



Aedes.PCM 2020

PROGETTAZIONE DI COSTRUZIONI IN MURATURA

Analisi strutturale di costruzioni in muratura secondo la Normativa Tecnica vigente

Aggiornamento 2020 - vers. 2020.2

include:

- **Nuove funzionalità per elementi in calcestruzzo armato**
fra cui **rinforzo di travi e pilastri con FRP**
- **Analisi pushover e Capacità locali degli elementi**

Data di redazione di questo documento: 06.07.2020

Tutti i diritti sono riservati, anche di riproduzione parziale, a norma di legge e delle convenzioni internazionali. Nessuna parte di questo volume può essere riprodotta in qualsiasi forma o mezzo elettronico o meccanico, per alcun uso, senza il permesso scritto della AEDES Software per Ingegneria Civile.

© 1997-2020 AEDES Software per Ingegneria Civile

Via F. Aporti 32 - 56028 SAN MINIATO (PI)

Tel.: +39 0571 401073 - Fax: +39 0571 418350

E-mail: info@aedes.it - Internet: www.aedes.it

AVVERTENZE E CONDIZIONI D'USO

La AEDES Software si riserva il diritto di apportare miglioramenti o modifiche al programma PCM, descritto nella documentazione ad esso associata, in qualsiasi momento e senza preavviso.

Il software e la documentazione allegata, anche se curati con scrupolosa attenzione, non possono comportare specifiche responsabilità di AEDES per involontari errori o inesattezze: pertanto, l'utilizzatore è tenuto a controllare l'esattezza e la completezza del materiale utilizzato. Le correzioni relative ad eventuali errori tipografici saranno incluse nelle versioni di aggiornamento.

PCM è di esclusiva proprietà della AEDES e viene concesso in uso non esclusivo secondo i termini e le condizioni riportati nel contratto di licenza d'uso. L'utente non avrà diritto ad utilizzare PCM fino a quando non avrà sottoscritto la suddetta licenza d'uso.

L'utente è responsabile della scelta di PCM al fine del raggiungimento dei risultati voluti, nonché dell'installazione, dell'uso dello stesso e dei relativi risultati.

Le sole garanzie fornite dalla AEDES in merito a PCM sono quelle riportate nella licenza d'uso. La AEDES non garantisce che le funzioni contenute in PCM soddisfino le esigenze dell'utente o funzionino in tutte le combinazioni che possono essere scelte per l'uso da parte dell'utente.

I nomi dei prodotti citati nella documentazione di PCM possono essere marchi di fabbrica o marchi registrati dalle rispettive Società.

INDICE

INTRODUZIONE

1. TRAVI, PILASTRI E SETTI IN C.A.

1.1. LAYOUT DI ARMATURA

1.2. INPUT DELLE ARMATURE LONGITUDINALI E A TAGLIO

1.3. DOMINI DI RESISTENZA

1.4. VERIFICHE DI SICUREZZA

2. RINFORZO DI TRAVI E PILASTRI IN C.A. CON FRP

2.1. MODELLAZIONE

2.1.1. PILASTRI CON SEZIONE RETTANGOLARE

2.1.2. PILASTRI CON SEZIONE CIRCOLARE

2.1.3. TRAVI CON SEZIONE RETTANGOLARE

2.1.4. TRAVI CON SEZIONE A T

2.1.5. TIPI DI ANCORAGGIO

2.2. DOMINI DI RESISTENZA

2.3. VERIFICHE DI SICUREZZA

3. NODI TRAVE-PILASTRO

3.1. MODELLAZIONE

3.2. VERIFICHE

4. ANALISI PUSHOVER E CAPACITÀ LOCALI DEGLI ELEMENTI

5. NUOVE FUNZIONALITÀ IN ANALISI PUSHOVER

5.1. GESTIONE RISULTATI

5.2. GRAFICO DELLE CURVE DI CAPACITÀ

6. FILE DI PROGETTO IN POSIZIONE QUALSIASI

APPENDICE A: CERNIERE PLASTICHE PER AEDES (a cura di ASDEA)

A.1. RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI

A.2. SIMBOLI, ABBREVIAZIONI E NOTAZIONI

A.3. INTRODUZIONE

A.4. TEORIA, RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI E NORMATIVI DELLE CERNIERE MISTE

PRESSOFLESSIONE - TAGLIO

A.4.1. DEFINIZIONE DELLA CURVA DI COMPORTAMENTO DELLE CERNIERE A PRESSOFLESSIONE DEVIATA DI ELEMENTI STRUTTURALI IN C.A.

A.4.2. DEFINIZIONE DELLA CURVA DI COMPORTAMENTO DELLE CERNIERE A TAGLIO DEGRADANTE DI ELEMENTI STRUTTURALI IN C.A.

A.4.3. VERIFICHE PER DIVERSI STATI LIMITE - RIFERIMENTI NORMATIVI

A.5. CERNIERE PLASTICHE IMPLEMENTATE NEL SOFTWARE AEDES

A.5.1. PREMESSA

A.5.2. CERNIERE IMPLEMENTATE E LIVELLI DI DANNO CONSIDERATI

A.5.3. DEFINIZIONE ED ASSEGNAZIONE DELLE CERNIERE PLASTICHE

A.5.4. CERNIERA A FLESSIONE RETTA E A PRESSOFLESSIONE RETTA

A.5.4.1. MOMENTO DI SNERVAMENTO E CALCOLO DELLA CURVATURA A SNERVAMENTO E ULTIMA

A.5.4.2. ROTAZIONE ALLA CORDA DI SNERVAMENTO E ULTIMA

A.5.5. CERNIERA A TAGLIO SU TRAVI IN C.A.

A.5.6. VERIFICHE DA EFFETTUARE DURANTE GLI STEP DI PUSHOVER

APPENDICE B.: VALIDAZIONE DELLE CERNIERE PLASTICHE IN AEDES (a cura di ASDEA)

B.1. VALIDAZIONE PER STRUTTURE IN C.A.

B.1.1. ESEMPIO 1

B.1.2. ESEMPIO 2

B.1.3. ESEMPIO 3

B.1.4. CONCLUSIONI

B.2. VALIDAZIONE PER STRUTTURE IN C.A. RINFORZATE CON SISTEMI FRP

B.2.1. ESEMPIO 1

B.2.2. ESEMPIO 2

B.2.3. BIBLIOGRAFIA CONSULTATA

INTRODUZIONE

Aedes.PCM 2020 introduce importanti **novità sulla modellazione, l'analisi e la verifica delle strutture in calcestruzzo armato**.

L'attenzione è rivolta soprattutto agli edifici esistenti in cui la struttura muraria è affiancata da telai in c.a. Sono state sviluppate procedure all'avanguardia, in accordo con la normativa vigente, in grado di fornire risposte esaustive sulla capacità sismica di tali strutture.

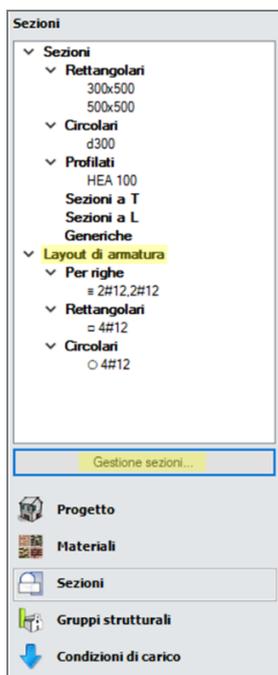
In questa guida alle nuove funzionalità del software, tratteremo l'argomento dei telai in calcestruzzo armato in quattro capitoli distinti: il primo è relativo agli elementi in c.a. quali travi, pilastri e setti, il secondo capitolo introduce il rinforzo di pilastri e travi in c.a. per mezzo di FRP, il terzo capitolo affronta l'argomento dei nodi trave-pilastro, mentre il quarto capitolo presenta la revisione dell'algoritmo di Analisi Pushover per tenere conto delle capacità locali degli elementi.

Inoltre, la nuova versione introduce (a) nuove interessanti funzionalità della finestra relativa alle Curve di Capacità in Analisi Pushover e (b) la possibilità di aprire ed analizzare file di progetto posti in un percorso qualsiasi. Queste ultime novità sono descritte rispettivamente al quarto e quinto capitolo.

1. TRAVI, PILASTRI E SETTI IN C.A.

1.1. LAYOUT DI ARMATURA

Per specificare l'armatura longitudinale in una data sezione di un elemento in c.a. è necessario definire un appropriato Layout di armatura, cioè una regola di disposizione delle barre longitudinali in acciaio. Nella scheda Sezioni del Navigatore, oltre alla lista delle sezioni, è presente la lista dei Layout di armatura. Cliccando su "Gestione sezioni..." è possibile creare nuovi layout e modificare quelli esistenti.



Vi sono tre tipi di layout: i layout per righe, i layout rettangolari e i layout circolari.

Layout per righe

Il layout per righe permette di inserire le barre riga per riga specificando:

- la posizione delle barre (inferiori o superiori)
- il numero di barre della riga ($N \geq 1$)
- il diametro delle barre (φ in mm)
- le distanze d_y e d_z (in mm)

Come evidente dall'immagine di anteprima le distanze d_y e d_z rappresentano il copriferro netto delle barre nella direzione y e z . Invece, nel caso in cui la riga contenga una sola barra, la distanza d_y rappresenta lo scostamento del centro della barra rispetto all'asse z .

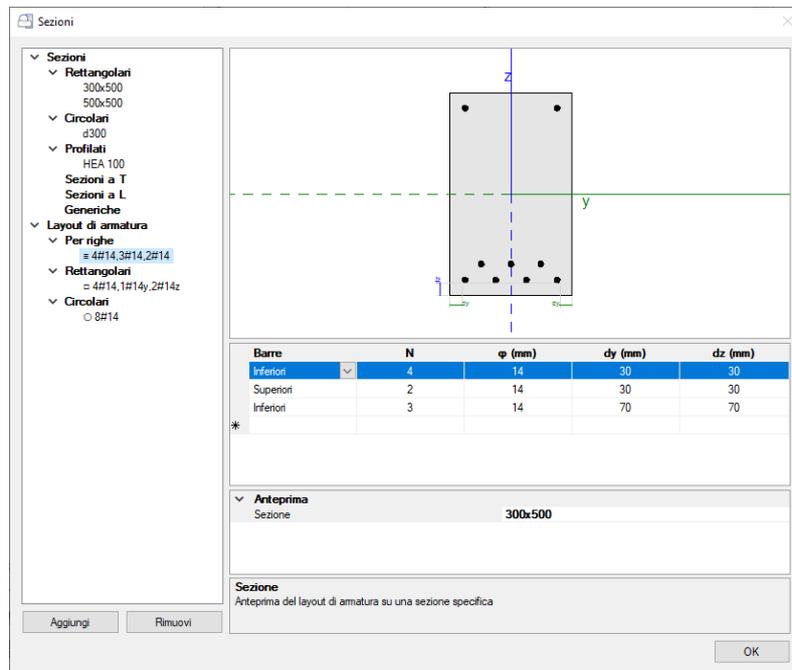
Per eliminare una delle righe è sufficiente selezionare la riga corrispondente nella tabella e premere il tasto "Canc". Per inserire una nuova riga è sufficiente specificare un parametro qualsiasi nella riga identificata dal simbolo *.

Il nome del layout viene aggiornato automaticamente in base all'input dei parametri, secondo il seguente formato:

$$\equiv n_1\#\varphi_1,n_2\#\varphi_2,\dots,n_m\#\varphi_m$$

dove per le m righe ordinate in modo crescente in base alla distanza dal lato inferiore, n rappresenta il numero di barre e φ il diametro in mm.

Questo tipo di layout è tipico delle travi dove barre inferiori e superiori corrispondono rispettivamente all'armatura longitudinale in intradosso ed estradosso.



Layout rettangolari

Il layout rettangolare permette di specificare:

- le distanze d_y e d_z in mm, che rappresentano il copriferro netto in direzione y e z
- il diametro delle barre poste ai 4 vertici del rettangolo di armatura
- il numero e il diametro delle barre aggiuntive poste sui lati paralleli all'asse y e all'asse z

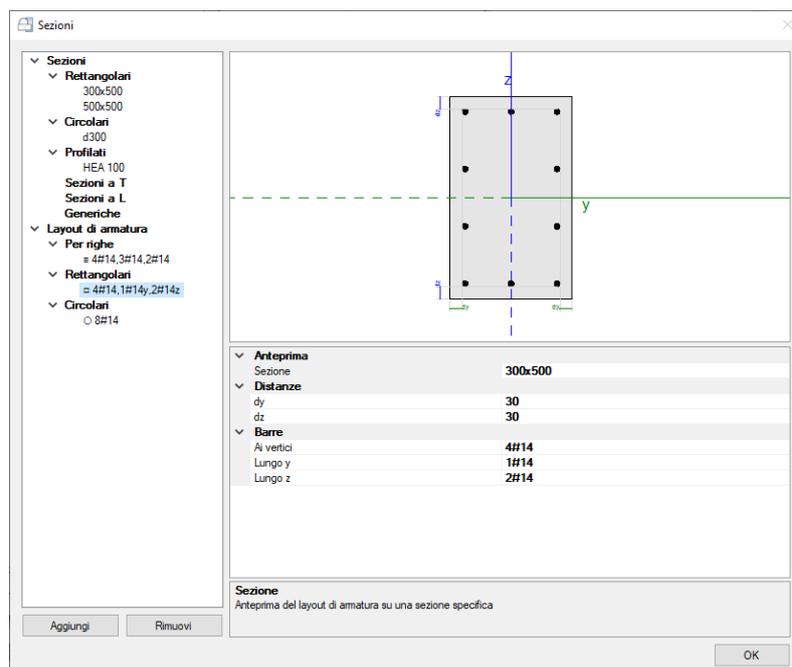
L'input delle barre è previsto nel formato $n\#\phi$, dove n è il numero di barre e ϕ il diametro in mm.

Il nome del layout viene aggiornato automaticamente in base all'input delle barre secondo il seguente formato:

$$\square n_v\#\phi_v, n_y\#\phi_y, n_z\#\phi_z$$

dove: n_v e ϕ_v rappresentano numero e diametro delle barre ai vertici, n_y e ϕ_y numero e diametro delle barre aggiuntive sui lati paralleli all'asse y , n_z e ϕ_z numero e diametro delle barre aggiuntive sui lati paralleli all'asse z .

Questo tipo di layout è tipico delle colonne e dei setti in c.a. in quanto fornisce un'armatura simmetrica nei due piani di flessione xy e xz .



Ogni layout di armatura può essere assegnato ad elementi in c.a. di sezioni diverse. Ad esempio, consideriamo due travi, una con sezione rettangolare 300x500 e l'altra con sezione rettangolare 400x550 e supponiamo di dover armare entrambe le travi con 4#14 in intradosso e 2#14 in estradosso. Sarà necessario definire un solo layout di armatura da assegnare a entrambe le travi.

Per questo motivo, nella finestra di gestione dei Layout di armatura è possibile modificare l'immagine di anteprima in modo da visualizzare il modo in cui il layout corrente verrebbe applicato ad una specifica sezione rettangolare: per farlo è sufficiente selezionare la sezione desiderata nella proprietà "Anteprima, Sezione".

Layout circolari

Il layout circolare permette di specificare:

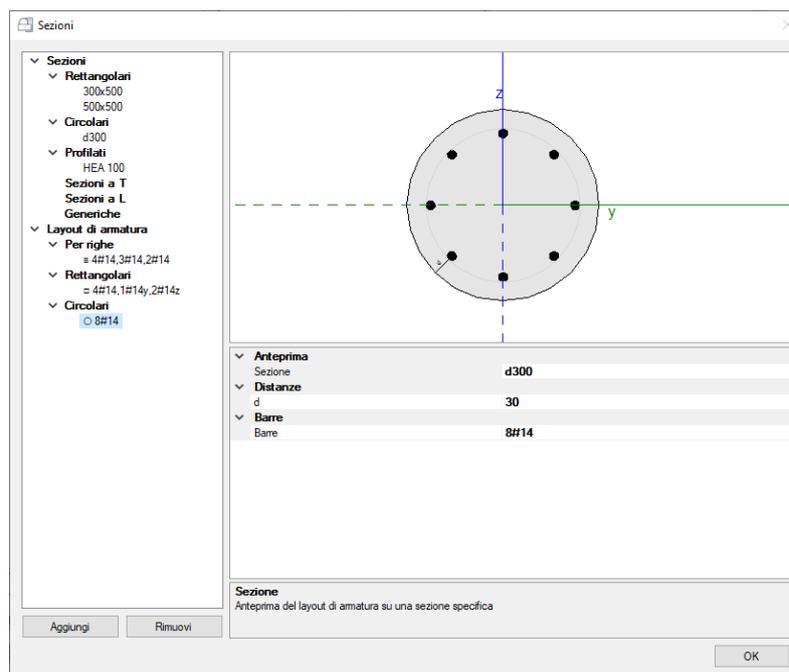
- la distanza d in mm che rappresenta il copriferro netto delle barre longitudinali
- il numero e il diametro delle barre disposte sulla circonferenza

L'input delle barre è previsto nel formato $n\#\phi$, dove n è il numero di barre e ϕ il diametro in mm.

Il nome del layout viene aggiornato automaticamente in base all'input delle barre secondo il seguente formato:

$$\bigcirc n\#\phi$$

Questo tipo di layout è normalmente applicato a colonne o travi di sezione circolare ma potrebbe essere applicato anche ad altre tipologie di sezione. Grazie alla proprietà "Anteprima, Sezione" è possibile visualizzare la posizione delle barre longitudinali quando il layout è usato in combinazione alla sezione specificata.



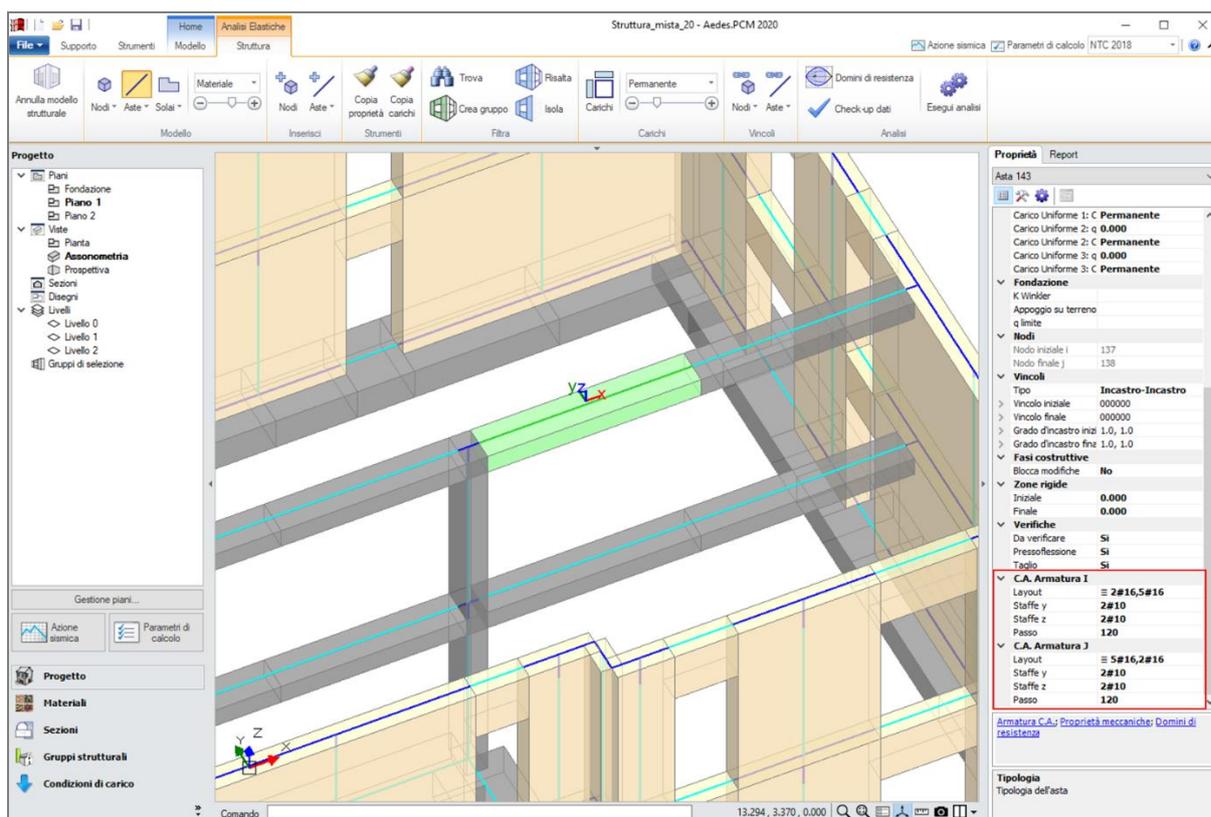
1.2. INPUT DELLE ARMATURE LONGITUDINALI E A TAGLIO

Una volta creato il modello strutturale, per gli elementi in c.a. (travi, pilastri o setti) è necessario specificare l'armatura longitudinale e l'armatura trasversale nella sezione iniziale e finale per mezzo delle proprietà nei gruppi "C.A. Armatura I" e "C.A. Armatura J", come evidenziato nella figura seguente.

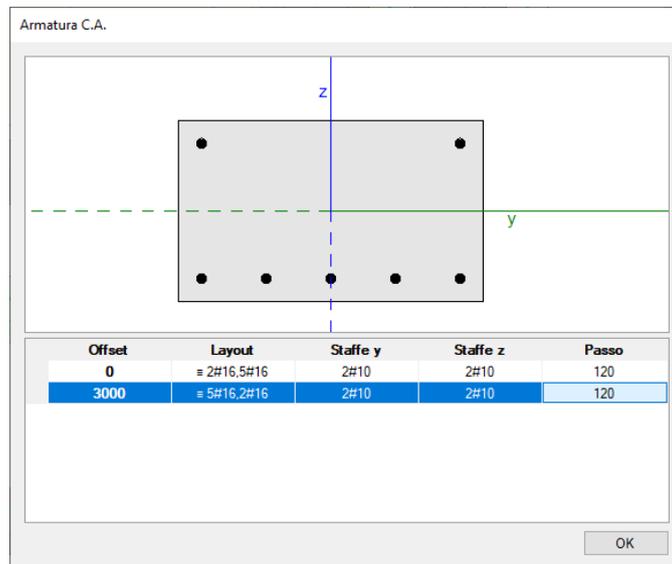
Per specificare l'armatura longitudinale è sufficiente selezionare il layout desiderato nella proprietà "Layout" (vedi §1.1). Per l'armatura trasversale è necessario specificare i parametri delle staffe tra cui il "Passo". Le

proprietà "Staffe y" e "Staffe z" si riferiscono ai bracci delle staffe nella direzione degli assi locali y e z: devono essere specificati nel formato $n\#\varphi$, dove n è il numero dei bracci e φ è il diametro della barra. Nelle travi è possibile differenziare l'armatura longitudinale e trasversale della sezione iniziale e finale mentre nei pilastri e nei setti in c.a. l'armatura iniziale e finale coincidono. Inoltre, negli elementi verticali il layout di armatura longitudinale può solo essere di tipo rettangolare e non per righe.

Nella figura seguente è stata selezionata un'asta in c.a. con sezione 500x300 che rappresenta la parte sinistra di una trave. In questo caso la trave è stata spezzata nella mezzeria in modo da poter eseguire le verifiche di sicurezza anche in quel punto. Alla sezione iniziale (appoggio sul pilastro) è stato assegnato il layout "≡2#16,5#16" cioè un layout per righe che prevede 2#16 in intradosso e 5#16 in estradosso. Invece, alla sezione finale (mezzeria della campata) è stato assegnato il layout "≡5#16,2#16" che prevede 5#16 in intradosso e 2#16 in estradosso. In entrambe le sezioni l'armatura trasversale è rappresentata da staffe a 2 bracci di diametro 10mm con passo pari a 120mm.



Cliccando sul comando "Armatura C.A." in fondo alla griglia delle proprietà, si apre una finestra che fornisce una vista sezione per sezione del layout di armatura longitudinale. Le righe della tabella sottostante rappresentano le sezioni di armatura dell'asta (iniziale e finale per le travi, sezione unica per gli elementi verticali) e permettono di modificarne i parametri come descritto poco prima. In caso di sezioni multiple la proprietà "Offset" rappresenta la distanza della sezione rispetto all'estremo iniziale dell'asta. L'immagine si riferisce sempre alla sezione selezionata nella tabella.



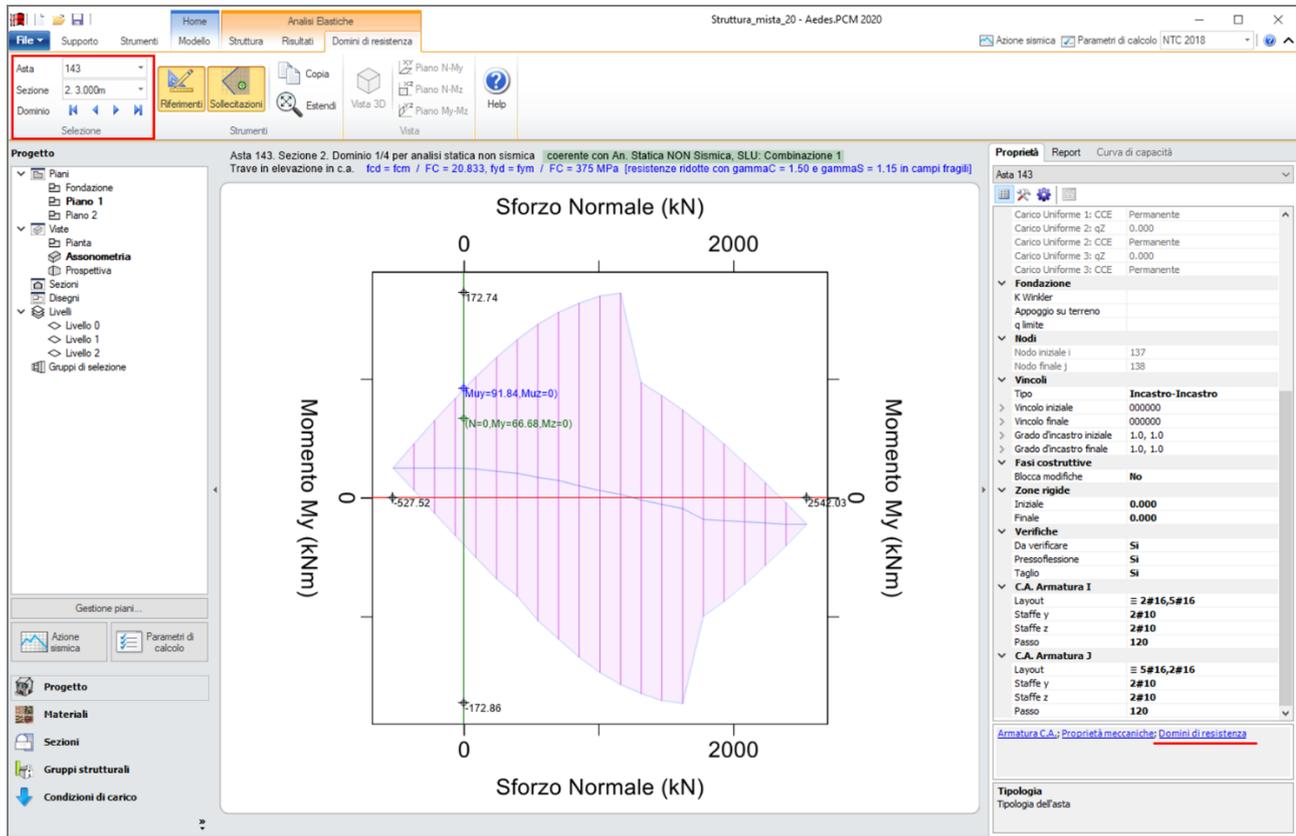
Attenzione! Aprendo in Aedes.PCM 2020 un file di progetto elaborato con versioni precedenti di PCM è necessario ridefinire l'armatura longitudinale e trasversale degli elementi in c.a. Nelle versioni precedenti, infatti, per specificare l'armatura era necessario inserire l'area totale della sezione delle barre mentre nella nuova versione è necessario specificarne il numero e il diametro secondo il metodo di input descritto poco sopra.

Per facilitare la ridefinizione delle armature è possibile aprire il file con la versione di Aedes.PCM con cui è stato elaborato e consultare l'area delle armature specificata in pilastri e travi in c.a. Se è stato attivato Aedes.PCM 2020 le versioni precedenti potranno essere eseguite in modalità Freeware: tale modalità permette comunque di visualizzare i dati e i risultati di qualsiasi modello precedentemente elaborato.

1.3. DOMINI DI RESISTENZA

Una volta completata la modellazione con l'inserimento di tutte le armature, è possibile elaborare i domini di resistenza delle sezioni, cioè i domini di interazione N-M (Sforzo normale - Momento flettente). Se si richiede l'esecuzione delle analisi questa elaborazione viene svolta automaticamente.

La scheda "Domini di resistenza" può essere aperta direttamente dalla barra multifunzione nella parte alta dell'interfaccia oppure selezionando un'asta e cliccando sul comando "Domini di resistenza" in fondo alla griglia delle proprietà (vedi figura seguente).



Nella barra multifunzione, il gruppo Selezione permette di visualizzare uno specifico dominio di resistenza. La prima scelta riguarda il numero identificativo dell'asta: se si accede a questa finestra dalle proprietà dell'asta vengono visualizzati direttamente i domini dell'asta corrente. La seconda scelta riguarda la sezione: nelle travi, infatti, le sezioni iniziale e finale potrebbero essere armate diversamente e quindi avere domini di resistenza diversi. Le varie sezioni disponibili vengono identificate da un numero progressivo e dall'offset rispetto all'estremo iniziale. Negli elementi verticali per cui è prevista la stessa armatura sia nella sezione iniziale e finale, questa scelta è disabilitata. Una volta fissata l'asta e la sezione, le frecce blu più in basso permettono di scorrere i vari domini che si differenziano per il tipo di analisi a cui sono destinati. Per ogni sezione vengono elaborati 4 domini per i seguenti casi:

- Analisi Statica Non Sismica
- Analisi Sismica Lineare (SLU)
- Analisi Sismica Lineare (SLE)
- Analisi Sismica Pushover

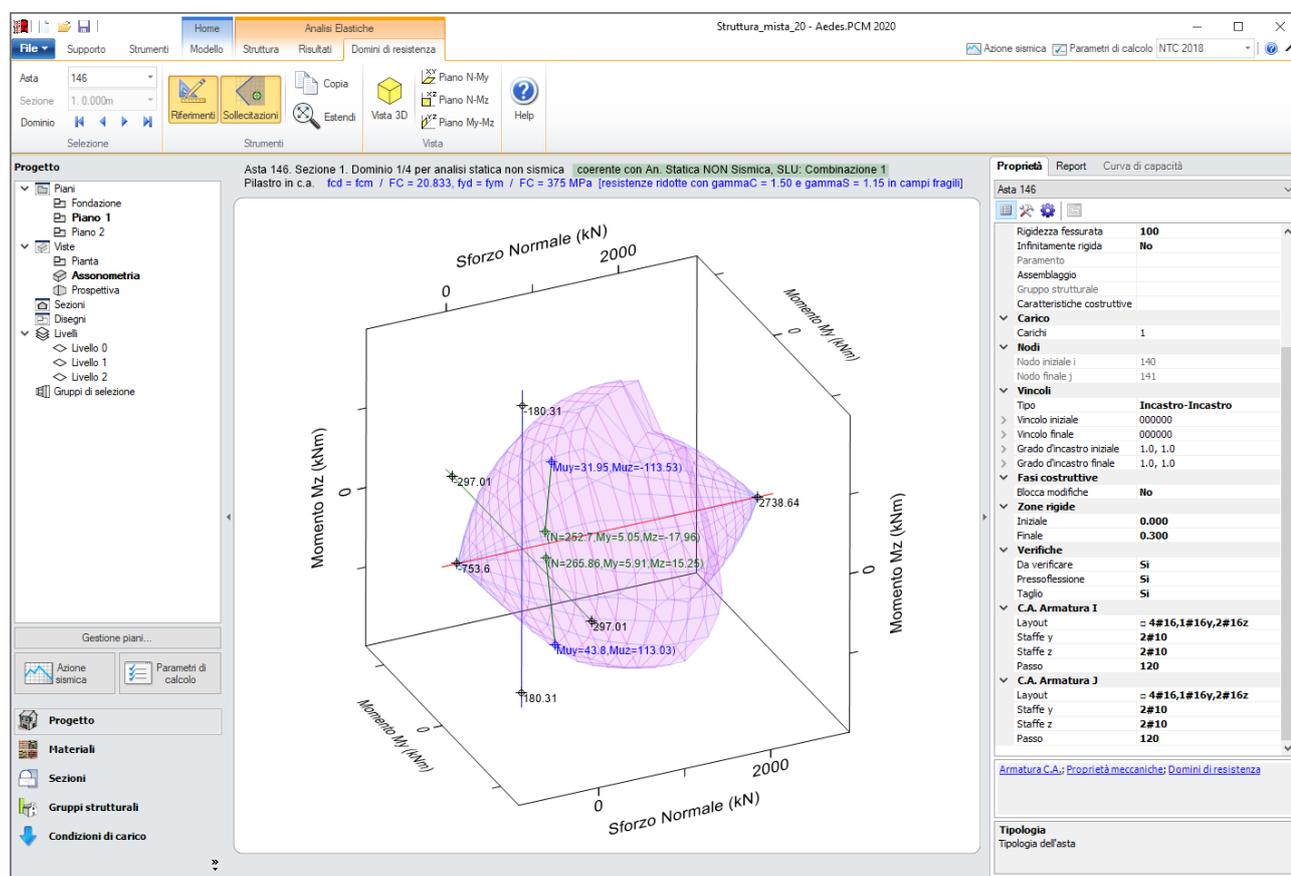
Le differenze tra un'analisi e l'altra dipendono dal valore delle resistenze di progetto adottate. In particolare, per gli elementi in c.a. si adottano le resistenze di progetto per calcestruzzo e acciaio (f_d , f_{yd}) riassunte nella seguente tabella:

Edificio	Meccanismo	An. Statica Non Sismica	An. Sismica Lineare SLU	An. Sismica Lineare SLE	An. Sismica Non Lineare
Esistente	Duttile	$f_d = f_m/F_C$ $f_{yd} = f_{ym}/F_C$	$f_d = f_m/F_C$ $f_{yd} = f_{ym}/F_C$	$f_d = f_m/F_C$ $f_{yd} = f_{ym}/F_C$	$f_d = f_m/F_C$ $f_{yd} = f_{ym}/F_C$
	Fragile	$f_d = f_m/F_C/\gamma_c$ $f_{yd} = f_{ym}/F_C/\gamma_s$	$f_d = f_m/F_C/\gamma_c$ $f_{yd} = f_{ym}/F_C/\gamma_s$	$f_d = f_m/F_C$ $f_{yd} = f_{ym}/F_C$	$f_d = f_m/F_C/\gamma_c$ $f_{yd} = f_{ym}/F_C/\gamma_s$
Nuovo	Duttile/Fragile	$f_d = 0.85 f_k/\gamma_c$ $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	$f_d = 0.85 f_k/\gamma_c$ $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	$f_d = 0.85 f_k/\gamma_c$ $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	$f_d = 0.85 f_k/\gamma_c$ $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$

Come si evince dalla tabella, negli elementi in c.a. di un edificio esistente si adottano resistenze di progetto diverse a seconda che il meccanismo sia duttile o fragile. In particolare, i coefficienti parziali di sicurezza per calcestruzzo e acciaio (γ_c e γ_s) vengono applicati solo per i meccanismi fragili ad eccezione delle analisi sismiche lineari per SLE. Negli elementi in c.a., si considera meccanismo fragile oltre alla crisi per taglio anche la crisi per pressoflessione in assenza di snervamento delle barre in acciaio. Per questo motivo, i domini di resistenza appaiono ridotti nelle zone di alta compressione dove alle resistenze di progetto viene applicato il coefficiente parziale di sicurezza del materiale (γ).

Nelle travi si esegue una verifica a pressoflessione retta nel piano verticale (piano locale xy), pertanto il dominio di resistenza è descritto nel piano N-My. Nelle sezioni con armatura non simmetrica tra intradosso ed estradosso, il dominio di resistenza non sarà simmetrico rispetto all'asse orizzontale: in questi casi i valori limite dello sforzo normale (trazione e compressione) sono assunti in corrispondenza delle intersezioni del contorno del dominio con l'asse orizzontale.

Negli elementi verticali in c.a. (pilastri e setti) si esegue, invece, una verifica a pressoflessione deviata, pertanto il dominio di resistenza è di tipo tridimensionale e i suoi punti sono descritti dalle coordinate N-My-Mz (vedi figura seguente).



1.4. VERIFICHE DI SICUREZZA

Le verifiche degli elementi in c.a. (pressoflessione retta nelle travi, pressoflessione deviata in pilastri e setti, taglio in travi, pilastri e setti) viene condotta secondo quanto previsto dalle NTC 2018 al §4.1.2 e dalla Circolare applicativa al §C8.7.2.3. Su questo argomento è stata condotta una Ricerca specifica al fine di introdurre in Aedes.PCM metodologie di calcolo all'avanguardia e in linea con i più recenti sviluppi nel settore: [i risultati della Ricerca sono illustrati nell'Appendice al presente documento.](#)

2. RINFORZO DI TRAVI E PILASTRI IN C.A. CON FRP

Aedes.PCM versione 2020.2.1 introduce il rinforzo di travi e pilastri in c.a. mediante l'applicazione di materiali compositi con matrice polimerica (FRP) in accordo con il documento CNR-DT 200/2013 "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati".

2.1. MODELLAZIONE

Per modellare il rinforzo di travi e pilastri in c.a. con FRP è necessario innanzitutto specificare le proprietà meccaniche del materiale composito utilizzato nell'intervento. Tali parametri sono accessibili dalla finestra *Parametri di calcolo* nella scheda *Interventi*. I parametri sono univoci per tutta la struttura, si presuppone quindi che la stessa tipologia di materiale composito sia utilizzata nel rinforzo degli elementi strutturali, siano essi travi o pilastri in c.a. o strutture murarie.

Negli interventi di rinforzo a taglio e confinamento è opportuno procedere ad un arrotondamento degli spigoli rinforzati allo scopo di evitare una rottura prematura del composito. Per gli elementi in c.a. il raggio di curvatura dell'arrotondamento è considerato sempre pari a 20 mm come previsto dal CNR-DT 200/2013 al §4.8.2.2.

FRP

Composito FRP: modello elastico - lineare fino a rottura (tensioni in N/mm², deformazioni in ‰)

Tipo di applicazione [LG 2009, §2.4.1]: A B ⇒ Coefficienti parziali [DT200, §3.4.1]: SLU del materiale FRP: $\gamma_f =$ 1.10 distacco dal supporto: $\gamma_{fd} =$ 1.20

Modulo di elasticità normale nella direzione delle fibre $E_f =$ 230000 Deformazione caratteristica a rottura per trazione $\epsilon_{fk} =$ 17.50

Fattore di conversione ambientale η_a [DT200, §3.5.1] = 0.95 ⇒ Deformazione di calcolo a rottura per trazione: $(\eta_a \epsilon_{fk} / \gamma_f) =$ 15.11

Spessore del singolo nastro t_f (mm) = 0.165

Per strutture in muratura

Raggio di curvatura degli spigoli R (mm) = 50

Angolo d'attrito dei corsi di malta ϕ [DT200, §5.4.1.2.2] (*) = 30.0

La disposizione dei nastri di rinforzo sugli elementi strutturali può essere specificata in fase di modellazione strutturale agendo su determinate proprietà. È sufficiente selezionare l'elemento che si intende rinforzare e visualizzare nella finestra delle Proprietà la scheda dedicata agli Interventi.

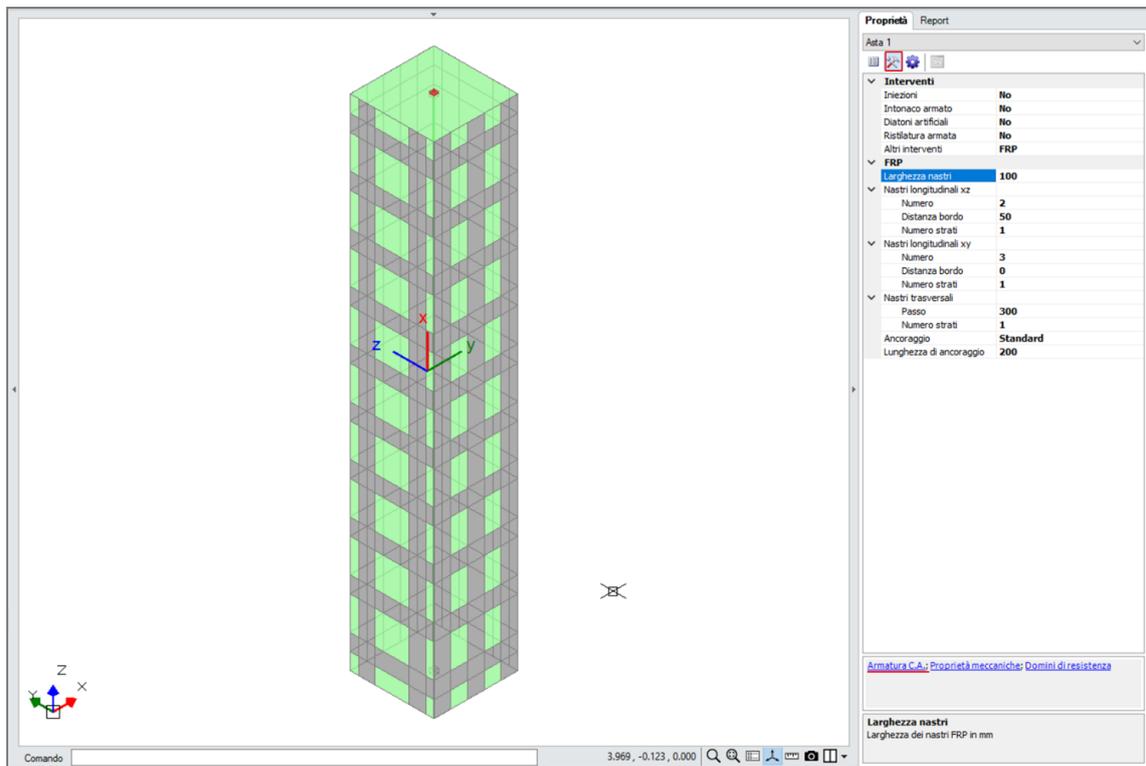
Nella proprietà "Altri interventi" specificare FRP. Il metodo di input varia in funzione del tipo di elemento (pilastro o trave in c.a.) e del tipo di sezione trasversale (rettangolare, circolare, a T). Vediamo ora in dettaglio i casi più comuni.

2.1.1. PILASTRI CON SEZIONE RETTANGOLARE

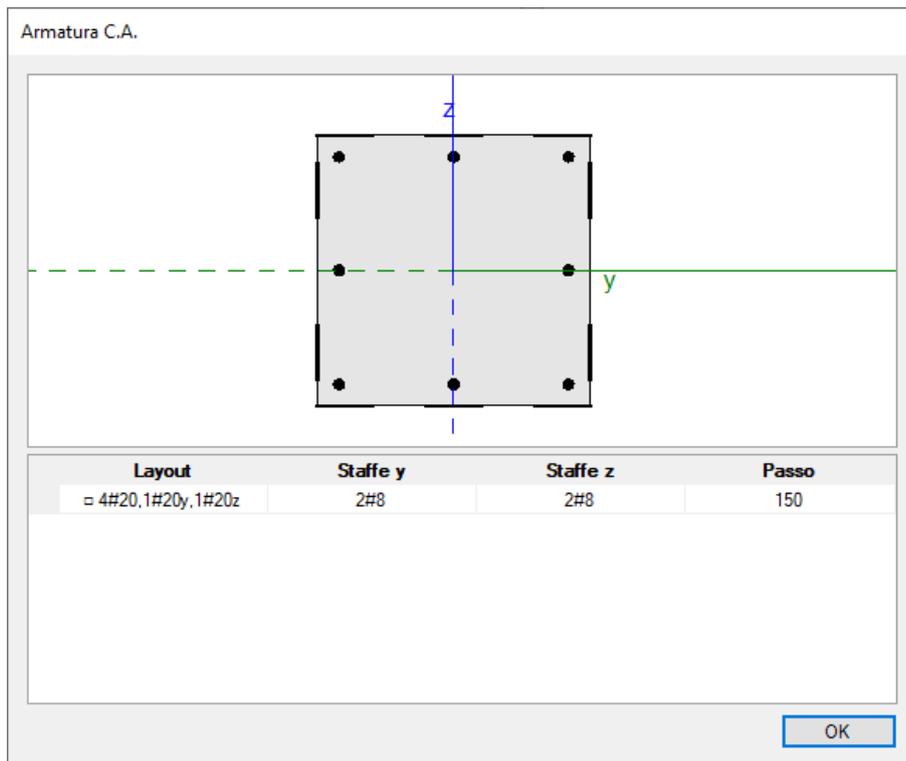
Nei pilastri a sezione rettangolare è possibile specificare le caratteristiche dei nastri di rinforzo longitudinali distinguendo tra quelli applicati sulle facce parallele al piano xz e quelli applicati sulle facce parallele al piano xy (sistema di riferimento locale). In entrambi i casi è necessario specificare il numero di nastri per faccia, la distanza dei nastri dal bordo della sezione e il numero di strati con cui viene realizzato ogni nastro. Nella figura seguente un pilastro in c.a. con sezione rettangolare 500x500 mm è stato rinforzata con due nastri longitudinali sulle facce parallele al piano xz e con tre nastri longitudinali sulle facce parallele al piano xy.

I nastri trasversali con funzione di rinforzo a taglio e confinamento possono essere definiti specificando il passo dei nastri e il numero di strati per ogni nastro.

Per completare l'input è necessario specificare la larghezza dei singoli nastri e il tipo di ancoraggio dei nastri longitudinali (§2.1.5).



Cliccando sul comando Armatura C.A. in fondo alla finestra delle Proprietà è possibile visualizzare la sezione trasversale del pilastro verificando la disposizione delle barre di armatura e dei nastri di rinforzo longitudinali.

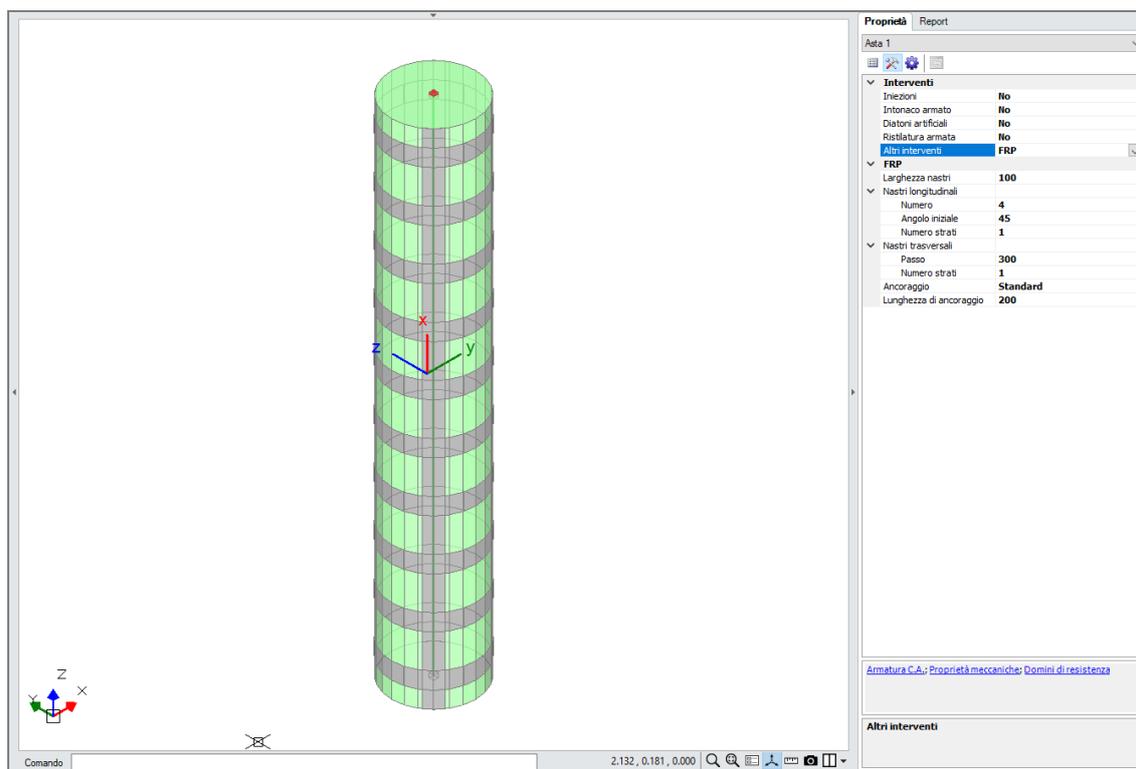


2.1.2. PILASTRI CON SEZIONE CIRCOLARE

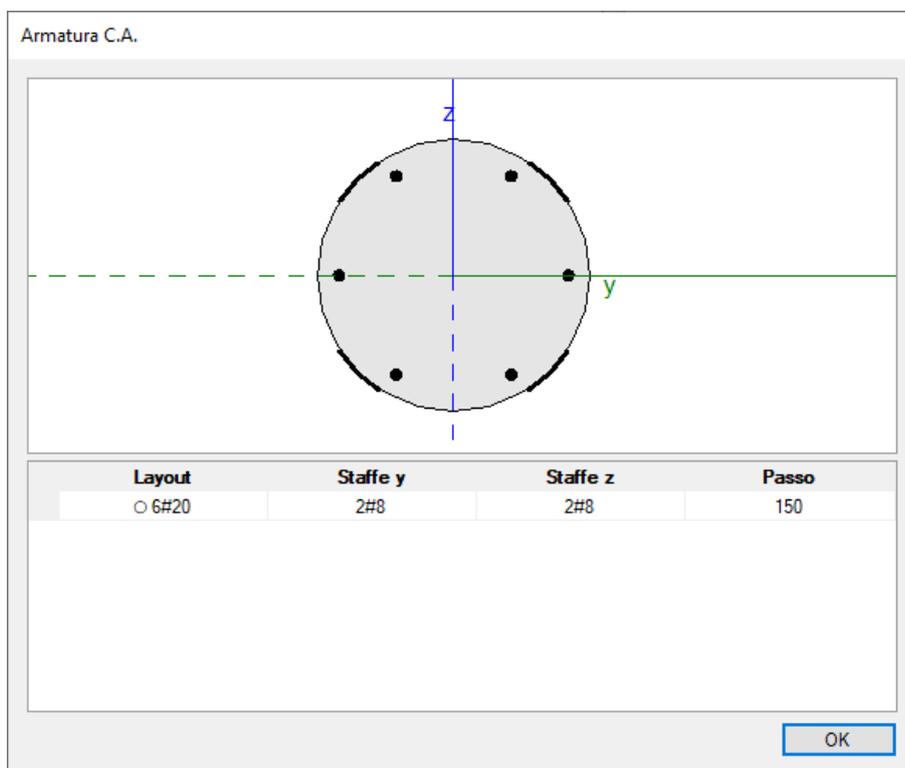
Nei pilastri a sezione circolare per definire i nastri di rinforzo longitudinali è necessario specificare il numero di nastri, l'angolo iniziale e il numero di strati per ogni nastro. L'angolo iniziale rappresenta l'angolo compreso tra l'asse locale y e la retta che congiunge il punto medio del primo nastro con il centro della sezione, positivo se in senso antiorario. Nella figura seguente un pilastro in c.a. con sezione circolare con

diametro 500 mm è stata rinforzata con quattro nastri longitudinali disposti a partire da un angolo iniziale di 45°.

La definizione del tipo di ancoraggio e dei nastri trasversali per rinforzo a taglio e confinamento è analoga al caso della sezione rettangolare.



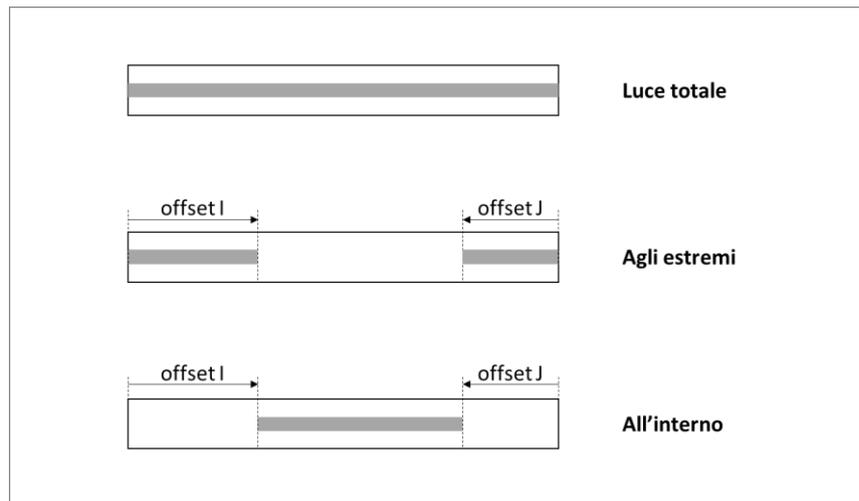
Cliccando sul comando Armatura C.A. visualizziamo la sezione trasversale del pilastro e possiamo verificare la disposizione delle barre di armatura e dei nastri di rinforzo longitudinali.



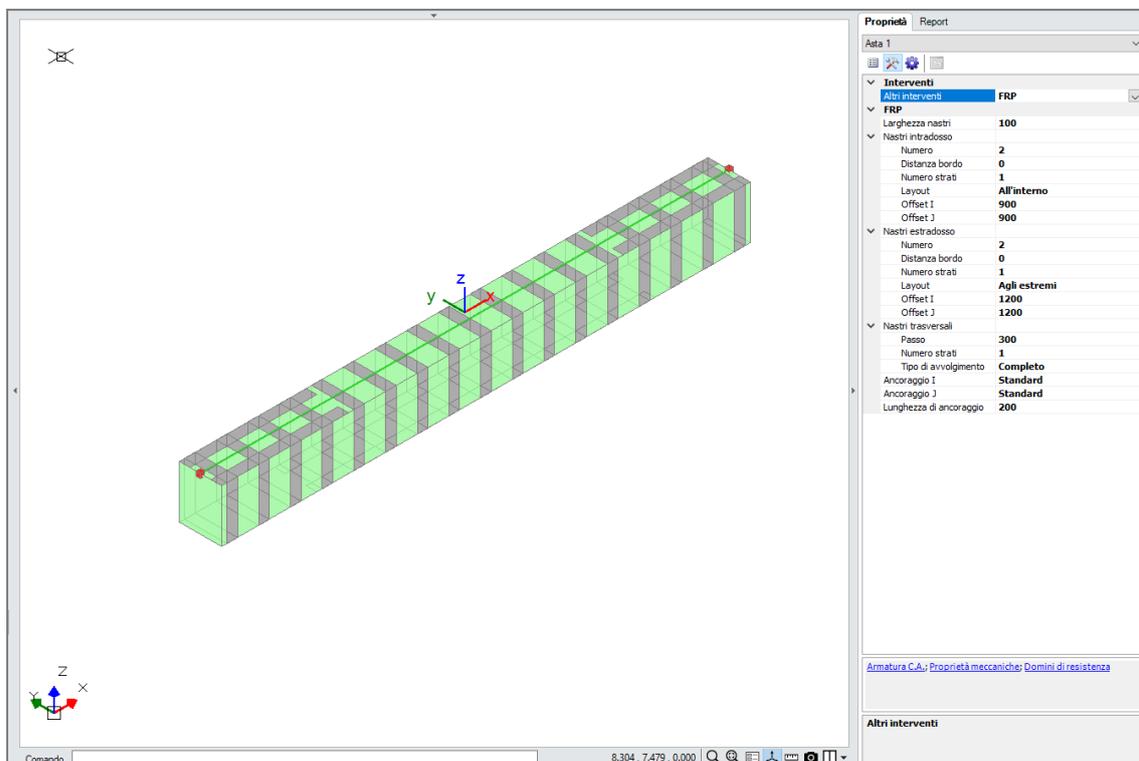
2.1.3. TRAVI CON SEZIONE RETTANGOLARE

Nelle travi in c.a. a sezione rettangolare i nastri di rinforzo longitudinali devono essere specificati distinguendo tra nastri in intradosso e nastri in estradosso. In entrambi i casi è possibile specificare il numero di nastri, la distanza dal bordo e il numero di strati per ogni nastro.

Inoltre, è possibile limitare l'applicazione dei nastri a determinate zone della trave per mezzo della proprietà Layout: impostandola su "Luce totale" i nastri vengono applicati sull'intera lunghezza della trave, impostandola su "Agli estremi" o "All'interno" i nastri vengono applicati rispettivamente all'esterno o all'interno di una zona individuata dagli offset iniziale e finale (parametri Offset I e Offset J). La figura seguente illustra le varie opzioni disponibili.



Nella figura seguente una trave in c.a. con sezione rettangolare 400x500 mm è stata rinforzata con (a) due nastri longitudinali in intradosso disposti nella parte centrale della trave con una distanza pari a 1.2m dagli estremi, (b) due nastri in estradosso disposti agli estremi della trave per una lunghezza pari a 0.9m.

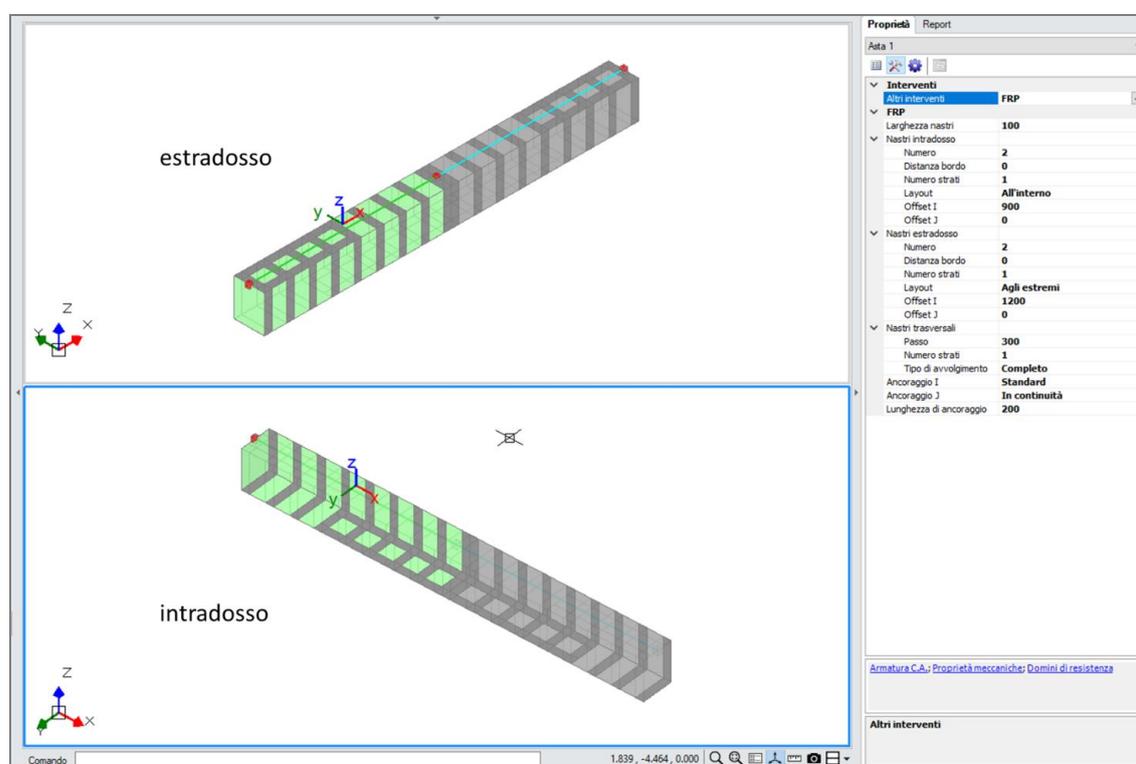


I nastri trasversali con funzione di rinforzo a taglio possono essere definiti analogamente a quanto visto per i pilastri specificando il passo dei nastri e il numero di strati per ogni nastro. È inoltre possibile specificare il tipo di avvolgimento scegliendo tra "Avvolgimento a U" e "Avvolgimento completo", nell'ultimo caso i nastri trasversali svolgono anche funzione di confinamento.

Per completare l'input è necessario specificare la larghezza dei singoli nastri e il tipo di ancoraggio dei nastri longitudinali nelle sezioni iniziale e finale.

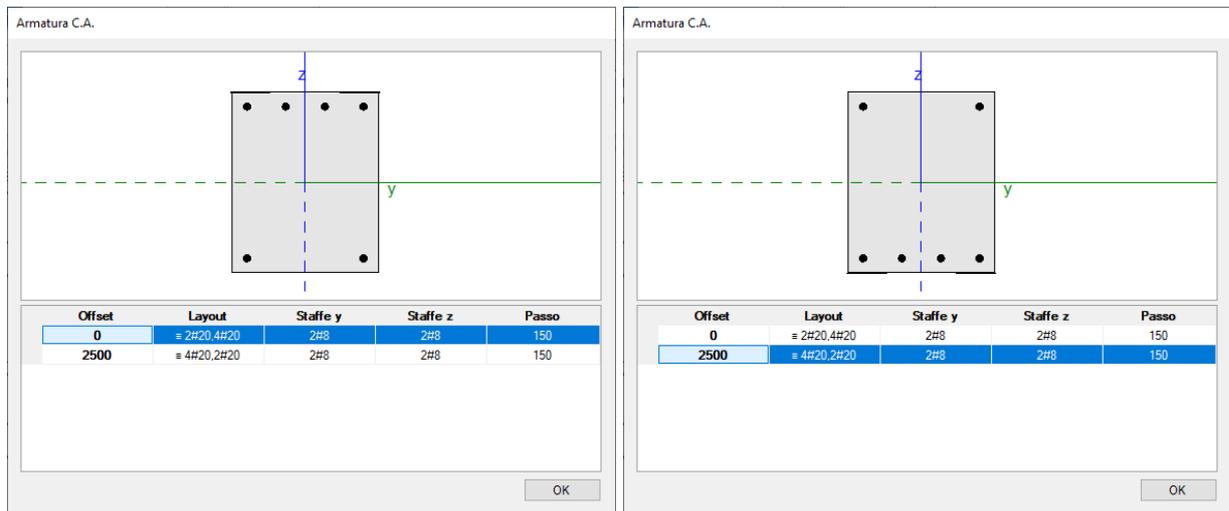
Nel corso delle analisi le verifiche di sicurezza vengono svolte esclusivamente nelle sezioni iniziale e finale della trave. Quindi, per svolgere le verifiche di sicurezza anche nella sezione di mezzera è necessario spezzare la trave in corrispondenza del punto medio in modo da avere due elementi trave che corrispondono alla porzione iniziale e finale della trave originaria. Questa operazione deve essere svolta nel modello geometrico prima di richiedere la creazione automatica del modello strutturale.

Il rinforzo con nastri FRP può quindi essere definito impostando opportunamente il layout e il tipo di ancoraggio dei nastri. La figura seguente mostra come sia possibile definire il rinforzo della trave nell'esempio precedente una volta che questa sia stata spezzata in due elementi.



Si noti come il tipo di ancoraggio dei nastri longitudinali nella sezione finale dell'elemento selezionato (Ancoraggio J) sia stato definito come "In continuità" dato che il nastro in intradosso è disposto "a cavallo" tra i due elementi trave.

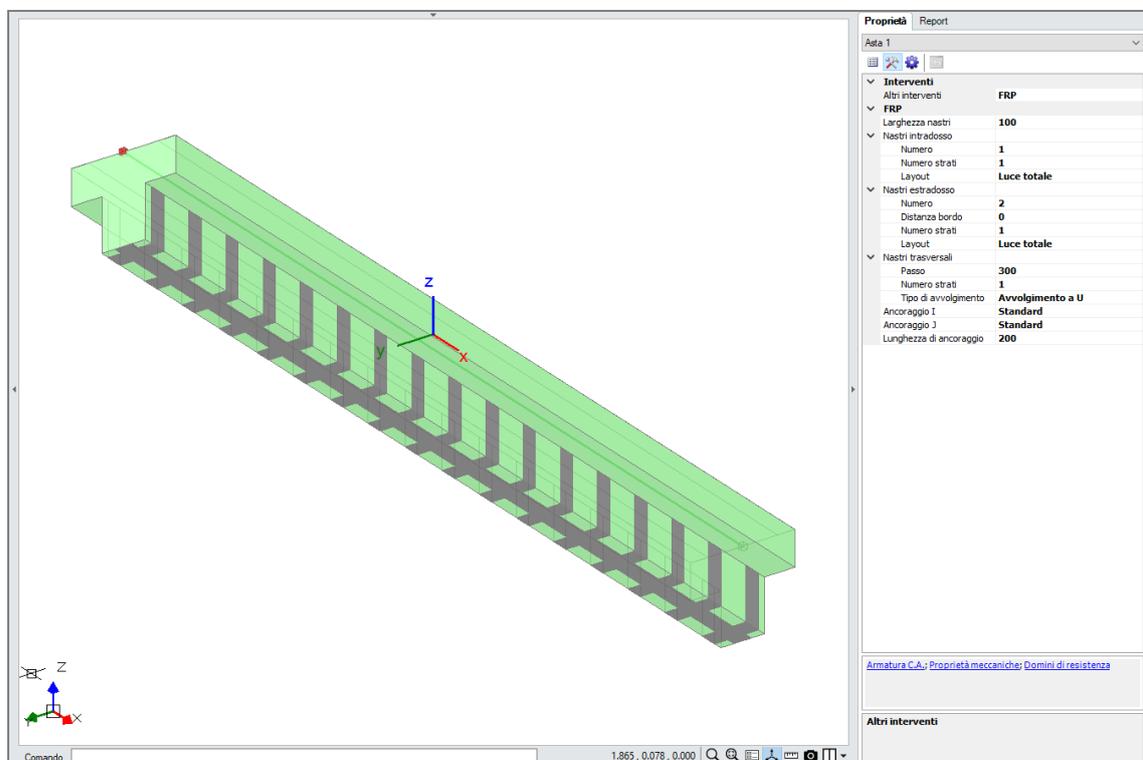
Cliccando sul comando Armatura C.A. è possibile visualizzare le sezioni trasversali dell'elemento agli estremi iniziale e finale e verificare la correttezza della modellazione di barre d'armatura e rinforzi. La sezione iniziale è caratterizzata da Offset pari a 0 mentre quella finale ha Offset pari alla lunghezza dell'elemento (un mezzo della luce totale della trave originaria).



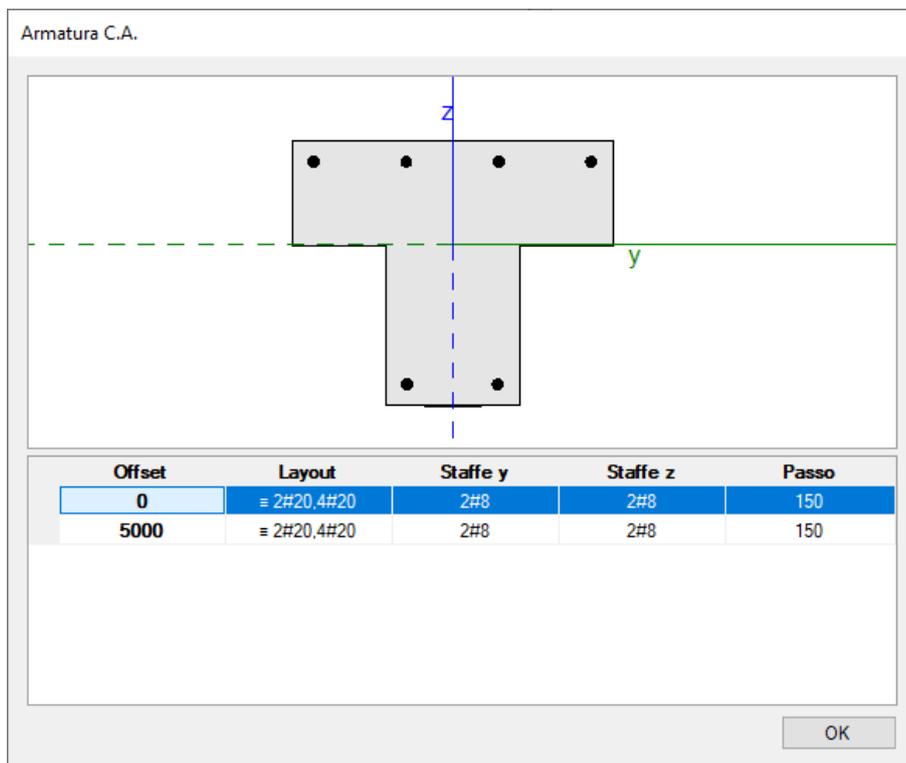
2.1.4. TRAVI CON SEZIONE A T

La definizione dei nastri di rinforzo nelle travi in c.a. con sezione a T è simile al caso della sezione Rettangolare. I nastri di rinforzo longitudinali devono essere specificati distinguendo tra nastri in intradosso e nastri in estradosso. Nel caso i nastri in intradosso siano più di uno, grazie alla proprietà "Distanza dal bordo" è possibile disporre i nastri sulla faccia inferiore delle ali o sulla faccia inferiore dell'anima. I nastri trasversali con funzione di rinforzo a taglio possono essere definiti specificando il passo dei nastri e il numero di strati per ogni nastro. In questo caso il tipo di avvolgimento può solo essere "a U".

Nella figura seguente una trave in c.a. con sezione a T è stata rinforzata per mezzo di un solo nastro in intradosso applicato sulla luce totale della trave e nastri trasversali con passo pari a 300 mm.



Anche in questo caso il comando "Armatura C.A." permette di visualizzare le sezioni trasversali della trave e verificare la correttezza dei parametri in input.



2.1.5. TIPI DI ANCORAGGIO

I meccanismi di rottura negli elementi in c.a. rinforzati con nastri FRP sono la rottura dei nastri per eccessiva trazione e la rottura per distacco dei nastri dal supporto (CNR CT 200/2013, §4.1).

Il collasso per distacco dal supporto del rinforzo a flessione può avvenire principalmente in due modi:

- Modo 1 (Distacco di estremità)
- Modo 2 (Distacco intermedio, causato da fessure per flessione nella trave)

Il meccanismo di rottura dipende quindi dalla posizione della sezione rinforzata (intermedia o di estremità) e dal tipo di ancoraggio dei nastri.

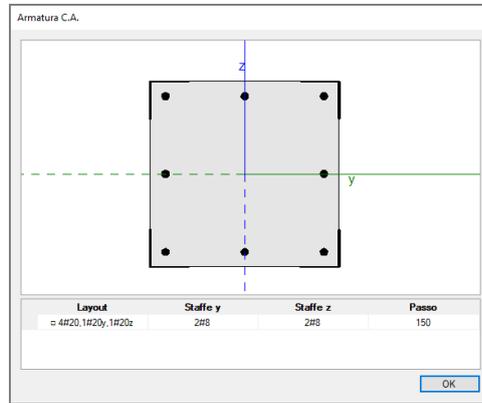
Come visto nei paragrafi precedenti, il sistema di rinforzo per un elemento in c.a. può essere definito specificando determinati parametri nella finestra delle Proprietà dell'elemento rinforzato. Tra questi parametri troviamo il **tipo di ancoraggio** (nelle travi può assumere valori differenti alla sezione iniziale e finale). Il tipo di ancoraggio può essere:

- **Standard**
Si riferisce a sezioni di estremità in cui i nastri sono ancorati per mezzo di una zona di incollaggio (Lunghezza di ancoraggio nelle proprietà dell'elemento). In questi casi il meccanismo di rottura può essere il distacco dal supporto di estremità (Modo 1) o la rottura per trazione dei nastri. (CNR-DT 200/2013, §4.1.2-3)
- **Meccanico**
Si riferisce a sezioni di estremità in cui i nastri sono ancorati per mezzo di sistemi di ancoraggio meccanici. In questi casi il meccanismo di rottura è la rottura per trazione dei nastri.
- **In continuità**
Si riferisce a sezioni intermedie in cui i nastri di rinforzo sono continui e proseguono verso altre zone dell'elemento. In questi casi il meccanismo di rottura può essere il distacco dal supporto intermedio (Modo 2) o la rottura per trazione dei nastri. (CNR-DT 200/2013, §4.1.4)

2.2. DOMINI DI RESISTENZA

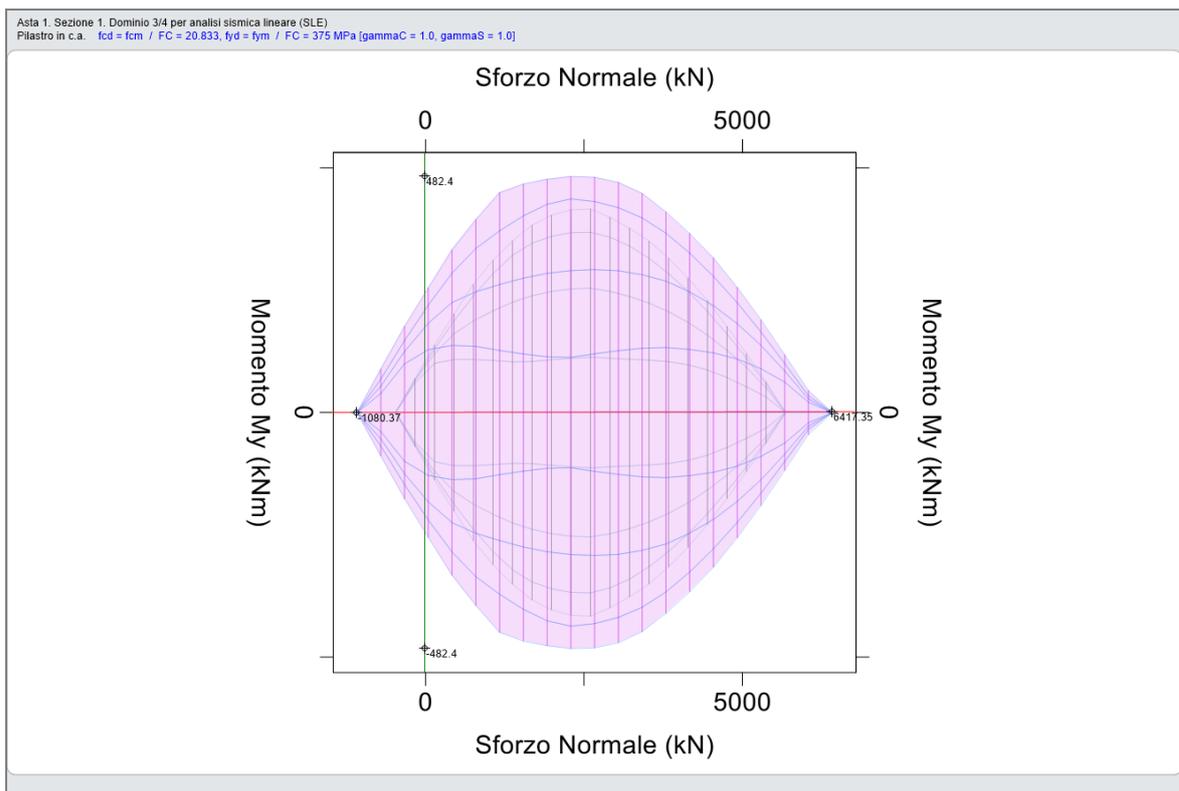
I domini di resistenza di elementi in c.a. rinforzati possono essere consultati in modo analogo a quanto visto per gli elementi non rinforzati.

Si consideri la sezione trasversale di una colonna in c.a. rinforzata con nastri FRP longitudinali e trasversali. Si tratta di una sezione quadrata di lato 50 cm rinforzata con nastri FRP longitudinali disposti ai bordi di ognuna delle 4 facce e nastri FRP trasversali tali da formare una cerchiatura continua.



La figura seguente mostra il dominio di resistenza della sezione elaborato per le verifiche SLE nelle analisi sismiche lineari. Trattandosi della sezione di una colonna il dominio è di tipo tridimensionale e viene qui rappresentato nel piano N-My.

Nel grafico del dominio viene rappresentato con linea grigia sottile il dominio di resistenza della sezione non rinforzata. In questo modo è possibile apprezzare il contributo in termini di resistenza offerto dai nastri di rinforzo. In particolare, l'espansione nella parte sinistra del dominio relativa a bassi valori dello sforzo normale (trazione o piccola compressione) è dovuta alla presenza dei nastri longitudinali, mentre l'espansione nella parte destra relativa ad alti sforzi di compressione è legata alla pressione efficace di confinamento dovuta alla presenza della cerchiatura.



2.3. VERIFICHE DI SICUREZZA

Le verifica degli elementi in c.a. rinforzati con materiali FRP (pressoflessione retta nelle travi, pressoflessione deviata nei pilastri, taglio in travi e pilastri) viene condotta secondo quanto previsto dalle NTC 2018 al §4.1.2, dalla Circolare applicativa al §C8.7.2.3 e dal CNR-DT 200/2013 al §4 . Su questo argomento è stata condotta una Ricerca specifica al fine di introdurre in Aedes.PCM metodologie di calcolo all'avanguardia e in linea con i più recenti sviluppi nel settore: [i risultati della Ricerca sono illustrati nell'Appendice al presente documento.](#)

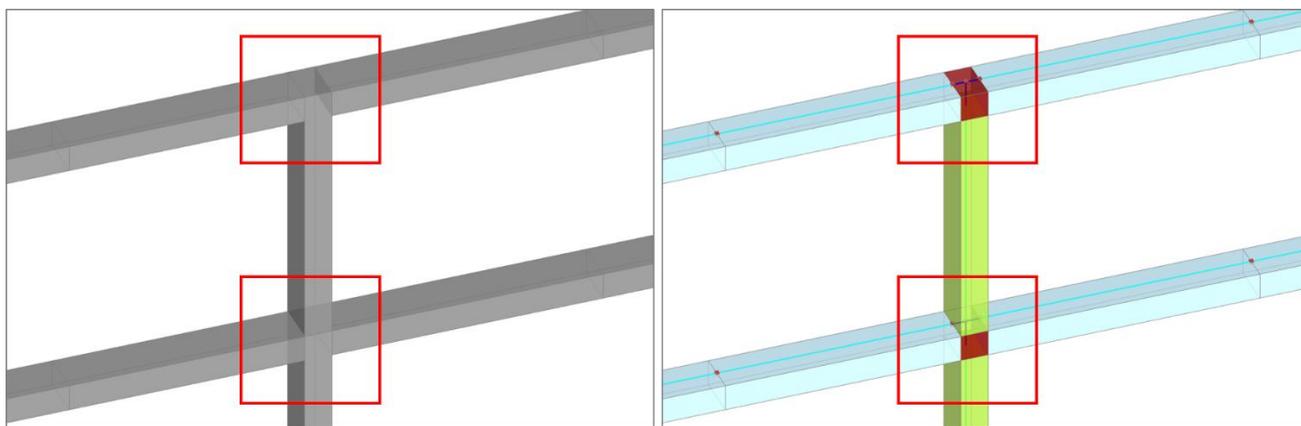
3. NODI TRAVE-PILASTRO

Aedes.PCM 2020 introduce la verifica dei nodi trave-pilastro, cioè le zone dei pilastri in c.a. che si sovrappongono alle travi concorrenti. Tale verifica, svolta in accordo alla Circolare NTC 2018, §C8.7.2.3.5, richiede una appropriata modellazione strutturale del nodo e degli elementi che vi concorrono.

3.1. MODELLAZIONE

In fase di creazione del modello strutturale i nodi trave-pilastro vengono definiti automaticamente. Visualizzando i solidi delle aste nel modello strutturale e attivando la colorazione per tipologia, il nodo trave-pilastro viene rappresentato con un solido di colore rosso scuro che compete al nodo strutturale posto in sommità del pilastro. La geometria del nodo trave-pilastro consiste in un prisma retto la cui sezione è uguale alla sezione trasversale del pilastro inferiore e la cui altezza viene impostata automaticamente in funzione della geometria delle travi che concorrono nel nodo. L'asta che rappresenta il pilastro in c.a. resta definita a tutta altezza, cioè la lunghezza totale dell'asta include l'altezza del nodo, ma la zona che si sovrappone al nodo viene considerata zona rigida. Lo stesso discorso vale per le travi che concorrono nel nodo: se l'asta della trave non si interrompe in corrispondenza della faccia del nodo ma si sovrappone ad esso, la zona di intersezione viene impostata come zona rigida riducendo di fatto la lunghezza deformabile della trave. Le zone rigide degli elementi nella visualizzazione "solida" del modello strutturale sono rappresentate "vuote" proprio per evitare la compenetrazione dei solidi. Altezza del nodo e zone rigide degli elementi concorrenti possono essere modificate manualmente agendo sulle relative proprietà. Inoltre, è possibile apportare le seguenti modifiche rispetto alla generazione automatica:

- annullare un nodo trave-pilastro per mezzo di un apposito comando nella scheda delle proprietà del nodo: Annulla nodo trave-pilastro
- definire nuovi nodi per mezzo di un apposito comando nella barra multifunzione: scheda Struttura, gruppo Inserisci, Nodi, Definisci nodo trave-pilastro



3.2. VERIFICHE

Una volta definiti i nodi trave-pilastro, grazie ad un'apposita proprietà è possibile scegliere quali nodi si intende sottoporre a verifica in analisi pushover. Secondo quanto previsto dalla Circolare applicativa delle NTC 2018, §C8.7.2.3.5, negli edifici esistenti devono essere sottoposti a verifica i nodi non interamente confinati, cioè i nodi in cui in almeno una delle facce verticali non si innesti una trave o che in generale non soddisfano le condizioni per cui un nodo si può definire interamente confinato (NTC 2018, §7.4.4.3). La capacità a taglio del nodo è fornita da un meccanismo a traliccio che, a seguito della fessurazione diagonale, vede operare contemporaneamente un meccanismo di taglio compressione ed un meccanismo di taglio trazione. Sono pertanto previste due verifiche secondo le espressioni C8.7.2.11-12 della Circolare

NTC 2018:

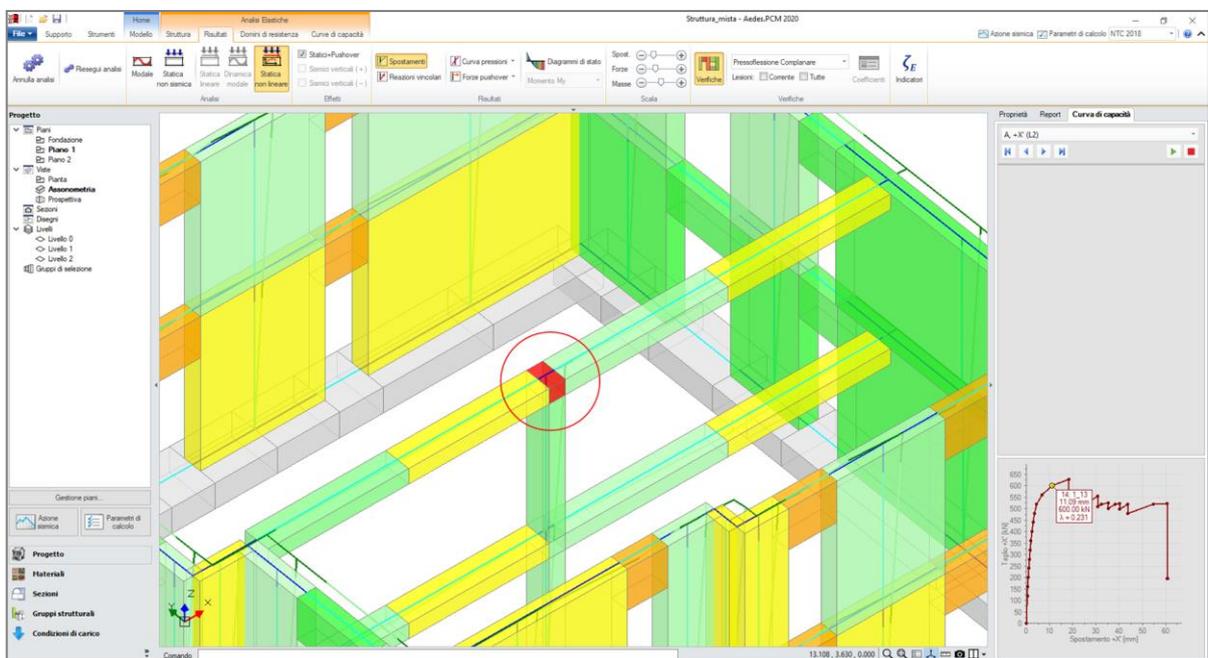
- per la resistenza a trazione

$$\sigma_{jt} = \left[\frac{N}{2A_j} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_j}\right)^2 + \left(\frac{V_j}{A_j}\right)^2} \right] \leq 0.3\sqrt{f_c} \quad (f_c \text{ in MPa})$$

- per la resistenza compressione

$$\sigma_{jc} = \frac{N}{2A_j} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_j}\right)^2 + \left(\frac{V_j}{A_j}\right)^2} \leq 0.5f_c \quad (f_c \text{ in MPa})$$

Una volta eseguita l'analisi Pushover, è possibile consultare ad ogni passo della curva di capacità lo stato di verifica dei vari nodi. I nodi per cui la verifica di resistenza non risulta soddisfatta sono rappresentati in colore rosso.



Il report "Storia evolutiva" contiene in formato tabulare i parametri relativi alle verifiche di resistenza non soddisfatte (figura seguente). In particolare, per ogni verifica vengono fornite le seguenti informazioni:

- N Numero identificativo del nodo
- Sottocurva, Passo Passo della curva pushover in cui si verifica la crisi
- Dir. Direzione di verifica (assi locali Y o Z della colonna inferiore)
- b Larghezza effettiva del nodo in mm
- h Altezza effettiva del nodo in mm
- fd Resistenza a compressione di progetto del materiale in N/mm^2
- P Azione assiale presente nel pilastro superiore in kN
- Vc Taglio trasmesso dal pilastro superiore in kN
- Vb Somma degli sforzi orizzontali trasmessi dalla parte superiore delle travi in kN
- σ,t Tensione di trazione nel nodo in N/mm^2
- σ,c Tensione di compressione nel nodo in N/mm^2
- C.Sic. Coefficiente di sicurezza

VERIFICA DI RESISTENZA DEI NODI TRAVE-PILASTRO IN C.A. (§C8.7.2.3.5)

(elenco per ordine di crisi)

N.	Sotto curva	Passo	Dir.	b (mm)	h	fd (N/mm ²)	P	Vc (kN)	Vb	σ_c (N/mm ²)	σ_t (N/mm ²)	C.Sic.
141	1	13	Z	500	300	13.889	0.00	0.00	-172.83	1.152	1.152	0.970
140	1	14	Z	500	300	13.889	177.74	28.68	-282.33	1.199	2.384	0.932

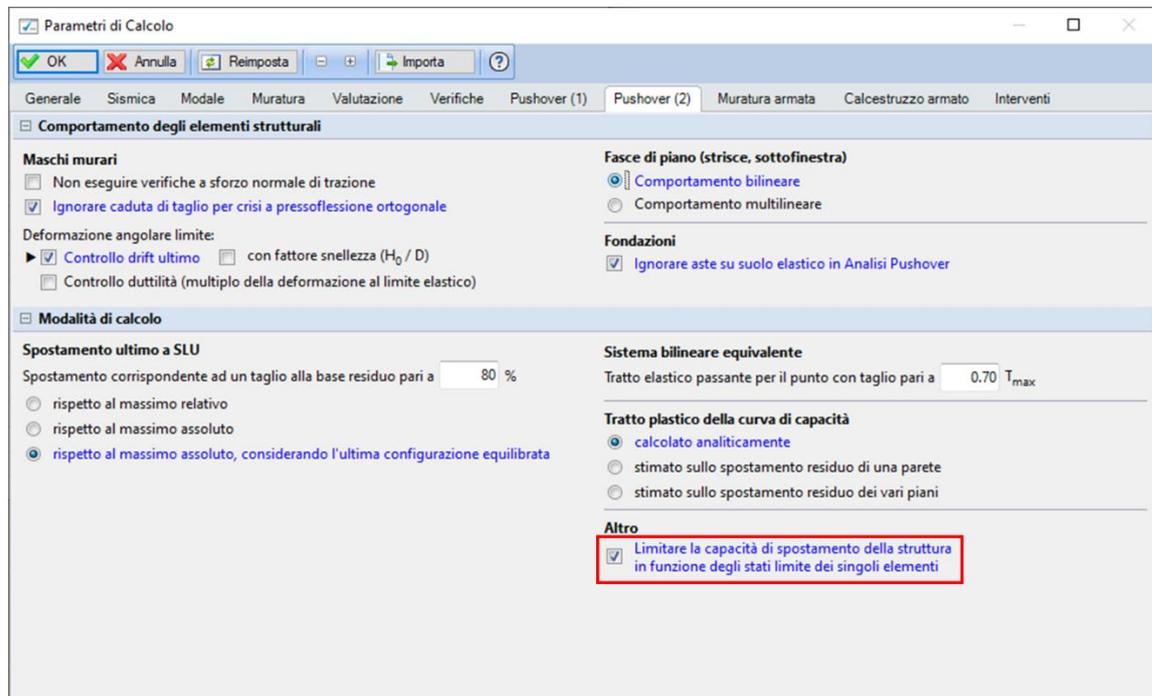
4. ANALISI PUSHOVER E CAPACITÀ LOCALI DEGLI ELEMENTI

La Circolare applicativa delle NTC 2018, al §C8.7.2.2.3, prevede che una volta elaborata la curva di capacità della struttura, sia svolta la verifica di sicurezza degli elementi in c.a. duttili e fragili. In particolare, la verifica dei meccanismi duttili (flessione in travi, pilastri e pareti con o senza sforzo normale) sia eseguita in termini di deformazioni mentre la verifica dei meccanismi fragili (taglio in travi, pilastri, pareti e nodi) sia eseguita in termini di sollecitazioni. La Circolare fornisce inoltre indicazioni su come individuare la domanda in termini di deformazione o sollecitazione sulla curva elaborata, per ciascuno stato limite considerato.

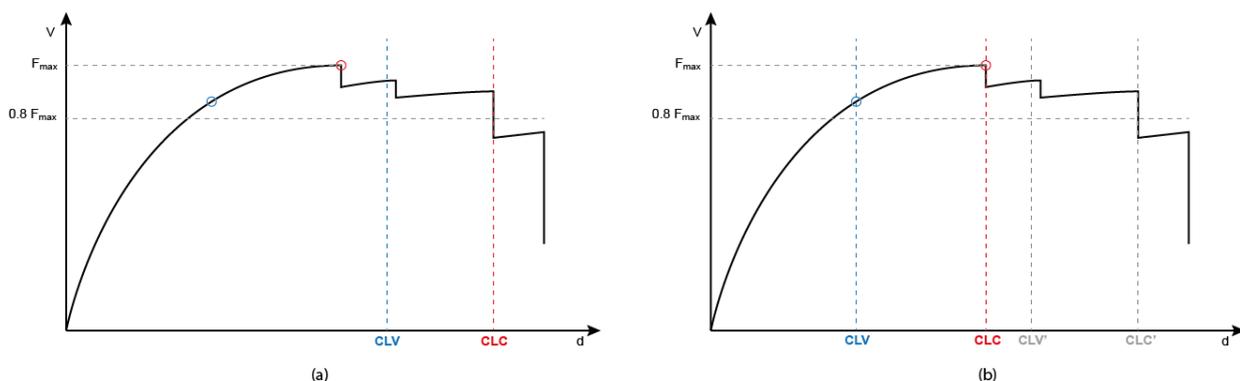
Di conseguenza, in una struttura mista (muratura - c.a.), la verifica di sicurezza in analisi Pushover non dovrebbe limitarsi al confronto tra capacità e domanda in termini di spostamento del punto di controllo, ma dovrebbe includere anche le verifiche locali sugli elementi in c.a. duttili e fragili svolte in funzione di deformazioni e sollecitazioni relative a determinati punti della curva di capacità.

Tuttavia, queste verifiche svolte a posteriori permetterebbero di stabilire se il meccanismo duttile o fragile è in sicurezza oppure no per l'azione sismica in input, ma non permetterebbero di individuare la capacità sismica della struttura in termini di PGA e il relativo indicatore di rischio sismico. Per ottenere queste informazioni sarebbe infatti necessario reiterare le verifiche di sicurezza al fine di individuare l'azione sismica che porta ad un coefficiente di sicurezza unitario.

Per questo motivo, Aedes.PCM 2020 permette di individuare la capacità ultima degli elementi duttili e fragili già in fase di elaborazione della curva pushover. Infatti, le verifiche di sicurezza richieste dalla normativa sono già state svolte nel corso dell'analisi incrementale e hanno inciso sulla rigidezza della struttura per effetto degli svincolamenti previsti dall'algoritmo. Dunque, la procedura implementata nel software memorizza il passo dell'analisi incrementale in cui è stato raggiunto il taglio ultimo in un meccanismo fragile o la deformazione ultima in un meccanismo duttile e permette di arretrare la capacità di spostamento della struttura (definita al §C8.7.1.3.1 della Circolare) in modo da coincidere con le capacità locali degli elementi. Questo arretramento è opzionale ed è governato da un nuovo parametro di calcolo nella scheda Pushover (2): **"Limitare la capacità di spostamento della struttura in funzione degli stati limite dei singoli elementi"**.



Si consideri la curva pushover illustrata nella figura seguente. Nel grafico (a) la capacità di spostamento della struttura allo Stato Limite di Collasso (CLC) è stata individuata in corrispondenza di un taglio residuo inferiore all'80% del taglio alla base massimo (F_{max}). Di conseguenza la capacità di spostamento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (CLV) viene impostata pari $\frac{3}{4}$ della capacità SLC. Supponiamo che il punto blu indichi il passo in cui per la prima volta un elemento in c.a. raggiunge la deformazione ultima per SLV (in genere la rotazione della corda ultima per SLV è $\frac{3}{4}$ della rotazione ultima per SLC), mentre il punto rosso indichi il passo in cui per la prima volta un elemento in c.a. raggiunge la deformazione ultima per SLC o va in crisi per taglio. Se è attiva l'opzione "Limitare la capacità di spostamento della struttura in funzione degli stati limite dei singoli elementi", allora le capacità di spostamento della struttura per SLV e SLC vengono arretrate come illustrato nel grafico (b). Nonostante le capacità di spostamento siano arretrate, le domande di spostamento per i vari stati limite vengono calcolate sulla base di un sistema bilineare equivalente il cui spostamento ultimo corrisponde sempre al punto in cui si registra un taglio alla base residuo inferiore all'80%, quindi in corrispondenza dello spostamento CLC'.

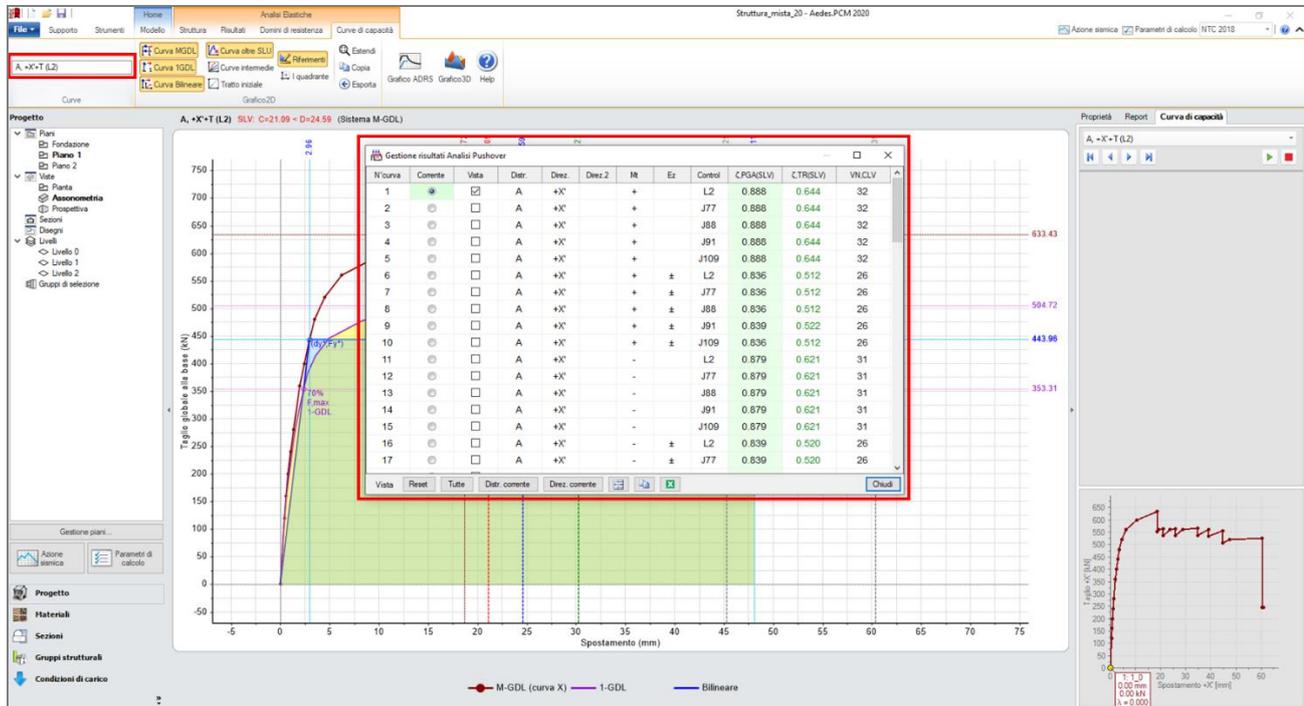


A questo punto, dato che la capacità di spostamento tiene conto anche degli stati limite locali degli elementi in c.a., il calcolo dell'indicatore di rischio sismico può essere condotto normalmente ricercando la capacità in termini di PGA, cioè l'azione sismica per cui la domanda di spostamento uguaglia la capacità.

5. NUOVE FUNZIONALITÀ IN ANALISI PUSHOVER

5.1. GESTIONE RISULTATI ANALISI PUSHOVER

Una volta eseguita l'Analisi Pushover, nella scheda Curve di Capacità è possibile accedere ad una tabella riassuntiva dei risultati relativi alle varie curve di capacità elaborate (vedi figura seguente).



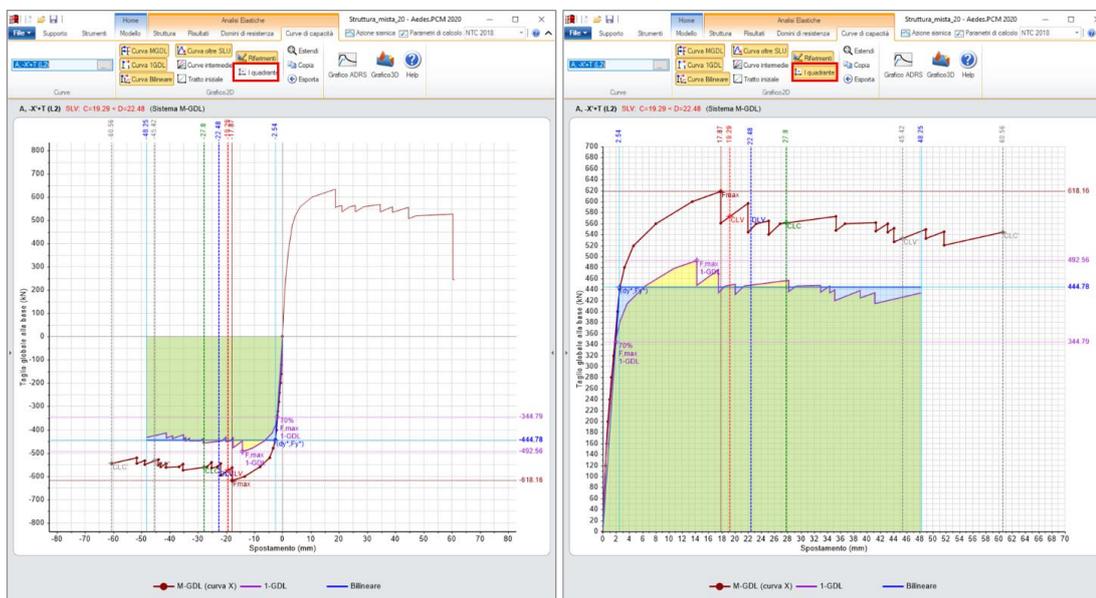
In alcuni casi il numero di curve elaborate è molto grande, perché magari si è scelto di considerare 2 distribuzioni di forze, 4 direzioni di analisi, gli effetti dell'eccentricità accidentale, l'analisi bidirezionale, gli effetti della componente sismica verticale o dei punti di controllo aggiuntivi. Quando le curve elaborate sono tante, può essere difficile consultare i risultati o esportarli in un formato leggibile a corredo della relazione di calcolo. Per questi motivi, la versione 2020 di Aedes.PCM introduce due nuove e utili funzioni. La prima novità riguarda la possibilità di applicare un **filtro** alla tabella in modo da visualizzare solo le righe relative alle curve che soddisfano determinate condizioni. Per farlo, è sufficiente accedere al menu filtro dal titolo di una o più colonne (vedi figura seguente), specificare le condizioni desiderate e cliccare su "Applica". Per visualizzare la tabella completa è necessario annullare tutti i filtri o chiudere e riaprire la finestra dei risultati.

Un'altra utile funzione è la possibilità di esportare la tabella dei risultati in un file formato **Excel** (file .xls). Per farlo è sufficiente cliccare sul tasto con l'icona di Excel in fondo alla finestra (vedi figura seguente) e specificare il percorso del file nella posizione desiderata.

N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz. 2	Mt	Ez	Controllo	$\zeta_{PGA}(SLV)$	$\zeta_{TR}(SLV)$	VN,CLV
9	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+X'		+	±	<input type="checkbox"/> (Seleziona tutto)			
10	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+X'		+	±	<input type="checkbox"/> J109			
11	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+X'		-	-	<input type="checkbox"/> J77			
12	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+X'		-	-	<input type="checkbox"/> J88			
13	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+X'		-	-	<input checked="" type="checkbox"/> L2			
14	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+X'		-	-				
15	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+X'		-	-				
16	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+X'		-	±				
17	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+X'		-	±	J77	0.839	0.520	26
18	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+X'		-	±	J88	0.839	0.520	26
19	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+X'		-	±	J91	0.839	0.520	26
20	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+X'		-	±	J109	0.839	0.520	26
21	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+Y'		+		L2	0.686	0.280	14
22	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+Y'		+		J77	0.689	0.284	14
23	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+Y'		+		J88	0.686	0.280	14
24	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+Y'		+		J91	0.686	0.280	14
25	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+Y'		+		J109	0.689	0.284	14
26	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+Y'		+	±	L2	0.634	0.229	12

5.2. GRAFICO DELLE CURVE DI CAPACITÀ

Nel grafico 2D delle curve di capacità, per impostazione di default, le curve relative alle direzioni negative (-X e -Y) vengono rappresentate nel terzo quadrante del digramma cartesiano per evidenziare il fatto che la direzione di spinta è opposta rispetto a quella delle curve positive (+X e +Y). Nella nuova versione al fine di facilitare la lettura del diagramma è stata introdotta la possibilità di visualizzare il grafico di tutte le curve nel primo quadrante, indipendentemente che si tratti di curve con direzione positiva o negativa. Per farlo è sufficiente attivare l'opzione "I quadrante" nella barra multifunzione, gruppo Grafico 2D.



Inoltre, è stato introdotto il comando "Esporta" accessibile dalla barra multifunzione, nel gruppo Grafico2D. Il comando permette di salvare velocemente una serie di immagini relativi ai grafici delle curve elaborate. Le immagini vengono salvate nella cartella del progetto, nella sottocartella "CurvePushover". Durante l'esportazione, le opzioni di visualizzazione della curva corrente vengono applicate anche ai grafici di tutte le altre curve.

6. FILE DI PROGETTO IN POSIZIONE QUALSIASI

Nelle versioni di Aedes.PCM fino alla 2019 è possibile aprire ed analizzare soltanto file di progetto che siano collocati in una sottocartella della directory di installazione del software, ad esempio, "C:\Aedes2019\Pcm\Progetti" o altre sottocartelle di "C:\Aedes2019\Pcm".

Nella versione 2020 questa limitazione è stata rimossa. **È ora possibile aprire file di progetto posti in qualsiasi percorso**, anche in unità disco diverse da C:

In questo modo è possibile sfruttare al meglio lo spazio di archiviazione disponibile ed evitare di sovraccaricare l'unità C:

NOTA BENE. A fronte di una maggior libertà di archiviazione **è opportuno che l'Utente stabilisca un appropriato metodo di archiviazione al fine di evitare che progetti elaborati con una versione siano modificati da versioni successive.**

Ad esempio, supponiamo che si disponga dell'unità disco (ad es.: D:) allocata in una partizione del disco fisso o su un disco esterno o su una rete aziendale: i progetti elaborati con Aedes.PCM 2020 potrebbero essere raccolti nella cartella "D:\ProgettiAedesPCM\2020" operando in analogia anche per le successive versioni del software.

Ovviamente **è sempre possibile continuare ad archiviare i progetti nella cartella C:\Aedes2020\Pcm\Progetti che rimane l'opzione di default al salvataggio di un nuovo file.**

APPENDICE A.: CERNIERE PLASTICHE PER AEDES (a cura di ASDEA)

2020



**ASDEA SOFTWARE START UP
INNOVATIVA S.R.L.**

Via Breviglieri, 8
65128, PESCARA, ITALY
Tel/fax +39.085.431.0059
P.IVA 02196590687
www.asdeasoft.net

OGGETTO: **Documento teorico di riferimento per l'implementazione delle cerniere plastiche in AEDES**

DATA: 10 Marzo 2020

REDATTO DA: Ing. Francesca Candeloro
PhD. Massimo Petracca
Prof. Ing. Guido Camata

COMMITTENTE: **AEDES SOFTWARE S.N.C.**
Via Ferrante Aporti, 32 -56028 San Miniato Basso
(PI-CF e P.IVA: 01735120972 - Codice REA: PI-142866)

A.1. RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI

Il presente documento descrive la formulazione delle cerniere plastiche implementate in AEDES per la definizione del comportamento non lineare di elementi strutturali in c.a. I riferimenti bibliografici e normativi a cui si richiama nel proseguo del documento sono:

- [1] NTC 2018, Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» del 17 Gennaio del 2018
- [2] Circolare del 21 gennaio 2019 n.7 "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"
- [3] CNR DT 200/2013, "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati Materiali, strutture di c.a. e di c.a.p., strutture murarie"
- [4] CNR DT 212/2013, "Istruzioni per la Valutazione Affidabilistica della Sicurezza Sismica di Edifici Esistenti"
- [5] Spacone, E., Ciampi, V., & Filippou, F. C. (1992). A beam element for seismic damage analysis.
- [6] Taucer, F., Spacone, E., & Filippou, F. C. (1991). A Fiber Beam-Column Element For Seismic Response Analysis of Reinforced Concrete Structures.
- [7] Biskinis, D.E. (2007). Resistance and deformation capacity of concrete members with or without retrofitting". Thesis submitted to the Civil Engineering Department of the University of Patras, in partial fulfilment of the requirements for the Doctoral Degree, University of Patras, Greece (in Greek).
- [8] Biskinis, D.E. and Fardis, M.N. (2004). Cyclic strength and deformation capacity of RC members, including members retrofitted for earthquake resistance, Proceedings 5th International Ph.D Symposium in Civil Engineering, Delft, 1125-1133. Balkema.
- [9] Biskinis, D. & Fardis, M.N. (2010). Flexure-controlled ultimate deformations of members with continuous or lap-spliced bars. Structural Concrete, 11(2), 93-108.
- [10] Biskinis, D. & Fardis, M.N. (2010). Deformations at flexural yielding of members with continuous or lap-spliced bars. Structural Concrete, 11(3), 127-138.

A.2. SIMBOLI, ABBREVIAZIONI E NOTAZIONI

Si riporta di seguito l'elenco dei simboli, abbreviazioni e notazioni utilizzate nel presente documento.

M_y	Momento di snervamento della sezione in c.a. valutato dalla bilinearizzazione del legame momento curvatura, ottenuto dal calcolo della sezione a fibre
κ_y	Curvatura di snervamento della sezione in c.a. valutato dalla bilinearizzazione del legame momento curvatura, ottenuto dal calcolo della sezione a fibre
κ_u	Curvatura ultima della sezione in c.a. valutato dalla bilinearizzazione del legame momento curvatura, ottenuto dal calcolo della sezione a fibre
ϕ_y	Notazione utilizzata nelle NTC 2018 per indicare la curvatura di snervamento della sezione in c.a.
ϕ_u	Notazione utilizzata nelle NTC 2018 per indicare la curvatura ultima della sezione in c.a.
θ_y	Rotazione alla corda di snervamento di una sezione in c.a.
θ_u	Rotazione alla corda ultima di una sezione in c.a.
T_y	Resistenza a taglio valutata considerando una rotazione pari a θ_y (§ C87.2.3.5 di [2])
T_{2y}	Resistenza a taglio valutata considerando una rotazione pari a θ_{2y} (§ C87.2.3.5 di [2])
T_{3y}	Resistenza a taglio valutata considerando una rotazione pari a θ_{3y} (§ C87.2.3.5 di [2])
T_u	Resistenza a taglio valutata considerando una rotazione pari a θ_u (§ C87.2.3.5 di [2])
\overline{M}_y^T	Momento equilibrato corrispondente al taglio resistente valutato per un valore di rotazione pari a θ_y . E' ottenuto dal prodotto tra la luce di taglio dell'elemento strutturale e T_y
\overline{M}_{2y}^T	Momento equilibrato corrispondente al taglio resistente valutato per un valore di rotazione pari a θ_{2y} . E' ottenuto dal prodotto tra la luce di taglio dell'elemento strutturale e T_{2y}
\overline{M}_{3y}^T	Momento equilibrato corrispondente al taglio resistente valutato per un valore di rotazione pari a θ_{3y} . E' ottenuto dal prodotto tra la luce di taglio dell'elemento strutturale e T_{3y}
\overline{M}_u^T	Momento equilibrato corrispondente al taglio resistente valutato per un

	valore di rotazione pari a θ_u . E' ottenuto dal prodotto tra la luce di taglio dell'elemento strutturale e T_u
$M_{y,mista}$	Momento di snervamento della cerniera mista pressoflessione deviata-taglio
$\theta_{y,mista}$	Rotazione alla corda di snervamento della cerniera mista pressoflessione deviata-taglio
$\theta_{u,mista}$	Rotazione alla corda ultima della cerniera mista pressoflessione deviata-taglio
L_v	Luce di taglio
L_{pl}	Lunghezza della cerniera plastica
h	Altezza della sezione in c.a.
SLC	Stato Limite di Collasso
SLV	Stato Limite di Salvaguardia della vita
SLD	Stato Limite di Danno

A.3. INTRODUZIONE

Le analisi nonlineari statiche (pushover) necessitano di modelli semplici, ma allo stesso tempo accurati, che consentano di seguire il comportamento di telai soggetti a forze laterali crescenti. La semplicità dei modelli è necessaria per assicurare tempi di calcolo ragionevoli mentre l'accuratezza è richiesta per poter ottenere una risposta che, avvicinandosi il più possibile all'effettivo comportamento della struttura, possa descrivere i meccanismi di danneggiamento e rottura più comuni, quali le rotture a flessione, pressoflessione e taglio di travi e pilastri in c.a..

In questo documento viene descritto l'approccio utilizzato per la formulazione e l'implementazione di cerniere plastiche concentrate in elementi in c.a. trave e colonna, per il software di calcolo AEDES. La cerniera plastica considerata nel prosieguo del presente documento è una **cerniera mista pressoflessione deviata-taglio**. Essa si distingue dalle più comuni cerniere disaccoppiate di flessione e taglio, in quanto **permette di predire attraverso il solo controllo del legame Momento-Rotazione quale sia la tipologia di rottura dell'elemento strutturale (se a flessione, a taglio-flessione o a taglio)**.

La cerniera mista è ottenuta sovrapponendo al comportamento elasto-plastico delle cerniere a pressoflessione deviata (momento-rotazione), il legame della cerniera a taglio degradante. È nota la riduzione della resistenza tagliante degli elementi strutturali in c.a. per effetto della risposta inelastica a flessione in prossimità del collasso. L'interazione tra flessione e taglio nel determinare la modalità di crisi dell'elemento può essere schematicamente illustrata utilizzando la Figura 1 tratta dal documento [4].

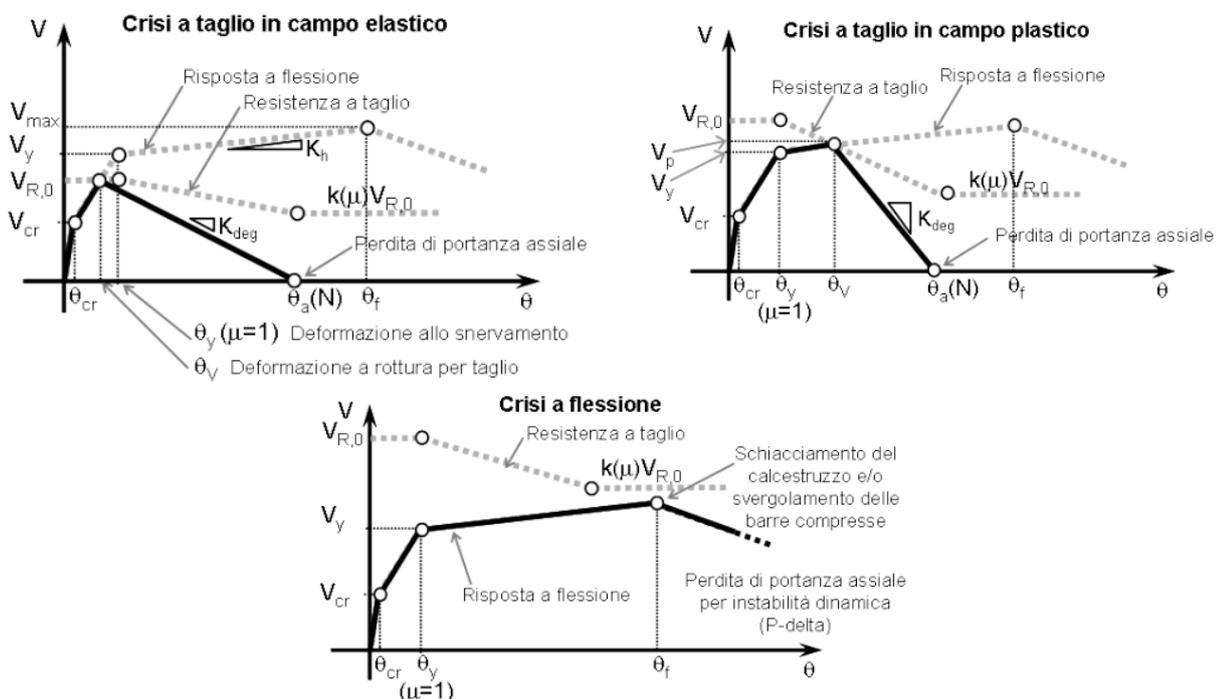


Figura 1: Modalità di collasso di un elemento in cemento armato soggetto a flessione, taglio e sforzo normale.

- $V_{R,0}$ è la resistenza a taglio iniziale;
- V_y è il taglio plastico corrispondente alla domanda di taglio in equilibrio con la resistenza flessionale;
- θ_a è la deformazione angolare corrispondente alla perdita della portanza assiale dell'elemento.

La cerniera mista implementata in AEDES è tuttavia formulata in termini di Momento – Rotazione, attraverso la conversione della resistenza tagliante (T) in momento:

$$M^T = TL_v$$

dove L_v è la luce di taglio dell'elemento strutturale.

La definizione dei legami a pressoflessione e a taglio utilizzati nella cerniera mista fa riferimento alle [1] NTC 2018, Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» del 17 Gennaio del 2018 e alla relativa Circolare [2] ed è illustrata in dettaglio nei paragrafi successivi.

A.4. TEORIA, RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI E NORMATIVI DELLE CERNIERE MISTE PRESSOFLESSIONE-TAGLIO

Le cerniere miste pressoflessione deviata-taglio sono in grado di rappresentare il comportamento misto taglio-pressoflessione dell'elemento strutturale mediante il solo controllo del legame $M-\theta$. Come anticipato nell'introduzione, la cerniera mista si ottiene sovrapponendo al comportamento elasto-plastico delle cerniere a flessione/pressoflessione (momento- θ), il legame della cerniera a taglio degradante. Per la definizione dei legami a flessione/pressoflessione e a taglio utilizzati nella cerniera mista si fa riferimento alle [1] e alla relativa Circolare [2].

Lo sviluppo delle cerniere miste è relativo non solo agli elementi travi e pilastri in c.a., ma anche agli elementi in c.a. rinforzati mediante l'applicazione di materiali compositi con matrice polimerica (FRP). Per i modelli di resistenza degli elementi rinforzati si fa riferimento al [3] CNR DT 200/2013, "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati Materiali, strutture di c.a. e di c.a.p., strutture murarie". Si riporta di seguito la descrizione delle cerniere implementate e dei relativi riferimenti normativi.

A.4.1. DEFINIZIONE DELLA CURVA DI COMPORTAMENTO DELLE CERNIERE A PRESSOFLESSIONE DEVIATA DI ELEMENTI STRUTTURALI IN C.A.

Il comportamento di una cerniera a flessione, definita secondo i criteri stabiliti dal documento [2], è rappresentata da una curva carico/deformazione come quella mostrata nella Figura 2, ove in ordinata è rappresentata la forza generica ed in ascissa la corrispondente deformazione. Nel caso della Figura 2, la deformazione è rappresentata dalla rotazione θ rispetto alla corda del punto ove è collocata la cerniera plastica, mentre la forza è rappresentata dal momento flettente.

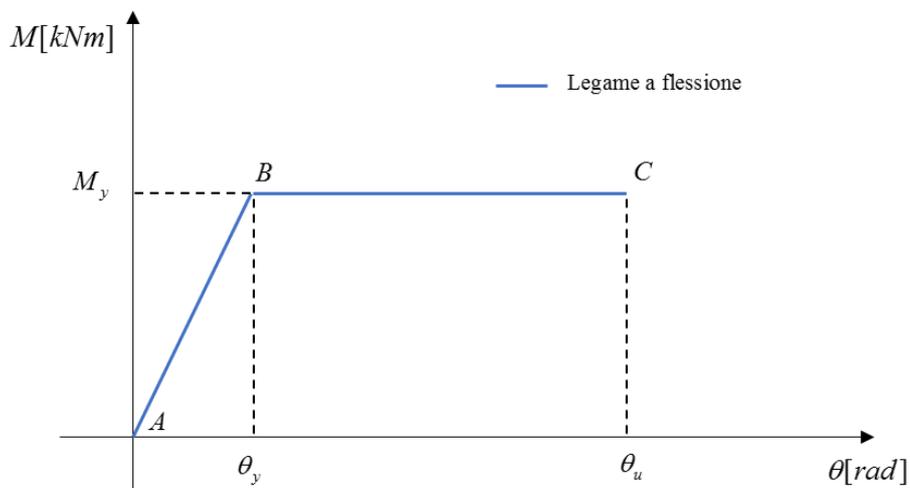


Figura 2 : Comportamento della cerniera plastica secondo la Circolare NTC 2018

Per definire completamente il legame è necessario calcolare ascissa ed ordinata dei punti A, B e C che definiscono i vari tratti rettilinei aventi il seguente significato:

Tratto A-B: Fase di comportamento elastico lineare della sezione fino al raggiungimento del momento di snervamento M_y . In tale fase non si è ancora formata la cerniera plastica a flessione e la sezione è quindi elastica lineare;

Tratto B-C: Fase perfettamente plastica fino al raggiungimento della rotazione ultima.

Il valore M_y si ottiene calcolando il momento di snervamento dell'elemento strutturale considerando lo sforzo assiale agente e la direzione dei momenti sollecitanti. Le ipotesi alla base del calcolo sono:

- conservazione delle sezioni piane;
- legami costitutivi dei materiali in accordo con le [1];
- resistenza dei materiali esistenti definite in accordo con le [1] e la relativa Circolare[2].

Il calcolo del momento di snervamento implementato in AEDES utilizza un modello a fibre, per i dettagli si rimanda al § 0 del presente documento.

La rotazione rispetto alla corda allo snervamento è definita in accordo alla formulazione proposta da [2] al punto C8.7.2.3.4.

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0.0013 \left(1 + 1.15 \frac{h}{L_v} \right) + 0.13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad [Eq. 1]$$

Dove:

- ϕ_y è la curvatura di snervamento della sezione è calcolata sulla base dell'effettivo sforzo normale agente (la cerniera si aggiorna ad ogni step della push-over);
- L_v è la luce di taglio calcolata come M/V , sollecitazioni compressive ottenute al passo corrente dell'analisi statica non lineare;
- h è l'altezza della sezione;
- d_b è il diametro delle barre longitudinali della sezione;
- f_c e f_y sono rispettivamente le resistenze medie di calcestruzzo e acciaio longitudinale, divise per il fattore di confidenza, FC.

θ_y è pertanto influenzato dalla geometria della sezione e dell'elemento strutturale e dal quantitativo di armatura longitudinale.

La rotazione ultima rispetto alla corda è definita secondo le formulazioni proposte da [2] al punto C8.7.2.3.2.

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0.016 (0.3)^\nu \left[\frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} f_c \right]^{0.225} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0.35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1.25^{100 \rho_d}) \quad [Eq. 2]$$

Dove:

- γ_{el} è pari a 1.5 per gli elementi primari e 1.0 per gli elementi secondari (come definiti al paragrafo 7.2.3 di [1]);
- ν è lo sforzo assiale normalizzato di compressione agente sulla sezione;
- ω e ω' sono rispettivamente le percentuali meccaniche di armatura longitudinale in trazione e in compressione;
- f_{yw} è la resistenza media dell'acciaio delle staffe, divisa per il fattore di confidenza, FC;
- ρ_{sx} è la percentuale di armatura trasversale;
- ρ_d è la percentuale di armature diagonali in ciascuna direzione;
- α è un fattore di efficienza del confinamento dato da:

$$\rho_{sx} = \left(1 - \frac{s_h}{2b_0} \right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_0} \right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_0 h_0} \right) \quad [Eq. 3]$$

- b_0 e h_0 sono le dimensioni del nucleo confinato;
- b_i è la distanza delle barre longitudinali trattenute da tiranti o staffe presenti sul perimetro.

Qualora la rottura a flessione sia fragile a causa dell'elevato sforzo normale, il legame a flessione è di tipo elasto-fragile. Il legame è costituito pertanto dal solo ramo A-B.

Nel caso di elementi in c.a. rinforzati con sistemi FRP, il comportamento di una cerniera a pressoflessione deviata è definito in modo analogo a quello descritto per gli elementi non rinforzati. Ciò che cambia è il

calcolo del momento resistente offerto dalla sezione. Quest'ultimo viene calcolato in accordo a quanto indicato nel CNR-DT 200/2013 nel capitolo 4.2.2.1.

Altra differenza risiede nel calcolo della rotazione ultima alla corda, essa è infatti calcolata secondo la formula C8.7.2.5 riportata nella Circolare Appl. delle NTC2018 [2].

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} (\theta_y + (\phi_y + (\phi_u - \phi_y)L_{pl} (1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_v}))) \quad [Eq. 4]$$

Dove:

- L_{pl} è la lunghezza di cerniera plastica valutabile in accordo con la formula C8.7.2.6 del [2] come:

$$L_{pl} = 0.1L_v + 0.17h + 0.24 \frac{d_{bL} f_y}{\sqrt{f_c}} \quad [Eq. 5]$$

Dove:

d_{bL} è il diametro (medio) delle barre longitudinali della sezione.

A.4.2. DEFINIZIONE DELLA CURVA DI COMPORTAMENTO DELLA CERNIERA A TAGLIO DEGRADANTE DI ELEMENTI STRUTTURALI IN C.A.

La [2] al punto C8.7.2.3.5 definisce la resistenza a taglio degli elementi travi e pilastri in c.a. attraverso il seguente grafico riportato in *Figura 3*.

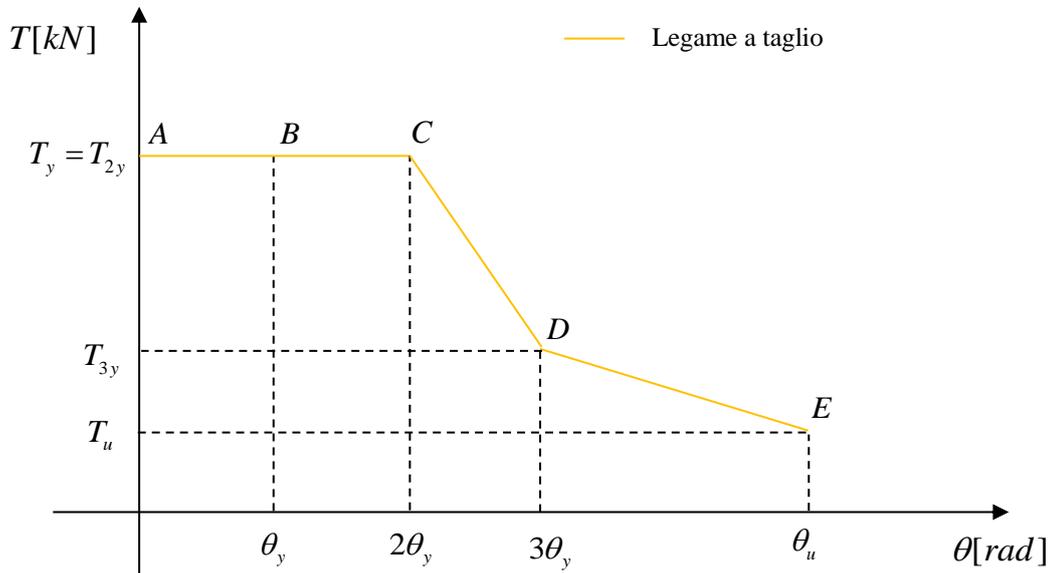


Figura 3: Legame a taglio per elementi strutturali esistenti in c.a. [2]

Tratto A-B: Fase di comportamento elastico lineare della sezione fino al raggiungimento della rotazione alla corda di snervamento θ_y definita come descritto nel paragrafo precedente. In tale fase la resistenza a taglio T_y è definita come il massimo tra i seguenti contributi: resistenza elementi non armati a taglio (formulazione secondo [1] § 4.1.2.3.5.1), resistenza elementi armati a taglio con calcolo della theta variabile (formulazione secondo [1] § 4.1.2.3.5.2), resistenza a taglio in condizioni cicliche (formulazione secondo [2] § C8.7.2.3.5, ripresa dalle trattazioni di Biskinis [7], [8],[9][10]);

Tratto B-C: Fase di comportamento plastico della sezione fino al raggiungimento di due volte il valore della rotazione alla corda di snervamento θ_y . In tale fase la resistenza a taglio T_{2y} è definita come il massimo tra i seguenti contributi: resistenza elementi armati a taglio con calcolo della theta variabile (formulazione secondo [1] § 4.1.2.3.5.2), resistenza a taglio in condizioni cicliche (formulazione secondo [2] § C8.7.2.3.5, ripresa dalle trattazioni di Biskinis [7], [8],[9][10]);

Tratto C-D: Fase di comportamento plastico dove il valore della rotazione alla corda è compresa tra $2.0 \cdot \theta_y$ e $3.0 \cdot \theta_y$. In tale fase la resistenza a taglio è definita interpolando linearmente i valori del taglio resistente corrispondenti a $2 \cdot \theta_y$ (T_{2y}) e $3 \cdot \theta_y$ (T_{3y}).

Tratto D-E: Fase di comportamento plastico dove il valore della rotazione alla corda è compresa tra $3.0 \cdot \theta_y$ e θ_u . In tale fase la resistenza a taglio è definita come la resistenza a taglio in condizioni cicliche (formulazione secondo [2] § C8.7.2.3.5, ripresa dalle trattazioni di Biskinis [7], [8],[9][10]).

Per modificare la cerniera a taglio e definirla in termini di momento e rotazione alla corda è necessario moltiplicare la sollecitazione tagliante resistente per la luce di taglio dell'elemento. La Figura 4 rappresenta il legame degradante a taglio riportato in termini di momento e rotazione.

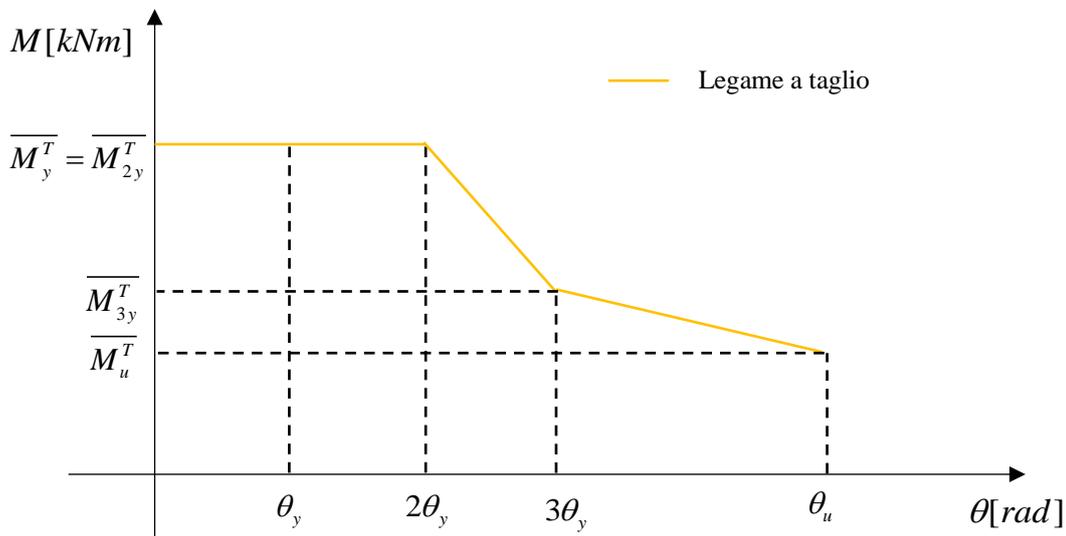


Figura 4: Legame a taglio per elementi strutturali esistenti in c.a.

Nella Figura 4 i seguenti simboli indicano:

- \overline{M}_y^T è il momento equilibrato corrispondente al taglio resistente T_y relativo ad una rotazione alla corda pari a θ_y
- \overline{M}_{2y}^T è il momento equilibrato corrispondente al taglio resistente T_{2y} relativo ad una rotazione alla corda pari a $2 \cdot \theta_y$
- \overline{M}_{3y}^T è il momento equilibrato corrispondente al taglio resistente T_{3y} relativo ad una rotazione alla corda pari a $3 \cdot \theta_y$
- \overline{M}_u^T è il momento equilibrato corrispondente al taglio resistente T_u relativo ad una rotazione alla corda pari a θ_u

Nel caso di elementi in c.a. rinforzati con sistemi FRP, il comportamento di una cerniera a taglio è caratterizzato da un legame indipendente dalla rotazione alla corda. Il valore costante del taglio resistente viene calcolato considerando in accordo a quanto indicato nel [3] nel capitolo 4.3.3.1.

A.4.3. VERIFICHE PER DIVERSI STATI LIMITE- RIFERIMENTI NORMATIVI

Per valutare il livello di protezione sismica delle strutture esistenti miste in c.a., le NTC 2018 richiedono il rispetto delle seguenti verifiche relative ai diversi stati limite:

- Verifiche di rigidità (RIG)

Per strutture con classe d'uso I e II: Verifica SLD del massimo drift ([1] §8.3 e §7.3.6.1, [2] § C8.7.2.1.2)

Per strutture con classe d'uso III e IV: Verifica SLO del massimo drift ([1] §8.3 e §7.3.6.1, [2] § C8.7.2.1.2)

- Verifiche di resistenza (RES)

Per le strutture con qualsiasi classe d'uso: Verifica SLV o SLC della resistenza delle membrature ([1] §8.3 e §7.3.6.1)

Per le strutture con classe d'uso IV: Verifica SLD della resistenza delle membrature ([1] §8.3 e §7.3.6)

- Verifiche di duttilità (DUT)

Per le strutture con qualsiasi classe d'uso: Verifica SLV dei meccanismi duttili ([1] §8.3 e §7.3.6.1, [2] § C8.7.2.3.3).

Attraverso l'implementazione delle cerniere miste, è possibile effettuare ad ogni step dell'analisi non lineare le verifiche di resistenza e di duttilità.

A.5. CERNIERE PLASTICHE IMPLEMENTATE NEL SOFTWARE AEDES

A.5.1. PREMESSA

Al fine di poter procedere all'assegnazione ed all'utilizzo delle cerniere plastiche secondo le modalità previste, è necessario disporre del modello strutturale completamente definito, comprensivo di geometria, dettagli strutturali, materiali, carichi e combinazioni di carico.

Le cerniere plastiche sono posizionate agli estremi dell'elemento strutturale considerato.

A.5.2. CERNIERE IMPLEMENTATE E LIVELLI DI DANNO CONSIDERATI

Le tipologie di cerniere implementate nel software sono due:

- Cerniera mista flessione(retta)-taglio (elementi trave rinforzati e non);
- Cerniera mista pressoflessione(biassiale)-taglio (elementi pilastro rinforzati e non).

A seconda della geometria e del quantitativo di armatura longitudinale e trasversale dell'elemento strutturale la cerniera mista si configura in tre modi:

- **Caso 1:** Comportamento **elasto-plastico (rottura a flessione)** descritta nella Figura 5);
- **Caso 2:** Comportamento **elasto-plastico (rottura a flessione-taglio)** descritta nella Figura 6);
- **Caso 3:** Comportamento **elasto-fragile (rottura a taglio)** descritta nella Figura 7).

Caso 1: quando l'elemento è ancora in fase lineare la cerniera è considerata inattiva, quando le sollecitazioni arrivano al limite di plasticizzazione $M_{y,mista}$ e $\theta_{y,mista}$, la cerniera si attiva fino al raggiungimento della rotazione alla corda ultima della cerniera mista $\theta_{u,mista}$, che coincide con la rotazione ultima del legame flessionale .

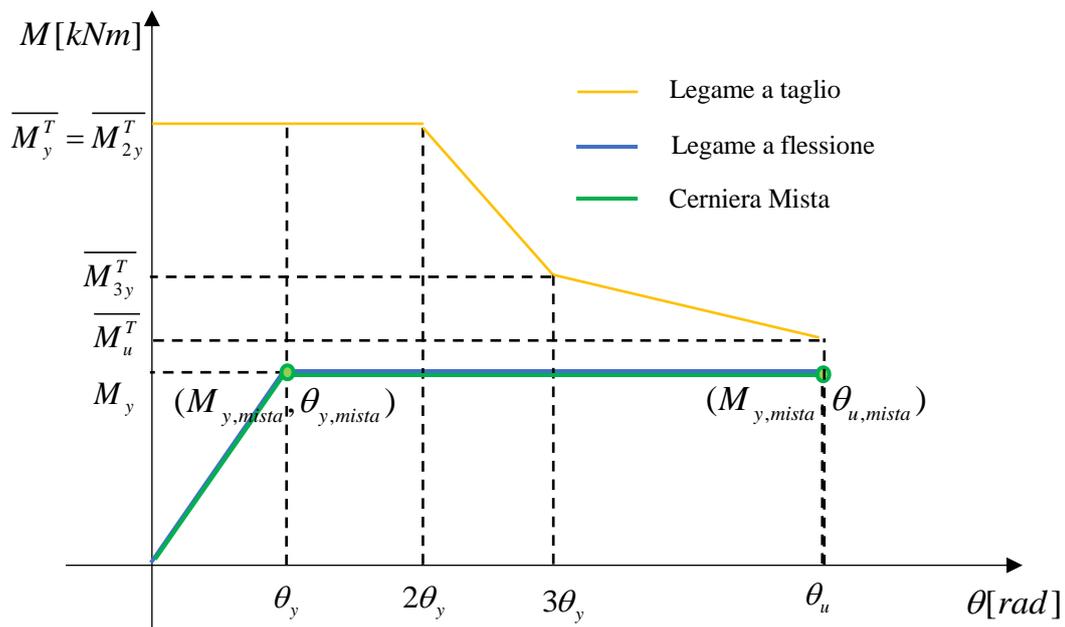


Figura 5: Legame Momento-Rotazione alla corda (Rottura a flessione)

Caso 2: quando l'elemento è ancora in fase lineare la cerniera è considerata inattiva, quando le sollecitazioni arrivano al limite di plasticizzazione, la cerniera si attiva fino al raggiungimento della rotazione alla corda ultima della cerniera mista. $\theta_{u,mista}$. Quest'ultima è minore della rotazione ultima a flessione poiché è ottenuta come il valore in corrispondenza del quale si ha l'uguaglianza tra il momento di snervamento M_y e il momento equilibrato corrispondente al taglio resistente.

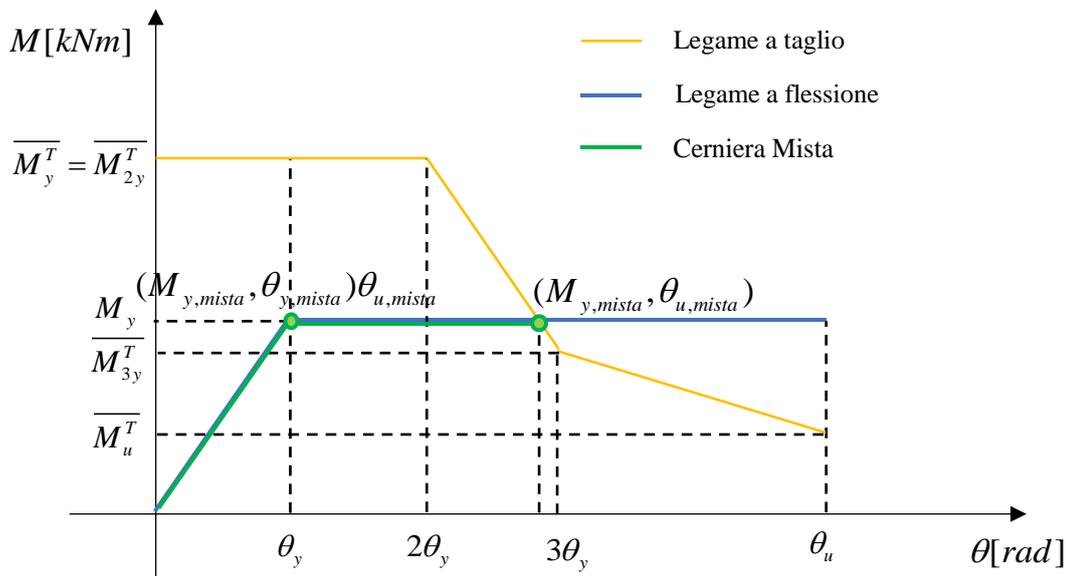


Figura 6: Legame Momento-Rotazione alla corda (Rottura a flessione-taglio)

Caso 3: la cerniera è elasto-fragile. Il raggiungimento della sollecitazione $M_{y,mista}$, in cui termina la zona con comportamento lineare elastico della sezione, determina la condizione di rottura per l'elemento strutturale. $M_{y,mista}$ si ottiene come quel valore in corrispondenza del quale si ha l'uguaglianza tra il momento del legame flessionale e il momento equilibrato corrispondente al taglio resistente.

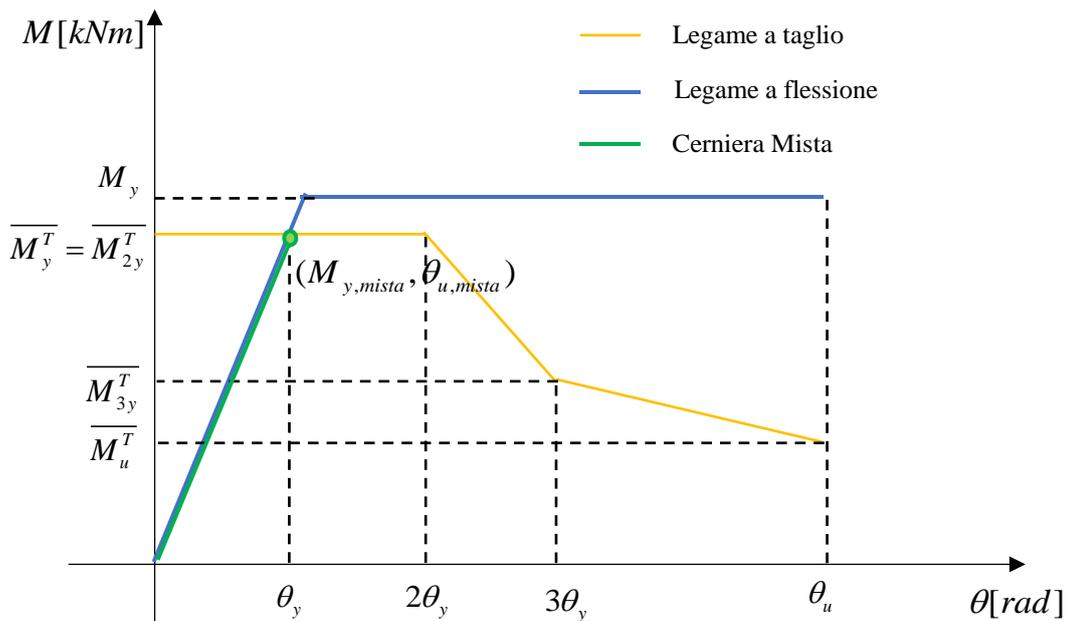


Figura 7: Legame Momento-Rotazione alla corda (Rottura a taglio)

Per valutare il livello di protezione sismica e di performance strutturale richiesto alla struttura, le [1] definiscono i valori di rotazione plastica relativi ai seguenti livelli di sicurezza della costruzione:

- Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV):

$$\theta_{u,SLV} = \frac{3}{4}\theta_u = \frac{3}{4}\theta_{u,mista} \quad (\text{nel caso di rottura a flessione}) \quad [\text{Eq. 6}]$$

$$\theta_{u,SLV} = \theta_{u,SLC} = \theta_{u,mista} \quad (\text{nel caso di rottura a taglio}) \quad [\text{Eq. 7}]$$

$$\theta_{u,SLV} = \min\left(\frac{3}{4}\theta_u, \theta_{u,mista}\right) \quad (\text{nel caso di rottura a flessione-taglio}) \quad [\text{Eq. 8}]$$

- Stato Limite di Collasso (SLC):

$$\theta_{u,SLC} = \theta_{u,mista} \quad [\text{Eq. 9}]$$

A.5.3. DEFINIZIONE ED ASSEGNAZIONE DELLE CERNIERE PLASTICHE

L'assegnazione delle cerniere in AEDES è gestita in modo automatico. Per ogni elemento trave e pilastro AEDES assegna due cerniere miste pressoflessione(deviata)-taglio applicate alle due estremità. Nel caso degli elementi trave, AEDES effettua una semplificazione della cerniera mista, analizzando il caso di flessione retta.

A.5.4. CERNIERA A FLESSIONE RETTA E A PRESSOFLESSIONE DEVIATA

A.5.4.1. MOMENTO DI SNERVAMENTO E CALCOLO DELLA CURVATURA A SNERVAMENTO E ULTIMA

Il calcolo del momento di snervamento di una sezione in c.a. soggetta a pressoflessione deviata viene condotto mediante l'elaborazione di un modello a fibre.

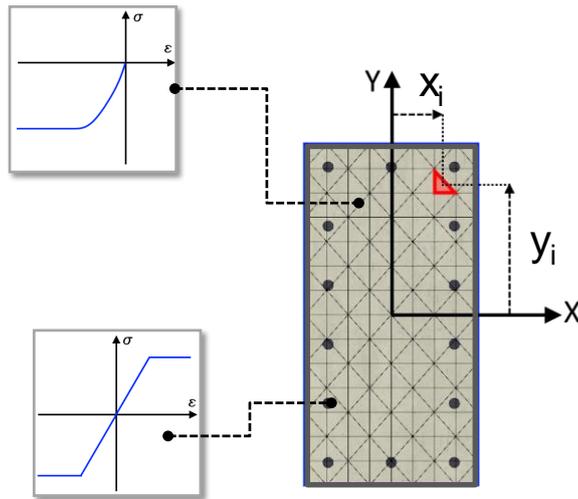


Figura 8: Sezione a fibre

Ciascun materiale che costituisce la sezione viene modellato attraverso i seguenti legami costitutivi:

- per il calcestruzzo si utilizza un legame parabola rettangolo (secondo [1]);
- per l'acciaio si utilizza un legame elasto-plastico (secondo [2]);
- per l'eventuale rinforzo FRP: legame elasto-fragile (secondo [3]).

Il compito della sezione a fibre è quello di tradurre le singole risposte dei legami costitutivi uniassiali componenti l'intero dominio della sezione, in una risposta costitutiva adatta per l'elemento di trave, cioè una legge costitutiva che relaziona le deformazioni generalizzate $\bar{\varepsilon}_g$ alle tensioni generalizzate $\bar{\sigma}_g$:

$$\bar{\sigma}_g = f(\bar{\varepsilon}_g) \quad [\text{Eq. 10}]$$

$$\begin{bmatrix} N \\ M_y \\ M_z \end{bmatrix} = f \left(\begin{bmatrix} \varepsilon_0 \\ \chi_y \\ \chi_z \end{bmatrix} \right) \quad [\text{Eq. 11}]$$

Date le deformazioni generalizzate della trave, e le coordinate della fibra i-esima, la deformazione uniassiale della fibra i-esima può essere calcolata come:

$$\varepsilon_i = H_{\varepsilon} \bar{\varepsilon} = \begin{bmatrix} 1 & z_i & y_i \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_0 \\ \chi_y \\ \chi_z \end{bmatrix} \quad [\text{Eq. 12}]$$

dove z_i e y_i sono le coordinate del baricentro della fibra i-esima.

La deformazione uniaassiale così ottenuta viene usata come input per la legge costitutiva associata alla fibra i-esima, in modo da ottenere la tensione e il modulo costitutivo tangente:

$$\sigma_i = f(\varepsilon_i) \quad [\text{Eq. 13}]$$

$$E_{Ti} = \frac{\delta \sigma_i}{\delta \varepsilon_i} \quad [\text{Eq. 14}]$$

Quindi il contributo offerto dalla fibra i-esima alle tensioni generalizzate dell'intera sezione può essere ottenuto come:

$$\overline{\sigma}_i = \begin{bmatrix} N_i \\ M_{yi} \\ M_{zi} \end{bmatrix} = H_{\sigma} \sigma_i = \begin{bmatrix} A_i \\ A_i z_i \\ A_i y_i \end{bmatrix} \sigma_i \quad [\text{Eq. 15}]$$

dove A_i è l'area della fibra i-esima.

Il contributo offerto dalla fibra i-esima al tensore costitutivo tangente dell'intera sezione può essere calcolato come prodotto del modulo costitutivo tangente della fibra i-esima (scalare) con il prodotto tensoriale (tensore del 2° ordine di dimensioni 3x3) dei due vettori H_{σ} e H_{ε} , come segue:

$$D_{Ti} = \frac{\delta \overline{\sigma}_i}{\delta \varepsilon} = E_{Ti} (H_{\sigma} \otimes H_{\varepsilon}) \quad [\text{Eq. 16}]$$

Infine, la risposta costitutiva dell'intera sezione viene semplicemente calcolata aggiungendo i contributi di tutte le singole fibre:

$$\overline{\sigma}_g = \sum_{i=1}^{n\text{fib}} \overline{\sigma}_i \quad [\text{Eq. 17}]$$

$$D_T = \sum_{i=1}^{n\text{fib}} D_{Ti} \quad [\text{Eq. 18}]$$

Per definire il momento di snervamento della sezione viene condotta un'analisi incrementale in controllo di forze. Ad ogni step d'analisi si considera come unico grado di libertà libero lo spostamento verticale, si impongono invece i valori di curvatura e lo sforzo normale agente. Ad ogni step di analisi si incrementano i valori di curvatura fino al raggiungimento della condizione di collasso per la sezione. Il risultato dell'analisi è la definizione per entrambe le direzioni del legame momento curvatura. Da questo grafico è infine possibile ottenere il legame bilineare utilizzando il criterio dell'equivalenza energetica. Dalla bilinearizzazione si ricavano pertanto i seguenti parametri: M_y , κ_y e κ_u .

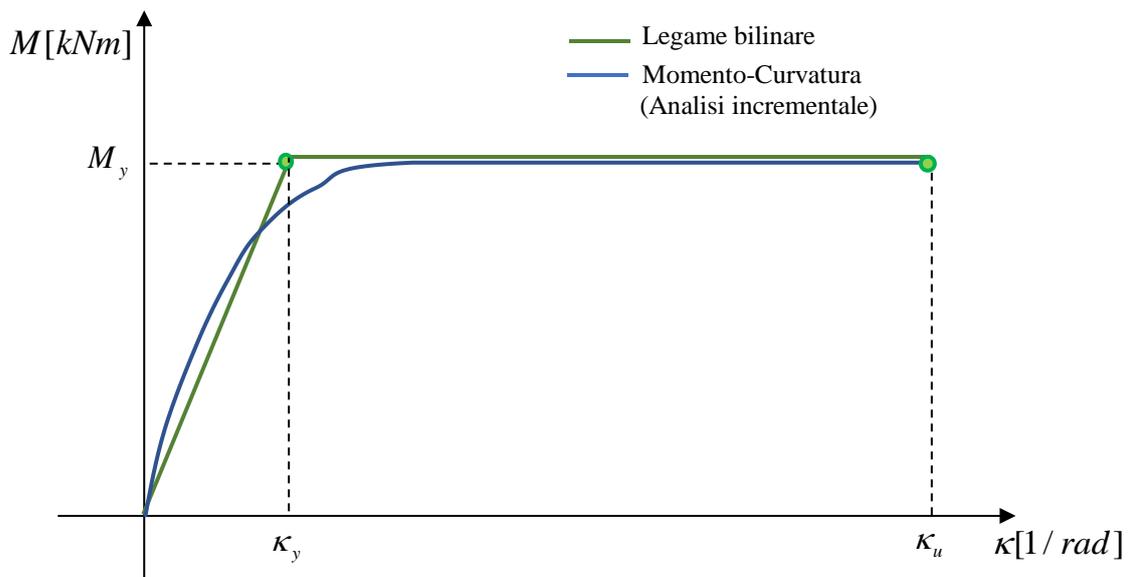


Figura 9: Momento-Curvatura e Bilinearizzazione

Il calcolo dei parametri M_y , κ_y e κ_u viene condotto per ogni cerniera prima dell'inizio dell'analisi push-over, facendo variare lo sforzo assiale e l'angolo di sollecitazione. Questa procedura permette la precomputazione del dominio $N-M_x-M_y$ per ogni cerniera.

A.5.4.2. ROTAZIONE ALLA CORDA DI SNERVAMENTO E ULTIMA

La rotazione alla corda di snervamento è calcolata attraverso la formula C8.7.2.7a della Circolare [2], come spiegato nel paragrafo 0.

La rotazione alla corda ultima per gli elementi in c.a. può essere ottenuta attraverso le formule C8.7.2.1 e C8.7.2.5 della Circolare [2], come spiegato nel paragrafo 0.. Il valore di θ_u è aggiornato ad ogni step dell'analisi push al variare di ν e quindi dello sforzo assiale.

A.5.5. CERNIERA A TAGLIO SU TRAVI IN C.A.

Come detto in precedenza, la cerniera a taglio è calcolata seguendo la definizione riportata nel paragrafo 0 del presente documento.

Il calcolo delle θ_y e θ_u segue le modalità definite nel paragrafo 0, mentre i valori di resistenza a taglio sono ottenuti dalla formulazione della resistenza del meccanismo di elementi non armati a taglio (§ 4.1.2.3.5.1 delle [1]), Morsch (§ 4.1.2.3.5.2 delle [1]), Biskinis [§ C8.7.2.3.5 delle [2]). La conversione da taglio resistente a taglio modificato per la cerniera mista passa attraverso la moltiplicazione per luce di taglio calcolata come descritto nel paragrafo 0.

A.5.6. VERIFICHE DA EFFETTUARE DURANTE GLI STEP DI PUSHOVER

Durante i vari passi incrementali di push-over si devono effettuare i seguenti controlli in corrispondenza dell'ubicazione della cerniera:

Controllo di attivazione della cerniera mista. Controllo del momento sollecitante M_s in corrispondenza dell'ubicazione della cerniera a flessione per determinare il passo di carico in cui attivare la cerniera ovvero il passo di carico per il quale il momento sollecitante M_s supera il momento di snervamento della sezione $M_{y,mista}$. Quando si ha l'attivazione della cerniera, il software al successivo step di carico aggiorna la matrice di rigidezza della struttura, annullando la rigidezza tangente della sezione che ha raggiunto la resistenza ultima (ciò corrisponde a considerare per l'elemento plasticizzato una rigidezza secante equivalente). Per maggiori dettagli si rimanda alla consultazione del manuale di Aedes.PCM.

Controllo dopo l'attivazione della cerniera mista. Il controllo serve a determinare l'eventuale superamento dei valori limite di stati limite (SLV, SLC). In ogni sezione plasticizzata si confronta la rotazione della corda corrente con la rotazione della corda ultima per SLV e SLC ($\theta_{u,SLV}$ e $\theta_{u,SLC}$ forniti al §5.2).

La rotazione della corda corrente è calcolata con le formule 3.11 del documento CNR DT212/2013 [4] di cui si riporta un estratto in figura seguente (Figura 10):

Il *drift* dell'elemento è definito come somma della deformazione flessionale e di quella a taglio. Esso può essere valutato alle due estremità del pannello, facendo riferimento al punto di flesso, attraverso le seguenti espressioni (Figura 3-2):

$$\theta_i = \varphi_i - \frac{u_i - u_0}{h'}$$

$$\theta_j = \varphi_j - \frac{u_0 - u_j}{h - h'}$$
(3.11)

dove: φ_i e φ_j sono le rotazioni dei nodi i e j ; u_j e u_i sono rispettivamente gli spostamenti trasversali dei due nodi; h è l'altezza dell'elemento e h' la luce di taglio.

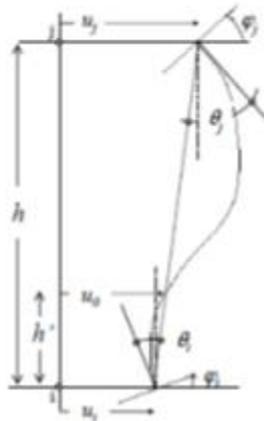


Fig. 3-2. Definizione delle grandezze utili al calcolo del *drift* secondo la (3.10)

Figura 10: Rotazione della corda corrente, CNR DT212/2013

Nelle formule (3.11) in figura, la luce di taglio h' viene individuata a partire dalle sollecitazioni di momento e taglio dovute alle azioni di tipo sismico ($h' = M_{sism}/V_{sism}$).

NOTA: h' si distingue dalla luce di taglio L_v utilizzata per la definizione della rotazione ultima, eseguita al passo della plasticizzazione, calcolata in base alle sollecitazioni compressive M e V necessarie per generare la cerniera mista.

Per effetto delle verifiche di deformazione vengono quindi registrati i punti della curva in cui una sezione raggiunge per la prima volta la deformazione ultima SLV o SLC. Questo permetterà di limitare la capacità di spostamento della struttura in funzione degli stati limite dei singoli elementi (per ulteriori informazioni si rinvia al Manuale di PCM).

Al raggiungimento della rotazione della corda ultima per SLC, l'elemento viene definito collassato e scaricato: la sottocurva corrente viene interrotta e si riparte con una nuova sottocurva in cui l'elemento collassato ha rigidezza flessionale nulla e gli elementi plasticizzati hanno rigidezza secante equivalente. Accanto ai controlli sulla cerniera occorre effettuare ad ogni step della pushover la **verifica di controllo del drift**: si controlla l'eventuale raggiungimento del massimo drift di piano per SLD e SLO (se necessario). Il superamento di tale condizione non determina l'interruzione dell'analisi.

APPENDICE B.: VALIDAZIONE DELLE CERNIERE PLASTICHE IN AEDES (a cura di ASDEA)

2020



**ASDEA SOFTWARE START UP
INNOVATIVA S.R.L.**

Via Breviglieri, 8
65128, PESCARA, ITALY
Tel/fax +39.085.431.0059
P.IVA 02196590687
www.asdeasoft.net

OGGETTO: **Validazione dell'implementazione delle cerniere plastiche in AEDES**

DATA: 30 Giugno 2020

REDATTO DA: Ph.D Corrado Marano
Ing. Francesca Candeloro
PhD. Massimo Petracca
Prof. Ing. Guido Camata

COMMITTENTE: **AEDES SOFTWARE S.N.C.**
Via Ferrante Aporti, 32 - 56028 San Miniato Basso
(PI-CF e P.IVA: 01735120972 - Codice REA: PI-142866)

B.1. VALIDAZIONE PER STRUTTURE IN C.A.

B.1.1. ESEMPIO 1

Il primo caso studio analizzato fa riferimento al test sperimentale "Tanaka and Park 1990, No.5".

Il riferimento bibliografico è: *Tanaka, H.; and Park, R., "Effect of Lateral Confining Reinforcement on the Ductile Behavior of Reinforced Concrete Columns," Report 90-2, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, June 1990, 458 pages.*

L'esempio proposto consiste in un pilastro quadrato in c.a. di dimensioni pari a 55 x 55 cm alto 1.65 m con schema statico di mensola (cantilever) sottoposto ad analisi cicliche.

Sul pilastro agisce un carico verticale di 968 kN (di compressione); il copriferro è pari a 6.6 cm lungo l'asse X e 4 cm lungo l'asse Y. Le barre disposte longitudinalmente hanno un diametro di 20 mm; sono presenti delle barre intermedie lungo gli assi X e Y.

Le staffe hanno un diametro di 12 mm e passo di 11 cm.

La resistenza a compressione del calcestruzzo non confinato è pari a 32 N/mm² mentre l'acciaio ha una resistenza a snervamento f_y pari a 511 N/mm² ed una resistenza a rottura f_u pari a 675 N/mm².

Si riportano in Figura 11 alcune immagini del test sperimentale.

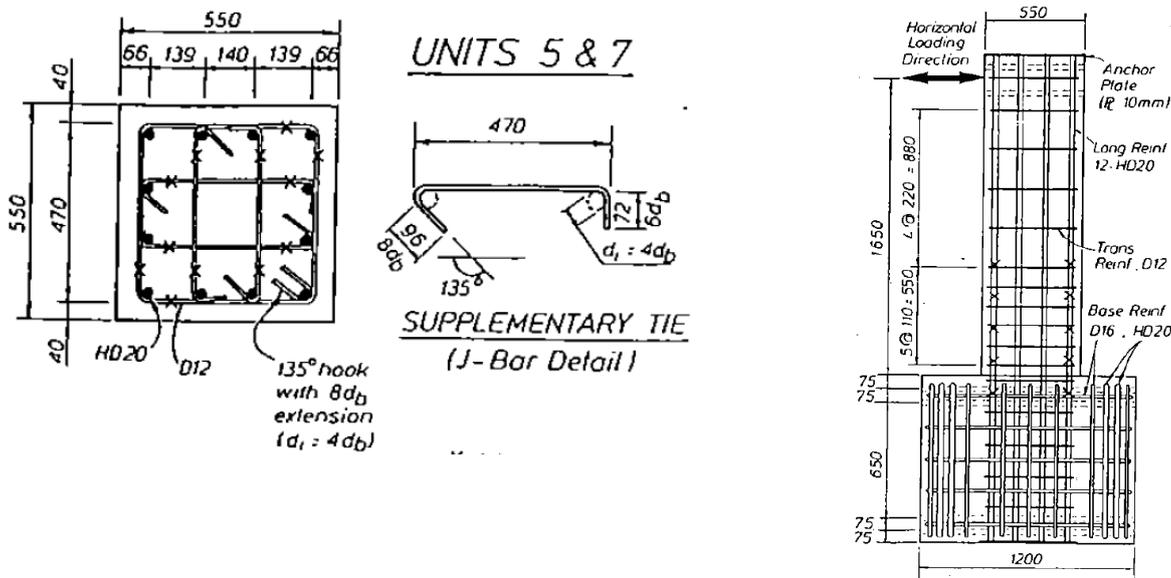


Figura 11. Setup test sperimentale Tanaka and Park 1990, No.5

I parametri meccanici implementanti in Aedes.PCM relativi al calcestruzzo sono riportati in Tabella 1 mentre in Tabella 2 sono riportate le proprietà meccaniche dell'acciaio.

Si riportano infine in

Tabella 3 in sintesi, i quantitativi di armatura longitudinale e trasversale.

Tabella 1. Valori di riferimento dei parametri meccanici del calcestruzzo

Classe Calcestruzzo	f_{cm} [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]	G [N/mm ²]	w [kN/m ³]
C32 non confinato	32.00*	31187	11995	25.0

*parametri desunti direttamente dalle prove sperimentali condotte sui materiali e riportate nei riferimenti bibliografici

Dove:

f_{cm} = resistenza media a compressione del calcestruzzo;

E = modulo elastico istantaneo del calcestruzzo (o modulo di Young), valutato secondo l'espressione (1) contenuta nel §11.2.10.3 del D.M. del 14.01.2018 qui riportata in stralcio;

G = modulo di elasticità tangenziale, valutato secondo l'espressione (2);

w = peso dell'unità di volume del calcestruzzo armato [Tab.3.1.I del D.M. 14.01.2018].

$$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (1)$$

$$G = \frac{E_{cm}}{2(1 + \nu)} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (2)$$

Con:

ν = coefficiente di Poisson assunto pari a 0.2

Tabella 2. Valori di riferimento dei parametri meccanici dell'acciaio

Tipologia di acciaio da carpenteria	f_{ym} [N/mm ²]	ϵ_{ud} [%]	E_s [N/mm ²]	G_s [N/mm ²]	w [kN/m ³]
Acciaio	511*	10	210000	80769	78.5

*parametri desunti direttamente dalle prove sperimentali condotte sui materiali e riportate nei riferimenti bibliografici

Dove:

f_{ym} = resistenza media di snervamento dell'acciaio;

ϵ_{ud} = limite per la deformazione ultima dell'acciaio;

E_s = modulo di Young dell'acciaio;

G_s = modulo di elasticità tangenziale, valutato secondo l'espressione (2) assumendo un coefficiente di contrazione trasversale (Poisson) ν pari a 0.3;

w = peso dell'unità di volume dell'acciaio [Tab.3.1.I del D.M. 14.01.2018].

Tabella 3. Quantitativi di armature longitudinale e trasversale del pilastro

Tipologia struttura	Armatura longitudinale [mm]	Staffe [mm]	Bracci [n°]	Passo [cm]
Pilastro	12Ø20	Ø12	4	11

Per la classe del calcestruzzo riportata in Tabella 1 e per la tipologia di acciaio riportata in Tabella 2 e Tabella 3, trattandosi di una simulazione numerica di un test sperimentale, è stato utilizzato un valore del fattore di confidenza $FC = 1.00$ e valori unitari dei coefficienti parziali di sicurezza dei materiali. Per quanto concerne i diagrammi di calcolo tensione-deformazione, si è fatto riferimento alle indicazioni contenute nel §4.1.2.1.2.2 del D.M. 14.01.2018; per l'acciaio il modello di riferimento è elastico-perfettamente plastico, per il calcestruzzo, il modello di riferimento è parabolico-rettangolare con deformazione di inizio tratto plastico ϵ_{c2} pari allo 2.0 ‰ e deformazione ultime ϵ_{cu} pari al 3.5 ‰ (Figura 12).

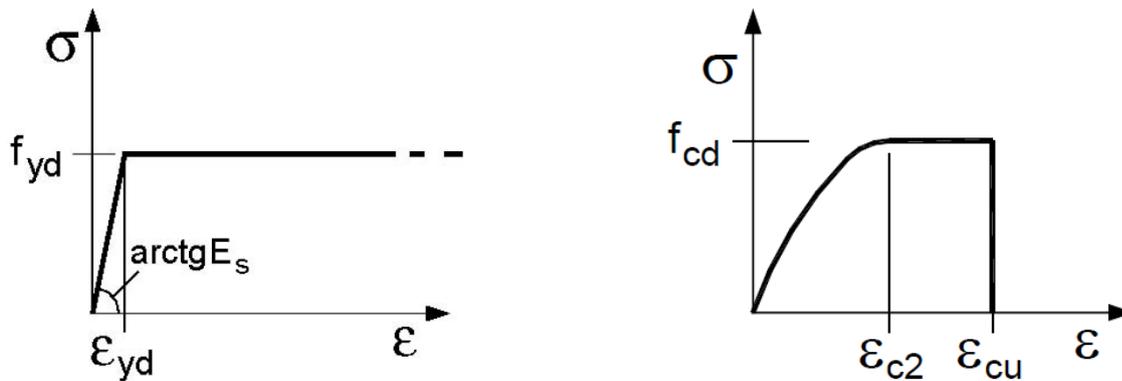


Figura 12. Diagrammi di calcolo tensione-deformazione acciaio (a sinistra) e calcestruzzo (destra) utilizzati in Aedes.PCM

In Aedes.PCM tramite la Gestione Sezioni sono state definite in input le armature e la geometria del pilastro (Figura 13).

Per tener conto della fessurazione progressiva del calcestruzzo la rigidezza del pilastro è stata ridotta del 50% rispetto alla condizione non fessurata (Figura 14).

Anteprima	
Sezione	550x550
Distanze	
dy	66
dz	40
Barre	
Ai vertici	4#20
Lungo y	2#20
Lungo z	2#20

Generale	
Nome	C32
Moduli elastici	
E	31187
G	11995
Resistenze	
f _c	37.647
Altre proprietà meccaniche	
w	25.00
α	0.000010
Proprietà grafiche	
Colore 2D	169; 169; 169
Colore 3D	169; 169; 169
Texture	Cemento_1

Figura 13. Definizione sezione ed armatura pilastro in Aedes.PCM

Caratteristiche	
Tipologia	Colonna
Da analizzare	Si
Piano	Piano 1
Lunghezza	1.650
Direzione	0.000,0.000,1.000
Colore	211; 211; 211
Sezione	550x550
Angolo di rotazione	270.00°
Materiale	C32
Rigidezza fessurata	50
Infinitamente rigida	No
Paramento	
Assemblaggio	
Gruppo strutturale	
Caratteristiche costruttive	

Figura 14. Rigidezza fessurata in percentuale rispetto alla rigidezza elastica

Nei parametri di calcolo – calcestruzzo armato di Figura 15 sono stati altresì definiti in dettaglio le tensioni medie di snervamento e rottura dell'acciaio e del calcestruzzo, i coefficienti parziali di sicurezza ed il fattore di confidenza.

In ambiente FEM di Aedes.PCM è stata altresì definita l'altezza del piano pari a 1.65 m.

Per simulare la condizione di *cantilever*, le uniche condizioni al contorno applicate sono quelle dei vincoli di base assunti come incastri. In corrispondenza del nodo sommitale del pilastro (Nodo 2) è stato applicato un carico concentrato verticale PZ di 968 kN (di compressione) assegnata alla condizione di carico Permanente. Si riportano in Figura 16 i confronti tra risultato sperimentale e curve di pushover; si tenga presente che il valore di resistenza media a compressione f_{cm} pari a 32.0 N/mm² non tiene conto del confinamento del nucleo centrale del pilastro indotto dalle staffe.

Acciaio	
Diagramma di calcolo tensione - deformazione [§4.1.2.1.2.2]	
Modello: elastico - perfettamente plastico (tensioni in N/mm ² , deformazioni in ‰)	
Tensione di snervamento: $f_y =$ <input type="text" value="511"/>	Edifici esistenti: Tensione media di snervamento (f_{ym}) Edifici nuovi: Tensione caratteristica di snervamento (f_{yk})
Limite per la deformazione ultima $\epsilon_{ud} =$ <input type="text" value="10.00"/>	Modulo di elasticità $E_s =$ <input type="text" value="210000"/>
Coefficiente parziale di sicurezza γ_s [§4.1.2.1.1.3] = <input type="text" value="1.00"/>	
Edifici esistenti: Fattore di confidenza FC [§C8.5.4] = <input type="text" value="1.00"/>	
Verifiche a PressoFlessione: si considera sempre il contributo dell'armatura compressa	
Calcestruzzo	
Diagramma di calcolo tensione - deformazione [§4.1.2.1.2.2]	
Modello: parabolico - rettangolare ($\epsilon_c =$ deformazione del calcestruzzo, in ‰):	
deformazione di inizio tratto plastico $\epsilon_{c2} =$ <input type="text" value="2.00"/>	deformazione ultima $\epsilon_{cu} =$ <input type="text" value="3.50"/>
Coefficiente parziale di sicurezza γ_c [§4.1.2.1.1.1] = <input type="text" value="1.00"/>	
Edifici esistenti: Fattore di confidenza FC [§C8.5.4] = <input type="text" value="1.00"/>	

Figura 15. Definizione dei parametri tensionali e deformativi dei materiali in Aedes.PCM

Il modello numerico riproduce con buona approssimazione il test sperimentale. In direzione positiva il valore del taglio numerico valutato tramite Aedes.PCM è pari a 375.66 kN mentre nello sperimentale si osserva un valore pari a 385.62 kN. La differenza è di 9.96 kN pari al 2.58 %.

In direzione negativa il valore del taglio numerico valutato tramite Aedes.PCM è pari a -375.66 kN mentre nello sperimentale si osserva un valore pari a -377.34 kN. La differenza in questo caso è di 1.68 kN pari allo 0.44%.

Lo spostamento ultimo sperimentale in direzione positiva è pari a 74.30 mm; numericamente è stato osservato uno spostamento pari a 67.89 mm. La differenza in questo caso è pari a 6.41 mm pari al 8.62 %.

In direzione negativa si osserva sperimentalmente uno spostamento ultimo pari a -76.00 mm mentre numericamente lo spostamento è pari a -67.89 mm. La differenza in questo caso è pari a 8.11 mm pari al 10.6 %.

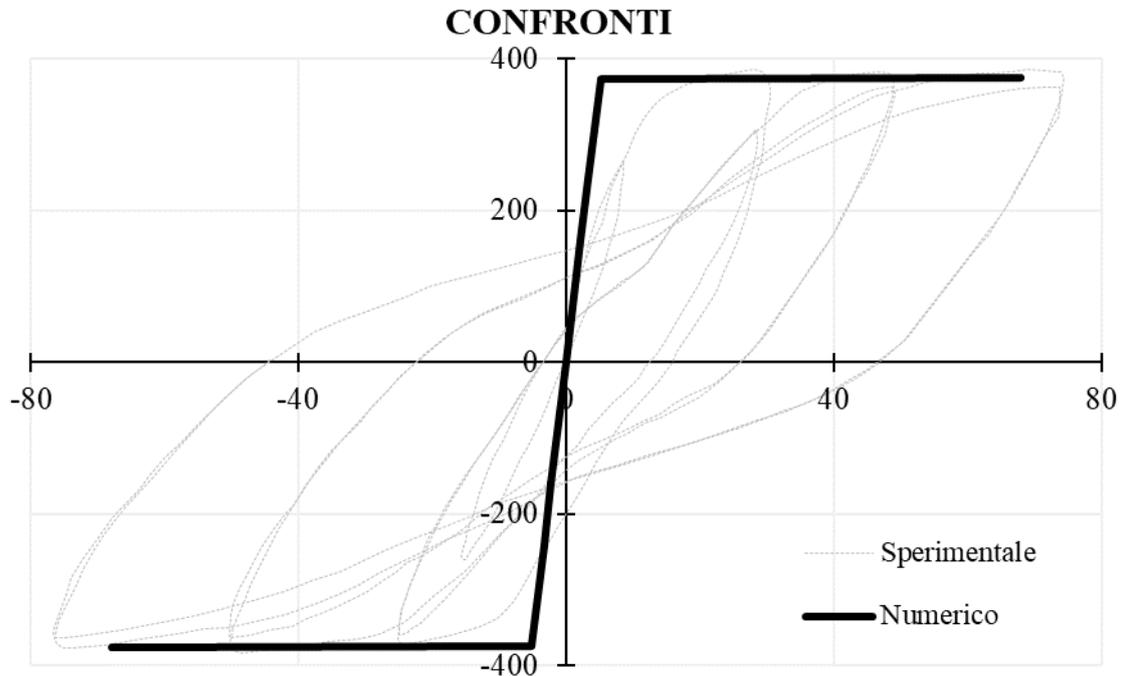


Figura 16. Confronti risultati sperimentale-numeric

Tramite il comando Verifiche di Aedes.PCM è possibile osservare a video il meccanismo di collasso del pilastro. L'evoluzione del danno mostra la formazione alla base di una cerniera a pressoflessione ed una crisi duttile della colonna in accordo con il test sperimentale (Figura 18).

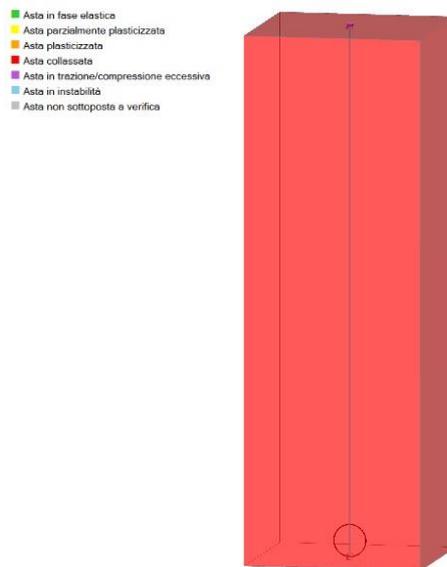


Figura 17. Crisi a pressoflessione duttile del pilastro e formazione cerniera plastica di base

In ultimo, si riporta in Figura 18 il dominio di resistenza del pilastro. Il carico applicato è localizzato a sinistra della rottura bilanciata del dominio; la crisi attesa è di pressoflessione duttile.

Per maggiori dettagli sulla modalità di crisi osservata si rimanda al "Documento teorico di riferimento per l'implementazione delle cerniere plastiche in Aedes.PCM".

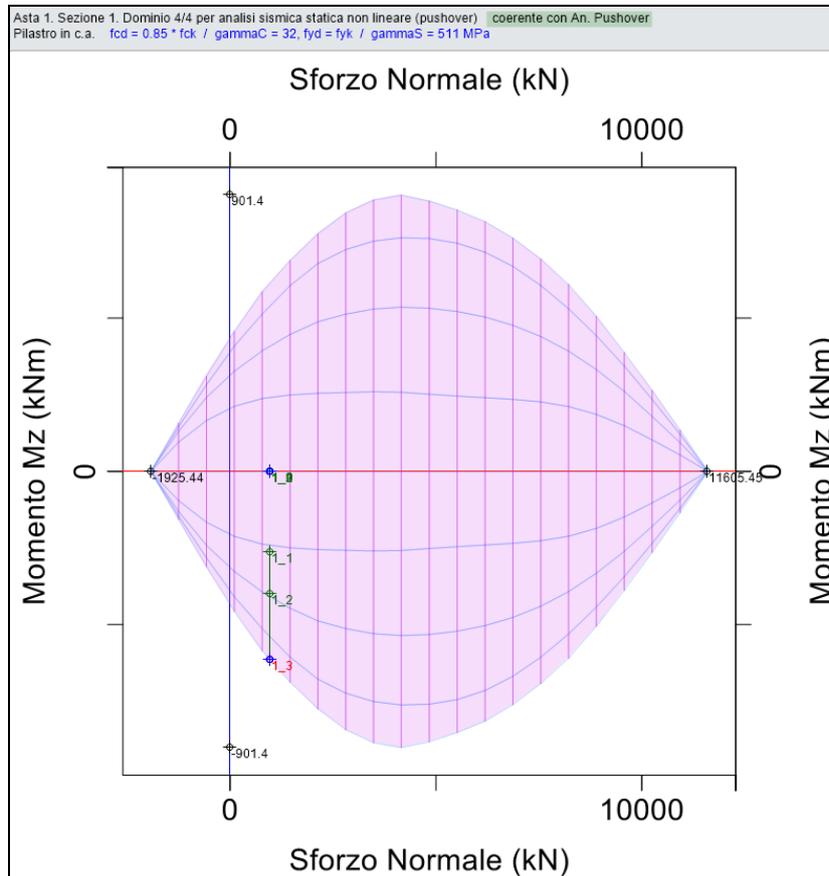


Figura 18. Dominio di resistenza del pannello

B.1.2. ESEMPIO 2

Il secondo caso studio analizzato fa riferimento al test sperimentale "Kanda et al. 1988".

Il riferimento bibliografico è: *Kanda, M. Analytical Study on Elasto-plastic Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Members. Transaction of the Japan Concrete Institute, 1988, 10: 257-264.*

L'esempio proposto consiste in un pilastro quadrato in c.a. di dimensioni pari a 25 x 25 cm alto 1.50 m con schema statico di doppio incastro (double cantilever) sottoposto ad analisi cicliche.

Sul pilastro agisce un carico verticale di 184 kN (di compressione); il copriferro è pari a 3.5 cm lungo l'asse X e 3.5 cm lungo l'asse Y. Le barre disposte longitudinalmente hanno un diametro di 12.7 mm; sono presenti delle barre intermedie lungo gli assi X e Y sempre di diametro 12.7 mm.

Le staffe hanno un diametro di 5.5 mm e passo di 5 cm.

La resistenza a compressione del calcestruzzo non confinato è pari a 27.9 N/mm². Le barre di armatura disposte longitudinalmente hanno una resistenza a snervamento f_y pari a 374 N/mm² ed una resistenza a rottura f_u pari a 494 N/mm²; le staffe hanno una resistenza a snervamento f_y pari a 506 N/mm² ed una resistenza a rottura f_u pari a 540 N/mm².

Per una lettura completa dei dati geometrici si rimanda al sito PEER

<https://nisee.berkeley.edu/spd/servlet/display?format=html&id=48>.

I parametri meccanici implementanti in Aedes.PCM relativi al calcestruzzo sono riportati in Tabella 4 mentre in Tabella 5 sono riportate le proprietà meccaniche dell'acciaio.

Tabella 4. Valori di riferimento dei parametri meccanici del calcestruzzo

Classe Calcestruzzo	f_{cm} [N/mm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	w [kN/m ³]
C27.9	27.9*	29930	12471	25.0

*parametri desunti direttamente dalle prove sperimentali condotte sui materiali e riportate nei riferimenti bibliografici

Dove:

f_{cm} = resistenza media a compressione del calcestruzzo;

E = modulo elastico istantaneo del calcestruzzo (o modulo di Young), valutato secondo l'espressione (1) del presente documento e nel §11.2.10.3 del D.M. del 14.01.2018;

G = modulo di elasticità tangenziale, valutato secondo l'espressione (2);

w = peso dell'unità di volume del calcestruzzo armato [Tab.3.1.I del D.M. 14.01.2018].

Tabella 5.Valori di riferimento dei parametri meccanici dell'acciaio

Tipologia di acciaio da carpenteria	f_{ym} [N/mm ²]	ϵ_{ud} [%]	E_s [N/mm ²]	G [N/mm ²]	w [kN/m ³]
Acciaio	374*	10	210000	80769	78.50

*parametri desunti direttamente dalle prove sperimentali condotte sui materiali e riportate nei riferimenti bibliografici

Dove:

f_{ym} = resistenza media di snervamento dell'acciaio;

ϵ_{ud} = limite per la deformazione ultima dell'acciaio;

E_s = modulo di Young dell'acciaio;

G_s = modulo di elasticità tangenziale, valutato secondo l'espressione (2) assumendo un coefficiente di contrazione trasversale (Poisson) ν pari a 0.3;

w = peso dell'unità di volume dell'acciaio [Tab.3.1.I del D.M. 14.01.2018].

Si riportano infine in Tabella 6 in sintesi, i quantitativi di armatura longitudinale e trasversale.

Tabella 6. Valori di riferimento dei parametri meccanici dell'acciaio

Tipologia struttura	Armatura longitudinale [mm]	Staffe [mm]	Bracci [n°]	Passo [cm]
Pilastro	8Ø12.7	Ø5.5	2	5

Per la classe del calcestruzzo riportata in Tabella 4 e per la tipologia di acciaio riportati in Tabella 5 e Tabella 6, trattandosi anche in questo esempio di una simulazione numerica di un test sperimentale, è stato utilizzato un valore del fattore di confidenza $FC = 1.00$ e valori unitari dei coefficienti parziali di sicurezza dei materiali.

Per quanto concerne i diagrammi di calcolo tensione-deformazione, si è fatto riferimento alle indicazioni contenute nel §4.1.2.1.2.2 del D.M. 14.01.2018; per l'acciaio il modello di riferimento è elastico perfettamente plastico, per il calcestruzzo, il modello di riferimento è parabolico-rettangolare con deformazione di inizio tratto plastico ϵ_{c2} pari allo 2.0 % e deformazione ultime ϵ_{cu} pari al 3.5 % (Figura 9).

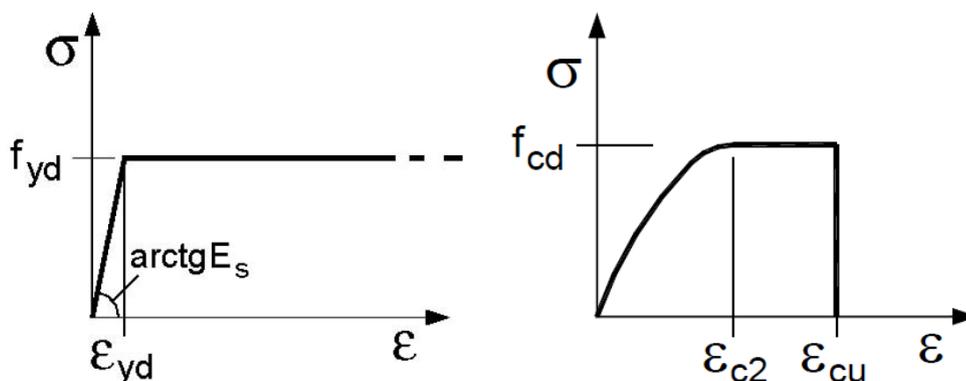


Figura 19. Diagrammi di calcolo tensione-deformazione acciaio (a sinistra) e calcestruzzo (destra) utilizzati in Aedes.PCM

In Aedes.PCM tramite la Gestione Sezioni sono state definite in input le armature e la geometria. (Figura 10). Per tener conto della fessurazione progressiva del calcestruzzo la rigidezza del pilastro è stata ridotta del 50% rispetto alla condizione non fessurata (Figura 11).

Anteprima	
Sezione	250x250
Distanze	
dy	35
dz	35
Barre	
Ai vertici	4#13
Lungo y	1#12
Lungo z	1#12

Generale	
Nome	C27.9
Moduli elastici	
E	29930
G	12471
Resistenze	
f _c	32.824
Altre proprietà meccaniche	
w	25.00
α	0.000010
Proprietà grafiche	
Colore 2D	169; 169; 169
Colore 3D	169; 169; 169
Texture	Cemento_1

Figura 20. Definizione sezione ed armatura pilastro in Aedes.PCM

Caratteristiche	
Tipologia	Colonna
Da analizzare	Si
Piano	Piano 1
Lunghezza	1.500
Direzione	0.000,0.000,1.000
Colore	211; 211; 211
Sezione	250x250
Angolo di rotazione	270.00°
Materiale	C27.9
Rigidezza fessurata	50
Infinitamente rigida	No
Paramento	
Assemblaggio	
Gruppo strutturale	
Caratteristiche costruttive	

Figura 21. Rigidezza fessurata in percentuale rispetto alla rigidezza elastica

Nei parametri di calcolo – calcestruzzo armato di Figura 12 sono stati definiti in dettaglio le tensioni medie di snervamento e rottura dell'acciaio e del calcestruzzo, i coefficienti parziali di sicurezza e il fattore di confidenza.

In ambiente FEM di Aedes.PCM è stata altresì definita l'altezza del piano pari a 1.50 m.

Per simulare la condizione di double cantilever, le condizioni al contorno applicate sono quelle dei vincoli di base in corrispondenza del Nodo 1 assunti come incastri e di Rotazioni X ed Y bloccate in corrispondenza del Nodo 2. Le condizioni al contorno sommitali sono applicate alla struttura attraverso il menù Proprietà – Vincoli – Vincoli esterni. Per maggiori dettagli consultare il manuale di Aedes.PCM §3.2.1 Nodi – Proprietà dei nodi.

In corrispondenza del nodo sommitale del pilastro (Nodo 2) è stato inoltre applicato un carico concentrato verticale PZ di 184 kN (di compressione) assegnata alla condizione di carico Permanente.

Si riportano in Figura 13 i confronti tra risultato sperimentale e curve di pushover; si tenga presente che, anche per questo esempio numerico, il valore di resistenza media a compressione f_{cm} pari a 29.7 N/mm² non tiene conto del confinamento del nucleo centrale del pilastro indotto dalle staffe.

<input type="checkbox"/> Acciaio	
Diagramma di calcolo tensione - deformazione [§4.1.2.1.2.2] Modello: elastico - perfettamente plastico (tensioni in N/mm ² , deformazioni in ‰)	
Tensione di snervamento: $f_y =$ <input type="text" value="374"/>	Edifici esistenti: Tensione media di snervamento (f_{ym}) Edifici nuovi: Tensione caratteristica di snervamento (f_{yk})
Limite per la deformazione ultima $\epsilon_{ud} =$ <input type="text" value="10.00"/>	Modulo di elasticità $E_s =$ <input type="text" value="210000"/>
Coefficiente parziale di sicurezza γ_s [§4.1.2.1.1.3] = <input type="text" value="1.00"/>	
Edifici esistenti: Fattore di confidenza FC [§C8.5.4] = <input type="text" value="1.00"/>	
Verifiche a PressoFlessione: si considera sempre il contributo dell'armatura compressa	
<input type="checkbox"/> Calcestruzzo	
Diagramma di calcolo tensione - deformazione [§4.1.2.1.2.2] Modello: parabolico - rettangolare ($\epsilon_c =$ deformazione del calcestruzzo, in ‰):	
deformazione di inizio tratto plastico $\epsilon_{c2} =$ <input type="text" value="2.00"/>	deformazione ultima $\epsilon_{cu} =$ <input type="text" value="3.50"/>
Coefficiente parziale di sicurezza γ_c [§4.1.2.1.1.1] = <input type="text" value="1.00"/>	
Edifici esistenti: Fattore di confidenza FC [§C8.5.4] = <input type="text" value="1.00"/>	

Figura 22. Definizione dei parametri tensionali e deformativi dei materiali in Aedes.PCM

In direzione positiva il valore del taglio numerico valutato tramite Aedes.PCM è pari a 50.86 kN mentre nello sperimentale si osserva un valore pari a 76.38 kN. La differenza è di 25.52 kN pari al 33.41 %.

In direzione negativa il valore del taglio numerico valutato tramite Aedes.PCM è pari a -50.86 kN mentre nello sperimentale si osserva un valore pari a -81.89 kN. La differenza in questo caso è di 31.03 kN pari al 37.39 %.

Lo spostamento ultimo sperimentale in direzione positiva è pari a 52.499 mm; numericamente è stato osservato uno spostamento pari a 50.864 mm. La differenza in questo caso è pari a 1.635 mm pari al 3.11 %. In direzione negativa si osserva sperimentalmente uno spostamento ultimo pari a -43.25 mm mentre numericamente lo spostamento è pari a -50.864 mm. La differenza in questo caso è pari a 7.614 mm pari al 14.97 %.

In questo esempio, i risultati numerici si discostano maggiormente dal test sperimentale; le differenze dipendono dal maggior confinamento del nucleo centrale del pilastro indotto dalle staffe. Nell'esempio n.1 l'armatura trasversale era posta ad un passo di 11 cm, nell'esempio n.2 a 5.5 cm. Il confinamento del calcestruzzo generato da staffe chiuse porta in questo caso ad un valore di resistenza a compressione molto maggiore di 27.9 N/mm². Per maggiori dettagli sulla pressione di confinamento si rimanda al §4.1.2.1.2 del D.M. 14.01.2018.

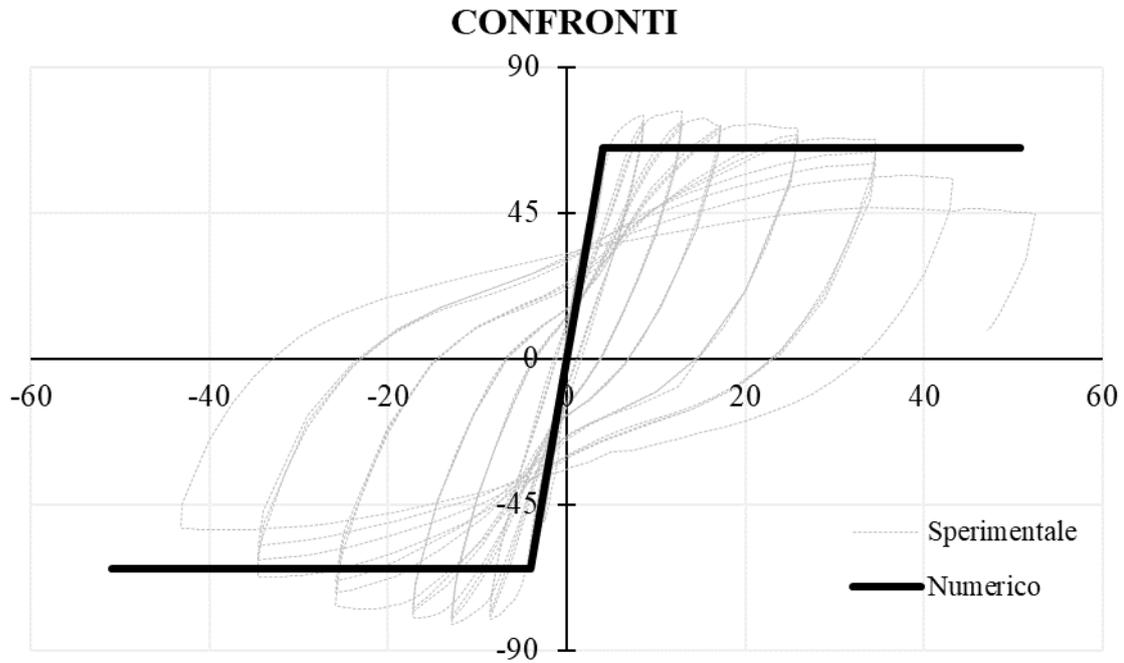


Figura 23. Confronti risultati sperimentale-numeric

L'evoluzione del danno mostra la formazione di cerniere a pressoflessione in entrambi i nodi del pilastro; inizialmente si osserva la formazione della cerniera del nodo 2 e poi quella del nodo 1. Il pilastro numericamente collassa in maniera duttile in accordo con il test sperimentale (Figura 14).



Figura 24. Crisi a pressoflessione duttile del pilastro e cerniere plastiche di base e sommitale

In ultimo, si riporta in Figura 15 il dominio di resistenza del pilastro. Anche in questo esempio il carico applicato è localizzato a sinistra della rottura bilanciata del dominio; la crisi attesa è quindi di pressoflessione duttile.

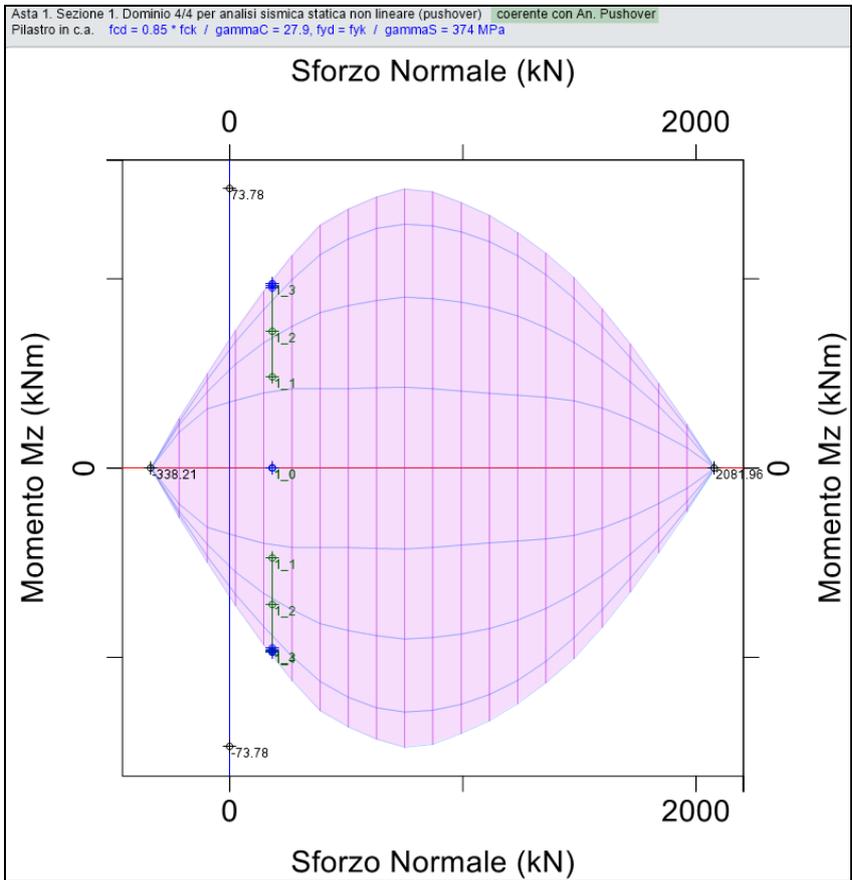


Figura 25. Dominio di resistenza del pannello

B.1.3. ESEMPIO 3

Il terzo ed ultimo caso studio discusso nel presente documento consiste in un edificio monocellula di due piani con solai rigidi e rotazioni bloccate volto a riprodurre una condizione ideale di modello shear-type. Nella modellazione a plasticità concentrata, la configurazione shear-type permette alcune valutazioni sulla correttezza della soluzione analitica ottenuta; lo sforzo normale gravitazionale durante l'analisi al passo non subisce variazioni ed i risultati possono essere confrontati con "semplici calcoli manuali" in accordo con le indicazioni contenute nel §10.2 del D.M del 14.01.2018 valutando l'affidabilità del codice utilizzato e l'attendibilità dei risultati ottenuti.

La struttura benchmark analizzata si compone di due pareti denominate TIPO A e TIPO B (Figura 16) assemblate in vario modo. Una delle due pareti (TIPO A) riproduce quella denominata "door wall" testata nel laboratorio dell'Università di Pavia nel 1994 nell'ambito di una prova di tipo pseudo-statico ciclica (Calvi e Magenes 1994).

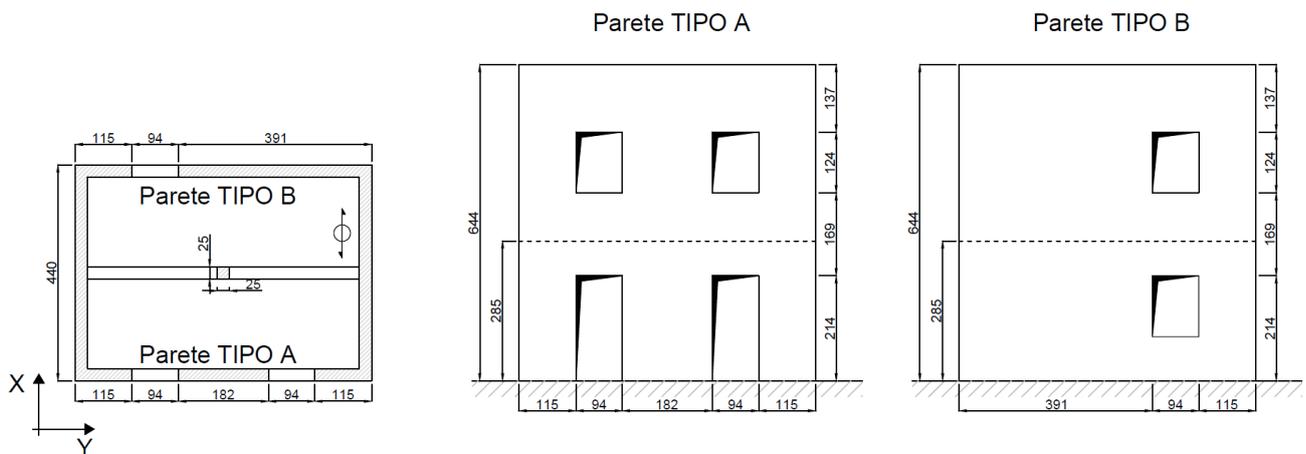


Figura 26. Piante e Prospetti della struttura benchmark discussa

L'edificio analizzato ha dimensioni in pianta di 6.00 x 4.40 m (lunghezza x larghezza) ed un'altezza complessiva di 6.44 m. Il primo solaio è localizzato a 2.85 m dal p.c. mentre il secondo piano ha un'altezza di 3.59 m. Nel documento i solai sono assunti infinitamente rigidi nel loro piano. Si presuppone altresì che i cinematismi di I° modo siano inibiti e la struttura esibisca un comportamento globale con una risposta dei pannelli esclusivamente nel loro piano medio.

Nel presente documento, nell'ambito della validazione del software Aedes.PCM sia lato muratura sia lato c.a., è stato inserito nel baricentro geometrico della cellula un pilastro in c.a. di dimensioni 25 x 25 cm (lunghezza x larghezza) connesso alla muratura tramite travi di dimensioni 25 x 40 cm (base x altezza) monodirezionali a simulare un edificio esistente in struttura mista muratura-c.a. tipico degli anni '70-80. Lo spessore delle pareti murarie perimetrali è stato assunto pari a 0.25 m.

I solai sono orditi perpendicolarmente alle pareti orientate in Y. Il carico del solaio è pari a 30 kN/m². Tale valore vuole riprodurre nei pannelli murari di base uno stato tensionale di circa 0.50 N/mm²; valore leggermente superiore a quello osservato per un edificio in muratura di due piani.

Tali sollecitazioni corrispondono a quelle di una struttura muraria più grande del caso studio analizzato con solai che si estendono su un numero maggiore di piani o derivanti da una variazione di destinazione d'uso subita dal fabbricato durante la sua vita nominale.

In Tabella 7 sono riportati i valori delle proprietà meccaniche assunte a riferimento per la struttura in esame, alcuni di essi sono desunti da analisi condotte sperimentalmente sulla microstruttura muraria e possono differire dai valori che la Tabella C8.5.I della Circolare n°7 del 21.01.2019 prevede per la tipologia muraria analizzata.

Tabella 7. Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura da usarsi nei criteri di resistenza a pressoflessione complanare e taglio diagonale

Tipologia di muratura	f_m [N/mm ²]	τ_0 [N/mm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	w [kN/m ³]
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6.20*	0.163*	1800	600	17.50*

*parametri desunti direttamente dalle prove sperimentali condotte sui materiali e riportate nei riferimenti bibliografici

Dove:

f_m = resistenza media a compressione della muratura;

τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali, con riferimento alla formula riportata nel § C8.7.1.3 della Circolare n.7 del 21.01.2019;

E = valore medio del modulo elastico istantaneo della muratura (o modulo di Young) presente in Tabella C8.5.I della Circolare n.7 del 21.01.2019 per il livello di conoscenza LC3;

G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale della muratura presente in Tabella C8.5.I della Circolare n.7 del 21.01.2019 per il livello di conoscenza LC3;

w = peso dell'unità di volume della muratura.

I moduli elastici riportati in Tabella 7 sono da intendersi rappresentativi di una condizione elastica iniziale in cui le sezioni resistenti sono interamente reagenti.

Aedes.PCM propone a partire dalla versione 2017 (Intervento Ing. Pugi – Amandola 2017 – Manuale di aggiornamento 2017 §B1.2 Comportamento trilineare degli elementi murari) un modello trilineare del pannello murario che tiene conto della progressiva parzializzazione della sezione e che verrà utilizzato nell'analisi quasi statica non lineare.

Per il c.a. verrà utilizzato un calcestruzzo classe C25/30 (Tabella 8) ed acciaio B450C (Tabella 9).

Sia per i pilastri della cellula, sia per le travi di collegamento, si prevede un'armatura costituita da barre longitudinali di diametro 14 mm e staffe a due bracci di diametro 8 mm disposte a passo costante di 15 cm. La scelta del passo di 15 cm è dettata dalla volontà di ridurre al minimo l'effetto del confinamento indotto dalle staffe.

Tabella 8. Valori di riferimento dei parametri meccanici del calcestruzzo

Classe Calcestruzzo	f_{cm} [N/mm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	w [kN/m ³]
C25/30	25.00	28960	12067	25.0

Dove:

f_{cm} = resistenza media a compressione del calcestruzzo;

E = modulo elastico istantaneo del calcestruzzo (o modulo di Young), valutato secondo l'espressione (1) del presente documento e contenuto nel §11.2.10.3 del D.M. del 14.01.2018;

G = modulo di elasticità tangenziale, valutato secondo l'espressione (2) del presente documento;

w = peso dell'unità di volume del calcestruzzo armato [Tab.3.1.I del D.M. 14.01.2018].

Tabella 9. Valori di riferimento dei parametri meccanici dell'acciaio

Tipologia di acciaio da carpenteria	f_{ym} [N/mm ²]	ϵ_{ud} [%]	E_s [N/mm ²]	G [N/mm ²]	w [kN/m ³]
B450C	450	10	210000	80769	78.5

Dove:

f_{ym} = resistenza media di snervamento dell'acciaio;

ϵ_{ud} = limite per la deformazione ultima dell'acciaio;

E_s = modulo di Young dell'acciaio;

G_s = modulo di elasticità tangenziale, valutato secondo l'espressione (2) del presente documento assumendo un coefficiente di contrazione trasversale (Poisson) ν pari a 0.3;

w = peso dell'unità di volume dell'acciaio [Tab.3.1.I del D.M. 14.01.2018].

Si riportano infine in Tabella 10 in sintesi, i quantitativi di armatura longitudinale e trasversale impiegati negli elementi strutturali in c.a.

Tabella 10. Armatura considerata per pilastro e travi di collegamento

Tipologia struttura	Armatura longitudinale [mm]	Copriferro [mm]	Staffe [mm]	Bracci [n°]	Passo [mm]
Pilastri	4 \emptyset 14	30	\emptyset 8	2	150
Travi di collegamento	8 \emptyset 14	30	\emptyset 8	2	150

Per la tipologia di muratura riportata in Tabella 7 e per la classe del calcestruzzo e per la tipologia di acciaio riportati in Tabella 8 e Tabella 9 è stato utilizzato un valore del fattore di confidenza $FC = 1.00$ e valori unitari dei coefficienti parziali di sicurezza dei materiali.

Le travi in c.a. sono incastrate al pilastro ed incernierate alla muratura perimetrale; il telaio non è in grado di trasferire momento alla struttura muraria perimetrale sismo-resistente.

Le condizioni al contorno adottate consistono di incastrici di base.

Per quanto concerne i criteri di resistenza, sono stati adottati per i maschi murari i criteri a pressoflessione e a taglio per fessurazione diagonale secondo le formulazioni riportate nel §7.8.2.2 del D.M. 14.01.2018 e C8.7.1.3.1.1 formula [C8.7.1.16] della Circolare n°7 del 21.01.2019 qui riportati in stralcio.

Nel criterio a pressoflessione, nell'ipotesi di duttilità infinita del pannello, il momento ultimo è stato valutato attraverso l'equazione (3):

$$M_u = \frac{N \cdot L}{2} \left[1 - \frac{N}{(\kappa \cdot f_m \cdot L \cdot t)} \right] \quad (3)$$

Con:

M_u pari al momento ultimo a pressoflessione;

N pari al carico assiale applicato;

L e t rappresentano rispettivamente la larghezza e lo spessore del pannello murario;

f_m è la resistenza media a compressione della muratura;

κ il coefficiente che tiene conto della distribuzione degli sforzi nella zona compressa a cui è stato attribuito il valore di 0.85 in analogia quello adottato nella verifica degli elementi in cemento armato.

Nel criterio per taglio per fessurazione diagonale la resistenza è stata calcolata attraverso l'equazione (4):

$$V_t = L \cdot t \cdot \frac{f_{tu}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma}{f_{tu}}} \quad (4)$$

Con:

V_t pari alla resistenza a taglio;

f_{tu} pari alla resistenza a trazione convenzionale della muratura;

b pari al coefficiente che tiene conto della distribuzione delle tensioni tangenziali nella sezione centrale;

L e t rappresentano rispettivamente la larghezza e lo spessore del pannello murario.

La scelta del criterio a taglio per muratura irregolare è dettata dalla volontà di utilizzare il criterio più conservativo tra quelli suggeriti dalla Circolare.

Lo spostamento ultimo a collasso (SLC) a pressoflessione è stato definito in corrispondenza di una rotazione della corda pari a 0.01.

La soglia limite della deformazione angolare a collasso (SLC) per fessurazione diagonale, valutata a partire dai valori della rotazione della corda nei due estremi i e j del pannello, è stata posta pari a 0.005.

La Circolare nel § C8.7.1.3.1.1 precisa altresì che la rotazione della corda nei due estremi dell'elemento è calcolata con la formula [C8.7.1.13] qui riportata in stralcio:

$$\varphi_i = \left| \varphi_i - \frac{u_i - u_0}{h_i} \right| \tag{5}$$

$$\varphi_j = \left| \varphi_j - \frac{u_0 - u_j}{h_j} \right|$$

Dove:

- φ_i e φ_j sono le rotazioni nei due estremi i e j dell'elemento;
- u_i ed u_j sono gli spostamenti orizzontali nei due estremi i e j dell'elemento;
- u_0 è lo spostamento orizzontale del punto di flesso;
- h_i ed h_j sono le luci di taglio (altezza deformabile del pannello murario).

Nella configurazione ideale di shear-type le rotazioni iniziali dell'elemento, φ_i e φ_j , sono nulle e la capacità ultima coincide con la deformazione angolare (drift) dell'elemento murario.

Con riferimento alle sezioni in c.a., allo SLC, la valutazione della capacità θ_u in termini di rotazione totale rispetto alla corda verrà valutata da Aedes.PCM attraverso l'equazione (6):

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0.016 \cdot (0.3^v) \left[\frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} f_c \right]^{0.225} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0.35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1.25^{100 \rho_d}) \tag{6}$$

Dove:

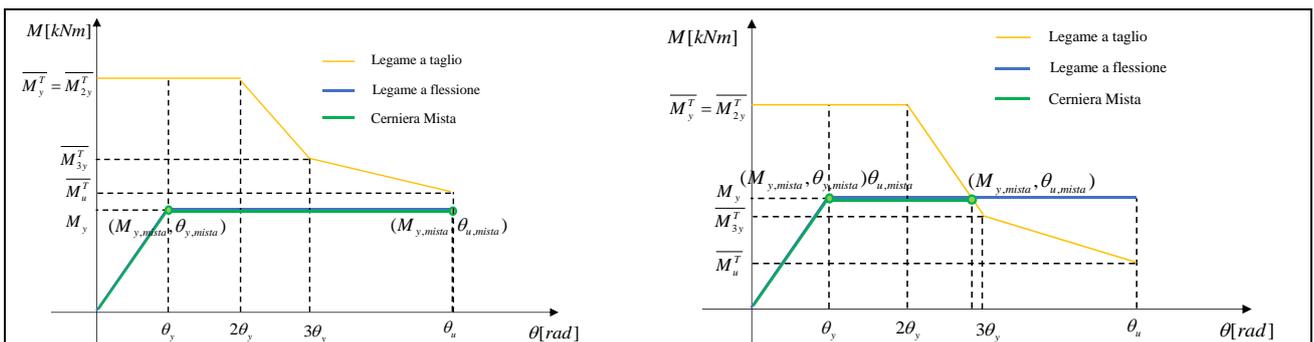
- γ_{el} è pari ad 1.5 per gli elementi primari
- L_v è la luce di taglio;
- h è l'altezza della sezione;
- u è lo sforzo assiale normalizzato di compressione agente su tutta la sezione Ac;
- ω e ω' sono le percentuali meccaniche di armatura longitudinale in trazione e compressione rispettivamente;
- f_c , f_w e f_{yw} sono la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell'acciaio, longitudinale e trasversale;
- ρ_{sx} è la percentuale di armatura trasversale;
- ρ_d è la percentuale di eventuali armature diagonali in ciascuna direzione;
- α è un fattore di efficienza del confinamento.

Nella formulazione a plasticità concentrata del c.a., la cerniera definita in Aedes.PCM è mista pressoflessione deviata-taglio ed è in grado di predire, attraverso il solo controllo del legame Momento-Rotazione, quale sia la tipologia di rottura dell'elemento strutturale (solo flessione, taglio-flessione o solo taglio).

Tale cerniera è ottenuta sovrapponendo al comportamento elasto-plastico della cerniera a presso-flessione deviata (momento-rotazione), il legame della cerniera a taglio degradante.

In Figura 17 sono riportate alcune immagini relative alle possibili modalità di collasso di un elemento in c.a. individuate dal software.

Per maggiori dettagli si rimanda al "Documento teorico di riferimento per l'implementazione delle cerniere plastiche in Aedes.PCM".



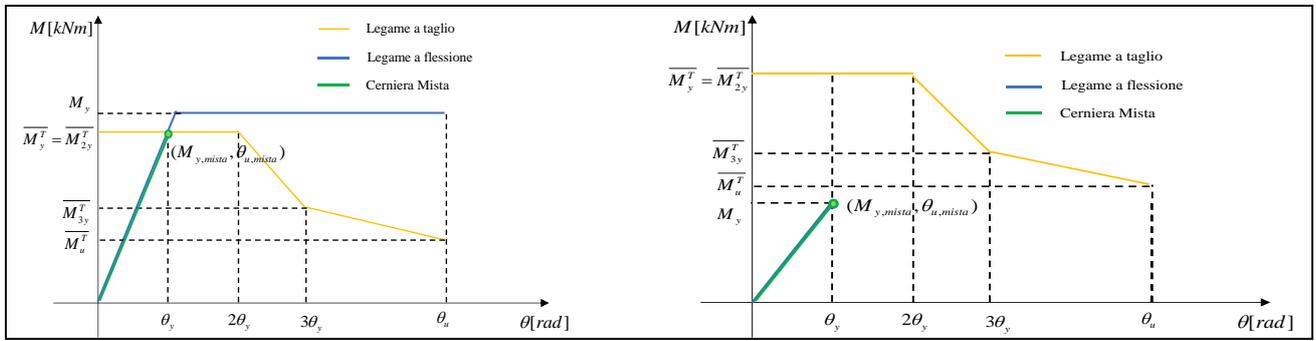


Figura 27. Modalità di danno considerati in Aedes.PCM a) Rottura a flessione duttile b) Rottura a flessione-taglio c) Rottura a taglio d) Rottura a flessione fragile

Tramite la Gestione Sezioni sono state definite in input le armature e la geometria del pilastro (Figura 18) e delle travi collegamento (Figura 19).

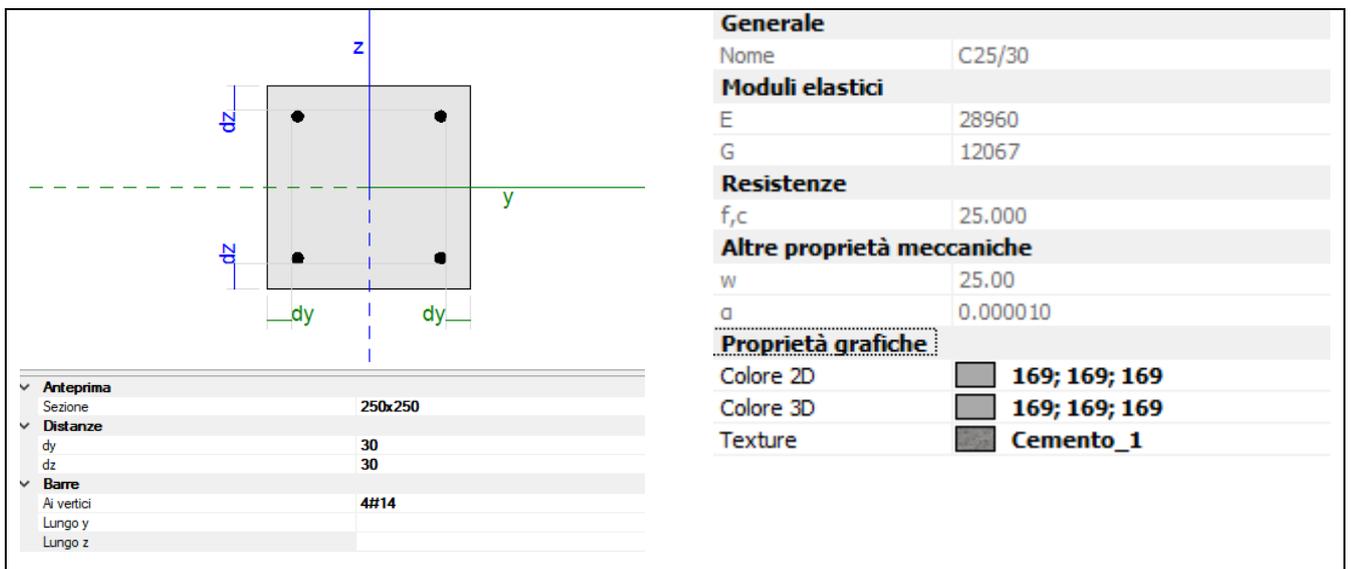


Figura 28. Definizione sezione ed armatura pilastro in Aedes.PCM

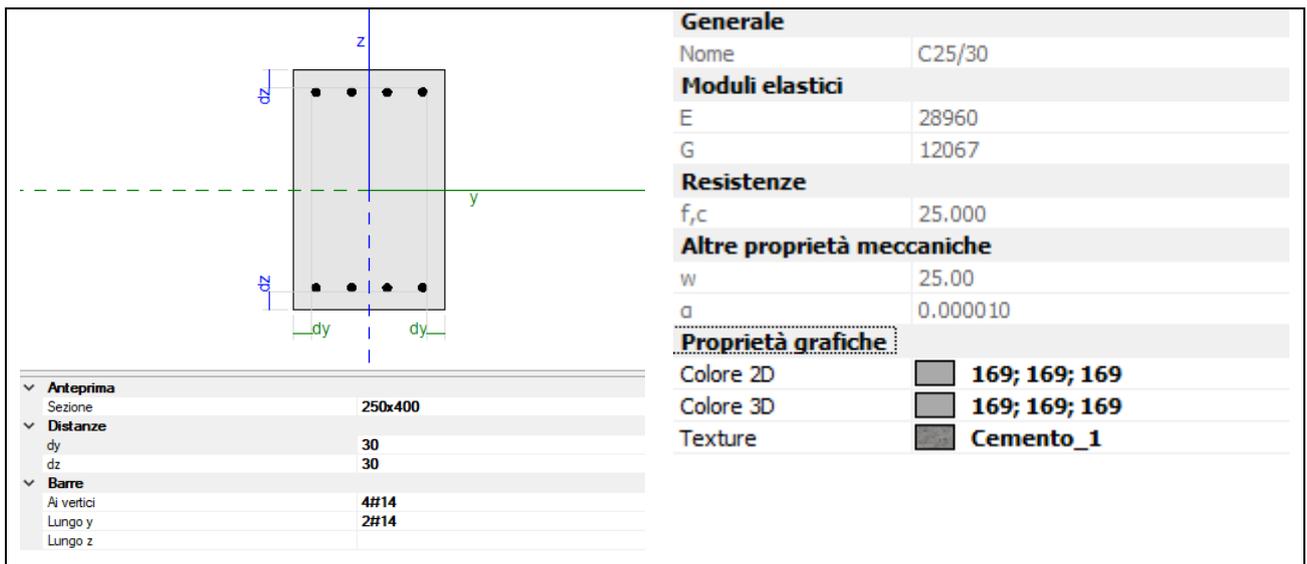


Figura 29. Definizione sezione ed armatura travi di collegamento in Aedes.PCM

Nei parametri di calcolo – calcestruzzo armato sono stati definiti in dettaglio le tensioni medie di snervamento e rottura dell'acciaio e del calcestruzzo, i coefficienti parziali di sicurezza e il fattore di confidenza (Figura 20).

Acciaio	
Diagramma di calcolo tensione - deformazione [§4.1.2.1.2.2]	
Modello: elastico - perfettamente plastico (tensioni in N/mm ² , deformazioni in ‰)	
Tensione di snervamento: $f_y =$ <input type="text" value="450"/>	Edifici esistenti: Tensione media di snervamento (f_{ym}) Edifici nuovi: Tensione caratteristica di snervamento (f_{yk})
Limite per la deformazione ultima $\epsilon_{ud} =$ <input type="text" value="10.00"/>	Modulo di elasticità $E_s =$ <input type="text" value="210000"/>
Coefficiente parziale di sicurezza γ_s [§4.1.2.1.1.3] = <input type="text" value="1.00"/>	
Edifici esistenti: Fattore di confidenza FC [§C8.5.4] = <input type="text" value="1.00"/>	
Verifiche a PressoFlessione: si considera sempre il contributo dell'armatura compressa	
Calcestruzzo	
Diagramma di calcolo tensione - deformazione [§4.1.2.1.2.2]	
Modello: parabolico - rettangolare (ϵ_c = deformazione del calcestruzzo, in ‰):	
deformazione di inizio tratto plastico $\epsilon_{c2} =$ <input type="text" value="2.00"/>	deformazione ultima $\epsilon_{cu} =$ <input type="text" value="3.50"/>
Coefficiente parziale di sicurezza γ_c [§4.1.2.1.1.1] = <input type="text" value="1.00"/>	
Edifici esistenti: Fattore di confidenza FC [§C8.5.4] = <input type="text" value="1.00"/>	

Figura 30. Definizione dei parametri tensionali e deformativi dei materiali in Aedes.PCM

In Aedes.PCM l'edificio è stato idealizzato secondo l'approccio a telaio equivalente concentrando le non linearità nei pannelli murari (maschi e fasce) come mostrato in Figura 21.

Nell'esempio, il pilastro centrale in c.a. ha un cedimento a pressoflessione; la parte relativa al taglio non verrà quindi tratta in dettaglio nel presente documento.

La linea tratteggiata in Figura definisce la quota media di solaio.

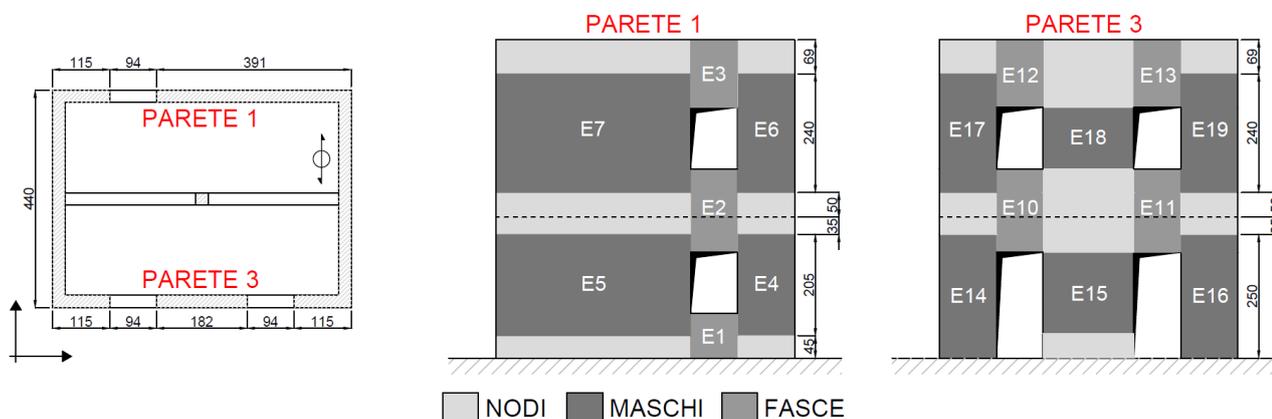


Figura 31. Identificazione degli elementi strutturali

In Figura 21 è stata inoltre introdotta la numerazione degli elementi strutturali adottata nei successivi confronti più puntuali.

In Figura 22 sono riportate alcune immagini del modello realizzato in ambiente FEM di Aedes.PCM.

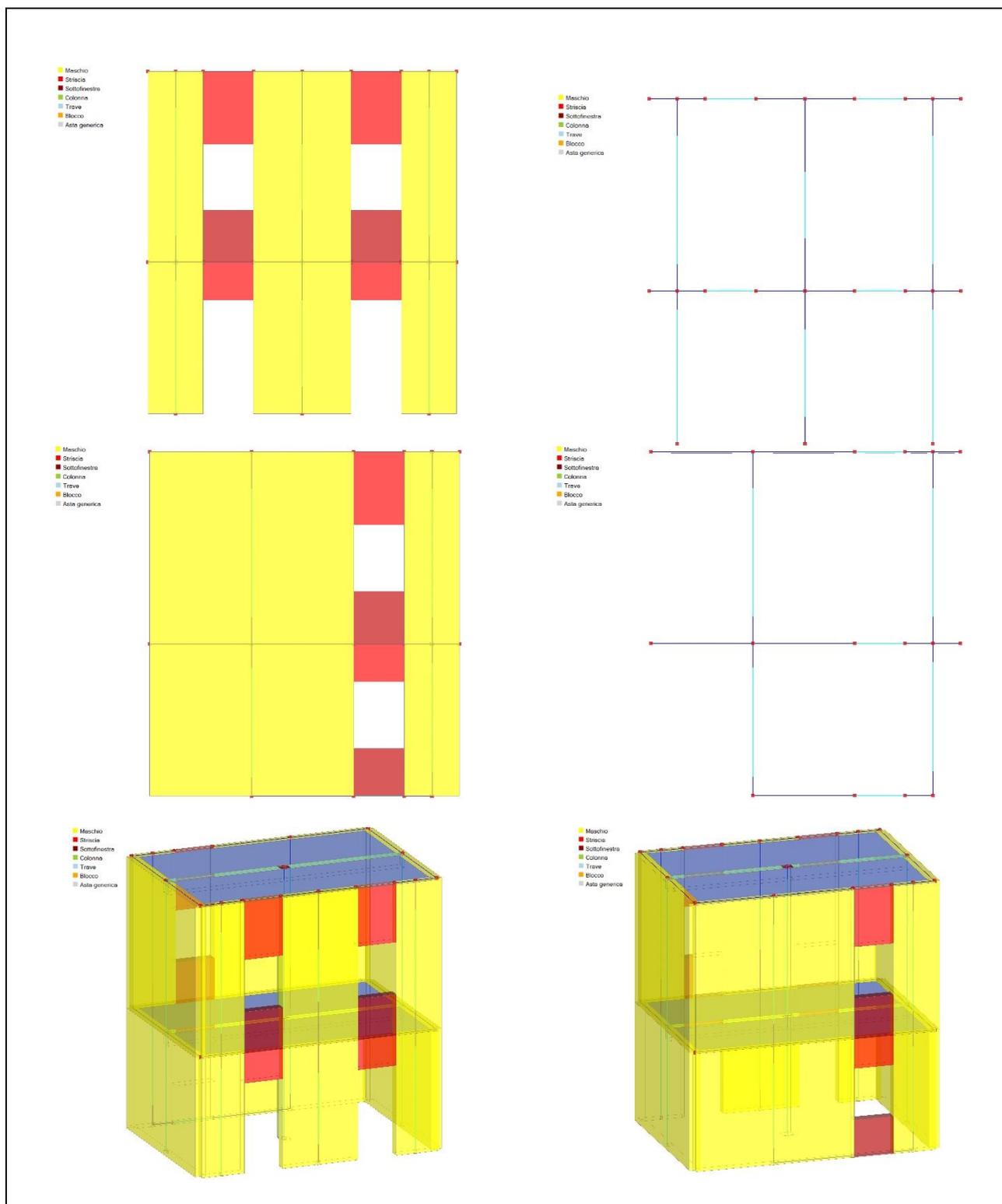


Figura 32. Idealizzazione della struttura a telaio equivalente

Di seguito saranno presentati e discussi i risultati ottenuti dall'analisi pushover condotta in direzione longitudinale Y secondo una distribuzione di forze, desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione (§7.3.4.2 D.M. 14.01.2018).

I pannelli murari del piano terra che danneggiandosi, modificano l'andamento della curva di capacità, verranno analizzati in dettaglio tramite la definizione del loro dominio di resistenza ed i risultati analitici e numerici verranno confrontati tra loro.

In Figura 23 è riportato il valore dello Sforzo Normale gravitazionale.

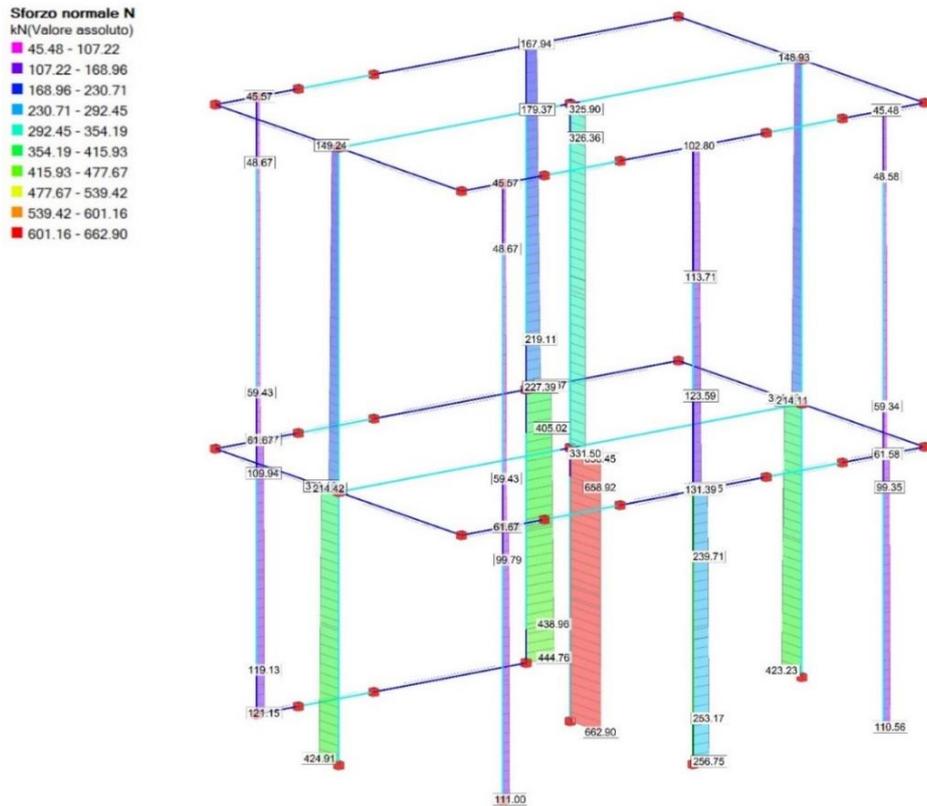


Figura 33. Sforzo Normale Gravitazionale

Nelle figure seguenti sono riportate i domini di resistenza degli elementi denominati E4, E5, E14, E15 ed E16 che governano la crisi dell'edificio.

Nella Tabella 11 sono indicate le caratteristiche geometriche del pannello E4.

Tabella 11. Caratteristiche geometriche pannello E4

L [m]	t [m]	H [m]	H _{eff} [m]
1.025	0.250	2.850	2.050

In Figura 24 sono riportati i domini di resistenza del pannello E4.

In ordinate sono riportati i valori del Taglio, V mentre in ascissa è riportato il valore dello sforzo Normale, N. Per il pannello E4, il valore dello sforzo normale, valutato nel baricentro dell'elemento deformabile, è pari a 114.54 kN. Si prevede una crisi a pressoflessione con un valore del Taglio Resistente pari a 52.41 kN.

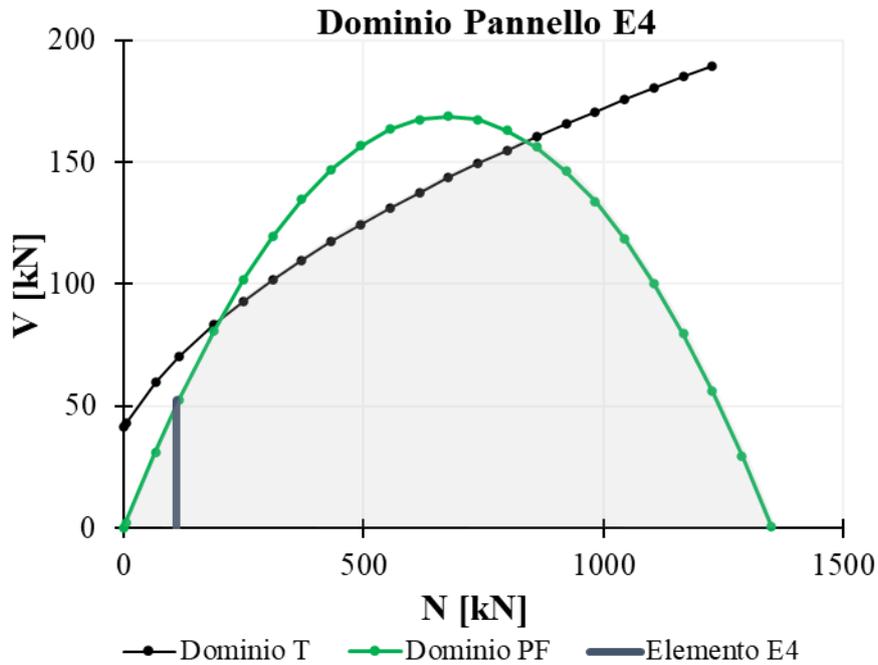


Figura 34. Domini di Resistenza elemento E4

Nella Tabella 12 sono indicate le caratteristiche geometriche del pannello E5. Per il pannello E5, il valore dello sforzo normale baricentrico della sola parte deformabile è pari a 421.99 kN. Si prevede una crisi a taglio con un valore del Taglio Resistente pari a 388.79 kN.

Tabella 12. Caratteristiche geometriche pannello E5

L [m]	t [m]	H [m]	H _{eff} [m]
3.785	0.250	2.850	2.050

In Figura 25 sono riportati i domini di resistenza del pannello E5.

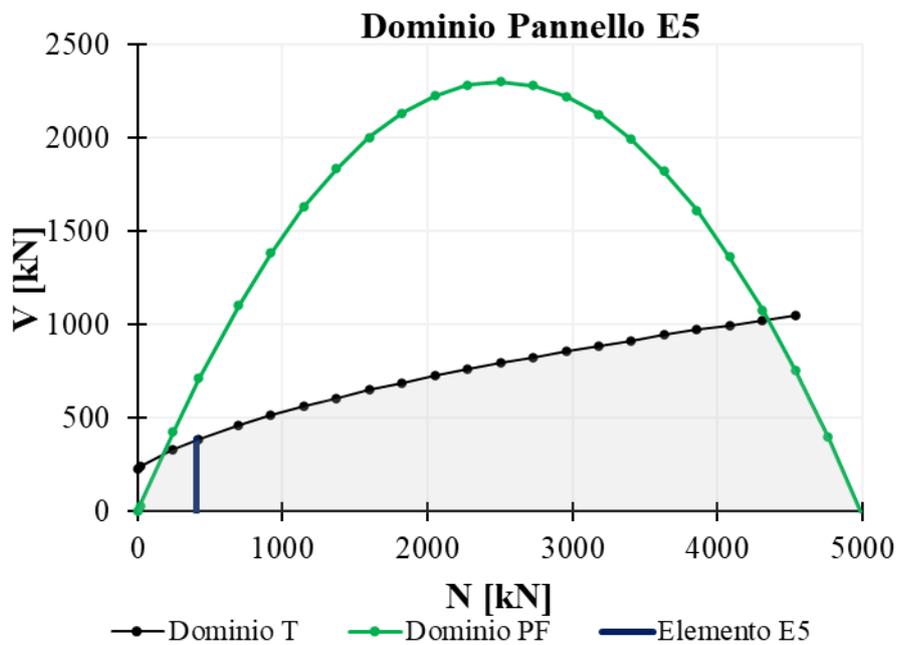


Figura 35. Domini di Resistenza elemento E5

Nella Tabella 13 sono indicate le caratteristiche geometriche del pannello E14 ed E16.

Per i pannelli in esame, il valore dello sforzo normale baricentrico della sola parte deformabile è pari a 105.40 kN. Si prevede una crisi a pressoflessione con un valore del Taglio Resistente pari a 39.84 kN.

Tabella 13. Caratteristiche geometriche pannelli E14 ed E16

L [m]	t [m]	H [m]	H _{eff} [m]
1.025	0.250	2.850	2.50

In Figura 26 sono riportati i domini di resistenza del pannello E14 ed E16.

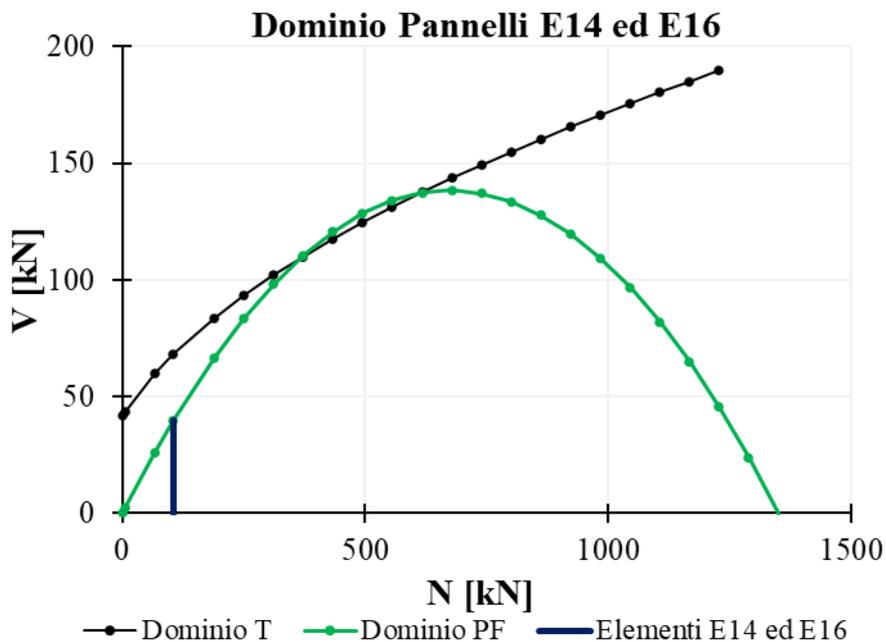


Figura 36. Domini di Resistenza elementi E14 ed E16

Nella Tabella 14 sono indicate le caratteristiche geometriche del pannello E15.

Per il pannello E15, il valore dello sforzo normale baricentrico della sola parte deformabile è pari a 246.44 kN. Si prevede una crisi a taglio con un valore del Taglio Resistente pari a 199.48 kN.

Tabella 14. Caratteristiche geometriche pannello E15

L [m]	t [m]	H [m]	H _{eff} [m]
1.82	0.250	2.850	1.69

In Figura 27 sono riportati i domini di resistenza del pannello E15.

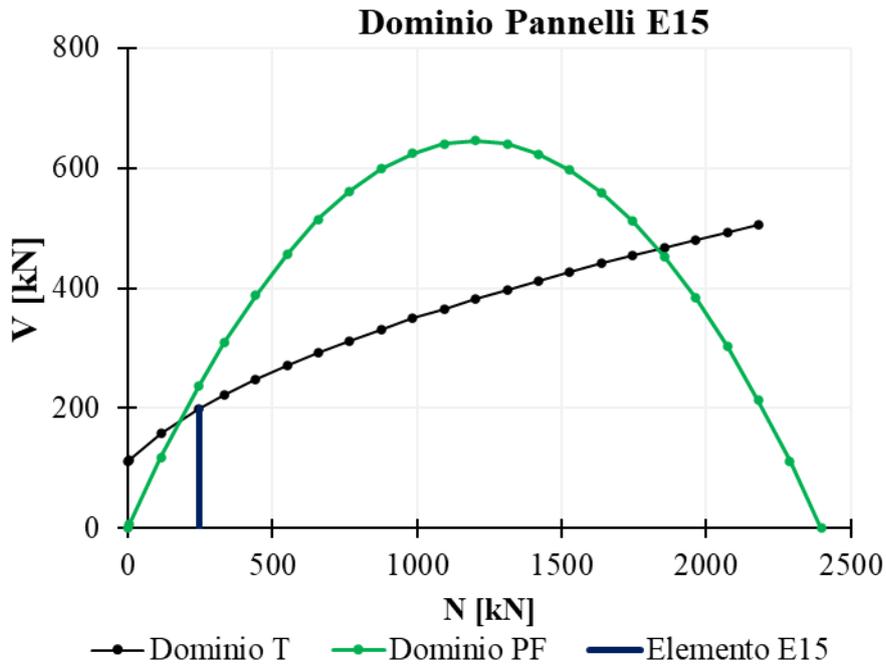


Figura 37. Domini di Resistenza elemento E15

Per l'edificio monocellula, il valore del taglio di base predetto da "semplici calcoli manuali" della sola muratura è pari a:

$$(52.41 + 388.79 + 39.84 + 39.84 + 199.48) = 720.46 \text{ kN}$$

La struttura in c.a. si compone di un pilastro centrale su cui agisce alla base uno Sforzo Normale gravitazionale pari a 662.90 kN (di compressione) a cui corrisponde un Momento Resistente pari a 73.07 kNm (Figura 28).

Il valore del taglio di base predetto da "semplici calcoli manuali" del solo c.a., valutato in funzione delle condizioni al contorno come $2M_{rd}/H$, è pari a 51.28 kN.

Titolo: Pilastro edificio monocellula

N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	25	25	1	3.08	3
			2	3.08	22

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed}: 662.9 kN
 M_{xEd}: 0 kNm
 M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord. [cm]: xN=0, yN=0

Materiali
 B450C C25/30
 ε_{su}: 100‰ ε_{c2}: 2‰
 f_{yd}: 450 N/mm² ε_{cu}: 3.5‰
 E_s: 200,000 N/mm² f_{cd}: 25 N/mm²
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 1
 ε_{syd}: 2.25‰ σ_{c,adm}: 9.75 N/mm²
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6
 τ_{c1}: 1.829

M_{xRd}: 73.07 kNm
 σ_c: -25 N/mm²
 σ_s: 450 N/mm²
 ε_c: 3.5‰
 ε_s: 2.377‰
 d: 22 cm
 x: 13.1 x/d: 0.5955
 δ: 1

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 cm Col. modello
 Precompresso

Figura 38. Momento Resistente della sezione del pilastro

Per l'edificio monocellula, il valore del taglio di base predetto da "semplici calcoli manuali" sarà quindi pari a:

$$(720.46 + 51.28) = 771.74 \text{ kN}$$

Si riporta in Figura 29 la curva di capacità della parete ottenuta tramite il software Aedes.PCM.

Il tempo di elaborazione della curva è stata di 14 secondi, 25 passi di analisi e 5 sottocurve.

Il valore del Taglio Resistente di base della struttura calcolato dal software è pari a 773.00 kN con una differenza sul valore predetto di 1.26 kN pari allo 0.16% in corrispondenza di uno spostamento globale della struttura di 8.25 mm e passo 10 dell'analisi pushover.

Sulla curva sono evidenziati alcuni punti significativi che saranno indagati nel dettaglio nel prosieguo del documento e che evidenziano una riduzione significativa della rigidezza e/o della resistenza della struttura.

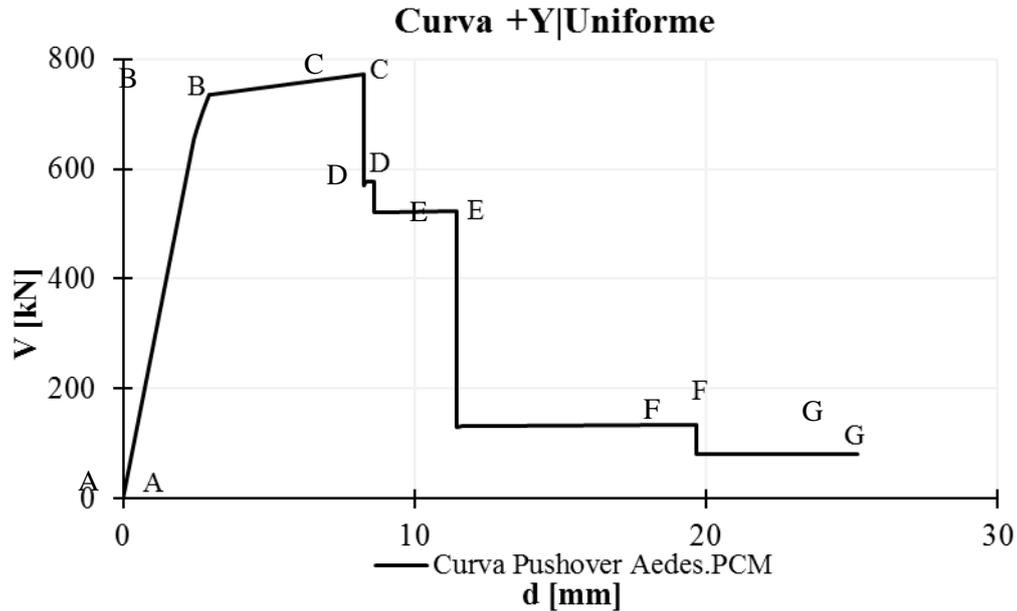


Figura 39. Curva di capacità globale della struttura ottenuta in Aedes.PCM

Il primo punto indagato sulla curva pushover è il punto A che corrisponde al primo passo di analisi.

L'evoluzione del danno e l'andamento dei momenti flettenti di Figura 30 evidenziano un comportamento elastico-lineare delle sezioni in c.a. della struttura. L'indagine sezionale darà maggiori dettagli sulla correttezza della soluzione analitica.

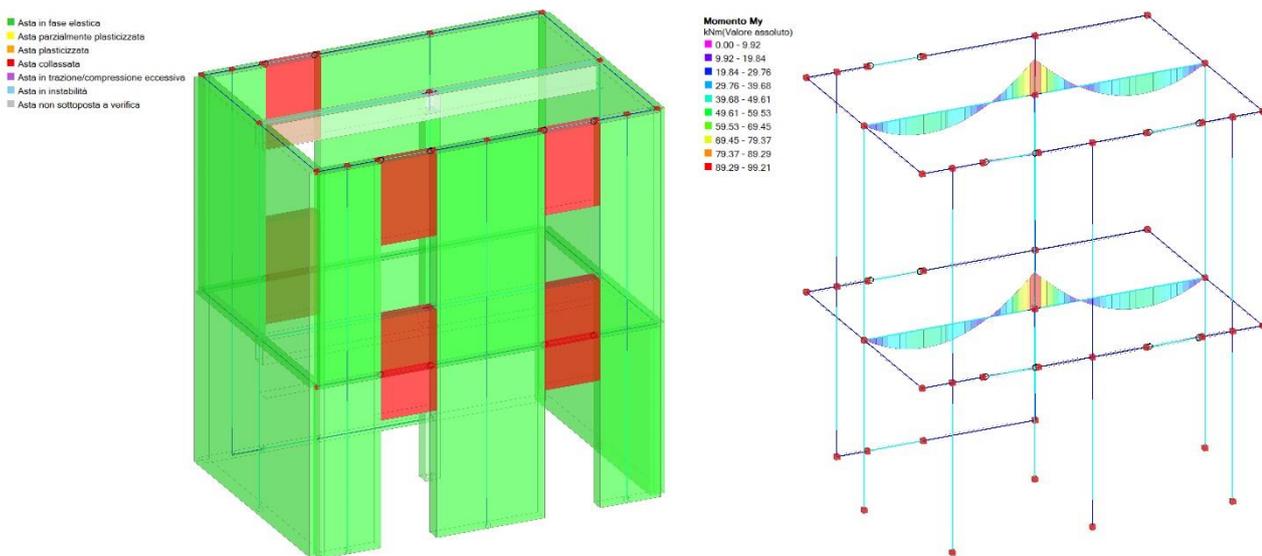


Figura 40. Evoluzione del danno al picco di resistenza

Il valore del momento di domanda calcolato dal software è pari a -95.68 kNm.

L'analisi sezionale condotta "con semplici calcoli manuali" mostra un valore del momento resistente di capacità pari a 96.97 kNm (Figura 31). L'asta è verificata e correttamente Aedes.PCM valuta la trave di collegamento in condizioni elastico-lineari.

Titolo: Trave di collegamento edificio monocellula

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	25	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6.16	3
2	6.16	37

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C25/30
 ϵ_{su} 100 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 450 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 25 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 1 ?
 ϵ_{syd} 2.25 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M M_{xRd} 96.97 kN m
 σ_c -25 N/mm²
 σ_s 450 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 30.98 ‰
 d 37 cm
 x 3.756 x/d 0.1015
 δ 0.7

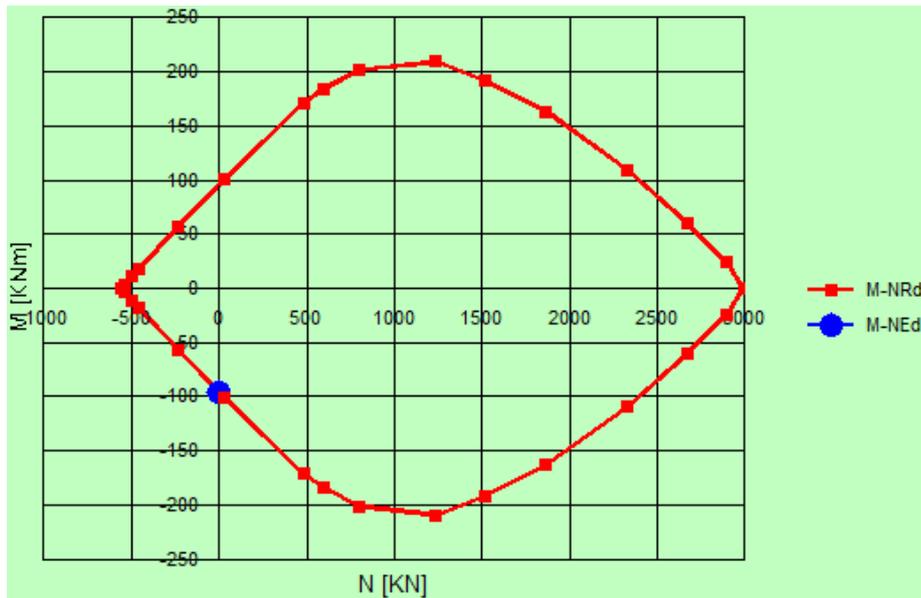
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Figura 41. Momento Resistente della sezione della trave di collegamento

Il confronto tra i domini semplificato e numerico evidenzia una perfetta coincidenza dei due diagrammi (Figura 32).



Asta 63. Sezione 1. Dominio 4/4 per analisi sismica statica non lineare (pushover) coerente con An. Pushover
 Trave in elevazione in c.a. $f_{cd} = f_{cm} / \gamma_c = 25$, $f_{yd} = f_{ym} / \gamma_s = 450$ MPa [resistenze ridotte con $\gamma_{cC} = 1.00$ e $\gamma_{sS} = 1.00$ in campi fragili]

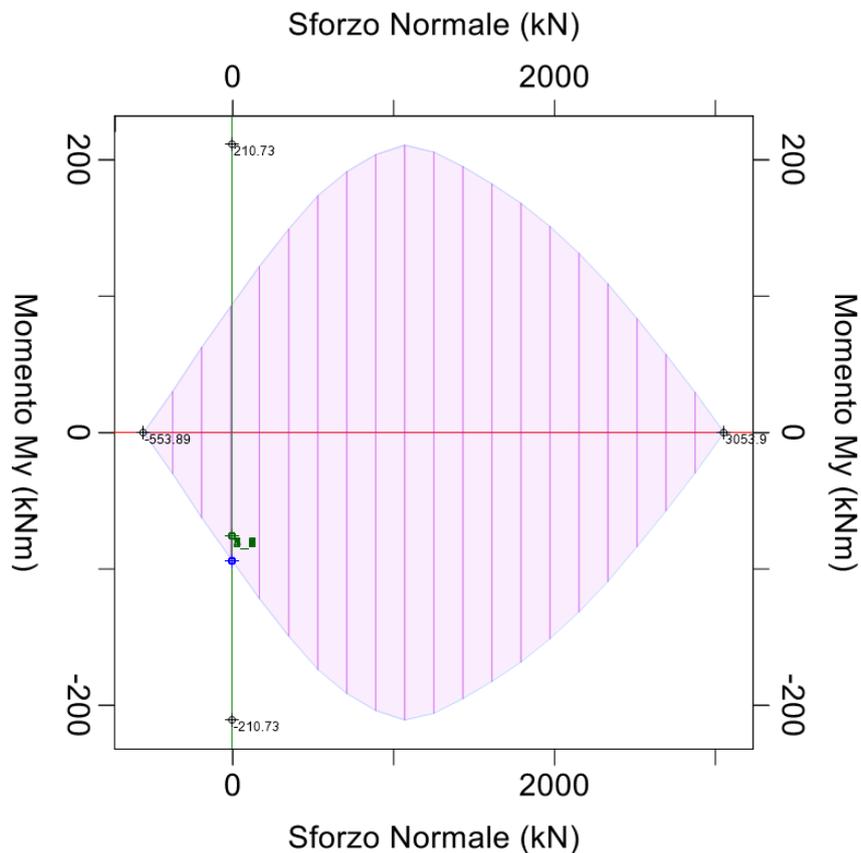


Figura 42. Confronto domini di resistenza delle travi di collegamento

Il secondo punto indagato sulla curva pushover è il punto B che corrisponde al passo nove di analisi, in corrispondenza di uno spostamento globale della struttura di 2.94 mm. L'osservazione del danno mostra una plasticizzazione completa degli elementi E4 ed E5 della parete TIPO B e degli elementi E14, E15 ed E16 della parete TIPO A (Figura 33). Le plasticizzazioni comportano una modifica significativa della rigidezza della struttura e della curva di comportamento.

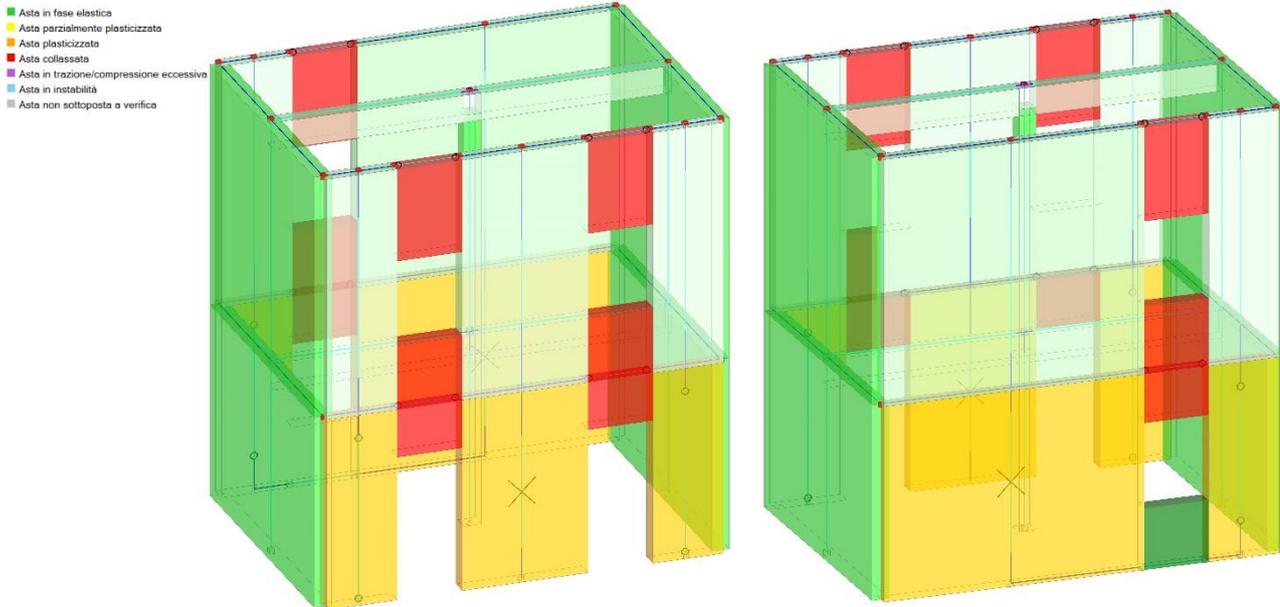


Figura 43. Evoluzione del danno al passo nove di analisi

Il terzo punto significativo indagato è il punto C della curva pushover (passo dieci di analisi) pari al picco di resistenza ed uno spostamento globale dell'edificio di 8.25 mm. Nel punto C (Figura 34) si osserva il raggiungimento dello stato limite di collasso, SLC, in termini di drift, dell'elemento E15 ed una significativa riduzione di rigidezza e resistenza della struttura.

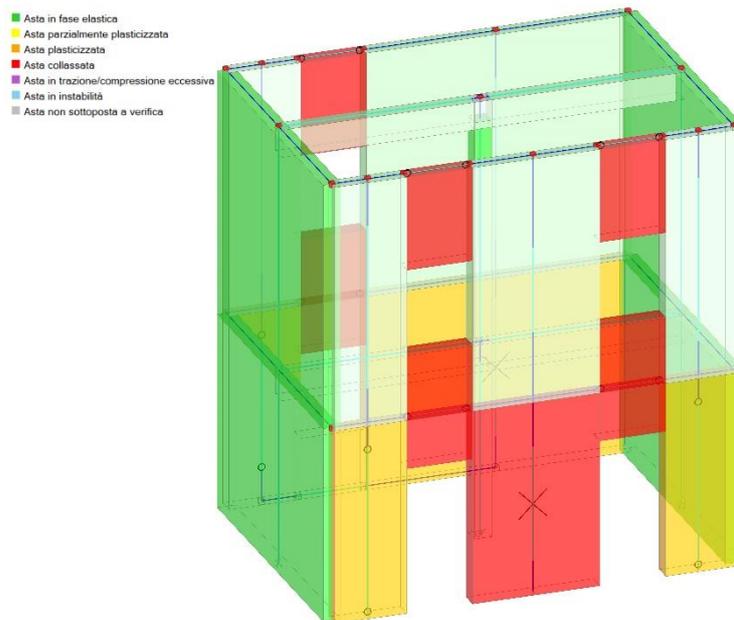


Figura 44. Evoluzione del danno al picco di resistenza

Il Taglio Resistente del pannello dall'analisi dei domini di Figura 27 era pari a 199.48 kN; Aedes.PCM prevede per l'elemento un valore di Taglio Resistente pari a 199.60 kN con una differenza sul valore predetto di 0.12 kN pari allo 0.06%.

Sulla curva di capacità globale il Taglio Resistente di picco si riduce fino al valore di 575.00 kN.

La soglia limite di deformazione angolare teorica a collasso (SLC) per fessurazione diagonale del pannello è pari a 8.45 mm; il software prevede uno spostamento ultimo del pannello pari a 7.596 mm. La differenza è pari a 0.854 mm pari al 10.01% (Figura 35).

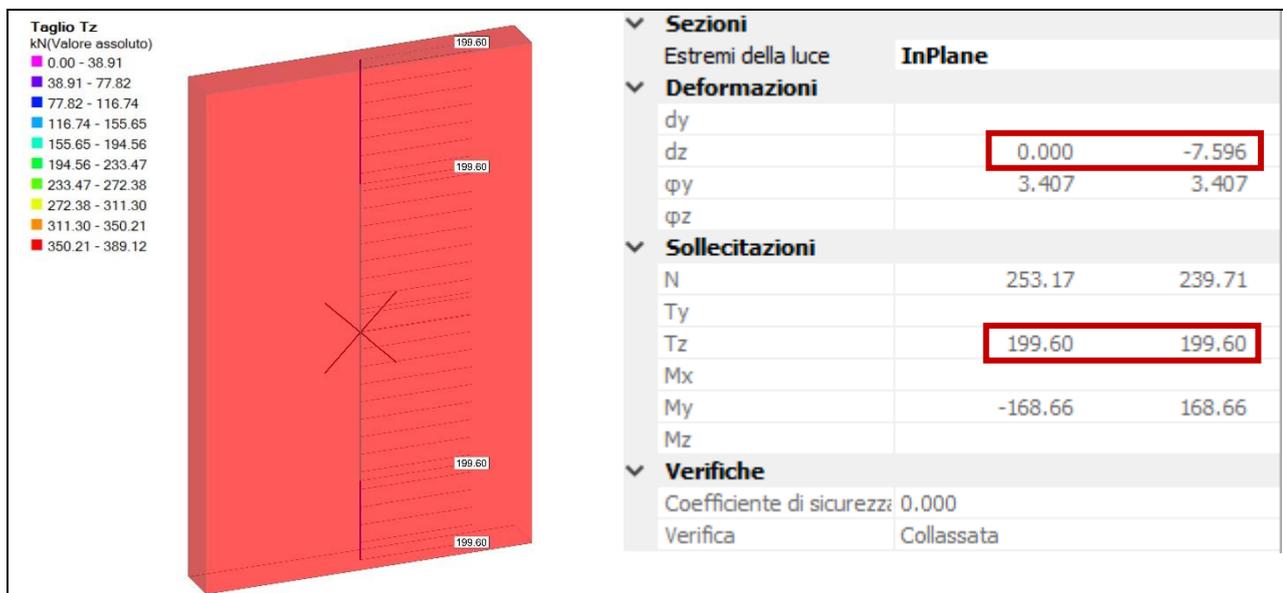


Figura 45. Modalità di crisi e valori del taglio resistente e dello spostamento del pannello E15

Al passo 14 dell'analisi che corrisponde al punto D della curva pushover, pari ad uno spostamento sommitale della struttura di 8.63 mm, si osserva il collasso del pilastro centrale in c.a (Figura 36).

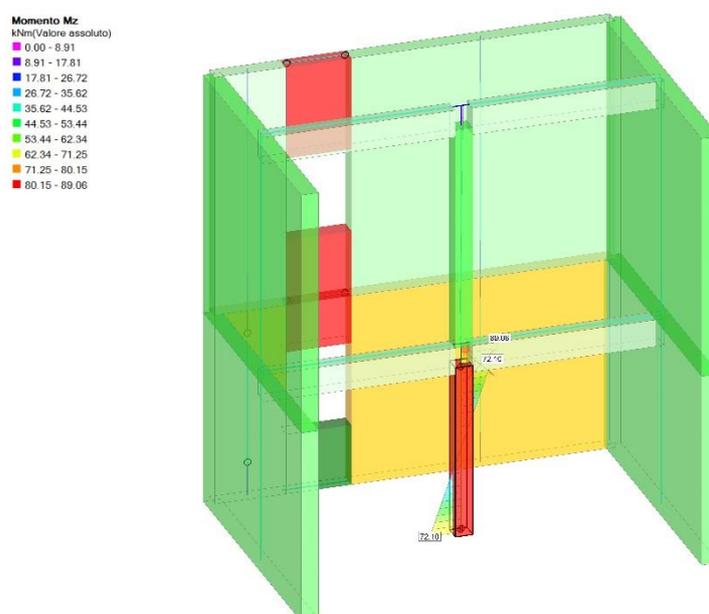
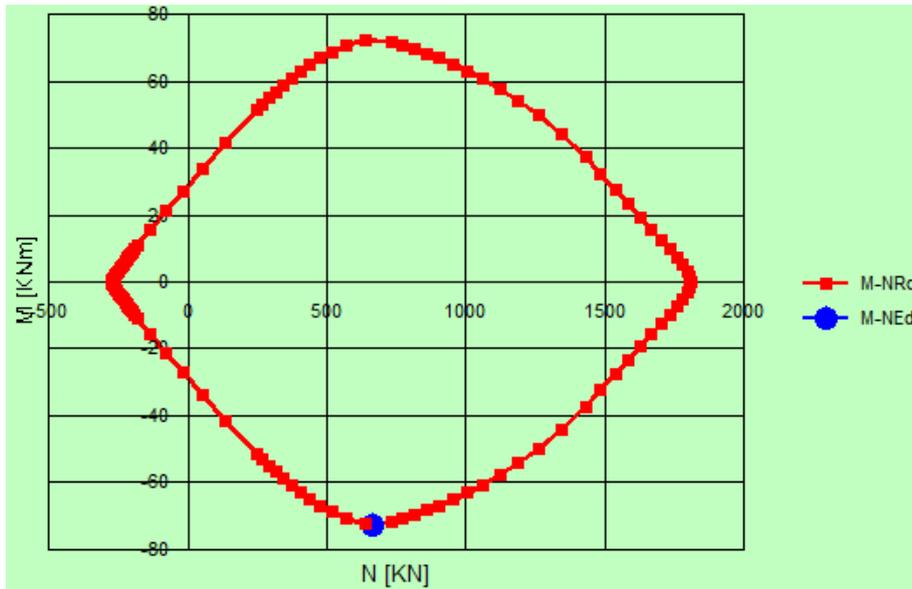


Figura 46. Evoluzione del danno al passo 14

In prima analisi è stato confrontato il valore del momento resistente di capacità della colonna determinato dal software con quello teorico. In Aedes.PCM il momento è pari a 72.10 kNm; quello teorico di Figura 28 è pari a 73.06 kNm. La differenza è pari a 0.96 kNm (differenza dell'1.13%).

Si riportano in Figura 37 i diagrammi di interazione teorico e di Aedes.PCM.

Dal confronto, si osserva una perfetta coincidenza dei due diagrammi con differenze minime (inferiori all'1%) sui valori di intersezione N-M di estremità.



Asta 65, Sezione 1, Dominio 4/4 per analisi sismica statica non lineare (pushover) coerente con An. Pushover
 Pilastro in c.a. $f_{cd} = f_{cm} / FC = 25$, $f_{yd} = f_{ym} / FC = 450$ MPa [resistenze ridotte con $\gamma_{mC} = 1.00$ e $\gamma_{mS} = 1.00$ in campi fragili]

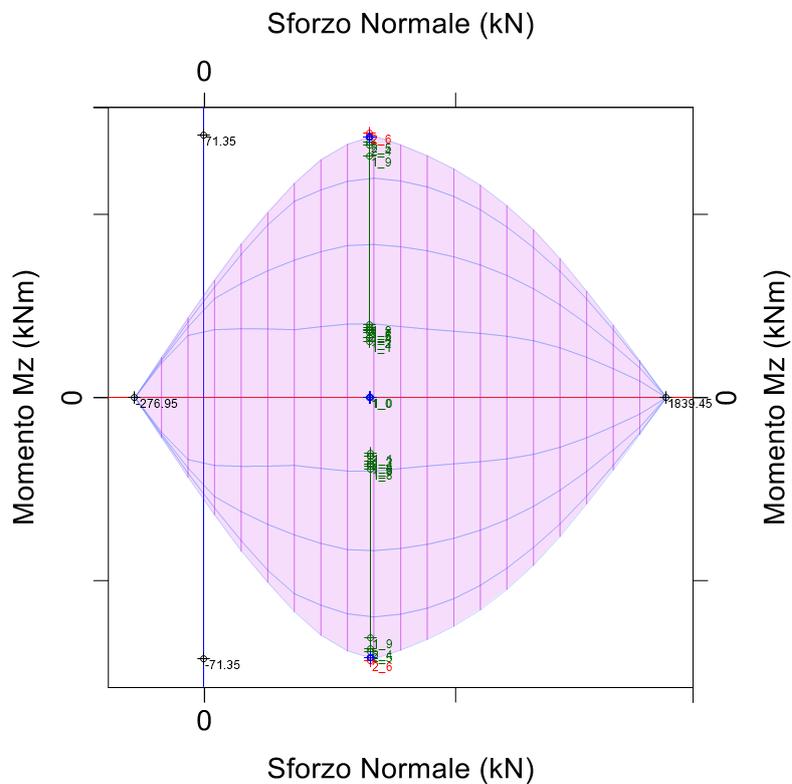


Figura 47. Confronto domini di resistenza del pannello

Passo successivo è stato determinare, note le proprietà geometriche e meccaniche della sezione in c.a. del pilastro, la curvatura ultima ϕ_u e di snervamento ϕ_y e, applicando l'equazione (6), la rotazione ultima θ_u . In Figura 38 sono riportate a sinistra la curvatura della sezione ed a destra la bilineare equivalente. Il valore della curvatura di snervamento è pari a 0.000015 mentre la curvatura ultima è pari a 0.00003.

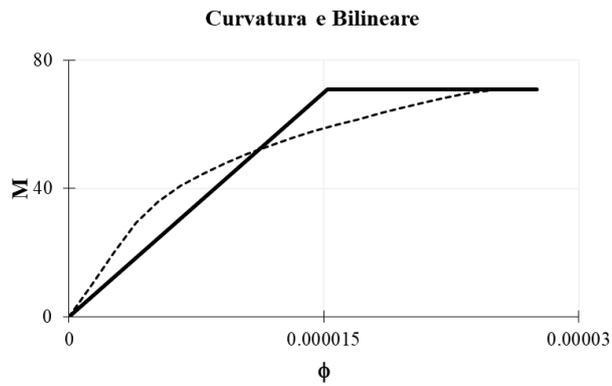
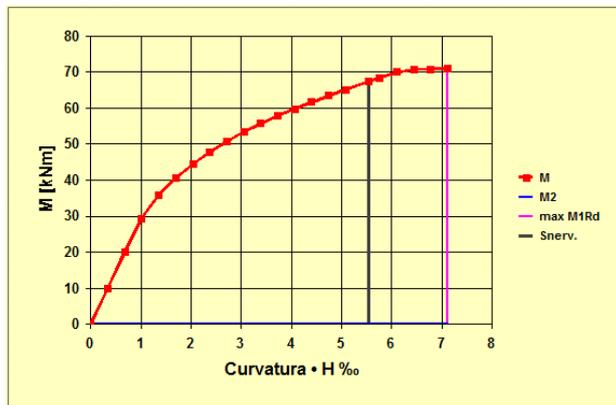


Figura 48. Curvatura e bilineare equivalente

Tramite "semplici calcoli manuali" è stata determinata rotazione ultima θ_u della sezione. In Tabella 15 è riportato il valore di rotazione calcolato pari a 0.0249. Tale valore è stato confrontato con il dato ottenuto in Aedes.PCM

Tabella 15. Calcolo rotazione ultima da circolare

DATI MATERIALI											
γ_{el}	E	E_s	f_{cm}	f_{ym}							
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²							
1.5	31000	210000	25	450							
DATI GEOMETRICI SEZIONE											
H	L	c	d	unghezza element	L_V	A_s	A_s'	d_{bL}	x (asse neutro)	Sforzo Normale	
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm ²	mm	mm	N	
250	250	30	220	2850	1425	308	308	14	131	662900	
DEFORMAZIONI SEZIONE E PARAMETRI NECESSARI											
ϵ_{su}	ϵ_{cu}	p_{sx}	s_h	α	ν	ω	ω'				
%	%	mm ²	mm								
0.1	0.0035	0.0013	150	0.305286242	0.424256	0.089	0.089				
ROTAZIONE ULTIMA §C8.7.2.3.2											
θ_u											
0.0249											

Aedes.PCM (Tabella 16) valuta la rotazione ultima pari in 0.025, valore coincidente con quello valutato manualmente.

Tabella 16. Rotazione ultima secondo Aedes.PCM

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE - STRUTTURE IN C.A.
(elenco per ordine degli elementi)

N.	P	N_u	M_y	M_z	$M_{u,y}$	$M_{u,y}(T)$	$M_{u,z}$	$M_{u,z}(T)$	$\epsilon_{u,y}$	$\epsilon_{u,z}$	C.Sic.
	(kN)			(kN m)							
65	661.89	1839.45	0.00	-72.10	0.00	0.00	-71.08	-71.08	0.0000	0.0250	0.986
65	657.90	1839.45	0.00	72.10	0.00	0.00	71.00	71.00	0.0000	0.0250	0.985

In questo esempio il carico elevato del solaio induce sul pilastro centrale del piano terra un valore di sforzo normale alto e localizzato a destra rispetto alla rottura bilanciata nel dominio di resistenza; il meccanismo di crisi atteso è di pressoflessione fragile: la crisi è associata al raggiungimento della resistenza a pressoflessione del pilastro indipendentemente dal valore della capacità θ_u in termini di rotazione totale rispetto alla corda. Per maggiori dettagli sulla pressoflessione fragile e su come dichiarare collassato un

elemento in ca. che manifesti questa modalità di crisi, si rimanda al "Documento teorico di riferimento per l'implementazione delle cerniere plastiche in Aedes.PCM".

Il collasso del pilastro comporta una perdita ulteriore di resistenza sulla curva di capacità globale che raggiunge un valore pari a 522.42 kN (riduzione di 52.58 kN. Il valore teorico era di 51.28 kN).

Da qui in avanti, le ulteriori perdite di resistenza sulla curva di capacità globale, sono legate al raggiungimento delle condizioni ultime dei pannelli murari.

Al passo 18 della curva di capacità (punto E) si osserva una riduzione ulteriore del taglio di base della struttura.

L'evoluzione del danno di Figura 39 mostra il collasso a taglio dell'elemento E5. Per tale pannello, il Taglio Resistente predetto era pari a 388.79 kN.

Aedes.PCM stima per il pannello un valore del taglio pari a 389.52 kN; la differenza sulle resistenze è pari a 0.73 kN ovvero pari allo 0.19% (Figura 40).

La soglia limite di deformazione angolare teorica a collasso (SLC) per fessurazione diagonale è pari a 10.25 mm; il software prevede uno spostamento ultimo del pannello pari a 10.25 mm; si osserva una perfetta corrispondenza tra valore teorico ed il valore calcolato da Aedes.PCM.

Sulla curva di comportamento globale, si osserva un'ulteriore perdita di resistenza della struttura.

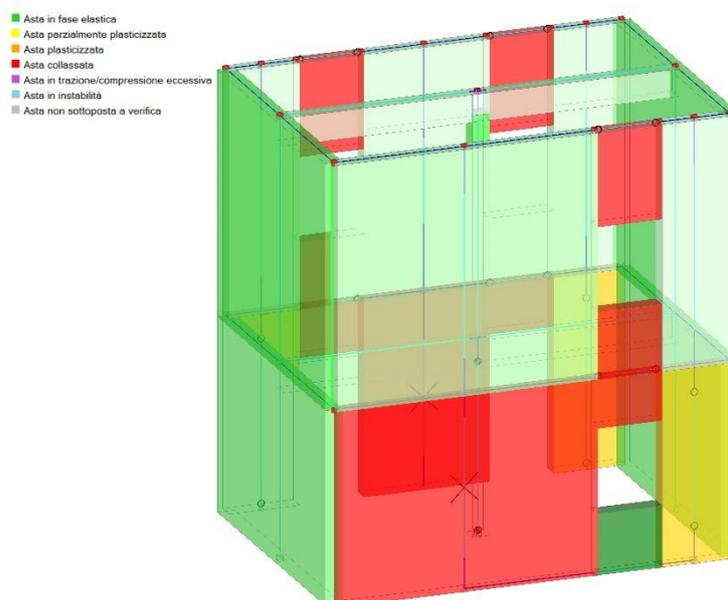


Figura 49. Evoluzione del danno al passo 18

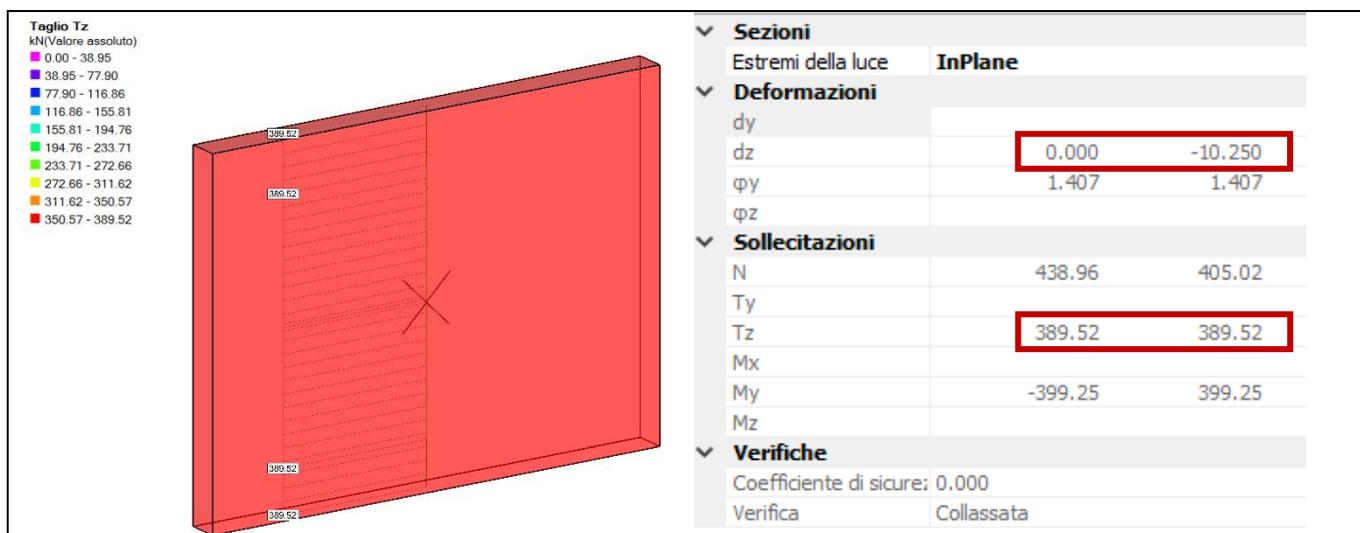


Figura 50. Modalità di crisi e valori del taglio resistente e dello spostamento del pannello E5

In corrispondenza del punto F e passo 22 della curva di capacità si osserva una riduzione ulteriore del taglio di base della parete.

L'evoluzione del danno di Figura 41 mostra il collasso a pressoflessione dell'elemento E4. Per tale pannello, il Taglio Resistente predetto attraverso la costruzione del suo dominio di resistenza di Figura 13 era pari a 52.41 kN.

Il software stima per l'elemento un valore del taglio pari a 52.55 kN; la differenza sul taglio resistente è pari a 0.14 kN ovvero, in termini percentuali pari allo 0.27% (Figura 42).

Lo spostamento ultimo teorico a collasso (SLC) per pressoflessione è pari a 20.50 mm; Aedes.PCM prevede uno spostamento ultimo del pannello pari a 19.56 mm. La differenza è pari a 0.94 mm che corrisponde al 4.58%.

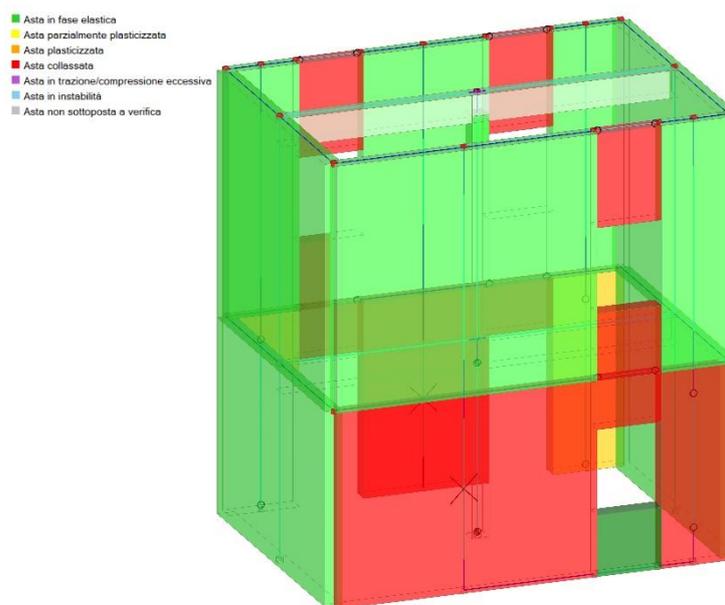


Figura 51. Evoluzione del danno al passo 22



Figura 52. Modalità di crisi e valori del taglio resistente e dello spostamento del pannello E4

Nell'ultimo punto indagato, il punto G, che corrisponde al passo 25 della curva di capacità si osserva l'ultima riduzione del taglio di base della parete e l'interruzione dell'analisi pushover.

L'evoluzione del danno di Figura 43 mostra il collasso a pressoflessione degli elementi E14 ed E16. Per questi elementi, il Taglio Resistente predetto dalla costruzione del dominio di resistenza di Figura 15 era pari a 39.84 kN.

Il software stima per l'elemento E14 un valore del taglio pari a 40.06 kN (Figura 44) mentre per l'elemento E16 un valore del taglio pari a 40.00 kN (Figura 45). La differenza sul taglio resistente per il pannello E14 è pari a 0.22 kN ovvero, in termini percentuali pari allo 0.55%; la differenza sul taglio resistente per il pannello E16 è pari a 0.16 kN ovvero, in termini percentuali pari allo 0.40%.

Lo spostamento ultimo teorico a collasso (SLC) per pressoflessione è pari a 25.00 mm; il software prevede uno spostamento ultimo del pannello pari a 25.00 mm; si osserva una perfetta corrispondenza tra spostamento teorico ed il valore calcolato da Aedes.PCM.

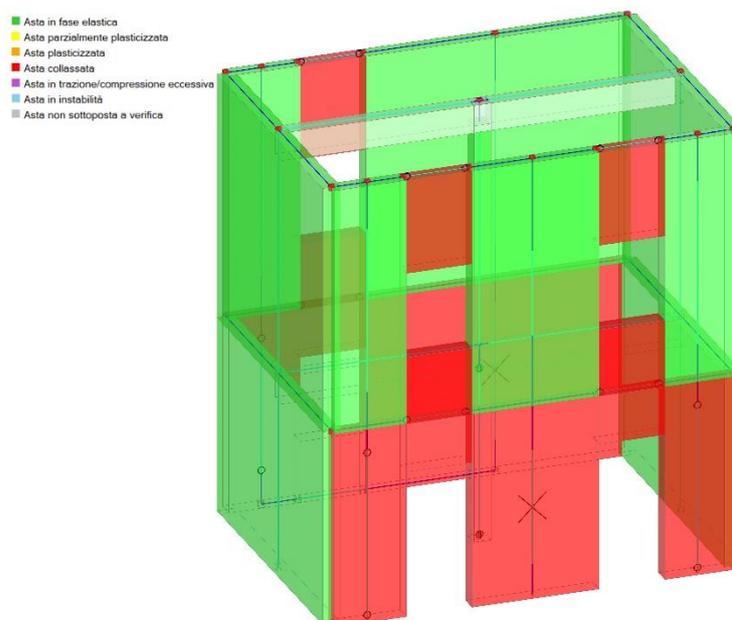
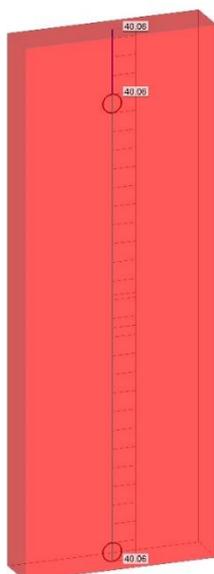


Figura 53. Evoluzione del danno al passo 25 della curva pushover

Taglio Tz
kN(Valore assoluto)

- 0.00 - 16.35
- 16.35 - 32.69
- 32.69 - 49.04
- 49.04 - 65.39
- 65.39 - 81.74
- 81.74 - 98.08
- 98.08 - 114.43
- 114.43 - 130.78
- 130.78 - 147.12
- 147.12 - 163.47



Sezioni		Estremi della luce InPlane	
Deformazioni			
dy		0.000	-25.000
dz		9.047	9.284
φy			
φz			
Sollecitazioni			
N		111.00	99.79
Ty			
Tz		40.06	40.06
Mx			
My		-52.41	47.74
Mz			
Verifiche			
Coefficiente di sic.	0.000		
Verifica	Collassata		

Figura 54. Modalità di crisi e valori del taglio resistente e dello spostamento del pannello E14

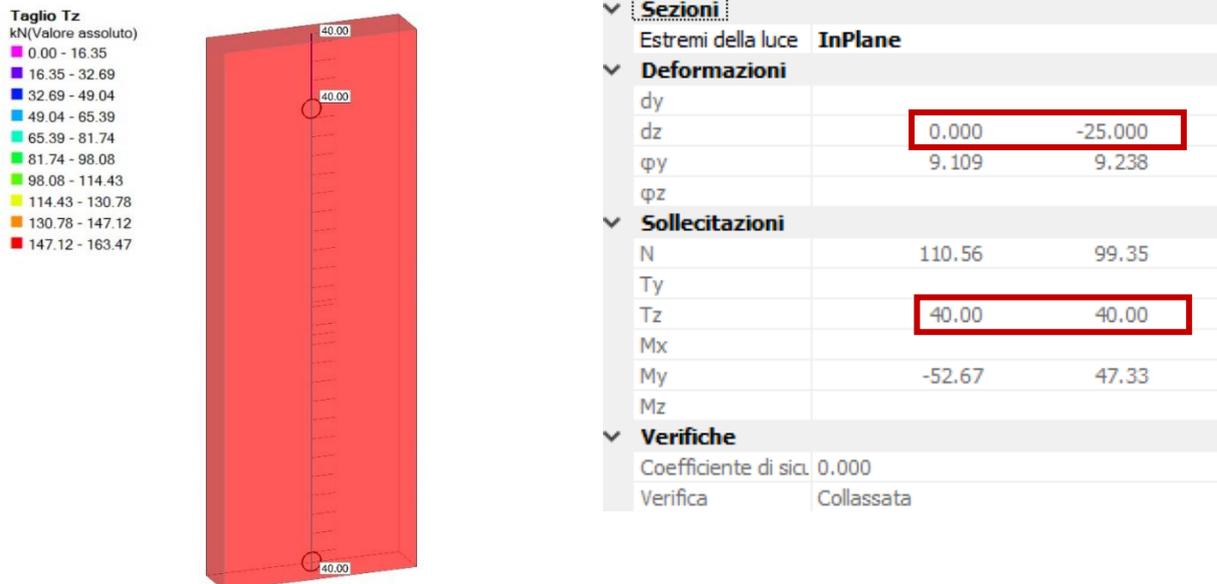


Figura 55. Modalità di crisi e valori del taglio resistente e dello spostamento del pannello E16

B.1.4. CONCLUSIONI

Nel presente lavoro, tre casi studio di complessità crescente sono stati riprodotti in Aedes.PCM con l'obiettivo di validare il software nella valutazione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in muratura ed in c.a. alla luce dei nuovi documenti normativi: D.M. 14.01.2018 e Circolare n°7 del 21.01.2019.

I casi studio sono stati scelti affinché rappresentino esempi di strutture reali; nello specifico, sono stati analizzati pilastri in c.a. con comportamento a mensola (cantilever) e ad incastro (double cantilever) ed un edificio avente struttura mista muratura-c.a.

I primi due esempi sono tratti da test sperimentali presenti in letteratura; il terzo esempio, presenta una parete con caratteristiche geometriche simili a quella testata presso l'Eucentre di Pavia nella metà degli anni '90 da Magenes e Calvi.

Il confronto tra test sperimentali ed analisi numeriche mostra, in tutti gli esempi analizzati, un buon accordo tra i risultati e, con riferimento all'ultimo esempio, un'ottima corrispondenza tra la predizione della crisi dei pannelli muraria ottenuta tramite "semplici calcoli manuali" e quella di Aedes.PCM.

Il programma si dimostra efficace nella valutazione della vulnerabilità di edifici in c.a. e muratura esistenti presenti nel patrimonio edilizio italiano.

B.2. VALIDAZIONE PER STRUTTURE IN C.A. RINFORZATE CON SISTEMI FRP

B.2.1. ESEMPIO 1

Il primo caso studio analizzato fa riferimento all'analisi sismica dello stato di fatto e di progetto di una colonna in c.a. di un edificio esistente su cui agisce un carico verticale di 600 kN. Il rinforzo della colonna dello stato di progetto è ottenuto tramite l'applicazione di un tessuto in FRP (Fiber Reinforced Polymer) disposto sul contorno della sezione in modo da costituire una fasciatura esterna continua.

La colonna in c.a. è alta 3.00 m, ha un diametro di 25 cm ed è realizzata con un calcestruzzo avente resistenza a compressione cilindrica media, f_{cm} , pari a 20 N/mm², barre longitudinali pari a 6Ø18 del tipo FeB38K, barre trasversali pari a Ø8, 2 bracci e passo 15 cm sempre del tipo FeB38K.

In Tabella 17 sono riportati i valori di riferimento dei parametri meccanici adottati per il calcestruzzo.

Tabella 17. Valori di riferimento dei parametri meccanici del calcestruzzo

Classe Calcestruzzo	f_{cm} [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]	G [N/mm ²]	w [kN/m ³]
C20 non confinato	20.00	29962	12484	25.0

Dove:

f_{cm} = resistenza media a compressione del calcestruzzo;

E = modulo elastico istantaneo del calcestruzzo (o modulo di Young), valutato secondo l'espressione (1) e contenuta nel §11.2.10.3 del D.M. del 14.01.2018;

G = modulo di elasticità tangenziale, valutato secondo l'espressione (2);

w = peso dell'unità di volume del calcestruzzo armato [Tab.3.1.I del D.M. 14.01.2018];

ν = coefficiente di Poisson assunto pari a 0.2

Si riportano in Tabella 18 le proprietà meccaniche dell'acciaio mentre in

Tabella 19 sono riportate in sintesi, i quantitativi di armatura longitudinale e trasversale.

Tabella 18. Valori di riferimento dei parametri meccanici dell'acciaio

Tipologia di acciaio da carpenteria	f_{ym} [N/mm ²]	ϵ_{ud} [%]	E_s [N/mm ²]	G_s [N/mm ²]	w [kN/m ³]
Acciaio FeB38K	380	10	210000	80769	78.5

Dove:

f_{ym} = resistenza media di snervamento dell'acciaio;

ϵ_{ud} = limite per la deformazione ultima dell'acciaio;

E_s = modulo di Young dell'acciaio;

G_s = modulo di elasticità tangenziale, valutato secondo l'espressione (2) assumendo un coefficiente di contrazione trasversale (Poisson) ν pari a 0.3;

w = peso dell'unità di volume dell'acciaio [Tab.3.1.I del D.M. 14.01.2018].

Tabella 19. Quantitativi di armature longitudinale e trasversale della colonna in c.a.

Tipologia struttura	Armatura longitudinale [mm]	Staffe [mm]	Bracci [n°]	Passo [cm]
Colonna d 25 cm	6Ø18	Ø8	2	15

Si supponga che la geometria della struttura sia nota in base ai disegni originali, sia stato effettuato un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni, i dettagli siano noti

tramite un'indagine estesa in situ mentre le caratteristiche meccaniche dei materiali siano note in base ai disegni costruttivi, integrati da prove limitate in situ.

Il fattore di confidenza, FC, è posto quindi pari a 1.2.

Per la classe del calcestruzzo riportata in Tabella 17 e per la tipologia di acciaio riportata in Tabella 18 sono stati adottati i valori dei coefficienti parziali di sicurezza di

Tabella 20. Per quanto concerne i diagrammi di calcolo tensione-deformazione, si è fatto riferimento alle indicazioni contenute nel § 4.1.2.1.2.2 del D.M. 14.01.2018 e nel § 4.5.1 del DT200/2013 R1; per l'acciaio il modello di riferimento è elastico-perfettamente plastico, per il calcestruzzo non rinforzato il modello di riferimento presenta un legame parabola rettangolo, per il calcestruzzo confinato post-rinforzo il modello di riferimento presenta un incrudimento per effetto del confinamento laterale (Figura 56).

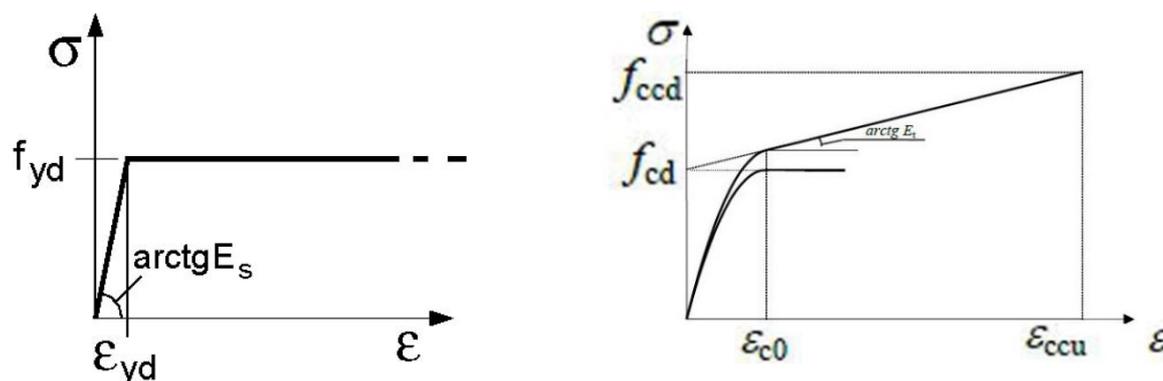


Figura 56. Diagrammi di calcolo tensione-deformazione acciaio (a sinistra) e calcestruzzo non confinato e confinato con FRP (destra)

In Tabella 20 sono riportati in sintesi il valore del fattore di confidenza e dei coefficienti parziali di sicurezza.

Tabella 20. Fattore di confidenza e coefficienti parziali di sicurezza di acciaio e calcestruzzo

Altri parametri	FC	γ_s	γ_c
	1.2	1.15	1.5

Con riferimento alle sezioni in c.a., allo SLC, per gli elementi esistenti non rinforzati, la valutazione della capacità in termini di rotazione totale rispetto alla corda, θ_u , verrà valutata da Aedes.PCM attraverso l'equazione (6).

Con riferimento alle sezioni in c.a., allo SLC, per gli elementi esistenti rinforzati, la valutazione della capacità in termini di rotazione totale rispetto alla corda, θ_u , verrà valutata da Aedes.PCM attraverso l'equazione (7):

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} (\theta_y + (\phi_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} (1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_v}))) \quad (7)$$

Dove:

θ_u è la rotazione ultima rispetto alla corda;

θ_y è la rotazione totale rispetto alla corda al raggiungimento allo snervamento;

ϕ_u è la curvatura ultima valutata attraverso le deformazioni ultime del calcestruzzo;

ϕ_y è la curvatura allo snervamento valutata considerando l'acciaio alla deformazione di snervamento;

L_v è la luce di taglio;

L_{pl} è la lunghezza della cerniera plastica valutabile in accordo con la formula [C8.7.2.6] della Circolare n.7 del 21.01.2019 come:

$$L_{pl} = 0.1 L_v + 0.17 h + 0.24 \frac{d_{bL} f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (8)$$

Dove:

L_v è la luce di taglio;

h è l'altezza della sezione;

d_{bl} è il diametro (medio) delle barre longitudinali della sezione;

f_y è la resistenza a snervamento dell'acciaio longitudinale;

f_c è la resistenza a snervamento a compressione del calcestruzzo.

La rotazione totale rispetto alla corda al raggiungimento allo snervamento, θ_y , per travi e pilastri viene valutata tramite la seguente espressione:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0.0013 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_v} \right) + 0.13 \phi_y \frac{d_{bl} f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (9)$$

Dove:

θ_y è la rotazione totale rispetto alla corda al raggiungimento allo snervamento;

L_v è la luce di taglio;

h è l'altezza della sezione;

d_{bl} è il diametro (medio) delle barre longitudinali della sezione;

f_y è la resistenza a snervamento dell'acciaio longitudinale;

f_c è la resistenza a snervamento a compressione del calcestruzzo.

Nella formulazione a plasticità concentrata del c.a., la cerniera definita in Aedes.PCM è mista pressoflessione deviata-taglio ed è in grado di predire, attraverso il solo controllo del legame Momento-Rotazione, quale sia la tipologia di rottura dell'elemento strutturale (solo flessione, taglio-flessione o solo taglio).

Tale cerniera è ottenuta sovrapponendo al comportamento elasto-plastico della cerniera a presso-flessione deviata (momento-rotazione), il legame della cerniera a taglio degradante.

In Figura 57 sono riportate alcune immagini relative alle possibili modalità di collasso di un elemento in c.a. individuate dal software.

Per maggiori dettagli si rimanda al "Documento teorico di riferimento per l'implementazione delle cerniere plastiche in Aedes.PCM".

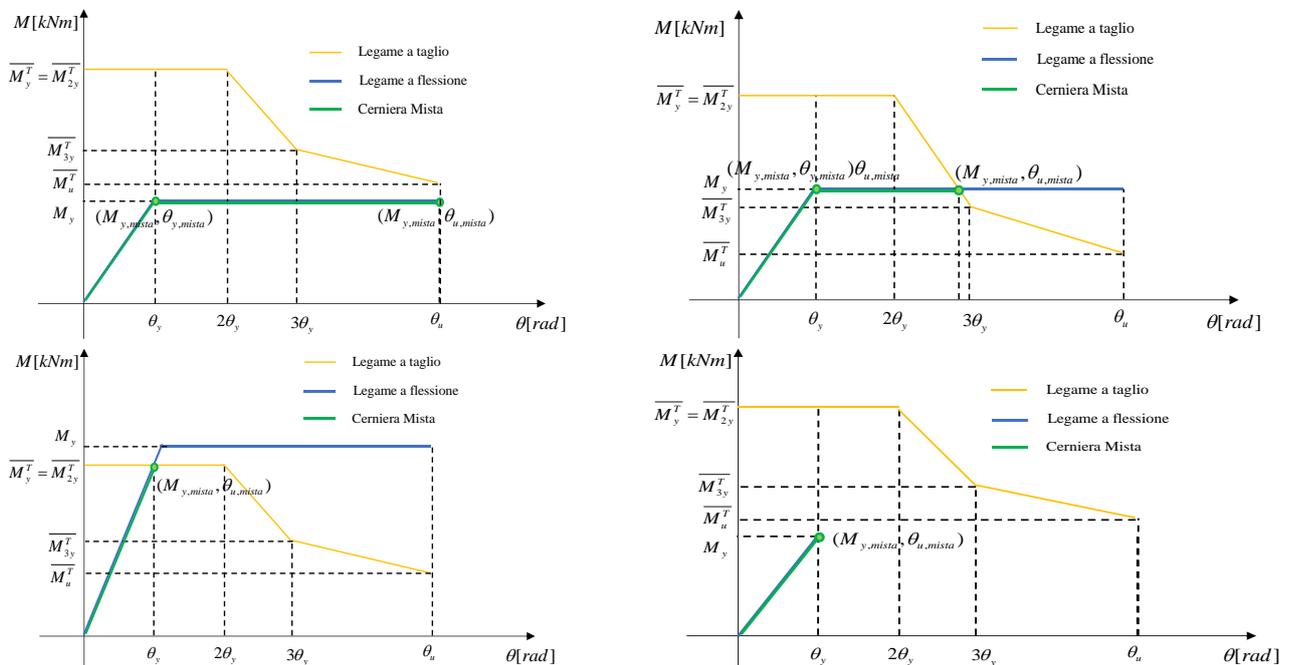


Figura 57. Modalità di danno considerati in Aedes.PCM a) Rottura a flessione duttile b) Rottura a flessione-taglio c) Rottura a taglio d) Rottura a flessione fragile

In Aedes.PCM tramite la Gestione Sezioni sono state definite in input le armature, la geometria della colonna in c.a. e la distanza del bordo della colonna dal filo esterno delle barre d'armatura longitudinali, posta pari a 20 mm (Figura 58).

Per tener conto della fessurazione progressiva del calcestruzzo la rigidezza del pilastro è stata ridotta del 50% rispetto alla condizione non fessurata (*Figura 59*).

Caratteristiche	
Tipologia	Colonna
Da analizzare	Si
Piano	H colonna
Lunghezza	3.000
Direzione	0.000,0.000,1.000
Colore	211; 211; 211
Sezione	d250
Angolo di rotazione	0.00°
Materiale	C20/25
Rigidezza fessurata	50
Infinitamente rigida	No
Paramento	
Assemblaggio	
Gruppo strutturale	
Caratteristiche costruttive	

Anteprima	
Sezione	d250
Distanze	
d	20
Barre	
Barre	6#18

Generale	
Nome	C20/25
Moduli elastici	
E	29962
G	12484
Resistenze	
f,c	20.000
Altre proprietà meccaniche	
w	25.00
α	0.000010
Proprietà grafiche	
Colore 2D	169; 169; 169
Colore 3D	169; 169; 169
Texture	Cemento_1

Figura 58. Definizione sezione ed armatura pilastro in Aedes.PCM

Caratteristiche	
Tipologia	Colonna
Da analizzare	Si
Piano	H colonna
Lunghezza	3.000
Direzione	0.000,0.000,1.000
Colore	211; 211; 211
Sezione	d250
Angolo di rotazione	0.00°
Materiale	C20/25
Rigidezza fessurata	50
Infinitamente rigida	No
Paramento	
Assemblaggio	
Gruppo strutturale	
Caratteristiche costruttive	

Figura 59. Rigidezza fessurata in percentuale rispetto alla rigidezza elastica

Nei parametri di calcolo – calcestruzzo armato di *Figura 60* sono stati definiti in dettaglio le tensioni medie di snervamento, f_y , dell'acciaio, le deformazioni ultime dell'acciaio, ϵ_{udr} , e del calcestruzzo, ϵ_{cur} , i coefficienti parziali di sicurezza ed il fattore di confidenza.

In ambiente FEM di Aedes.PCM è stata altresì definita l'altezza della colonna posta pari a 3.00 m.

La colonna è stata simulata nella condizione di *cantilever* (configurazione a mensola); le uniche condizioni al contorno applicate sono quelle del vincolo di base assunto come incastro mentre nessun vincolo è stato definito nell'estremo superiore. In corrispondenza del nodo sommitale (Nodo 2) è stato applicato un carico concentrato verticale PZ di 600 kN (di compressione) assegnato alla condizione di carico Permanente.

Si riportano in *Figura 61* e in *Figura 62* la curva Pushover della colonna nella direzione principale +X, secondo una distribuzione di forze desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione (§ 7.3.4.2 NTC 2018) ed il dominio di resistenza della sezione.

Acciaio

Diagramma di calcolo tensione - deformazione [§4.1.2.1.2.2]
 Modello: elastico - perfettamente plastico (tensioni in N/mm², deformazioni in ‰)

Tensione di snervamento: $f_y =$ Edifici esistenti: Tensione media di snervamento (f_{ym})
 Edifici nuovi: Tensione caratteristica di snervamento (f_{yk})

Limite per la deformazione ultima $\epsilon_{ud} =$ Modulo di elasticità $E_s =$

Coefficiente parziale di sicurezza γ_S [§4.1.2.1.1.3] =

Edifici esistenti: Fattore di confidenza FC [§C8.5.4] =

Verifiche a PressoFlessione: si considera sempre il contributo dell'armatura compressa

Calcestruzzo

Diagramma di calcolo tensione - deformazione [§4.1.2.1.2.2]
 Modello: parabolico - rettangolare ($\epsilon_c =$ deformazione del calcestruzzo, in ‰):

deformazione di inizio tratto plastico $\epsilon_{c2} =$ deformazione ultima $\epsilon_{cu} =$

Coefficiente parziale di sicurezza γ_C [§4.1.2.1.1.1] =

Edifici esistenti: Fattore di confidenza FC [§C8.5.4] =

Figura 60. Definizione dei parametri tensionali e deformativi dei materiali in Aedes.PCM

La curva di capacità presenta un andamento elastico-lineare con un valore di Taglio Resistente pari a 8.39 kN in corrispondenza di uno spostamento sommitale pari a 26.38 mm. Considerando una luce di taglio L_v pari a 3.00 m (schema statico *cantilever* – L_v pari all'altezza deformabile della sezione), il momento resistente è pari a:

$$M_{Rd} = V_{Rd} \times L_v \quad (10)$$

Dove:

M_{Rd} = Momento Resistente della colonna;

V_{Rd} = Taglio Resistente della colonna;

L_v = Luce di taglio.

Il momento resistente risultante sarà pari a $8.39 \times 3.00 = 25.17$ kNm.

Il dominio di resistenza della colonna di *Figura 62* mette in evidenza un comportamento fragile della stessa con crisi a pressoflessione fragile (*Figura 63*). Per maggiori dettagli su questa modalità di crisi si rimanda al Documento teorico di riferimento per l'implementazione delle cerniere plastiche in Aedes.PCM.

- Asta in fase elastica
- Asta parzialmente plasticizzata
- Asta plasticizzata
- Asta collassata
- Asta in trazione/compressione eccessiva
- Asta in instabilità
- Asta non sottoposta a verifica



Figura 63. Crisi a pressoflessione fragile della colonna in c.a.

Attraverso il programma Verifica C.A. S.L.U. del Prof. Piero Gelfi sono stati eseguiti dei controlli incrociati sui risultati ottenuti (Figura 64).

In prima analisi è stato valutato il valore del momento resistente della sezione nella direzione di applicazione della distribuzione di forze orizzontali.

Il momento resistente della colonna M_{Rd} è pari a 25.12 kNm; la differenza è di 0.05 kNm con una differenza dello 0.19 % rispetto al valore ottenuto in Aedes.PCM.

Titolo: Colonna non rinforzata

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 12.5 [cm]

Raggio interno: 0 [cm]

N° barre uguali: 6

Diametro barre: 1.8 [cm]

Copriferro (baric.): 2.9 [cm]

N° barre: 0

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 603 0 [kN]

M_{xEd}: 0 0 [kNm]

M_{yEd}: 0 0 [kNm]

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio elastico

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Materiali

FeB38k	C20/25
ε _{su} : 10 ‰	ε _{c2} : 2 ‰
f _{yd} : 275.4 N/mm ²	ε _{cu} : 3.5 ‰
E _s : 210000 N/mm ²	f _{cd} : 11.11
E _s /E _c : 15	f _{cc} /f _{cd} : 1
ε _{syd} : 1.311 ‰	σ _{c,adm} : 8.5
σ _{s,adm} : 215 N/mm ²	τ _{co} : 0.5333
	τ _{c1} : 1.686

M_{xRd}: 25.12 [kN m]

σ_c: -11.11 N/mm²

σ_s: 84.91 N/mm²

ε_c: 3.5 ‰

ε_s: 0.4044 ‰

d: 22.1 [cm]

x: 19.81 x/d: 0.8964

δ: 1

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

L₀: 0 [cm]

Precompresso

Figura 64. Momento resistente della colonna. Immagine di Verifica C.A. S.L.U.

Lo spostamento ultimo della colonna può essere valutato attraverso la seguente espressione:

$$d_e = V_{Rd} / K_e$$

Dove:

d_e = spostamento elastico;

V_{Rd} = Taglio Resistente della colonna;

K_e = rigidezza elastica della colonna.

La rigidezza elastica viene valutata attraverso la seguente espressione:

$$K_e = \left(\frac{h^3}{k_1 EJ} + \frac{1.2h}{GA} \right)^{-1} \quad (12)$$

Dove:

K_e = rigidezza elastica della colonna;

h = altezza deformabile della colonna;

k_1 = coefficiente funzione della condizione di vincolo (pari a 3 nel caso della mensola);

E = modulo di Young;

J = momento d'inerzia trasversale della sezione;

G = modulo di elasticità tangenziale;

A = area della sezione trasversale.

Per tener conto convenzionalmente degli effetti legati al degrado da fessurazione si dimezza il valore della rigidezza.

Il momento d'inerzia della sezione circolare è pari a:

$$J = \frac{\pi r^4}{4} \quad (13)$$

Dove:

J = momento d'inerzia trasversale della sezione;

π = costante matematica pari al rapporto tra il perimetro e diametro della colonna;

r = raggio della sezione.

La rigidezza elastica della sezione è quindi pari a:

$$K_e = 317.82 \text{ N/mm}$$

Si valuta infine tramite l'espressione (11) lo spostamento elastico, d_e , della colonna:

$$d_e = 8390 / 317.82 = 26.40 \text{ mm}$$

La differenza sullo spostamento ultimo è pari allo 0.08%.

La colonna sarà rinforzata mediante una fasciatura esterna continua FRP.

Si riportano in Tabella 21 i parametri meccanici del rinforzo. Si decide di rinforzare con nastri in materiale composito di larghezza 100 mm posti ad interasse di 100 mm utilizzando un fattore di conversione ambientale, η_a pari a 0.85 [Tabella 3.2 DT200/2013 R1].

In

Tabella 22 sono riportati i valori dei coefficienti parziali di sicurezza dei rinforzi.

Tabella 21. Valori di riferimento dei parametri meccanici del rinforzo

Rinforzo con sistema FRP	Sigla	Valore
Modulo elastico longitudinale del tessuto	E_f [N/mm ²]	210000
Spessore equivalente del singolo strato	$t_{f,1}$ [mm]	0.169
Resistenza caratteristica a trazione del nastro	σ [N/mm ²]	3000

Tabella 22. Valori dei coefficienti parziali di sicurezza del rinforzo

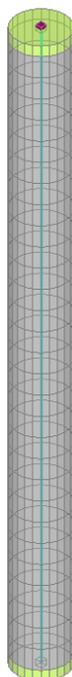
Coefficienti parziali di sicurezza	Sigla	Valore
Coefficiente parziale di sicurezza del materiale FRP	γ_f	1.10
Coefficiente di distacco dal supporto	$\gamma_{f,d}$	1.20
Coefficiente parziale per il modulo di resistenza	γ_{Rd}	1.10

In Aedes.PCM le proprietà meccaniche dei rinforzi ed i coefficienti di sicurezza sono definiti attraverso la schermata Interventi dei parametri di calcolo (Figura 65).

FRP	
Composito FRP: modello elastico - lineare fino a rottura (tensioni in N/mm ² , deformazioni in ‰)	
Tipo di applicazione [LG 2009, §2.4.1]: <input checked="" type="radio"/> A <input type="radio"/> B = Coefficienti parziali [DT200, §3.4.1]:	SLU del materiale FRP: $\gamma_f =$ <input type="text" value="1.10"/> distacco dal supporto: $\gamma_{fd} =$ <input type="text" value="1.20"/>
Modulo di elasticità normale nella direzione delle fibre $E_f =$ <input type="text" value="210000"/>	Deformazione caratteristica a rottura per trazione $\epsilon_{fk} =$ <input type="text" value="14.28"/>
Fattore di conversione ambientale η_a [DT200, §3.5.1] = <input type="text" value="0.85"/>	= Deformazione di calcolo a rottura per trazione: $(\eta_a \epsilon_{fk} / \gamma_f) =$ <input type="text" value="11.03"/>
Spessore del singolo nastro t_f (mm) = <input type="text" value="0.169"/>	

Figura 65. Interventi in FRP Aedes.PCM

La modellazione esplicita del rinforzo in ambiente FEM di Aedes.PCM avviene tramite il comando Proprietà – Interventi – Altri interventi – FRP (Figura 66).



Interventi	
Iniezioni	No
Intonaco armato	No
Diatoni artificiali	No
Ristilatura armata	No
Altri interventi	FRP
FRP	
Larghezza nastri	100
Nastri longitudinali	
Numero	0
Angolo iniziale	0
Nastri trasversali	
Passo	300
Numero strati	1
Ancoraggio	Standard
Lunghezza di ancoraggio	200

Figura 66. Modellazione esplicita dell'intervento con FRP in Aedes.PCM

Si riportano in Figura 67 e in Figura 68 la curva Pushover della colonna rinforzata nella direzione principale +X, secondo una distribuzione di forze desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione (§ 7.3.4.2 NTC 2018) messa a confronto con il caso non rinforzato analizzato precedentemente ed il dominio di resistenza della sezione.

In condizione sismica, il taglio resistente della colonna passa da 8.39 kN della condizione non rinforzata a 18.72 kN della condizione con rinforzo; lo spostamento ultimo passa invece da un valore di 26.38 mm ad un valore di 84.61 mm. Sia la curva di capacità sia il dominio di resistenza mettono in evidenza un comportamento duttile della sezione confinata. La crisi, come si può osservare in Figura 69, avviene per pressoflessione duttile.

PUSHOVER +X | UNIFORME

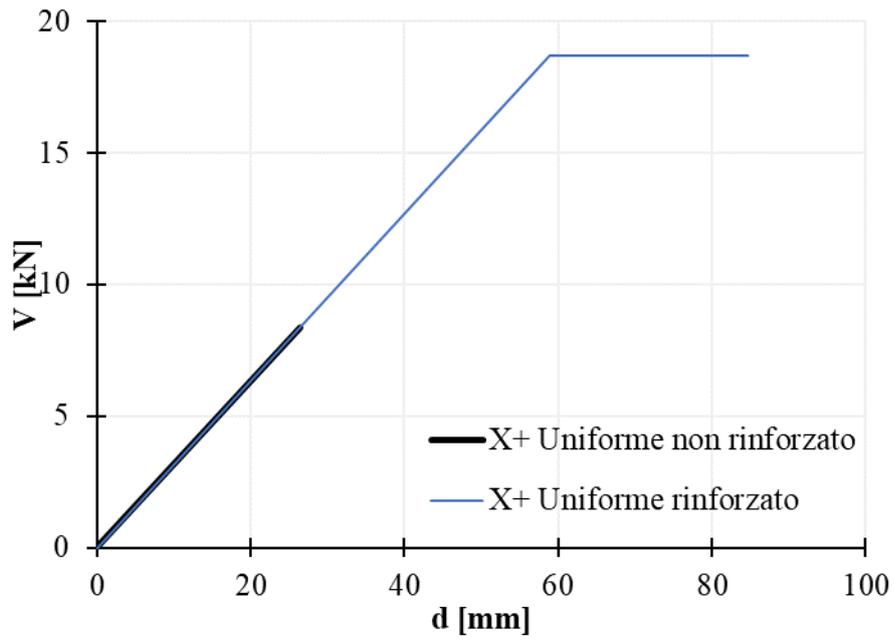


Figura 67. Confronti Pushover +X | Uniforme

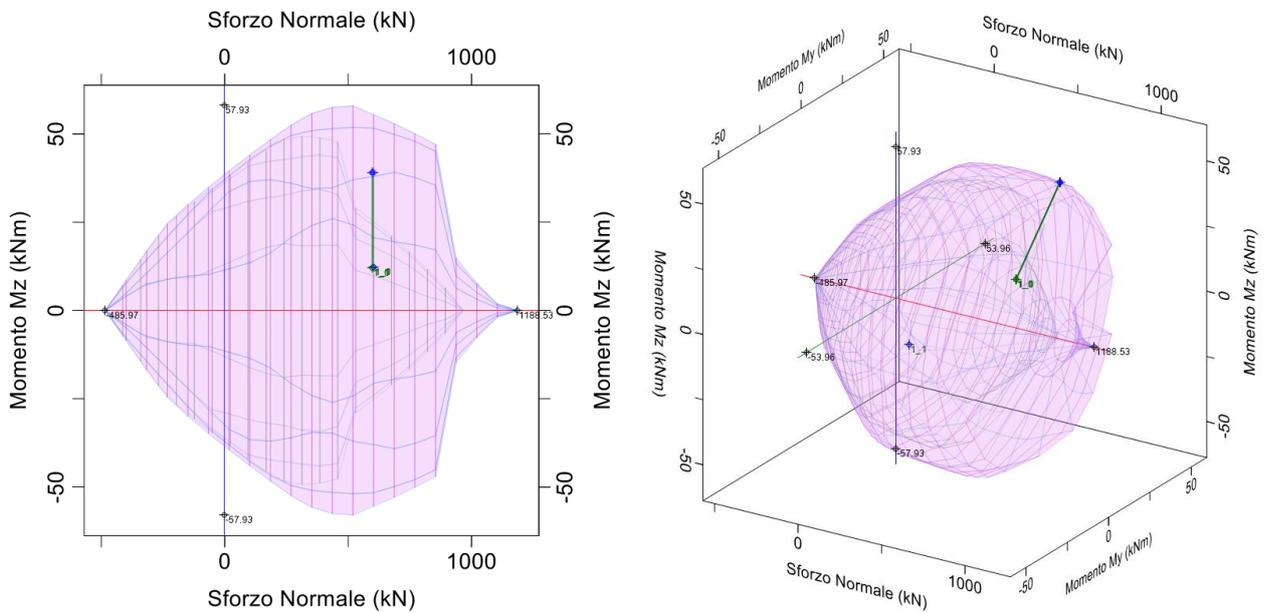


Figura 68. Dominio di resistenza colonna rinforzata

- Asta in fase elastica
- Asta parzialmente plasticizzata
- Asta plasticizzata
- Asta collassata
- Asta in trazione/compressione eccessiva
- Asta in instabilità
- Asta non sottoposta a verifica



Figura 69. Crisi a pressoflessione duttile della colonna in c.a.

Si procede tramite le formule contenute nel DT200/2013 R1, al calcolo manuale dell'incremento della resistenza a compressione del calcestruzzo dovuta al confinamento, necessaria per determinare il momento resistente della colonna rinforzata.

$$\text{Percentuale geometrica di rinforzo, } \rho_f = \frac{4t_f}{D} \quad \rho_f = \frac{4 \cdot 0.169}{250} = 0.0027$$

$$\text{Coefficiente di efficienza orizzontale per sezioni circolari, } k_H = 1.0$$

$$\text{Coefficiente di efficienza verticale in caso di fasciatura continua, } k_V = 1.0$$

Il coefficiente k_α può esprimersi in funzione dell'angolo di inclinazione delle fibre, α_f . Poiché le fasce sono disposte trasversalmente l'angolo vale 0° e si ottiene:

$$k_\alpha = \frac{1}{1 + (\text{tg}^2 \alpha_f)} = 1$$

$$\text{Coefficiente di efficienza del rinforzo, } k_{\text{eff}} = k_H \cdot k_V \cdot k_\alpha = 1$$

$$\text{Deformazione ridotta di calcolo del rinforzo, } \varepsilon_{\text{fd,rid}} = \min(\eta_a \varepsilon_{\text{fk}} / \gamma_f ; 0.004)$$

$$\varepsilon_{\text{fd,rid}} = \min(0.85 \cdot \frac{3000}{210000} / 1.10; 0.004) = \min(0.122; 0.004) = 0.004$$

$$\text{Pressione di confinamento, } f_1 = (0.5 \rho_f E_f \varepsilon_{\text{fd,rid}}) = (0.5 \times 0.0027 \times 210000 \times 0.004) = 1.134$$

$$\text{Pressione efficace di confinamento, } f_{1,\text{eff}} = f_1 k_{\text{eff}} \quad f_{1,\text{eff}} = 1.0275 \times 1 = 1.134$$

$$\text{Resistenza di progetto della colonna confinata con FRP, } f_{\text{ccd}} = f_{\text{cd}} + 2.6 f_{\text{cd}} (f_{1,\text{eff}} / f_{\text{cd}})^{2/3}$$

$$f_{\text{ccd}} = 16.67 + 2.6 \times 16.67 \times (1.134/16.67)^{2/3} = 23.89 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{\text{ccu}} = 0.0035 + 0.015 \cdot \sqrt{\frac{f_{1,\text{eff}}}{f_{\text{cd}}}} \quad \varepsilon_{\text{ccu}} = 0.0035 + 0.015 \cdot \sqrt{\frac{1.134}{16.67}} = 0.0074$$

Si valutano infine il modulo elastico tangente E_t del calcestruzzo confinato, il coefficiente γ (Appendice F – Legge costitutivo del calcestruzzo confinato – DT200/2013 R1) e la tensione del calcestruzzo confinato in corrispondenza di ε_{co} .

$$E_t = \frac{f_{\text{ccd}} - f_{\text{cd}}}{\varepsilon_{\text{ccu}}} \quad E_t = \frac{23.89 - 16.67}{0.0074} = 975.675 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma = \frac{f_{cd} + E_t \cdot \varepsilon_{c0}}{f_{cd}} \quad \gamma = \frac{16.67 + 975.675 \cdot 0.002}{16.67} = 1.117$$

$$\sigma_{(0.002)} = \gamma \cdot f_{cd} \quad \sigma_{(0.002)} = 1.117 \times 16.67 = 18.62 \text{ N/mm}^2$$

Il legame del calcestruzzo confinato (Figura 70) diventa:

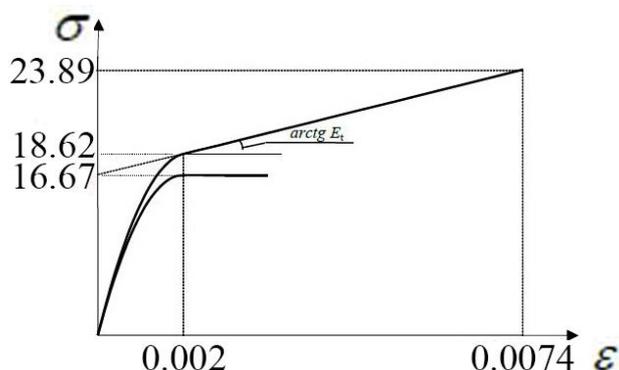


Figura 70. Diagramma tensione-deformazione risultante del calcestruzzo confinato con FRP

Ai fini del controllo dei risultati ottenuti con Aedes PCM si ricorre al programma Verifica C.A. S.L.U. del Prof. Piero Gelfi per la valutazione del momento resistente della sezione rinforzata. Il legame costitutivo utilizzato dal programma per il calcestruzzo è del tipo parabola-rettangolo non incrudente leggermente differente da quello presente in Figura 70. Ai fini di un confronto e validazione del software, il momento resistente reale della colonna calcolato con Verifica C.A. S.L.U. sarà un valor medio tra il momento resistente ottenuto considerando una resistenza del calcestruzzo pari a 18.62 N/mm² (Figura 71) e quello ottenuto impostando una resistenza del calcestruzzo pari a 23.89 N/mm² (Figura 72).

Il momento resistente medio della colonna M_{Rd} è pari a 56.23 kNm; considerando una luce di taglio L_v pari a 3.00 m ed applicando l'espressione (10) il taglio resistente della colonna sarà pari a 18.84 kN, la differenza tra Verifica C.A. S.L.U. e Aedes.PCM è pari allo 0.63 %.

Titolo: Limite inferiore colonna rinforzata

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 12.5 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 6
 Diametro barre: 1.8 [cm]
 Copriferro (baric.): 2.9 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} : 603 [kN]
 M_{xEd} : 0 [kNm]
 M_{yEd} : 0 [kNm]

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

FeB38k		C20/25	
ε_{su}	10 ‰	ε_{c2}	2 ‰
f_{yd}	316.7 N/mm ²	ε_{cu}	7.4 ‰
E_s	210.000 N/mm ²	f_{cd}	18.62
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	1
ε_{syd}	1.508 ‰	$\sigma_{c,adm}$	8.5
$\sigma_{s,adm}$	215 N/mm ²	τ_{co}	0.5333
		τ_{c1}	1.686

M M_{xRd} : 50.87 [kNm]

σ_c : -18.62 N/mm²
 σ_s : 316.7 N/mm²
 ε_c : 7.4 ‰
 ε_s : 3.128 ‰
 d: 22.1 [cm]
 x: 15.53 x/d: 0.7029
 δ : 1

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione:
 Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_0 : 600 [cm] Col. modello

Precompresso

Figura 71. Momento resistente della colonna rinforzata per il limite inferiore. Immagine di Verifica C.A. S.L.U.

Titolo : Limite superiore colonna rinforzata

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 12.5 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 6
 Diametro barre: 1.8 [cm]
 Copriferro (baric.): 2.9 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 603 0 kN
 M_{xEd}: 0 0 kNm
 M_{yEd}: 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 600 cm Col. modello

Materiali
 FeB38k C20/25

ε_{su}: 10 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 316.7 N/mm² ε_{cu}: 7.4 ‰
 E_s: 210000 N/mm² f_{cd}: 23.89
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 1 ?
 ε_{syd}: 1.508 ‰ σ_{c,adm}: 8.5
 σ_{s,adm}: 215 N/mm² τ_{co}: 0.5333
 τ_{c1}: 1.686

M_{xRd}: 61.71 kN m

σ_c: -23.89 N/mm²
 σ_s: 316.7 N/mm²
 ε_c: 7.4 ‰
 ε_s: 4.229 ‰
 d: 22.1 cm
 x: 14.06 x/d: 0.6364
 δ: 1

Precompresso

Figura 72. Momento resistente della colonna rinforzata per il limite superiore. Immagine di Verifica C.A. S.L.U.

È stata valutata successivamente la curvatura allo snervamento, ϕ_y , determinata considerando l'acciaio alla deformazione di snervamento e la curvatura ultima della colonna, ϕ_u , attraverso le deformazioni ultime del calcestruzzo,

In Figura 73 sono riportate a sinistra la curvatura della sezione moltiplicata per l'altezza della colonna in c.a. ottenuta con il programma Verifica C.A. S.L.U., considerando un valor medio della resistenza a compressione del calcestruzzo tra 18.62 N/mm² e 23.89 N/mm² e a destra la bilineare equivalente.

Il valore di snervamento è pari a 4.8622 mentre il valore ultimo è pari a 12.4349.

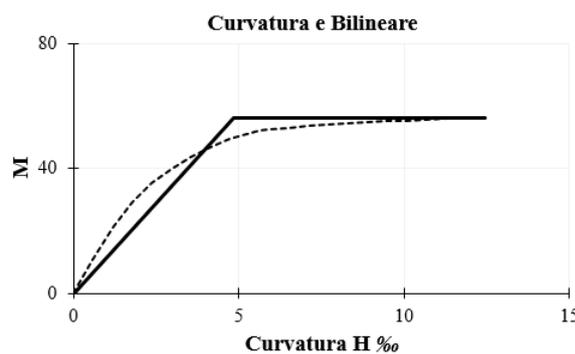
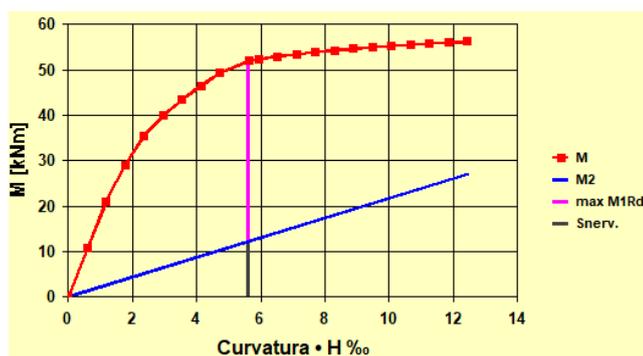


Figura 73. Curvatura e bilineare equivalente

Noti i valori ultimo e di snervamento è possibile risalire al valore della curvatura ultima e di snervamento. Il valore della curvatura ultima, ϕ_u , è pari a 0.0000497; il valore della curvatura di snervamento, ϕ_y , è pari a 0.0000194.

In Aedes.PCM i valori sono rispettivamente di 0.0000497 per la curvatura ultima, ϕ_u , e di 0.000023 per la curvatura di snervamento, ϕ_y .

Applicando le equazioni (7), (8) e (9) è possibile determinare la rotazione totale rispetto alla corda al raggiungimento allo snervamento, θ_y , e la rotazione totale rispetto alla corda, θ_u .

Nel caso di sezioni circolari, l'altezza della sezione va valutata sulla base di approssimazioni, convertendo la sezione da circolare a rettangolare utilizzando ad esempio il metodo proposto da [4] di cui si riporta in calce il lavoro bibliografico.

L'altezza della sezione equivalente, stimata con tale metodo è pari a 186 mm.

Tramite l'equazione (8) si valuta la lunghezza della cerniera plastica L_{pl} :

$$L_{pl} = 0.1 \cdot 3000 + 0.17 \cdot 186 + 0.24 \frac{18 \cdot 316.67}{\sqrt{23.89}} = 611.5 \text{ mm}$$

Tramite l'equazione (9) viene valutata la rotazione totale rispetto alla corda al raggiungimento allo snervamento, θ_y :

$$\theta_y = 0.000023 \cdot \frac{3000}{3} + 0.0013 \cdot \left(1 + 1.5 \cdot \frac{186}{3000} \right) + 0.13 \cdot 0.000023 \cdot \frac{18 \cdot 316.67}{\sqrt{23.89}} = 0.0279$$

Tramite l'equazione (7) viene valutata la rotazione totale rispetto alla corda θ_u :

$$\theta_u = \frac{1}{1.5} (0.0279 + (0.000023 + (0.000049 - 0.000023) \cdot 611.5 \cdot (1 - \frac{0.5 \cdot 611.5}{3000}))) = 0.0281$$

In ultimo, si valutano lo spostamento al limite elastico, d_e , (equazione (8)) e lo spostamento ultimo, d_u , della colonna:

$$d_e = 18720 / 317.82 = 58.9 \text{ mm}$$

$$d_u = \theta_u \cdot H_{colonna} \quad d_u = 0.0281 \times 3000 = 84.3 \text{ mm}$$

In Aedes.PCM lo spostamento elastico della colonna d_e è pari a 58.85 mm; la differenza è pari allo 0.084%.

Lo spostamento ultimo della colonna d_u è pari a 84.61 mm (Figura 74). La differenza è pari allo 0.37%.

Sezioni		
Estremi della luce	Totale	
Deformazioni		
dy	0.000	84.610
dz	0.000	0.000
φy	0.000	0.000
φz	0.000	37.910

Figura 74. Spostamento ultimo colonna in Aedes.PCM

B.2.2. ESEMPIO 2

Il secondo caso studio analizzato fa riferimento all'analisi statica dello stato di fatto e sismica dello stato di progetto di un telaio in c.a. di dimensioni 5.80 x 3.00 m (lunghezza x altezza) di un edificio esistente, formato da due pilastri ed una trave su cui agisce un carico permanente gravitazionale uniformemente distribuito di 50 kN/m. L'esempio prevederà il rinforzo a flessione per carichi verticali gravitazionali della trave in c.a. tramite l'applicazione di un tessuto in FRP disposto ad intradosso della stessa ed il rinforzo a taglio di uno dei pilastri tramite tessuti in FRP da applicare sul contorno della sezione in modo da costituire una fasciatura esterna discontinua.

I pilastri del telaio hanno una sezione di dimensioni pari a 30 x 30 cm mentre la trave ha dimensioni di 30 x 50 cm (larghezza x altezza). Il calcestruzzo adottato in questo esempio ha una resistenza a compressione cilindrica media, f_{cm} , pari a 20 N/mm²; i pilastri hanno un'armatura longitudinale pari a 8Ø20 del tipo FeB38K, barre trasversali pari a Ø8, 2 bracci e passo 30 cm sempre del tipo FeB38K; la trave ha un'armatura longitudinale pari a 6Ø22 del tipo FeB38K, barre trasversali pari a Ø8, 2 bracci e passo 10 cm sempre del tipo FeB38K.

In Tabella 23 sono riportati i valori di riferimento dei parametri meccanici adottati per il calcestruzzo.

Tabella 23. Valori di riferimento dei parametri meccanici del calcestruzzo

Classe Calcestruzzo	f_{cm} [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]	G [N/mm ²]	w [kN/m ³]
C20 non confinato	20.00	29962	12484	25.0

Dove:

f_{cm} = resistenza media a compressione del calcestruzzo;

E = modulo elastico istantaneo del calcestruzzo (o modulo di Young), valutato secondo l'espressione (1) e contenuta nel §11.2.10.3 del D.M. del 14.01.2018;

G = modulo di elasticità tangenziale, valutato secondo l'espressione (2);

w = peso dell'unità di volume del calcestruzzo armato [Tab.3.1.I del D.M. 14.01.2018];

ν = coefficiente di Poisson assunto pari a 0.2

Si riportano in Tabella 24 le proprietà meccaniche dell'acciaio mentre in

Tabella 25 sono riportate in sintesi, i quantitativi di armatura longitudinale e trasversale dei pilastri e della trave in c.a.

Tabella 24. Valori di riferimento dei parametri meccanici dell'acciaio

Tipologia di acciaio da carpenteria	f_{ym} [N/mm ²]	ϵ_{ud} [%]	E_s [N/mm ²]	G_s [N/mm ²]	w [kN/m ³]
Acciaio FeB38K	380	10	210000	80769	78.5

Dove:

f_{ym} = resistenza media di snervamento dell'acciaio;

ϵ_{ud} = limite per la deformazione ultima dell'acciaio;

E_s = modulo di Young dell'acciaio;

G_s = modulo di elasticità tangenziale, valutato secondo l'espressione (2) assumendo un coefficiente di contrazione trasversale (Poisson) ν pari a 0.3;

w = peso dell'unità di volume dell'acciaio [Tab.3.1.I del D.M. 14.01.2018].

Tabella 25. Quantitativi di armature longitudinale e trasversale dei pilastri e della trave in c.a.

Tipologia struttura	Armatura longitudinale [mm]	Staffe [mm]	Bracci [n°]	Passo [cm]
Pilastro 30 x 30	8Ø20	Ø8	2	30
Trave 30 x 50	6Ø22	Ø8	2	10

Si supponga che la geometria della struttura sia nota in base ad un rilievo poiché non si dispone dei disegni costruttivi, i dettagli costruttivi siano stati ricavati sulla base di un progetto simulato e con indagini limitate in situ sulle armature e sui collegamenti presenti negli elementi più importanti, adottando per le caratteristiche meccaniche dei materiali i valori usuali della pratica costruttiva dell'epoca, convalidate da prove limitate in situ sugli elementi più importanti.

Il fattore di confidenza, FC, è posto quindi pari a 1.35.

Per la classe del calcestruzzo riportata in Tabella 23 e per la tipologia di acciaio riportata in Tabella 24, sono stati adottati i valori dei coefficienti parziali di sicurezza di Tabella 26.

Tabella 26. Fattore di confidenza e coefficienti parziali di sicurezza di acciaio e calcestruzzo

Altri parametri	FC	γ_s	γ_c
	1.35	1.15	1.5

In Tabella 27 sono riportati i parametri meccanici di progetto ridotti attraverso il fattore di confidenza e i coefficienti parziali di sicurezza per le verifiche dei meccanismi duttili e fragili. Per maggiori dettagli su come valutare le resistenze di progetto, si rimanda al § 1.3 Domini di resistenza del Manuale di PCM 2019: Aggiornamento del 11.03.2020.

Tabella 27. Resistenze di progetto degli elementi strutturali

Elemento strutturale	Meccanismo	Materiale	Resistenze di progetto
Pilastri Trave	Duttile	Calcestruzzo	$20 / 1.35 = 14.81$
		Acciaio	$380 / 1.35 = 281.48$
	Fragile	Calcestruzzo	$20 / 1.35 / 1.5 = 9.87$
		Acciaio	$380 / 1.35 / 1.15 = 244.77$

In Aedes.PCM tramite la Gestione Sezioni sono state definite in input le armature, la geometria degli elementi strutturali e la distanza del bordo dei pilastri e della trave dal filo esterno delle barre d'armatura longitudinali, posta pari a 30 mm (Figura 75).

Per tener conto della fessurazione progressiva del calcestruzzo la rigidità degli elementi strutturali è stata ridotta del 50% rispetto alla condizione non fessurata (Figura 76).

Layout	Staffe y	Staffe z	Passo
3#20,3#20,2#20	2#8	2#8	300

Offset	Layout	Staffe y	Staffe z	Passo
0	= 3#22,3#22	2#8	2#8	100
2600	= 3#22,3#22	2#8	2#8	100

Figura 75. Definizione sezione ed armatura degli elementi strutturali in Aedes.PCM

Caratteristiche		Caratteristiche	
Tipologia	Trave	Tipologia	Colonna
Da analizzare	Si	Da analizzare	Si
Piano	H telaio	Piano	H telaio
Lunghezza	2.600	Lunghezza	3.000
Direzione	1.000,0.000,0.000	Direzione	0.000,0.000,1.000
Posizione	in elevazione	Colore	211; 211; 211
Colore	211; 211; 211	Sezione	300x300
Sezione	300x500	Angolo di rotazione	270.00°
Angolo di rotazione	0.00°	Materiale	C20/25
Materiale	C20/25	Rigidezza fessurata	50
Rigidezza fessurata	50	Infinitamente rigida	No
Infinitamente rigida	No	Paramento	
Paramento		Assemblaggio	
Assemblaggio		Gruppo strutturale	
Gruppo strutturale		Caratteristiche costruttive	
Caratteristiche costruttive			

Figura 76. Rigidezza fessurata in percentuale rispetto alla rigidezza elastica degli elementi strutturali

Nei parametri di calcolo – calcestruzzo armato di Figura 77 sono stati definiti in dettaglio le tensioni medie di snervamento, f_y , dell'acciaio, le deformazioni ultime dell'acciaio, ϵ_{udr} , e del calcestruzzo, ϵ_{cur} , i coefficienti parziali di sicurezza ed il fattore di confidenza.

In ambiente FEM di Aedes.PCM è stata modellato il telaio in c.a. (Figura 78).

Nel passaggio da modello architettonico a modello strutturale, il telaio viene automaticamente suddiviso nei vari elementi strutturali: pilastri in giallo, trave in celeste e nodi in bordeaux.

Le uniche condizioni al contorno applicate sono quelle dei vincoli di base assunti come incastri.

La trave è stata suddivisa in due tronchi di lunghezza ciascuno pari a 2.60 m su cui è stato applicato un carico uniformemente distribuito, assegnato alla condizione di carico Permanente q_Z di -50 kN/m (Sistema di riferimento Globale).

Acciaio	
Diagramma di calcolo tensione - deformazione [54.1.2.1.2.2]	
Modello: elastico - perfettamente plastico (tensioni in N/mm ² , deformazioni in ‰)	
Tensione di snervamento: $f_y =$ <input type="text" value="380"/>	Edifici esistenti: Tensione media di snervamento (f_{ym}) Edifici nuovi: Tensione caratteristica di snervamento (f_{yk})
Limite per la deformazione ultima $\epsilon_{ud} =$ <input type="text" value="10.00"/>	Modulo di elasticità $E_s =$ <input type="text" value="210000"/>
Coefficiente parziale di sicurezza γ_s [54.1.2.1.1.3] =	<input type="text" value="1.15"/>
Edifici esistenti: Fattore di confidenza FC [5C8.5.4] =	<input type="text" value="1.35"/>
Verifiche a PressoFlessione: si considera sempre il contributo dell'armatura compressa	
Calcestruzzo	
Diagramma di calcolo tensione - deformazione [54.1.2.1.2.2]	
Modello: parabolico - rettangolare ($\epsilon_c =$ deformazione del calcestruzzo, in ‰):	
deformazione di inizio tratto plastico $\epsilon_{c2} =$ <input type="text" value="2.00"/>	deformazione ultima $\epsilon_{cu} =$ <input type="text" value="3.50"/>
Coefficiente parziale di sicurezza γ_c [54.1.2.1.1.1] =	<input type="text" value="1.50"/>
Edifici esistenti: Fattore di confidenza FC [5C8.5.4] =	<input type="text" value="1.35"/>

Figura 77. Definizione dei parametri tensionali e deformativi dei materiali in Aedes.PCM

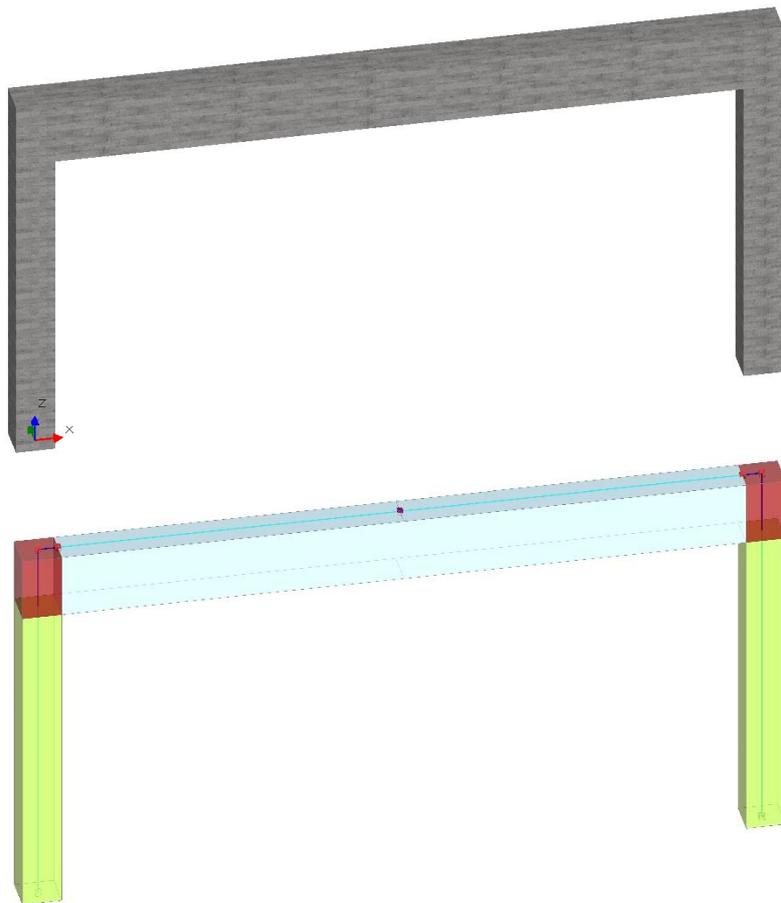


Figura 78. Modello architettonico e strutturale del telaio

È stata eseguita un'analisi Statica non Sismica del telaio focalizzando l'attenzione sulla trave in c.a. I risultati evidenziano una crisi per flessione della stessa in mezzeria con formazione di cerniere plastiche ed un coefficiente parziale di sicurezza pari a 0.908.

Momento My
kNm (Valore assoluto)

- 0.00 - 15.28
- 15.28 - 30.56
- 30.56 - 45.85
- 45.85 - 61.13
- 61.13 - 76.41
- 76.41 - 91.69
- 91.69 - 106.97
- 106.97 - 122.26
- 122.26 - 137.54
- 137.54 - 152.82

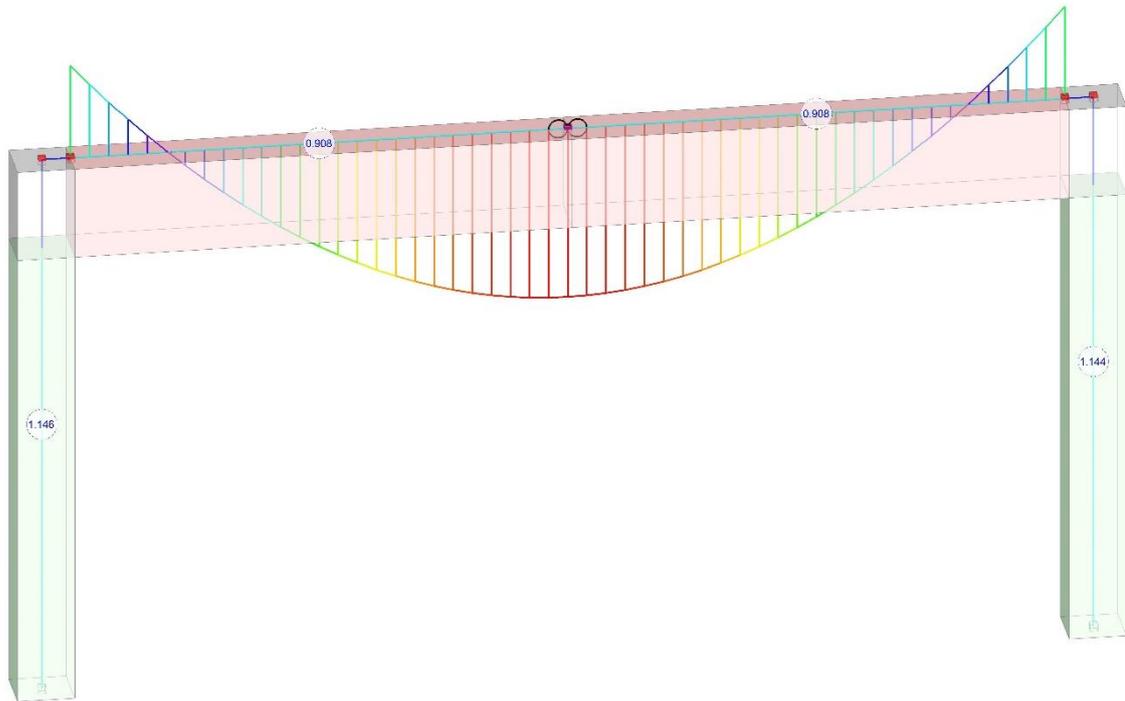


Figura 79. Verifica di sicurezza a flessione degli elementi del telaio in c.a. pre-intervento

Dal Report – Verifiche di sicurezza – 4. Verifiche a pressoflessione Strutture in c.a. di Figura 80 è possibile osservare la non verifica della trave con il valore del Momento Resistente, M_{Rd} , pari a 138.70 kNm inferiore al Momento di Domanda, M_{Sd} in combinazione SLU, pari a 152.82 kNm.

4. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE - STRUTTURE IN C.A. [SLV] - C.Sic: 0.908
(Analisi Statica Lineare NON Sismica: CCC n°1: SLU: Combinazione 1 (Fundamentale/Variabile Cat.A/Vento +X))

N.	Tip.	P	Nu	My	Mz	Mu,y	Mu,z	C.Sic.
		(kN)			(kN m)			
* 1	T	0.00	2040.36	-83.36		-138.70		1.664
* 1	T	0.00	2040.36	152.82		138.70		0.908
2	T	0.00	2040.36	152.82		138.70		0.908
2	T	0.00	2040.36	-83.36		-138.70		1.664
3	C	190.45	1503.38	3.81	50.48	7.16	94.88	1.880
3	C	183.14	1503.38	3.66	-83.76	4.20	-95.98	1.146
4	C	190.45	1503.38	3.81	-50.48	7.19	-95.23	1.886
4	C	183.14	1503.38	3.66	83.76	4.19	95.80	1.144

Figura 80. Report Aedes.PCM – Verifica a pressoflessione strutture in c.a. pre-intervento

Attraverso il programma Verifica C.A. S.L.U. del Prof. Piero Gelfi sono stati eseguiti dei controlli incrociati sui risultati ottenuti (Figura 81) valutando per la condizione non rinforzata, il valore del momento resistente della sezione.

In Verifica C.A. S.L.U. il valore del copriferro da assumere ai fini del calcolo del Momento Resistente, M_{Rd} , della trave è quello di calcolo passante per il baricentro geometrico delle barre di armatura longitudinali. Nel caso in esame sarà di 4.1 cm dal lembo compresso della sezione al baricentro dell'armatura compressa $(3.0 + 2.2 / 2)$ e di 45.9 cm dal lembo compresso della sezione al baricentro dell'armatura tesa $(50.0 - 3.00 - 2.2/2)$.

Il momento resistente valutato tramite Verifica C.A. S.L.U. è pari a 137.1 kNm con una differenza rispetto al valore ottenuto in Aedes.PCM di 0.9 kNm (differenza dello 1.15%).

Tabella 29. Valori dei coefficienti parziali di sicurezza del rinforzo

Coefficienti parziali di sicurezza	Sigla	Valore
Coefficiente parziale di sicurezza del materiale FRP	γ_f	1.10
Coefficiente di distacco dal supporto	$\gamma_{f,d}$	1.20
Coefficiente parziale per il modulo di resistenza	γ_{Rd}	1.20

In Aedes.PCM le proprietà meccaniche dei rinforzi ed i coefficienti di sicurezza sono definiti attraverso la schermata Interventi dei parametri di calcolo (Figura 82).

FRP

Composito FRP: modello elastico - lineare fino a rottura (tensioni in N/mm², deformazioni in ‰)

Tipo di applicazione [LG 2009, §2.4.1]: A B ⇒ Coefficienti parziali [DT200, §3.4.1]: SLU del materiale FRP: $\gamma_f =$ distacco dal supporto: $\gamma_{fd} =$

Modulo di elasticità normale nella direzione delle fibre $E_f =$ Deformazione caratteristica a rottura per trazione $\epsilon_{fk} =$

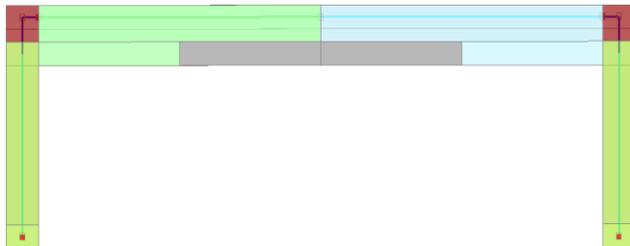
Fattore di conversione ambientale η_a [DT200, §3.5.1] = ⇒ Deformazione di calcolo a rottura per trazione: $(\eta_a \epsilon_{fk} / \gamma_f) =$

Spessore del singolo nastro t_f (mm) =

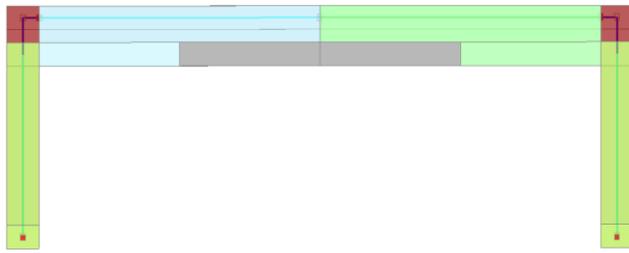
Figura 82. Interventi in FRP Aedes.PCM

La modellazione esplicita del rinforzo in ambiente FEM di Aedes.PCM avviene tramite il comando Proprietà – Interventi – Altri interventi – FRP (Figura 83).

Per entrambi i conci della trave, di lunghezza pari a 2.60 m, sono stati definiti la larghezza del nastro, il numero di nastri all'intradosso, il numero di strati, il layout e l'offset dal nodo I o dal nodo J ed infine l'ancoraggio. Per una descrizione delle voci, si rimanda al Manuale di Aedes.PCM ed al DT200/2013 R1.



Interventi	
Altri interventi	FRP
FRP	
Larghezza nastri	300
Nastri intradosso	
Numero	1
Numero strati	1
Layout	All'interno
Offset I	1300
Offset J	0
Nastri estradosso	
Numero	2
Distanza bordo	0
Numero strati	1
Layout	Luce totale
Nastri trasversali	
Passo	0
Ancoraggio I	Standard
Ancoraggio J	In continuità
Lunghezza di ancoraggio	200



Interventi	
Altri interventi	FRP
FRP	
Larghezza nastri	300
Nastri intradosso	
Numero	1
Numero strati	1
Layout	All'interno
Offset I	0
Offset J	1300
Nastri estradosso	
Numero	2
Distanza bordo	0
Numero strati	1
Layout	Luce totale
Nastri trasversali	
Passo	0
Ancoraggio I	In continuità
Ancoraggio J	Standard
Lunghezza di ancoraggio	200

Figura 83. Modellazione esplicita dell'intervento con FRP sulla trave in ambiente FEM di Aedes.PCM

È stata rieseguita nuovamente l'analisi Statica non Sismica del telaio focalizzando l'attenzione sulla trave in c.a. I risultati di Figura 84 evidenziano una verifica soddisfatta per flessione della stessa in mezzeria con coefficiente parziale di sicurezza pari a 1.061.

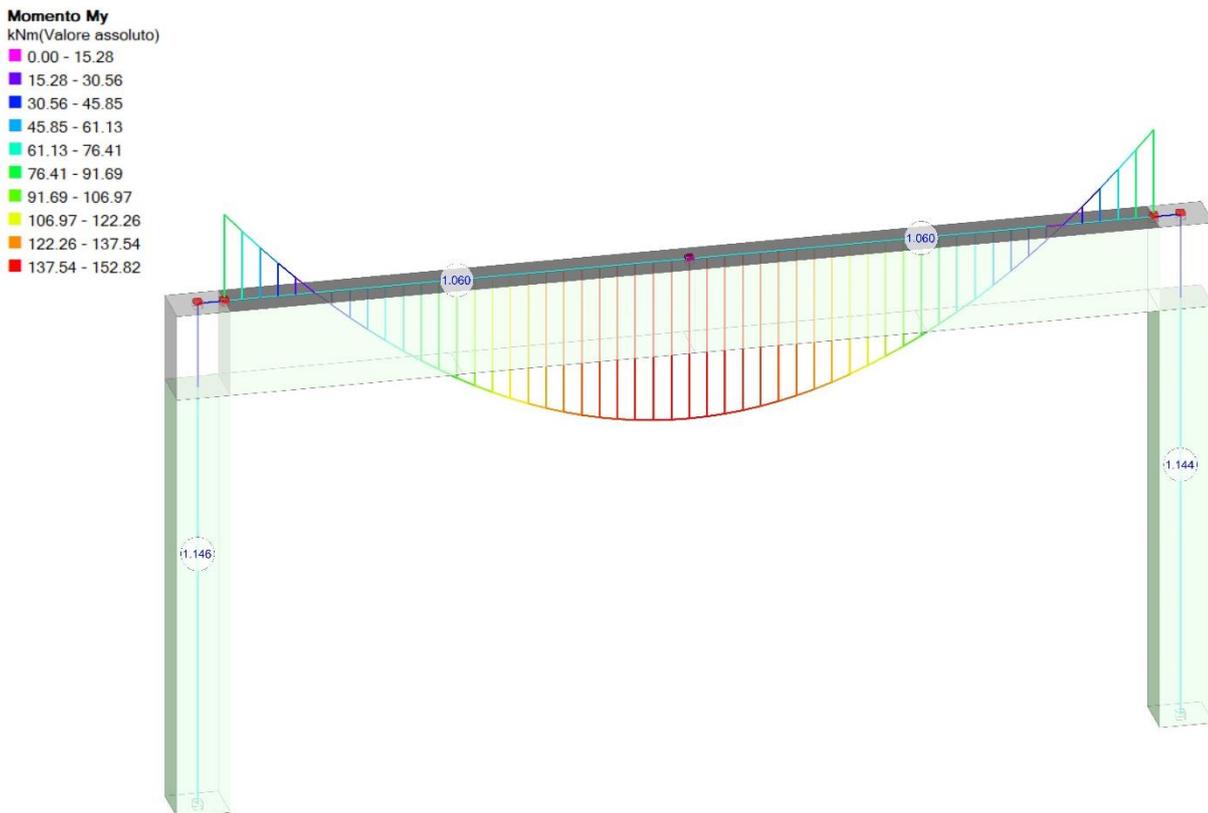


Figura 84. Verifica di sicurezza a flessione degli elementi del telaio in c.a. post-intervento

Dal Report – Verifiche di sicurezza – 4. Verifiche a pressoflessione Strutture in c.a. di Figura 85 è possibile osservare la verifica soddisfatta della trave con il valore del Momento Resistente, M_{Rd} , che da 138.70 kNm della condizione non rinforzata aumenta fino ad un valore di 162.19 kNm e quindi superiore al Momento di Domanda, M_{Sd} in combinazione SLU, pari a 152.82 kNm.

4. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE - STRUTTURE IN C.A. [SLV] - C.Sic: 1.061

(Analisi Statica Lineare NON Sismica: CCC n°1: SLU: Combinazione 1 (Fundamentale/Variabile Cat.A/Vento +X))

N.	Tip.	P (kN)	Nu	My	Mz (kN m)	Mu,y	Mu,z	C.Sic.
1	T	0.00	2040.36	-83.36		-138.70		1.664
1	T	0.00	2040.36	152.82		162.19		1.061
2	T	0.00	2040.36	152.82		162.19		1.061
2	T	0.00	2040.36	-83.36		-138.70		1.664
3	C	190.45	1503.38	0.00	50.48	0.00	97.75	1.936
3	C	183.14	1503.38	0.00	-83.76	0.00	-97.48	1.164
4	C	190.45	1503.38	0.00	-50.48	0.00	-97.75	1.936
4	C	183.14	1503.38	0.00	83.76	0.00	97.48	1.164

Figura 85. Report Aedes.PCM – Verifica a pressoflessione strutture in c.a. post-intervento

Si procede tramite le formule contenute nel DT200/2013 R1, al calcolo manuale dell'incremento della resistenza a flessione dovuto al rinforzo FRP.

Il collasso per distacco dal supporto del rinforzo a flessione applicato in mezzzeria all'intradosso di una trave avviene secondo il Modo 2: Distacco intermedio, causato da fessure per flessione nella trave (§ 4.1.1 – DT200/2013 R1).

Viene valutata in prima analisi la tensione massima di progetto $f_{fdd,2}$ attraverso la seguente espressione:

$$f_{fdd,2} = \frac{k_q}{\gamma_{f,d}} \cdot \sqrt{\frac{E_f}{t_f} \cdot \frac{2 \cdot k_b \cdot k_{G,2}}{FC} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm}}} \quad (14)$$

Dove:

$f_{fdd,2}$ è la tensione massima di progetto per distacco a flessione in mezzzeria;

k_q è un coefficiente da assumersi pari a 1.25 per prevalenti carichi distribuiti;

$\gamma_{f,d}$ è il coefficiente di distacco dal supporto di Tabella 29;

E_f è il modulo elastico longitudinale del tessuto di Tabella 28;

t_f è lo spessore equivalente del singolo strato di rinforzo di Tabella 28;

k_b è un coefficiente correttivo di tipo geometrico assunto pari a 1;

$k_{G,2}$ è un coefficiente correttivo calibrato sulla base di risultati di prove sperimentali, assunto pari a 0.10 mm;

FC è il valore del fattore di confidenza di Tabella 26;

f_{cm} è la resistenza media a compressione del calcestruzzo;

f_{ctm} è la resistenza a trazione del calcestruzzo valutata attraverso la formula [11.2.3a] del §11.2.10.2 D.M 14.01.2019 di seguito riportata:

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (15)$$

Dove:

f_{ctm} è la resistenza a trazione del calcestruzzo;

f_{ck} è la resistenza cubica a compressione del calcestruzzo calcolata come:

$$f_{ck} = f_{cm} - (1.64 \cdot \delta) \quad (16)$$

Dove:

f_{ck} è la resistenza cubica a compressione del calcestruzzo;

f_{cm} è la resistenza media a compressione del calcestruzzo;

δ è lo scarto quadratico medio assunto pari a 20 % di f_{cm} .

Applicando l'equazione (14), (15) e (16) è quindi possibile valutare la tensione massima di progetto $f_{fdd,2}$ della sezione fibrorinforzata.

$$f_{fdd,2} = \frac{1.25}{1.2} \cdot \sqrt{\frac{210000}{0.169} \cdot \frac{2 \cdot 1 \cdot 0.10}{1.35} \cdot \sqrt{20 \cdot 1.69}} = 1078.03 \text{ N/mm}^2$$

Successivamente attraverso il programma Verifica C.A. S.L.U. del Prof. Piero Gelfi sono stati eseguiti dei controlli incrociati sui risultati ottenuti (Figura 86) valutando per la condizione rinforzata, il valore del momento resistente della sezione.

Il tessuto viene trasformato in area equivalente, a_{eq} , di barre d'armatura; il rinforzo a flessione può essere considerato come area aggiuntiva di armatura a quella esistente.

L'area equivalente può essere calcolata tramite la seguente espressione:

$$a_{eq} = \frac{b_f \cdot t_f \cdot f_{dd,2}}{f_{yd}} \tag{17}$$

Dove:

a_{eq} è l'area equivalente di barre di armatura;

b_f è la larghezza dello strato di rinforzo;

t_f è lo spessore equivalente del singolo strato di rinforzo;

$f_{dd,2}$ è la tensione massima di progetto per distacco a flessione in mezzeria;

f_{yd} è la resistenza media di progetto dell'acciaio per meccanismi duttili.

Applicando l'espressione (16) è possibile quindi valutare l'area equivalente di acciaio del rinforzo:

$$a_{eq} = \frac{300 \cdot 0.169 \cdot 1078.03}{281.48} = 194.17 \text{ mm}^2$$

In Verifica C.A. S.L.U. viene aggiunta un'armatura pari a 1.94 cm² in corrispondenza del lembo teso della sezione in c.a. (Figura 86).

Il momento resistente valutato tramite Verifica C.A. S.L.U. è pari a 162.00 kNm con una differenza rispetto al valore ottenuto in Aedes.PCM di 0.19 kNm (il valore ottenuto tramite Aedes.PCM era pari a 162.19 kNm). La differenza in termini percentuali è nulla.

Titolo: Trave in c.a. rinforzata

N° figure elementari: 1 **Zoom** **N° strati barre:** 3 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	30	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	11.4	4.1
2	11.4	45.9
3	1.9417	50

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 0 kNm
M_{yEd}: 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali: FeB38k C20/25

ϵ_{su} 10 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 281.5 N/mm ²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 210,000 N/mm ²	f_{cd} 14.81
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.34 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 8.5
$\sigma_{s,adm}$ 215 N/mm ²	τ_{co} 0.5333
	τ_{c1} 1.686

M_{xRd}: 162 kNm

σ_c -14.49 N/mm²
 σ_s 281.5 N/mm²
 ϵ_c 1.704 ‰
 ϵ_s 10 ‰
 d 50 cm
 x 7.28 w/d 0.1456
 δ 0.7

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.: 100

Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀: 600 cm **Col. modello**

Precompresso

Figura 86. Momento resistente della trave rinforzata con FRP. Immagine di Verifica C.A. S.L.U.

Viene eseguita ora un'analisi Sismica Non Lineare del telaio con trave rinforzata all'intradosso nella direzione principale +X, secondo una distribuzione di forze desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione (§ 7.3.4.2 NTC 2018) valutando il meccanismo di crisi occorso ai pilastri in c.a.

Si riportano in Figura 87 e in Figura 88 la curva Pushover del telaio ed uno stralcio del Report – Storia evolutiva.

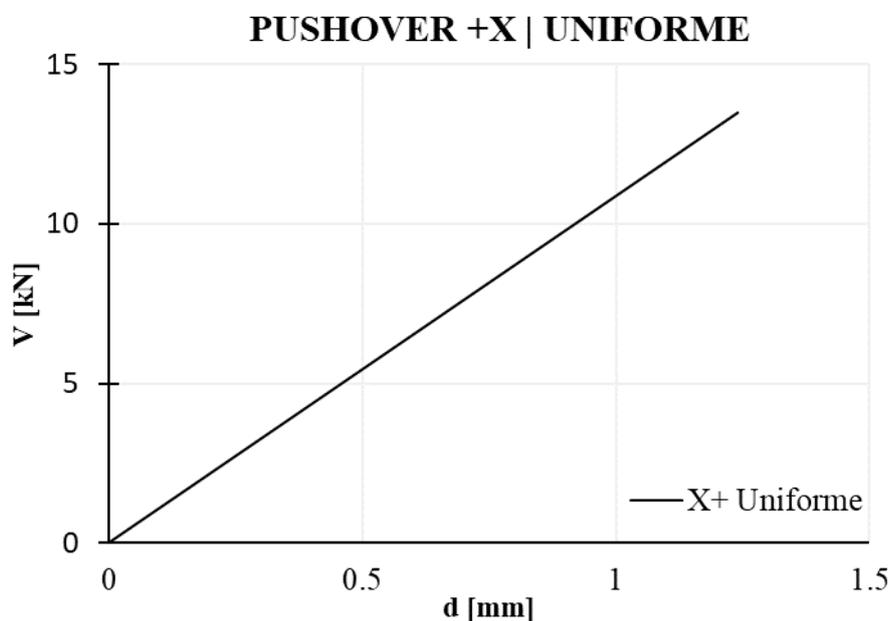


Figura 87. Pushover +X | Uniforme telaio in c.a. con trave rinforzata

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE - STRUTTURE IN C.A.
(elenco per ordine di plasticizzazione)

N.	Sotto curva	Passo	Tip.	Sez.	P	Nu (kN)	My	Mz (kN m)	Mu,y	Mu,y(T)	Mu,z	Mu,z(T)	θu,y	θu,z	C.Sic.
4	1	1	C	S	144.89	1503.38	0.00	72.11	0.00	0.00	94.79	72.01	0.0000	0.0110	0.999
1	2	1	T	J	0.00	2040.36	162.56		162.19	162.19			0.0210		0.998
2	2	1	T	I	0.00	2040.36	162.56		162.19	162.19			0.0210		0.998
3	2	2	C	B	130.06	1503.38	0.00	-94.24	0.00	0.00	-93.61	-93.61	0.0000	0.0340	0.993

Figura 88. Report Aedes.PCM – Valutazione del meccanismo di crisi dei pilastri

L'immagine di Figura 88 mette in evidenza una crisi a taglio dell'elemento n° 4 (pilastro di destra del telaio); il Momento ultimo a Taglio $M_{u,z}(T)$ è infatti inferiore al momento ultimo a Pressoflessione $M_{u,z}$. Attraverso il programma Verifica C.A. S.L.U. del Prof. Piero Gelfi sono stati eseguiti dei controlli incrociati sui risultati ottenuti (Figura 89) valutando per il pilastro, il valore del momento resistente ultimo a Pressoflessione $M_{u,z}$.

Anche nel caso in esame, il valore del copriferro da assumere ai fini del calcolo del Momento Resistente, M_{Rd} , del pilastro è quello di calcolo passante per il baricentro geometrico delle barre di armatura longitudinali. Nel caso in esame sarà di 4.0 cm dal lembo compresso della sezione al baricentro dell'armatura compressa $(3.0 + 2.0 / 2)$ e di 26 cm dal lembo compresso della sezione al baricentro dell'armatura tesa $(30.0 - 3.00 - 2.0/2)$.

Il momento resistente valutato tramite Verifica C.A. S.L.U. è pari a 94.31 kNm con una differenza rispetto al valore ottenuto in Aedes.PCM di 0.48 kNm. La differenza in termini percentuali è pari allo 0.50 %.

Titolo: Pressoflessione Colonna

N° figure elementari: Zoom N° strati barre: Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	30	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	9.42	4
2	6.28	15
3	9.42	26

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
FeB38k **C20/25**
ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} ‰
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
τ_{c1}

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

Figura 89. Momento resistente a pressoflessione del pilastro non rinforzato. Immagine di Verifica C.A. S.L.U.

Dal Momento ultimo a Taglio $M_{u,z}$ (T) è possibile risalire al taglio resistente, V_{Rd} , del pilastro attraverso la seguente espressione:

$$V_{Rd} = M_{Rd} / L_v \quad (18)$$

Dove:

M_{Rd} = Momento Resistente della colonna;

V_{Rd} = Taglio Resistente della colonna;

L_v = Luce di taglio.

In Figura 90 è riportata un'immagine esplicativa per la valutazione della luce di calcolo L_v all'interno del software Aedes.PCM; nell'esempio è pari a 1.514.

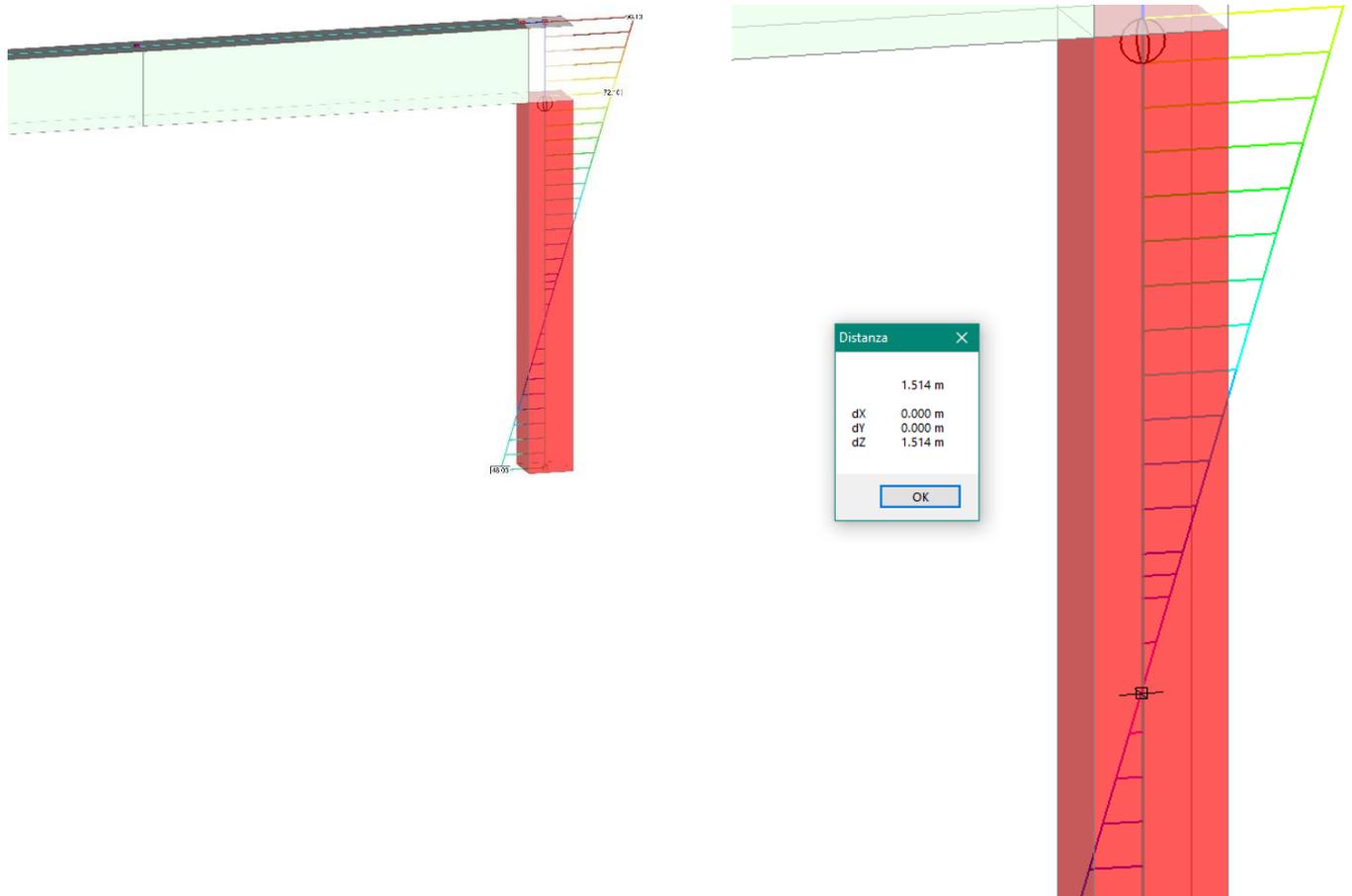


Figura 90. Valutazione della luce di taglio L_v

Applicando l'espressione (18) è possibile valutare il taglio resistente, V_{rd} , che sarà pari a:

$$V_{Rd} = 72.01 / 1.514 = 47.54 \text{ kN}$$

Attraverso il foglio di calcolo di Figura 91 viene valutato il valore del taglio resistente del pilastro V_{rd} ed il momento resistente ultimo a Taglio $M_{u,z}$ (T) della sezione da confrontare con i risultati ottenuti tramite Aedes.PCM.

Il taglio resistente del pilastro, V_{rd} , è pari 47.98 kN con una differenza rispetto al valore di Aedes di 0.44 kN (differenza in percentuale dello 0.92%). Il momento resistente ultimo a Taglio $M_{u,z}$ (T) ottenuto con semplici calcoli manuali è pari a 72.65 kNm; la differenza rispetto al valore ottenuto in Aedes.PCM (72.01 kNm) è di 0.64 kNm. La differenza in termini percentuali è pari allo 0.88 %.

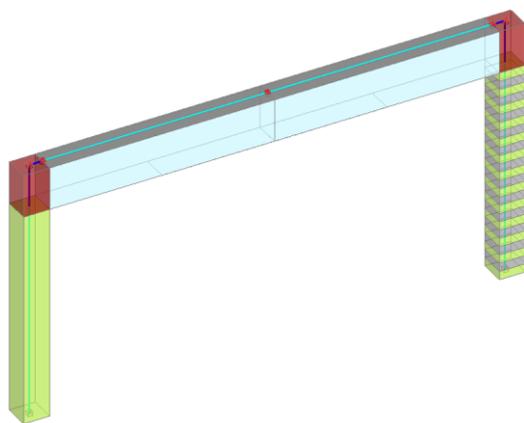
DATI SEZIONE RETTANGOLARE			
GEOMETRIA DELLA SEZIONE		MATERIALI	
Base sezione: b=	300 mm	CALCESTRUZZO	
Altezza sezione: h =	300 mm	Classe cls	C20/25
Copriferro: c =	40 mm	fcm	20 Mpa
DATI ARMATURA		fcd	9.877 Mpa
		γ_c	1.5
Armatura Longitudinale		FC	1.35
Diametro armatura tesa=	20 mm	ACCIAIO	
N° barre tese =	3	fym	380 Mpa
Diametro armatura compressa =	20 mm	fyd	244.77 Mpa
n° barre compresse =	3	γ_s	1.15
		FC	1.35
Armatura Trasversale		AZIONI	
Diametro armatura a Taglio (/ / alla sezione)=	8 mm		
Passo armatura a Taglio=	300 mm	N_{Ed} =	0.00 kN
N° bracci delle staffe=	2	V=	140.00 kN
Inclinazione staffe : α =	90 °	γ_{Rd} =	1.00
Inclinazione puntone : θ =	21.80 °	$V_{Ed} = V \cdot \gamma_{Rd} =$	53.70 kN
VERIFICA A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.2 DM_17/01/2018)			
Resistenza sezioni armate a taglio			
Resistenza per rottura armatura a taglio		V_{Rsd}	47.98 kN
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$			
Resistenza per sezioni armate a taglio		V_{Rcd}	119.54 kN
$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$		SEZIONE NON VERIFICATA	
$V_{RD} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) > V_{Ed}$		47.98 kN	
$M_{RD} = V_{Rd} \cdot L_v$		72.65 kN	

Figura 91. Momento resistente a taglio del pilastro non rinforzato.

Il pilastro sarà rinforzato mediante l'applicazione di nastri in FRP disposti sul contorno della sezione in modo da costituire una fasciatura esterna discontinua. La larghezza del nastro, b_f , sarà pari a 100 mm mentre il passo del nastro, p_f , sarà pari a 200 mm.

La modellazione esplicita del rinforzo in ambiente FEM di Aedes.PCM avviene tramite il comando Proprietà – Interventi – Altri interventi – FRP (Figura 92).

Per la colonna, di altezza pari a 3.00 m sono stati definiti la larghezza del nastro, il passo del nastro, il numero di strati, l'ancoraggio e la lunghezza ottimale di ancoraggio. Per una descrizione delle voci, si rimanda al Manuale di Aedes.PCM ed al DT200/2013 R1.



Interventi	
Iniezioni	No
Intonaco armato	No
Diatoni artificiali	No
Ristilatura armata	No
Altri interventi	FRP
FRP	
Larghezza nastri	100
Nastri flessione xy	
Numero	0
Nastri flessione xz	
Numero	2
Distanza bordo	0
Numero strati	1
Nastri trasversali	
Passo	200
Numero strati	1
Confinamento	Si
Ancoraggio	Standard
Lunghezza di ancoraggio	200

Figura 92. Modellazione esplicita dell'intervento con FRP sul pilastro in ambiente FEM di Aedes.PCM

È stata rieseguita nuovamente l'analisi Sismica Non Lineare del telaio rinforzato nella direzione principale +X focalizzando l'attenzione sull'elemento n° 4 – pilastro destro in c.a. Si riportano, a confronto, in Figura 93 la curva Pushover del telaio con e senza rinforzo a taglio del pilastro.

Dal confronto si osserva un significativo incremento della resistenza nella condizione rinforzata.

Il Taglio di base del telaio passa da un valore di 13.5 kN ad un valore di 127 kN. La duttilità passa da 1.24 mm a 38.09 mm della condizione rinforzata con una crisi che da taglio fragile diventa pressoflessione duttile.

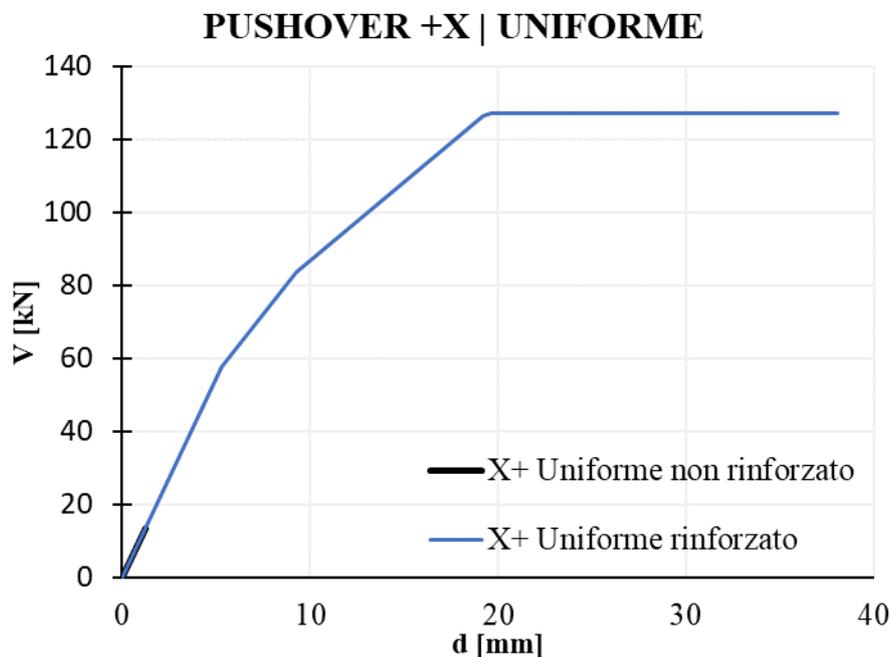


Figura 93. Pushover +X | Uniforme telaio in c.a. con trave rinforzata a flessione e pilastro rinforzato a taglio

Si procede tramite le formule contenute nel DT200/2013 R1, al calcolo manuale dell'incremento della resistenza a taglio dovuto al rinforzo FRP.

La resistenza di progetto a taglio dell'elemento rinforzato viene valutata attraverso la relazione di § 4.3.3.1 – DT200/2013 R1 di seguito riportata:

$$V_{Rd} = \min \{ V_{Rd,s} + V_{Rd,f}, V_{Rd,c} \} \quad (19)$$

Dove:

$V_{Rd,s}$ è la capacità taglio-trazione dell'armatura trasversale di acciaio;

$V_{Rd,c}$ è la capacità taglio-compressione del calcestruzzo

$V_{Rd,f}$ è la capacità taglio-trazione del rinforzo FRP valutato come:

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{fed} \cdot 2 \cdot t_f \cdot (\cot\theta + \cot\beta) \cdot \frac{b_f}{p_f} \quad (20)$$

Dove:

γ_{Rd} è il coefficiente parziale per il modulo di resistenza di Tabella 29;

d è l'altezza utile della sezione;

t_f è lo spessore equivalente del singolo strato di rinforzo di Tabella 28;

b_f è la larghezza della striscia;

p_f è il passo della striscia;

f_{fed} è la resistenza efficace di calcolo del sistema di rinforzo, valutata attraverso la seguente equazione:

$$f_{fed} = f_{fdd} \cdot \left[1 - \frac{1}{6} \cdot \frac{l_{ed} \cdot \sin\beta}{\min\{0.9 \cdot d, h_w\}} \right] + \frac{1}{2} (\phi_R \cdot f_{fd} - f_{fdd}) \cdot \left[1 - \frac{l_{ed} \cdot \sin\beta}{\min\{0.9 \cdot d, h_w\}} \right] \quad (21)$$

Dove:

d è l'altezza utile della sezione;

h_w è l'altezza dell'anima della trave;

l_{ed} è la lunghezza efficace di ancoraggio;

ϕ_R viene valutato tramite la seguente espressione:

$$\phi_R = 0.2 + 1.6 \cdot \frac{r_c}{b} \quad (22)$$

Dove:

r_c è il raggio di curvatura realizzato in corrispondenza dello spigolo della sezione rinforzata;

b è la larghezza dell'anima della sezione.

Il coefficiente f_{fd} viene valutato tramite la seguente espressione:

$$f_{fd} = \frac{\eta_a \cdot f_{fik}}{\gamma_{f,d}} \quad (23)$$

Dove:

η_a è il fattore di conversione ambientale, posto pari a 0.85 [Tabella 3.2 DT200/2013 R1];

f_{fik} è la resistenza caratteristica a trazione del nastro di Tabella 28;

$\gamma_{f,d}$ è il coefficiente di distacco dal supporto di Tabella 29.

Il coefficiente f_{fdd} rappresenta la tensione massima di progetto per distacco di estremità (Modo 1);

$$f_{fdd} = \frac{1}{\gamma_{f,d}} \cdot \sqrt{\frac{E_f \cdot 2 \cdot k_b \cdot k_G}{FC} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm}}} \quad (24)$$

Dove:

f_{fdd} è la tensione massima di progetto per distacco di estremità (Modo 1);

$\gamma_{f,d}$ è il coefficiente di distacco dal supporto di Tabella 29;

E_f è il modulo elastico longitudinale del tessuto di Tabella 28;

t_f è lo spessore equivalente del singolo strato di rinforzo di Tabella 28;

k_b è un coefficiente correttivo di tipo geometrico assunto pari a 1;

k_G è un coefficiente che per sistemi impregnati in situ vale 0.037 mm;

FC è il valore del fattore di confidenza di

Tabella 26;

f_{cm} è la resistenza media a compressione del calcestruzzo;

f_{ctm} è la resistenza a trazione del calcestruzzo valutata attraverso l'espressione (15).

La lunghezza efficace di ancoraggio, l_{ed} , viene valutata tramite la seguente espressione:

$$l_{ed} = \max \left\{ \frac{s_u}{\gamma_{Rd} \cdot 2 \cdot \Gamma_{Fd}} \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_f \cdot t_f \cdot \Gamma_{Fd}}{2}}, 200\text{mm} \right\} \quad (25)$$

Dove:

s_u è il valore ultimo dello scorrimento tra FRP e supporto e pari a 0.25 mm;

γ_{Rd} è il coefficiente parziale per il modulo di resistenza di Tabella 29;

E_f è il modulo elastico longitudinale del tessuto di Tabella 28;

Γ_{Fd} è il valore di progetto dell'energia specifica di frattura;

π = costante matematica pari al rapporto tra il perimetro e diametro della circonferenza;

E_f è il modulo elastico longitudinale del tessuto di Tabella 28;

t_f è lo spessore equivalente del singolo strato di rinforzo di Tabella 28.

Il valore di progetto dell'energia specifica di frattura, Γ_{Fd} è pari a :

$$\Gamma_{Fd} = \frac{k_b \cdot k_G}{FC} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm}} \quad (26)$$

Dove:

Γ_{Fd} è il valore di progetto dell'energia specifica di frattura;

k_b è un coefficiente correttivo di tipo geometrico assunto pari a 1;

k_G è un coefficiente che per sistemi impregnati in situ vale 0.037 mm;

FC è il valore del fattore di confidenza di

Tabella 26;

f_{cm} è la resistenza media a compressione del calcestruzzo;

f_{ctm} è la resistenza a trazione del calcestruzzo valutata attraverso l'espressione (15).

Tramite l'equazione (13) viene valutata la resistenza cubica a compressione del calcestruzzo, f_{ck} :

$$f_{ck} = 20 - (1.64 \cdot 0.2 \cdot 20) = 13.44 \text{ N/mm}^2$$

Tramite l'equazione (12) viene valutata la resistenza a trazione del calcestruzzo, f_{ctm} :

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot 13.44^{2/3} = 1.69 \text{ N/mm}^2$$

Tramite l'equazione (26) viene valutato il valore di progetto dell'energia specifica di frattura, Γ_{Fd} :

$$\Gamma_{Fd} = \frac{1 \cdot 0.037}{1.35} \cdot \sqrt{20 \cdot 1.69} = 0.159$$

Tramite l'equazione (25) viene valutata la lunghezza efficace di ancoraggio, l_{ed} :

$$l_{ed} = \max \left\{ \frac{0.25}{1.20 \cdot 2 \cdot 0.159} \cdot \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 0.169 \cdot 0.159}{2}}, 200 \text{ mm} \right\} = \max \{109.11, 200 \text{ mm}\} = 200 \text{ mm}$$

Tramite l'equazione (24) viene valutata la tensione massima di progetto per distacco di estremità

(Modo 1), f_{fd} :

$$f_{fd} = \frac{1}{1.2} \cdot \sqrt{\frac{210000}{0.169} \cdot \frac{2 \cdot 1 \cdot 0.037}{1.35} \cdot \sqrt{20 \cdot 1.69}} = 524.59 \text{ N/mm}^2$$

Tramite l'equazione (23) viene valutato il coefficiente f_{fd} :

$$f_{fd} = \frac{0.85 \cdot 3000}{1.2} = 2125 \text{ N/mm}^2$$

Tramite l'equazione (22) viene valutato il coefficiente ϕ_R :

$$\phi_R = 0.2 + 1.6 \cdot \frac{20}{300} = 0.3066$$

Tramite l'equazione (21) viene valutata la resistenza efficace di calcolo del sistema di rinforzo, f_{fed} :

$$f_{fed} = 524.59 \cdot \left[1 - \frac{1}{6} \cdot \frac{200 \cdot \sin 90^\circ}{0.9 \cdot 260} \right] + \frac{1}{2} (0.3066 \cdot 2125 - 524.59) \cdot \left[1 - \frac{200 \cdot \sin 90^\circ}{0.9 \cdot 260} \right] = 463.40 \text{ N/mm}^2$$

Tramite l'equazione (20) viene valutata la capacità taglio-trazione del rinforzo FRP, $V_{Rd,f}$:

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{1.10} \cdot 0.9 \cdot 260 \cdot 463.40 \cdot 2 \cdot 0.169 \cdot (0+2.5) \cdot \frac{100}{200} = 38178.41 \text{ N}$$

Tramite l'equazione (19) viene valutata la resistenza di progetto a taglio dell'elemento rinforzato:

$$V_{Rd} = \min \{47.98 + 38.18, 124.14\} = 86.16 \text{ kN}$$

Dal Report – Verifiche di sicurezza – 6. Verifiche a taglio Strutture in c.a. di Figura 94 è possibile risalire, per l'asta n° 4 – pilastro rinforzato tramite fasciatura discontinua, al valore del taglio resistente $V_{u,z}$ che risulta

essere pari a 86.16 kN, valore del tutto simile a quello calcolato tramite semplici controlli manuali. La differenza in termini percentuali è nulla.

6. VERIFICA A TAGLIO - STRUTTURE IN C.A. [SLV] - C.Sic: 0.894
 (Analisi Statica Lineare NON Sismica: CCC n°1: SLU: Combinazione 1 (Fundamentale/Variabile Cat.A/Vento +X))

N.	Tip.	fcd	v fcd	cotg.th	Vu,y	Vy	C.Sic.	cotg.th	Vu,Z	Vz	C.Sic.	C.Sic.
		(N/mm ²)		(y)	(kN)		y	(Z)	(kN)		Z	
1	T	9.877	4.938					2.240	227.77	181.68	1.254	1.254
1	T	9.877	4.938					2.240	227.77	0.00	>> 1	>> 1
2	T	9.877	4.938					2.240	227.77	0.00	>> 1	>> 1
2	T	9.877	4.938					2.240	227.77	-181.67	1.254	1.254
* 3	C	9.877	4.938	2.500	47.98	53.70	0.894	2.500	47.98	0.00	>> 1	0.894
4	C	9.877	4.938	2.500	86.16	-53.70	1.604	2.500	86.16	0.00	>> 1	1.604

Figura 94. Report Aedes.PCM – Valutazione del taglio resistente dei pilastri post-intervento

Dal Report – Verifica a pressoflessione – Strutture in c.a. di Figura 95 si osserva, per l’asta n° 4, che il momento resistente ultimo a $M_{u,z}$ (T), pari al minimo tra il momento resistente a pressoflessione ($M_{u,z}$) e quello dovuto al meccanismo di taglio pari a 97.00 kNm.

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE - STRUTTURE IN C.A.
 (elenco per ordine degli elementi)

N.	Sotto curva	Passo	Tip.	Sez.	P	Nu	My	Mz	Mu,y	Mu,y(T)	Mu,z	Mu,z(T)	θu,y	θu,z	C.Sic.
					(kN)	(kN)		(kN m)							
1	1	4	T	J	0.00	2040.36	162.88		162.19	162.19			0.0120		0.996
2	1	4	T	I	0.00	2040.36	162.88		162.19	162.19			0.0120		0.996
3	1	3	C	B	111.71	1503.38	0.00	-89.88	0.00	0.00	-92.16	-89.20	0.0000	0.0130	0.992
4	1	1	C	S	157.99	1618.51	0.00	97.11	0.00	0.00	97.00	97.00	0.0000	0.0260	0.999
4	1	2	C	B	169.36	1618.51	0.00	-98.25	0.00	0.00	-97.93	-97.93	0.0000	0.0240	0.997

Figura 95. Report Aedes.PCM – Valutazione del taglio resistente dei pilastri post-intervento

In questo caso specifico, poiché $M_{u,z}(T) = M_{u,z}$, il meccanismo responsabile della crisi del pilastro è la pressoflessione in quanto il valore del momento resistente dovuto al taglio è superiore. Tramite un controllo sulla sottocurva 1 – passo 1 dell’asta n° 4, valutando che la luce di taglio, L_v , è pari a 1.556 m (Figura 96), applicando l’espressione (18) si evince infatti che:

$$M_{Rd} = 86.16 \times 1.556 = 134.065 \text{ kNm} > 97.00 \text{ kNm}$$

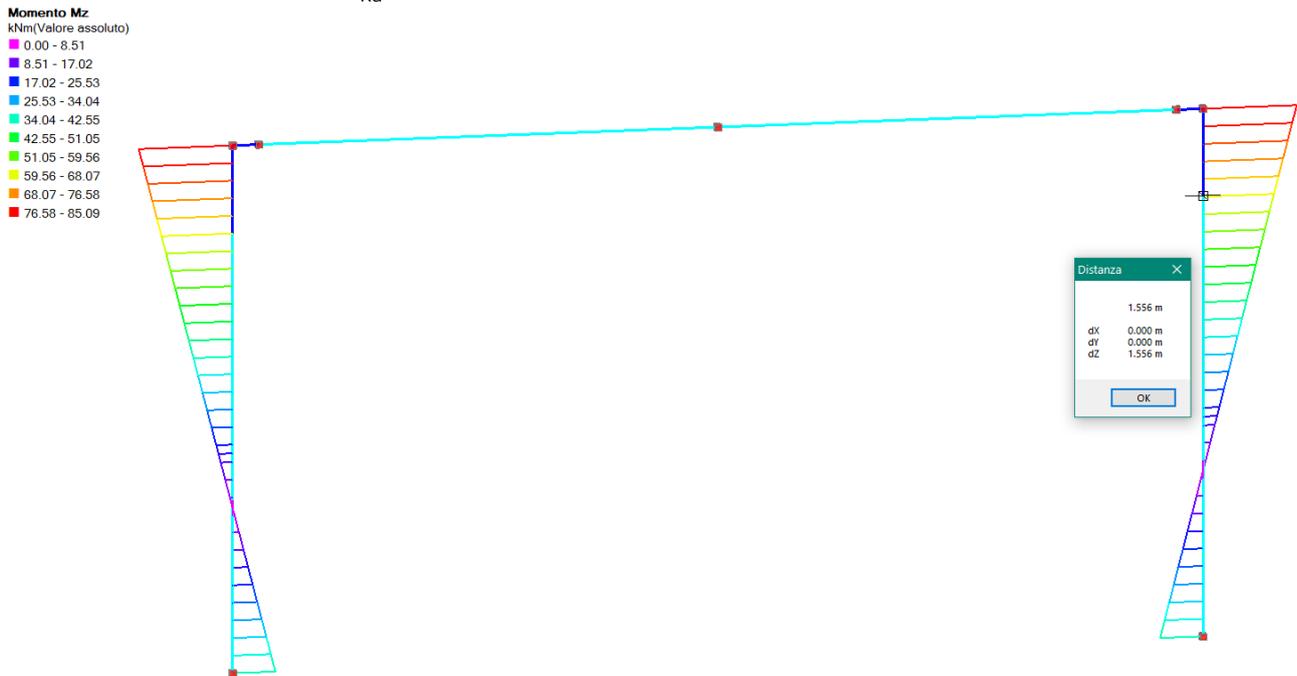


Figura 96. Valore luce di taglio – sottocurva 1 – passo 1 asta n° 4

B.2.3. BIBLIOGRAFIA CONSULTATA

- [1] NTC 2018. Decreto ministeriale 17/1/2018: *"Aggiornamento delle Norme tecniche delle costruzioni. Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti"*, G.U.S.O. n.42 del 20/2/2018;
- [2] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, 2019. CNTC19-Circolare applicativa delle Norme Tecniche delle Costruzioni di cui al DM 17/01/2018. (NTC 2018);
- [3] Istruzioni CNR_DT 200_2013 R1 *"Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati"*;
- [4] Clarke, J.L., Birjandi, F.K., *"The Behaviour of Reinforced Concrete Circular Sections in Shear"*, The Structural Engineer, Institution of Structural Engineers, V. 71, No. 5, March, pp. 73-81, 1993.