

# Capacity design

## Comportamento “dissipativo” o “non dissipativo”

Al capitolo 4 delle NTC 2018 vengono date indicazioni generali per la progettazione di elementi strutturali a cui si aggiungono ulteriori prescrizioni nell’ambito della resistenza al sisma contenute nel capitolo 7.

*“Le costruzioni soggette all’azione sismica, non dotate di appositi dispositivi d’isolamento e/o dissipativi, devono essere progettate in accordo con uno dei seguenti comportamenti strutturali:*

- *Comportamento strutturale non dissipativo;*
- *Comportamento strutturale dissipativo.*

Per comportamento strutturale **non dissipativo**, nella valutazione della domanda tutte le membrature e i collegamenti rimangono in campo elastico o sostanzialmente elastico [...].

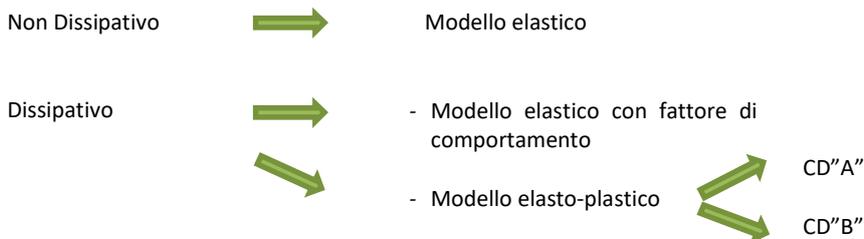
Per comportamento strutturale **dissipativo**, nella valutazione della domanda un numero elevato di membrature e/o collegamenti evolvono in campo plastico, mentre la restante parte della struttura rimane in campo elastico o sostanzialmente elastico [...].”

Nel primo caso la capacità degli elementi deve essere valutata in accordo alle regole del § 4.1 senza nessun requisito aggiuntivo. Nel secondo caso è necessario rispettare alcune prescrizioni in funzione della tipologia di edificio e dei materiali strutturali. Una costruzione a comportamento “*dissipativo*” deve essere progettata per conseguire una delle due Classi di Duttilità:

- Classe di Duttilità Alta (CD”A”), ad elevata capacità dissipativa;
- Classe di Duttilità Media (CD”B”), a media capacità dissipativa.

La differenza tra le due classi risiede nell’entità delle plasticizzazioni previste, in fase di progettazione, sia a livello locale sia a livello globale.

### COMPORAMENTO STRUTTURALE



A questo punto si introducono le caratterizzazioni in base alla tipologia del materiale.

## Costruzioni in calcestruzzo

*“...La domanda di resistenza valutata con i criteri della progettazione in capacità può essere assunta non superiore alla domanda di resistenza valutata per il caso di comportamento strutturale non dissipativo...”*

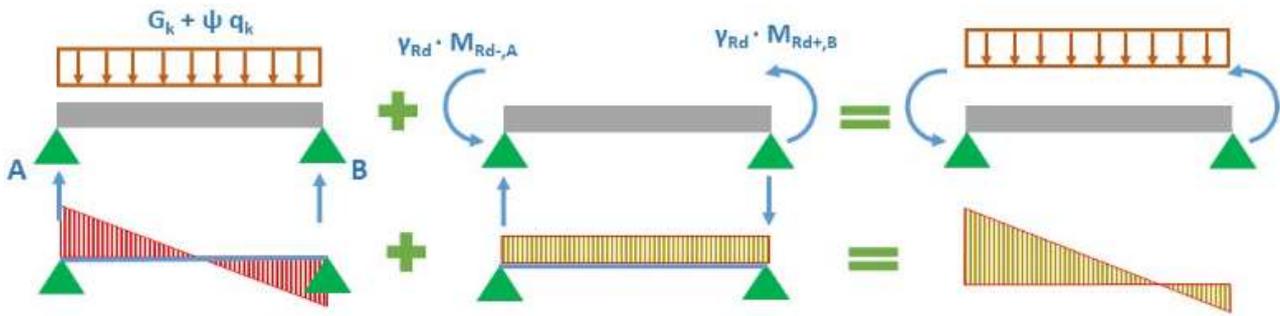
### Travi (7.4.4.1)

#### Flessione

La capacità a flessione è calcolata sulla base delle armature flessionali effettivamente presenti.

#### Taglio

Domanda a taglio: carichi gravitazionali ( $G_k + \Psi Q_k$ ) e momento resistente applicato a entrambe le estremità ( $\gamma_{Rd} M_{Rd}$ ) in entrambe le direzioni.



Capacità a taglio

CD" B" → § 4.1.2.3.5

CD" A" → § 4.1.2.3 (cotg  $\theta = 1$  zone dissipative) con verifica che la domanda non superi il valore in [7.4.1]

**Duttilità** (rapporto tra la deformazione curvatura/spostamento ultimo e quella al limite elastico)

Essa deve essere verificata nei casi previsti al § 7.3.6.1, nel caso in cui non si rispettino le regole sui dettagli costruttivi.

Domanda in duttilità

$$\mu_{\phi} = \begin{cases} 1,2 (2q_0 - 1) \text{ per } T_1 \geq T_c \\ 1,2 \cdot 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \text{ per } T_1 < T_c \end{cases}$$

Dove  $T_1$  è il periodo proprio fondamentale della struttura.

Capacità in duttilità: calcolata come indicato al § 4.1.2.3.4.2

### Pilastri (7.4.4.2)

#### Pressoflessione

Deve risultare  $N_{Ed} \leq 0,55N_{Rd}$  in CD" A" e  $N_{Ed} \leq 0,65N_{Rd}$  in CD" B". Inoltre dovrà essere:

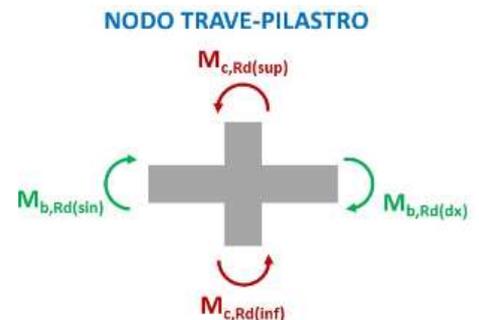
$$\sum M_{c,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd}$$

Dove:

$\gamma_{Rd}$  è definito nella Tab. 7.2.1;

$M_{c,Rd}$  è la capacità a flessione del pilastro funzione di  $N$ ;

$M_{b,Rd}$  è la capacità a flessione della trave convergente nel nodo.



In maniera semplificata, si può ragionare in pressoflessione retta secondo due direzioni, riducendo  $M_{c,Rd}$  del 30% anziché considerare la pressoflessione deviata.

#### Taglio

Calcolata in base all'equilibrio con i momenti delle sezioni di estremità del pilastro secondo l'espressione:

$$V_{Ed} = \frac{\gamma_{Rd}(M_{i,d}^s + M_{i,d}^i)}{l_p}$$

Dove:

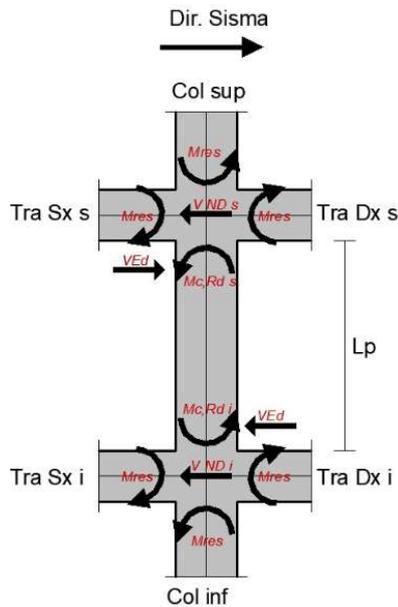
$\gamma_{Rd}$  è definito nella Tab. 7.2.1;

$M_{i,d} = M_{c,Rd} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{b,Rd}}{\sum M_{c,Rd}}\right)$  è il momento nella sezione di estremità (superiore o inferiore) in corrispondenza della formazione delle cerniere nelle travi, dove i valori in sommatoria sono quelli impiegati nella [7.4.4]

$M_{c,Rd}$  è la capacità a flessione del pilastro.

### Esempio 1

Colonna di altezza pari a 60 cm, in classe di duttilità bassa ( $\gamma_{Rd} = 1,10$ ) analizzando un solo verso ed una sola direzione del sisma.



**Nodo superiore colonna**

$$\sum M_{b,Rd} = M_{b,Rd,Dx} + M_{b,Rd,Sx} = 104,5 + 61,1 = 165,6 \text{ kNm}$$

$$\sum M_{c,Rd} = M_{c,Rd,sup} + M_{b,Rd,s} = 155,8 + 163 = 318,8 \text{ kNm}$$

$$\sum M_{b,Rd} / \sum M_{c,Rd} = 165,6 / 318,8 = 0,52$$

$$M_{i,d,s} = M_{c,Rd} \cdot \min \left( 1, \frac{\sum M_{b,Rd}}{\sum M_{c,Rd}} \right) = 163 \cdot 0,52 = 84,8 \text{ kNm}$$

**Nodo inferiore colonna**

$$\sum M_{b,Rd} = M_{b,Rd,Dx} + M_{b,Rd,Sx} = 104,5 + 61,1 = 165,6 \text{ kNm}$$

$$\sum M_{c,Rd} = M_{c,Rd,inf} + M_{b,Rd,i} = 168,9 + 164 = 332,9 \text{ kNm}$$

$$\sum M_{b,Rd} / \sum M_{c,Rd} = 165,6 / 332,9 = 0,50$$

$$M_{i,d,s} = M_{c,Rd} \cdot \min \left( 1, \frac{\sum M_{b,Rd}}{\sum M_{c,Rd}} \right) = 168,9 \cdot 0,50 = 82 \text{ kNm}$$

**Domanda a taglio**

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} (M_{i,d}^s + M_{i,d}^i) / l_p = 1,3 \cdot (84,8 + 82) / 0,6 = 305,8 \text{ kN}$$

Dall'analisi della struttura con fattore di comportamento  $q = 1,5$  (strutture non dissipative) con la combinazione sismica si ottiene il valore del taglio sollecitante massimo.

$$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} Q_{k1} + \dots$$

$$V_{sup} = 109,5 \text{ kN}$$

$$V_{inf} = 109,5 \text{ kN}$$

Come si può vedere il taglio di calcolo derivante dal capacity design è molto più alto di quello ottenuto con il modello elastico. Per questo la progettazione deve tenere in conto gli aspetti vantaggiosi e svantaggiosi delle due diverse soluzioni.

### Nodi trave-pilastro (7.4.4.3)

#### Taglio

La domanda a taglio con il capacity design in direzione orizzontale per ciascuna direzione dell'azione sismica vale:

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} - V_c \text{ per nodi interni} \quad [7.4.6]$$

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_c \text{ per nodi esterni} \quad [7.4.7]$$

Dove:

$A_{s1}$  e  $A_{s2}$  sono rispettivamente l'area dell'armatura superiore ed inferiore della trave;

$V_c$  è la forza di taglio nel pilastro al di sopra del nodo in condizioni sismiche.

Resistenza: 2 possibili meccanismi di rottura

$$- \text{Compressione diagonale: } V_{jbd} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} \quad [7.4.8]$$

$$\text{In cui } \eta = \alpha_j \cdot \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$$

$\alpha_j$  vale 0,6 per nodi interni e 0,48 per nodi esterni;

$v_d$  è la forza assiale nel pilastro al di sopra del nodo;

$h_{jc}$  è la distanza tra le giaciture più esterne del nodo;

$b_j$  è la larghezza del nodo.

$$- \text{Trazione diagonale: } \frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{\left[ \frac{V_{jbd}}{b_j \cdot h_{jc}} \right]^2}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd}$$

In alternativa si possono usare le seguenti formule:

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \text{ per nodi interni} \quad [7.4.11]$$

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \text{ per nodi esterni} \quad [7.4.12]$$

### Esempio 2

Considerando un nodo d'angolo in cui confluiscono un pilastro di sezione **30x60 cm** e una trave di sezione **30x50 cm**. La trave è armata sia superiormente che inferiormente con  $4\phi 14$ , le staffe nel nodo sono  $\phi 8/10$  a due bracci ed il copriferro 3 cm.

Ipotizzando un **comportamento dissipativo in CD"B"**, le sollecitazioni valgono:

$$V_c = 19,7 \text{ kN (taglio pilastro superiore)}$$

$$N = 55,5 \text{ kN (normale sopra il nodo)}$$

Valore della domanda:

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_c = 1,10 \cdot 615,8 \cdot 391/1000 - 19,7 = 245 \text{ kN}$$

### Verifica a taglio-compressione

$$\eta = 0,432$$

$$f_{cd} = 16,7 \text{ N/mm}^2$$

$$b_j = 300 \text{ mm}$$

$$h_{jc} = 540 \text{ mm}$$

$$v_d = 0,018$$

$$V_{res,c} = \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} = 1144 \text{ kN.}$$

### Verifica a taglio-trazione

$$A_{sh} = 100 \text{ mm}^2$$

$$f_{ywd} = 391 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{s2} = 615 \text{ mm}^2$$

$$V_{res,t} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) = 1,10 \cdot 615 \cdot 391 \cdot (1 - 0,8 \cdot 0,018)/1000 = 261 \text{ kN}$$

$V_{jbd} < V_{res}$  per cui la verifica a taglio è soddisfatta.

