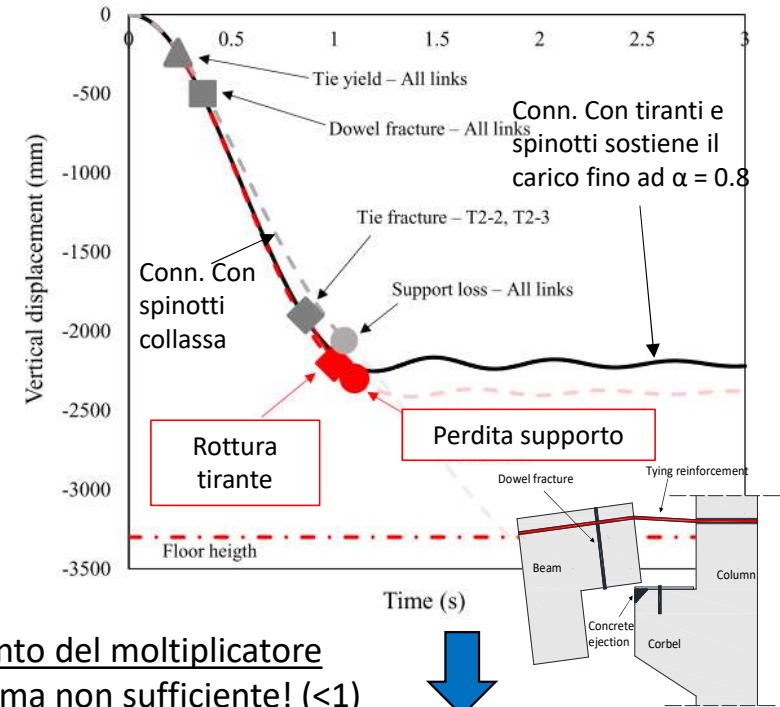
Applicazione al caso studio di un edificio a telaio in CAP

C1



- Ruolo fondamentale dei tiranti.
- Connessione con spinotti non in grado di sostenere la perdita elemento verticale.
- Attuali indicazioni degli EC sono insufficienti.

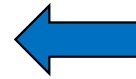
S. Ravasini, B. Belletti, E. Brunesi, R. Nascimbene, and F. Parisi, "Nonlinear Dynamic Response of a Precast Concrete Building to Sudden Column Removal," *Appl. Sci.*, vol. 11, pp. 1–22, 2021.



Incremento del moltiplicatore critico, α_{cr} , ma non sufficiente! (<1)



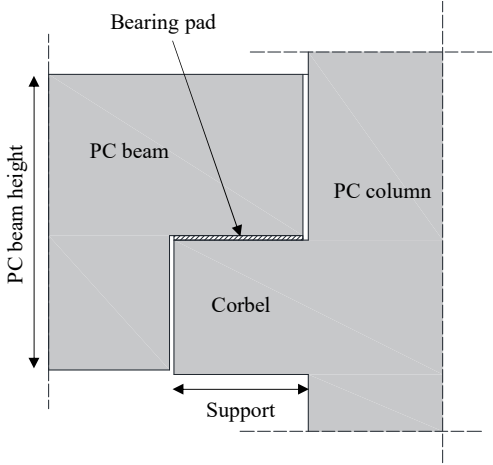
| | Con tiranti!!! | No tiranti!!! |
|-----------------|-------------------|-------------------|
| Scenario | α - Type 1 | α - Type 2 |
| Interior | 70 % | SW |
| Peripheral edge | 90 % | SW |



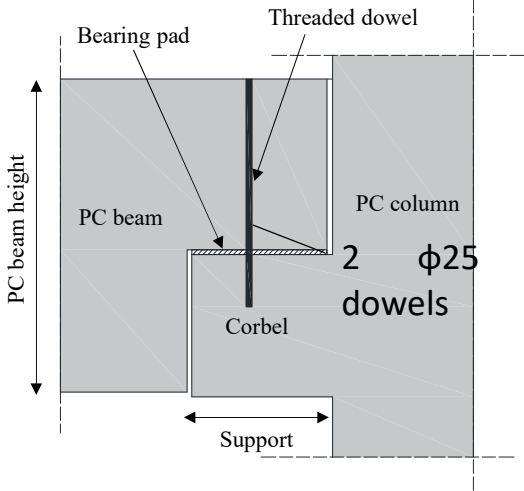
Modellazione di edificio in CAP soggetto ad azione eccezionale

Applicazione al caso studio di un edificio a telaio in CAP

Connessione ad attrito **T1:**

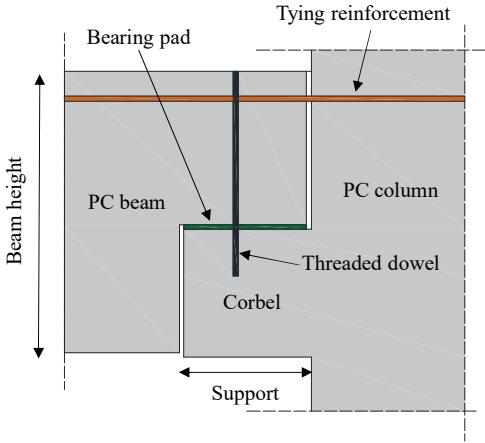


Connessione con spinotto **T2:**



Spinotti + tiranti **T3**

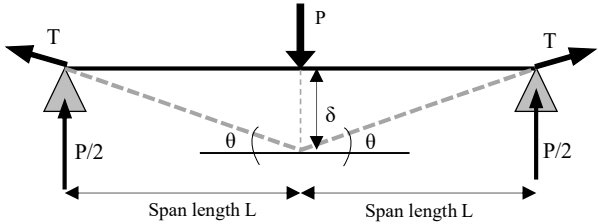
3 φ30 come tiranti concentrati



Variazione delle proprietà meccaniche calcestruzzo e acciaio di spinotti e tiranti

Rotazione alla corda limite da UFC

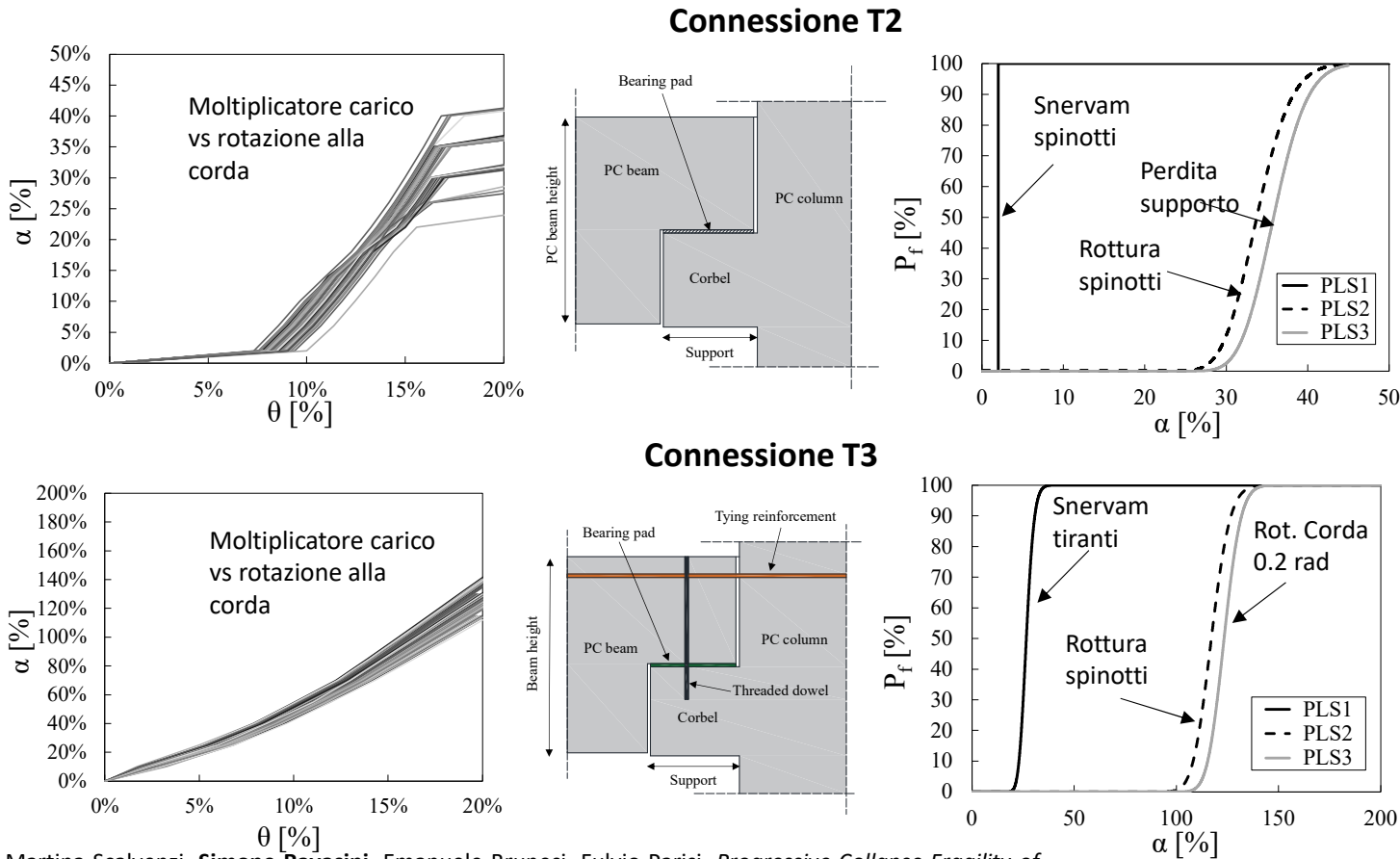
$$T = \frac{P}{2 \sin \theta} \approx \frac{P}{2 \theta} \quad \longleftrightarrow \quad \theta = 0.2 \text{ rad}$$



Martina Scalvenzi, **Simone Ravasini**, Emanuele Brunesi, Fulvio Parisi, *Progressive Collapse Fragility of Substandard and Earthquake-resistant Precast RC Buildings*. Engineering Structures

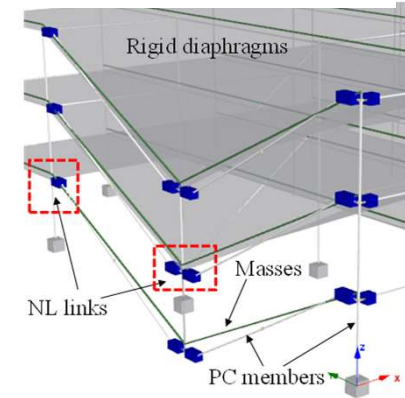
Modellazione di edificio in CAP soggetto ad azione eccezionale

Applicazione al caso studio di un edificio a telaio in CAP



C1

Rimozione di colonna perimetrale



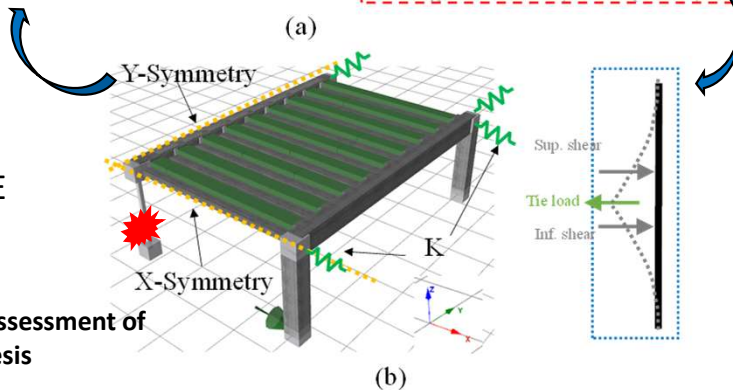
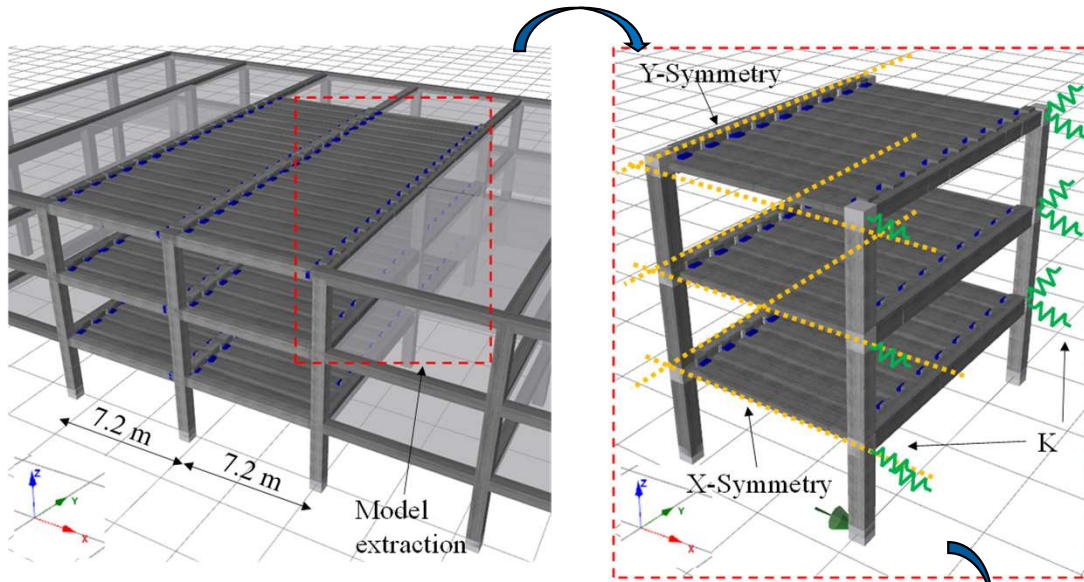
- Connessione T1 non capace di ridistribuire i carichi.
- Connessione T2 con limitata capacità di redistribuzione.
- Connessione T3 può redistribuire i carichi a scapito di una connessione "congestionata".
- **Si deve fare affidamento ai tiranti distribuiti nel diaframma**

Martina Scalvenzi, **Simone Ravasini**, Emanuele Brunesi, Fulvio Parisi, *Progressive Collapse Fragility of Substandard and Earthquake-resistant Precast RC Buildings*. Engineering Structures

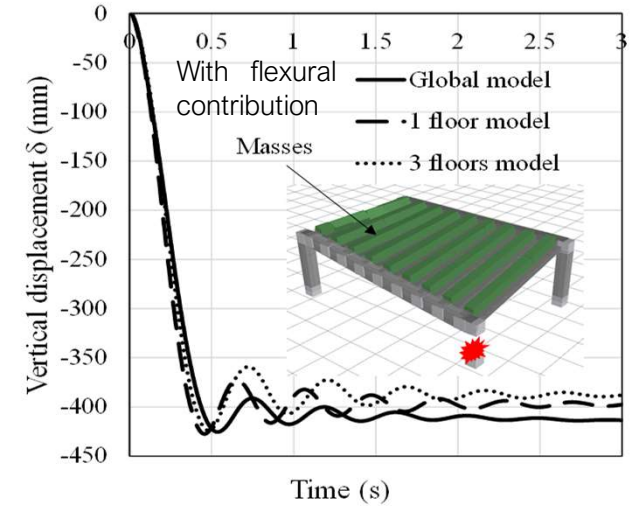
Modellazione di edificio in CAP soggetto ad azione eccezionale

Applicazione al caso studio di un edificio a telaio in CAP

C2



SOTTO-MODELLAZIONE



| Model | Computational time | $ \delta_{max} $ [mm] | $ \delta_{res} $ [mm] | Error δ_{max} [%] | Error δ_{res} [%] |
|----------|--------------------|-----------------------|-----------------------|--------------------------|--------------------------|
| Global | 13 hours | 425.4 | 413.6 | / | / |
| 3 floors | 25 mins | 427.5 | 387.8 | -0.39 | -6.22 |
| 1 floor | 5 mins | 423.8 | 397.5 | 0.47 | -3.88 |

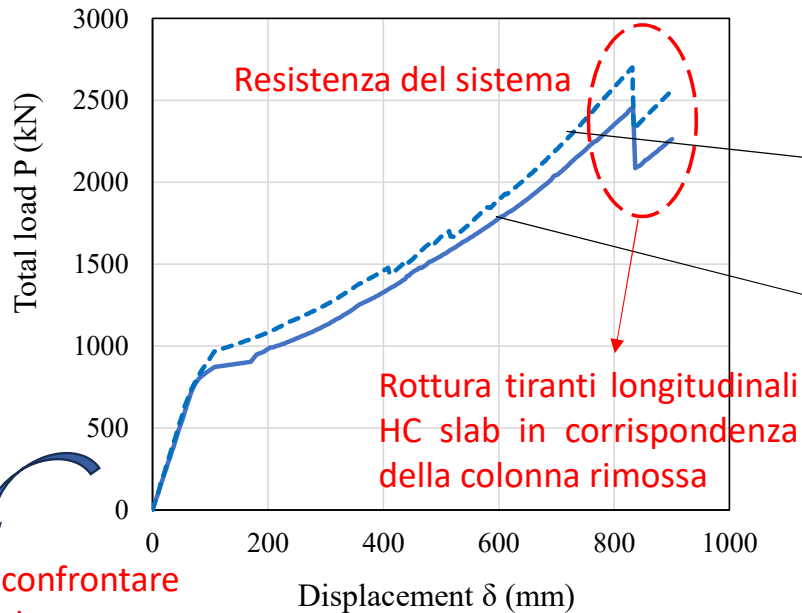
- Onere computazionale molto minore.
- Utile per simulazione per analisi di fragilità.

Modellazione di edificio in CAP soggetto ad azione eccezionale

Applicazione al caso studio di un edificio a telaio in CAP

C2

Resistenza flessionale e catenaria



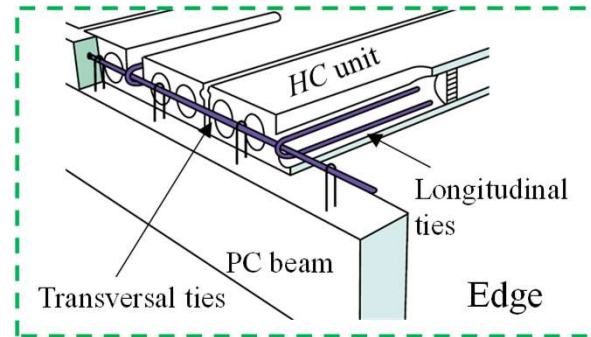
Da confrontare con la combinazione dei carichi

— NLFE Pushdown
 - - - NLFE Pushdown - Strand + Trasv. Ties

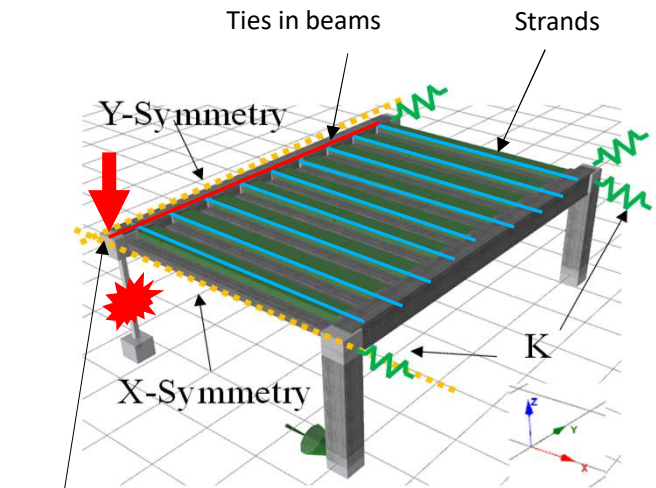
ANALISI PUSHDOWN Trefoli come tying reinforcement

Caso con tiranti longitudinali nei HC slabs + tiranti nelle travi ortogonali

Caso con solo tiranti longitudinali nei HC



SOTTO-MODELLAZIONE



In controllo di spostamento

Ravasini, S., "Structural robustness assessment of precast concrete structures", PhD thesis

Contenuti

- ✓ **Formulazione degli elementi finiti tipo “Truss” e “Beam”.**
 - Elementi tipo Biella “Truss” e Trave-Colonna “Beam” in elasticità lineare.
 - Approcci di modellazioni con elementi tipo “Beam” per analisi non lineari.
- ✓ **Modellazione di edificio in CA soggetto ad azione sismica.**
 - Geometria dell’edificio.
 - Modellazione FEM e analisi statica non lineare.
- ✓ **Modellazione di edificio in CAP soggetto ad azione eccezionale.**
 - Cenni al concetto di robustezza strutturale.
 - Approccio di modellazione e validazione di edifici in CAP.
 - Applicazione al caso studio di un edificio a telaio in CAP.
- ✓ **Safety Formats e considerazioni conclusive.**

Safety Formats e considerazioni conclusive

EUROCODICE 2 - Annex F

GFM – Global Factor Method

Resistenza di design

$$R_d = \frac{R_{NLNA}(X_m; a_{nom})}{\gamma_R \gamma_{Rd}}$$

Resistenza strutturale per mezzo di 1 analisi non lineare considerando i valori medi e nominali, rispettivamente, per le proprietà del materiale e geometriche

fattore di sicurezza parziale per le incertezze del modello di resistenza (epistemico)

Fattore parziale che considera l'incertezza aleatoria dei materiali e della geometria

Porre attenzione a:

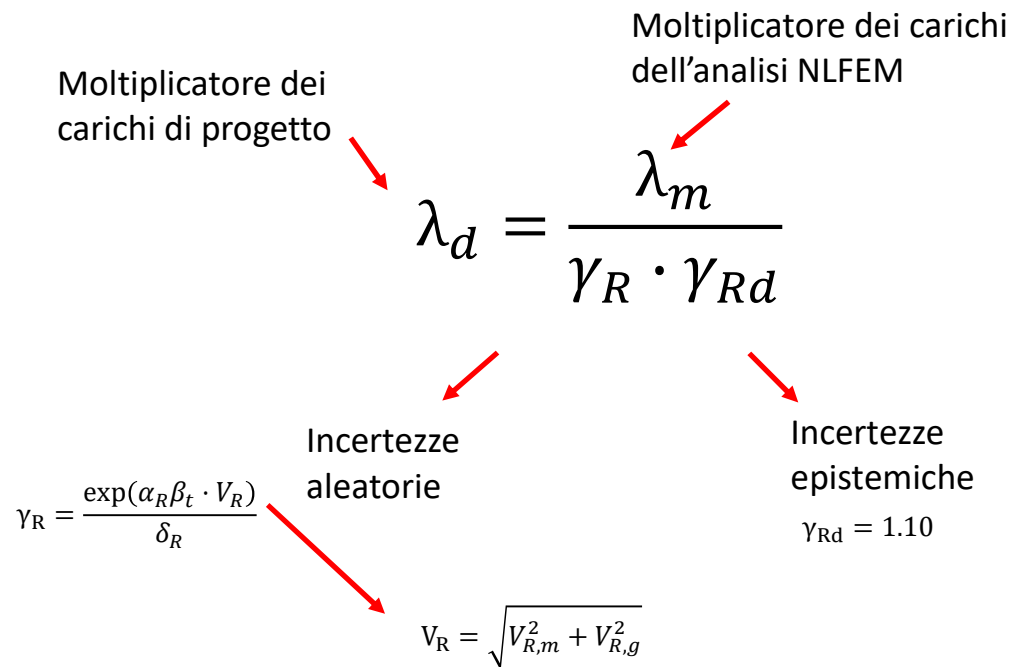
- Scelta della tipologia di analisi.
- Tipologia di elemento finito utilizzato.
- Legami costitutivi adottati.
- Ipotesi e scelte per la considerazione di altri meccanismi resistenti.
- Controllo incrociato con calcoli analitici semplificati.

Castaldo et al., 2019. Safety formats for non-linear finite element analysis of reinforced concrete structures: discussion, comparison and proposals. Engineering Structures 193(October 2018)

Safety Formats e considerazioni conclusive

EUROCODICE 2 - Annex F

In termini di moltiplicatore di carico



Porre attenzione a:

- **Scelta della tipologia di analisi.**
- **Tipologia di elemento finito utilizzato.**
- **Legami costitutivi adottati.**
- **Ipotesi e scelte per la considerazione di altri meccanismi resistenti.**
- **Controllo incrociato con calcoli analitici semplificati.**

Castaldo et al., 2019. Safety formats for non-linear finite element analysis of reinforced concrete structures: discussion, comparison and proposals. Engineering Structures 193(October 2018)



Riferimenti

- Brighenti R., *Analisi numerica dei solidi e delle strutture*, Casa Editrice Esculapio.
- G. G. Deierlein, A. M. Reinhorn, and M. R. Willford, "Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design," NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4, no. 4. National Institute of Technology (NIST), pp. 1–32, 2010.
- NTC 2018, Circolare NTC 2018 & Eurocodici.
- Fib Bulletin 63, *Design of precast concrete structures against accidental actions*, fib.
- B. Belletti, E. Michellini, and S. Ravasini, "Role of floor diaphragms on the seismic response of reinforced concrete frames," 2022.
- Lima et al., 2018. *Nonlinear modeling techniques for existing buildings in reinforced concrete: the case study of De Gasperi-Battaglia Institute of Norcia*. Proceedings of Italian Concrete Days 2018.
- B. Belletti, S. Ravasini, and F. Vecchi, "Pushover analysis of reinforced concrete framed structures: comparison between response obtained using beam or multi-layered shell elements," 2019.
- Adam J. M., Parisi F., Sagaseta J., Lu X., *Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21th century.*, Engineering Structures 173 (2018) 122-149.
- Qiam K., Bao Y., Li B., Sozen Ma J.X., *Load-Carrying Mechanism to Resist Progressive Collapse of RC Buildings*, ASCE J. Struct. Eng., 2015, 141(2): 04014107.
- Lew H. S., Bao Y., Pujol S., Sozen M. A., *Experimental Study of Reinforced Concrete Assemblies under Column Removal Scenario*, ACI Structural Journal Title No. 111-S74, 2014.
- Ravasini, S., Scalvenzi, M., Parisi, F., Belletti, B. & Gasperi, A., "Role of structural details in progressive collapse of precast RC structures," Italian Concrete Days 2020, 2020, Napoli, Italy.
- Qian, K., and Li, B. "Investigation into resilience of precast concrete floors against progressive collapse," ACI Structural Journal, V. 116, No. 2, 2019, pp. 171–82.
- M. K. El Debs, A. M. Miotto, and A. L. H. C. El Debs, "Analysis of a semi-rigid connection for precast concrete," Proc. Inst. Civ. Eng. Struct. Build., vol. 163, no. 1, pp. 41–51, 2010.
- K. S. Elliott, G. Davies, M. Ferreira, H. Gorgun, and A. A. Mahdi, "Can precast concrete structures be designed as semi-rigid frames? Part 2 - Analytical equations & column effective length factors," Structural Engineer, vol. 81, no. 16. pp. 28–37, 2003.
- S. Ravasini and B. Belletti, "Construction method and numerical approach for the robustness of precast concrete buildings," Published in fib Congress 2022, Oslo. 2022.
- Ravasini, S., "Structural robustness assessment of precast concrete structures", PhD thesis
- S. Ravasini, B. Belletti, E. Brunesi, R. Nascimbene, and F. Parisi, "Nonlinear Dynamic Response of a Precast Concrete Building to Sudden Column Removal," Appl. Sci., vol. 11, pp. 1–22, 2021.
- Martina Scalvenzi, Simone Ravasini, Emanuele Brunesi, Fulvio Parisi, *Progressive Collapse Fragility of Substandard and Earthquake-resistant Precast RC Buildings*. Engineering Structures.
- Castaldo, P., Gino, D. and Mancini, G. 2019. *Safety formats for non-linear finite element analysis of reinforced concrete structures: discussion, comparison and proposals*. Engineering Structures 193(October 2018), pp. 136–153.



GRAZIE PER L'ATTENZIONE!

Simone Ravasini

simone.ravasini@unipr.it

Università di Parma, Dipartimento di Ingegneria e Architettura, Italy