



VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DEGLI EDIFICI STRATEGICI O RILEVANTI

(Ord.P.C.M. n.3274 e s.m.i., D.M. 14/09/2005)

EDIFICIO IN CEMENTO ARMATO

Scuola media "Pellico" - Camerano (AN)

- SECONDA PARTE -





Regione Marche

DIPARTIMENTO PER LE POLITICHE INTEGRATE DI SICUREZZA E PER LA PROTEZIONE CIVILE

P.F. RISCHIO SISMICO ED OPERE PUBBLICHE D'EMERGENZA

Esempio applicativo c.a.
Scuola "Pellico", Camerano (AN)

SECONDA PARTE



- SECONDA PARTE -	64
7. Valutazione della vulnerabilità sismica del fabbricato in campo lineare – <i>i meccanismi rotazionali</i>	64
7.1 Premessa	64
7.2 Le proprietà dei materiali	64
8. Le verifiche di vulnerabilità sismica in campo lineare.....	66
8.1 Verifiche di vulnerabilità di livello 1	66
9. Verifiche di livello 1 per il Danno Limitato (DL).....	67
9.1 Calcolo del moltiplicatore dell'accelerazione per il DL.....	67
9.2 La procedura per la determinazione del moltiplicatore dell'accelerazione per il DL	67
9.3 Il calcolo della capacità rotazionale totale rispetto alla corda allo snervamento per le travi (SLDL)	67
9.4 Il calcolo del moltiplicatore dell'accelerazione per le travi (SLDL).....	70
9.5 Il calcolo della capacità rotazionale totale rispetto alla corda allo snervamento per i pilastri (SLDL)	71
9.6 Il calcolo del moltiplicatore dell'accelerazione per i pilastri (SLDL).....	73
9.7 Il confronto tra le capacità rotazionali degli elementi convergenti nel nodo 2 (SLDL).....	73
9.8 Il moltiplicatore dell'accelerazione per il primo impalcato (SLDL).....	74
9.9 Livello di vulnerabilità (o indice di rischio) per il Danno Limitato	74
10. Verifiche di livello 1 per il Danno Severo (DS).....	75
10.1 Calcolo del moltiplicatore dell'accelerazione per il DS.....	75
10.2 La procedura per la determinazione del moltiplicatore dell'accelerazione per il DS	75
10.3 Il calcolo della capacità rotazionale rispetto alla corda in condizioni di danno severo per le travi (SLDS).....	75
10.4 Il calcolo del moltiplicatore dell'accelerazione per la trave 2-4 (SLDS).....	77
10.5 Il calcolo della capacità rotazionale totale rispetto alla corda in condizioni di danno severo per i pilastri (SLDS).....	77
10.6 Il calcolo del moltiplicatore dell'accelerazione per il pilastro 2 (SLDS).....	78
10.7 Il confronto tra le capacità rotazionali degli elementi convergenti nel nodo 2 (SLDS).....	79
10.8 Il moltiplicatore dell'accelerazione per il primo impalcato (SLDS).....	80
10.9 Livello di vulnerabilità (o indice di rischio) per il Danno Severo.....	80
10.10 Considerazioni.....	80
11. Verifiche di livello 1 per il Collasso (CO) – Rotazione, taglio e nodi strutturali.....	81
11.1 Calcolo del moltiplicatore dell'accelerazione per il CO	81
11.2 La procedura per la determinazione del moltiplicatore dell'accelerazione per il CO.....	81
11.3 Il calcolo della capacità rotazionale totale rispetto alla corda in condizioni di collasso per le travi (SLCO)	82
11.4 Il calcolo del moltiplicatore dell'accelerazione per la trave 2-4 (SLCO)	82
11.5 Il calcolo della capacità rotazionale totale rispetto alla corda in condizioni di collasso per i pilastri (SLCO)	82
11.6 Il calcolo del moltiplicatore dell'accelerazione per il pilastro 2 (SLCO)	82
11.7 Il moltiplicatore dell'accelerazione per il primo impalcato (SLCO).....	83
11.8 Livello di vulnerabilità (o indice di rischio) per lo stato limite di Collasso.....	83
11.9 Considerazioni sulle capacità deformative degli elementi strutturali.....	83
11.10 Le capacità deformative degli elementi strutturali	87
11.10.1 La rotazione alla corda nell'ipotesi di acciaio snervato	87
11.10.2 La rotazione alla corda in condizioni di collasso	91
11.10.3 La determinazione del moltiplicatore di collasso rotazionale (α) ai vari stati limite.....	92
11.10.4 Valutazione critica dell'indice di rischio per i meccanismi rotazionali	92
11.11 Il calcolo del moltiplicatore dell'accelerazione per il raggiungimento del primo collasso a taglio (SLCO)	95



11.11.1 Il taglio di progetto.....	96
11.11 Determinazione del moltiplicatore dell'accelerazione per il raggiungimento del collasso a taglio per le travi (SLCO)	97
11.12 Determinazione del moltiplicatore dell'accelerazione per il raggiungimento del collasso a taglio per i pilastri (SLCO)	100
11.13 Determinazione del moltiplicatore dell'accelerazione per il raggiungimento del primo collasso a taglio per le travi e per i pilastri (SLCO)	102
11.14 Considerazioni sulle verifiche ai meccanismi di taglio	104
11.15 La procedura per la determinazione dei moltiplicatori dell'accelerazione per il collasso dei nodi strutturali	105
11.16 L' identificazione dei nodi non confinati.....	106
11.17 Le capacità limite dei nodi strutturali	107
11.18 Le tensioni sui nodi	108
11.19 Il calcolo del moltiplicatore dell'accelerazione per il collasso dei nodi (SLCO)	111
11.20 Livello di vulnerabilità (o indice di rischio) per il collasso dei nodi nel primo impalcato (SLCO)	112
12. Lo spettro a PGA unitaria	114

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLA SCUOLA MEDIA "PELLICO" DI CAMERANO (AN), secondo la OPCM n.3274/03 e s.m.i. e le Norme Tecniche per le Costruzioni DM 14/09/05

- SECONDA PARTE -

7. Valutazione della vulnerabilità sismica del fabbricato in campo lineare – *i meccanismi rotazionali*

7.1 Premessa

Come già anticipato nel capitolo 5.3 il mancato rispetto dei requisiti di regolarità strutturale costringerebbero il progettista alla definitiva scelta del livello 2 di verifica, per cui per l'edificio in esame bisognerebbe spingersi ad un livello di conoscenza pari almeno all'LC2, nell'attesa poi di applicare una analisi statica non lineare (pushover), ferma restando la possibilità di applicare comunque una analisi lineare previa verifica dei requisiti di ammissibilità del modello lineare, ai sensi di quanto richiesto al paragrafo 11.2.5.4.

Nello spirito di quell'esempio guida che lo studio sul fabbricato in oggetto si propone di essere, verranno esaminati tutti gli step di verifica, a partire dunque da una valutazione della vulnerabilità secondo la procedura prevista per il livello 1, per poi completare il percorso passando al livello 2.

Una importante considerazione va fatta in premessa circa l'acquisizione dei livelli di conoscenza i quali influiscono in maniera decisiva sul conferimento dei valori da assegnare alle proprietà dei materiali.

Nella prima parte del documento si è potuto prendere visione di quale percorso è stato fatto per arrivare ad un livello di conoscenza pari a LC1; in conseguenza del raggiungimento del suddetto livello, ai valori medi delle proprietà del materiale, così come sono stati valutati mediante prove distruttive e non distruttive, va applicato un Fattore di Confidenza pari a 1,35.

Tale fattore abbatte fortemente le caratteristiche del materiale (senza trascurare il fatto che nel caso di elementi a prevalente comportamento fragile, questo valore andrebbe ulteriormente diviso per il γ di sicurezza del materiale), per cui è plausibile aspettarsi che, in fase di verifica, l'acquisizione di un livello di conoscenza superiore (LC2 o addirittura LC3), possa influenzare molto le verifiche.

Nell'ottica di poter valutare la consistenza del vantaggio conseguente ad un aumento del livello di conoscenza, che ricordiamo comporta comunque un maggior onere iniziale, sarebbe opportuno valutare i parametri di verifica in tutti i casi, cioè per ogni livello di conoscenza.

D'altronde, l'aumento del livello di conoscenza è legato fondamentalmente al solo aumento del numero di prove condotte in situ, cosa che invece non avviene per gli edifici in muratura, dove servono una serie di prove differenti ed integrative.

7.2 Le proprietà dei materiali

Al punto 11.2.2.3 dell'OPCM viene indicato che *“per il calcolo delle capacità degli elementi duttili si utilizzano i valori medi delle proprietà dei materiali esistenti, come ottenuti dalle prove in situ e da eventuali informazioni aggiuntive, divisi per il Fattore di Confidenza, in relazione al livello di conoscenza raggiunto”*.

Per gli elementi fragili si utilizzano *“i valori medi delle proprietà, come ottenuti dalle prove in situ e da eventuali informazioni aggiuntive, divisi per il Fattore di Confidenza (FC) e divisi per il coefficiente parziale relativo.”*

I valori delle resistenze da utilizzare nelle verifiche per i singoli elementi strutturali, sono conformi a quelli ricavati in situ, divisi per i Fattori di Confidenza ed eventualmente per i coefficienti parziali relativi (elementi fragili); a tal proposito si deve sottolineare che in linea di principio generale, travi e pilastri possono considerarsi elementi duttili anche se, soprattutto sui ritzi, bisogna tenere in debita considerazione

la qualità, quantità e disposizione della staffatura, la presenza o meno di elementi tozzi, e lo stato di presso flessione (se il carico verticale è eccessivo si possono originare meccanismi di collasso fragile). Non è oggettivamente semplice capire subito se un elemento è soggetto a sviluppare con più facilità un meccanismo duttile od uno fragile; la norma da questo punto di vista dà solo delle indicazioni generiche (vedi p.to 11.3.2), riportando testualmente la seguente classificazione:

“Gli elementi ed i meccanismi resistenti sono classificati in:

- “duttili”: travi, pilastri e pareti inflesse con o senza sforzo normale;
- “fragili”: meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti ed i nodi;

D'altronde la stessa norma avverte che “nel caso i pilastri siano soggetti a valori di sforzo normale particolarmente elevato va presa in considerazione la possibilità di comportamento fragile”.

Circa la caratterizzazione del calcestruzzo, nel caso di acquisizione di un livello di conoscenza pari a LC1, le resistenze specifiche sono riportate nelle seguenti tabelle:

Pilastri	R_{cm} (Kg/cm ²)	f_{cm} (Kg/cm ²)	F.C.	$\gamma_{m(dutt)/(frag)}$	f_{cdm} (duttile) (Kg/cm ²)	f_{cdm} (fragile) (Kg/cm ²)
Piano seminterrato	148,80	123,5	1,35	1,0/1,6	91,48	57,18
Piano terra	148,80	123,5	1,35	1,0/1,6	91,48	57,18
Piano primo	148,80	123,5	1,35	1,0/1,6	91,48	57,18

Travi	R_{cm} (Kg/cm ²)	f_{cm} (Kg/cm ²)	F.C.	$\gamma_{m(dutt)/(frag)}$	f_{cdm} (duttile) (Kg/cm ²)	f_{cdm} (fragile) (Kg/cm ²)
Primo imp.	180,10	149,48	1,35	1,0/1,6	110,73	69,20
Secondo imp.	180,10	149,48	1,35	1,0/1,6	110,73	69,20
Terzo imp.	180,10	149,48	1,35	1,0/1,6	110,73	69,20

Per quello che riguarda le barre d'armatura, i risultati delle prove di trazione hanno mostrato un materiale con caratteristiche resistenti ben al di sopra di quelle prevedibili.

I tre campioni, prelevati solo sulle travi¹, hanno dato i seguenti risultati:

- barra 1 – 4.306 Kg/cm²
- barra 2 – 4.457 Kg/cm²
- barra 3 – 4.057 Kg/cm²

Il valor medio della tensione a snervamento è dunque 4.273 Kg/cm², per cui il valore di progetto sarà 4.273/1,35 = 3.165 Kg/cm²

¹ Prelevare delle barre sui pilastri è in genere una operazione molto delicata, soprattutto se essi sono debolmente armati e di sezione ridotta. Anche se la norma indica che il prelievo deve essere effettuato su “ogni elemento primario”, sembra opportuno, qualora il progettista si trovi di fronte a strutture particolarmente deboli, concentrare tale indagini sulle travi.



8. Le verifiche di vulnerabilità sismica in campo lineare

8.1 Verifiche di vulnerabilità di livello 1

Nella seguente figura 8.1.1 è possibile avere una visione tridimensionale dello schema strutturale del fabbricato oggetto di verifica.

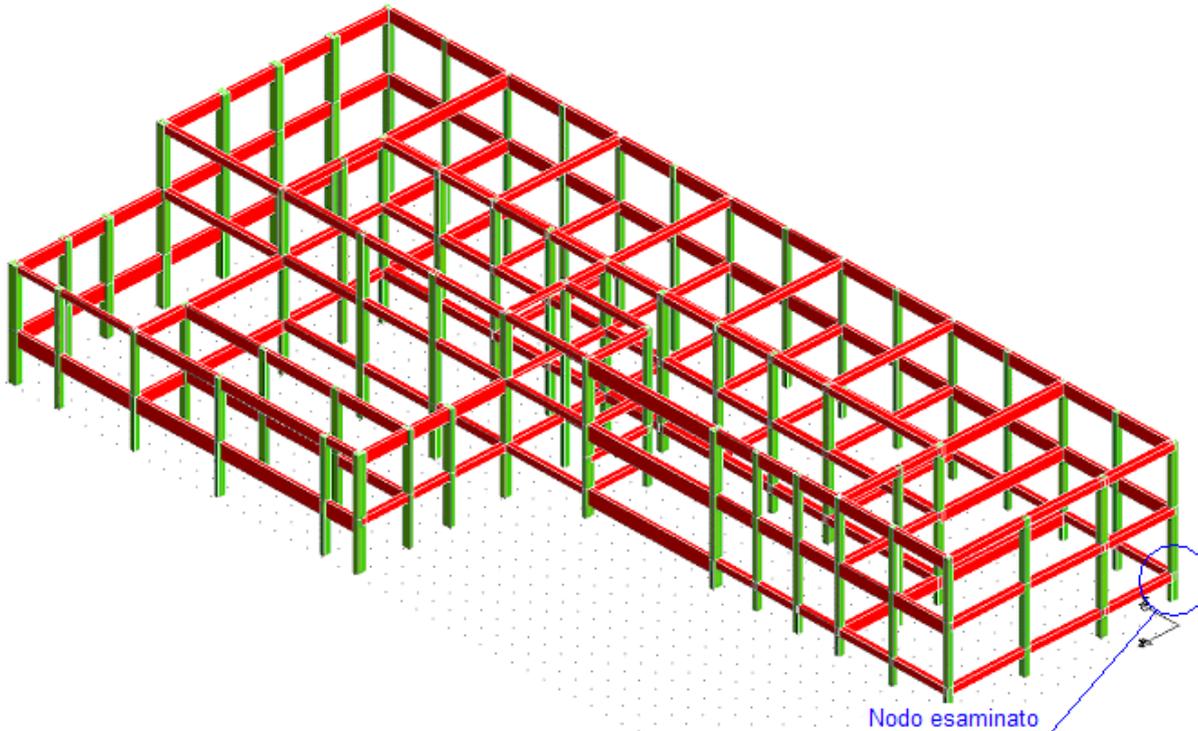


Figura 8.1.1 - Schema strutturale

Come già anticipato nella prima parte del documento, le verifiche di livello 1 richiedono la definizione di tre livelli di accelerazione al suolo, corrispondenti ai tre stati limite definiti al punto 11.2 delle norme, e dei loro rapporti con le accelerazioni attese con probabilità 2%, 10% e 50% in 50 anni.

Si tratta dunque di verificare le capacità strutturali ai tre livelli di danno (danno lieve DL, danno severo DS e collasso CO) mediante il calcolo del moltiplicatore dell'accelerazione che provoca il raggiungimento del limite di deformazione o resistenza relativo al meccanismo di danneggiamento previsto.

Nello specifico:

- SL DL: moltiplicatore dell'accelerazione che provoca il raggiungimento della rotazione di snervamento ad un piano (PGADL);
- SL DS: moltiplicatore dell'accelerazione che provoca il raggiungimento della rotazione di danno severo ad un piano (PGADS);
- SL CO: moltiplicatore dell'accelerazione che provoca il primo collasso a taglio, o il collasso di un nodo o il raggiungimento della rotazione ultima ad un piano (PGACO).

E' consentito applicare tutti i tipi di analisi, ma oggettivamente viene consigliata quella dinamica lineare da applicarsi ad un modello tridimensionale, di cui è necessario fare una caratterizzazione dinamica preliminare per rendersi conto se è possibile calcolare sollecitazioni e spostamenti determinando la SRSS dei risultati ottenuti per ciascun modo.

A tal fine si ricorda che la SRSS si può applicare qualora il periodo di vibrazione di ciascun modo differisca di almeno il 10% da tutti gli altri, in caso contrario dovrà essere utilizzata la CQC, più gravosa

della precedente, ma obbligatoria nel caso in cui i periodi di vibrazione di ciascun modo differiscano poco.

9. Verifiche di livello 1 per il Danno Limitato (DL)

9.1 Calcolo del moltiplicatore dell'accelerazione per il DL

Come già anticipato, la norma ci richiede di calcolare il moltiplicatore dell'accelerazione che provoca il primo raggiungimento della rotazione allo snervamento ad un piano (PGADL).

La procedura viene di seguito relazionata in modo dettagliato solo per i pilastri e le travi della prima elevazione e con riferimento ad una sola direzione sismica (sisma lungo x positivo); tale scelta è motivata dalla preliminare esigenza di rendere chiaro l'iter di verifica che si dovrebbe poi comunque applicare per tutte le direzioni sismiche e per tutti gli impalcati.

I risultati complessivi saranno poi indicati con delle notazioni a parte.

9.2 La procedura per la determinazione del moltiplicatore dell'accelerazione per il DL

Il DPCM 21 ottobre 2003 indica una strategia specifica che è quella conforme alla seguente procedura:

- Analisi dell'edificio con PGA unitaria, in entrambe le direzioni principali, seguendo le indicazioni riportate ai paragrafi 4.5.2 e 4.5.3 dell'opcm 3431;
- Determinazione della rotazione di corda allo snervamento di ogni elemento primario;
- Per le travi: rapporto tra le capacità rotazionali alla corda allo snervamento e le rotazioni nodali derivanti dal modello con PGA unitaria (α_T);
- Per i pilastri: rapporto tra le capacità rotazionali alla corda allo snervamento e la domanda rotazionale ricavata come rapporto tra spostamento orizzontale del nodo ed altezza del pilastro (α_P);
- Confronto tra α_P o α_T e $\alpha_{30\%/50anni}$, per la determinazione del livello di vulnerabilità.

L'analisi dell'edificio con PGA unitaria è univocamente rivolta alla determinazione degli spostamenti e delle rotazioni nodali che la struttura subisce sotto l'effetto di una combinazione di carico che prevede l'utilizzo del solo spettro elastico normalizzato. Per le travi, queste rotazioni, con sufficiente approssimazione, possono essere considerate rotazioni alla corda e dunque possono essere direttamente paragonate ai valori delle rotazioni ammissibili degli stessi elementi primari.

Per i pilastri invece le capacità rotazionali andranno confrontate col valore derivante dallo spostamento orizzontale del nodo strutturale rapportato all'altezza del ritto.

Il confronto diretto tra i suddetti valori genera dunque una serie di "numeri" di cui, il più piccolo, rappresenta il moltiplicatore dell'accelerazione che provoca il raggiungimento della rotazione di snervamento.

Tale confronto deve essere fatto elemento per elemento e nodo per nodo per cui, se il software a propria disposizione non calcola direttamente le rotazioni alla corda, è necessario creare diversi fogli elettronici adatti allo scopo.

9.3 Il calcolo della capacità rotazionale totale rispetto alla corda allo snervamento per le travi (SLDL)

Testualmente, al punto 11.3.2.1 dell'opcm, si specifica che "la capacità di rotazione totale alla corda allo snervamento, θ_y , può essere valutata mediante la seguente formula:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V}{3} + 0,0013 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_V} \right) + 0,13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad [1]$$

dove ϕ_y è la curvatura a snervamento della sezione terminale, h l'altezza della sezione, d_b è il diametro medio delle barre longitudinali, ed f_c e f_y sono rispettivamente la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell'acciaio longitudinale in [Mpa], ottenute come media delle prove eseguite in sito e a fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al livello di conoscenza raggiunto" (nel nostro caso $FC=1,35$)".

Si tenga presente che in caso di armatura non simmetrica ogni sezione possiede due rotazioni limite, una relativa al caso in cui l'armatura tesa è quella inferiore, l'altra al caso in cui ad essere tesa è l'armatura superiore.

La luce L da cui si ricava la L_v (luce di taglio) è la luce netta della trave, cioè la distanza da nodo a nodo al netto degli eventuali braccetti rigidi.

A livello di esempio prendiamo come riferimento la **trave 2-4** (vedi fig. 9.3.1)

CASO 1: armatura tesa inferiore

- Φ_y = curvatura a snervamento valutata considerando l'acciaio alla deformazione di snervamento ε_{sy} ;
- Sezione della trave 30 cm x 45 cm;
- d = distanza dal lembo compresso delle armature tese = 430 mm;
- d' = distanza dal lembo compresso delle armature compresse = 20 mm
- $A_s = 308 \text{ mm}^2$ (2 ϕ 14)
- $A'_s = 421 \text{ mm}^2$ (2 ϕ 14 + 1 ϕ 12)
- L_v = luce di taglio \Rightarrow in via approssimata si può assumere che $L_v = 0,5 L$
- $d_b = 13,6 \text{ mm}$
- $f_{ydm} = 316,5 \text{ N/mm}^2$
- $f_{cdm} = 11,073 \text{ N/mm}^2$
- $\varepsilon_{syd} = f_{ydm} / E_{acc} = 0,151\%$
- $E_{CLS} = 5700 \sqrt{\frac{f_{cdm}}{0,83}}$
- $E_{acc} = 210.000 \text{ N/mm}^2$

Nell'ipotesi dunque di calcestruzzo non fessurato ed acciaio allo snervamento, risolvendo le seguenti equazioni di equilibrio, si determina la posizione dell'asse neutro e la relativa deformazione lato calcestruzzo compresso:

$$0,5 \cdot E_{CLS} \cdot \varepsilon_c \cdot b \cdot x + A'_s \cdot E_{acc} \cdot \varepsilon_c \frac{(x - d')}{x} = E_{acc} \cdot \varepsilon_{syd} \cdot A_s \quad [2]$$

$$\varepsilon_c = \frac{x}{d - x} \cdot \varepsilon_{syd}$$

In base ai calcoli si ha che:

$$x = 75,85 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_c = 0,03228 \%$$

$$\text{Da cui si ha : } \phi_y = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_{syd}}{d} = 4,25 \cdot 10^{-6} \text{ (rad / mm)}$$

Applicando la formula [1] si ricava la capacità rotazionale totale rispetto alla corda:

$$\theta_y = 0,004834(\text{rad})$$

CASO 2: armatura tesa superiore

- Φ_y = curvatura a snervamento valutata considerando l'acciaio alla deformazione di snervamento ε_{sy} ;
- Sezione della trave 30 cm x 45 cm;
- d = distanza dal lembo compresso delle armature tese = 430 mm;
- d' = distanza dal lembo compresso delle armature compresse = 20 mm
- $A_s = 421 \text{ mm}^2$ (2 ϕ 14 + 1 ϕ 12)
- $A's = 308 \text{ mm}^2$ (2 ϕ 14)
- L_v = luce di taglio \Rightarrow in via approssimata si può assumere che $L_v = 0,5 L$
- $d_b = 13,6 \text{ mm}$
- $f_{ydm} = 316,5 \text{ N/mm}^2$
- $f_{cdm} = 11,073 \text{ N/mm}^2$
- $\varepsilon_{syd} = f_{ydm} / E_{acc} = 0,151\%$
- $E_{CLS} = 5700 \sqrt{\frac{f_{cdm}}{0,83}}$
- $E_{acc} = 210.000 \text{ N/mm}^2$

In base ai calcoli si ha che:

$$x = 90,33 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_c = 0,0401 \%$$

Da cui si ha : $\phi_y = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_{syd}}{d} = 4,44 \cdot 10^{-6} (\text{rad} / \text{mm})$

Applicando la formula [1] si ricava la capacità rotazionale totale rispetto alla corda:

$$\theta_y = 0,004961(\text{rad})$$

I valori appena calcolati vanno confrontati con la rotazione del nodo 2, per quello che riguarda l'estremità 2 e con la rotazione del nodo 4 per l'altra estremità; queste rotazioni sono quelle derivanti dall'analisi effettuata mediante la sola combinazione sismica caratterizzata dallo spettro elastico normalizzato (PGA = 1) comprensivo degli effetti di sito e di importanza, lanciato lungo x positivo, accostato allo stesso spettro diretto lungo y positivo, con ordinate spettrali moltiplicate per un fattore riduttivo 0,3².

Si tenga presente che nell'ambito della modellazione strutturale, nel programma di calcolo il modulo elastico da assegnare in fase di input è stato assunto pari ad E/2; ciò di fatto non va in contraddizione col valore del modulo elastico (intero) utilizzato ai fini del calcolo della capacità rotazionale della sezione, perché da una parte si tratta di un'analisi di tipo globale ove si deve considerare una parzializzazione generalizzata delle sezioni e dall'altra di un parametro (appunto la capacità rotazionale) da ricavarsi mediante un'analisi sezionale che tiene conto degli effettivi contributi dei materiali presenti.

A rigore la determinazione della rotazione nodale deve avvenire previa definizione delle rotazioni dei nodi dovute ai soli carichi verticali; queste sono ottenute mediante una combinazione di carico che

² Procedura conforme ai criteri dell'ordinanza riportati al punto 4.6

prevede solo la presenza dei pesi permanenti ed accidentali presi con i rispettivi coefficienti di combinazione sismica³.

L'influenza delle rotazioni "statiche" è comunque generalmente trascurabile a meno che non si sia in presenza di travi di una certa lunghezza, caricate in modo significativo.

Nell'edificio in oggetto di studio, poiché si è in presenza di alcune travi di luce superiore ai 7 metri per di più caricate da solaio e tamponatura, si è deciso di valutare l'entità delle rotazioni "statiche", riscontrando tuttavia come anche in questo caso esse siano di intensità trascurabile rispetto a quelle "imposte" dal sisma.

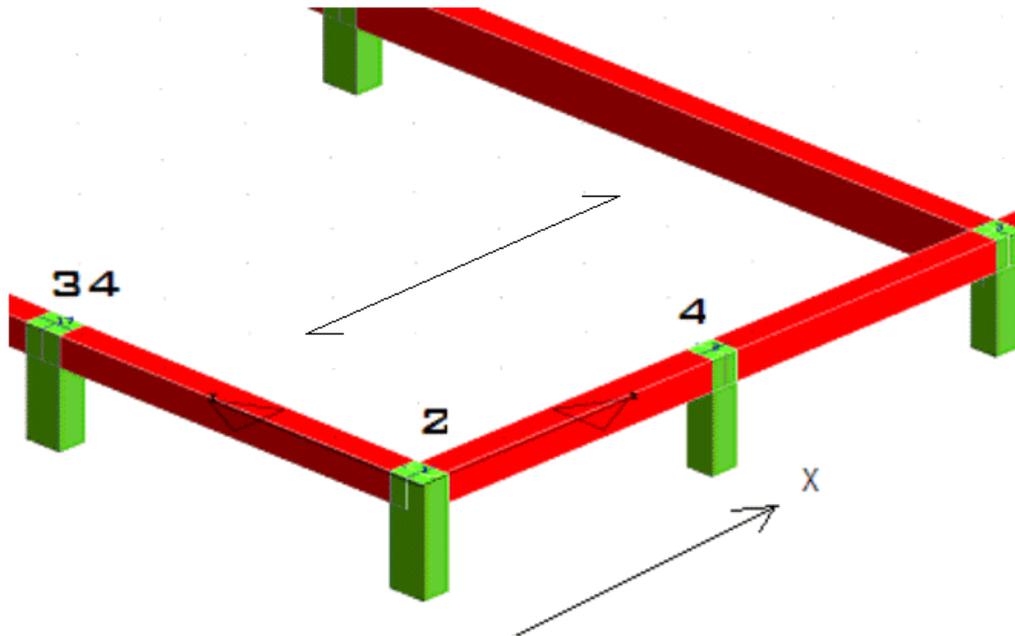


Figura 9.3.1 – Trave 2-4 (Luce netta di calcolo 3,20 m)

A causa del carattere ciclico della deformata sismica, il confronto tra la capacità rotazionale della sezione e la rotazione nodale deve essere fatto per tutti i casi possibili, la cui numerosità è legata essenzialmente alla non coincidenza tra il quantitativo di armatura superiore ed armatura inferiore.

9.4 Il calcolo del moltiplicatore dell'accelerazione per le travi (SLDL)

La trave sopra esaminata insiste sulle due nodi, il 2 ed il 4, per cui le rotazioni allo snervamento calcolate per le due estremità dovranno essere confrontate con le rotazioni dei nodi strutturali 2 e 4 derivanti dall'analisi con spettro di risposta a PGA unitaria.

L'output di calcolo indica che per i nodi summenzionati si hanno le seguenti rotazioni:

- Nodo 2: $R_x = -0,021226$ (rad); $R_y = 0,029297$ (rad)
- Nodo 4: $R_x = -0,024027$ (rad); $R_y = 0,012982$ (rad)

La capacità rotazionale allo snervamento calcolata per il CASO 1 ed il CASO 2, vanno confrontate in questo modo:

$$\theta_{y \text{ (caso 1)}} \Leftrightarrow R_{y \text{ (nodo2)}} \text{ e } R_{y \text{ (nodo4)}}$$

$$\theta_{y \text{ (caso 2)}} \Leftrightarrow R_{y \text{ (nodo2)}} \text{ e } R_{y \text{ (nodo4)}}$$

³ Ricordiamo che la combinazione di carico sismica è quella prevista al punto 3.2.3 del DM 14 settembre 2005

Il confronto va fatto in base al rapporto esistente tra questi valori.

Di fatto è sufficiente confrontare la capacità rotazionale più piccola col valore della rotazione nodale più grande per ottenere il moltiplicatore dell'accelerazione per quell'elemento, tuttavia è utile ed opportuno eseguire tutti i confronti possibili.

Per il caso in questione, il valore più penalizzante viene comunque riscontrato nel caso di armatura inferiore tesa e rotazione sul nodo 2.

$$\alpha_{T-2} = \frac{0,004834}{0,029297} = 0,16$$

A tutti gli effetti, i valori appena trovati indicano che l'accelerazione sismica limite che la trave 2-4 è in grado di sopportare prima di raggiungere la rotazione allo snervamento di una delle due estremità è 0,16g.

9.5 Il calcolo della capacità rotazionale totale rispetto alla corda allo snervamento per i pilastri (SLDL)

La stessa procedura utilizzata per le travi va applicata anche ai pilastri, con la differenza sostanziale che nella equazione di equilibrio va considerata anche la forza assiale P, ricavata dalla sola condizione di carichi statici, con gli accidentali moltiplicati per i coefficienti di combinazione sismica.

Dunque la formula [1] di § 9.3 diventa:

$$0,5 \cdot E_{CLS} \cdot \varepsilon_c \cdot b \cdot x + A_s' \cdot E_{acc} \cdot \varepsilon_c \frac{(x-d')}{x} - P = E_{acc} \cdot \varepsilon_{syd} \cdot A_s \quad [3]$$

In questo caso l'altezza del pilastro da cui poi si determina la L_V di calcolo è l'altezza al netto delle travi, relativa dunque alla distanza che intercorre tra l'estradosso delle fondazioni e l'intradosso delle travi che si intestano nel pilastro stesso⁴.

Nel caso in cui le travi convergenti in uno stesso pilastro possiedano sezioni con differente altezza, l'altezza di calcolo del ritto si calcolerà tenendo conto dell'altezza media delle sezioni delle travi.

Prendiamo come esempio il **pilastro 2** che insiste sul nodo strutturale n° 2.

Si tratta di un pilastro di sezione 30x40, di altezza netta pari 1,20 metri (si trova infatti sulla parte di fabbricato le cui fondazioni sono sopraelevate rispetto al resto dell'apparato strutturale ed in più, su di esso, si intestano due travi di sezione 30x45).

A differenza di quanto avviene per le travi le sezioni dei pilastri sono caratterizzate da armature simmetriche, tuttavia in caso di sezioni rettangolari le capacità rotazionali sono differenti nelle due direzioni.

CASO 1: base = 30 cm, altezza = 40 cm

- Φ_y = curvatura a snervamento valutata considerando l'acciaio alla deformazione di snervamento ε_{sy} ;
- d = distanza dal lembo compresso delle armature tese = 380 mm;
- d' = distanza dal lembo compresso delle armature compresse = 20 mm
- $A_s = 402 \text{ mm}^2$ (2 ϕ 16)

⁴ Si ritiene che tale criterio sia valido se nell'ambito della modellazione si è deciso di tener conto dei braccetti rigidi; qualora così non fosse l'altezza H del pilastro da cui ricavare la L_V (pari sempre a 0,5 H) deve essere pari alla distanza tra nodo in sommità e nodo inferiore.

- $A's = 402 \text{ mm}^2$ (2 ϕ 16)
- $L_v =$ luce di taglio \Rightarrow in via approssimata si può assumere che $L_v = 0,5 L$
- $d_b = 16 \text{ mm}$
- $f_{ydm} = 316,5 \text{ N/mm}^2$
- $f_{cdm} = 9,148 \text{ N/mm}^2$
- $\varepsilon_{syd} = f_{ydm} / E_{acc} = 0,151\%$
- $E_{CLS} = 5700 \sqrt{R_{ckm}}$
- $E_{acc} = 210.000 \text{ N/mm}^2$
- $P = 200.040 \text{ N}$

In base ai calcoli si ha che:

$$x = 127,12 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_c = 0,07576 \%$$

Da cui si ha : $\phi_y = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_{syd}}{d} = 5,959 \cdot 10^{-6} \text{ (rad / mm)}$

Applicando la formula [2] si ricava la capacità rotazionale totale rispetto alla corda:

$$\theta_y = 0,005089 \text{ (rad)}$$

CASO 2: base = 40 cm, altezza = 30 cm

- $\Phi_y =$ curvatura a snervamento valutata considerando l'acciaio alla deformazione di snervamento ε_{sy} ;
- $d =$ distanza dal lembo compresso delle armature tese = 280 mm;
- $d' =$ distanza dal lembo compresso delle armature compresse = 20 mm
- $A_s = 402 \text{ mm}^2$ (2 ϕ 16)
- $A's = 402 \text{ mm}^2$ (2 ϕ 16)
- $L_v =$ luce di taglio \Rightarrow in via approssimata si può assumere che $L_v = 0,5 L$
- $d_b = 16 \text{ mm}$
- $f_{ydm} = 316,5 \text{ N/mm}^2$
- $f_{cdm} = 9,148 \text{ N/mm}^2$
- $\varepsilon_{syd} = f_{ydm} / E_{acc} = 0,151\%$
- $E_{CLS} = 5700 \sqrt{\frac{f_{cdm}}{0,83}}$
- $E_{acc} = 210.000 \text{ N/mm}^2$
- $P = 200.040 \text{ N}$

In base ai calcoli si ha che:

$$x = 94,69 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_c = 0,07701 \%$$

Da cui si ha : $\phi_y = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_{syd}}{d} = 8,133 \cdot 10^{-6} (rad / mm)$

Applicando la formula [2] si ricava la capacità rotazionale totale rispetto alla corda:

$$\theta_y = 0,005672(rad)$$

9.6 Il calcolo del moltiplicatore dell'accelerazione per i pilastri (SLDL)

A differenza di quello che avviene per le travi la capacità rotazionale del pilastro sopra calcolata va confrontata con la domanda di rotazione alla corda che può essere associata al rapporto tra lo spostamento orizzontale del nodo strutturale e l'altezza del pilastro stesso.

In sostanza:

$$\theta_y (\text{caso 1}) \Leftrightarrow U_y (\text{nodo2}) / H$$

$$\theta_y (\text{caso 2}) \Leftrightarrow U_x (\text{nodo2}) / H$$

Gli spostamenti di riferimento sono quelli che derivano dall'analisi della struttura condotta mediante lo spettro a PGA unitaria.

Viene definito anche in questo caso un fattore α_P che rappresenta di fatto il moltiplicatore dell'accelerazione valido per la sezione del pilastro esaminato nel caso di stato limite di danno limitato.

Innanzitutto si ha che:

$$\frac{U_x}{H} = \frac{47,1}{1200} = 0,039250(rad) \qquad \frac{U_y}{H} = \frac{26,5}{1200} = 0,022083(rad)$$

$$\alpha_{P2y} = \frac{0,005089}{0,022083} = 0,23 \qquad \alpha_{P2x} = \frac{0,005672}{0,039250} = 0,14$$

9.7 Il confronto tra le capacità rotazionali degli elementi convergenti nel nodo 2 (SLDL)

Volendo concentrare l'attenzione sugli elementi strutturali che convergono sul nodo strutturale n° 2, riportiamo per completezza di informazione i valori relativi alla **trave 2-34** :

Le rotazioni significative per questa trave sono quelle attorno all'asse x, cioè le $R_x (\text{nodo2})$ ed $R_x (\text{nodo34})$. Il caso più sfavorevole conduce al seguente moltiplicatore:

$$\alpha_{T-2} = \frac{0,005202}{0,021226} = 0,25$$

Per operare un confronto tra i valori rotazionali inerenti il nodo 2, consideriamo solo i dati strettamente legati a tale "connessione" strutturale.

I valori indicativi sono:



- Capacità rotazionale della trave 2-4 sull'estremità 2;
- Capacità rotazionale della trave 2-34 sull'estremità 2;
- Capacità rotazionale del pilastro 2 in direzione x;
- Capacità rotazionale del pilastro 2 in direzione y.

La capacità rotazionale della trave 2-34 è di 0,005202 rad (1)

La capacità rotazionale della trave 2-4 è di 0,004834 rad (2)

La capacità rotazionale del pilastro in direzione x è di 0,005672 rad (3)

La capacità rotazionale del pilastro in direzione y è di 0,005089 rad (4)

Per la direzione x si devono confrontare i valori (2) e (3), mentre per la direzione y i valori (1) e (4);

Il confronto mette in evidenza come in direzione x la capacità rotazionale del pilastro sia superiore a quelle della trave, mentre in direzione y avviene il contrario, cioè la capacità del pilastro è inferiore a quella della trave.

Si tenga presente che in questi calcoli in qualche modo si è tenuto conto della effettiva snellezza del pilastro; infatti nel calcolo della capacità rotazionale entra in gioco l'altezza dell'elemento che incide nella determinazione della "Luce di taglio L_V^5 ".

Tale parametro influenza notevolmente il contributo flessionale nel calcolo della capacità rotazionale Θ_y della formula [1], contributo che è dato dal primo addendo $\phi_y \frac{L_V}{3}$; tanto più L_V è piccolo (come nel caso di pilastri corti) tanto minore è il contributo flessionale.

9.8 Il moltiplicatore dell'accelerazione per il primo impalcato (SLDL)

Esaminando tutte le travi e tutti i pilastri del primo piano secondo la procedura esempio vista per gli elementi sopra analizzati, si ha che in caso di sisma in direzione x positivo, il più piccolo moltiplicatore per il danno limitato è di 0,10g.

Esso viene riscontrato nel pilastro n° 82.

Per le travi il più piccolo moltiplicatore è 0,16g localizzato proprio nella trave 2-4 esaminata.

9.9 Livello di vulnerabilità (o indice di rischio) per il Danno Limitato

Il DPCM 21 ottobre 2003 indica nel più piccolo valore dei moltiplicatori dell'accelerazione, la cifra da prendere in considerazione per il calcolo dell'indice di vulnerabilità (o livello di rischio).

Esso viene definito come il rapporto tra la $PGA_{DL}/PGA_{30\%}^6$.

La PGA_{DL} corrisponde al moltiplicatore più piccolo calcolato mediante la procedura descritta nei capitoli precedenti che, estendendo le indagini anche agli elementi delle altre elevazioni, risulta essere di **0,06g**.

La $PGA_{30\%}$ è il valore di accelerazione di aggancio allo spettro per lo stato limite di danno limitato riferito però al suolo rigido; questo valore si ricava dallo spettro di progetto per lo SLD così come viene rappresentato dalla formulazione [3.2.11] delle NTC, per un terreno di tipo C e per una struttura di classe 2.

Indicato dunque con I_{R_DL} il livello di rischio per il DL, si ha che:

⁵ Ricordiamo che in via approssimata $L_V = 0,5 L$

⁶ Il DPCM 21 ottobre 2003 indica che il valore dell'accelerazione attesa con cui determinare il rapporto tra le PGA, è quella relativa ad una probabilità del 50% in 50 anni; essendo però la struttura di tipo strategico, lo spettro di progetto corrisponde di fatto allo spettro valido per le strutture di classe 2 corrispondente ad una probabilità di superamento pari al 30% in 50 anni.



$$I_{R-DL} = \frac{PGA_{DL}}{PGA_{30\%}} = \frac{0,06}{0,10} = 0,600$$

10. Verifiche di livello 1 per il Danno Severo (DS)

10.1 Calcolo del moltiplicatore dell'accelerazione per il DS

Anche in questo caso la norma ci richiede di calcolare il moltiplicatore dell'accelerazione che provoca il primo raggiungimento della rotazione di danno severo ad un piano (PGADS).

Come avvenuto per lo stato di danno limitato, la procedura viene di seguito relazionata in modo dettagliato solo per alcuni elementi del primo impalcato.

10.2 La procedura per la determinazione del moltiplicatore dell'accelerazione per il DS

Il DPCM 21 ottobre 2003 indica la stessa strategia applicata per il danno limitato:

- Analisi dell'edificio con PGA unitaria, in entrambe le direzioni principali, seguendo le indicazioni riportate ai paragrafi 4.5.2 e 4.5.3 dell'opcm 3431; da questo punto di vista si utilizzano gli stessi valori di output "normalizzati" che sono stati estratti dal modello di calcolo già implementato per lo SLDL;
- Determinazione della capacità rotazionale alla corda in condizioni di danno severo per ogni elemento primario.
- Per le travi: rapporto tra le capacità rotazionali al danno severo e le rotazioni nodali derivanti dal modello con PGA unitaria (α_T);
- Per i pilastri: rapporto tra le capacità rotazionali al danno severo e la domanda rotazionale ricavata come rapporto tra spostamento orizzontale del nodo ed altezza del pilastro (α_P).
- Confronto tra α_P o α_T e $\alpha_{5\%/50\text{anni}}$, per la determinazione del livello di vulnerabilità.

10.3 Il calcolo della capacità rotazionale rispetto alla corda in condizioni di danno severo per le travi (SLDS)

La norma indica che la capacità rotazionale alla corda in condizioni di danno severo può essere assunta pari a $\frac{3}{4}$ di quella in condizioni di collasso la cui formulazione è citata nell'allegato 11.A dell'OPCM 3431.

Testualmente l'ordinanza recita che "la capacità di rotazione rispetto alla corda in condizioni di collasso θ_u , può essere valutata mediante [...] le seguenti formule:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha_{\rho_{sx}} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100\rho_d}) \quad [4]$$

dove il significato dei termini presenti nell'espressione è chiarito nello stesso allegato.

Nel caso in cui gli elementi non siano dotati di adeguati dettagli antisismici il valore dato dall'espressione [4] deve essere moltiplicato per 0,85.

In aggiunta a questo coefficiente, nel caso di insufficiente sovrapposizione tra le armature lisce longitudinali, bisogna moltiplicare ulteriormente per il fattore 0,575.

E' evidente che il secondo coefficiente è particolarmente penalizzante per cui il suo utilizzo può risultare eccessivamente cautelativo.

Nel caso dell'edificio in questione si è deciso di utilizzare solo il primo coefficiente, avendo comunque constatato con dei saggi diretti che gli ancoraggi presenti sono sufficientemente affidabili.

Si tenga presente che in caso di armatura non simmetrica ogni sezione possiede due rotazioni limite, una relativa al caso in cui l'armatura tesa è quella inferiore, l'altra al caso in cui ad essere tesa è l'armatura superiore.

Il calcolo delle rotazioni ultime è stato eseguito mediante l'utilizzo degli stessi fogli elettronici utilizzati per il danno limitato; allo scopo si sono aggiunti tutti i riferimenti necessari per la determinazione della capacità rotazionale ultima, conformemente a quanto richiesto dalla formula [4].

Prendiamo come esempio la solita **trave 2-4**

CASO 1: armatura tesa inferiore

- Sezione della trave 30 cm x 45 cm;
- $d =$ distanza dal lembo compresso delle armature tese = 430 mm;
- $d' =$ distanza dal lembo compresso delle armature compresse = 20 mm
- $A_s = 308 \text{ mm}^2$ (2 ϕ 14)
- $A's = 421 \text{ mm}^2$ (2 ϕ 14 + 1 ϕ 12)
- $L_v =$ luce di taglio \Rightarrow in via approssimata si può assumere che $L_v = 0,5 L$
- $d_b = 13,6 \text{ mm}$
- $f_{ydm} = 316,5 \text{ N/mm}^2$
- $f_{cdm} = 11,073 \text{ N/mm}^2$
- $\varepsilon_{syd} = f_{ydm} / E_{acc} = 0,151\%$
- $E_{CLS} = 5700 \sqrt{\frac{f_{cdm}}{0,83}}$
- $E_{acc} = 210.000 \text{ N/mm}^2$
- Carico assiale $P = 0$ (N)
- Diametro staffe: $\phi 8$ con passo medio 25 cm

In base ai precedenti dati di input, l'espressione [4] fornisce i seguenti risultati:

$$\theta_{u2collasso} = 0,026354(\text{rad})$$

$$\theta_{u2DS} = \frac{3}{4} \theta_{u2collasso} = 0,019766(\text{rad})$$

CASO 2: armatura tesa superiore

- Sezione della trave 30 cm x 45 cm;
- $d =$ distanza dal lembo compresso delle armature tese = 430 mm;
- $d' =$ distanza dal lembo compresso delle armature compresse = 20 mm
- $A_s = 421 \text{ mm}^2$ (2 ϕ 14 + 1 ϕ 12)
- $A's = 308 \text{ mm}^2$ (2 ϕ 14)
- $L_v =$ luce di taglio \Rightarrow in via approssimata si può assumere che $L_v = 0,5 L$
- $d_b = 13,6 \text{ mm}$
- $f_{ydm} = 316,5 \text{ N/mm}^2$
- $f_{cdm} = 11,073 \text{ N/mm}^2$
- $\varepsilon_{syd} = f_{ydm} / E_{acc} = 0,151\%$
- $E_{CLS} = 5700 \sqrt{\frac{f_{cdm}}{0,83}}$

- $E_{acc} = 210.000 \text{ N/mm}^2$
- Carico assiale $P = 0 \text{ (N)}$
- Diametro staffe: $\phi 8$ con passo medio 25 cm

In base ai precedenti dati di input, l'espressione [4] fornisce i seguenti risultati:

$$\theta_{u4collasso} = 0,022896(\text{rad})$$

$$\theta_{u4DS} = \frac{3}{4}\theta_{u4collasso} = 0,017172(\text{rad})$$

I valori appena calcolati vanno confrontati al solito con la rotazione del nodo 2, per quello che riguarda l'estremità 2 e con la rotazione del nodo 4 per l'altra estremità; queste rotazioni sono quelle già calcolate per il danno limitato, derivanti dall'analisi effettuata mediante la sola combinazione sismica caratterizzata dallo spettro elastico normalizzato ($\text{PGA} = 1$).

10.4 Il calcolo del moltiplicatore dell'accelerazione per la trave 2-4 (SLDS)

Ricordiamo per convenienza i valori delle rotazioni di riferimento:

- Nodo 2: $R_x = -0,021226 \text{ (rad)}$; $R_y = 0,029297 \text{ (rad)}$
- Nodo 4: $R_x = -0,024027 \text{ (rad)}$; $R_y = 0,012982 \text{ (rad)}$

Analogamente al caso del danno limitato, il valore più penalizzante si ottiene quando l'armatura inferiore è tesa e la rotazione avviene attorno al nodo 2.

Tale "numero" definisce anche in questo caso un fattore α_T che rappresenta di fatto il moltiplicatore valido per la sezione della trave esaminata nel caso di stato limite di danno severo (Severe Damage).

$$\alpha_{T-2} = \frac{0,019766}{0,029297} = 0,67$$

10.5 Il calcolo della capacità rotazionale totale rispetto alla corda in condizioni di danno severo per i pilastri (SLDS)

La stessa procedura utilizzata per le travi va applicata anche ai pilastri, nel rispetto delle particolarità già sintetizzate nel trattare lo SLDL.

CASO 1: base = 30 cm, altezza = 40 cm

- Sezione del pilastro 30 cm x 40 cm;
- $d =$ distanza dal lembo compresso delle armature tese = 380 mm;
- $d' =$ distanza dal lembo compresso delle armature compresse = 20 mm
- $A_s = 402 \text{ mm}^2$ (2 ϕ 16)
- $A's = 402 \text{ mm}^2$ (2 ϕ 16)
- $L_v =$ luce di taglio \Rightarrow in via approssimata si può assumere che $L_v = 0,5 L$
- $d_b = 16 \text{ mm}$
- $f_{ydm} = 316,5 \text{ N/mm}^2$
- $f_{cdm} = 9,148 \text{ N/mm}^2$
- $\varepsilon_{syd} = f_{ydm} / E_{acc} = 0,151\%$

- $E_{CLS} = 5700 \sqrt{\frac{f_{cdm}}{0,83}}$
- $E_{acc} = 210.000 \text{ N/mm}^2$
- Carico assiale $P = 200.040 \text{ (N)}$
- Diametro staffe: $\phi 6$ con passo medio 25 cm

In base ai calcoli si ha che:

$$\theta_{u1P2_collasso} = 0,013924(\text{rad})$$

$$\theta_{u1P2_DS} = \frac{3}{4} \theta_{u1P2_collasso} = 0,010443(\text{rad})$$

CASO 2: base = 40 cm, altezza = 30 cm

- Sezione del pilastro 30 cm x 40 cm;
- $d =$ distanza dal lembo compresso delle armature tese = 280 mm;
- $d' =$ distanza dal lembo compresso delle armature compresse = 20 mm
- $A_s = 402 \text{ mm}^2$ (2 ϕ 16)
- $A's = 402 \text{ mm}^2$ (2 ϕ 16)
- $L_v =$ luce di taglio \Rightarrow in via approssimata si può assumere che $L_v = 0,5 L$
- $d_b = 16 \text{ mm}$
- $f_{ydm} = 316,5 \text{ N/mm}^2$
- $f_{cdm} = 9,148 \text{ N/mm}^2$
- $\varepsilon_{syd} = f_{ydm} / E_{acc} = 0,151\%$
- $E_{CLS} = 5700 \sqrt{\frac{f_{cdm}}{0,83}}$
- $E_{acc} = 210.000 \text{ N/mm}^2$
- Carico assiale $P = 200.040 \text{ (N)}$
- Diametro staffe: $\phi 6$ con passo medio 25 cm

In base ai precedenti dati di input, l'espressione [2] fornisce i seguenti risultati:

$$\theta_{u2P2_collasso} = 0,015367(\text{rad})$$

$$\theta_{u2P2_DS} = \frac{3}{4} \theta_{u2P2_collasso} = 0,011525(\text{rad})$$

10.6 Il calcolo del moltiplicatore dell'accelerazione per il pilastro 2 (SLDS)

Anche in questo caso la capacità rotazionale del pilastro va confrontata con la domanda di rotazione alla corda che può essere associata al rapporto tra lo spostamento orizzontale del nodo strutturale e l'altezza del pilastro stesso.

In sostanza:

$$\theta_u (\text{caso 1}) \Rightarrow U_y (\text{nodo2}) / H$$

$$\theta_u (\text{caso 2}) \Rightarrow U_x (\text{nodo2}) / H$$

Gli spostamenti di riferimento sono sempre quelli che derivano dall'analisi della struttura condotta mediante lo spettro a PGA unitaria.

Viene definito anche in questo caso un fattore α_p che rappresenta di fatto il moltiplicatore valido per la sezione del pilastro esaminato nel caso di stato limite di danno severo.

Innanzitutto si ha che:

$$\frac{U_x}{H} = \frac{47,1}{1.200} = 0,039250(rad) \qquad \frac{U_y}{H} = \frac{26,5}{1.200} = 0,022083(rad)$$

Nel caso più sfavorevole si ha che:

$$\alpha_{p2x} = \frac{0,011525}{0,039250} = 0,29$$

10.7 Il confronto tra le capacità rotazionali degli elementi convergenti nel nodo 2 (SLDS)

Concentrando anche in questo caso l'attenzione sugli elementi strutturali che convergono sul nodo strutturale n° 2, riportiamo per completezza di informazione i valori relativi alla **trave 2-34**:

Le rotazioni significative per questa trave sono quelle attorno all'asse x, cioè le R_x (nodo 2) ed R_x (nodo 34); il caso più sfavorevole conduce al seguente valore:

$$\alpha_{T-2} = \frac{0,021087}{0,021226} = 0,99$$

Per operare un confronto tra i valori rotazionali inerenti il nodo 2, consideriamo solo i dati strettamente legati a tale "connessione" strutturale.

I valori indicativi sono:

- Capacità rotazionale della trave 2-4 sull'estremità 2;
- Capacità rotazionale della trave 2-34 sull'estremità 2;
- Capacità rotazionale del pilastro 2 in direzione x;
- Capacità rotazionale del pilastro 2 in direzione y.

La capacità rotazionale della trave 2-34 è di 0,021087 rad (1)

La capacità rotazionale della trave 2-4 è di 0,019766 rad (2)

La capacità rotazionale del pilastro in direzione x è di 0,011525 rad (3)

La capacità rotazionale del pilastro in direzione y è di 0,010443 rad (4)

Per la direzione x si devono confrontare i valori (2) e (3), mentre per la direzione y i valori (1) e (4).

Il confronto mette in evidenza come in tutte le direzioni la capacità rotazionale delle travi è decisamente superiore a quella dei pilastri.

Ciò è causato dall'importante contributo del carico assiale, presente solo nei ritti, che abbatte fortemente la capacità deformativa dell'elemento.

10.8 Il moltiplicatore dell'accelerazione per il primo impalcato (SLDS)

Esaminando tutte le travi e tutti i pilastri del primo piano secondo la procedura esempio vista per gli elementi sopra analizzati, si ha che in caso di sisma in direzione x positivo, il più piccolo moltiplicatore per il danno severo è di **0,10g**, riscontrabile nel pilastro n.38.

Per le travi il più piccolo valore presente è **0,67g** ed è riscontrabile proprio nella trave appena esaminata, la 2-4.

10.9 Livello di vulnerabilità (o indice di rischio) per il Danno Severo

Analizzando tutti gli elementi resistenti del fabbricato si ha che, in caso di sisma in direzione x positivo, il più piccolo moltiplicatore di danno severo è proprio 0,10g ed è localizzato nel pilastro n.38; si tratta di un pilastro soggetto ad uno sforzo normale molto accentuato per il quale è praticamente impossibile superare il limite elastico.

Infatti, il confronto tra il valore del moltiplicatore dell'accelerazione per il danno limitato e quello per il danno severo, mostra come per il pilastro 38 il secondo (0,10) sia più basso del primo (0,16), a testimonianza del fatto che l'elemento non riesce ad entrare in campo plastico.

Convenzionalmente il pilastro rientra nella famiglia di elementi fragili a pressoflessione.

$$I_{R_DS} = \frac{0,10}{0,25} = 0,400$$

10.10 Considerazioni

Mentre la prima "crisi" per rotazione a snervamento avviene per un valore di accelerazione pari a 0,06g, il raggiungimento della rotazione di corda al danno severo, pari convenzionalmente a $\frac{3}{4}$ di quella a collasso, arriva in corrispondenza di un valore di a_g molto prossimo a quello ottenuto per il Danno Limitato.

Fermo restando la comune indicazione che ad andare in crisi per primi sono i pilastri, l'analisi dei risultati delle verifiche al Danno Severo mettono in risalto la ridotta capacità duttile dei ritti rispetto alle travi.

Tale affermazione deriva dalla lettura dei valori relativi alle capacità rotazionali di snervamento e quelle relative al danno severo, che per alcuni elementi sono poco differenti.

In due casi (pilastri 38 e 40) addirittura la capacità rotazionale al danno severo è inferiore a quella del danno limitato; ciò denuncia chiaramente che i pilastri, caratterizzati da uno sforzo normale molto alto (995.800 N e 932.460 N), non riescono a sviluppare un comportamento duttile.

Di fatto, tali elementi sono da considerarsi convenzionalmente a comportamento fragile.

Un utile indicatore del fatto che un pilastro possa o meno essere caratterizzato da un prevalente comportamento fragile è il valore dell'esponente ν che si trova nell'espressione [4]; esso viene definito "sforzo normale adimensionale" ed è dato dalla seguente espressione:

$$\nu = \frac{N}{(A_c f_c)}$$

Se questo valore supera indicativamente 0,7, il pilastro con tutta probabilità non avrà comportamento duttile.

E' utile tuttavia, per essere certi di tale affermazione, controllare sempre il rapporto che esiste tra la θ_u e la θ_y ; di fatto tale rapporto rappresenta la duttilità della sezione esaminata.

Si tratta in pratica di una sorta di fattore "q" applicato alla sezione.

Se questo valore è inferiore a 1,5 sicuramente quella sezione non potrà sviluppare un comportamento sufficientemente duttile.

11. Verifiche di livello 1 per il Collasso (CO) – Rotazione, taglio e nodi strutturali

11.1 Calcolo del moltiplicatore dell'accelerazione per il CO

In questo caso la norma ci richiede oltre che di calcolare il moltiplicatore dell'accelerazione che provoca il primo raggiungimento della rotazione di collasso ad un piano, anche il moltiplicatore dell'accelerazione che provoca il primo collasso a taglio e quello che provoca il primo collasso di un nodo.

Il più piccolo di questi valori costituirà l'effettiva PGACO.

La norma impone dunque che i meccanismi fragili legati al taglio ed al collasso dei nodi siano valutati esclusivamente in condizioni di collasso assieme alla crisi per rotazione; ciò trova ragione nel fatto che una rottura fragile non può che essere considerata una situazione limite oltre la quale non è possibile andare, cosa che invece non è vera per i meccanismi di rotazione allo snervamento (SLDL) e per quelli relativi al raggiungimento di $\frac{3}{4}$ la rotazione ultima (SLDS), che possono comunque contare su ulteriori risorse di capacità.

Come avvenuto per lo stato di danno limitato e per il danno severo, la procedura viene di seguito relazionata in modo dettagliato solo per alcuni elementi del primo impalcato.

11.2 La procedura per la determinazione del moltiplicatore dell'accelerazione per il CO

► Per il calcolo del moltiplicatore dell'accelerazione che provoca il primo collasso rotazionale, il DPCM 21 ottobre 2003 indica la stessa strategia applicata per il danno limitato e per il danno severo, con le seguenti precisazioni:

- Analisi dell'edificio con PGA unitaria, in entrambe le direzioni principali, seguendo le indicazioni riportate ai paragrafi 4.5.2 e 4.5.3 dell'opcm 3431; da questo punto di vista si utilizzano gli stessi valori di output "normalizzati" che sono stati estratti dal modello di calcolo già implementato per lo sldl;
- Determinazione della capacità rotazionale ultima per ogni elemento primario.
- Per le travi: rapporto tra le capacità rotazionali ultime e le rotazioni nodali derivanti dal modello con PGA unitaria (α_T);
- Per i pilastri: rapporto tra le capacità rotazionali ultime e la domanda rotazionale ricavata come rapporto tra spostamento orizzontale del nodo ed altezza del pilastro (α_P).
- Confronto tra α_P o α_T e $\alpha_{1,0\%/50\text{anni}}$, per la determinazione del livello di vulnerabilità.

► La valutazione del moltiplicatore che provoca il primo collasso a taglio deve passare preliminarmente per la valutazione delle capacità di resistenza a taglio dei singoli elementi primari.

Si tratta in questo caso della valutazione di un tipico meccanismo fragile, per cui la determinazione delle capacità dei singoli elementi vanno condotte applicando ai valori medi delle proprietà dei materiali il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali stessi (1,6 per il cls e 1,15 per l'acciaio).

Il taglio resistente è quello che, conformemente alle notazioni tipiche degli Eurocodici, corrisponde al V_{Rd3} ; tale valore, decurtato dell'aliquota afferente i carichi statici, va confrontato con il valore del taglio ultimo derivante dall'equilibrio con il valore del momento ultimo della sezione.

► Per quello che riguarda i nodi non confinati la verifica viene condotta confrontando la capacità resistente del nucleo a trazione e compressione con i corrispondenti valori dovuti esclusivamente al carico assiale medio proveniente dal pilastro superiore e alla sollecitazione causata dallo snervamento delle barre concorrenti nel nodo stesso.

11.3 Il calcolo della capacità rotazionale totale rispetto alla corda in condizioni di collasso per le travi (SLCO)

Nell'ambito della valutazione della capacità degli elementi primari per il danno severo, abbiamo già determinato la capacità rotazionale ultima di ogni trave e di ogni pilastro.

Per convenienza si ricorda la formula utilizzata:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 \rho_d}) \quad [4]$$

Tecnicamente la procedura per il calcolo del moltiplicatore è identica a quella utilizzata per il danno severo, per cui per ottenere i valori cercati, è sufficiente considerare i valori ultimi delle capacità rotazionali.

Prendiamo come esempio la solita **trave 2-4**

Abbiamo già visto che nel caso di armatura inferiore tesa (CASO 1) la capacità rotazionale ultima è pari a $\theta_{2CO} = 0,026354(rad)$, mentre quella relativa al CASO 2 (armatura superiore tesa) è di $\theta_{4CO} = 0,022896(rad)$; questi valori vanno al solito confrontati con la rotazione del nodo 2, per quello che riguarda l'estremità 2 e con la rotazione del nodo 4 per l'altra estremità.

11.4 Il calcolo del moltiplicatore dell'accelerazione per la trave 2-4 (SLCO)

La trave sopra esaminata insiste sui suoi soliti due nodi, il 2 ed il 4, per cui le rotazioni al danno severo calcolate per le due estremità dovranno essere confrontate con le rotazioni dei nodi strutturali 2 e 4 derivanti dall'analisi con spettro di risposta a PGA unitaria.

Nella condizione di calcolo più gravosa si ha che il più piccolo moltiplicatore dell'accelerazione è pari a 0,90g.

11.5 Il calcolo della capacità rotazionale totale rispetto alla corda in condizioni di collasso per i pilastri (SLCO)

La stessa procedura utilizzata per le travi va applicata anche ai pilastri nel rispetto delle note particolarità che interessano questi elementi strutturali.

Riportiamo sinteticamente i dati relativi sempre al **pilastro 2** che insiste sul nodo strutturale n° 2.

CASO 1: base = 30 cm, altezza = 40 cm

$$\theta_{u1P2_collasso} = 0.013924(rad)$$

CASO 2: base = 40 cm, altezza = 30 cm

$$\theta_{u2P2_collasso} = 0.015367(rad)$$

11.6 Il calcolo del moltiplicatore dell'accelerazione per il pilastro 2 (SLCO)

Con la stessa tecnica procedurale utilizzata per il Danno Severo si ha che il più piccolo moltiplicatore dell'accelerazione per il pilastro n° 2 è di 0,39g.

11.7 Il moltiplicatore dell'accelerazione per il primo impalcato (SLCO)

Esaminando tutte le travi e tutti i pilastri del primo piano secondo la procedura esempio vista per gli elementi sopra analizzati, si ha che in caso di sisma in direzione x positivo, il più piccolo moltiplicatore di collasso è di **0,14g**.

Anche in questo caso, esso viene riscontrato nel pilastro n° 38.

Per le travi il più piccolo valore presente è **0,90g** ed è riscontrabile proprio nella trave appena esaminata, la 2-4.

Di fatto, i dati emersi dall'analisi della capacità rotazionale ultima non cambiano nella sostanza i risultati che si ottengono dalla valutazione della capacità al danno severo.

Gli elementi vanno in crisi nello stesso ordine e gli elementi deboli per il danno severo lo sono anche per il collasso.

11.8 Livello di vulnerabilità (o indice di rischio) per lo stato limite di Collasso

Nell'ottica della stima del livello di vulnerabilità al collasso per rotazione, il valore 0,14 va confrontato col valore della PGA su suolo rigido valida per lo stato limite in esame, per cui si ottiene:

$$I_{R_CO} = \frac{0,14}{0,25 \cdot 1,5} = 0,373$$

Anche in questo caso, qualora avessi voluto considerare gli effetti delle amplificazioni, avrei ottenuto lo stesso valore.

11.9 Considerazioni sulle capacità deformative degli elementi strutturali

La valutazione della capacità rotazionale totale rispetto alla corda di tutti gli elementi del fabbricato conclude il percorso di analisi della deformabilità di travi e pilastri presenti nell'edificio, permettendo di poter avanzare delle considerazioni sulla duttilità dei singoli elementi.

I valori di θ_y e θ_u determinati per i vari elementi servono infatti per potersi rendere conto se un elemento ha la capacità di sviluppare un sufficiente comportamento flessionale duttile oppure se, a causa di fattori legati ad esempio all'entità dello sforzo assiale (come nei pilastri), esso sia soggetto a un comportamento prevalentemente fragile.

La figura seguente (figura 11.9.1) mostra come, in un ipotetico diagramma momento rotazione, si collocano sia θ_y che θ_u .

Per facilità di lettura si chiarisce che il diagramma parte convenzionalmente dal valore di θ_y ; ciò ci permette di valutare solo il comportamento della sezione a partire dalla formazione della cerniera plastica (corrispondente al punto in cui l'elemento raggiunge la rotazione di snervamento), e dunque ci permette di visionare l'effettivo comportamento duttile.

Di fatto il rapporto θ_u / θ_y rappresenta appunto la duttilità della sezione.

A rigore il diagramma dovrebbe computare anche il ramo elastico che a partire da una rotazione nulla (trascurando naturalmente l'effetto dei carichi statici⁷) ci fa convergere verso il punto di snervamento (Figura 11.9.2).

⁷ E' già stato accennato nell'ambito della valutazione delle rotazioni nodali di confronto con le capacità rotazionali allo snervamento (parte seconda), che l'effetto delle rotazioni dovute ai carichi statici è quasi sempre trascurabile

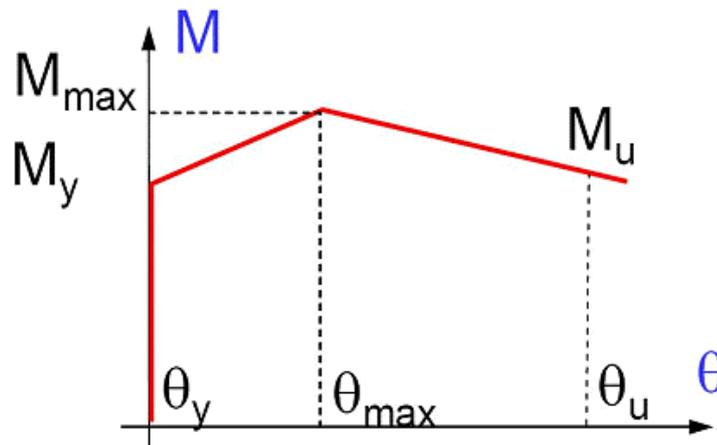


Figura 11.9.1 - Diagramma momento rotazione

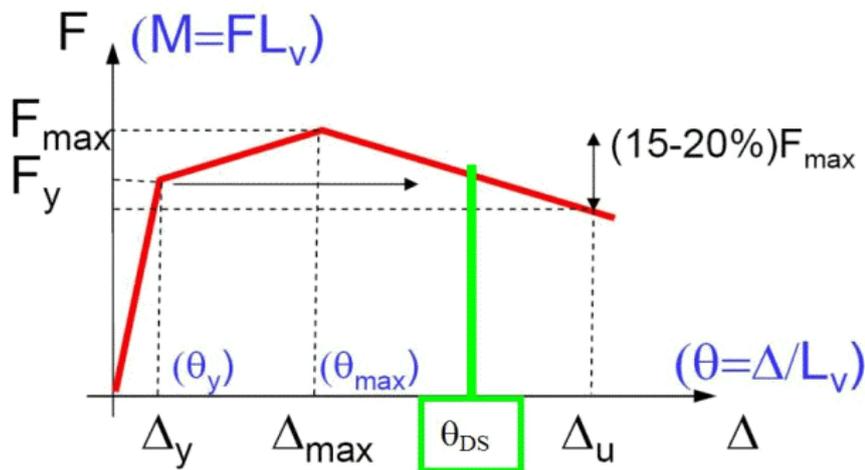


Figura 11.9.2 - Diagramma completo momento rotazione

A prescindere dalla valutazione del momento M_y o M_u , l'aver calcolato per ogni elemento primario, il valore di θ_u e θ_y ci permette di controllare la consistenza del ramo plastico della curva e dunque di capire quanto la singola sezione sia in grado di attingere alle proprie risorse duttili.

Per completezza di osservazioni, si noti dove si colloca la rotazione di danno severo, pari a $\frac{3}{4}$ di quella ultima θ_u .

Con riferimento agli elementi analizzati nel nostro documento, cerchiamo di ricavare le informazioni che ci permettono di valutare la duttilità degli stessi.

Trave 2-4

Caso 1: armatura tesa inferiore

θ_y	θ_{DS}	θ_u	θ_{DS} / θ_y	θ_u / θ_y
0,004834	0,019766	0,026354	4,09	5,45

Caso 2: armatura tesa superiore

θ_y	θ_{DS}	θ_u	θ_{DS} / θ_y	θ_u / θ_y
0,004961	0,017172	0,022896	3,46	4,62

Pilastro 2

Caso 1: base 30 cm, altezza 40 cm

θ_y	θ_{DS}	θ_u	θ_{DS} / θ_y	θ_u / θ_y
0,005089	0,010443	0,013924	2,05	2,73

Caso 2: base 40 cm, altezza 30 cm

θ_y	θ_{DS}	θ_u	θ_{DS} / θ_y	θ_u / θ_y
0,005672	0,011525	0,015367	2,03	2,71

Dall'osservazione dei numeri rappresentativi delle capacità deformative degli elementi esaminati, è possibile dedurre che:

- Mentre i valori delle capacità rotazionali allo snervamento sono paragonabili, quelli relativi alle rotazioni afferenti al campo plastico, sono più alti nel caso delle travi rispetto ai pilastri. Questo fenomeno è dovuto, oltre che al diverso quantitativo di armatura, essenzialmente al fatto che in campo plastico l'entità dello sforzo assiale diventa importante ed abbatte in modo considerevole le capacità deformative dei pilastri.
- La lunghezza del campo plastico è maggiore nelle travi che dunque si dimostrano più duttili dei pilastri.

Si tenga presente che tanto più è corto il ramo plastico quanto più l'elemento avrà uno spiccato meccanismo fragile a flessione, per cui il valore del rapporto θ_u / θ_y (ma già lo è il valore di θ_{DS} / θ_y) tanto più è basso quanto più denuncia l'attitudine della trave o del pilastro a non riuscire a sviluppare un comportamento duttile.

Nel caso della trave 2-4 e del pilastro 2, i valori del rapporto tra le capacità deformative è superiore a 2, per cui tali elementi possono ritenersi sufficientemente duttili.

Convenzionalmente si può affermare che, quando il rapporto suddetto è poco superiore a 1,5 l'elemento a flessione riesce a sviluppare un comportamento plastico appena sufficiente a far sì che lo stesso possa essere considerato elemento duttile.

Analizziamo ora i valori che si ottengono per il pilastro n.38 che costituisce uno degli elementi critici per gli stati limite di danno severo e collasso.

In questo elemento il carico assiale è particolarmente elevato e l'altezza del pilastro è piuttosto ridotta (appena 1,05 metri) tanto da far pensare di essere in presenza di un elemento "tozzo" a prevalente comportamento fragile.

I valori che si ottengono per questo elemento primario confermano le supposizioni ora fatte.

Pilastro 38

Caso 1: base 30 cm, altezza 40 cm

θ_y	θ_{DS}	θ_u	θ_{DS} / θ_y	θ_u / θ_y
0,006124	0,004164	0,005552	0,68	0,91

Caso 2: base 40 cm, altezza 30 cm

θ_y	θ_{DS}	θ_u	θ_{DS} / θ_y	θ_u / θ_y
0,006979	0,004595	0,006127	0,66	0,88

I valori della capacità rotazionale al danno severo ed al collasso sono inferiori a quelli validi per lo snervamento.

Questo fenomeno ci dice sostanzialmente che la sezione si plasticizza e raggiunge la rotazione ultima in modo repentino, senza che si possa attivare la cerniera plastica.

Nelle stesse condizioni del pilastro 38 si vengono a trovare anche altri pilastri, affetti anch'essi da carichi assiali rilevanti.

Si ricorda che il carico assiale, conformemente a quanto stabilito dall'ordinanza al punto 11.2.5.4.1 si determina in base ad una combinazione di carico che prevede i carichi permanenti presi col valore intero e gli accidentali affetti dal coefficiente di combinazione sismica. In altre parole:

$$G_K + \sum_i \Psi_{2i} Q_{Ki}$$

ove i coefficienti Ψ_{2i} sono quelli di tabella 3.2.VI delle NTC.

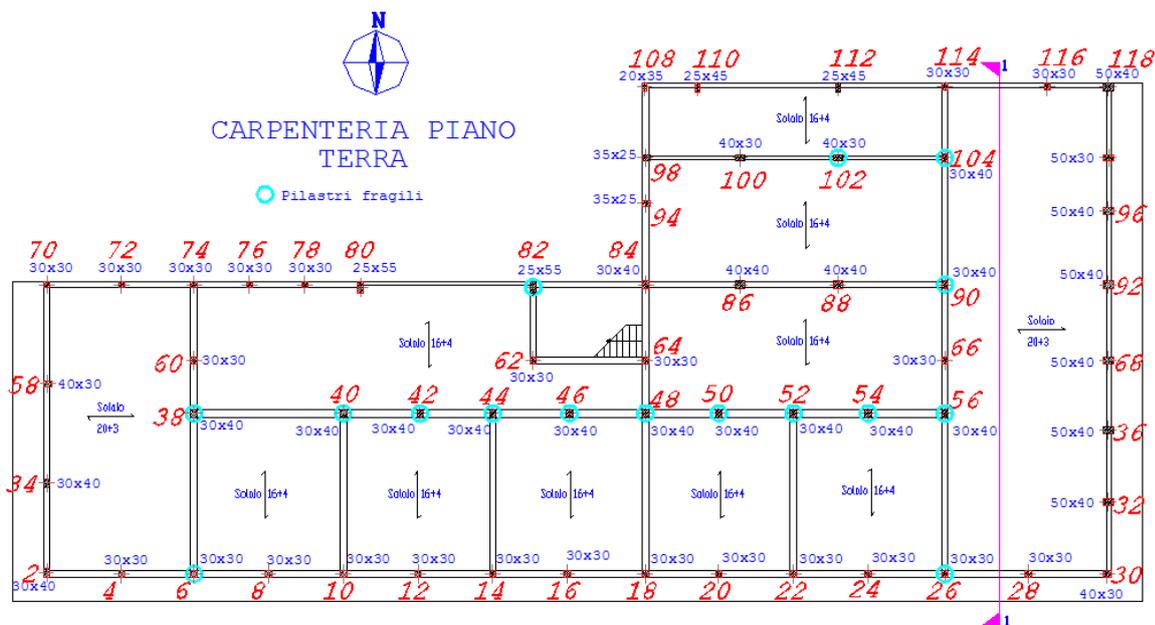


Figura 11.9.3 - Pilastri fragili a presso flessione

Nella figura 11.9.3 è possibile osservare quali sono i pilastri per i quali si sono riscontrati valori di duttilità locali sotto 1,5. Condizionati soprattutto, ma non solo, dal forte carico assiale tali elementi non riescono ad attingere alle proprie capacità duttili, rendendo così il piano seminterrato sostanzialmente critico ai meccanismi fragili.

Complessivamente l'analisi delle capacità deformative al danno severo ed al collasso hanno messo in evidenza che ad andare in crisi sono esclusivamente i pilastri; la seguente figura 11.9.4 mostra quali sono gli elementi che raggiungono le proprie capacità ultime per un valore dell'accelerazione più basso di quella di riferimento.

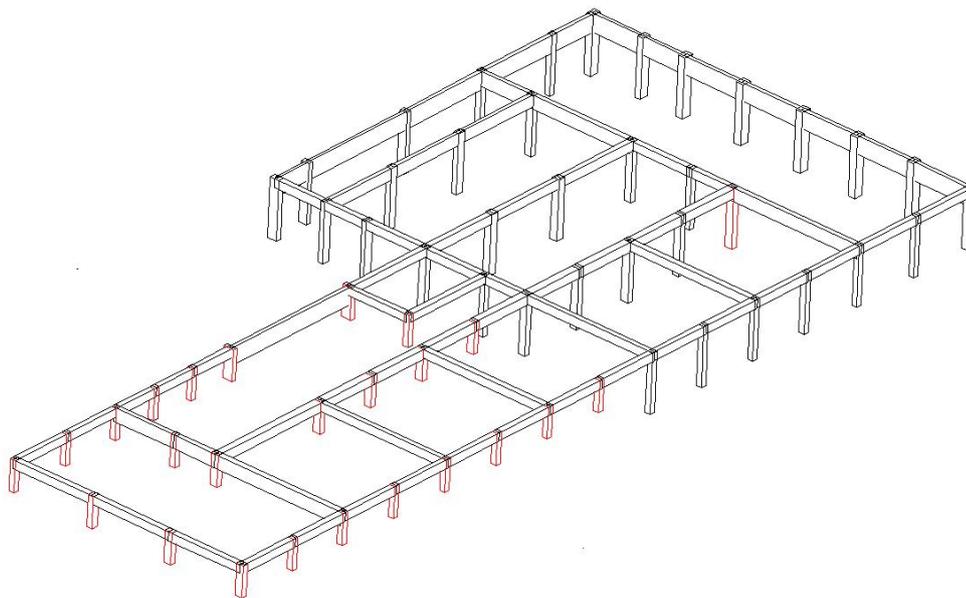


Figura 11.9.4 - Pilastri che non verificano al DS ed al CO per capacità rotazionali

I risultati dell'analisi (*che ricordiamo allo stato attuale è limitata alla direzione x positiva*) mettono in evidenza come a soffrire siano praticamente tutti i pilastri corti ed il pilastro n° 56, l'unico a non potersi definire "tozzo", le cui capacità rotazionali sono limitate fortemente dal considerevole sforzo assiale che agisce su di esso.

11.10 Le capacità deformative degli elementi strutturali

I parametri deformativi degli elementi strutturali, come già diffusamente evidenziato, vengono calcolati in base al valore della capacità rotazionale alla corda delle sezioni di estremità nell'ipotesi di acciaio snervato (Θ_y) e di capacità rotazionale alla corda in condizioni di collasso (Θ_u); questi parametri sono strettamente connessi rispettivamente al valore della curvatura allo snervamento (ϕ_y) e della curvatura ultima (ϕ_u) e dunque sono riconducibili direttamente al diagramma momento-curvatura che può essere generato per la sezione in esame.

Le formule utilizzate dall'OPCM 3431, per la determinazione delle rotazioni limite sono:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0,0013 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_v} \right) + 0,13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad \text{allo snervamento}$$

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 \rho_d}) \quad \text{al collasso}$$

11.10.1 La rotazione alla corda nell'ipotesi di acciaio snervato

Premesso che entrambe le formule sono di diretta derivazione dell'Eurocodice 8 parte 3, nella prima delle due equazioni è evidente il diretto utilizzo del parametro relativo alla curvatura allo snervamento (ϕ_y).

Nella procedura indicata ai paragrafi 9.3 e 9.5, il valore della ϕ_y viene determinato mediante l'equazione di equilibrio [2] per le travi e [3] per i pilastri, in cui si ipotizza sostanzialmente un andamento lineare delle tensioni nel calcestruzzo, in condizione di sezione non fessurata ed acciaio alla tensione di snervamento.

Tale condizione il linea di massima non viene nella realtà rispettata, soprattutto nei pilastri soggetti a sforzi normali mediamente alti, per i quali quando l'acciaio è snervato il calcestruzzo è già entrato in



campo plastico e dunque il suo stress block non è caratterizzato da un andamento lineare, bensì dal noto andamento parabola-rettangolo.

Si tratta dunque di capire quanto il metodo sia approssimato e dunque quanto l'ipotesi di comportamento lineare della sezione sia lontano dalla realtà.

Per far questo prendiamo come esempio di riferimento la consueta trave 2-4 di sezione 30x45, il pilastro 8 di sezione 30x30, soggetto ad uno sforzo normale "medio"⁸ pari a 358.900 N, ed il pilastro 38 di sezione 40x30 nella direzione x, soggetto ad uno sforzo normale particolarmente alto (993.100 N), per poi andare a calcolare, attraverso un programmino adatto alla determinazione del diagramma momento curvatura, testato ed utilizzato dall'Università Politecnica delle Marche nell'ambito delle tesi di laurea, il valore di ϕ_y .

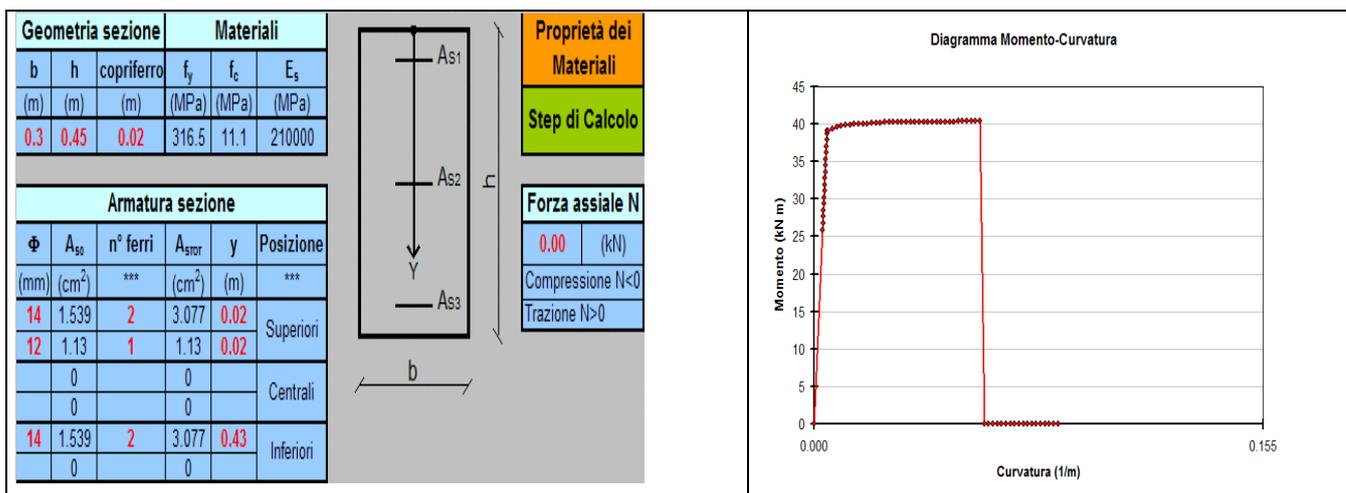
Questo parametro, che tiene intrinsecamente conto della non linearità del materiale, verrà confrontato con la ϕ_y derivante dalla equazione di equilibrio in campo lineare sopra citata, in modo da poter formulare delle considerazioni sulla validità generale del metodo lineare.

Ricordando i calcoli svolti nei capitoli relativi al danno limitato, si hanno i seguenti valori:

- Trave 2-4 – armatura tesa inferiore - $\phi_y = 0,00425$ (rad/m)
- Trave 2-4 – armatura tesa superiore - $\phi_y = 0,00444$ (rad/m)
- Pilastro 8 – armatura simmetrica - $\phi_y = 0,00954$ (rad/m)
- Pilastro 38 – armatura simmetrica - $\phi_y = 0,01161$ (rad/m)

Ricaviamo ora i valori della ϕ_y così come vengono ricavati dal succitato programma di calcolo:

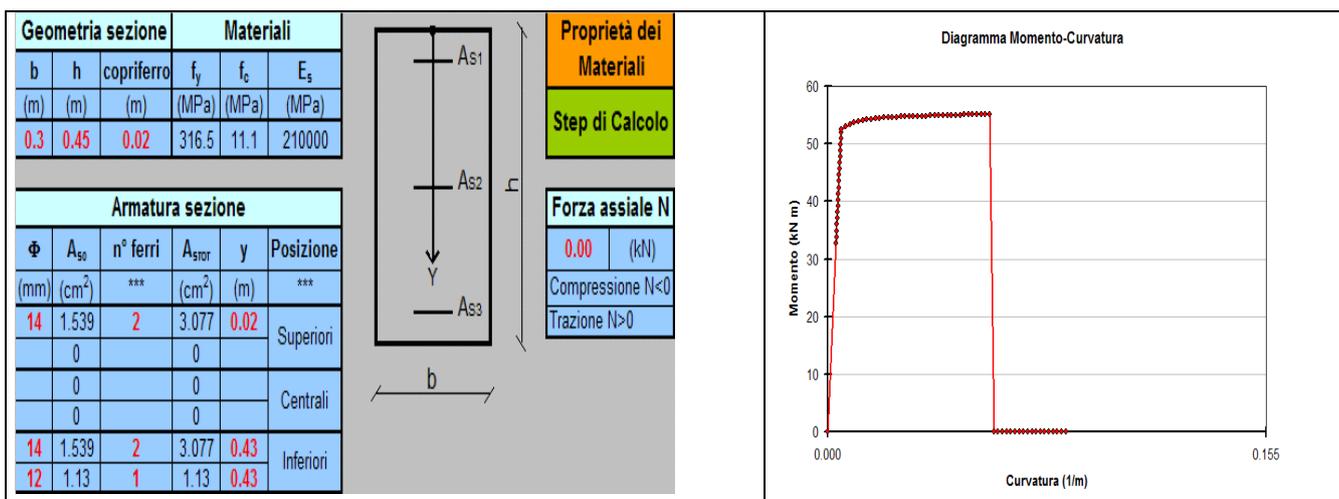
- Trave 2-4 – armatura tesa inferiore



$\phi_y = 0,00450$ (rad/m) a cui corrisponde un Momento M_y pari a circa 39 KNm

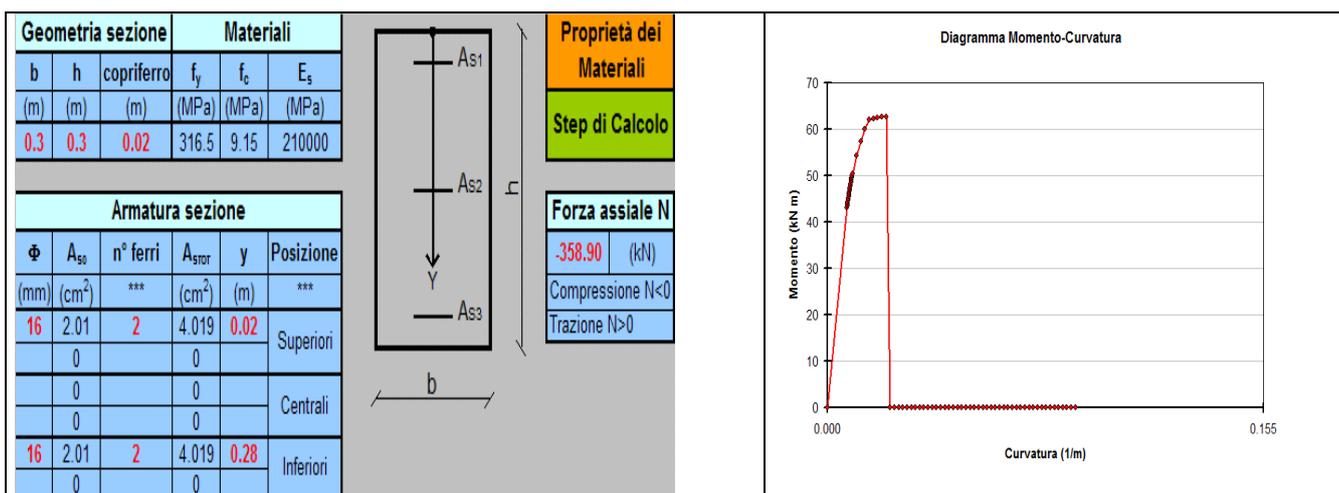
- Trave 2-4 – armatura tesa superiore

⁸ Si ricorda che per sforzo normale medio si intende quello derivante dalla combinazione statica con gli accidentali affetti da coeff.te di combinazione sismica



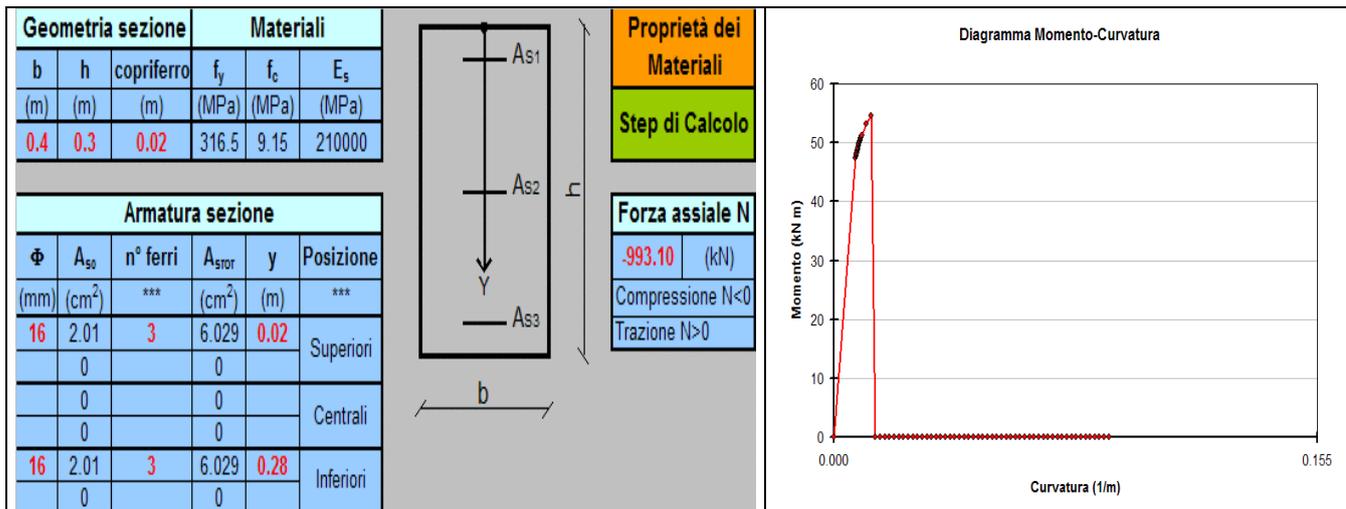
$\phi_y = 0,00480$ (rad/m) a cui corrisponde un Momento M_y pari a circa 52 KNm

- Pilastro 8 – armatura simmetrica



$\phi_y = 0,0134$ (rad/m) a cui corrisponde un Momento M_y pari a circa 52 KNm

Pilastro 38 – armatura simmetrica



$$\phi_y = 0,0179 \text{ !! (rad/m)}$$

Relativamente al pilastro 38, il diagramma Momento-Curvatura generato dal programma, mette in evidenza che la sezione collassa prima che l'acciaio giunga a snervamento.

Il valore di 0,0179 sopra riportato è il valore restituito dal software e corrispondente al raggiungimento dello stato limite in esame, ma non corrisponde col valore della rotazione che fa collassare la sezione; difatti il grafico della figura sopra presenta il punto di collasso in corrispondenza di una rotazione pari a 0,0133, corrispondente ad una tensione sull'acciaio pari a circa 53 Mpa, e dunque ben lontani dal valore limite (316,5 Mpa).

In effetti, ricordando i capitoli relativi alla capacità rotazionale di collasso, questo comportamento veniva messo in evidenza dal fatto che il valore della rotazione ultima, per il pilastro 38, risultava inferiore a quello relativo allo snervamento⁹; di fatto incrociando i risultati provenienti dalla generazione dei diagrammi Momento-Curvatura e quelli provenienti dall'applicazione delle formule dell'OPCM secondo il metodo implementato nella procedura adottata, si riescono a cogliere bene gli elementi a prevalente comportamento fragile.

Ciò, conformemente alle richieste della norma stessa, ci porta ad escludere dall'analisi delle capacità deformative tali elementi, limitando per essi il controllo delle resistenze (elementi meccanismi-fragili).

Limitiamo dunque il confronto ai valori che abbiamo ricavato per le travi e per il pilastro 8.

Elemento	ϕ_y - software	ϕ_y - proc. Es. guida	$\Delta\%$
T2-4_inf	0,00450	0,00425	6%
T2-4_sup	0,00480	0,00444	7%
P8	0,01340	0,00954	28%

Come si può notare da questi risultati il metodo sembra ben attendibile per le travi, lo è un po' meno per i pilastri; d'altronde estendendo tale indagine anche ad altri pilastri, più o meno la percentuale di differenza tra la ϕ_y stimata dal software e quella derivata con il metodo dell'esempio guida (lineare), si attesta mediamente attorno ad un 20-25%, per cui, in linea generale, la differenza non può essere considerata trascurabile.

In effetti a condizionare il comportamento reale della sezione è il fatto che, di fronte a pilastri mal dimensionati, il collasso del calcestruzzo anticipa quello dell'acciaio per cui il valore della curvatura allo snervamento non può essere preso come valore di riferimento; tuttavia il metodo dell'esempio guida, pur

⁹ Vedi capitolo 11.9

non cogliendo in modo preciso tale comportamento, viene incontro al progettista nel momento in cui si vanno a valutare i valori di duttilità locali, cioè si vanno a calcolare i rapporti tra le rotazioni Θ_y e la Θ_u . In questi casi infatti, riprendendo delle considerazioni fatte precedentemente, qualora i valori del rapporto ora citato siano inferiori a 1,5 l'elemento può essere considerato convenzionalmente fragile, per cui il valore della curvatura per il collasso sarà prossima a quella dello snervamento, se non addirittura inferiore.

Resta comunque evidente il fatto che il metodo dell'esempio applicativo attribuisce ai pilastri (a meno di sforzi assiali decisamente incongruenti con la sezione in esame - vedi es. pilastro 38) una ridottissima risorsa di duttilità che nella realtà non c'è (particolare riscontrabile utilizzando il software) perché l'apertura della cerniera plastica viene inibita dalla crisi anticipata del calcestruzzo.

Viene lecito dunque chiedersi se abbia senso considerare, per tali elementi, i moltiplicatori dell'accelerazione per gli stati di danno limitato e danno severo, quando in realtà si stanno confrontando valori di collasso, tra l'altro raggiungibili senza passare per stadi intermedi.

In termini di rotazione alla corda la variazione percentuale nel caso si considerino il metodo dell'esempio guida od il software, è mediamente intorno al 15-20% (dunque leggermente inferiore al corrispondente valore tarato sulle curvature), percentuale che viene trasferita direttamente anche alla stima del moltiplicatore dell'accelerazione α .

In linea generale accade dunque che utilizzando il software per la determinazione delle caratteristiche della sezione al livello di curvatura allo snervamento per i pilastri, le capacità rotazionali alla corda valide per il danno limitato aumentano di circa il 20%.

Per le travi invece la differenza è diffusamente molto più contenuta, per cui il metodo dell'esempio guida è affidabile e non comporta errori apprezzabili.

11.10.2 La rotazione alla corda in condizioni di collasso

Per quello che riguarda invece la determinazione del valore della rotazione ultima (Θ_u), nell'esempio guida è stata utilizzata la prima (11.A.1) delle due formule presenti nell'allegato 11.A; ad un primo confronto tra le due formulazioni sembra emergere come la 11.A.1, nel caso di elementi soggetti a presso flessione (pilastri), attribuisca valori di curvatura ultima superiore a quella derivante dall'utilizzo della 11.A.3; tuttavia emerge anche che tanto più l'elemento possiede duttilità tanto minore è la differenza.

Lo scostamento percentuale inizia a diventare "importante" quando l'elemento è caratterizzato da uno stato di presso flessione considerevole, raggiungendo valori anche del 20-25%.

Si tenga presente però che la 11.A.3 viene calcolata in base a dei valori di ingresso dipendenti dalla curvatura ultima (ϕ_u), da determinarsi considerando le deformazioni ultime del conglomerato (tenuto conto del confinamento¹⁰) e dell'acciaio (da stimare, in mancanza di informazioni, in base ad una deformazione ultima pari al 4%), e della lunghezza della cerniera plastica L_{pl} - 11.A.4, valori questi che non sono richiesti nella 11.A.1.

Si noti comunque che anche nell'Eurocodice 8 - Parte 3, dove sono presenti esattamente le stesse formule, la seconda è sempre posta come alternativa alla prima, di più semplice ed immediato utilizzo.

I risultati del confronto tra i valori della rotazione ultima (Θ_u) ottenuta con la 11.A.1 e la 11.A.3, limitatamente ai casi esaminati nel nostro esempio guida, comportano tali conclusioni:

- Per le travi esiste una sostanziale coincidenza tra le formule (max 10% di scostamento)
- Per i pilastri (vedi figura seguente 11.10.2.1) si nota una certa differenza, più o meno marcata a seconda dell'importanza dello stato di presso flessione, ma comunque rientrante in un range di scostamento da ritenersi accettabile.

¹⁰ Per una valutazione dell'effetto del confinamento si faccia riferimento al testo dell'Eurocodice 8 - parte 3 - Annex A

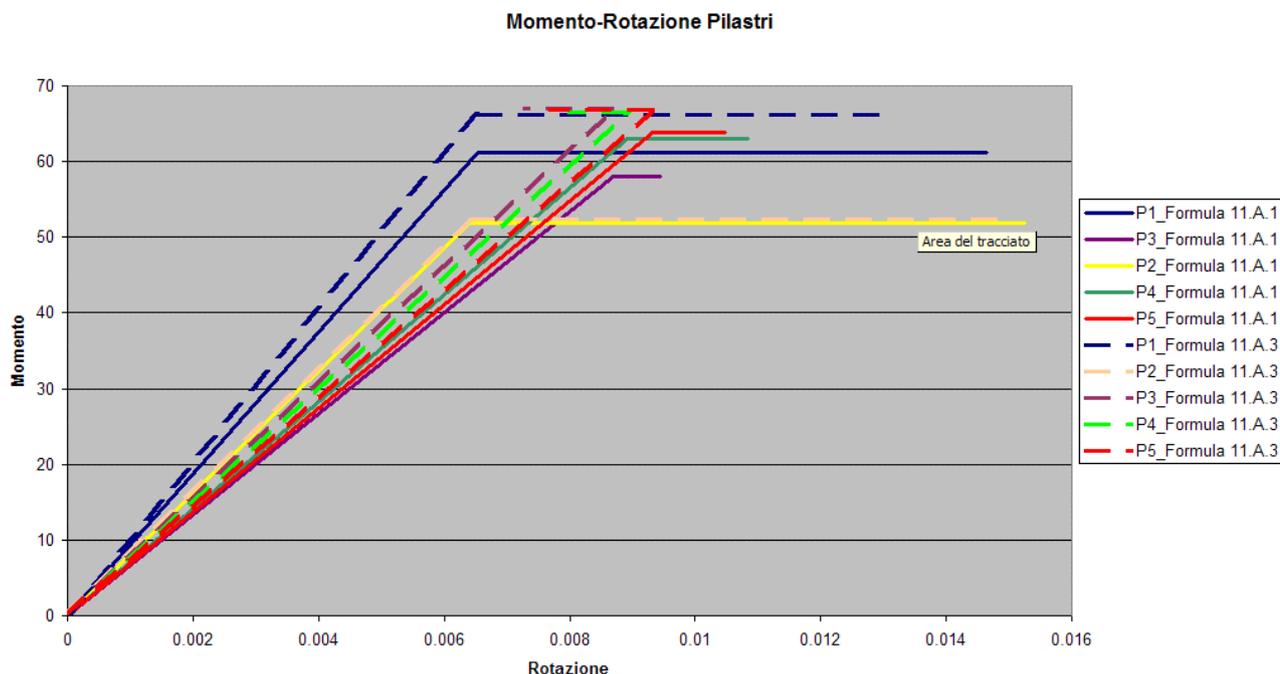


Figura 11.10.2.1- Diagramma Momento-Rotazione di alcuni pilastri

Per una migliore comprensione del grafico si tenga presente che le curve che presentano un tratto orizzontale con orientamento negativo (tornano cioè indietro) sono rappresentative dei pilastri in cui la rotazione ultima è minore di quella allo snervamento; si tratta infatti di pilastri con spiccato comportamento fragile dovuto ad uno stato di presso flessione molto accentuato.

11.10.3 La determinazione del moltiplicatore di collasso rotazionale (α) ai vari stati limite

Condensando in un giudizio finale le considerazioni sopra fatte sui vari aspetti legati alla determinazione dei parametri fondamentali per la definizione dei moltiplicatori dell'accelerazione ai vari SL, si può affermare che il metodo lineare previsto dal DPCM 21 ottobre 2003 è un metodo caratterizzato da un grado di approssimazione tutto sommato accettabile e comunque "conservativo" nel senso che vengono restituiti valori di verifica più penalizzanti rispetto a quelli che si sarebbero ottenuti nel caso che si fosse adottato il modello non lineare.

Resta il fatto che nel Decreto non viene specificato il modo in cui bisogna trattare gli elementi fragili, in particolare quei pilastri soggetti ad un consistente stato di presso flessione.

L'idea potrebbe essere quella che, qualora il valore della rotazione ultima (Θ_u) sia prossimo al valore della rotazione allo snervamento (Θ_y), si debba considerare il solo valore di α legato alla Θ_u , trattando così l'elemento solo allo stato limite di collasso.

11.10.4 Valutazione critica dell'indice di rischio per i meccanismi rotazionali

La rigorosa interpretazione della norma, ha permesso la definizione dell'indice di rischio per i vari stati limite rotazionali, come il rapporto tra il più piccolo valore del moltiplicatore dell'accelerazione per lo specifico SL ed il valore della accelerazione di aggancio allo spettro valida per lo stato limite in esame.

Si tratta dunque di valutare quale è il primo elemento che va in crisi e "solo" in base ad esso determinare il livello di rischio dell'intero edificio.

Il metodo è naturalmente convenzionale, tuttavia soprattutto in termini di collasso (ma il discorso potrebbe essere esteso anche agli altri stati limite) esso sembra eccessivamente penalizzante, soprattutto se si considera il fatto che si fa coincidere uno stato limite di collasso riferibile a tutto l'edificio in relazione al collasso di un solo elemento di esso.

Sembra dunque opportuno ideare una strategia per poter valutare con più senso critico il valore relativo all'indice di vulnerabilità del fabbricato; un'idea potrebbe essere quella di crearsi una sorta di mappatura indicativa della progressiva apertura delle cerniere plastiche (idealmente simile alla restituzione grafica che i software di calcolo adottano in fase di output dell'analisi statica non lineare – push over), e spingere la struttura fino ad un livello del moltiplicatore dell'accelerazione in corrispondenza del quale si ha un primo meccanismo di piano.

Nel caso della scuola di Camerano, il meccanismo di piano potrebbe essere individuato nell'istante in cui tutti i pilastri appartenenti ad un telaio resistente, abbiano raggiunto ad una elevazione una combinazione complessiva di rotazione ultima e di danno severo.

Per maggior comprensione di quanto detto si riporta un esempio di modifica dell'indice di rischio relativo al collasso rotazionale del piano terra della scuola di Camerano, sempre nell'ipotesi di analisi valide per il documento guida.

Ricordando i risultati presenti nel capito 11.7, il più piccolo valore del moltiplicatore dell'accelerazione che comportava il collasso rotazionale del primo elemento era di 0,14g; a quello step di collasso la situazione complessiva del piano esaminato è rappresentata nella seguente figura, in cui viene mappato il "grado" di apertura delle cerniere in tutti quegli elementi in cui si è superato il livello di snervamento.

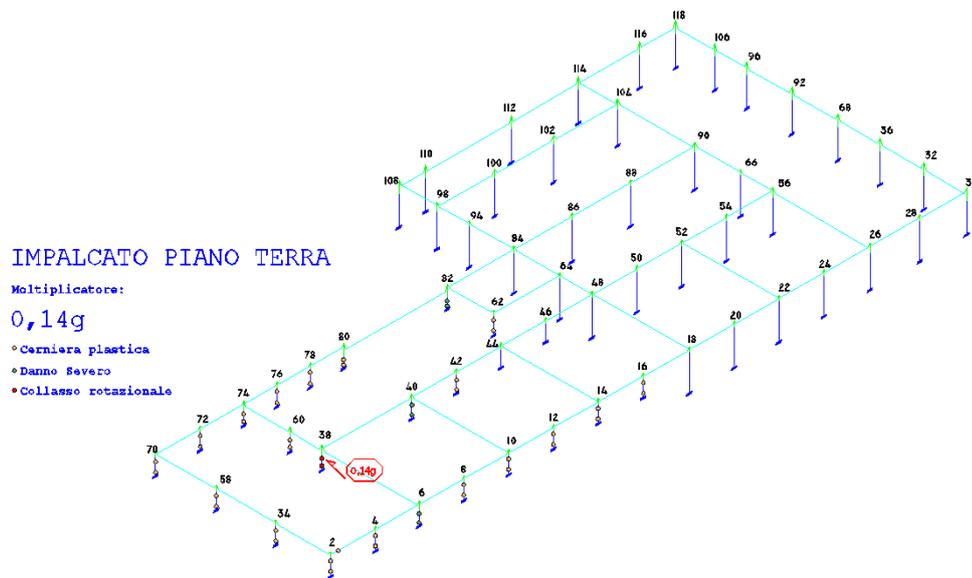


Figura – 11.10.4.1

Sembra quantomeno mal proporzionato far coincidere il livello di vulnerabilità di collasso della struttura con questa situazione in cui è evidente che, pur essendo un pilastro collassato, si è ancora lontani da una condizione di labilità che possa innescare un meccanismo di piano.

Spingendoci dunque ad un livello superiore di moltiplicatore si arriva al valore di 0,21 in cui la situazione complessiva è rappresentata dalla seguente figura:

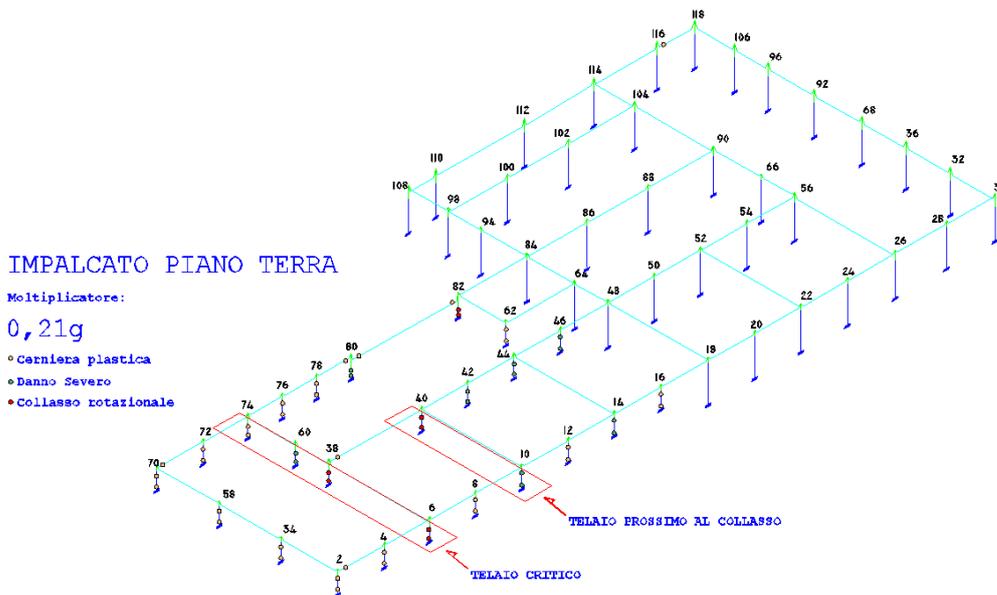


Figura 11.10.4.2

A questo livello di moltiplicatore dell'accelerazione si è arrivati ad identificare due telai resistenti in condizioni avverse, di cui uno in particolare è prossimo al collasso; esso infatti ha un pilastro collassato (40) ed un pilastro che ha attinto il livello di rotazione pari al Danno Severo (10).

Ricordiamo che nell'accezione della 3431 il danno severo corrisponde ad uno stato di danno importante, con deformazioni residue, pur essendo la struttura ancora in grado di sopportare accelerazioni al suolo, purchè di modesta entità.

Ci si potrebbe dunque fermare a questo livello per la determinazione dell'indice di rischio per il collasso, tuttavia volendosi spingere fino a quel valore dell'accelerazione per il quale tutti i pilastri di un telaio resistente siano collassati, e dunque non siano più in grado di sopportare anche modeste accelerazioni al suolo, si potrebbe arrivare fino a 0,28g (vedi successiva figura 11.10.4.3).

In termini espliciti di livello di rischio, tenendo conto delle considerazioni fatte al precedente paragrafo il valore I_{R_CO} nel caso ci si fermi a 0,21g è di:

$$I_{R_CO} = \frac{PGA_{CO}}{PGA_{1\%}} = \frac{0,21}{0,25 \cdot 1,5} = 0,560$$

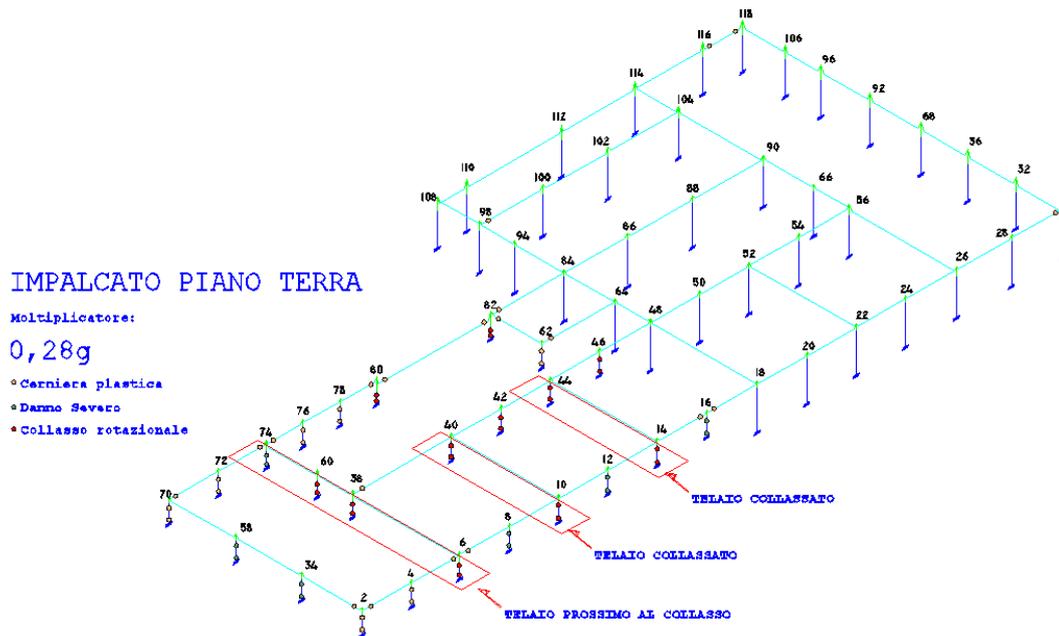


Figura 11.10.4.3

Nel caso in cui si volesse considerare il moltiplicatore di 0,28g si avrebbe:

$$I_{R_CO} = \frac{PGA_{CO}}{PGA_{1\%}} = \frac{0,28}{0,25 \cdot 1,5} = 0,746$$

Questo metodo di mappatura è affetto senz'altro da un grado di approssimazione legato al grado di incertezza ed imprecisione che è proprio del modello lineare¹¹, tuttavia esso può essere utilizzato per valutare in maniera più critica i valori uscenti dal parametro di rischio connesso al collasso di un solo elemento strutturale, e comunque può essere utilizzato per evidenziare gli elementi più critici da sottoporre magari ad un intervento strutturale immediato, finalizzando il tutto all'innalzamento dell'indice di rischio stesso.

In parole povere si potrebbe, a seguito del risultato evidenziato dallo step corrispondente a 0,16g, programmare un immediato intervento sul pilastro critico (38) aumentandone le capacità rotazionali, ricalcolando così il nuovo moltiplicatore di collasso e rideterminando il valore dell'indice di rischio, sempre in base al primo elemento che collassa, ma che a questo punto però non sarà più il 38.

11.11 Il calcolo del moltiplicatore dell'accelerazione per il raggiungimento del primo collasso a taglio (SLCO)

La resistenza a taglio degli elementi strutturali deve essere valutata come per il caso delle situazioni non sismiche, considerando comunque un contributo del conglomerato al massimo pari a quello relativo agli elementi senza armature trasversali resistenti al taglio.

Utilizzando le indicazioni tipiche dell'Eurocodice 2, la resistenza a taglio di un elemento strutturale privo di armatura viene fornita dalla seguente espressione:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} k (1,2 + 40 \rho_l) + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d \quad [11.11.1]$$

¹¹ In particolare non si tiene conto della redistribuzione delle forze che a rigore avviene nel momento in cui si aprono le cerniere plastiche

nella quale b_w è la larghezza minima della sezione, τ_{Rd} è la resistenza unitaria a taglio di calcolo di riferimento, pari a $0,25 \cdot 0,7 \cdot 0,30 \cdot \frac{\sqrt[3]{f_{cm}^2}}{\gamma_c \cdot FC}$, dove f_{cm} è la resistenza media del cls non affetta dal F.C. e d è l'altezza utile della sezione.

Come si può notare nella formula [11.11.1], la τ_{Rd} deve essere divisa per il FC e per γ_c ; ciò va obbligatoriamente fatto per tener conto del fattore di confidenza e di quello di sicurezza che per la valutazione dei meccanismi fragili deve essere necessariamente considerato.¹²

Il parametro k rappresenta il contributo dell'ingranamento e generalmente viene assunto pari ad 1 (condizione più sfavorevole), mentre i termini dentro la parentesi tonda esprimono il contributo dell'effetto spinotto (o bietta). Tale fattore è funzione della percentuale geometrica di armatura in trazione ben ancorata rispetto alla sezione in esame ed è espresso dalla seguente formula:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d}$$

Il termine aggiuntivo $0,15\sigma_{cp}$ rappresenta infine la variazione di resistenza tagliante per effetto della forza assiale N_{sd} .

Il contributo fornito dall'armatura a taglio presente nelle travi viene invece espresso dalla seguente formula:

$$V_{wd} = \frac{A_{sw} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ym}}{s \cdot FC \cdot \gamma_s} \quad [11.11.2]$$

nella quale A_{sw} rappresenta l'area di armatura a taglio disposta in un tratto s , f_{ym} è il valor medio della tensione di snervamento delle armature così come è stato ricavato dalle prove sui materiali, FC è il solito fattore di confidenza e γ_s il coefficiente parziale di sicurezza del materiale.

La forza di taglio sopportata da un elemento munito di armatura a taglio è in definitiva data da:

$$V_{Rd3} = V_{Rd1} + V_{wd}$$

Anche in questo caso, come accadeva per le capacità rotazionali, ogni elemento munito di armatura non simmetrica, possiederà due resistenze a taglio a seconda che l'armatura tesa sia quella inferiore o superiore; si rende dunque necessario calcolare entrambe le resistenze per poi considerare solamente il valore più basso, dato che il valore del taglio dovuto alla componente sismica sull'elemento è costante lungo tutto lo sviluppo dello stesso.

11.11.1 Il taglio di progetto

Nel capitolo normativo 11.2.6.1 viene specificato che *“le sollecitazioni trasmesse dagli elementi/meccanismi duttili possono essere prese uguali a:*

¹² Vedi p.to 11.3.2.2 dell'opcm 3431

- il valore D ottenuto dall'analisi, se la capacità C dell'elemento duttile, valutata usando i valori medi delle proprietà dei materiali, soddisfa $\rho = \frac{D}{C} \leq 1$;
- la capacità dell'elemento duttile, valutata usando i valori medi delle proprietà dei materiali moltiplicati per il fattore di confidenza, definito in 11.2.4, in relazione al livello di conoscenza raggiunto, se $\rho = \frac{D}{C} > 1$, con D e C definiti al punto precedente.”

Tradotto in termini pratici la norma ci dice che nel caso in cui la domanda sia superiore alla capacità dell'elemento si **può** prendere il valore della capacità ultima della sezione, **ottenuto considerando le proprietà medie dei materiali questa volta moltiplicate per il FC**, altrimenti si deve considerare il valore derivante dall'analisi; come sarà meglio comprensibile di seguito, questo si traduce in un maggior grado di sicurezza nei confronti delle caratteristiche di resistenza al taglio.

Data l'importante incidenza della qualità dell'acciaio nell'ambito della determinazione del momento ultimo (tanto più alte sono le sue caratteristiche di resistenza tanto maggiore sarà il valore del momento ultimo della sezione e dunque tanto più gravosa sarà la verifica) e dato il carattere non prescrittivo della norma, si ritiene plausibile non penalizzare troppo la verifica del meccanismo fragile, adottando una resistenza a snervamento dell'acciaio uguale al valor medio derivante direttamente dalle prove in situ, senza moltiplicarlo ulteriormente per il FC.

Questo discorso è valido anche se si pensa che generalmente la variabilità del valore medio relativo all'acciaio, non è così importante come la variabilità del valore di resistenza del calcestruzzo.

Facendo seguito alle considerazioni sopra fatte, nel caso specifico dell'esempio applicativo, si farà riferimento esclusivamente al secondo punto perché, oltre che ad essere a vantaggio di sicurezza, si deve tener presente che si sta utilizzando uno spettro elastico normalizzato per l'analisi strutturale, per cui è lecito aspettarsi che tutte le richieste di momento flettente (che nel nostro caso costituisce la domanda) siano superiori al momento resistente delle singole sezioni.

Il valore di V_{Rd3} , decurtato dell'aliquota afferente i carichi statici, va confrontato con il valore del taglio ultimo derivante dall'equilibrio con il valore del momento ultimo.

11.11 Determinazione del moltiplicatore dell'accelerazione per il raggiungimento del collasso a taglio per le travi (SLCO)

Il comportamento a taglio di un elemento primario, ai sensi della opcm 3431, rientra nell'ambito dei "meccanismi fragili" per cui, i parametri di resistenza dei materiali ai fini della caratterizzazione delle risorse a taglio, **devono essere divisi per i coefficienti parziali di sicurezza dei materiali**.

Prendiamo come esempio iniziale la solita **trave 2-4**.

CASO 1: armatura tesa inferiore

- Sezione della trave 30 cm x 45 cm;
- d = distanza dal lembo compresso delle armature tese = 430 mm;
- d' = distanza dal lembo compresso delle armature compresse = 20 mm
- $A_s = 308 \text{ mm}^2$ (2 ϕ 14)
- $A's = 421 \text{ mm}^2$ (2 ϕ 14 + 1 ϕ 12)
- L_v = luce di taglio \Rightarrow in via approssimata si può assumere che $L_v = 0,5 L$
- $d_b = 13,6 \text{ mm}$
- $f_{ydm} = \frac{316,5}{1,15} = 275,2 \text{ N/mm}^2$



- $f_{cdm} = \frac{11,073}{1,6} = 6,92 \text{ N/mm}^2$
- $E_{CLS} = 5700 \sqrt{\frac{f_{cdm}}{0,83}}$
- $E_{acc} = 210.000 \text{ N/mm}^2$
- *Carico assiale $P = 0 \text{ (N)}$*
- *Diametro staffe: $\phi 8$ con passo medio 25 cm*

In base ai precedenti dati di input, le espressioni [11.11.1] e [11.11.2] forniscono i seguenti risultati:

$$V_{Rd1} = 24.649 \text{ N}$$

$$V_{Wd} = 42.830 \text{ N}$$

Risulta dunque

$$V_{Rd3} = V_{Rd1} + V_{Wd} = 67.479 \text{ N}$$

A causa dei carichi statici presi in combinazione sismica il taglio residuo resistente risulta di

$$V_{Rd3_res} = 67.479 - 146.00 = 52.879 \text{ N}$$

Con riferimento alle indicazioni riportate al punto 11.2.6.1 dell'opcm 3431 la domanda deve essere valutata in base alle sollecitazioni trasmesse dagli elementi/meccanismi duttili ottenute da condizioni di equilibrio. Queste, come già detto, possono essere prese uguali alla capacità dell'elemento duttile valutata usando i valori medi delle proprietà dei materiali moltiplicate per i fattori di confidenza, in relazione al livello di conoscenza raggiunto.

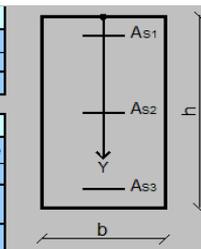
Il carattere non prescrittivo della norma consente dunque di giostrare sui valori del fattore di confidenza che, se utilizzati per incrementare le proprietà medie dei materiali, vanno poi a rendere la domanda più gravosa per l'elemento in esame che, si ricorda, è di per se caratterizzato da capacità di resistenza affette sia dal FC che dal coefficiente parziale di sicurezza.

In tale ottica si decide di calcolare la domanda di sollecitazione utilizzando i valori medi delle proprietà dei materiali degli elementi duttili senza moltiplicarle per il FC.

Di fatto la procedura prevede prima di tutto la determinazione del momento ultimo M_u per la sezione in esame per poi procedere al calcolo del taglio ultimo T_u , associato ad M_u attraverso la lunghezza della luce di taglio L_V .



Geometria sezione			Materiali		
b	h	copriferro	f _y	f _e	E _s
(m)	(m)	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
0.3	0.45	0.02	427.3	20.23	210000
Armatura sezione					
Φ	A _{so}	n° ferri	A _{stor}	y	Posizione
(mm)	(cm ²)	***	(cm ²)	(m)	***
14	1.539	2	3.077	0.02	Superiori
12	1.13	1	1.13	0.02	Centrali
0	0	0	0	0	Inferiori
14	1.539	2	3.077	0.43	Inferiori
0	0	0	0	0	



Proprietà dei Materiali	
Step di Calcolo	

Forza assiale N	
0.00	(kN)
Compressione N<0	
Trazione N>0	

Calcolo del diagramma

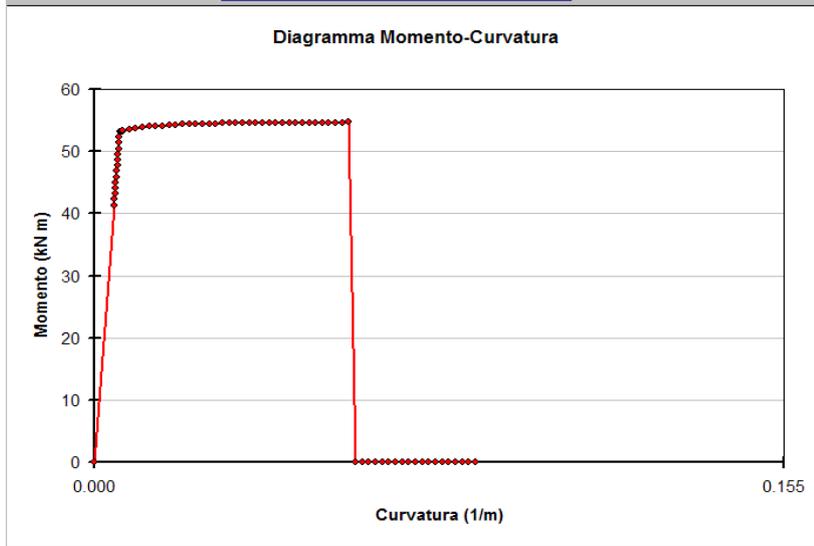


Figura 11.11.1

χ	M	x	ε _{cls}	σ _{cls}	ε _{steel}	σ _{steel}
(1/m)	(kN m)	(m)	***	(MPa)	***	(MPa)
0	0	0	0	0	0	0
0.0045	41.33	0.0785	0.0004	6.51	-0.0016	-332.19
0.0046	42.25	0.0785	0.0004	6.65	-0.0016	-339.53
0.0047	43.16	0.0786	0.0004	6.78	-0.0017	-346.87
0.0048	44.07	0.0786	0.0004	6.91	-0.0017	-354.21
0.0049	44.98	0.0786	0.0004	7.04	-0.0017	-361.54
0.0050	45.89	0.0787	0.0004	7.18	-0.0018	-368.88
0.0051	46.80	0.0787	0.0004	7.31	-0.0018	-376.21
0.0052	47.71	0.0788	0.0004	7.44	-0.0018	-383.54
0.0053	48.62	0.0788	0.0004	7.57	-0.0019	-390.86
0.0054	49.53	0.0789	0.0004	7.70	-0.0019	-398.19
0.0055	50.44	0.0789	0.0004	7.83	-0.0019	-405.51
0.0056	51.34	0.0790	0.0004	7.96	-0.0020	-412.83
0.0057	52.25	0.0790	0.0005	8.08	-0.0020	-420.15
0.0058	53.14	0.0790	0.0005	8.21	-0.0020	-427.28
0.0059	53.16	0.0783	0.0005	8.27	-0.0021	-427.28
0.0060	53.18	0.0776	0.0005	8.33	-0.0021	-427.28
0.0061	53.21	0.0770	0.0005	8.38	-0.0022	-427.28
0.0062	53.23	0.0763	0.0005	8.44	-0.0022	-427.28
0.0063	53.25	0.0757	0.0005	8.50	-0.0022	-427.28
0.0064	53.27	0.0751	0.0005	8.55	-0.0023	-427.28
0.0079	53.52	0.0673	0.0005	9.33	-0.0029	-427.28
0.0094	53.73	0.0615	0.0006	10.01	-0.0035	-427.28
0.0109	53.87	0.0570	0.0006	10.62	-0.0041	-427.28
0.0124	53.97	0.0535	0.0007	11.19	-0.0047	-427.28
0.0139	54.05	0.0505	0.0007	11.71	-0.0053	-427.28
0.0154	54.11	0.0480	0.0007	12.20	-0.0059	-427.28
0.0169	54.16	0.0459	0.0008	12.66	-0.0065	-427.28
0.0184	54.21	0.0441	0.0008	13.09	-0.0071	-427.28
0.0199	54.33	0.0425	0.0008	13.50	-0.0077	-427.28
0.0214	54.37	0.0411	0.0009	13.88	-0.0083	-427.28
0.0229	54.40	0.0398	0.0009	14.24	-0.0089	-427.28
0.0244	54.43	0.0387	0.0009	14.59	-0.0095	-427.28
0.0259	54.45	0.0377	0.0010	14.93	-0.0102	-427.28
0.0274	54.47	0.0368	0.0010	15.24	-0.0108	-427.28
0.0289	54.49	0.0359	0.0010	15.55	-0.0114	-427.28
0.0304	54.51	0.0352	0.0011	15.84	-0.0120	-427.28
0.0319	54.53	0.0345	0.0011	16.12	-0.0126	-427.28
0.0334	54.54	0.0338	0.0011	16.39	-0.0132	-427.28
0.0349	54.56	0.0332	0.0012	16.65	-0.0138	-427.28
0.0364	54.57	0.0327	0.0012	16.90	-0.0145	-427.28
0.0379	54.58	0.0322	0.0012	17.14	-0.0151	-427.28
0.0394	54.59	0.0317	0.0012	17.37	-0.0157	-427.28
0.0409	54.60	0.0313	0.0013	17.59	-0.0163	-427.28
0.0424	54.61	0.0308	0.0013	17.81	-0.0169	-427.28
0.0439	54.62	0.0305	0.0013	18.01	-0.0175	-427.28

Figura 11.11.2

Come è possibile notare dalla figura 11.11.1 è lecito considerare il momento flettente corrispondente allo snervamento (M_y) dell'acciaio praticamente coincidente col valore del momento ultimo (M_u) della sezione. Il valore di tale momento ultimo si può leggere nella tabella di figura 11.11.2 in cui in corrispondenza del valore di snervamento dell'acciaio (427,3 MPa) si ha un momento flettente pari a 53,14 KNm

In base a considerazioni legate esclusivamente all'equilibrio, il taglio ultimo (T_u) della sezione viene determinato in base alla seguente relazione:

$$L_v = \frac{M_u}{T_u}$$

in cui L_v è la luce di taglio pari, secondo la consueta convenzione, alla metà della luce di calcolo.

Nel caso esaminato si ha dunque che il $T_u = \frac{M_u}{L_v} = \frac{53.140}{1,6} = 33.213N$.

Il valore appena calcolato va confrontato col valore dal taglio residuo per cui, essendo quest'ultimo superiore, la trave sicuramente non andrà in crisi per taglio.

Per calcolare il moltiplicatore dell'accelerazione per il collasso a taglio si deve ora impostare una proporzione lineare che identifichi la relazione tra moltiplicatore e valore del taglio critico;

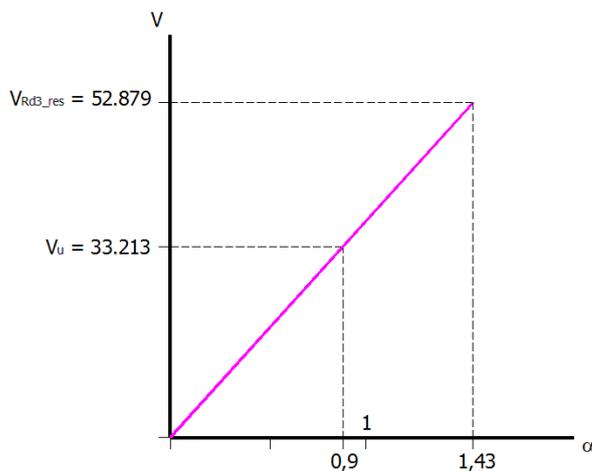


Figura 11.11.1

A partire dal valore del moltiplicatore dell'accelerazione per il collasso rotazionale (0,9g) correlato al valore del taglio ultimo $T_u = 33.213$ N, conoscendo il valore del $V_{Rd3_res} = 52.879$ N, si ricava il valore del moltiplicatore dell'accelerazione che manderebbe in crisi la trave a taglio

$$\alpha_{co_T} = \frac{52.879 \cdot 0,9}{33.213} = 1,43$$

11.12 Determinazione del moltiplicatore dell'accelerazione per il raggiungimento del collasso a taglio per i pilastri (SLCO)

La procedura tecnica per il conseguimento del moltiplicatore di collasso che provoca la prima "crisi" a taglio nei pilastri è analoga a quella appena vista per le travi con l'unica ma importante eccezione che consiste nel dover valutare il coeff.te α sia per la direzione X che per quella Y.

In linea generale infatti, non sono affatto trascurabili le sollecitazioni che interessano la direzione trasversale a quella di ingresso del sisma; a tal proposito si ricorda che il sisma agente secondo una direzione "principale" deve essere sempre combinato con un sisma trasversale avente una "intensità" pari al 30% di quella del sisma principale, per cui è lecito aspettarsi che la struttura subisca delle sollecitazioni importanti anche lungo la direzione "secondaria".

Tale situazione può essere ulteriormente aggravata se l'edificio è caratterizzato da un comportamento "torcente" non trascurabile, cosa che è facilmente riscontrabile nelle strutture a forma irregolare.

Nell'ambito dell' edificio scolastico oggetto del nostro studio, prendiamo come riferimento il solito **pilastro 2**.

CASO 1: base = 30 cm, altezza = 40 cm – Direzione Y (secondaria)

- Sezione del pilastro 30 cm x 40 cm;
- d = distanza dal lembo compresso delle armature tese = 380 mm;
- d' = distanza dal lembo compresso delle armature compresse = 20 mm
- $A_s = 402 \text{ mm}^2$ (2 ϕ 16)
- $A's = 402 \text{ mm}^2$ (2 ϕ 16)
- L_v = luce di taglio \Rightarrow in via approssimata si può assumere che $L_v = 0,5 L$
- $d_b = 16 \text{ mm}$
- $f_{ydm} = \frac{316,5}{1,15} = 275,2 \text{ N/mm}^2$
- $f_{cdm} = \frac{9,15}{1,6} = 5,72 \text{ N/mm}^2$
- $E_{CLS} = 5700 \sqrt{\frac{f_{cdm}}{0,83}}$
- $E_{acc} = 210000 \text{ N/mm}^2$
- Carico assiale $P = 200.040$ (N)

- Diametro staffe: $\phi 6$ con passo medio 25 cm

In base ai precedenti dati di input, le espressioni [11.10.1] e [11.10.1] forniscono i seguenti risultati:

$$V_{Rd1} = 47.911 \text{ N}$$

$$V_{Wd} = 21.290 \text{ N}$$

Risulta dunque

$$V_{Rd3} = V_{Rd1} + V_{Wd} = 69.202 \text{ N}$$

A causa dei carichi statici presi in combinazione sismica il taglio residuo resistente risulta di

$$V_{Rd3_res} = 69.202 - 6.407 = 62.795 \text{ N}$$

Per quello che riguarda la determinazione del taglio residuo V_{Rd3_res} , è opportuno sottolineare che di solito il contributo negativo che viene svolto dalla sollecitazione di taglio dovuta alla combinazione dei carichi statici è trascurabile, tuttavia soprattutto nel caso di pilastri su cui si intestano travi molto caricate e lunghe (è il caso del pilastro n° 6 ad esempio), il “taglio statico” assume valori importanti e dunque va considerato.

Analogamente a quanto fatto per la trave 2-4, calcoliamo il taglio ultimo per il pilastro 2, seguendo la stessa procedura sopra riportata.

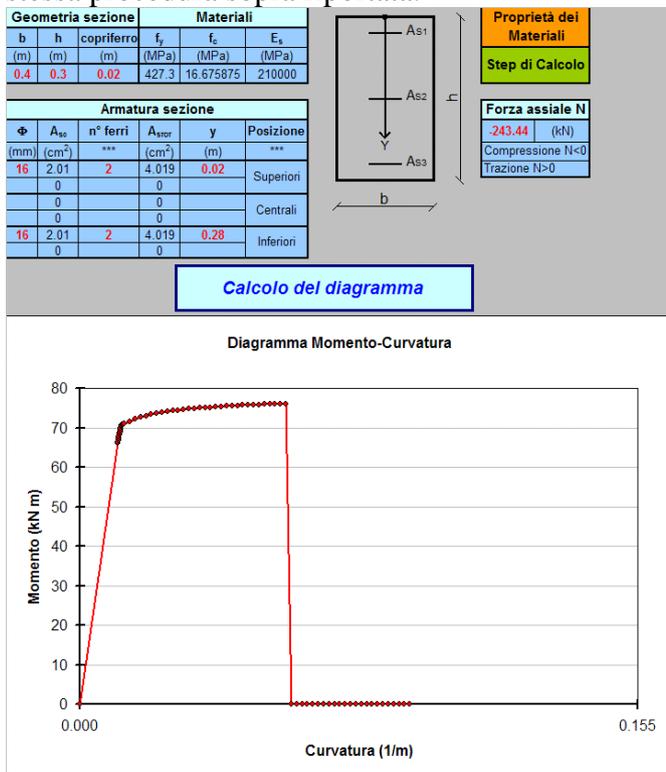


Figura 11.12.1

χ	M	x	ε _{cls}	σ _{cls}	ε _{steel}	σ _{steel}
(1/m)	(kN m)	(m)	***	(MPa)	***	(MPa)
0	0	0	0	0	0	0
0.0105	66.02	0.1062	0.0011	13.41	-0.0018	-383.19
0.0106	66.45	0.1060	0.0011	13.47	-0.0018	-387.33
0.0107	66.88	0.1058	0.0011	13.53	-0.0019	-391.48
0.0108	67.31	0.1056	0.0011	13.59	-0.0019	-395.62
0.0109	67.75	0.1054	0.0011	13.65	-0.0019	-399.77
0.0110	68.18	0.1051	0.0012	13.71	-0.0019	-403.91
0.0111	68.61	0.1049	0.0012	13.77	-0.0019	-408.05
0.0112	69.04	0.1047	0.0012	13.83	-0.0020	-412.20
0.0113	69.47	0.1046	0.0012	13.88	-0.0020	-416.34
0.0114	69.90	0.1044	0.0012	13.94	-0.0020	-420.47
0.0115	70.32	0.1042	0.0012	13.99	-0.0020	-424.61
0.0116	70.62	0.1039	0.0012	14.04	-0.0020	-427.28
0.0117	70.67	0.1035	0.0012	14.08	-0.0021	-427.28
0.0118	70.72	0.1031	0.0012	14.11	-0.0021	-427.28
0.0119	70.77	0.1026	0.0012	14.15	-0.0021	-427.28
0.0120	70.82	0.1022	0.0012	14.18	-0.0021	-427.28
0.0121	70.86	0.1018	0.0012	14.22	-0.0022	-427.28
0.0122	70.91	0.1014	0.0012	14.25	-0.0022	-427.28
0.0123	70.96	0.1010	0.0012	14.28	-0.0022	-427.28
0.0124	71.00	0.1006	0.0012	14.32	-0.0022	-427.28
0.0139	71.64	0.0953	0.0013	14.77	-0.0026	-427.28
0.0154	72.16	0.0907	0.0014	15.16	-0.0029	-427.28
0.0169	72.60	0.0869	0.0015	15.50	-0.0033	-427.28
0.0184	72.99	0.0835	0.0015	15.78	-0.0036	-427.28
0.0199	73.31	0.0805	0.0016	16.02	-0.0040	-427.28
0.0214	73.59	0.0779	0.0017	16.21	-0.0043	-427.28
0.0229	73.84	0.0755	0.0017	16.37	-0.0047	-427.28
0.0244	74.05	0.0734	0.0018	16.49	-0.0050	-427.28
0.0259	74.24	0.0715	0.0019	16.58	-0.0054	-427.28
0.0274	74.45	0.0697	0.0019	16.64	-0.0058	-427.28
0.0289	74.60	0.0682	0.0020	16.67	-0.0061	-427.28
0.0304	74.74	0.0667	0.0020	16.68	-0.0065	-427.28
0.0319	74.86	0.0653	0.0021	16.68	-0.0068	-427.28
0.0334	74.97	0.0641	0.0021	16.68	-0.0072	-427.28
0.0349	75.08	0.0629	0.0022	16.68	-0.0076	-427.28
0.0364	75.17	0.0619	0.0023	16.68	-0.0079	-427.28
0.0379	75.26	0.0608	0.0023	16.68	-0.0083	-427.28
0.0394	75.35	0.0599	0.0024	16.68	-0.0087	-427.28
0.0409	75.42	0.0590	0.0024	16.68	-0.0090	-427.28
0.0424	75.50	0.0582	0.0025	16.68	-0.0094	-427.28
0.0439	75.56	0.0574	0.0025	16.68	-0.0098	-427.28
0.0454	75.68	0.0566	0.0026	16.68	-0.0101	-427.28
0.0469	75.74	0.0559	0.0026	16.68	-0.0105	-427.28
0.0484	75.79	0.0552	0.0027	16.68	-0.0109	-427.28

Figura 11.12.2

Nel caso dei pilastri si può notare come l'andamento del ramo plastico tenda ad essere leggermente “incurdente” cioè il valore del momento flettente allo snervamento (M_y) non permane più o meno

costante fino alla curvatura ultima, bensì cresce leggermente; tale crescita è tanto più accentuata quanto maggiore è l'incidenza del carico assiale; è per questo che nelle travi non si apprezza tale comportamento. Il valore di M_u va dunque preso in corrispondenza del valore prossimo al collasso per cui esso vale 70,62 KNm; il valore del taglio ultimo (T_u) è fortemente condizionato dal valore della luce di taglio L_V che assume un valore basso in virtù della ridottissima altezza dell'elemento ($L_V = 0,6$ m).

A differenza di ciò che avveniva per la trave sopra esaminata, in questo caso il valore di T_u è superiore a V_{Rd3_res} per cui la crisi per taglio anticipa quella per flessione.

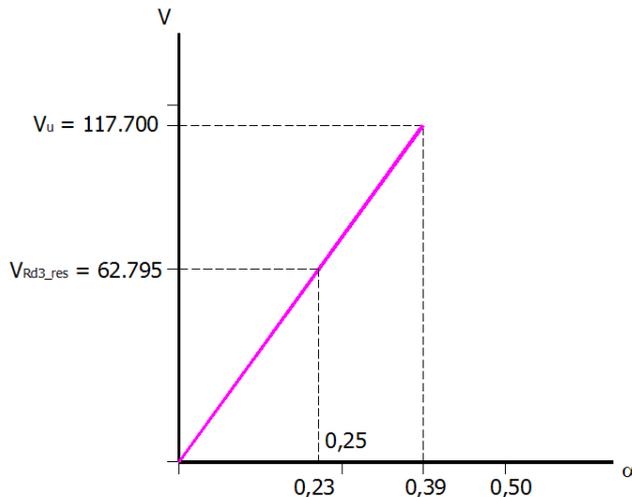


Figura 11.11.2

La crisi per rotazione avviene in corrispondenza di un moltiplicatore dell'accelerazione pari a 0,39g a cui è associabile un taglio ultimo $T_u = 117.700$ N.

Il taglio residuo $V_{Rd3_res} = 62.795$ N è decisamente più basso del valore del taglio che equilibra il momento ultimo della sezione; ciò significa che l'elemento è fragile ed il moltiplicatore di collasso per il taglio è:

$$\alpha_{co_T} = \frac{62.795 \cdot 0,39}{117.700} = 0,21$$

Si noti che, qualora l'elemento fosse stato caratterizzato da una luce di taglio doppia rispetto a quella che in effetti ha, la crisi flessionale avrebbe anticipato quella per taglio; in questo caso infatti il T_u sarebbe stato pari a 58.850 N.

11.13 Determinazione del moltiplicatore dell'accelerazione per il raggiungimento del primo collasso a taglio per le travi e per i pilastri (SLCO)

Estendendo la verifica a tutti gli elementi del primo impalcato si ottiene una situazione la cui rappresentazione è visualizzata nelle successive due figure ove, distinguendo travi e pilastri, vengono messi in evidenza gli elementi che vanno in crisi per carichi statici o per la precoce rottura a taglio.

**TRAVI
 IMPALCATO PIANO TERRA
 Verifica al taglio**

Mancata verifica sismica 
 Collasso carichi statici 

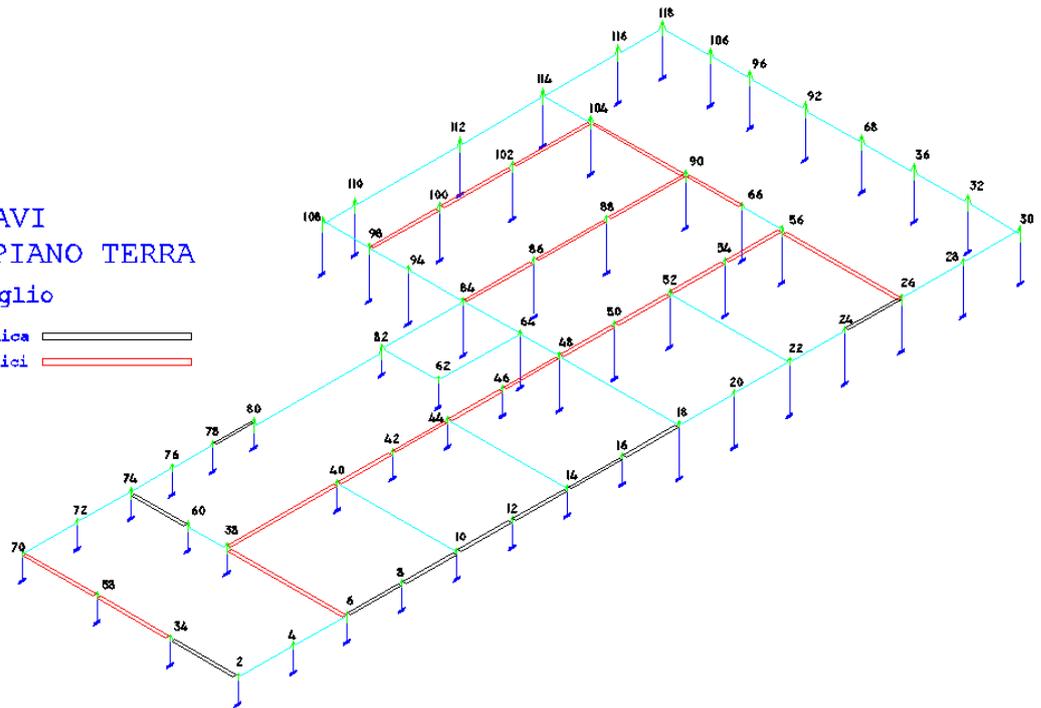


Figura 11.13.1 - Risultati delle verifiche a taglio sulle travi

**PILASTRI
 IMPALCATO PIANO TERRA
 Verifica al taglio**

Collasso a flessione
 mancata verifica a taglio 
 Collasso a taglio 

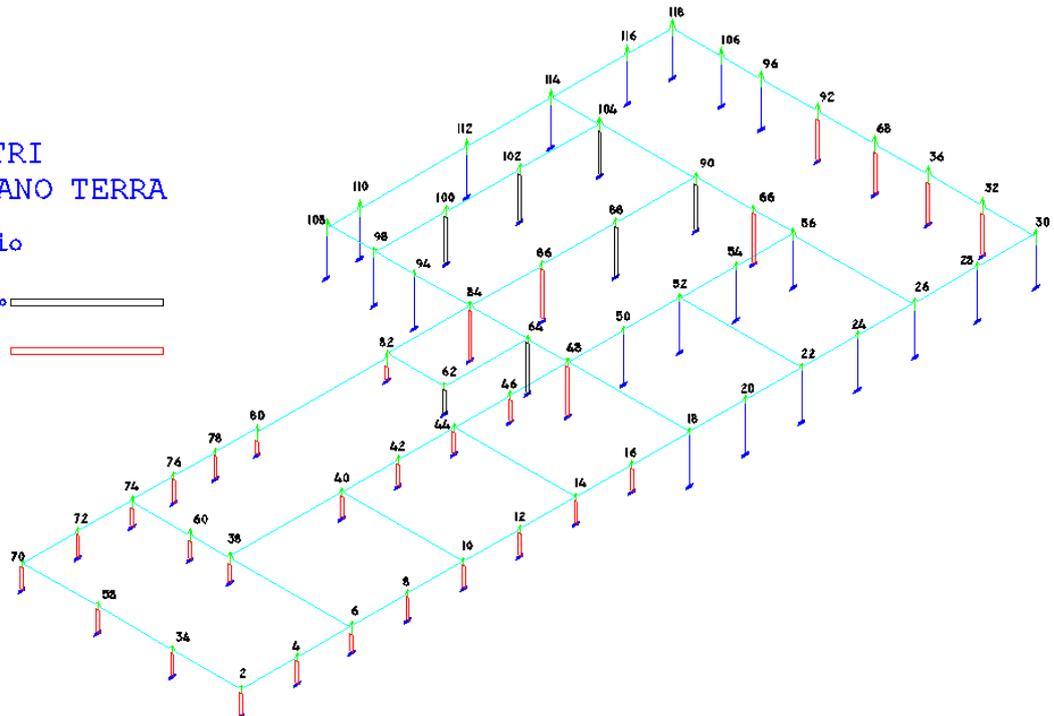


Figura 11.13.2 - Risultati delle verifiche a taglio sui pilastri

Nella figura 11.13.1 è possibile visualizzare lo stato di verifica delle travi; come era lecito aspettarsi alcune travi non verificano a taglio per la combinazione di carico statico (travi rosse), mentre alcune travi (in nero) non verificano a taglio perché non raggiungono il target prestazionale richiesto dalle norme sismiche.

Nell'ottica di un approccio alla verifica già legato in questa fase a iniziative progettuali, adeguando sismicamente le sole travi non conformi ai carichi statici, il moltiplicatore dell'accelerazione per le travi passa da zero (mancata verifica ai carichi statici) a 0,20g, per cui il relativo indice di rischio diventa

$$I_{R_CO_taglio} = \frac{0,20}{0,25 \cdot 1,5} = 0,533.$$

Per i pilastri la situazione si rileva più problematica; se da un lato nessun elemento verticale va in crisi per carichi statici è pur vero che il moltiplicatore dell'accelerazione più piccolo è pari a 0,05g. Come è possibile appurare osservando la figura 11.13.2, gli elementi maggiormente critici sono i pilastri corti, a ulteriore conferma che questi elementi, costituenti la carenza strutturale più rilevante, vanno assolutamente adeguati; è per questo che nella prospettiva volta all'eliminazione dei difetti più gravi, è necessaria la programmazione di un intervento immediato che preveda ad esempio l'inserimento di setti in c.a. che possano confinare tutti gli elementi verticali tozzi.

In quest'ottica il moltiplicatore dell'accelerazione passerebbe da 0,05g a 0,22 (concentrato in particolare nel pilastro 66), facendo aumentare l'indice di rischio da $I_{R_CO_taglio} = \frac{0,05}{0,25 \cdot 1,5} = 0,133$ a

$$I_{R_CO_taglio} = \frac{0,22}{0,25 \cdot 1,5} = 0,586$$

11.14 Considerazioni sulle verifiche ai meccanismi di taglio

La metodologia esposta nel presente capitolo rappresenta un sistema di indagine coerente con l'analisi al collasso prevista per i meccanismi duttili di rotazione; le considerazioni svolte sulle sollecitazioni di progetto basate sull'equilibrio tra i meccanismi duttili e quelli fragili, portano infatti a risultati che rappresentano con sufficiente realismo il comportamento degli elementi.

Il metodo serve anche per avere una immediata valutazione degli elementi che vanno in crisi per taglio sotto l'effetto dei soli carichi gravitazionali; in effetti alcune travi, dotate di un taglio resistente limitato e particolarmente caricate in conseguenza dell'orditura del solaio, vedono superate le proprie resistenze al taglio già in condizioni statiche¹³.

A rigore dunque, per gli elementi in cui la crisi avviene in campo statico, il moltiplicatore dell'accelerazione per il collasso a taglio deve essere pari a zero. Si faccia attenzione però a valutare criticamente tale valore; infatti se gli elementi che vanno in crisi sotto i carichi statici sono pochi, si può già programmare per essi un intervento di adeguamento immediato¹⁴ per poi condurre l'analisi globale con le nuove caratteristiche di resistenza.

E chiaro che tale approccio crea diversi interrogativi legati ad esempio al numero minimo di elementi da adeguare; fermo restando la necessità di intervenire sicuramente sugli elementi che vanno in crisi per carichi statici, potrebbe però essere necessario adeguare immediatamente anche elementi che si trovano poco al di sopra dei limiti statici, perché questi elementi sono sicuramente dotati di un moltiplicatore sismico bassissimo.

Ricordando che la crisi del primo elemento condiziona il risultato globale della struttura, sembra opportuno adottare una strategia che possa in qualche modo innalzare il moltiplicatore al taglio minimo¹⁵, magari adeguando subito un numero ulteriore di elementi in base ad un criterio non standard legato ad

¹³ Si faccia caso che la combinazione statica di riferimento è sempre quella che prevede i carichi accidentali in combinazione sismica e dunque affetti dai coefficienti riduttivi.

¹⁴ Adeguamento sismico.

¹⁵ Con la stessa filosofia con cui si è ideato un sistema per innalzare criticamente il moltiplicatore di collasso rotazionale.

esempio a condizioni di fattibilità tecnica, a valutazioni economiche nonché all'importanza strutturale dell'elemento stesso.

In quest'ottica, non si può prescindere dunque da una metodologia di indagine contemporaneamente legata sia alla verifica sia al progetto.

11.15 La procedura per la determinazione dei moltiplicatori dell'accelerazione per il collasso dei nodi strutturali

La procedura per l'analisi dei nodi strutturali in regime di collasso si propone di determinare i vari moltiplicatori dell'accelerazione che provocano la crisi, sia essa dovuta all'eccesso di sforzo di trazione o di compressione.

Innanzitutto occorre specificare che si definisce "nodo" la zona del pilastro che si incrocia con le travi ad esso concorrenti.

La verifica di tali elementi è obbligatoria solo per i nodi "non confinati" ai sensi delle indicazioni riportate al punto 5.4.3.1. dell'opcm 3431; stante tale specifica, la struttura in esame possiede praticamente quasi tutti i nodi non confinati, o più specificatamente, quasi tutti sono "non interamente confinati".

Si osservi a tal proposito la successiva figura che rappresenta la struttura dell'impalcato del piano terra.

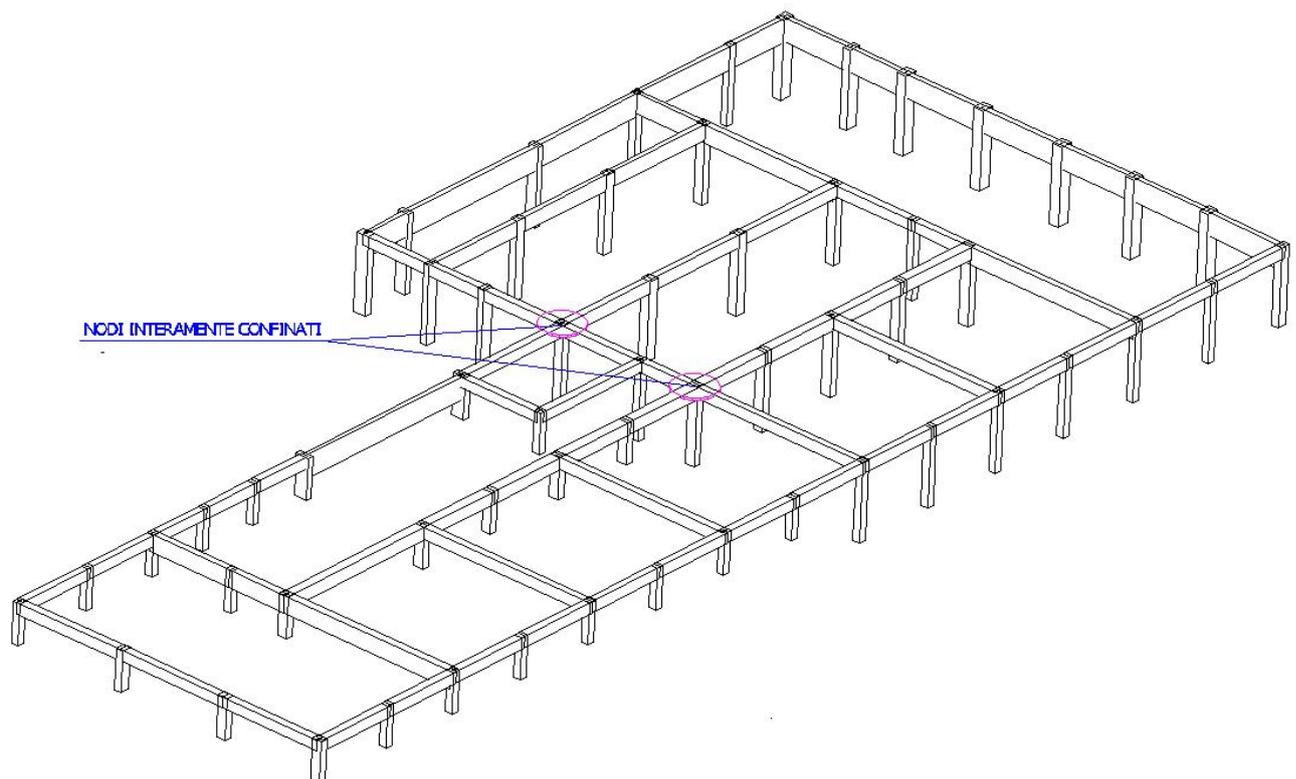


Figura 11.15.1 - Primo impalcato (nodi confinati)

La figura mostra come solo due nodi siano interamente confinati, mentre gli altri sono parzialmente confinati; a rigore la maggior parte dei pilastri risulta confinata solo in un verso, mentre nell'altro risultano liberi o al massimo interessati da una unica trave.

Questa caratteristica è tipica degli edifici in c.a. non calcolati secondo criteri sismici e per i quali non tutti i pilastri sono inseriti in telai resistenti.¹⁶

¹⁶ Questa caratteristica era già emersa nell'ambito dello studio della regolarità strutturale (Prima parte)

Per il calcolo del moltiplicatore dell'accelerazione che provoca il primo collasso dei nodi strutturali, il DPCM 21 ottobre 2003 indica la seguente strategia:

- Determinazione della capacità resistente di ogni nodo sia a trazione che a compressione.
- Calcolo del rapporto tra le capacità nodali e le tensioni derivanti dalla condizione di armatura longitudinale delle travi concorrenti in regime di snervamento e carico assiale "medio" (α_n);
- Confronto tra α_n e $\alpha_{1,0\%/50\text{anni}}$, per la determinazione del livello di vulnerabilità.

La valutazione del moltiplicatore che provoca il primo collasso nodale deve passare preliminarmente per la valutazione delle capacità di resistenza a trazione e compressione dei singoli nodi, che si determina utilizzando le formule riportate nella norma.

Si tratta anche in questo caso della valutazione di un tipico meccanismo fragile, per cui la determinazione delle capacità dei singoli elementi vanno condotte applicando ai valori medi delle proprietà dei materiali il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali stessi (1,6 per il cls e 1,15 per l'acciaio).

11.16 L'identificazione dei nodi non confinati

Conformemente alle notazioni riportate nel punto 5.4.3.1 dell'OPCM il confinamento del nodo si intende realizzato interamente, quando su ogni faccia la sezione della trave si sovrappone per almeno $\frac{3}{4}$ della larghezza del pilastro, e su entrambe le coppie di facce opposte del nodo le sezioni delle travi si ricoprono per almeno $\frac{3}{4}$ dell'altezza; conseguentemente sono sistematicamente "non interamente confinati" i nodi in cui non convergono travi sulle quattro facce.

Ciò capita generalmente in tutti i nodi terminali dei telai ma, soprattutto nelle strutture esistenti non progettate secondo i criteri sismici, è consuetudine incontrare nodi non interamente confinati anche tra quelli centrali.

La scuola di Camerano ne è un esempio lampante; si osservi a tal proposito la seguente figura, rappresentativa della carpenteria del piano terra (*figura 11.16.1*).

Ai fini pratici, si riporta in maniera rigorosa l'identificazione e l'analisi dei nodi secondo la direzione di ingresso principale del sisma (x positivo), fermo restando che le stesse considerazioni andranno ripetute per l'altra direzione.

Lungo la direzione x positiva si possono rilevare 27 nodi non confinati, evidenziati da un cerchio rosso, alcuni dei quali sono evidentemente nodi centrali; si noti che diversi nodi tra quelli cerchiati sono nodi che lungo la direzione in esame non hanno delle travi intestate, per cui nel meccanismo di collasso non entra in gioco la trazione delle armature longitudinali. Nell'accezione rigorosa di "nodo" secondo la norma, questi elementi non rientrano nella definizione di cui al punto 5.4.3.1 perché in effetti non esiste punto di incrocio trave-pilastro per cui se ne potrebbe omettere la verifica; tra l'altro l'esperienza ha mostrato come in effetti non sono questi i nodi che vanno in crisi perché appunto viene a mancare il "motore" principale di collasso che è lo sforzo di trazione sulle barre superiori delle travi.

Un controllo è comunque doveroso nel momento in cui si presume un importante sforzo di taglio proveniente dal pilastro superiore.

Si ponga particolare attenzione inoltre ai nodi 80 ed 82; pur se essi all'apparenza risultino essere confinati lungo la direzione x, in realtà essi non rispettano il requisito della copertura di almeno $\frac{3}{4}$ della sezione del pilastro su cui si intestano, pertanto il confinamento non viene considerato efficace.

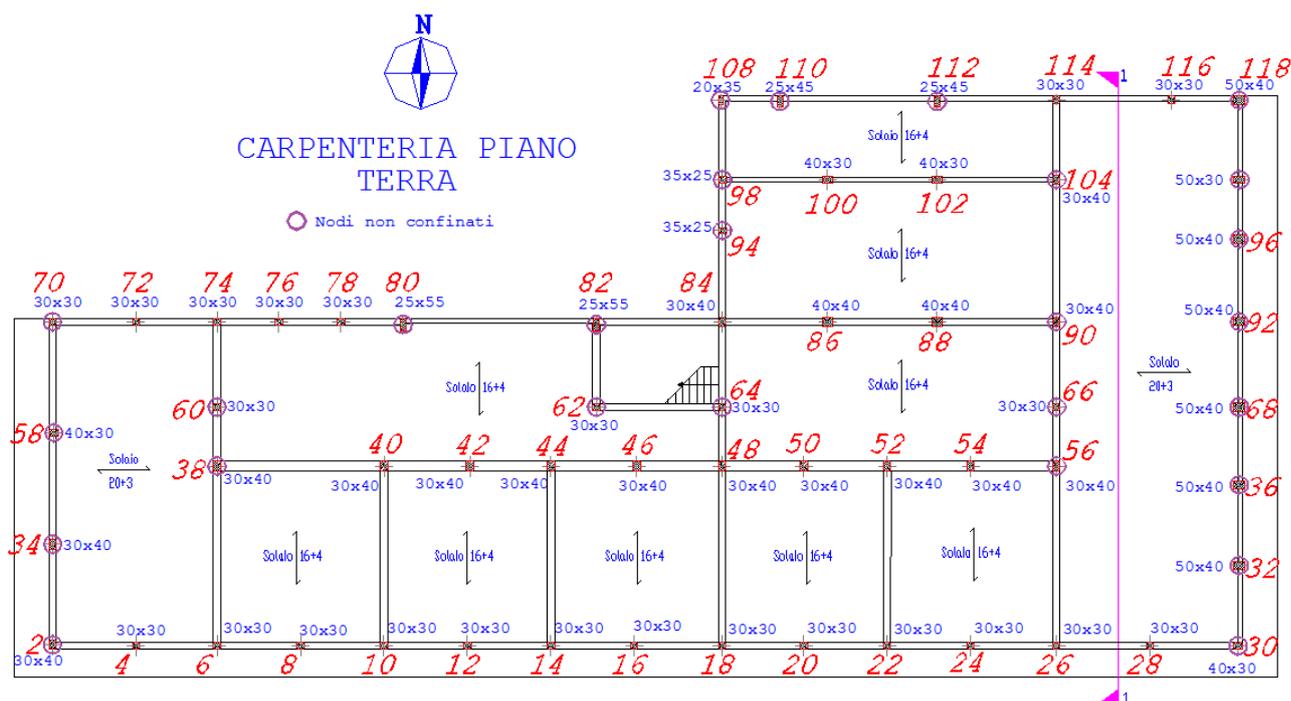


Figura 11.16.1 – Nodi non confinati in direzione X

L'assenza del confinamento operato dalle travi deve essere compensata da una opportuna armatura che garantisca una elevata resistenza del nodo, che non deve naturalmente pervenire alla rottura prima della trave e del pilastro; tale armatura trasversale, costituita da staffe, deve avere come compito anche quello di contenere le armature longitudinali compresse del pilastro.

Tali particolari costruttivo/strutturali, tipici di una progettazione sismica basata sulla duttilità, difficilmente possono essere riscontrati in edifici in c.a. esistenti, soprattutto se questi sono stati progettati in assenza di norme sismiche.

Difatti, la scuola di Camerano, come è stato possibile rilevare direttamente mediante una serie di indagini a campione e saggi diretti sui nodi "incriminati", non possiede armature trasversali interne ai nodi, rendendo così obbligatoria la verifica degli stessi.

11.17 Le capacità limite dei nodi strutturali

Al punto 11.3.2.3 la norma specifica che la resistenza limite a trazione ed a compressione diagonale di un nodo strutturale, può essere determinata secondo le seguenti espressioni:

- Capacità limite a trazione diagonale: $0,3\sqrt{f_c}$, ove f_c , espressa in *Mpa*, rappresenta la resistenza media a compressione del calcestruzzo, così come è stata determinata dalle prove in situ (f_{cdm}), divisa per il fattore di confidenza (*FC*) e per il fattore parziale di sicurezza γ_c ;
- Capacità limite a compressione diagonale: $0,5 f_c$, con f_c espressa sempre in *Mpa*.

La f_c del nodo, date le consuete modalità di getto in opera delle strutture in c.a., è riconducibile al valor medio della resistenza determinato per le travi, diviso per il FC e per il coefficiente parziale pari ad 1,6, pertanto si assumerà che:

$$\sigma_{nt_lim} = 0,3\sqrt{f_c} = 0,3\sqrt{6,92} = 0,79 \text{ N/mm}^2 - \text{resistenza alla trazione diagonale}$$

$$\sigma_{nc_lim} = 0,5 f_c = 0,5 \times 6,92 = 3,46 \text{ N/mm}^2 - \text{resistenza alla compressione diagonale}$$

11.18 Le tensioni sui nodi

Sempre al punto 11.3.2.3, l'ordinanza 3431 indica che le tensioni di compressione e trazione diagonali, possono essere determinate secondo le seguenti formulazioni:

$$\text{Resistenza a trazione: } \sigma_{nt} = \frac{N}{2A_g} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \quad [11.18.1]$$

$$\text{Resistenza a compressione: } \sigma_{nc} = \frac{N}{2A_g} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \quad [11.18.2]$$

Nelle espressioni sopra scritte, N rappresenta l'azione assiale derivante dal pilastro superiore, azione assiale che viene determinata dalla consueta combinazione dei soli carichi statici nei quali gli accidentali sono presi con i coefficienti di combinazione sismica di cui alla tabella 3.2.VI delle Norme Tecniche sulle Costruzioni.

V_n indica invece il taglio totale agente sul nodo, determinato considerando sia il taglio T derivante dall'azione presente nel pilastro superiore, sia quello dovuto alla sollecitazione di trazione presente nell'armatura longitudinale superiore della trave.

A_g indica la sezione orizzontale del nodo, intendendo con questa la zona di pilastro che si incrocia con le travi concorrenti.

Per comprendere meglio il senso della verifica richiesta dalla opcm 3431 sui nodi strutturali, si è deciso di approfondire lo studio relativamente alla metodologia di calcolo della domanda di taglio che agisce nel nucleo dello stesso. Le considerazioni che seguono riflettono lo stato di un nodo interno ma si possono estendere anche ai nodi perimetrali, ove di fatto verranno a mancare i contributi della trave adiacente.

Le forze agenti nel nucleo di un nodo interno di una struttura soggetta ad azione sismica sono così schematizzabili:

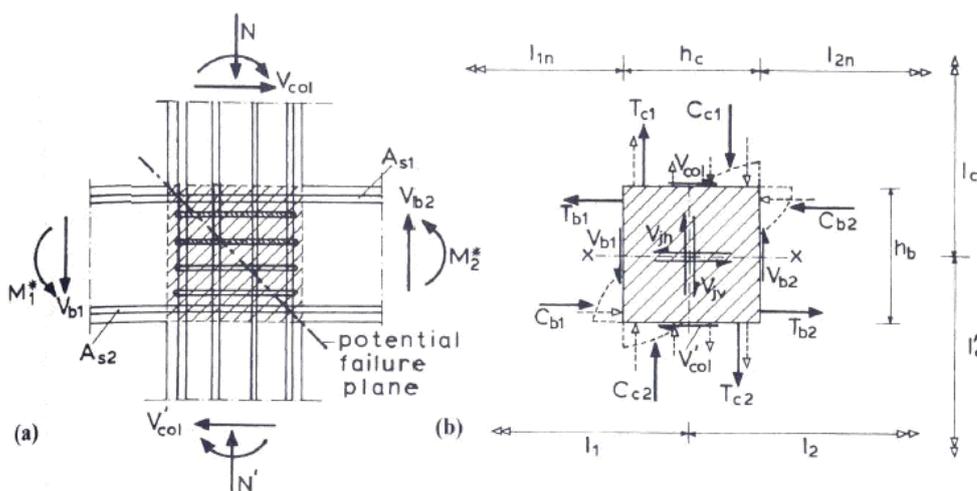


Figura 11.18.1.

Costruzioni in zona sismica - Parte 3b - Ing. Walter Salvatore - Università di Pisa

Nel caso in cui le cerniere plastiche si formino alle estremità delle travi, le forze agenti a livello della fibra media del nodo (considerato ora come corpo libero) hanno andamento orizzontale, per cui l'equilibrio in direzione x-x sarà:

$$V_{jh} = T_{b1} + C_{b2} - V_{col}$$

in cui uguagliando compressione C_{b2} e trazione T_{b2} si ha:

$$V_{jh} = T_{b1} + T_{b2} - V_{col}$$

Se viene assunto che l'armatura longitudinale superiore ed inferiore della travi snervi (ipotesi più che lecita in regime di collasso), la forza orizzontale agente sul nodo può essere espressa come:

$$V_{jh} = f_{ym} \times (A_{s1} + A_{s2}) - V_{col}$$

Nel caso di nodi esterni la formula si riduce in:

$$V_{jh} = f_{ym} \times A_{s1} - V_{col}$$

Il meccanismo di trasferimento del taglio nei nodi trave-colonna è piuttosto complesso poiché l'interazione tra le forze in gioco avviene in una zona piuttosto limitata.

Il taglio totale all'interno del nucleo è parzialmente sopportato da un puntone diagonale in calcestruzzo che si forma tra gli angoli del nodo soggetti alla compressione e parzialmente da un tirante che, in assenza di adeguata armatura, è costituito anch'esso esclusivamente da calcestruzzo.

La componente principale di tale meccanismo è evidentemente il puntone diagonale che porta la compressione, assorbendo la maggior parte della forza di taglio globalmente agente; la forza di taglio assorbita da esso cresce all'aumentare del carico assiale di compressione presente nella colonna perché questo implica una crescita della zona del nodo soggetta a compressione e dunque dello spessore del puntone compresso.

La norma, attraverso le formule presenti al punto 11.3.2.3, richiede dunque di tenere sotto controllo la tensione di compressione e trazione che si sviluppa all'interno del nucleo, coinvolgendo sia la resistenza a compressione che quella a trazione del calcestruzzo, supponendo dunque l'assenza di adeguata armatura (cosa peraltro più che comune nelle strutture esistenti).

Si tenga presente che tale formulazione è simile a quella dell'Eurocodice 8 parte 3 (Edifici esistenti) in cui però, per la determinazione della domanda di taglio, si fa esplicito riferimento alle formule valide per strutture nuove; ciò implica l'utilizzo del fattore di sovrarresistenza γ_{rd} (1,20) che tiene implicitamente conto della possibilità che la tensione di snervamento sia superiore a quella di progetto e che possano nascere fenomeni di incrudimento. Si ritiene che tale coefficiente possa essere utilizzato in un'ottica di verifica cautelativa, simile a quella che l'ordinanza prevede incrementando la tensione di snervamento dell'acciaio del FC¹⁷ (tra l'altro se il FC fosse proprio 1,2 si avrebbe perfetta coincidenza tra le due norme) e ci si voglia dunque cautelare nei confronti della verifica del nodo; d'altronde a rigore l'utilizzo del fattore di sovrarresistenza è fondamentale in un'ottica di progettazione di nuove strutture in classe di duttilità alta, ove si può controllare più facilmente la gerarchia delle resistenze e che dunque non sia applicabile in maniera diretta nella fase di verifica di una struttura esistente; potrebbe invece essere indicativo utilizzarlo nella fase di verifica della struttura adeguata.

Recependo quantitativamente le osservazioni sopra riportate, per non essere eccessivamente penalizzanti, si decide di assumere il valore dello sforzo di trazione f_{ym} da considerare per la stima di V_{jh} (nella opcm

¹⁷ Si ricordi le indicazioni del punto 11.2.6.1 della opcm 3431

3431 V_n) pari al valor medio della tensione di snervamento così come determinata tramite le prove in situ¹⁸, senza incrementarlo per il FC.

Osservando le formule appena scritte si nota come il valore del taglio derivante dal pilastro superiore, tenda a far diminuire il valore della domanda di taglio per cui, in un ottica di verifica cautelativa, può essere trascurato.

In effetti l'ipotesi di base per la verifica del nodo strutturale è quella che prevede il raggiungimento della tensione di snervamento nelle barre superiori, per cui a rigore il valore del taglio da considerare è quello che si ha in coincidenza di questo stato tensionale sulle barre longitudinali. Non è affatto semplice stimare il valore di V_{col} corrispondente allo stato tensionale ricercato, si potrebbe ipotizzare che in corrispondenza del raggiungimento dello snervamento nelle barre longitudinali della trave, il pilastro superiore abbia raggiunto lo stato di collasso e dunque si possa far coincidere V_{col} con il più piccolo tra V_{res} e V_u .

Comunque, nell'ottica di una semplificazione della procedura di calcolo è ammissibile trascurare completamente il taglio proveniente dalla colonna superiore, ponendoci così nella situazione più critica per il nodo.

Da quanto risulta sopra, omettendo quindi il contributo del taglio proveniente dal pilastro superiore si ha che la forza orizzontale che sollecita il nodo è solo dovuta al contributo dell'armatura.

A titolo di esempio applicativo, calcoliamo le tensioni in un nodo tipo; concentriamo l'attenzione sul **nodo strutturale 30** rappresentato in *figura 11.18.2*.

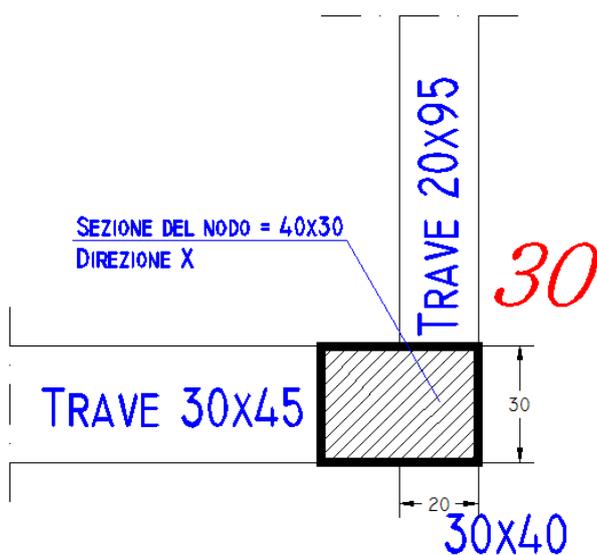


Figura 11.18.2a – Nodo strutturale n° 30

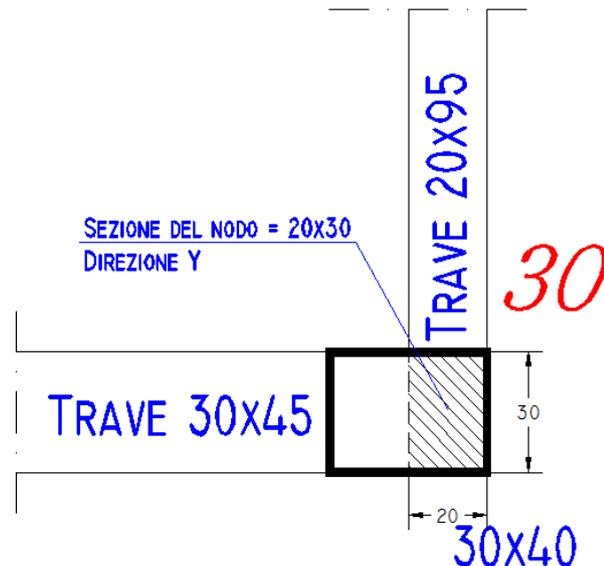


Figura 11.18.2b – Nodo strutturale n° 30

A fronte di un pilastro d'angolo di dimensione 30x40, si ha una sezione orizzontale del nodo pari a $40 \times 30 = 1.200 \text{ cm}^2$ in direzione X e pari a $20 \times 30 = 600 \text{ cm}^2$ in direzione Y.

Consideriamo il caso principale del nodo in direzione X.

Dei dati di input da inserire nelle formula [11.18.1] e [11.18.2] di cui sopra, si conoscono subito i valori di N e A_g .

¹⁸ Sulla scorta delle stesse considerazioni svolte al paragrafo 14.1.1 sul valore da attribuire alle caratteristiche meccaniche del materiale

In questo caso:

$$N = 107.300 \text{ (N)} ; A_g = 120.000 \text{ mm}^2$$

Il valore di f_{ydm} da utilizzare nelle formule di verifica può essere determinato in base alle considerazioni fatte sul valore delle proprietà di resistenza medie da attribuire agli elementi duttili qualora essi fornissero la domanda di sollecitazione per il meccanismo fragile, per cui si impiegherà esattamente il valor medio non affetto da fattore di confidenza.

$$F_t = A_s \cdot x f_{ym} = 421 \times 427,3 = 179.883 \text{ N}$$

in cui A_s è l'area delle barre superiori e f_{ym} è il valore medio della resistenza a snervamento così come ricavata in situ.

Trascurando il contributo a taglio derivante dal pilastro superiore, F_t diventa proprio il valore di V_n che entra nelle formule di verifica dell'ordinanza; in questo caso il valore delle tensioni diventa:

$$\sigma_{nt} = 1,49 \text{ N/mm}^2 \qquad \sigma_{nc} = 2,68 \text{ N/mm}^2$$

Nel caso invece del **nodo 82**, che rappresenta un nodo interno non confinato, la verifica si conduce applicando la formula seguente; sapendo che $A_{s1} = 421 \text{ mm}^2$ e $A_{s2} = 308 \text{ mm}^2$ si ottiene che:

$$F_t = (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{ym} = (421 + 308) \times 427,3 = 311.502 \text{ N}$$

In questo caso:

$$\sigma_{nt} = 2,78 \text{ N/mm}^2 \qquad \sigma_{nc} = 8,93 \text{ N/mm}^2$$

11.19 Il calcolo del moltiplicatore dell'accelerazione per il collasso dei nodi (SLCO)

Come avvenuto per la determinazione del moltiplicatore di collasso per il taglio, la valutazione del moltiplicatore di collasso per il nodo può essere condotta a partire dal valore di α_{coll} rotazionale relativo alle travi adiacenti¹⁹; data la natura ciclica delle sollecitazioni sismiche, visto il coinvolgimento anche delle armature inferiori²⁰, un criterio potrebbe essere quello di prendere come riferimento il più piccolo moltiplicatore di collasso rotazionale afferente quel nodo, per poi applicare una sorta di progressione lineare del tipo di quella ideata per la verifica a taglio.

Ad esempio, considerando il solito nodo perimetrale n. 30, si ha che il più piccolo moltiplicatore corrisponde a 1,02g per cui applicando il criterio di progressione prima alla sollecitazione di compressione poi a quella di trazione, si ha:

¹⁹ Nel rispetto delle indicazioni presenti al capitolo 11.2.6.1 dell'opcm 3431

²⁰ Vedi figura 11.18.1

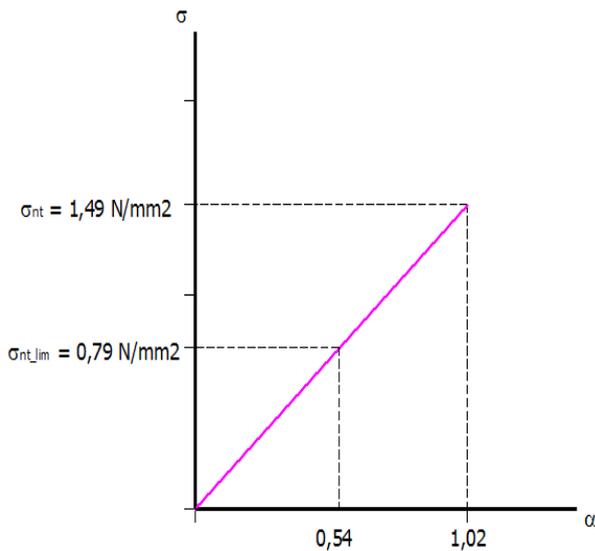


Figura - 11.19.1

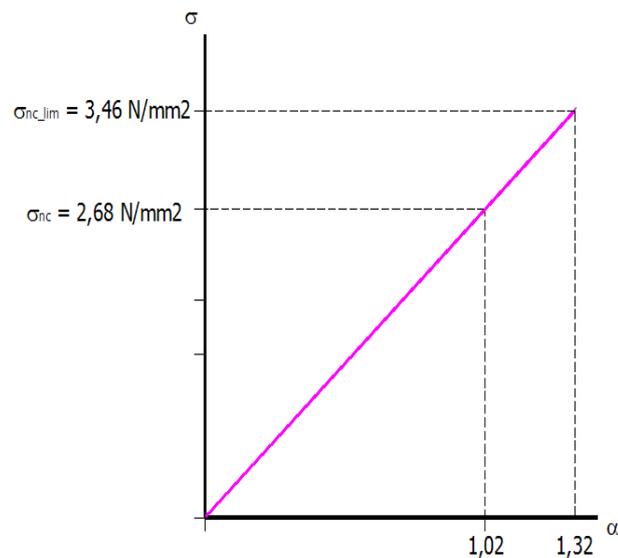


Figura - 11.19.2

A condizionare la verifica del nodo 30 è evidentemente la sollecitazione di trazione; in questo caso il moltiplicatore di collasso per il nodo è pari a 0,54g, per cui la crisi del nodo anticipa la crisi rotazionale della trave.

11.20 Livello di vulnerabilità (o indice di rischio) per il collasso dei nodi nel primo impalcato (SLCO)

Il DPCM 21 ottobre 2003 indica nel più piccolo valore dei moltiplicatori di collasso, la cifra da prendere in considerazione per il calcolo dell'indice di vulnerabilità (o livello di rischio).

Esso viene definito come il rapporto tra la $PGA_{CO}/PGA_{1,0\%}$.

In base alla procedura sopra evidenziata si ottiene che il più piccolo moltiplicatore dell'accelerazione in condizioni di collasso per i nodi del primo impalcato è di 0,44g, per cui l'indice di rischio risulta essere di:

$$I_{R_CO_Nodi} = \frac{0,44}{0,25 \cdot 1,5} = 1,173$$

Qualora, durante i rilievi, avessimo riscontrato la presenza di staffe all'interno dei nodi, la verifica poteva essere evitata se il quantitativo d'armatura ed il passo delle barre, fosse stato corrispondente ai valori suggeriti dall'ordinanza.

Le formulazioni normative, per garantire una adeguata resistenza e duttilità del nodo, impongono alle staffe presenti nel nodo, nella direzione non confinata, una disuguaglianza del tipo:

$$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot \bar{b}} \geq 0,05 \frac{R_{ck}}{f_{yd}}$$

Tale espressione, se adattata a strutture esistenti, deve essere convertita nella seguente:

$$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot \bar{b}} \geq 0,05 \cdot \frac{1}{0,83} \cdot \frac{f_{cdm}}{f_{ydm}} \quad [11.20.1]$$

nella quale n_{st} è il numero di braccia, A_{st} è l'area di ciascuna barra, i è l'interasse tra le staffe e \bar{b} è la larghezza utile del nodo che viene assunta pari a:

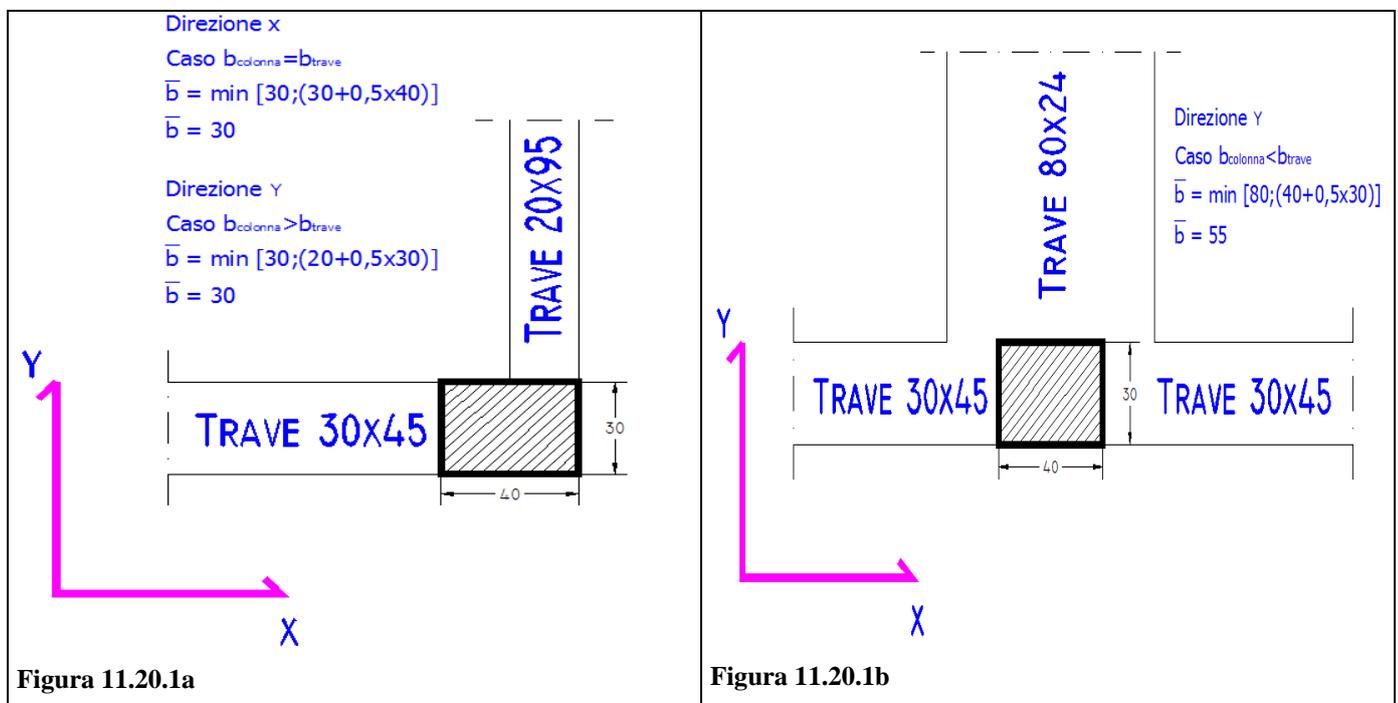
$$\rightarrow \min [b_{colonna}; (b_{trave} + 0,5 h_{colonna})] \quad \text{se } b_{colonna} > b_{trave}$$

$$\rightarrow \min [b_{trave}; (b_{colonna} + 0,5 h_{colonna})] \quad \text{se } b_{colonna} < b_{trave}$$

in cui per $h_{colonna}$ si intende l'altezza della sezione del pilastro nella direzione di intestazione della trave convergente.

Nel caso in cui $b_{colonna}$ è uguale al b_{trave} le due formule sono analoghe.

Le resistenze dei materiali sono come di consueto determinate in base ai valori medi ricavati dalle prove sperimentali, divisi per il fattore di confidenza e per i coefficienti parziali di sicurezza.



Nelle figure 11.20.1a e 11.20.1b è possibile osservare due situazioni esempio, la prima delle quali è effettivamente presente nel fabbricato di Camerano, la seconda è posta solo come esempio esplicativo di calcolo della "larghezza efficace \bar{b} ".

In base ai valori di $f_{cm}/FC/1,6 = 6,92 \text{ N/mm}^2$ e $f_{ym}/FC/1,15 = 275,2 \text{ N/mm}^2$, si ottiene che il secondo termine della disuguaglianza [11.20.1] sarebbe uguale a:

$$\frac{0,05}{0,83} \cdot \frac{6,92}{275,2} = 1,5 \cdot 10^{-3}$$

Affinché si potesse coprire tale richiesta, nel nodo si sarebbero dovute riscontrare per la direzione x almeno due barre $\phi 6$ poste ad un interasse di massimo 9 cm; in tali condizioni infatti il primo membro della [11.20.1] sarebbe stato uguale a:

$$\frac{2 \cdot 28,0}{90 \cdot 400} = 15,5 \cdot 10^{-3}$$

Nella direzione y invece, fermo restando l'utilizzo di 2 barre del $\varnothing 6$, il passo sarebbe dovuto essere più fitto, almeno 6,5 cm; in tali condizioni si avrebbe infatti:

$$\frac{2 \cdot 28,0}{65 \cdot 550} = 15,6 \cdot 10^{-3}$$

12. Lo spettro a PGA unitaria

Nell'ambito dell'esempio applicativo si è sempre fatto riferimento allo spettro a PGA unitaria da utilizzarsi nell'analisi strutturale finalizzata alla valutazione della domanda sismica in termini di spostamenti di piano e rotazioni nodali.

L'accezione "pga unitaria" deve essere intesa come assegnazione del valore 1 esclusivamente al termine a_g , per cui lo spettro elastico di progetto deve essere costruito utilizzando la formula presente al capitolo 3.2.2.3.1 delle NTC, in cui oltre ad $a_g=1$, vanno compresi fattore di suolo, topografico e di importanza.

In questo modo la domanda sismica viene valutata utilizzando una forma spettrale "normalizzata" al valore unitario dell'accelerazione a_g .

Nel caso in esempio, rientrando il terreno una categoria C ($S=1,25$), tenuto conto che la tabella dei periodi di riferimento è la 3.2.II, l'accelerazione di aggancio allo spettro, al netto del coefficiente di importanza, sarà di

$$1g \times 1,25 = 1,25g \text{ (fig. 12.1)}$$

e di conseguenza la forma spettrale sarà la seguente:

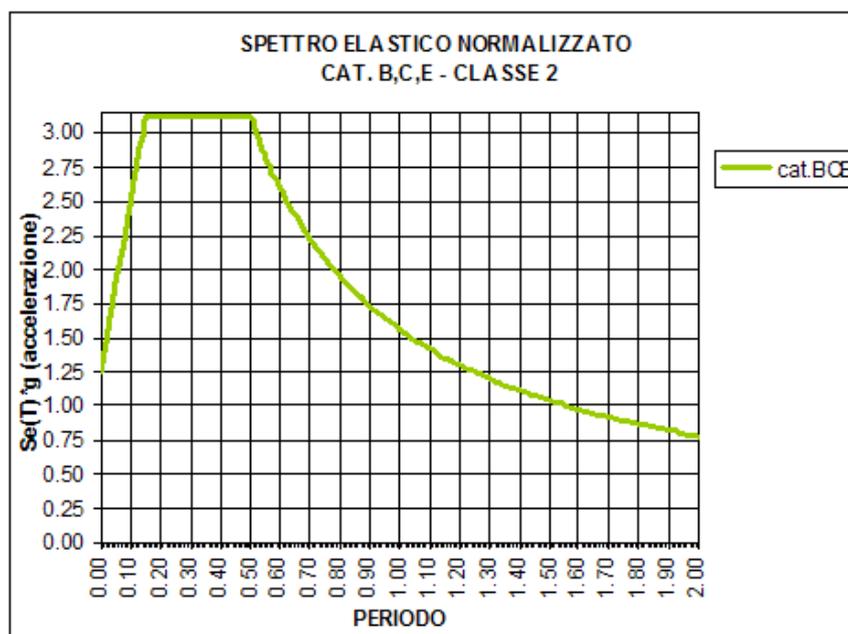


Figura 12.1 - Spettro elastico normalizzato di riferimento senza coeff.te di importanza

Per tener conto del coefficiente di importanza che secondo le Norme Tecniche per le scuole è di 1,4, essendo l'analisi lineare, si può procedere in due modi: o lo si inserisce direttamente nello spettro (il che avrebbe voluto dire avere uno spettro elastico la cui accelerazione di aggancio allo spettro sarebbe stata di $1,25 \times 1,4 = 1,75g$) oppure lo si inserisce come coefficiente amplificativo dell'azione sismica nell'ambito della definizione delle combinazioni sismiche.²¹

Ritenendolo concettualmente più corretto, nell'esempio applicativo l'analisi è stata fatta computando una accelerazione spettrale iniziale di:

$$1g \times 1,25 \times 1,4 = 1,75g$$

che in termini grafici equivale ad uno spettro elastico di progetto come quello di figura 12.2:

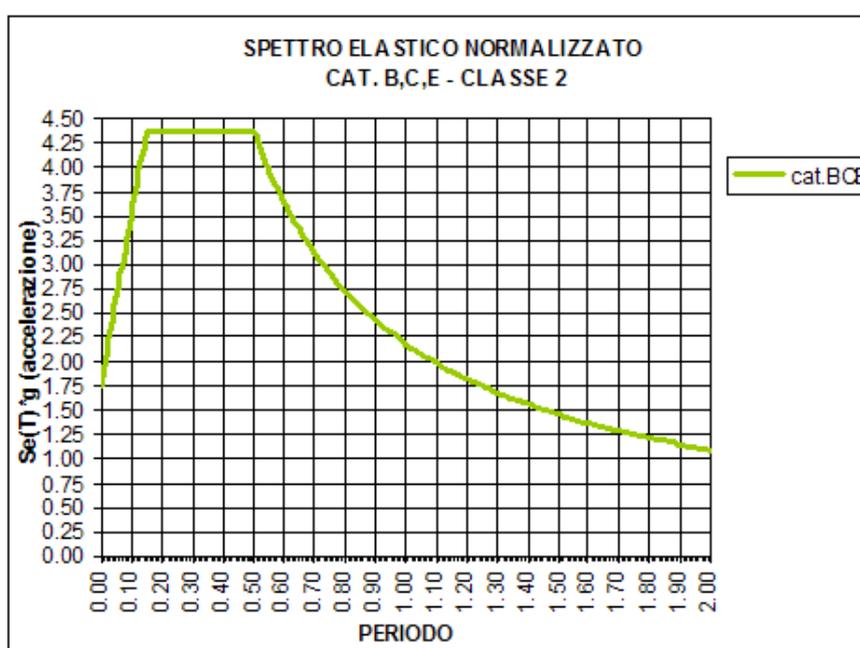


Figura 12.2 - Spettro elastico normalizzato di riferimento con coeff.te di importanza

Gli spostamenti e le rotazioni nodali derivanti dall'analisi saranno dunque giustamente condizionati da tutti i fattori di sito e di importanza che caratterizzano la struttura in esame, per cui operando ad esempio il rapporto tra domanda in termini di rotazione alla corda e capacità dell'elemento desunta secondo la procedura implementata nel documento guida, si otterrà un moltiplicatore dell'accelerazione che rappresenta di fatto il gap dalla verifica.

Vediamo cosa significa questa affermazione utilizzando i risultati emersi da un confronto fatto su una struttura esempio.

²¹ Si faccia attenzione che il senso del coefficiente di importanza è quello di modificare il periodo di ritorno del terremoto, per cui a rigore dovrebbe essere applicato direttamente alla ordinate spettrali e non in combinazione sismica, nella quale di fatto amplifica gli "effetti" del sisma. Tale pratica non comporta problemi se l'analisi viene condotta in campo lineare, tuttavia se si fa una analisi non lineare (e non è il nostro caso) è sbagliato applicare il γ_i in combinazione sismica. Si consiglia dunque di controllare come il proprio software tratta questo coefficiente, dato che non tutti sembrano allineati alle precedenti considerazioni.

Abbiamo prima di tutto lanciato una analisi dinamica con uno spettro di progetto caratterizzato da una $a_g=1$, indicando un terreno C ed inserendo in combinazione sismica il fattore di importanza 1,4; in questo modo abbiamo valutato una domanda comprensiva di tutti i fattori amplificativi.

Abbiamo controllato il valore della rotazione in un nodo di riferimento constatando che essa valeva 0,028506 rad.

Questa rotazione costituisce il parametro di confronto con la capacità rotazionale della trave che su questo nodo confluisce; utilizzando la procedura lineare tipica del documento applicativo, si è calcolato che la $\Theta_y = 0,004834$ rad (rotazione alla corda in condizioni di acciaio snervato).

Il moltiplicatore α sarà dunque:

$$\alpha = \frac{0,004834}{0,028506} = 0,169$$

Questo è esattamente il moltiplicatore dell'accelerazione che identifica il sisma che sarebbe sopportato (in termini di rotazione) da quella trave; infatti applicando ai coefficienti presenti nella combinazione di carico il valore di 0,169, e dunque tarando la domanda sismica in funzione della capacità rotazionale dell'elemento esaminato, otteniamo una rotazione del nodo pari a 0,004879 rad, che è praticamente identica alla capacità rotazionale della trave.

La leggera differenza è esclusivamente legata alla approssimazione del valore 0,169.

In termini pratici abbiamo applicato una accelerazione di aggancio allo spettro pari a:

$$1g \times 1,5 \times 1,4 \times 0,169 = 0,355g$$

mentre in termini grafici lo spettro che permetterebbe la verifica della trave è paragonato nella seguente figura allo spettro elastico di partenza.

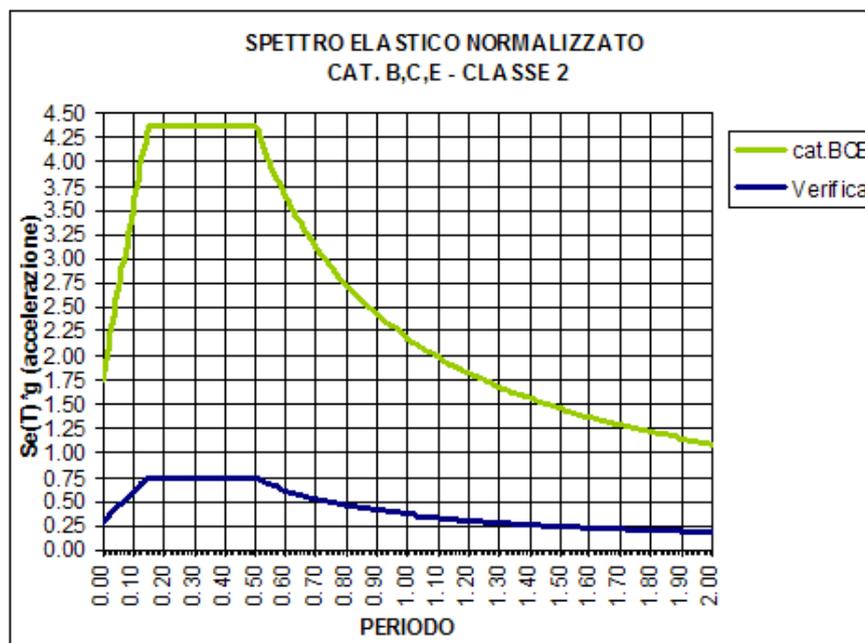


Figura 12.3 – Paragone spettro elastico di partenza – spettro elastico sopportato dall'elemento esaminato

Emerge chiaramente che nel momento in cui devo calcolare l'indice di rischio è il valore di 0,355 che va diviso con l'accelerazione di aggancio allo spettro valido per lo stato limite in esame.

Si tenga presente che la determinazione dell'indice di rischio è una procedura assolutamente convenzionale, dunque qualsiasi criterio a rigore potrebbe andar bene; ma quello sopra esposto sembra il più logico.

Nel dettaglio, ipotizzando che il moltiplicatore trovato sia il più piccolo, il confronto per la determinazione dell'indice di rischio (I_{R_DL}), in questo caso rappresentativo del danno limitato, comporterebbe che:

$$I_{R_DL} = \frac{0,355}{0,210} = 1,69$$

per cui la struttura esempio è verificata al predetto stato limite.

Si osservi che, data la natura lineare dell'analisi, lo stesso risultato si sarebbe ottenuto se si fosse diviso il moltiplicatore determinato dall'analisi (0,169) per l'accelerazione di aggancio allo spettro valido per lo s.l. in esame, ma non affetto dai fattore S, St e da γ_i , e dunque riferibile ad un suolo di tipo A.

$$\text{Infatti } \frac{0,21}{1,5 \cdot 1,4} = 0,10g \text{ e di conseguenza } I_{R_DL} = \frac{0,169}{0,10} = 1,69$$

Si faccia attenzione al fatto che il valore di S cambia a seconda che si utilizzi le NTC oppure l'ordinanza (vedi tabelle relative all'interno delle norme).