

Dalle NTC 2008 alle NTC 2018 con Straus7 ed EasyOver: cosa cambia nella valutazione della vulnerabilità sismica di strutture esistenti in cemento armato

Di Sciascio Giovanni¹

¹ Ingegnere Strutturista, Sviluppatore software, Libero Professionista

1. INTRODUZIONE

Nel presente articolo si considerano le principali modifiche e novità introdotte dalle nuove NTC 2018 e dalla relativa Circolare esplicativa nelle verifiche di vulnerabilità sismica di strutture esistenti in cemento armato.

In particolare vengono esaminate:

- 1) la nuova metodologia introdotta dalle NTC 2018 per la valutazione del punto di prestazione (Performance Point, PP) nella curva di capacità di una struttura determinata tramite analisi statica non lineare;
- 2) le nuove relazioni per la valutazione della resistenza al taglio di travi e pilastri in condizioni sismiche, le quali prevedono una riduzione della stessa in condizioni cicliche, in funzione della domanda di duttilità sull'elemento.

Vengono effettuati gli opportuni richiami normativi, mettendo a confronto le formulazioni proposte dalle NTC 2008, dall'EC8 Parte 3 e dalle NTC 2018; vengono poi eseguiti i relativi confronti numerici, esaminando i risultati delle analisi non lineari statiche e dinamiche. Per la modellazione agli elementi finiti è stato adottato il codice di calcolo Straus7, [9], e il software EasyOver, [10], applicativo di Straus7 per le analisi statiche non lineari di edifici in cemento armato.

2. RICHIAMI NORMATIVI

2.1 Calcolo del Performance Point

Pur non avendo cambiato l'approccio metodologico rispetto alle NTC 2008, le nuove NTC 2018 e la relativa Circolare esplicativa n. 7 del 21/01/2019 hanno introdotto delle significative novità e modifiche in relazione alla valutazione del Performance Point e della resistenza a taglio di travi e pilastri in condizioni sismiche. Tali modifiche incidono in maniera non trascurabile sul calcolo dell'indice ζ_E di vulnerabilità sismica di una struttura esistente.

Per quanto concerne il calcolo della domanda sismica, le NTC 2018 prevedono ora due metodi:

- il metodo A, basato sull'individuazione della domanda anelastica attraverso il principio di uguali spostamenti o uguale energia, analogo al metodo proposto dalla Circolare esplicativa delle NTC 2008, n. 617 del 02/02/2009;
- il metodo B, iterativo, basato sulla costruzione di uno spettro di capacità.

Di seguito si riporta la descrizione del metodo B, ripresa dalla Circolare esplicativa delle NTC 2018:

“Si converte lo spettro di domanda nel relativo spettro sul piano ADRS, in cui le accelerazioni spettrali S_e sono rappresentate in funzione degli spostamenti spettrali S_{De} .

Si effettua una prima stima del punto di prestazione ipotizzando, generalmente, che lo spostamento d_{max}^* sia pari a quello di una struttura elastica avente la stessa rigidezza iniziale della struttura analizzata:

$$d_{max}^{*(0)} = d_e$$

Stimato il punto di prestazione (F_{max}^* , d_{max}^*) sulla curva di capacità del sistema equivalente F^*-d^* , ad essa si sostituisce una curva bilineare equivalente, in termini energetici, ottenuta adottando un primo tratto con pendenza pari alla rigidezza iniziale della struttura ed identificando la forza F_y^* e la pendenza del tratto $F_y^*-d_y^*$ imponendo l'uguaglianza dell'area sottesa dalle due curve, come mostrato in Fig. 1.

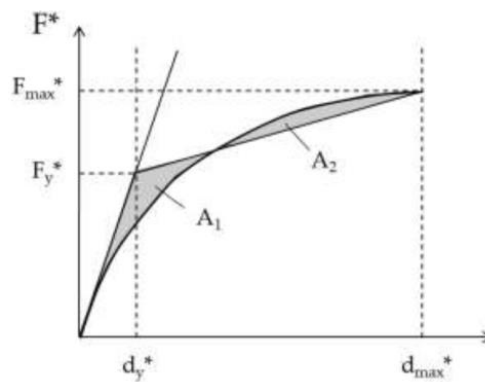


Fig. 1 – Bilinearizzazione equivalente

A partire dalla curva bilinearizzata così definita, si calcola lo smorzamento viscoso equivalente associato, espresso in percentuale, attraverso la seguente relazione:

$$\xi_{eq}^{(1)} = k \frac{63.7(F_y^{*(0)} d_{max}^{*(0)} - F_{max}^{*(0)} d_y^{*(0)})}{F_{max}^{*(0)} d_{max}^{*(0)}} + 5 \quad (1)$$

dove il coefficiente k tiene conto delle capacità dissipative della struttura ed in particolare delle caratteristiche del ciclo di isteresi.

Indicativamente, si possono assumere i seguenti valori, a seconda della differente tipologia strutturale:

- strutture ad elevata capacità dissipativa (caratterizzate da cicli di isteresi stabili e ragionevolmente ampi): $k = 1$;
- strutture a moderata capacità dissipativa (caratterizzate da cicli di isteresi con moderata riduzione dell'area): $k = 0,66$;
- strutture a bassa capacità dissipativa (caratterizzate da cicli di isteresi con pinching elevato e da una sostanziale riduzione dell'area): $k = 0,33$;
- strutture dotate di appositi dispositivi di dissipazione: va valutata l'energia dissipata complessivamente, attribuendo alla struttura e al sistema di dissipazione il valore di k corrispondente all'effettiva capacità di dissipazione.

Grazie al coefficiente ξ_{eq} così calcolato si abbatta lo spettro di domanda. L'intersezione, sul piano ADRS, fra lo spettro di domanda abbattuto e la curva di capacità del sistema equivalente fornisce il nuovo punto di prestazione, come mostrato in Fig. 2; se esso è caratterizzato da uno spostamento $d_{max}^{*(1)}$ ragionevolmente prossimo a quello stimato in partenza $d_{max}^{*(0)}$, la procedura iterativa ha termine e si ha la soluzione. La procedura è iterativa ed è ripetuta fino a convergenza della soluzione.”

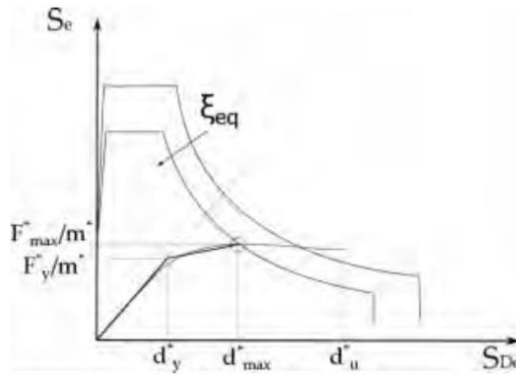


Fig. 2 – Individuazione del Punto di Prestazione

La questione di fondamentale importanza è che in base a questo metodo, a differenza del metodo A, il Performance Point dipende dalle capacità dissipative della struttura. Ciò verrà chiarito anche dal primo esempio illustrato nel successivo Par. 3.1.

2.2 Calcolo della resistenza a taglio degli elementi trave e pilastro

Altra importante novità introdotta dalla Circolare esplicativa delle NTC 2018 riguarda la valutazione della resistenza al taglio di travi e pilastri in condizioni sismiche.

In accordo al Par. C8.7.2.5 della Circolare esplicativa delle NTC 2008, n. 617 del 02/02/2009, la resistenza a taglio è valutata come in situazioni non sismiche, considerando il minimo tra la resistenza della biella compressa di calcestruzzo $V_{Rc,max}$ e la somma dei contributi dei meccanismi secondari di resistenza del calcestruzzo $V_{R,ct}$ e dell'armatura trasversale $V_{R,s}$ (modello di Ritter-Mörsch con $\theta = 45^\circ$).

Si ha quindi un modello di capacità di tipo additivo, nel quale la resistenza a taglio è considerata pari alla somma del valore $V_{R,s}$ che si avrebbe in uno schema isostatico e del contributo $V_{R,ct}$ del calcestruzzo, considerato al massimo pari a quello relativo agli elementi senza armature trasversali resistenti a taglio:

$$V_R = \min(V_{R,s} + V_{R,ct}; V_{Rc,max}) \quad (2)$$

dove

$$V_{R,s} = 0.9 \cdot d \cdot f_{yw} \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot \sin \alpha (\cot \theta + \cot \alpha) \quad (3)$$

$$V_{R,ct} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cm})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4)$$

$$V_{Rc,max} = 0.9 \cdot d \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}' \cdot b_w \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \sin^2 \theta \quad (5)$$

Risulta evidente che tale formulazione non considera il degrado della resistenza a taglio in condizioni cicliche, degrado particolarmente importante nelle strutture esistenti, che hanno frequentemente un'armatura trasversale inadeguata (staffe largamente spaziate o non efficacemente chiuse).

Al contrario, la resistenza a taglio proposta dall'EC8 Parte 3 per edifici esistenti diminuisce con la parte plastica della richiesta di duttilità, espressa in termini della rotazione rispetto alla corda all'estremità della membratura. Il coefficiente di richiesta della duttilità può essere calcolato come il rapporto della parte plastica della rotazione rispetto alla corda, θ , normalizzata alla rotazione rispetto alla corda a snervamento, θ_y :

$$\mu_{\Delta,pl} = \mu_{\Delta} - 1 = \frac{\theta - \theta_y}{\theta_y} = \frac{\theta}{\theta_y} - 1 \quad (6)$$

La resistenza a taglio V_R in condizioni cicliche, quali quelle sismiche, può essere valutata sulla base di tre contributi dovuti all'entità dello sforzo normale N , al calcestruzzo e all'acciaio, nonché dell'interazione con la rotazione flessionale dell'elemento in funzione del suddetto coefficiente di richiesta di duttilità $\mu_{\Delta,pl}$:

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left\{ \frac{h-x}{2L_v} \min(N; 0.55A_c f_c) + (1 - 0.05 \min(5; \mu_{\Delta,pl})) \left[0.16 \max(0.5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0.16 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right\} \quad (7)$$

La stessa relazione è richiamata dal documento CNR-DT 212/2013 - Istruzioni per la Valutazione Affidabilistica della Sicurezza Sismica di Edifici Esistenti (Par. 4.4.6).

In accordo alla Circolare esplicativa delle NTC 2018, la resistenza a taglio in condizioni sismiche può essere valutata come indicato nel seguito. Quando la domanda di duttilità μ_{Δ} dell'elemento ($\mu_{\Delta,pl} = \mu_{\Delta} - 1$) è inferiore a 2, la resistenza a taglio è data dal valore maggiore tra la resistenza a taglio con armatura trasversale per le condizioni non sismiche (modello a traliccio con inclinazione variabile, eq. 4.1.29 delle NTC 2018) e la resistenza a taglio ciclica fornita dall'EC8 Parte 3, eq. (7). Quando $\mu_{\Delta} > 3$, la resistenza a taglio è quella relativa alle condizioni cicliche, eq. (7). Per situazioni intermedie, si interpola linearmente tra la resistenza a taglio per $\mu_{\Delta} = 2$ e $\mu_{\Delta} = 3$.

Come risulterà più chiaro nel secondo esempio illustrato nel successivo Par. 3.2, la formulazione proposta dalla Circolare esplicativa delle NTC 2018 consente di ottenere resistenze a taglio maggiori rispetto a quelle fornite dal modello dell'EC8 Parte 3 (modello di Biskinis) per valori di $\mu_{\Delta} \leq 3$.

3. ESEMPI APPLICATIVI

3.1 Calcolo del Performance Point

Per un raffronto tra i valori del Performance Point ottenuti con il metodo A (equivalente al metodo proposto dalle NTC 2008) e il metodo B della Circolare esplicativa n. 7 del 21/01/2019 delle NTC 2018, si considera il modello FEM di un viadotto in cemento armato, illustrato in Fig. 3 (fornito per gentile concessione dalla 4 EMME Service S.p.a., Bolzano).

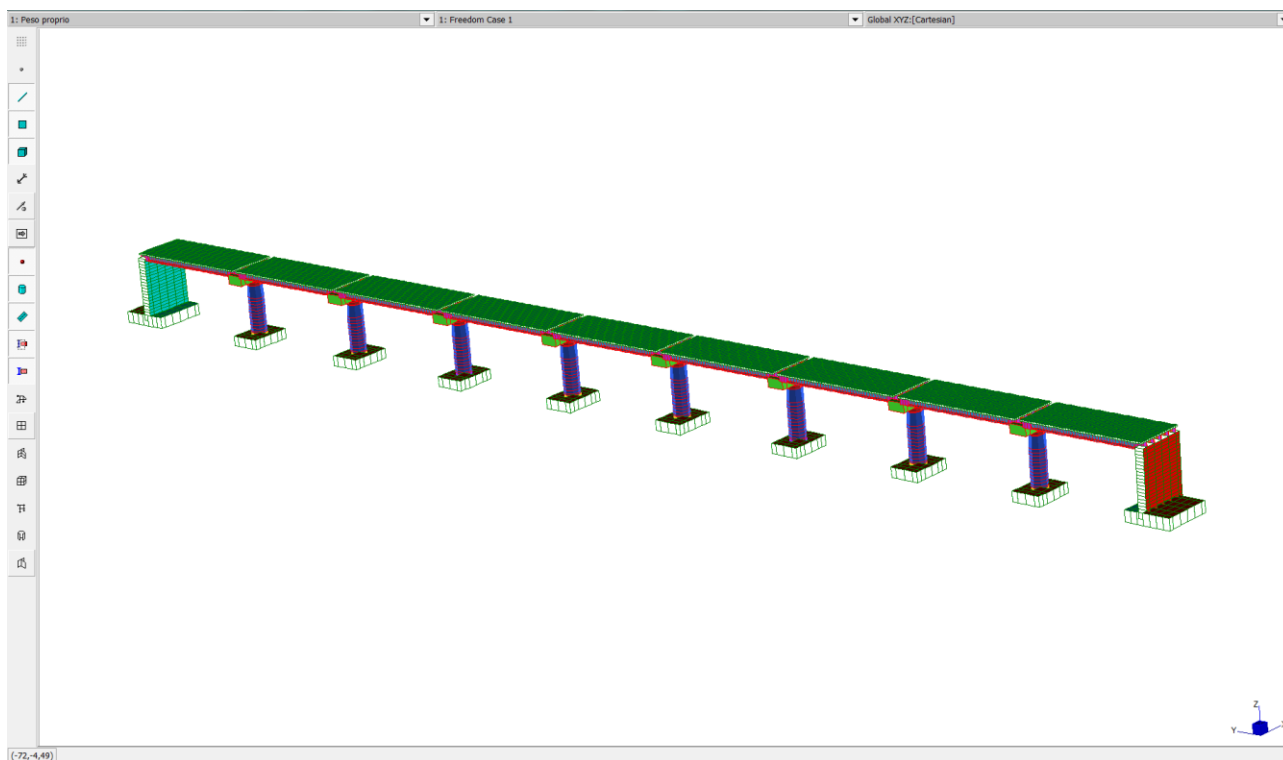


Fig. 3 – Modello della struttura in Straus7. Il modello è stato fornito per gentile concessione dalla 4 EMME Service S.p.a., Bolzano

Le campate, di luce pari a 22 m, sono realizzate con impalcati in c.a.p.. In particolare la sezione strutturale è composta da n. 5 travi prefabbricate di altezza 1,20 m ad interasse 1,7 m, precomprese con il sistema dei fili aderenti, aventi sezione a doppio T e da una soletta in c.a. gettata in opera, di spessore 22 cm. La larghezza dell'impalcato è di 8,5 m, con altezza totale di 1,72 m.

Le pile sono realizzate in c.a.. Esse presentano una sezione cava di diametro esterno pari a 2,60 m e diametro interno pari a 1,50 m, e sono armate con 32 ferri d. 16 lato esterno e 25 ferri d. 16 lato interno, con staffe d. 12 passo 25 cm.

Le fondazioni sono del tipo profondo e costituite da n. 5 pali trivellati di diametro pari a 1 m, lunghezza 18 m, collegati in testa da un plinto in c.a. di altezza pari a 1,6 m e dimensioni in pianta 7,3 x 5,3 m.

I parametri meccanici dei materiali considerati nel modello strutturale sono: $f_{cm} = 30$ MPa, resistenza a compressione media del calcestruzzo, e $f_{ym} = 375$ MPa, tensione media di snervamento delle barre d'armatura (FeB44k). Lo schema strutturale è del tipo a pendolo inverso e le travi dell'impalcato, dotate di armatura precompressa e lavoranti in schema di semplice appoggio, non partecipano all'assorbimento delle azioni sismiche. La presenza degli elaborati progettuali depositati, il rilievo della geometria della struttura e dei dettagli costruttivi e le indagini diagnostiche eseguite sui materiali hanno permesso di raggiungere un livello di conoscenza LC3 (FC = 1).

La classe d'uso della struttura è la "Classe II", con $V_R = 50$ anni. Pertanto, lo Stato Limite di Collasso (SLC) è associato ad una domanda sismica con tempo di ritorno $T_{R,D}$ pari a 2.475 anni. I parametri che caratterizzano lo spettro di risposta elastico sono (categoria topografica T1, categoria di sottosuolo D): accelerazione orizzontale massima attesa (P.G.A.) pari a 0,228g ($a_{g,D}$), $S = 1,552$; $T_B = 0,247$ s; $T_C = 0,740$ s; $T_D = 2,511$ s.

3.1.1 ANALISI DEI MODI DI VIBRARE

In Tab. 1 vengono illustrati i dati relativi ai primi 120 modi di vibrare della struttura, ottenuti con il solutore NFA (Natural Frequency Analysis) di Straus7. I primi 4 modi di vibrare significativi (modi n. 1 e 3 in direzione X, n. 4 in direzione Y e n. 7 in direzione Z) sono illustrati in Fig. 4. Le proprietà dei materiali degli elementi FEM sono state calibrate in maniera da avere frequenze libere di vibrazione e forme modali della struttura coerenti con quelle determinate sperimentalmente tramite un'indagine dinamica eseguita sulla struttura in esame.

TOTAL MASS (MX,MY,MZ) : (5.267304E+06, 5.267304E+06, 5.267304E+06)						
MODE Mode	PARTICIPATION Frequency (Hz)	FOR TRANSLATIONAL Modal Mass (Eng)	EXCITATION Modal Stiff (Eng)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	1.9753E+00	1.5214E+06	2.3434E+08	47.061	0.000	0.000
2	2.2123E+00	1.6260E+06	3.1417E+08	0.000	0.000	0.000
3	2.7332E+00	1.8251E+06	5.3826E+08	8.642	0.000	0.000
4	3.1013E+00	2.2293E+06	8.4647E+08	0.000	60.603	0.000
5	3.5093E+00	1.5260E+06	7.4194E+08	0.000	0.000	0.000
6	4.3943E+00	1.5599E+06	1.1892E+09	6.271	0.000	0.000
7	4.9738E+00	4.6274E+05	4.5194E+08	0.000	0.000	11.948
8	5.1601E+00	4.1001E+05	4.3100E+08	0.000	0.557	0.000
10	5.3026E+00	2.9452E+05	3.2692E+08	0.000	0.000	3.266
11	5.3539E+00	3.7320E+05	4.2232E+08	0.000	0.154	0.000
12	5.5410E+00	2.8779E+05	3.4883E+08	0.000	0.001	16.673
13	5.5467E+00	2.8393E+05	3.4486E+08	0.000	0.784	0.013
14	5.5736E+00	1.5788E+05	1.9362E+08	0.000	0.000	0.159
15	5.6790E+00	2.8117E+05	3.5800E+08	0.000	0.000	4.642
16	5.6853E+00	2.5103E+05	3.2032E+08	0.000	0.150	0.001
17	5.9952E+00	3.6434E+05	5.1697E+08	1.351	0.000	0.000
20	6.1465E+00	9.5482E+04	1.4241E+08	1.015	0.000	0.000
21	6.1699E+00	1.3291E+05	1.9974E+08	3.291	0.000	0.000
24	6.4348E+00	1.1749E+05	1.9206E+08	0.087	0.000	0.000
26	6.6572E+00	3.4147E+05	5.9745E+08	0.160	0.000	0.000
27	6.9226E+00	1.1199E+06	2.1187E+09	0.000	0.000	8.333
28	7.5492E+00	1.2235E+06	2.7528E+09	0.000	0.000	0.000
29	8.5506E+00	1.3505E+06	3.8982E+09	0.580	0.000	0.000
31	1.0564E+01	1.9190E+06	8.4546E+09	0.000	0.845	0.000
33	1.1344E+01	1.4037E+06	7.1314E+09	0.000	0.000	0.084
39	1.1653E+01	6.5656E+04	3.5195E+08	0.000	0.000	0.220
41	1.1696E+01	1.0712E+05	5.7849E+08	0.000	0.000	0.145
44	1.1752E+01	2.4693E+05	1.3464E+09	0.000	0.000	0.777
45	1.1940E+01	1.7667E+06	9.9434E+09	0.000	0.021	0.006
46	1.2097E+01	1.4951E+06	8.6378E+09	0.000	0.000	1.391
47	1.2340E+01	1.4048E+06	8.4443E+09	0.000	0.000	0.138
48	1.2416E+01	1.2011E+06	7.3093E+09	0.000	0.000	13.238
49	1.2983E+01	1.0571E+06	7.0340E+09	0.000	0.000	37.855
50	1.3046E+01	1.2986E+06	8.7250E+09	0.000	0.086	0.123
51	1.3220E+01	4.1554E+05	2.8671E+09	5.960	0.000	0.000
52	1.3221E+01	4.1454E+05	2.8605E+09	3.997	0.000	0.000
58	1.3961E+01	7.6774E+05	5.9077E+09	0.927	0.000	0.000
60	1.4145E+01	9.0064E+05	7.1143E+09	16.678	0.000	0.000
61	1.4827E+01	1.4016E+06	1.2165E+10	0.000	0.000	0.236
62	1.4995E+01	7.2187E+05	6.4082E+09	0.000	15.305	0.000
63	1.5021E+01	8.3097E+05	7.4017E+09	0.000	0.000	0.113
64	1.5381E+01	9.6551E+05	9.0171E+09	0.000	0.380	0.000
66	1.5456E+01	6.4877E+05	6.1181E+09	0.000	0.236	0.000
68	1.5486E+01	8.6839E+05	8.2220E+09	0.000	19.899	0.000
80	1.9476E+01	2.7472E+05	4.1138E+09	0.159	0.000	0.000
84	2.0403E+01	1.5536E+05	2.5532E+09	1.020	0.000	0.000
85	2.0438E+01	2.5232E+05	4.1608E+09	0.000	0.426	0.000
86	2.0460E+01	1.4954E+05	2.4714E+09	0.000	0.000	0.000
87	2.0474E+01	1.6611E+05	2.7490E+09	0.703	0.000	0.000
88	2.0568E+01	1.0118E+05	1.6897E+09	0.075	0.000	0.000
91	2.0649E+01	1.2516E+05	2.1068E+09	0.118	0.000	0.000
94	2.1262E+01	5.2558E+05	9.3801E+09	0.000	0.064	0.000
95	2.1409E+01	1.6660E+05	3.0145E+09	0.101	0.000	0.000
96	2.1522E+01	3.1459E+05	5.7526E+09	1.062	0.000	0.000
104	2.2433E+01	2.1946E+05	4.3602E+09	0.121	0.000	0.000
108	2.3194E+01	2.8416E+05	6.0349E+09	0.000	0.110	0.000
109	2.3499E+01	1.7609E+05	3.8387E+09	0.005	0.000	0.000
110	2.3519E+01	1.8019E+05	3.9348E+09	0.010	0.000	0.000
118	2.4711E+01	1.3744E+05	3.3133E+09	0.016	0.001	0.000
120	2.4715E+01	5.2407E+04	1.2637E+09	0.000	0.001	0.000
TOTAL TRANSLATIONAL MASS PARTICIPATION FACTORS				99.972	99.778	99.604

Tab. 1 – Primi 120 modi di vibrare della struttura

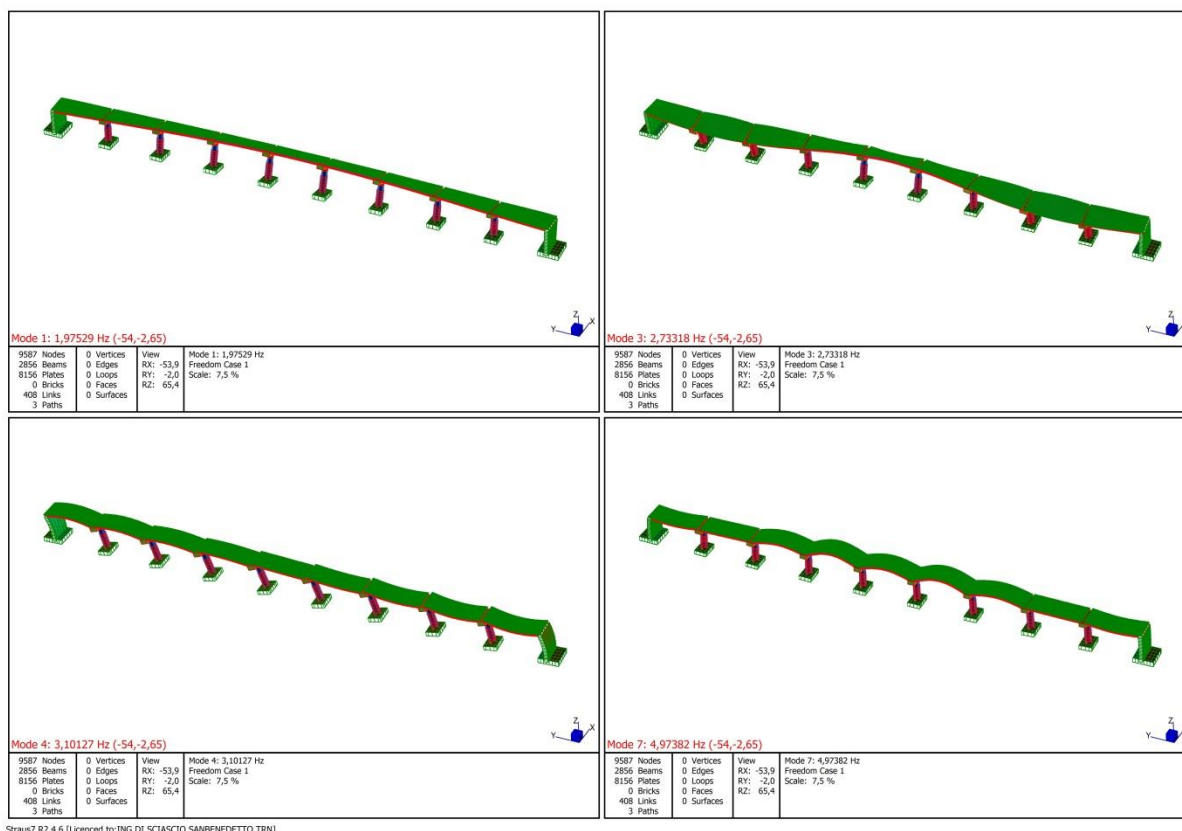


Fig. 4 – Primi 4 modi di vibrare principali della struttura

3.1.2 ANALISI PUSHOVER

EasyOver è un applicativo di Straus7 che consente, tramite apposite interfacce utente, di assegnare materiali ed armature, e di modellare la non linearità degli elementi Beam utilizzando diagrammi Momento-Curvatura, calcolati automaticamente ed aggiornati ad ogni Stage dell'analisi in base ai valori correnti dello sforzo normale e della luce di taglio. A differenza di un approccio classico a plasticità concentrata, il comportamento plastico può sorgere non solo alle estremità ma in qualunque punto lungo il generico elemento Beam. Inoltre, il diagramma Momento-Curvatura è calcolato ad ogni Stage per ciascun elemento, considerando anche l'interazione con l'azione tagliante ed introducendo l'eventuale degrado causato dalla crisi per taglio, [8]. In tal modo è possibile modellare nell'analisi Pushover meccanismi di collasso duttili e fragili in un approccio unificato.

L'applicativo consente, inoltre, di definire come condizioni di carico in Straus7 tutte le distribuzioni di spinta previste al punto 7.3.4.2 del DM 17/01/2018, [3], interagisce con il solutore Arc Length di Straus7 durante le analisi non lineari ed effettua le verifiche degli elementi duttili, fragili e dei nodi trave-colonna, in accordo alle normative italiane [1], [2], [3] e [4] e agli Eurocodici [5], [6] e [7].

In particolare, EasyOver permette di calcolare spinte proporzionali ad uno qualunque dei modi della struttura, a scelta dell'utente (appartenenti al Gruppo 1), nonché di eseguire un'analisi multimodale adattiva (Gruppo 2, b)), nella quale la distribuzione di spinte viene aggiornata continuamente durante l'analisi, in maniera da riflettere il progressivo degrado di rigidità della struttura.

Per analisi non adattive, il metodo implementato in EasyOver per il calcolo della domanda sismica è il noto metodo N2 (nel caso in esame i punti di controllo possono essere scelti in sommità di una delle pile del viadotto). Per analisi multimodali adattive EasyOver esegue il calcolo della domanda sismica in base al metodo di Casarotti & Pinho (2007), [11] e [12], i quali hanno proposto un set di regole di mappatura, dato dalle equazioni illustrate di seguito, basate sui principi della dinamica strutturale di un'analisi pushover effettuata utilizzando una distribuzione di forze adattiva:

$$Sa_n^k = \frac{v_b^k}{M_{sys}^k} \quad Sd_n^k = \frac{\{\delta^k\}^T [m] \{\delta^k\}}{\{\delta^k\}^T [m] \{\tau\}} \quad (8)$$

dove

δ^k è la distribuzione degli spostamenti della struttura al passo k dell'analisi pushover

M_{sys}^k è la massa modale basata sulla distribuzione di spostamenti δ_k

$$M_{sys}^k = \frac{(\{\delta^k\}^T [m] \{\tau\})^2}{\{\delta^k\}^T [m] \{\delta^k\}} \quad (9)$$

La novità di questa procedura è duplice. Innanzitutto, utilizza una distribuzione di spostamenti, anziché un singolo parametro di controllo (ad es. lo spostamento in copertura).

La seconda novità è data dall'adattività, in quanto i parametri di conversione sono aggiornati ad ogni incremento di carico, a differenza della procedura classica, nella quale i parametri di conversione (ovvero il fattore di partecipazione modale) sono stimati in base al modo fondamentale o a una combinazione modale iniziale della struttura.

Le NTC 2018 (rif. Par. 7.3.5) prevedono di calcolare la risposta strutturale combinando le componenti dell'azione sismica secondo le direzioni X, Y e Z del modello. In particolare, nel caso in esame (presenza di elementi con luce superiore a 20 m e di elementi precompressi), anche la componente verticale deve essere tenuta in conto.

Tuttavia, essendo lo scopo del presente paragrafo il raffronto tra i valori del Performance Point ottenuti con i metodi A e B della Circolare esplicativa n. 7 del 21/01/2019 delle NTC 2018, si considererà nel seguito esclusivamente la componente dell'azione sismica in direzione trasversale al viadotto in esame (direzione X del modello).

I risultati salienti per il calcolo della domanda sismica della struttura in esame sono riportati nelle Figg. 5, 6, 7 e 8. In esse sono illustrate le curve di capacità delle analisi non lineari elaborate da Straus7 e le relative domande sismiche, calcolate da EasyOver in base ai parametri di progetto definiti nel Par. 3.1 ($T_R = 2.475$ anni).

In particolare, in riferimento allo spostamento generalizzato calcolato con la seconda delle (8), la Fig. 5 fornisce per il metodo A un valore di domanda sismica pari a 105 mm (Fig. 5).

La domanda sismica calcolata con il metodo B dipende invece dal valore k, funzione delle capacità dissipative della struttura, ovvero della stabilità dei cicli di isteresi dei relativi membri e varia dal valore di 126 mm per $k = 0,33$ (Fig. 6) al valore di 89 mm per $k = 1,00$ (Fig. 8).

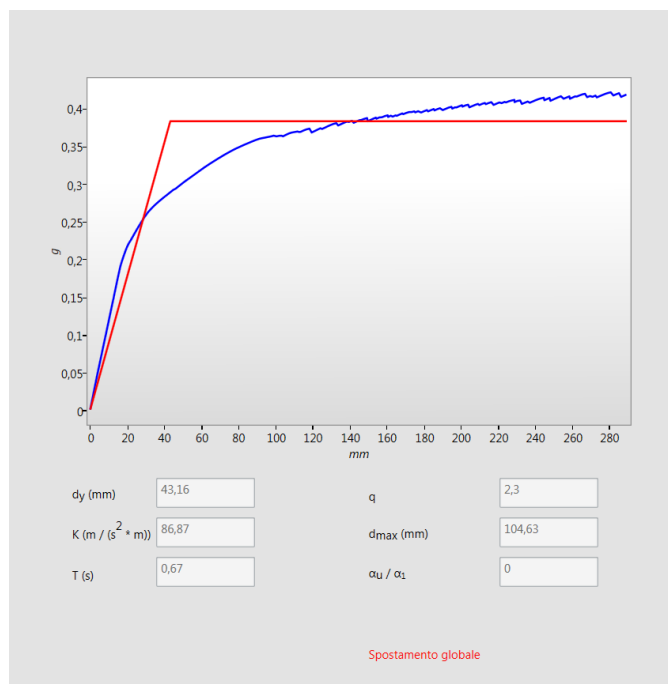


Fig. 5 – Spinta multimodale adattiva – curva di capacità e domanda sismica con $T_R = 2.475$ anni calcolata con metodo A

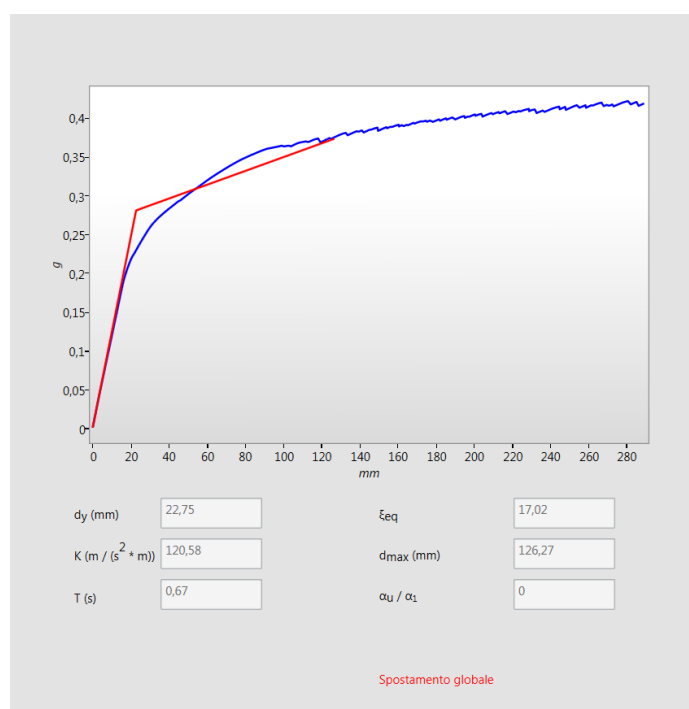


Fig. 6 – Spinta multimodale adattiva – curva di capacità e domanda sismica con $T_R = 2.475$ anni calcolata con metodo B e $k=0,33$

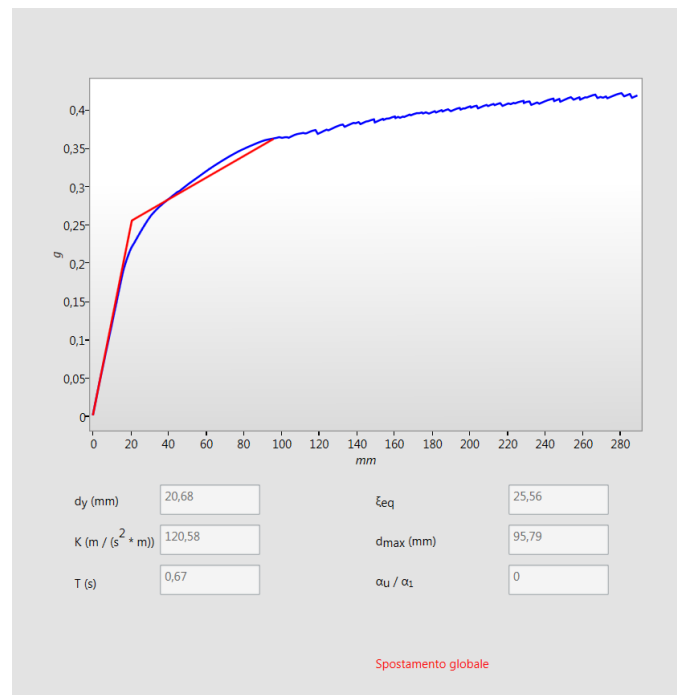


Fig. 7 – Spinta multimodale adattiva – curva di capacità e domanda sismica con $T_R = 2.475$ anni calcolata con metodo B e $k=0,66$

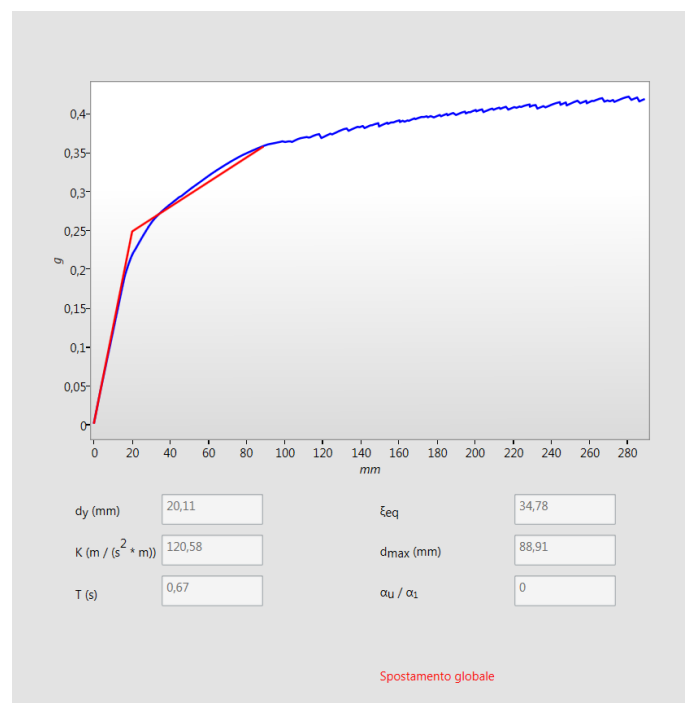


Fig. 8 – Spinta multimodale adattiva – curva di capacità e domanda sismica con $T_R = 2.475$ anni calcolata con metodo B e $k=1,00$

La Fig. 9 illustra il diagramma Momento-Curvatura elaborato da EasyOver per la base di una pila centrale. Si può osservare che le pile sono elementi duttili, ovvero vanno in crisi per il raggiungimento del momento ultimo e non della resistenza tagliante (calcolata secondo NTC 2018, la quale tiene conto del degrado della stessa con la domanda di duttilità). Al contempo, il fattore di duttilità in curvatura μ_ϕ risulta pari a

$$\mu_\phi = \frac{0,025}{0,001} = 25 \quad (10)$$

mentre lo sforzo normale adimensionalizzato v risulta pari a

$$v = \frac{N}{A_c \cdot f_{cm}} = 0,035 \quad (11)$$

Tali valori lasciano presupporre un ciclo di isteresi della pila piuttosto stabile e quindi un valore del coefficiente k compreso tra 0,66 e 1, ovvero una domanda sismica di 90 mm.

E' importante notare che, trattandosi di analisi multimodali adattive, il parametro di spostamento del quale si sta valutando la domanda sismica è dato dalla seconda delle [8]. Evidentemente, essendo questo parametro ottenuto dalla distribuzione di tutti gli spostamenti nodali della struttura, ad esso corrisponderà uno spostamento nodale massimo superiore.

Calcolando il valore di questo parametro per ogni Load Increment dei risultati di un'analisi statica non lineare, EasyOver permette di individuare immediatamente il passo dell'analisi (e quindi la relativa distribuzione di spostamenti) corrispondente alla domanda sismica di 90 mm. Questo Load Increment è illustrato in Fig. 10, dalla quale si evince uno spostamento orizzontale massimo (in corrispondenza delle pile intermedie del viadotto) pari a 123 mm.

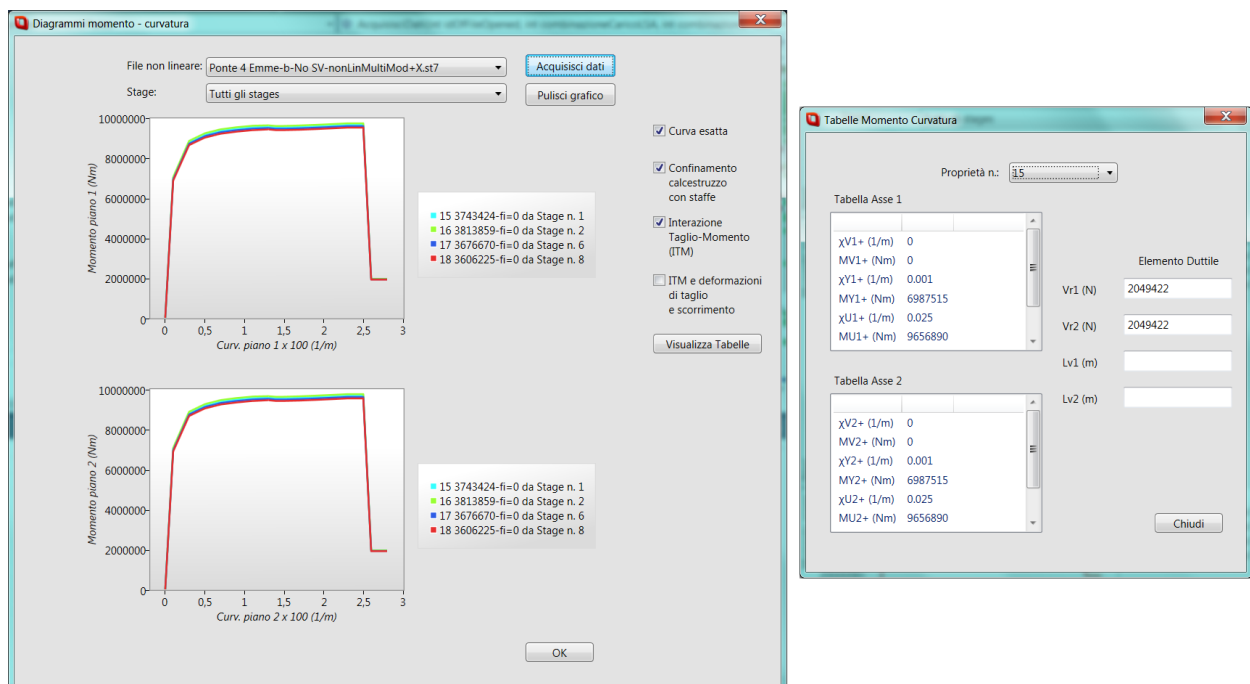


Fig. 9 – Diagramma Momento-Curvatura alla base di una pila centrale

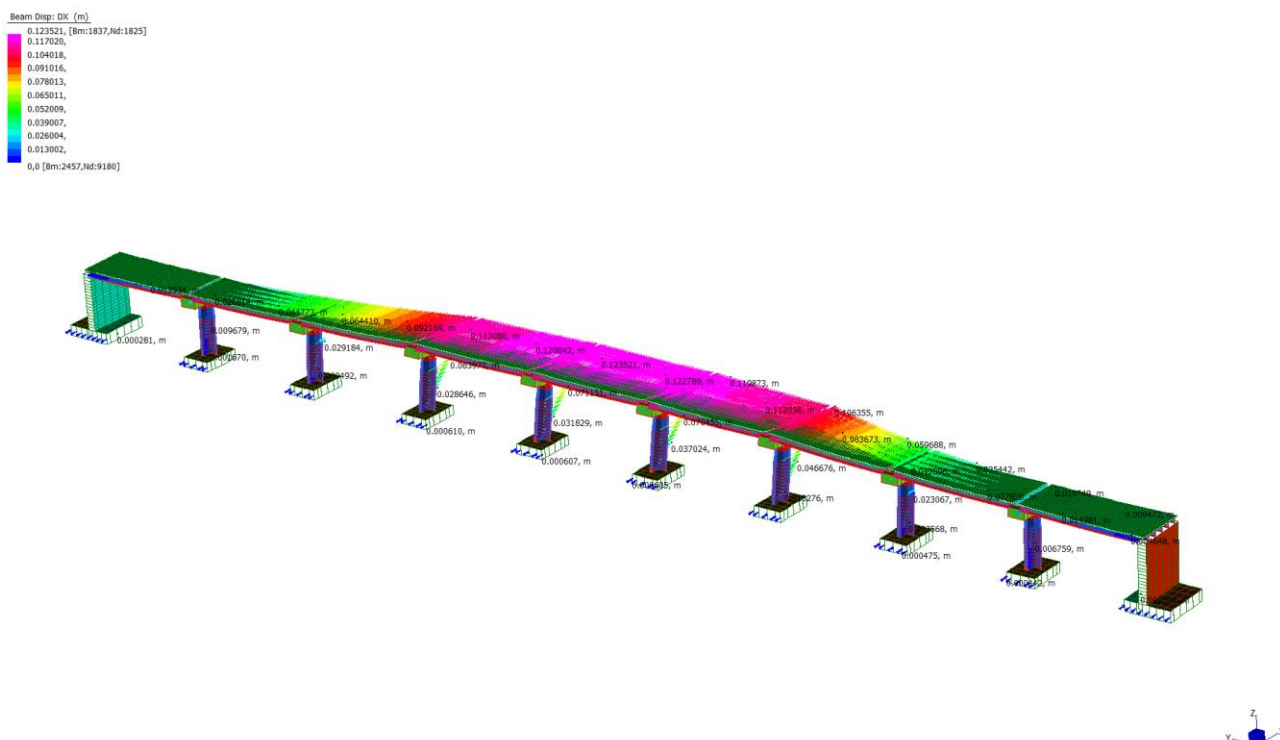


Fig. 10 – Load Increment dell’analisi non lineare multimodale adattiva corrispondente alla domanda sismica di 90 mm e relativa distribuzione di spostamenti orizzontali

3.1.3 CONFRONTO CON ANALISI DINAMICHE NON LINEARI

EasyOver è dotato di tools che consentono l’elaborazione automatica di diagrammi Momento-Curvatura con modello isteretico Takeda, [14], (Fig. 11), adatto per la corretta modellazione dell’evoluzione dei cicli di isteresi delle strutture in cemento armato nelle analisi dinamiche non lineari. Eseguita l’elaborazione di tali diagrammi, è stata poi eseguita un’analisi dinamica non lineare con Straus7, considerando come input sismico l’accelerogramma orizzontale illustrato in Fig. 12. Tale accelerogramma spettro-compatibile è stato generato con il Software SIMQKE sempre in base ai parametri di progetto definiti nel Par. 3.1 ($T_R = 2.475$ anni).

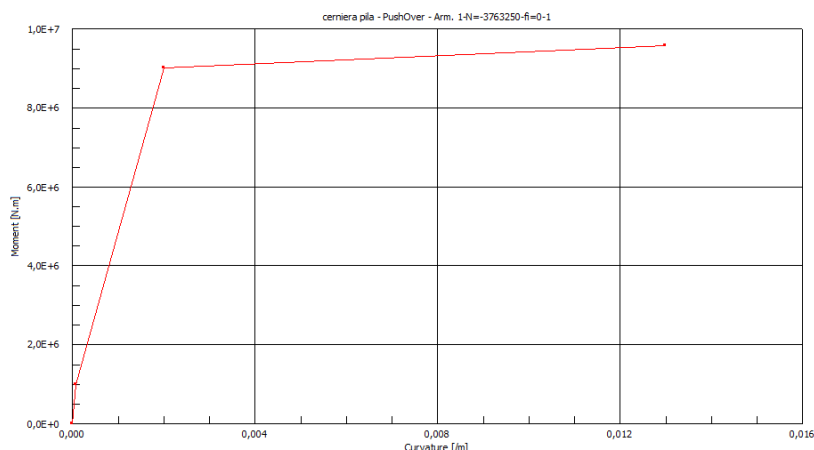


Fig. 11 – Diagramma Momento-Curvatura alla base di una pila centrale, adatto per modellazione del modello isteretico di Takeda

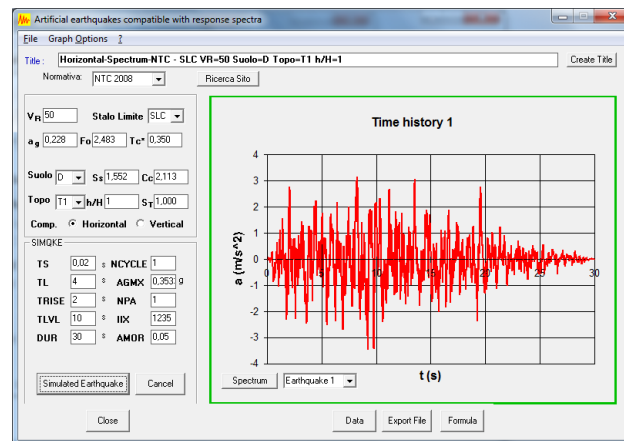


Fig. 12 – Accelerogramma orizzontale generato con il programma SIMQKE

E' da sottolineare che in entrambe le analisi non lineari (statica e dinamica) gli apparecchi di appoggio in neoprene armato sono stati modellati in Straus7 tramite elementi Beam di tipo Connection con legami non lineari, in grado di cogliere la reale evoluzione degli stessi (in particolare lo scorrimento degli impalcati rispetto alla sommità delle pile sottostanti).

Le Figg. 13, 14 e 15 illustrano il confronto fra le analisi non lineari statica e dinamica. Nello specifico, sono state considerate le 4 pile illustrate in Fig. 13 per il confronto fra gli spostamenti massimi ottenuti dalle due analisi. Il grafico di Fig. 14 riporta il confronto fra gli spostamenti in sommità delle pile 1, 2, 3 e 4, mentre il grafico di Fig. 15 riporta il confronto fra gli spostamenti delle pile medesime al livello di impalcato.

Pur non avendo considerato almeno 3 storie temporali (secondo il Par. 7.3.5 delle NTC 2018), il confronto fra i risultati ugualmente conferma quanto esposto al precedente Par. 3.1.2. Infatti, la migliore corrispondenza tra i risultati si ottiene con un valore del coefficiente k compreso fra 0,66 ed 1. Con $k = 0,33$ ed anche con il metodo A si ottiene una sovrastima degli spostamenti delle pile in esame rispetto a quelli ricavati dalle analisi dinamiche non lineari.

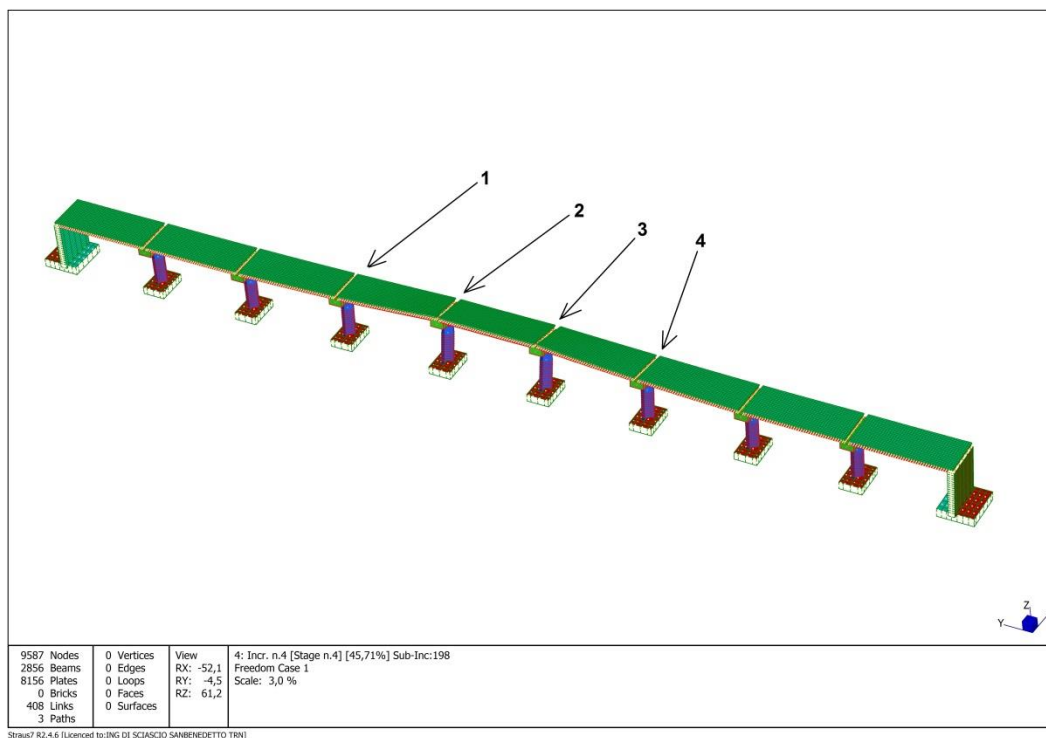


Fig. 13 – Pile per il confronto fra gli spostamenti ottenuti dalle analisi non lineari statica e dinamica

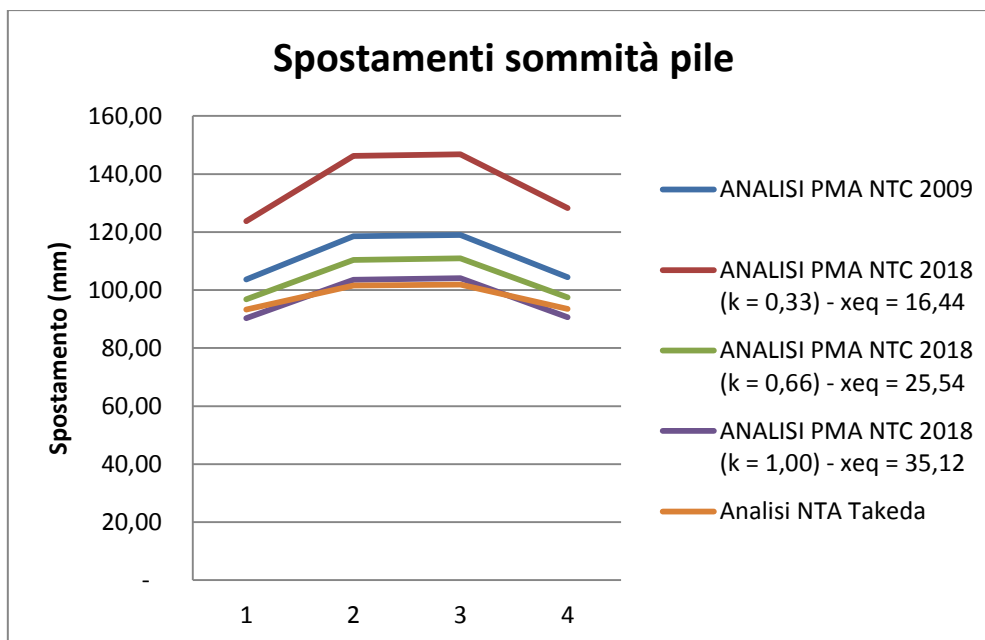


Fig. 14 – Spostamenti in sommità delle pile 1, 2, 3 e 4 ottenuti dalle analisi non lineari statica e dinamica

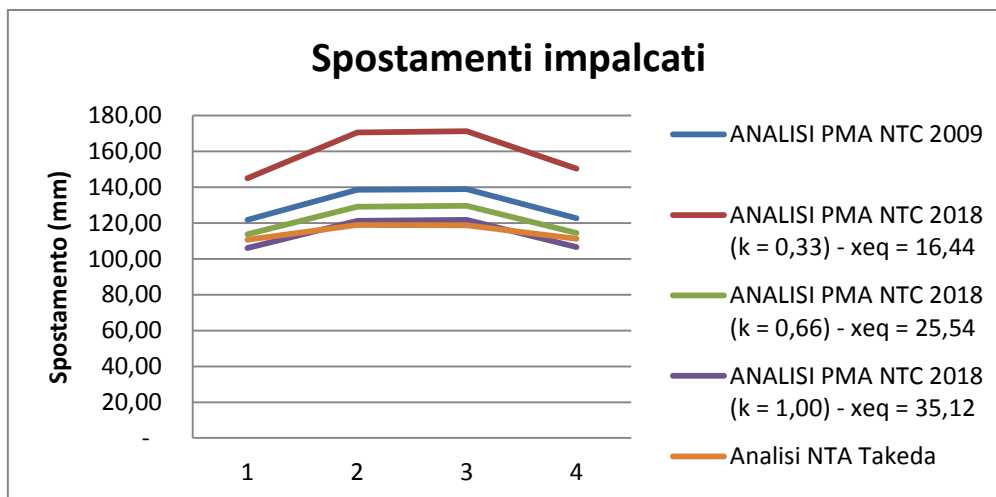


Fig. 15 – Spostamenti a livello di impalcato in corrispondenza delle pile 1, 2, 3 e 4 ottenuti dalle analisi non lineari statica e dinamica

3.2 Calcolo della resistenza a taglio degli elementi trave e pilastro

Al fine di confrontare i vari modelli di calcolo della resistenza al taglio, si richiama l'articolo dello scrivente [15], nel quale si prende in considerazione un capannone industriale monopiano in cemento armato prefabbricato, adibito ad uso officina, sito in località Mirandola (MO) e colpito dal terremoto dell'Emilia del 2012. L'unità strutturale, realizzata nel 2001 (normativa di riferimento DM 09/01/1996), presenta una pianta rettangolare di dimensioni pari a 31,9*44,2 m, altezza tamponamento 9,34 m, e una struttura portante a doppia campata, ciascuna di luce pari a 15,5 m, costituita da (Fig. 16):

- copertura con tegoli di larghezza pari a 250 cm, altezza pari a 70 cm e luce pari a 14 m
- n. 8 travi prefabbricate in c.a.p., di cui n. 2 a sezione rettangolare 50*60 (campata di testata lato est) e n. 6 a T rovescia di larghezza pari a 100 cm ed altezza pari a 120 cm, che sopportano i tegoloni di copertura, di luce pari a 15,5 m
- n. 15 travi prefabbricate in c.a.p., di cui n. 12 a sezione rettangolare 40*60 e luce 7,25 m (allineamenti esterni) e n. 3 a T rovescia di larghezza pari a 100 cm, altezza pari a 100 cm e luce pari a 14,5 m, aventi la sola funzione di porta carriponte
- pilastri prefabbricati in c.a. di dimensioni 50*50 (allineamenti esterni) e 60*70 (allineamento interno).

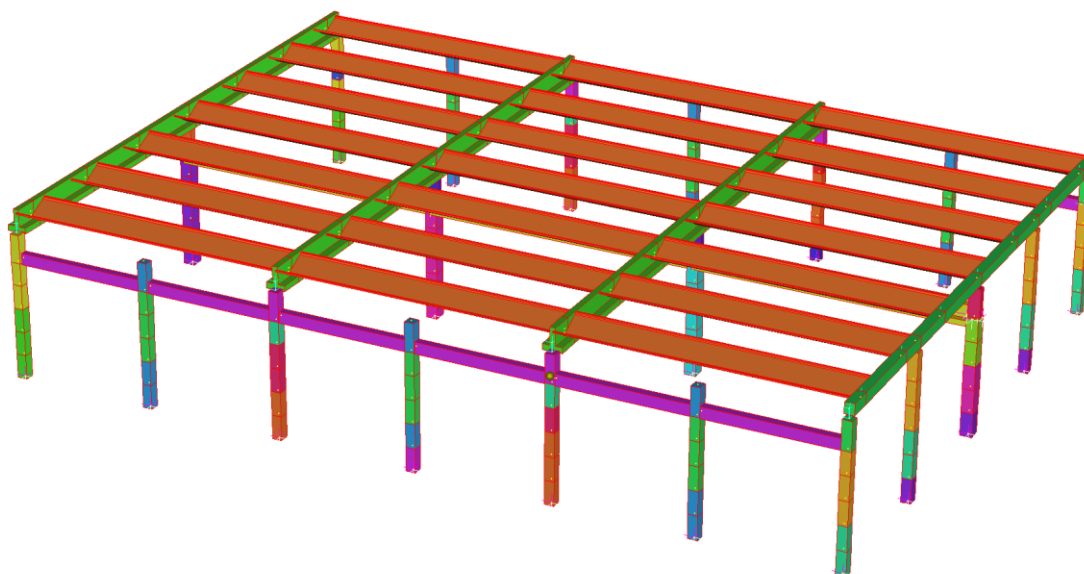


Fig. 15 –

Fig. 16 – Modello della struttura in Straus7

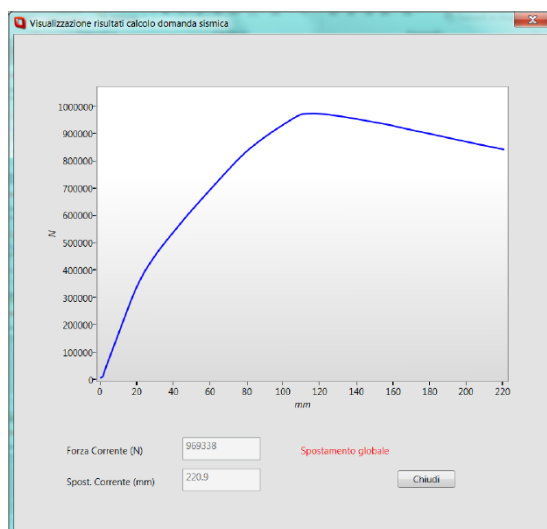
I parametri meccanici dei materiali considerati nel modello strutturale sono: $f_{cm} = 40$ MPa, resistenza a compressione media del calcestruzzo, e $f_{ym} = 430$ MPa, tensione media di snervamento delle barre d'armatura (FeB44k). Lo schema strutturale è del tipo a pendolo inverso e le travi e i tegoli di copertura, dotati di armatura precompressa e lavoranti in schema di semplice appoggio, non partecipano all'assorbimento delle azioni sismiche. La presenza degli elaborati progettuali depositati, il rilievo della geometria della struttura e dei dettagli costruttivi e le indagini diagnostiche eseguite sui materiali hanno permesso di raggiungere un livello di conoscenza LC3 (FC = 1).

La classe d'uso della struttura è la "Classe II". Pertanto, lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) è associato ad una domanda sismica con tempo di ritorno $T_{R,D}$ pari a 475 anni, che corrisponde ad un'accelerazione orizzontale massima attesa (P.G.A.) pari a $0,136g$ ($a_{g,D}$). Gli altri parametri che caratterizzano lo spettro di risposta elastico sono (categoria topografica T1, categoria di sottosuolo C): $S = 1,489$; $T_B = 0,145$ s; $T_C = 0,436$ s; $T_D = 2,144$ s.

3.2.1 ANALISI PUSHOVER

La struttura in esame ha di fatto resistito ad un terremoto con $T_R = 2.475$ anni, e nell'articolo [15] ciò è stato confermato dall'analisi Pushover, sia dalle verifiche in termini globali sulla curva di capacità, che dalle verifiche locali sugli elementi duttili e fragili.

Le Figg. 17 e 18 riportano il calcolo della domanda sismica relativo all'analisi multimodale adattiva (sempre calcolato in base alla procedura di Casarotti & Pinho (2007), [11] e [12]) rispettivamente considerando i parametri con $T_{R,D} = 475$ anni e i parametri $T_{R,D} = 2.475$ anni ($a_{g,D} = 0,265g$, suolo classe C, tipo T1, $S = 1,31$, $T_B = 0,15$ s, $T_C = 0,46$ s, $T_D = 2,66$ s).

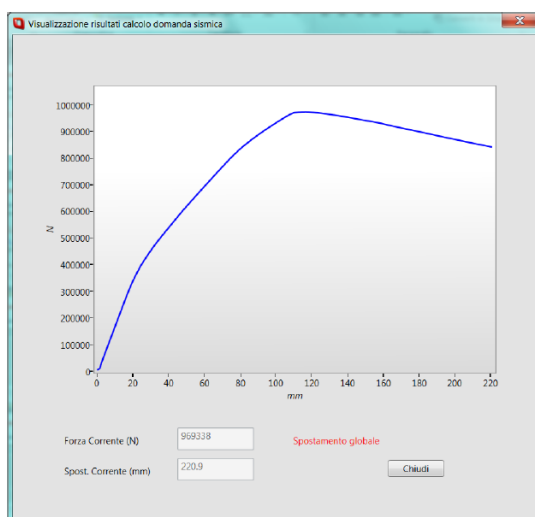


$T_{R,D} = 475$ anni

Spinta multimodale adattiva, dir. +X
(valori calcolati in base alla procedura di Casarotti & Pinho (2007)):

Taglio max (N)	969338
d_y (mm)	108,94
K^* (m/(s ² *m))	15,54
T (s)	1,59
q	0,83
d_{max} (mm)	90,7
α_u/α_1	1,28

Fig. 17 – Spinta multimodale adattiva – curva di capacità e domanda sismica con $T_R = 475$ anni



$T_{R,D} = 2475$ anni

Spinta multimodale adattiva, dir. +X
(valori calcolati in base alla procedura di Casarotti & Pinho (2007)):

Taglio max (N)	969338
d_y (mm)	108,94
K^* (m/(s ² *m))	15,54
T (s)	1,59
q	1,41
d_{max} (mm)	154
α_u/α_1	1,28

Risultati coerenti con i danni riscontrati sul fabbricato.

Fig. 18 – Spinta multimodale adattiva – curva di capacità e domanda sismica con $T_R = 2.475$ anni

All'epoca dell'uscita dell'articolo [15], pubblicato l'11 giugno 2018, la Circolare esplicativa delle NTC 2018 non era ancora stata approvata e le verifiche di resistenza a taglio dei pilastri furono condotte secondo il modello dell'EC8 Parte 3 (modello di Biskinis). Queste vengono riproposte in Fig. 19.

Le Figg. 20 e 21 riportano ora le verifiche in termini del rapporto D/C, ovvero Domanda/Capacità (in termini di azione tagliante) condotte secondo le NTC 2008 (e quindi secondo la Circ. esplicativa NTC 2008 n. 617 del 02/02/2009) e secondo le NTC 2018 (ovvero secondo la Circ. esplicativa NTC 2018 n. 7 del 21/01/2019).

Si evince immediatamente che le NTC 2008, non considerando il degrado della resistenza al taglio, dipendente dalla richiesta di duttilità μ_Δ , sovrastimano la stessa resistenza e producono un rapporto D/C massimo pari a 0,34 (molto minore dello 0,78 ottenuto con il modello dell'EC8 Parte 3).

Come già anticipato al Par. 2.2, le NTC 2018 forniscono valori del rapporto D/C intermedi fra quelli delle NTC 2008 e dell'EC8, per via dell'interpolazione fra le formulazioni in condizioni non sismiche e in condizioni cicliche. Infatti, come già detto al Par. 2.2, le NTC 2018 considerano la formulazione ciclica del modello di Biskinis solo per $\mu_{\Delta} > 3$. A riprova di ciò, la Fig. 22 illustra il rapporto $\mu_{\Delta} = \theta/\theta_y$ in corrispondenza della domanda sismica per $T_R = 2.475$ anni. Il valore massimo della richiesta di duttilità risulta pari a 1,83, quindi minore di 3.

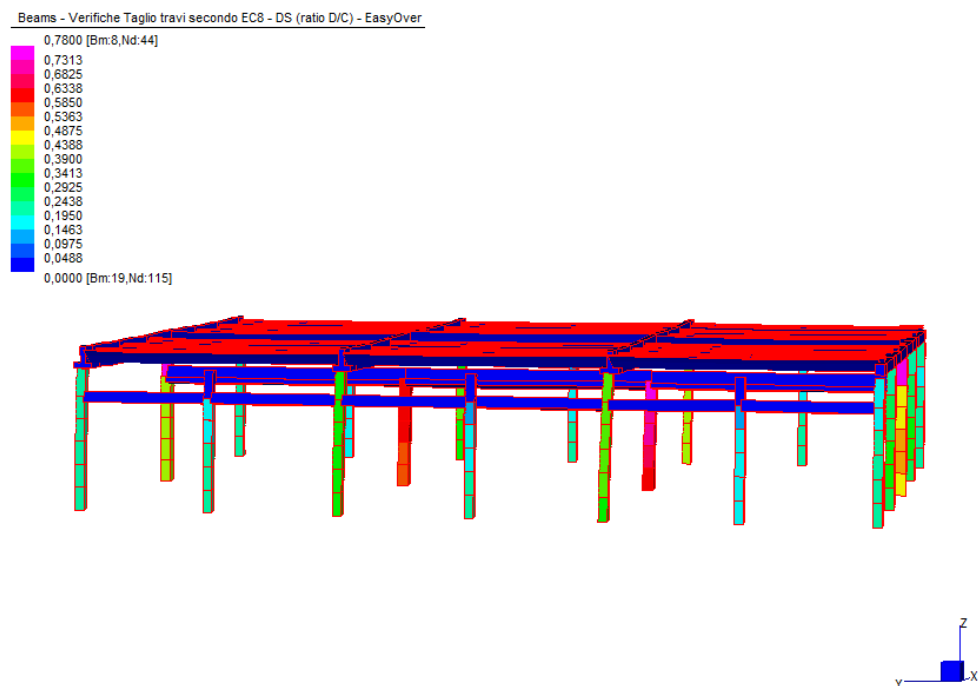


Fig. 19 – Verifiche taglio pilastri secondo EC8 per domanda sismica con $T_R = 2.475$ anni

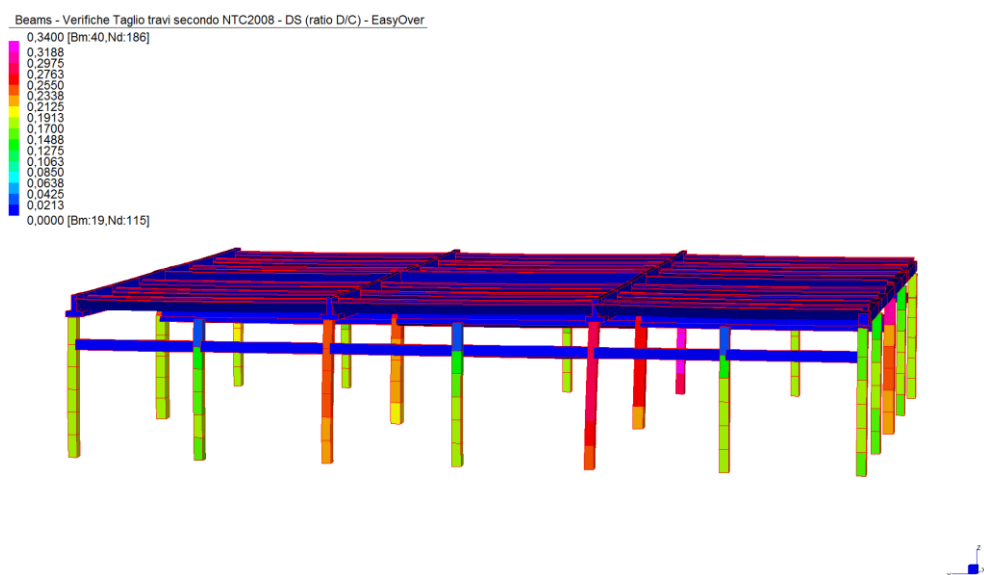


Fig. 20 – Verifiche taglio pilastri secondo NTC2008 per domanda sismica con $T_R = 2.475$ anni

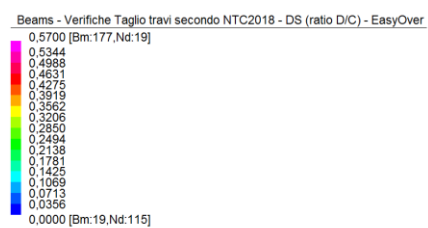


Fig. 21 – Verifiche taglio pilastri secondo NTC2018 per domanda sismica con $T_R = 2.475$ anni

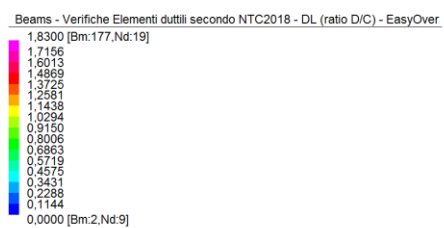


Fig. 22 – Rapporto θ/θ_y secondo NTC2018 per domanda sismica con $T_R = 2.475$ anni

4. CONCLUSIONI

Nel presente articolo si sono esaminate le principali modifiche e novità introdotte dalle nuove NTC 2018 e dalla relativa Circolare esplicativa nelle verifiche di vulnerabilità sismica di strutture esistenti in cemento armato. In particolare sono stati illustrati, prima dal punto di vista normativo e poi con esempi applicativi, il nuovo metodo B per la valutazione del Punto di Prestazione delle strutture (Performance Point, PP) e la nuova formulazione per il calcolo della resistenza a taglio di travi e pilastri, che tiene conto del degrado in condizioni sismiche, essendo funzione della domanda di duttilità μ_{Δ} .

Si è quindi dimostrato che:

- il metodo B, tenendo conto delle capacità dissipative della struttura tramite il coefficiente k (funzione della stabilità dei cicli di isteresi degli elementi strutturali), è in grado di fornire valori di domanda sismica più realistici (minori di quelli forniti dal metodo A, se si ha a che fare con cicli di isteresi stabili o in caso di interventi sulla struttura esistente mediante appositi dispositivi di dissipazione, oppure maggiori in caso di cicli di isteresi con pinching elevato);
- il fatto di tener conto della riduzione della resistenza al taglio in condizioni sismiche porta ad una non trascurabile, ma giusta, penalizzazione della verifica a taglio delle strutture esistenti, che presentava già delle importanti criticità con le NTC 2008 per via della loro inadeguata armatura a taglio.

Pertanto, pur non avendo cambiato l'approccio metodologico rispetto alle NTC 2008, le nuove NTC 2018 e la relativa Circolare esplicativa n. 7 del 21/01/2019 hanno introdotto delle significative novità e modifiche, le quali incidono in maniera non trascurabile sul calcolo dell'indice ζ_E di vulnerabilità sismica di una struttura esistente.

5. BIBLIOGRAFIA

- [1] D.M. 14/01/2008 - Norme tecniche per le costruzioni - 2008
- [2] Circ. esplicativa NTC 2008 n. 617 del 02/02/2009
- [3] D.M. 17/01/2018 – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” – 2018
- [4] Circ. esplicativa NTC 2018 n. 7 del 21/01/2019
- [5] EC2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- [6] EC8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- [7] EC8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici
- [8] CNR-DT 212/2013 - Istruzioni per la Valutazione Affidabilistica della Sicurezza Sismica di Edifici Esistenti
- [9] Straus7, codice di calcolo agli elementi finiti, www.hsh.info
- [10] EasyOver, applicativo di Straus7 per le analisi statiche non lineari di edifici in cemento armato, www.hsh.info

- [11] Development and application of Nonlinear Static Procedures for plan-asymmetric buildings - G. Adhikari, R. Pinho - Ed. IUSS Press
- [12] Adaptive Pushover-based Methods for Seismic Assessment and Design of Bridge Structures - C. Casarotti, R. Pinho, G.M. Calvi - Ed. IUSS Press
- [14] Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes - T. Takeda, M.A. Sozen and N.N. Nielsen - Journal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers Vol.96, No. ST12, December 1970.
- [15] Analisi non lineari con Straus7 ed EasyOver per la valutazione della vulnerabilità sismica di strutture in c.a. – G. Di Sciascio – Ingenio <https://www.ingenio-web.it/20290-analisi-non-lineari-con-straus7-ed-easyover-per-la-valutazione-della-vulnerabilita-sismica-di-strutture-in-ca>