



UNIVERSITA' POLITECNICA DELLE MARCHE
FACOLTA' DI INGEGNERIA

Corso di Laurea Triennale in Ingegneria Edile

**MODELLAZIONE AGLI ELEMENTI FINITI DI NODI IN CALCESTRUZZO
ARMATO RINFORZATI CON MATERIALI COMPOSITI INNOVATIVI**

Finite Element Modeling of RC Beam - Column joints strengthened with innovative
composite materials

Relatore:
Dott. Ing. Erica Magagnini

Tesi di Laurea di:
Nicola Crocenzi

A.A 2024/2025

Abstract

La presente tesi analizza il comportamento dei nodi in calcestruzzo armato rinforzati con materiali compositi innovativi, con particolare attenzione all'efficacia del Basalt Fiber Reinforced Polymer nel migliorare le prestazioni strutturali dei nodi soggetti ad azioni sismiche. Attraverso un'analisi dettagliata delle strategie di rinforzo e delle normative di riferimento, quali NTC2018 ed Eurocodice 8, il lavoro si concentra sulla modellazione agli elementi finiti eseguita nel software AnsysWorkbench R2 2024, un software di analisi numerica che con un corretto addestramento consente di simulare con estrema accuratezza il comportamento strutturale degli edifici e relativi dettagli. I risultati dimostrano che il BFRP non solo incrementa in modo significativo la resistenza a taglio e la capacità dissipativa del nodo, ma riduce anche gli spostamenti ed i fenomeni di degrado, garantendo un importante miglioramento della sicurezza strutturale. La validazione con i dati sperimentali confermano, inoltre, l'accuratezza dei modelli FEM eseguiti e sottolinea il ruolo del BFRP nell'adeguamento e miglioramento sismico degli edifici esistenti in calcestruzzo armato.

INDICE

Abstract

INTRODUZIONE	1
CAPITOLO 1 - NODI IN C.A. E STRATEGIE DI RINFORZO	3
1.1 Definizione e classificazione di nodi in calcestruzzo armato	3
1.2 Azioni interne agenti su nodi in c.a.	5
1.2.1 Caso di strutture soggette a carichi gravitazionali	6
1.2.2 Caso di strutture soggette a carichi gravitazionali ed azioni sismiche rilevanti	8
1.3 Danneggiamenti registrati a seguito di azioni sismiche	19
1.4 Approccio attuale per la progettazione di nodi in c.a. nelle nuove realizzazioni	22
1.4.1 Verifiche di resistenza di nodi in c.a. secondo la NTC2018 e relativa Circolare Esplicativa	22
1.4.2 Verifiche di resistenza di nodi in c.a. secondo l'Eurocodice 8	26
1.5 Strategie di rinforzo per l'adeguamento sismico di strutture esistenti in c.a.	31
1.5.1 Interventi di rinforzo locale	33
1.5.1.1 Incamiciatura in c.a.	36
1.5.1.2 Incamiciatura in acciaio	40
1.5.1.3 FRP	42
1.5.1.3.1 Rinforzo di nodi in c.a. con FRP	52
1.6 Sperimentazioni su nodi in calcestruzzo armato	55
1.6.1 Descrizione della campagna sperimentale	55
1.6.1.1 Set-up di prova	57
1.6.1.2 Descrizione del test sperimentale	64
1.6.1.3 Analisi dei risultati	69

CAPITOLO 2 - METODO AGLI ELEMENTI FINITI (FEM)	72
2.1 Descrizione e basi teoriche del FEM	74
2.1.1 Discretizzazione del dominio	76
2.1.2 Definizione del campo di spostamenti	77
2.1.3 Determinazione del campo delle deformazioni	81
2.1.4 Calcolo delle tensioni attraverso il legame costitutivo	82
2.2 Problemi FEM non lineari	83
2.2.1 Il metodo di Newton-Raphson	85
2.2.2 Applicazioni FEM del metodo NR	87
2.3 Il codice di calcolo agli elementi finiti ANSYS	88
2.4 Il processo di un'analisi agli elementi finiti	90
2.4.1 Definizione del modello geometrico	91
2.4.2 Discretizzazione e generazione della mesh	92
2.4.3 Definizione delle proprietà del materiale e delle condizioni al contorno	94
2.4.4 Formulazione ed assemblaggio delle equazioni FEM	96
2.4.5 Risoluzione del problema e post-processing dei risultati	96
2.4.6 Validazione del modello	97
CAPITOLO 3 - MODELLAZIONE AGLI ELEMENTI FINITI DI NODI	98
3.1 Nodo in c.a.	99
3.1.1 Definizione del modello geometrico	99
3.1.2 Definizione delle proprietà dei materiali	104
3.1.3 Analisi statica non lineare del telaio	106
3.1.4 Risultati dell'analisi	111
3.1.4.1 Spostamento verticale del telaio	112
3.1.4.2 Deformazione plastica relativa all'acciaio	115
3.1.4.3 Stress equivalente relativo all'acciaio	116
3.1.4.4 Stress equivalente nel calcestruzzo	118
3.1.4.5 Deformazione totale equivalente relativa all'acciaio	118
3.1.4.6 Deformazione totale equivalente nel calcestruzzo	119

3.2 Nodo in c.a. rinforzato con fasciature in BFRP	120
3.2.1 Definizione del modello geometrico	120
3.2.2 Definizione delle proprietà dei materiali	122
3.2.3 Analisi statica non lineare del telaio rinforzato	124
3.2.4 Risultati dell'analisi	130
3.2.4.1 Spostamento verticale del telaio rinforzato	131
3.2.4.2 Deformazione plastica relativa all'acciaio	134
3.2.4.3 Deformazione plastica relativa alla fibra	135
3.2.4.4 Stress equivalente nel calcestruzzo	135
3.2.4.5 Deformazione totale equivalente nel calcestruzzo	135
3.2.4.6 Stress equivalente relativo alla fibra	136
3.2.4.7 Deformazione totale equivalente relativa alla fibra	137
 CAPITOLO 4 – ANALISI DEI RISULTATI	 138
 4.1 Analisi dei risultati del nodo in c.a.	 138
4.1.1 Spostamenti	139
4.1.2 Deformazioni	140
 4.2 Analisi dei risultati del nodo in c.a. rinforzato con BFRP	 141
4.2.1 Spostamenti	142
4.2.2 Deformazioni	145
 CONCLUSIONI	 146
 BIBLIOGRAFIA	 147

INTRODUZIONE

In questo elaborato di tesi si andrà a studiare una situazione di nodo in calcestruzzo armato con rinforzo in Basalt Fiber Reinforced Polymer (BFRP), sottoposto ad azioni sismiche tramite analisi numerica con modellazione agli elementi finiti (FEM).

L'obiettivo principale dell'analisi è indagare dal punto di vista numerico il comportamento meccanico di telai in calcestruzzo armato rinforzati con fasciature in BFRP, con riferimento alla zona nodale sottoposta ad azioni riconducibili alla sollecitazione sismica. La valutazione della validità dei risultati numerici è stata fatta mediante confronto con i risultati della sperimentazione svolta presso il Laboratorio Prove Materiali e Strutture "Giovanni Menditto" del Dipartimento DICEA, avente come responsabile scientifico della ricerca il prof. Roberto Capozzucca.

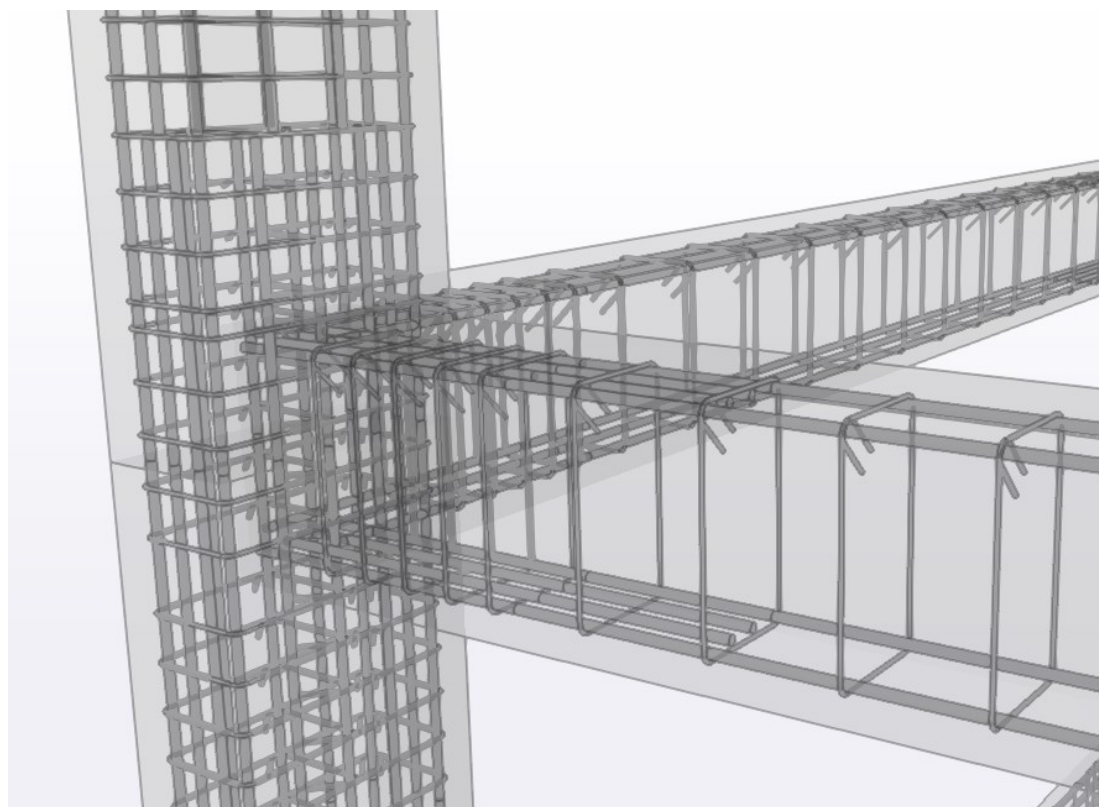


Figura 1 - Nodo in calcestruzzo armato

La tesi è organizzata in quattro capitoli.

Il Capitolo 1 è organizzato in modo da presentare in maniera accurata e cronologica una visione completa del punto più critico della struttura, ovvero i nodi di continuità. Nello specifico, nel Capitolo 1 sono introdotti i nodi in calcestruzzo armato, le azioni agenti su di esso, i danneggiamenti documentati negli anni negli edifici in c.a. Successivamente sono presentate le verifiche previste dalla norma di riferimento NTC2018, in modo da evidenziare l'importanza attuale data dalla normativa riguardo questi critici punti critici della struttura, e le diverse strategie di rinforzo di strutture in calcestruzzo armato con particolare approfondimento sull'FRP. Infine, viene riportata la sperimentazione effettuata sul nodo in c.a. e quella sul nodo in c.a. rinforzato con BFRP. Le prove effettuate sui nodi saranno il punto di riferimento per la validazione dei modelli agli elementi finiti proposti nel Capitolo 3.

Nel Capitolo 2 sono analizzate le basi teoriche del metodo agli elementi finiti (FEM) e il processo per svolgere un'analisi di questo tipo. Si è successivamente discusso del FEM in campo non lineare introducendo il codice di calcolo del software Ansys utilizzato per le modellazioni dei nodi proposte nel Capitolo 3.

Nel Capitolo 3 è presentata la modellazione numerica eseguita in Ansys Workbench R2 2024 insieme al processo iterativo che è stato conseguito per la perfetta calibrazione dei modelli. Il capitolo si divide in due: nella prima parte è riportata l'analisi numerica del nodo non rinforzato in c.a, mentre nella seconda parte quella del nodo in c.a. rinforzato con BFRP.

Nel Capitolo 4 è riportata l'analisi dei risultati ottenuti dalle due modellazioni agli elementi finiti eseguite nel Capitolo 3, e sono confrontati con quelli relativi alle prove sperimentali al fine di convalidare la modellazione proposta e la sua implementazione.

CAPITOLO 1 - NODI IN C.A. E STRATEGIE DI RINFORZO

1.1 Definizione e classificazione di nodi in calcestruzzo armato

In primo luogo, è opportuno definire l'oggetto della trattazione: il nodo trave-colonna. La norma lo identifica come la zona del pilastro che si sovrappone alle travi in esso concorrenti (§7.4.4.3).

Essa procede poi alla distinzione tra nodi interamente confinati e non interamente confinati. Condizione necessaria per poter includere un nodo nella prima categoria è che in ognuna delle quattro facce verticali si innesti una trave. Questo non è condizione sufficiente, dato che per considerare realizzato il confinamento, su ogni faccia del nodo, la sezione della trave deve coprire per almeno i $3/4$ la larghezza del pilastro e, su entrambe le coppie di facce opposte del nodo, le sezioni delle travi devono ricoprirsi per almeno i $3/4$ dell'altezza. Se non sono rispettate tutte e tre le precedenti condizioni per i nodi confinati, e quindi nei casi di nodo laterale - nodo d'angolo - nodo centrale, il nodo ricade nella categoria di nodi non interamente confinati.

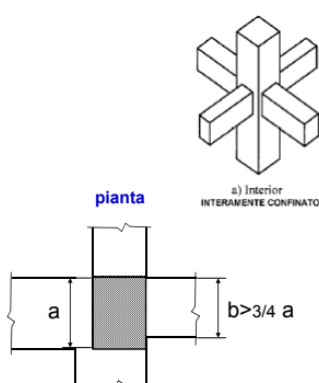


Figura 2 - Esplicitazione grafica delle condizioni per definire un nodo come interamente confinato

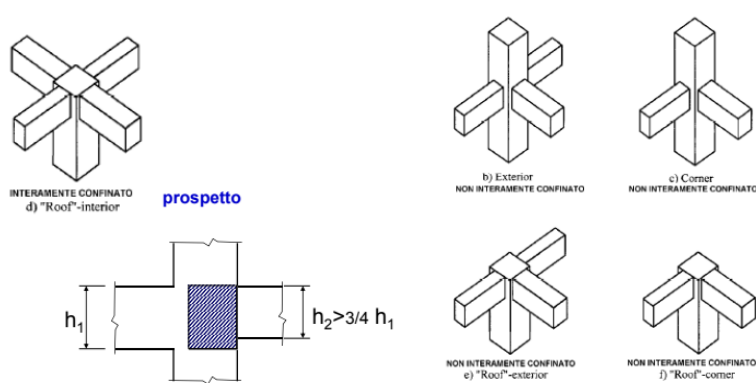


Figura 3 - Nodi non interamente confinati

In particolare, nei nodi confinati si registra un effetto benefico dovuto alla simmetria della distribuzione delle travi che conferisce un aumento della resistenza del calcestruzzo ed una maggiore duttilità, e consente meccanismi resistenti più estesi su un maggiore volume di materiale. In assenza di confinamento geometrico, va garantito adeguato confinamento meccanico tramite l'introduzione di staffe, ed inoltre, va introdotto il maggior quantitativo di armature trasversali di confinamento già previsto nelle zone critiche di estremità dei pilastri convergenti nel nodo.

E' evidente dopo questa classificazione che il nodo, nelle strutture in calcestruzzo armato, deve avere necessariamente un certo volume di calcestruzzo, anche opportunamente armato, per resistere ai notevoli stati tensionali tridimensionali di tensioni normali e tangenziali che possono nascere in esso.

Di seguito sono riportate le attuali formule fornite al paragrafo §7.4.4.3.1 delle NTC2018 a cui faremo riferimento nel paragrafo 1.2.2: “Caso di strutture soggette a carichi gravitazionali ed azioni sismiche rilevanti”, e forniremo una dimostrazione esplicita di come si ricavano.

$$\text{per nodi interni: } Vjbd = \gamma R_d \cdot (As1 + As2) \cdot f_{yd} - V_c \quad (1)$$

$$\text{per nodi esterni: } Vjbd = \gamma R_d \cdot As1 \cdot f_{yd} - V_c \quad (2)$$

$$Vjbd \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} \quad (3)$$

$$\frac{As1 \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{\left(\frac{Vjbd}{b_j \cdot h_{jc}}\right)^2}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd} \quad (4)$$

1.2 Azioni interne agenti su nodi in c.a.

Per studiare le azioni agenti sui nodi distinguiamo i casi di strutture soggette ad azioni solo gravitazionali, in cui i nodi sono raramente molto sollecitati, e di strutture soggette ad azioni sismiche rilevanti, in cui il nodo deve fronteggiare sforzi rilevanti. La differenza sostanziale di prestazione nelle due diverse condizioni di carico è la diversità di variazione degli sforzi che sollecitano i nodi (Figura 4).

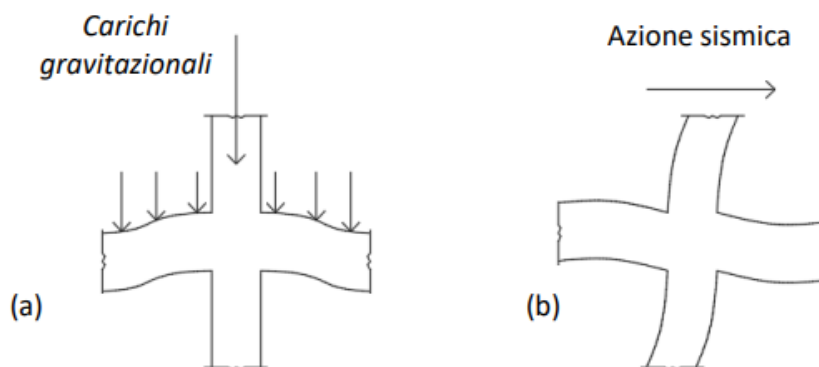


Figura 4 - nodo trave - pilastro a) soggetto a carichi gravitazionali b) soggetto ad azione sismica

Nel caso di carichi gravitazionali, il nodo si trova principalmente a dover trasferire le azioni assiali e flettenti provenienti dagli elementi strutturali adiacenti, come travi e pilastri. In questa condizione, le sollecitazioni sono relativamente prevedibili ed i fenomeni di crisi si verificano solitamente per sovraccarico o per degrado dei materiali nel tempo.

Diversamente, in presenza di azioni sismiche, il comportamento del nodo diventa più complesso a causa delle sollecitazioni cicliche imposte dal sisma. Queste azioni generano inversioni di segno dei momenti flettenti e forze taglianti elevate, che possono portare a fenomeni di danneggiamento localizzato, come la formazione di fessure diagonali dovute all'effetto di taglio. La capacità del nodo di dissipare energia e garantire la continuità strutturale è, quindi, un aspetto fondamentale nella progettazione antisismica.

La precisazione sulle azioni agenti in nodi in presenza di soli carichi gravitazionali è riportata in modo da evidenziare il motivo principale per cui le strutture in calcestruzzo armato esistenti hanno subito grandi danneggiamenti a seguito di azioni sismiche di importante intensità registrati nel nostro territorio.

1.2.1 Caso di strutture soggette a carichi gravitazionali

In presenza di soli carichi verticali, per lo studio delle azioni agenti sul nodo si considera, per semplicità di calcolo, un telaio a due campate simmetrico caricato unicamente nella trave del primo livello (Figura 5).

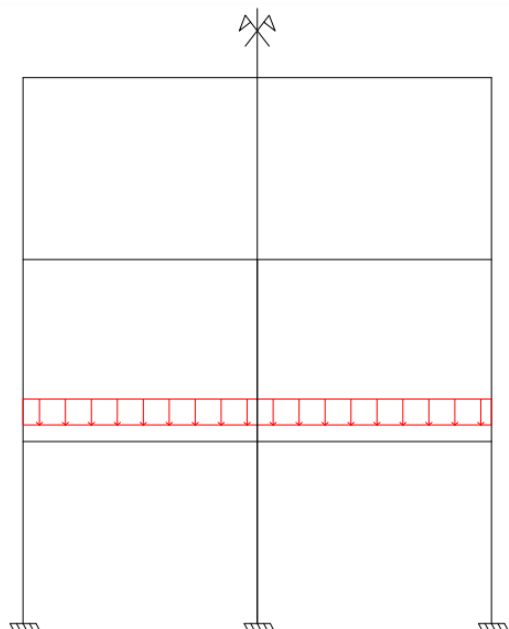


Figura 5 - Schema telaio simmetrico con trave soggetta a carichi gravitazionali

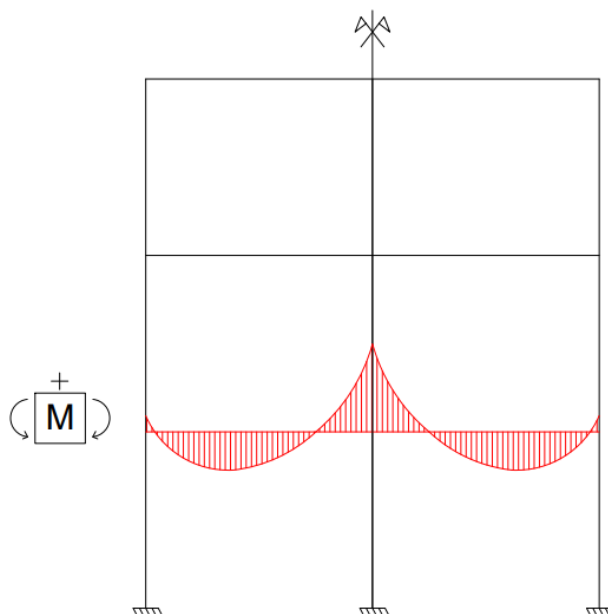


Figura 6 - Schema telaio con diagramma del momento della trave caricata

In Figura 6 si nota come il valore del momento negativo raggiunga i valori massimi nei nodi, soprattutto in corrispondenza di quello interno. In particolare nel nodo centrale, per simmetria si ha momento negativo nelle travi, uguale a sinistra e destra, e sforzo normale centrato nel pilastro, proveniente dal peso proprio del pilastro stesso e da quello degli elementi dei piani superiori.

Isolando il solo nodo interno (Figura 7), l'armatura superiore della trave è soggetta a forze di trazione T che, avendo verso opposto, si elidono fra di loro annullando lo stato tensionale agente, permettendo di avere nodi, nei telai soggetti a carichi verticali, poco sollecitati.

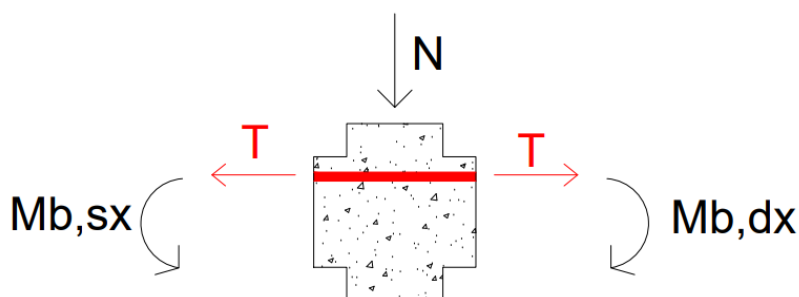


Figura 7 - Dettaglio del nodo in c.a. con azioni sulla barra longitudinale in presenza di carichi gravitazionali

Il nodo, del telaio soggetto a soli carichi gravitazionali, sarebbe più sollecitato nel caso in cui due momenti negativi in corrispondenza del nodo fossero di valore molto diverso. Questo succede nel caso si hanno telai con diverse ampiezze delle luci (Figura 8) e/o rigidezze delle travi.

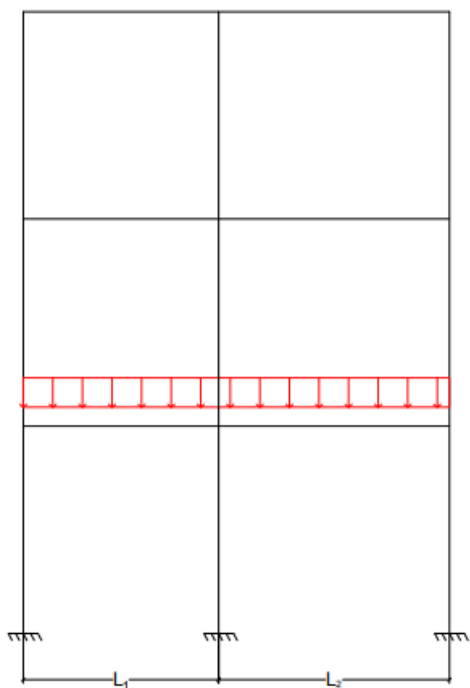


Figura 8 - Telaio a due campate non simmetrico ($L_1 \neq L_2$) con trave soggetta a carichi gravitazionali

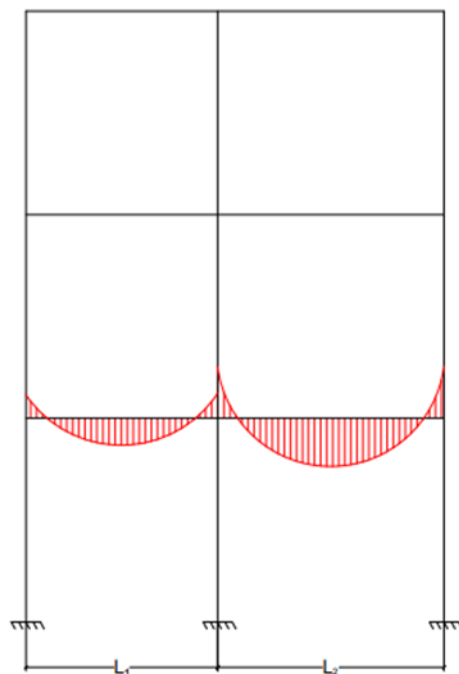


Figura 9 - Schema del telaio con diagramma del momento della trave caricata

Il diverso andamento del diagramma del momento in caso di campate con luci diverse (Figura 9) è dovuto al fatto che, in un telaio in calcestruzzo armato, i nodi sono generalmente considerati incastri. In particolare, in caso di incastro si ha in campata il momento massimo pari a $qL^2 / 24$, mentre agli appoggi un momento massimo pari a $qL^2 / 12$. All'aumentare della luce, è quindi evidente che, il momento cresce.

1.2.2 Caso di strutture soggette a carichi gravitazionali ed azioni sismiche rilevanti

Presentiamo la situazione dello stesso telaio soggetto a carichi verticali ed ad azioni sismiche. Risulta doveroso precisare che l'azione sismica $E(t)$, essendo un'azione dinamica, cambia intensità e verso nel tempo generando stati di sforzo complessi di segno opposto al variare del tempo. In particolare, le coppie di momento flettente in prossimità dei nodi varieranno il proprio segno seguendo il cambio di verso dell'azione sismica: ciò determina una richiesta di duttilità per la struttura tale da sopportare sforzi ciclici.

In tal caso un tipico diagramma del momento sui pilastri e sulle travi convergenti nel nodo è riportato in Figura 11. Si osserva nel nodo centrale un'inversione del segno del momento tanto nei pilastri quanto nelle travi nel solo spazio del nodo, e questo ci permette di intuire che le fibre tese devono passare dall'alto al basso delle travi e da sinistra a destra nei pilastri. Si genera uno stato tensionale complesso nel nodo, rispetto strutture con solo carichi gravitazionali, e quindi dovrà avere uno specifico volume ed un'armatura adeguata per consentire un corretto assorbimento e distribuzione delle tensioni.

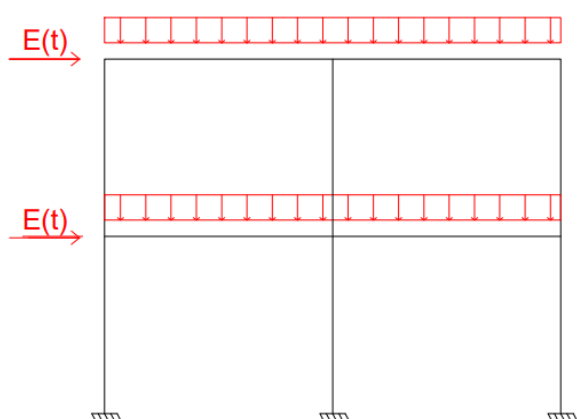


Figura 10 - Schema telaio simmetrico con trave soggetta a carichi gravitazionali ed azioni sismiche rilevanti

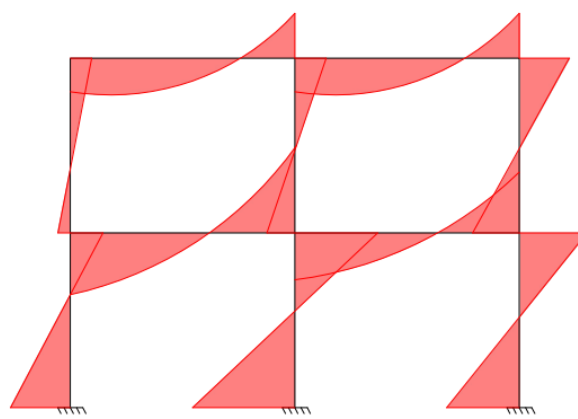


Figura 11 - Schema telaio con diagramma del momento della trave caricata

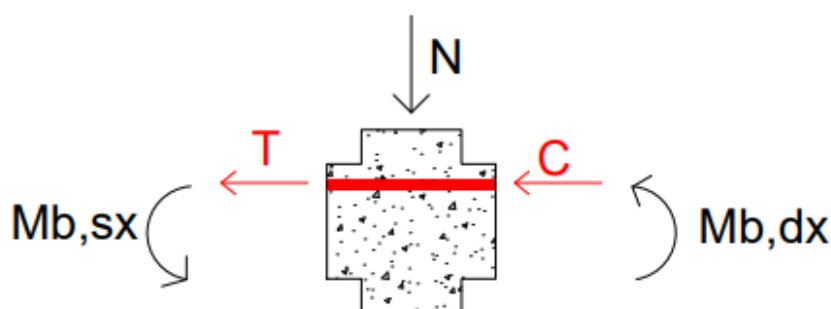


Figura 12 - Dettaglio del nodo in c.a. con azioni sulla barra longitudinale in presenza di carichi gravitazionali e sismici

Analizziamo le sollecitazioni agenti nel nodo soggetto a carichi gravitazionali ed azioni sismiche e ricaviamo le formule (1) e (2) riportate nel paragrafo 1.1 “Definizione e classificazione di nodi in calcestruzzo armato”.

Determinazione dell'azione tagliante V_{jbd}

La domanda viene determinata in maniera distinta a seconda che si tratti di un nodo interno o esterno.

Partendo dal caso di un nodo interno, ossia in cui convergono due travi nel piano considerato per la verifica, esso in condizioni sismiche può essere soggetto alle sollecitazioni mostrate in Figura 13.

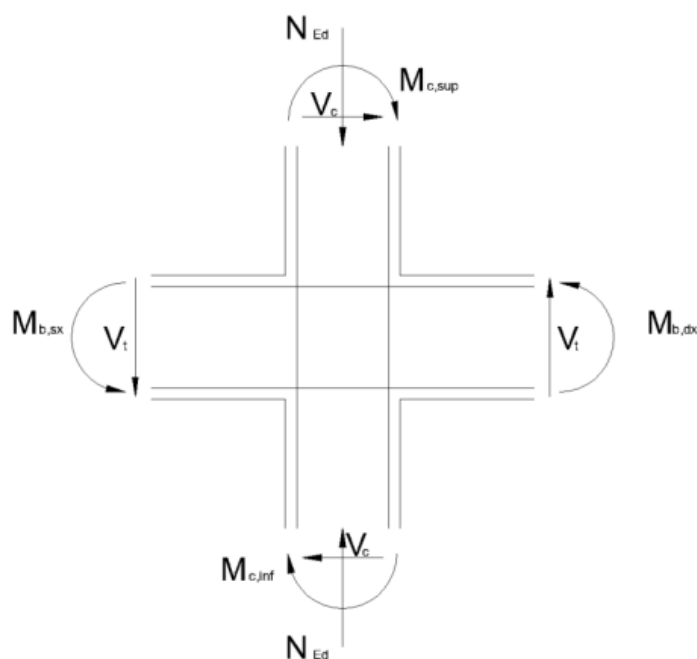


Figura 13 - Sollecitazioni sul nodo interno

In questa configurazione si suppongono antiorari i momenti sulle travi e orari sui pilastri. Le zone nodali sono soggette a stati tensionali molto rilevanti, perché i segni delle sollecitazioni flettenti si invertono sia lungo l'asse verticale che lungo l'asse orizzontale nel volume del nodo.

Come mostrato in Figura 14, si ha trazione nella parte superiore sinistra del nodo. A_{s1} è l'armatura superiore, la forza di trazione risulta pari a $A_{s1} \cdot f_{yd}$, essendo allo stato limite ultimo l'armatura snervata. Nella parte inferiore si ha compressione, agente sia sulle armature inferiori (C_{s1}), che sul calcestruzzo (C_{c1}), che per equilibrio alla traslazione è uguale alla risultante di trazione. Analogamente, sul lato destro del nodo si hanno compressione superiormente e trazione inferiormente entrambe uguali a $A_{s2} \cdot f_{yd}$, con A_{s2} che è

l'armatura inferiore. Inoltre, all'attacco con il pilastro superiore, che è soggetto a pressoflessione, agiscono, in corrispondenza delle armature longitudinali esterne della colonna, una forza di trazione e una di compressione tra loro uguali dovute alla presenza di $M_{c,sup}$, e una compressione agente sul calcestruzzo dovuta allo sforzo normale. Lo stesso accade all'attacco con il pilastro inferiore su cui agisce la coppia $M_{c,inf}$ con azioni invertite nelle armature longitudinali, e quindi, nel calcestruzzo.

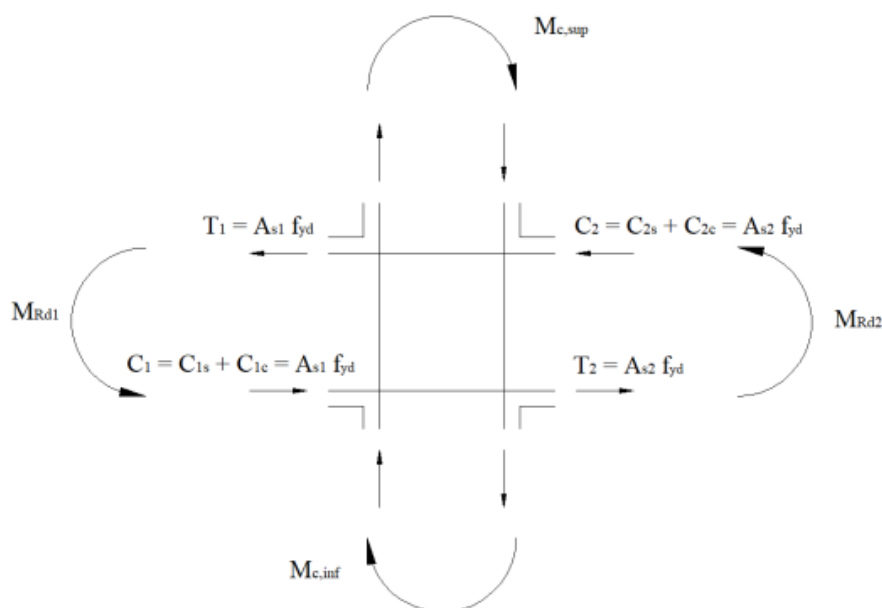


Figura 14 – Azioni agenti sul nodo interno

Ne consegue che il pannello nodale sia soggetto a compressione nella direzione della congiungente i due vertici in cui agiscono C_1 e C_2 e a trazione nella direzione opposta (Figura 15). Entrambe le azioni sono elevate, perché proporzionali allo snervamento delle barre longitudinali.

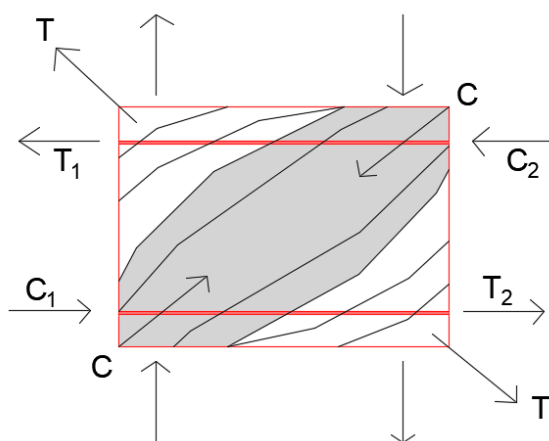


Figura 15 - Risultanti del pannello nodale in condizioni ultime

Supponendo di operare un taglio immediatamente al di sotto delle armature superiori delle travi (Figura 16),

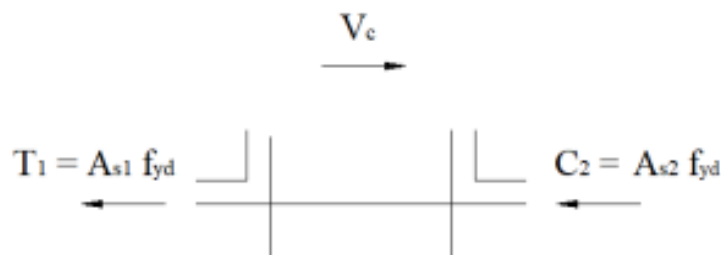


Figura 16 - Azioni presenti sulla faccia superiore di un nodo sottoposto ad azione sismica

e considerando anche la forza di taglio V_c proveniente dal pilastro superiore, per equilibrio la forza trasferita alla parte inferiore del nodo risulta pari a:

$$V_{jbd} = (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} - V_c \quad (5)$$

Per passare alla (1) delle NTC2018, non rimane che introdurre il fattore di sovrarresistenza, γ_{Rd} .

Quando l'azione sismica è diretta in verso opposto le azioni sul pannello nodale si invertono, e la (1) resta valida con la stessa simbologia.

Tipologia strutturale			γ_{Rd}	
			CD"A"	CD"B"
C.a. prefabbricata a struttura intelaiata	Collegamenti di tipo a) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,2	1,1
	Collegamenti di tipo b) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,35	1,20
C.a. prefabbricata con pilastri incastrati alla base e orizzontamenti incernierati	Collegamenti di tipo fisso (§ 7.4.5.2.1)	Taglio	1,35	1,20

Figura 17 - Fattore di sovrarresistenza in funzione alla tipologia strutturale e classe di duttilità della struttura

Il fattore di sovrarresistenza γ_{Rd} permette di incrementare l'azione con cui progettare il nodo, garantendo il rispetto della gerarchia delle resistenze (Capacity Design). Il criterio della gerarchia delle resistenze previsto dalle norme sismiche recenti tende ad evitare il verificarsi di meccanismi di rottura fragile nei diversi elementi strutturali di un telaio in c.a., oltre a fare in modo che un eventuale collasso globale avvenga nella modalità travi deboli - pilastri forti, più favorevole in termini di comportamento sismico globale.

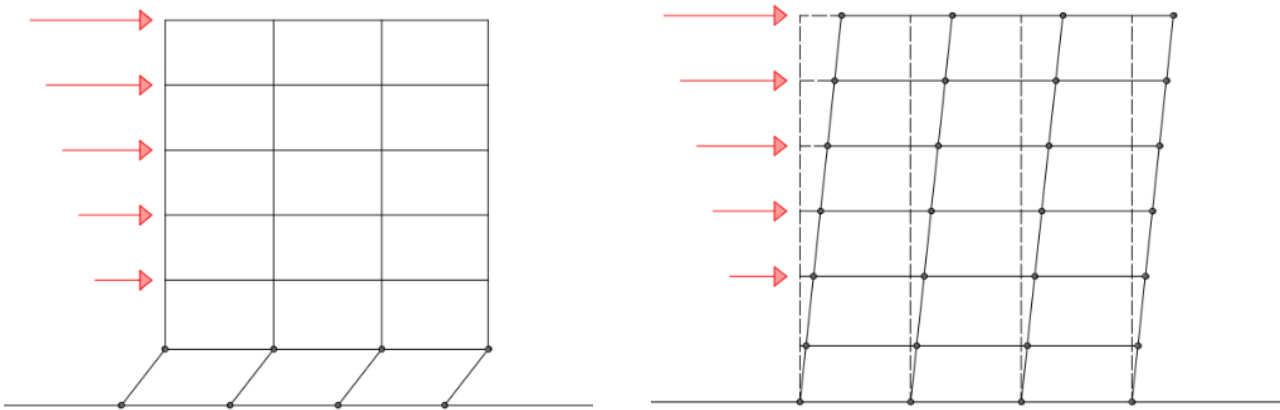


Figura 18 - a) collasso per piano soffice;

b) comportamento ottimale con gerarchia delle resistenze

La moderna progettazione secondo la gerarchia delle resistenze ha introdotto il concetto di duttilità dei nodi trave-pilastro, con l'obiettivo di determinare una gerarchia di danno all'interno del meccanismo di collasso di una struttura intelaiata sottoposta ad azioni taglianti.

In Figura 18 sono riportati due schemi fondamentali di telaio che permettono di evidenziare il differente comportamento della struttura al variare dell'approccio progettuale stabilito dall'epoca di realizzazione della struttura in calcestruzzo armato.

Per quanto riguarda il nodo esterno, ossia in cui converge una sola trave nel piano considerato per la verifica, esso in condizioni sismiche può essere soggetto alle sollecitazioni mostrate in Figura 19.

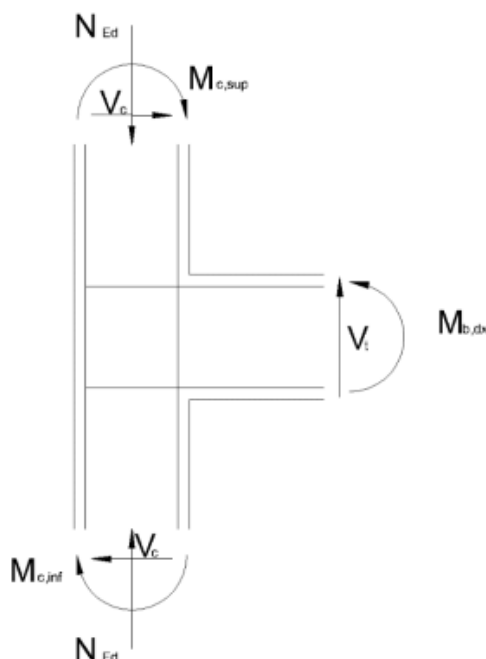


Figura 19 - Sollecitazioni sul nodo esterno

In questo caso, le azioni sul pannello nodale possono essere rappresentate come in Figura 20 per un verso dell'azione sismica. Da cui:

$$V_{jbd} = A_{s2} \cdot f_{yd} - V_c \quad (6)$$

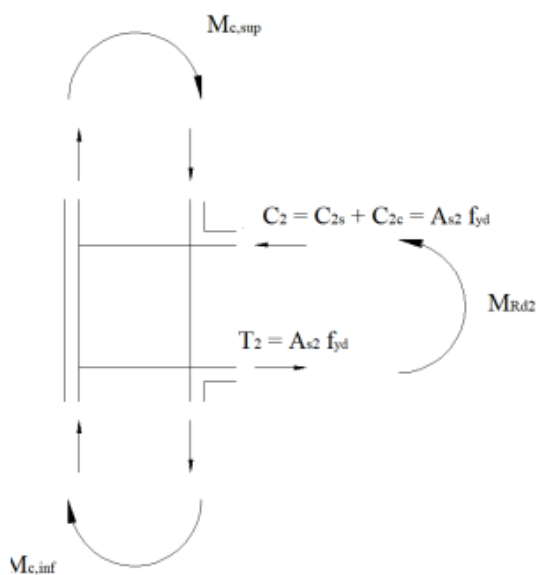


Figura 20 - Azioni agenti sul nodo esterno

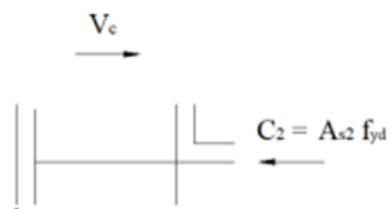


Figura 21 - Azioni presenti sulla faccia superiore del nodo

Per l'azione sismica diretta nel verso opposto le azioni possono essere schematizzate come in Figura 22:

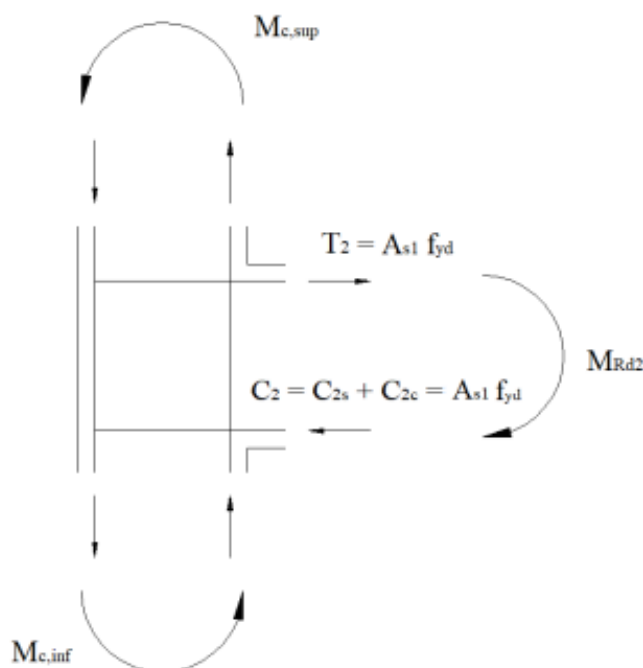


Figura 22 - Azioni agenti sul nodo esterno per azione sismica diretta nel verso opposto

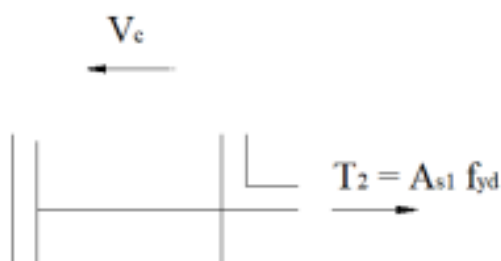


Figura 23 - Azioni presenti sulla faccia superiore del nodo

Da cui si ottiene:

$$V_{jbd} = A_{s1} \cdot f_{yd} - V_c \quad (7)$$

Per passare alla (2) delle NTC2018, non rimane che introdurre il fattore di sovrarresistenza, γ_{Rd} . Questo coefficiente ci permette di assicurare che determinati elementi rimangano integri mentre altri cedano in modo controllato. Per la valutazione del fattore γ_{Rd} si fa riferimento alla tabella riportata in Figura 17.

Derivazione delle formule di verifica a compressione ed a trazione

La (3) e la (4) delle NTC2018, riportate nel paragrafo 1.1 della presente relazione, derivano da valutazioni dello stato tensionale agente sul nodo. Esso, infatti, è soggetto a tensioni normali σ generate dallo sforzo normale trasmesso dal pilastro sovrastante N_{Ed} , e a tensioni tangenziali τ generate dal taglio V_{jbd} . Per ricavare le tensioni è necessario dividere le azioni per l'area:

$$\sigma = \frac{N_{Ed}}{A_c} \quad (8)$$

$$\tau = \frac{V_{jbd}}{b_j \cdot h_{jc}} \quad (9)$$

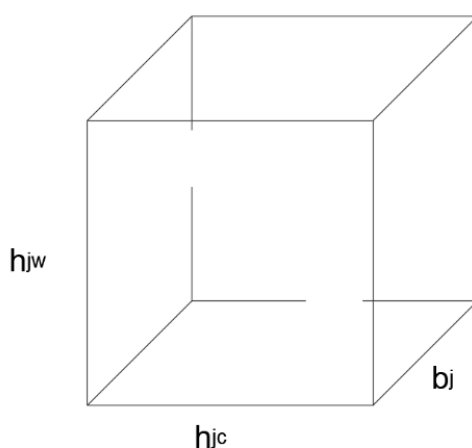


Figura 24 - Volume efficace del nodo

Per valutare lo stato tensionale si costruisce il cerchio di Mohr (Figura 25). Si considera un nodo soggetto sulla faccia orizzontale ad una τ positiva e ad una σ negativa. Nel punto avente tali coordinate si individua il punto P_o sul piano di Mohr. Considerando la faccia verticale, si hanno una τ negativa e una tensione di confinamento σ_0 negativa, dovuta all'azione delle travi che impediscono la dilatazione trasversale del nodo, ma molto inferiore alla tensione σ agente in direzione verticale. Nel punto avente tali coordinate si individua il punto P_v .

Tracciando il segmento che unisce i due punti individuati, si ricava il centro del cerchio di Mohr (O) all'intersezione con l'asse delle ascisse. Per individuare il polo P* del cerchio si traccia una retta orizzontale passante per P_o e una retta verticale passante per P_v, e successivamente si ricava il punto di intersezione. Una volta disegnato il cerchio, si può risalire alle direzioni principali. In particolare, è molto importante specificare che la direzione della tensione principale di trazione è quella in cui si manifestano le fessure.

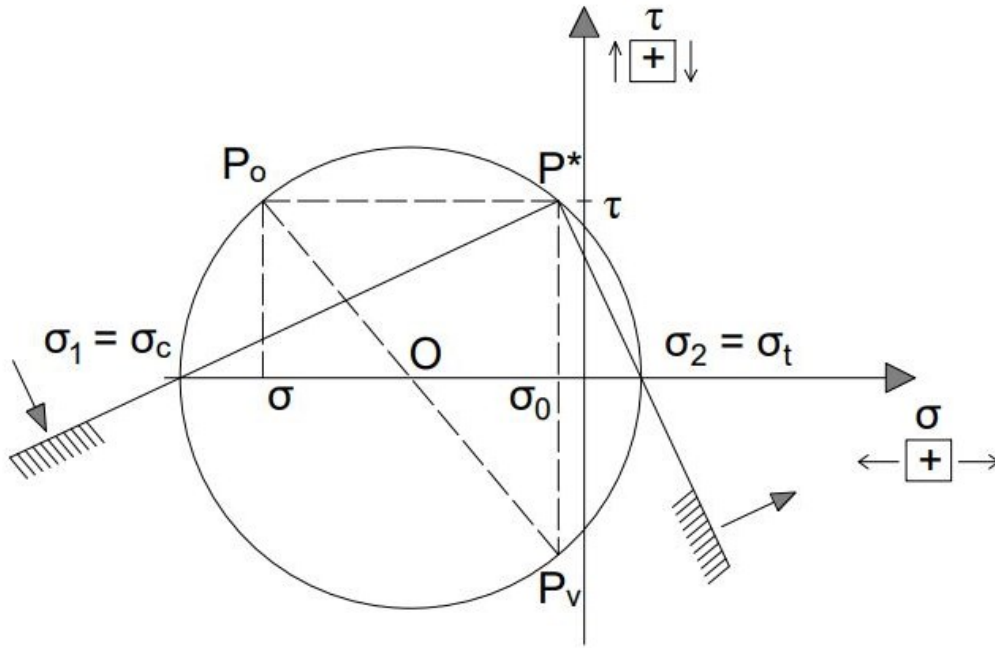


Figura 25 - Cerchio di Mohr

La tensione principale di compressione σ_c e la tensione principale di trazione σ_t possono essere espresse come:

$$\sigma_c = -x_0 - R \quad (10)$$

$$\sigma_t = -x_0 + R \quad (11)$$

In cui:

$$x_0 = -\sigma_0 - \frac{\sigma - \sigma_0}{2} = -\frac{\sigma_0 + \sigma}{2} \quad \text{e} \quad R = \sqrt{\left(\frac{\sigma - \sigma_0}{2}\right)^2 + \tau^2}$$

Sostituendo si può scrivere:

$$\sigma_c = -\frac{|\sigma_0 + \sigma|}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma - \sigma_0}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (12)$$

$$\sigma_t = -\frac{|\sigma_0 + \sigma|}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma - \sigma_0}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (13)$$

La formula di verifica a compressione diagonale si ottiene a partire dall'espressione di σ_c .

Trascurando la tensione di confinamento σ_0 , si ha:

$$\sigma_c = -\frac{|\sigma|}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (14)$$

Si richiede che la tensione di compressione σ_c non superi la resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo f_{cd} . Inoltre, va applicato il coefficiente riduttivo η per tener conto che le tensioni di compressione non sono uniformemente distribuite. Tale coefficiente è più cautelativo nel caso di calcestruzzi con resistenza superiore, vista la loro ridotta duttilità cui consegue una localizzazione delle tensioni più accentuata.

Per cui si ha:

$$\frac{\sigma}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2} \leq \eta \cdot f_{cd} \quad (15)$$

da cui ottengo la (3):

$$V_{jbd} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} \quad (16)$$

Per ricavare la formula di verifica a trazione diagonale si ottiene a partire dall'espressione di σ_t richiedendo che sia minore di f_{ctd} .

$$\sigma_t = -\frac{|\sigma_0 + \sigma|}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma - \sigma_0}{2}\right)^2 + \tau^2} \leq f_{ctd} \quad (17)$$

calcolando ricavo:

$$\tau^2 \leq \sigma \cdot \sigma_0 + (f_{ctd})^2 + f_{ctd} \cdot |\sigma + \sigma_0| \quad (18)$$

$$\sigma_0 \geq \frac{\tau^2 - f_{ctd} \cdot (f_{ctd} + \sigma)}{(f_{ctd} + \sigma)} = \frac{\tau^2}{(f_{ctd} + \sigma)} - f_{ctd} \quad (19)$$

Nel caso di trazione diagonale la σ_0 è definita come la tensione di confinamento corrispondente alla compressione orizzontale che le staffe esercitano sul nodo. Infatti, soggetto alla compressione verticale, il nodo tende a dilatare mettendo in trazione le staffe, le quali esercitano a loro volta una compressione su di esso.

Essendo:

$$\sigma_0 = \frac{A s h \cdot f_{ywd}}{b j \cdot h_{jw}} \quad (20)$$

Sostituendo ottengo la (4):

$$\frac{A s h \cdot f_{ywd}}{b j \cdot h_{jw}} \geq \frac{\left(\frac{V j b d}{b j \cdot h_{jc}}\right)^2}{f_{ctd} + v d \cdot f_{cd}} - f_{ctd} \quad (21)$$

1.3 Danneggiamenti registrati a seguito di azioni sismiche

La maggior parte degli edifici in calcestruzzo armato che hanno registrato danneggiamenti importanti sono stati progettati in decenni passati quando il dimensionamento delle sezioni e delle relative armature era indirizzato a sostenere principalmente carichi gravitazionali, senza particolari antisismici e spesso con proprietà scadenti del calcestruzzo ed utilizzo di acciaio a barre lisce.

Il metodo di progettazione strutturale in quegli anni utilizzava un approccio deterministico chiamato “metodo alle tensioni ammissibili”, in cui si faceva riferimento ad un comportamento elastico della struttura. Questo metodo non permetteva di quantificare l’effettivo livello di rischio che una struttura aveva nei confronti degli eventi; consisteva nell’effettuare un calcolo elastico e nel verificare lo stato tensionale nelle sezioni più sollecitate trascurando i diversi stati di comportamento della struttura. Questo metodo negli anni venne ritenuto inadeguato in quanto era presente solo un livello di sicurezza legato allo stato tensionale massimo derivante dall’analisi elastica della struttura, e questo non permetteva al progettista di effettuare una corretta analisi dei carichi nei confronti di eventi eccezionali come il sisma e la neve.

L’osservazione dei danni provocati da forti terremoti su edifici in c.a. progettati per resistere ai soli carichi gravitazionali, ha evidenziato l’elevata vulnerabilità indotta da rotture che interessano i nodi trave-pilastro, per loro natura tozzi, e quindi soggetti a collassi di tipo fragile.



Figura 26 - Nodo danneggiato dal sisma: a) vista d’insieme b) particolare del nodo trave-pilastro

Notiamo dalla Figura 27 a) l'evidente carenza di resistenza a trazione per assenza o limitatezza di armatura longitudinale e trasversale con crisi del nodo ortogonalmente alla direzione delle isostatiche di trazione, per superamento della resistenza del calcestruzzo teso. In Figura 26 b) si può notare il fenomeno dell'instabilità delle barre verticali, prive di armature trasversali che limitassero la lunghezza libera di inflessione.



Figura 27 - a) crisi per resistenza a trazione



b) crisi per instabilità delle barre.

Nel caso in cui gli edifici non presentano una distribuzione lungo l'altezza di massa e rigidezza costante, si può avere la formazione del cosiddetto piano deformabile, chiamato in gergo tecnico "soft floor", che determina la nascita di cerniere plastiche in testa ed al piede del pilastro, con la conseguente traslazione orizzontale del piano. Questo fenomeno si verifica solitamente nei pilastri del piano terra, soprattutto per quegli edifici che presentano un piano pilotis e laddove, quindi, non vi è alcun contributo alla risposta sismica dei tamponamenti. La formazione del soft floor, tuttavia, interessa anche i normali fabbricati in quanto al piano terra è minore il numero delle pannellature a causa della presenza di porte d'ingresso, avvolgibili per i garage e vetrine. In queste situazioni, la risposta sismica dell'edificio è assorbita esclusivamente dai pilastri del piano terra che si trovano ad essere "sormontati" dal blocco rigido costituito dal peso degli elementi, strutturali e non, dei piani superiori.



Figura 28 - Amatrice, Hotel Roma - Collasso con sviluppo di piano soffice

Il cambio di approccio progettuale arriva quando la normativa, a seguito degli eventi catastrofici subiti negli ultimi anni, richiede obbligatoriamente dalla NTC2008 un approccio semi-probabilistico allo SLU che permette di quantificare in modo adeguato le diverse azioni agenti sulla struttura. Inoltre, con il nuovo aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni NTC2018, sono state introdotte nuove prescrizioni e istruzioni che hanno introdotto richieste di dettagli costruttivi con fitte armature trasversali.

Oltre che ai limiti normativi ed esecutivi, le NTC2008 hanno introdotto per la prima volta il progetto e la verifica del nodo in applicazione della teoria di gerarchia delle resistenze, per la quale in un sistema strutturale i meccanismi di rottura duttili si devono manifestare prima di quelli fragili. Nelle strutture in c.a. si imposta una corretta gerarchia per cui dovranno formarsi prima le cerniere plastiche alle estremità di tutte le travi e solo dopo le cerniere plastiche alla base dei pilastri. Con questo approccio si evitano i collassi di piano soffice in cui si ha trave forte e pilastro debole (Fig. 28). Nella progettazione attuale è evidente che, l'elemento più resistente del telaio in calcestruzzo armato e l'ultimo a cedere in caso di sisma è il nodo.

1.4 Approccio attuale per la progettazione di nodi in c.a. nelle nuove realizzazioni

1.4.1 Verifiche di resistenza dei nodi secondo la NTC2018 e relativa Circolare Esplicativa

Nella Circolare esplicativa, al §C7.4.4.3.1, viene specificato che le verifiche di resistenza sono da applicarsi a tutti i nodi delle strutture ricadenti in CD”A”, e limitatamente ai nodi non interamente confinati delle strutture in CD”B”. Entrando nel merito delle verifiche da eseguire, esse si esprimono in termini di resistenza a taglio da confrontare con la corrispondente domanda per verificare che sia superiore o uguale. Garantendo il soddisfacimento delle verifiche, si evita la rottura anticipata del nodo rispetto alle zone di estremità di pilastri e travi in esso confluenti. Si progetta in modo che la resistenza del nodo sia tale da garantire lo sviluppo delle cerniere plastiche nel telaio necessarie per la dissipazione di energia.

La domanda non corrisponde alla sollecitazione di taglio agente sul pilastro, ma deve essere calcolata tenendo conto delle sollecitazioni più gravose che, per effetto dell’azione sismica, si possono verificare negli elementi che vi confluiscono. La normativa, al §7.4.4.3.1, fornisce una duplice formulazione per ricavare la domanda a seconda che si tratti di un nodo interno o esterno:

$$\text{per nodi interni: } V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} - V_c \quad (22)$$

$$\text{per nodi esterni } V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_c \quad (23)$$

In cui il valore di γ_{Rd} viene ricavato dalla Tab. 7.2.I (Figura 17); si ha γ_{Rd} pari a 1,2 in CD”A” e pari a 1,1 in CD”B” per le strutture in c.a. gettato in opera. Le grandezze A_{s1} e A_{s2} sono rispettivamente l’area dell’armatura superiore ed inferiore della trave e V_c è la forza di taglio nel pilastro al di sopra del nodo, derivante dall’analisi eseguita in condizioni sismiche.

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.

La prima verifica che la normativa richiede riguarda la compressione nel puntone diagonale indotta dal meccanismo a traliccio. Essa non deve eccedere la resistenza a compressione del calcestruzzo. Il requisito può essere considerato soddisfatto se è verificata la seguente condizione:

$$V_{jbd} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} \quad (24)$$

In cui

- $\eta = \alpha_j \cdot \left(\frac{f_{ck}}{250}\right)$; è scritta esprimendo f_{ck} in Mpa e considerando α_j pari a 0,6 nel caso di nodi interni e pari a 0,48 nel caso di nodi esterni;
- h_{jc} è la distanza tra le giaciture più esterne delle armature del pilastro nella direzione considerata;

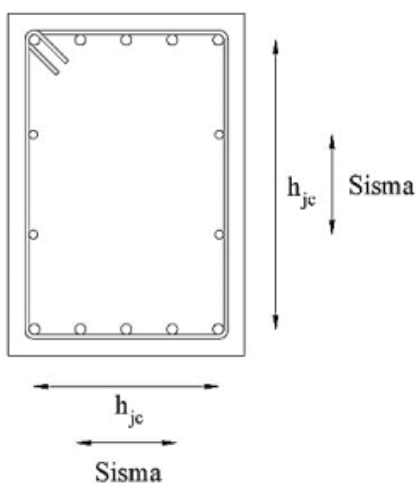


Figura 29 - La grandezza h_{jc} in funzione della direzione considerata

- b_j è la larghezza effettiva del nodo nella direzione considerata. È assunta pari alla minore tra:

- la maggiore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave;
- la minore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave, entrambe aumentate di metà altezza della sezione del pilastro.

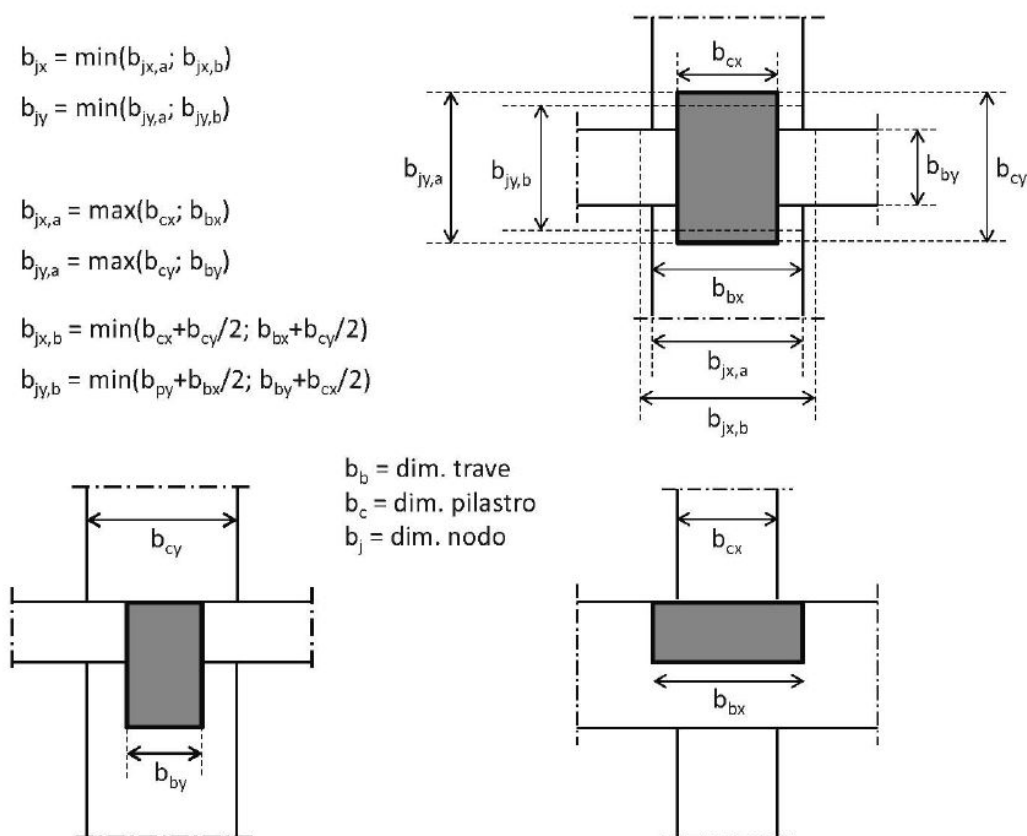


Figura 30 - Individuazione della larghezza efficace del nodo b_j

- v_d è la forza assiale nel pilastro al di sopra del nodo, normalizzata rispetto alla resistenza a compressione della sezione di solo calcestruzzo.

Per quanto riguarda la verifica a trazione diagonale, la normativa consente di adottare due formulazioni alternative. La differenza tra le due riguarda la scelta di preservare l'integrità del calcestruzzo. Infatti, utilizzando la (4), si richiede che le tensioni all'interno del pannello nodale non superino la resistenza a trazione del calcestruzzo, che rimane quindi integro; mentre applicando la (26) e la (27), si suppone che esso si possa fessurare e, quindi, la resistenza è affidata interamente alle staffe.

Per evitare che la massima trazione diagonale del calcestruzzo ecceda la f_{ctd} , deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{\left(\frac{V_j b_d}{b_j \cdot h_{jc}}\right)^2}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd} \quad (25)$$

Alle grandezze già descritte si aggiungono:

- A_{sh} è l'area totale della sezione delle staffe, le quali devono avere un diametro non inferiore ai 6 mm;
- h_{jw} corrisponde alla distanza tra le giaciture delle armature superiori e inferiori delle travi.

In alternativa, l'area di staffe necessaria a garantire la resistenza del nodo, nell'ipotesi di calcestruzzo fessurato, può essere determinata come segue:

$$\text{per i nodi interni: } A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8 v_d) \quad (26)$$

$$\text{per i nodi esterni: } A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8 v_d) \quad (27)$$

La normativa precisa che v_d deve essere calcolata riferendosi alla forza assiale agente nel pilastro al di sopra del nodo nella (26) e alla forza assiale agente nel pilastro al di sotto del nodo nella (27).

1.4.2 Verifiche di resistenza di nodi in c.a. secondo l'Eurocodice 8

Gli Eurocodici, risultato di un impegno comunitario volto ad unificare teorie e metodi, sono dei corpi di leggi, ovvero insiemi di norme e regole. Ogni Eurocodice si riferisce ad un campo delle costruzioni fornendo a riguardo, oltre alle 16 norme da rispettare, anche indicazioni e prescrizioni che interessano non solo la fase di progettazione, ma anche quelle di esecuzione e collaudo. Le normative nazionali sono tenute a recepire gli Eurocodici e ad essere coerenti con essi.

Per quanto riguarda le strutture in calcestruzzo armato, particolare importanza assumono l'EC2 e l'EC8. Quest'ultimo riguarda tutte le strutture situate in zona sismica ed è quello a cui si farà riferimento nella progettazione di strutture in c.a. nel nostro territorio.

Relativamente alle strutture in DCM, ossia la classe di duttilità media che corrisponde alla CD"B", nel §5.4.4.3 della "UNI EN 1998-1:2013 - Parte 1" si raccomanda di estendere alle zone nodali l'armatura orizzontale di confinamento impiegata per le zone critiche delle colonne. Fa eccezione il caso di nodi interamente confinati in cui il passo può essere raddoppiato fino ad un massimo di 150 mm. Inoltre, si dispone che venga inserita almeno una barra verticale intermedia, tra le barre d'angolo del pilastro, per ogni lato del nodo.

Quanto trattato di seguito, invece, è riportato nel sottocapitolo 5.5 che si riferisce alle strutture in DCH, ossia in CD"A". Si deduce, quindi, che l'Eurocodice richieda di eseguire le verifiche dei nodi trave-pilastro solo nel caso di strutture appartenenti alla classe di duttilità alta, mentre per le strutture in classe di duttilità media è sufficiente soddisfare i requisiti del §5.4.4.3.

Al §5.5.2.3 vengono fornite le espressioni semplificate per determinare la forza di taglio orizzontale che agisce sul nodo, dall'EC denominata V_{jhd} . Esse coincidono con quelle contenute nelle NTC2018 descritte e ricavate in precedenza. Infatti, anche nell'Eurocodice si dice che la forza di taglio deve essere determinata tenendo conto delle condizioni più sfavorevoli che possano verificarsi in presenza di azione sismica. Si noti che il coefficiente γ_{Rd} sia sempre assunto pari a 1,2 così come indicato nelle NTC2018 in riferimento alla CD"A".

Al §5.5.3.3 viene fornita l'espressione da soddisfare perché la compressione diagonale indotta nel nodo dal meccanismo a puntone diagonale non superi la resistenza a compressione del calcestruzzo. Questa differisce da quella contenuta nelle NTC2018 ed è:

$$V_{jhd} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} \cdot b_j \cdot h_{jc} \quad (28)$$

- b_j viene definito come segue:

$$a) \text{ se } b_c > b_w \text{ allora } b_j = \min \{b_c; (b_w + 0,5 \cdot hc)\} \quad (29)$$

$$b) \text{ se } b_c < b_w \text{ allora } b_j = \min \{b_w; (b_c + 0,5 \cdot hc)\} \quad (30)$$

In cui:

- b_c è la dimensione della sezione trasversale della colonna;

- b_w è la larghezza dell'anima della trave.

Un'altra differenza riguarda il fatto che nell'Eurocodice la grandezza η è calcolata sempre con α_j sempre pari a 0,6:

$$\eta = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (31)$$

Per operare la distinzione tra nodi esterni ed interni, infatti, si agisce sul secondo membro della disuguaglianza (28) riducendolo all'80% nel caso di nodi esterni. Inoltre, al capitolo §5.5.3.3 viene fornita l'espressione per determinare il quantitativo di staffe necessario per realizzare un adeguato confinamento nel nodo al fine di limitare il massimo sforzo di trazione diagonale nel calcestruzzo. Essa corrisponde alla (4) delle NTC2018. L'Eurocodice fornisce, inoltre, l'espressione per calcolare v_d che è, come in NTC2018, definita come la forza assiale di progetto della colonna superiore normalizzata:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (32)$$

Formule di verifica (C8.7.2.3.5: "Travi e pilastri: taglio")

Per la valutazione delle resistenze ultime di elementi monodimensionali nei confronti di sollecitazioni taglienti dovute ai soli carichi gravitazionali, vale quanto indicato per le condizioni non sismiche al § 4.1.2.3.5 delle NTC, facendo in generale riferimento al § 4.1.2.3.5.2, considerando per le travi il contributo delle barre di armatura piegate ove presenti.

Per le azioni sismiche, occorre considerare la riduzione di resistenza a taglio in condizioni cicliche in funzione della domanda di duttilità sull'elemento, per il livello di azione considerato. La domanda massima a taglio nell'elemento può essere determinata, indipendentemente dal livello di azione considerato, a partire dai momenti resistenti nelle sezioni di estremità, valutati amplificando le resistenze medie dei materiali tramite il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto.

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

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{h-x}{2L_v} \min(N; 0,55 A_c f_c) + (1 - 0,05 \min(0,5; \mu_{\Delta,pl})) \left[0,16 \max(0,5; 100 \rho_{tot}) \left(1 - 0,16 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right] \quad (33)$$

Dove:

- $\gamma_{el} = 1,15$ per gli elementi primari ed $1,00$ per gli elementi secondari;
- h è l'altezza totale della sezione;
- x è l'altezza della zona compressa della sezione;
- N è lo sforzo normale di compressione;
- L_v è la luce di taglio;
- A_c è l'area della sezione;
- f_c è la resistenza a compressione del calcestruzzo ottenuta come media delle prove eseguite in sito, eventualmente corretta sulla base di fonti aggiuntive di informazione, divisa per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto; per gli elementi sismici primari il valore di f_c deve essere ulteriormente diviso per il relativo coefficiente parziale;
- ρ_{tot} è la percentuale geometrica totale di armatura longitudinale;
- V_w è il contributo dell'armatura trasversale per la resistenza a taglio definito come segue:
per sezioni rettangolari:

$$V_w = \rho_{sx} \cdot b_w \cdot z \cdot f_y \quad (34)$$

Dove, oltre al significato dei simboli già descritti, z è il braccio delle forze interne.

per sezioni circolari:

$$V_w = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{A_{sx}}{s} \cdot f_{yw} \cdot (D - 2c) \quad (35)$$

Il valore della resistenza a taglio fornito dalla (33) non può essere assunto maggiore del valore della resistenza a “taglio compressione”, valutata come per le condizioni non sismiche, utilizzando $\theta = 45^\circ$ ed assumendo f_{cd} pari alla resistenza media del calcestruzzo divisa per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto e per il coefficiente parziale del materiale.

Nella (33) $\mu_{\Delta,pl}$ rappresenta la parte plastica della domanda di duttilità ed è espressa dalla relazione:

$$\mu_{\Delta,pl} = \mu_{\Delta} - 1 \quad (36)$$

Dove: μ_{Δ} è la domanda di duttilità espressa come rapporto tra la rotazione massima θ_m per il livello di azione sismica considerato e la rotazione di prima plasticizzazione θ_y . Nella (33), in assenza di specifiche valutazioni, l'altezza della zona compressa della sezione può essere calcolata in maniera semplificata attraverso la relazione:

$$\frac{x}{h} = 0,25 + \frac{0,85 N}{(A_c \cdot f_c)} \leq 1 \quad (37)$$

La resistenza a taglio in condizioni sismiche può essere valutata come indicato nel seguito. Quando la domanda di duttilità μ_{Δ} dell'elemento è inferiore a 2, la resistenza a taglio è data dalla maggiore tra la resistenza a taglio con armatura trasversale per le condizioni non sismiche e la resistenza a taglio ciclica fornita dalla relazione (33). Quando $\mu_{\Delta} > 3$, la resistenza a taglio è quella relativa alle condizioni cicliche, valutata attraverso la (33). Per le situazioni intermedie, si interpola linearmente la resistenza a taglio per $\mu_{\Delta} = 2$ e quella ottenuta in base alla (33) per $\mu_{\Delta} = 3$.

Per i carichi gravitazionali e, in generale, quando la domanda di duttilità μ_{Δ} dell'elemento è inferiore a 1, la resistenza a taglio può essere valutata, alternativamente, come per gli elementi senza armature trasversali resistenti a taglio (§ 4.1.2.3.5.1 delle NTC). In questo caso si deve verificare che, per l'azione considerata, la domanda a flessione o a pressoflessione non superi la corrispondente capacità al limite elastico in entrambe le direzioni principali della sezione. Nel caso in cui si adottino metodi di analisi lineari, la domanda dovuta alle azioni sismiche deve essere valutata con riferimento al fattore di comportamento $q \leq 1,5$.

In condizioni sismiche, un approccio cautelativo suggerisce che la resistenza a taglio valutata con riferimento agli elementi senza armature trasversali venga considerata esclusivamente per le strutture in cui la domanda plastica sia in ogni caso contenuta, ad esempio grazie all'uso di tecniche di protezione passiva quali i controventi o l'isolamento sismico. Nel caso di rinforzi di edifici esistenti, la messa in opera dei controventi dissipativi comporta problematiche e difficoltà differenti a seconda del tipo di struttura. In particolare, negli edifici in c.a. occorre curare la connessione con i telai, verificando correttamente le sollecitazioni trasmesse alle membrature esistenti e eventualmente predisponendo sistemi di redistribuzione degli sforzi di taglio nei pilastri e di trazione nelle travi e negli orizzontamenti, utilizzando opportuni tiranti e piastre di ancoraggio.

Per i nodi trave-pilastro la verifica di resistenza deve essere eseguita solo per i nodi non interamente confinati come definiti al § 7.4.4.3 delle NTC. Deve essere verificata sia la resistenza a trazione diagonale che quella a compressione diagonale. Per la verifica si possono adottare le seguenti espressioni:

- per la resistenza a trazione:

$$\sigma_{jt} = \left| \frac{N}{2A_f} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_f}\right)^2 + \left(\frac{V_f}{A_f}\right)^2} \right| \leq 0,3\sqrt{f_c} \quad (38)$$

- per la resistenza a compressione:

$$\sigma_{jc} = \frac{N}{2A_f} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_f}\right)^2 + \left(\frac{V_f}{A_f}\right)^2} \leq 0,5\sqrt{f_c} \quad (39)$$

Dove: N indica l'azione assiale presente nel pilastro superiore, V_j indica il taglio totale agente sul nodo, ottenuto come somma algebrica del taglio trasmesso dal pilastro superiore e degli sforzi orizzontali trasmessi dalle parti superiori delle travi, $A_j = b_j h_{jc}$ dove b_j e h_{jc} sono stati definiti precedentemente. Le resistenze dei materiali sono ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto e per il coefficiente parziale del materiale.

1.5 Strategie di rinforzo per l'adeguamento sismico di strutture esistenti in c.a.

Per le strutture esistenti in c.a., realizzate in assenza di criteri antisismici sia in termini di calcolo che di particolari costruttivi, nonché per quelle costruzioni progettate con azioni sismiche inferiori a quelle previste attualmente dalla normativa di riferimento, si pone il problema di un'affidabile valutazione della resistenza alle azioni orizzontali al fine di individuare gli interventi di rafforzamento più efficaci.

In generale gli interventi di consolidamento per un edificio esistente possono essere raggruppati in due grandi categorie:

- 1) Interventi sul comportamento globale;
- 2) Interventi di rinforzo locale.

Con i primi si interviene modificando la risposta della struttura, agendo sul periodo di vibrazione e sulla ripartizione delle sollecitazioni in modo da ridurre la domanda di progetto sugli elementi esistenti.

Appartengono a questo tipo di intervento:

- Inserimento di pareti strutturali;
- Inserimento di controventi in acciaio;
- Utilizzo di isolatori o dissipatori sismici.

Mentre gli interventi di rinforzo locale mirano ad aumentare la resistenza e la duttilità di alcuni elementi, preferibilmente in maniera sistematica, in modo da modificare in maniera minima il comportamento della struttura. Rientrano in questa seconda categoria:

- Incamiciatura in calcestruzzo con ringrosso della sezione;
- Incamiciatura con profili in acciaio;
- Rinforzi con materiali Fibrorinforzati.

Una classificazione più esaustiva delle tecniche di rinforzo è riportata nelle linee guida americane FEMA 547/2006: “Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings”. Il testo è suddiviso in funzione delle varie tipologie costruttive, e le tabelle contenute, sono elaborate in funzione del deficit riscontrato.

Deficit		Tecnica di rinforzo				
Tipo	Deficit	Aggiunta di nuovi elementi	Miglioramento elementi esistenti	Migliorare le connessioni tra gli elementi	Riduzione della domanda	Rimozione di elementi
Resistenza globale	Numero insufficiente di elementi o presenza di elementi deboli	- Pareti in c.a. - Pareti in muratura - Telai in acciaio controventati - Elementi resistenti a flessione (c.a. o acciaio)	Incrementare le dimensioni di colonne e/o travi		- Rimozione di piani (e/o carichi) ai livelli superiori. - Isolatori sismici. - Smorzatori supplementari.	
Rigidezza globale	Numero insufficiente di elementi o elementi con rigidezza inadeguata	- Pareti in c.a. - Pareti in muratura - Telai in acciai controventati - Elementi resistenti a flessione (c.a. o acciaio)	- Incrementare le dimensioni di colonne e/o travi. Rinforzi con FRP di colonne. - Incamiciatura di colonne con c.a. o acciaio. - Migliorare la capacità di deformazione degli elementi.		Smorzatori supplementari.	Eliminazioni di elementi che generano colonne corte.

Tabella 1: Tecniche di rinforzo per edifici in c.a.

Deficit		Tecnica di rinforzo				
Tipo	Deficit	Aggiunta di nuovi elementi	Miglioramento elementi esistenti	Migliorare le connessioni tra gli elementi	Riduzione della domanda	Rimozione di elementi
Configurazione	Meccanismo di piano debole	Aggiungere resistenza o rigidezza al piano per bilanciare con gli altri piani				
	Angoli rientranti in pianta. Comportamento torsionale.	- Aggiunta di superfici di solai per minimizzare gli effetti delle rientranze. - Aggiunta di muri e/o telai per bilanciare.		Aggiungere tiranti, connessioni ai solai, controventi di piano.		
	Tamponamenti deboli o che causano torsione.	- Pareti in c.a. - Pareti in muratura - Telai in acciaio controventati o c.a.	- Sconnettere tamponamenti dalla struttura. - Sostituire tamponamenti con pareti resistenti.			Rimozione tamponamenti.
Percorso di carico	Collegamenti inadeguati	Aggiungere o rinforzare reticoli di travi				

Tabella 2: Tecniche di rinforzo per edifici in c.a.

Deficit		Tecnica di rinforzo				
Tipo	Deficit	Aggiunta di nuovi elementi	Miglioramento elementi esistenti	Migliorare le connessioni tra gli elementi	Riduzione della domanda	Rimozione di elementi
Dettagli di componenti	Mancanza di dettagli duttili: <i>generali</i>		Eseguire miglioramento di nodi selezionati.		Isolamento sismico.	
	Mancanza di dettagli duttili: <i>colonne forti / travi deboli</i>		Incamicature delle colonne			
	Mancanza di dettagli duttili: <i>inadeguata resistenza a taglio in colonne e travi</i>		Rinforzi FRP. Incamicatura in c.a. o acciaio.			
	Mancanza di dettagli duttili: <i>Confinamento</i>		Rinforzi FRP. Incamicatura in c.a. o acciaio.			
Solai	Inadeguata resistenza a taglio nel proprio piano.	- Pareti in c.a. - Pareti in muratura - Telai in acciaio controventati - Elementi resistenti a flessione (c.a. o acciaio)	Soletta di rinforzo in c.a. Fibre FRP.			

Tabella 3: Tecniche di rinforzo per edifici in c.a.

1.5.1 Interventi di rinforzo locale

La categoria di interventi di rinforzo su strutture esistenti in c.a. che andremo ad analizzare saranno quelli di rinforzo locale, cioè soluzioni di rinforzo che riguardano singoli elementi strutturali isolati. Questo genere di interventi mira ad incrementare la resistenza e la duttilità degli elementi. Gli interventi descritti dalla Circolare del 21 gennaio 2019 sono i seguenti:

- Incamicature in c.a.;
- Incamicatura in acciaio;
- Rinforzi con materiali Fibrorinforzati (FRP).

Questi interventi possono essere realizzati su travi, pilastri e sui nodi strutturali.

Anche se locali, questi interventi possono comunque influenzare il comportamento globale della struttura: in particolare le incamicature in c.a., essendo basate sull'aumento delle dimensioni delle sezioni, influenzano sia la posizione dei baricentri, sia la rigidezza della struttura che la ripartizione delle forze se eseguiti solo su alcuni elementi strutturali.

Questo tipo di interventi di consolidamento è comunque da applicare, per quanto possibile, in modo regolare ed uniforme. Interventi su zone limitate dell'edificio vanno opportunamente valutati, in modo da non realizzare notevoli variazioni nella distribuzione di rigidezze, resistenze e masse.



Figura 31 - Incamiciatura pilastro in c.a.



Figura 32 - Confinamento di nodo non confinato mediante FRP

Per la seguente trattazione si fa riferimento alla Circolare Ministeriale del 2019, ma anche ad altri documenti di comprovata validità quali la CNR-DT 200/2004, “Istruzioni per la Progettazione, l’Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l’utilizzo di Compositi Fibrorinforzati” insieme al suo aggiornamento CNR-DT 200 R1 pubblicato dal Consiglio Nazionale delle Ricerche.

Inoltre si farà riferimento anche alle “Linee guida per riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e ripartizioni” pubblicate nel 2010 dalla Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica, indispensabili per la valutazione di un rinforzo con materiali fibrorinforzati.

Confronto tra interventi locali descritti dalla Circolare del 2019

Esistono varie e differenti tecniche di rinforzo strutturale. Tutti i tipi di rinforzi locali, utilizzati per zona sismica, hanno il fine di conferire duttilità ed evitare meccanismi di rottura fragile. Le differenze tra i vari sistemi sono per lo più di carattere realizzativo, in quanto i vari fenomeni sono tutti basati sulle teorie di comportamento degli elementi in c.a.

Si riporta una tabella di confronto dell'efficacia dei vari interventi locali per i vari fenomeni.

	Flessione	Taglio	Confinamento	Nodo
Incamiciatura in c.a.	X	X	X ⁽²⁾	X
Rinforzi FRP	X ⁽¹⁾	X	X ⁽²⁾	X
Incamiciatura in acciaio		X	X ⁽²⁾	
Metodo CAM	X ⁽¹⁾	X	X ⁽²⁾	X
(1) Solo se ancorati efficacemente				
(2) Effetto sempre abbinato al rinforzo a taglio				

Tabella 4 - Confronto tra i vari interventi locali

Inoltre, come ogni aspetto tecnologico e costruttivo, ogni intervento presenta elementi che comportano vantaggi nell'utilizzo e criticità.

Si riassumono i vantaggi e gli svantaggi delle diverse tecniche di rinforzo locale nella seguente tabella.

	Vantaggi	Svantaggi
Incamiciatura in c.a.	- Semplicità concettuale - Richiede mano d'opera non specializzata - Economicità rispetto ad altre tecniche	- Tecnica molto invasiva - Effetti sul comportamento globale (rigidezza, baricentri e modi di vibrare) - Possibili concentrazioni di tensione su elementi circostanti
Rinforzi FRP	- Leggerezza (variazioni di massa trascurabili) - Selettività effetti flessione/taglio - Limitati effetti globali	- Richiede mano d'opera molto specializzata - Applicazione che richiede particolare attenzione - Richiede protezione contro incendio - Durabilità (alterazioni caratteristiche resina a lungo termine)
Incamiciatura in acciaio	- Facilità di realizzazione	- Campo d'uso limitato
Metodo CAM	- Selettività effetti flessione/taglio - Comportamento efficace rispetto alle ipotesi di calcolo - Limitati effetti globali	- Richiede mano d'opera specializzata - Applicazione che richiede particolare attenzione

Tabella 5 - Valutazione sui vari interventi locali

1.5.1.1 Incamiciatura in c.a.

Per quanto riguarda l'incamiciatura in c.a., la Circolare Ministeriale del 2019 scrive a riguardo al capitolo C8.7.4.2.1:

“A pilastri o pareti possono essere applicate camicie di c.a. per conseguire tutti o alcuni dei seguenti obiettivi:

- aumento della capacità portante verticale;
- aumento della resistenza a flessione e/o taglio;
- aumento della capacità in termini di deformazione;
- miglioramento dell'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione.

Lo spessore delle “camicie” deve essere tale da consentire il posizionamento di armature longitudinali e trasversali e la realizzazione di uno spessore del copriferro adeguato. Ai fini della valutazione della resistenza e della deformabilità di elementi incamiciati sono accettabili le seguenti ipotesi semplificative:

- l'elemento incamiciato si comporta monoliticamente, con piena aderenza tra il calcestruzzo vecchio e il nuovo;
- il carico assiale si considera applicato alla sola porzione preesistente dell'elemento per i soli carichi permanenti, all'intera sezione incamiciata per i carichi variabili e per le azioni sismiche;
- le proprietà meccaniche del calcestruzzo della camicia si considerano estese all'intera sezione se le differenze fra i due materiali non sono eccessive.”

Dunque, chiarisce in quali verifiche si può tenere conto dell'incremento della resistenza dato dall'incamiciatura. Inoltre, aggiunge:

“I valori della capacità da adottare nelle verifiche sono quelli calcolati con riferimento alla intera sezione incamiciata nelle ipotesi semplificative indicate”, ridotte secondo le espressioni seguenti:

- capacità in termini di resistenza a taglio:

$$\tilde{V}_{Rd} = 0,9 V_{Rd} \quad (40)$$

- capacità in termini di resistenza a flessione:

$$\tilde{M}_{Rd} = 0,9 M_{Rd} \quad (41)$$

- capacità in termini di deformabilità allo snervamento:

$$\tilde{\vartheta}_y = 0,9 \vartheta_y \quad (42)$$

- capacità in termini di deformabilità ultima:

$$\tilde{\vartheta}_u = 0,9 \vartheta_u \quad (43)$$

La norma impone di ridurre i valori di resistenza calcolati in questo modo per tenere conto delle incertezze che sono insite nell'incamiciatura e nelle ipotesi di calcolo adottate.

La realizzazione di incamiciature in c.a. può essere realizzata secondo varie configurazioni.

Per i pilastri, anche se sono reperibili in letteratura interventi di ringrosso parziale, ad esempio su due o tre lati, l'intervento è reso efficace dall'incremento dimensionale su tutti i lati del pilastro. Esso consiste nel realizzare intorno all'elemento esistente, reso privo del copriferro, uno strato in c.a. inserendo armature longitudinali e trasversali. Le difficoltà di getto possono essere superate con l'uso di betoncino a ritiro compensato.

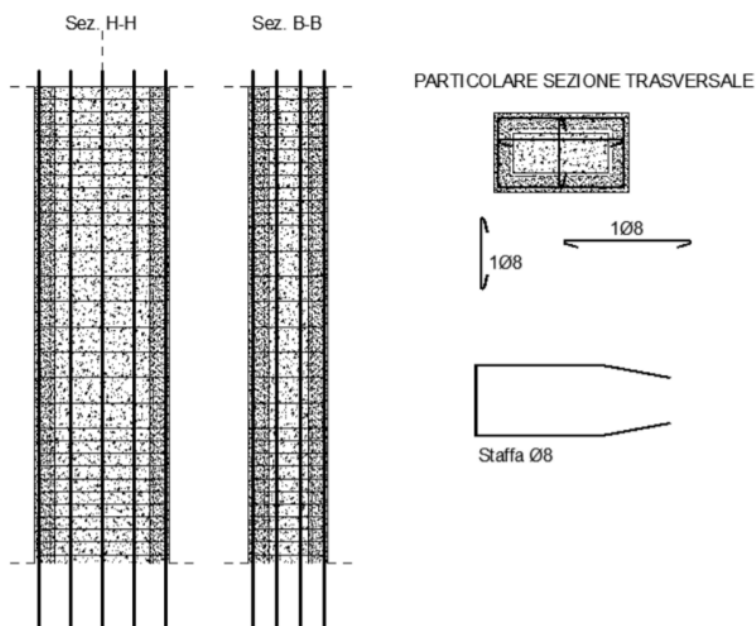


Figura 33 - Esempio di Incamiciatura in c.a.

Questo tipo di intervento è utile sia per aumentare la resistenza a taglio che quella a flessione, anche se la calibrazione tra i due effetti risulta difficile soprattutto in presenza di elevata armatura longitudinale esistente o grandi spessori di calcestruzzo aggiunto. Inoltre, mantenendo adeguati rapporti tra armature trasversali e longitudinali, è possibile ottenere anche incrementi di duttilità.

Mediante questo tipo di rinforzo si ha un notevole incremento del diagramma a pressoflessione per un pilastro come si può vedere in Figura 34:

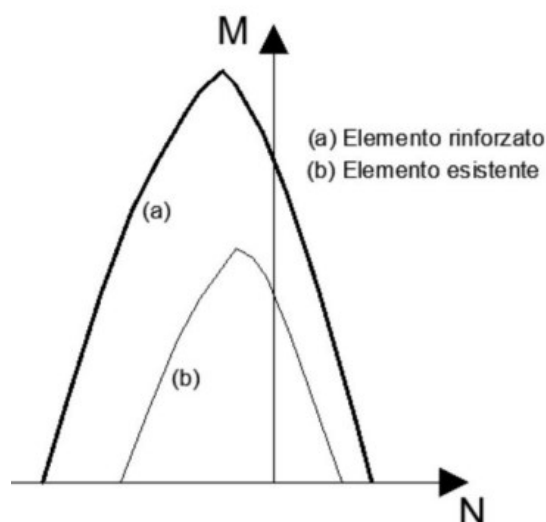


Figura 34 - Dominio M-N: Incamiciatura in c.a

Quindi questo intervento incrementa notevolmente la resistenza, ma rispetto ad altri interventi locali, richiede una particolare attenzione riguardo la posizione dei baricentri di rigidezze e masse: infatti, un incremento delle sezioni può cambiare anche significativamente il comportamento globale della struttura.

Applicato ai soli pilastri, il metodo consente di eliminare il comportamento “travi forti - colonne deboli”. L’intervento può essere realizzato anche solo per l’incremento della resistenza a taglio, questo perché nella maggior parte delle situazioni non si ha la possibilità di ancorarsi al solaio del piano superiore e del piano inferiore. In questi casi non si può tenere conto dell’incremento di resistenza a pressoflessione.

Estendendo l’allargamento al nodo travi-pilastro, è possibile, mediante l’inserimento di armature trasversali, effettuare anche il rinforzo del nodo. Il rinforzo del nodo può essere calcolato utilizzando le formulazioni valide per le nuove costruzioni contenute al capitolo 7 dell’NTC 2018:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} = \frac{[V_{jbd} (b_j \cdot h_{jc})]}{f_{cta} + v_d \cdot f_{cd}} - f_{cta} \quad (44)$$

L’armatura inserita sarà tale da realizzare un efficace confinamento. L’intervento così realizzato consente di creare il funzionamento ottimale indicato dal principio di gerarchia delle resistenze.

Questo tipo di intervento può essere utilizzato anche sulle travi.

In particolare, per creare delle nervature di travi “a spessore” o per aumentare le dimensioni delle travi di fondazione. A seconda del tipo di intervento si può incrementare la resistenza ai momenti positivi e negativi.

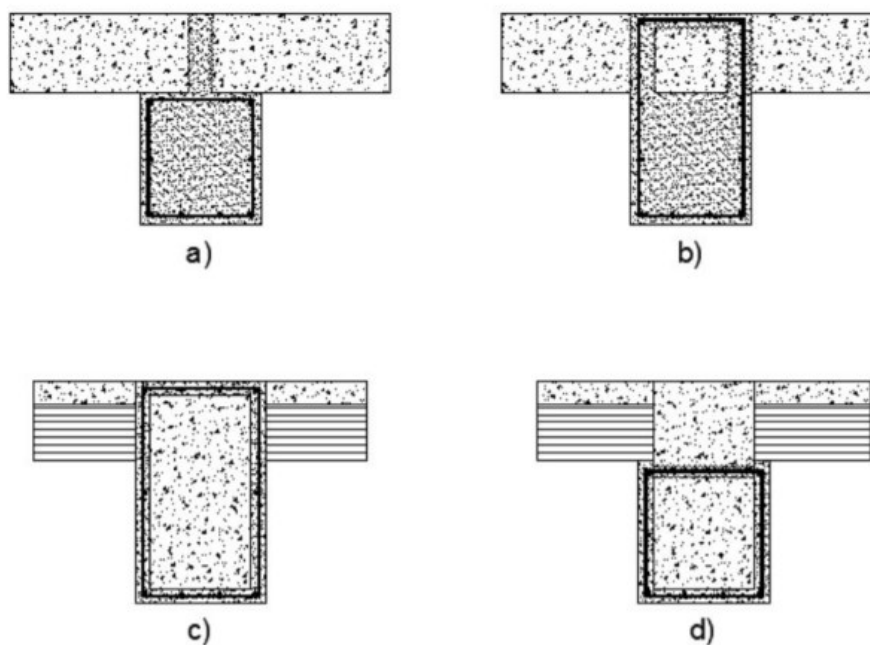


Figura 35 - Tipologie di intervento sulle travi in c.a.

Gli interventi “tipo a” e “tipo b” possono essere utilizzati per realizzare una nervatura in travi in spessore; la differenza consiste nel fatto che il “tipo a” è consigliato per incrementare il momento positivo, mentre il “tipo b” per incrementare entrambi i momenti.

A questo proposito si evidenzia che le strutture esistenti sono spesso carenti di armature all'intradosso all'incastro, in quanto solo con l'azione sismica delle recenti normative può avvenire un'inversione dei momenti significativa, come illustrato nel paragrafo 1.2.2 - “Caso di strutture soggette a carichi gravitazionali ed azioni sismiche rilevanti”.

1.5.1.2 Incamiciatura in acciaio

Per quanto riguarda l'incamiciatura in acciaio la Circolare Ministeriale del 2019 scrive al capitolo C8.7.4.2.2:

“Camicie in acciaio possono essere applicate principalmente a pilastri o pareti per conseguire tutti o alcuni dei seguenti obiettivi:

- aumento della capacità in termini di resistenza a taglio;
- aumento della capacità in termini di deformazione;
- miglioramento dell'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione;
- aumento della capacità portante verticale (effetto del confinamento).

Le camicie di acciaio applicate a pilastri rettangolari sono generalmente costituite da quattro profili angolari sui quali vengono saldate piastre continue in acciaio o bande di dimensioni ed interasse adeguati, oppure sono avvolti nastri in acciaio opportunamente dimensionati. I profili angolari devono essere resi solidali al calcestruzzo esistente attraverso idonei dispositivi.”

Dunque, la norma chiarisce che, a differenza dell'incamiciatura in c.a., quella in acciaio non può aumentare la resistenza a flessione o pressoflessione degli elementi strutturali.

L'incamiciatura in acciaio consiste nel disporre degli angolari mediante malta strutturale o resina epossidica per poi saldare i calastrelli realizzati con piatti in direzione trasversale agli angolari. Per una maggiore efficacia dell'intervento, è bene preriscaldare leggermente i calastrelli prima della loro messa in opera in modo da generare un allungamento dei piatti. Procedendo in questo modo l'accorciamento causato dalla riduzione della temperatura esercita una tensione nell'elemento in grado di contribuire positivamente al confinamento della sezione di calcestruzzo.

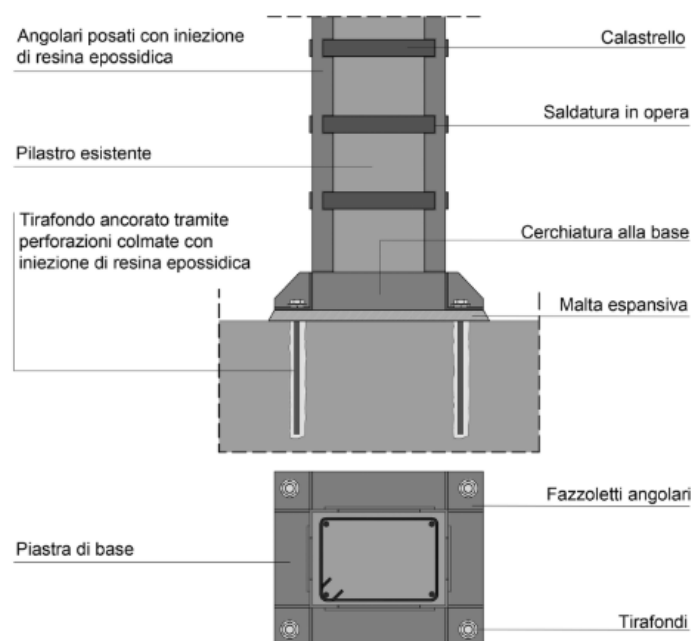


Figura 36 - Schematizzazione dell'incamiciatura in acciaio di un pilastro in c.a. gettato in opera mediante l'applicazione di angolari e calastrelli

Per quanto riguarda la resistenza a flessione, essa è subordinata al grado di connessione degli angolari con gli elementi esterni; il motivo per il quale la Circolare non sottolinea questo incremento è che il dettaglio costruttivo dell'ancoraggio potrebbe essere non realizzato correttamente, ed inoltre il contributo come “armatura equivalente” degli angolari non è di facile modellazione, in quanto i fenomeni di scorrimento relativo con le sezioni in c.a. esistenti dipendono dall'interfaccia resina-calcestruzzo.

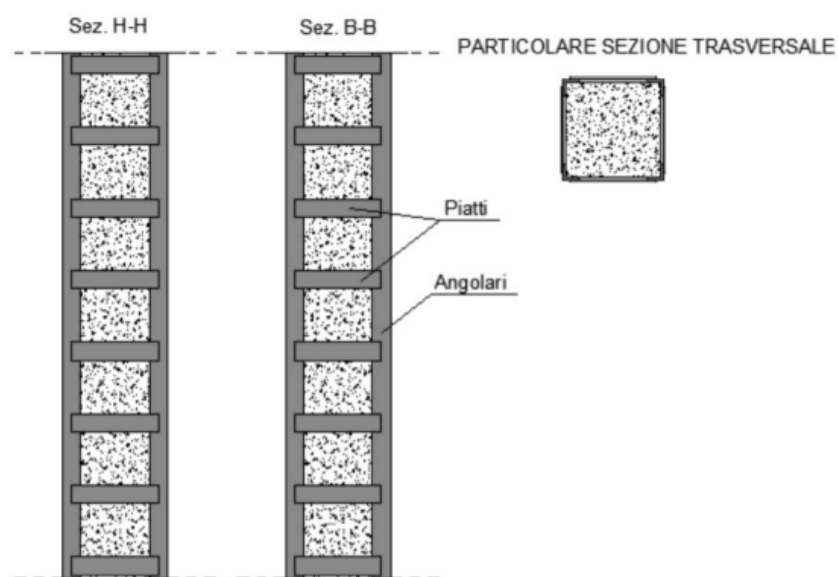


Figura 37 - Intervento di incamiciatura in acciaio

L'intervento, nell'ambito delle travi, può essere usato solo per il rinforzo a taglio, utilizzando metodi di ancoraggio che consentono di utilizzarlo come elemento sotto-solaio.

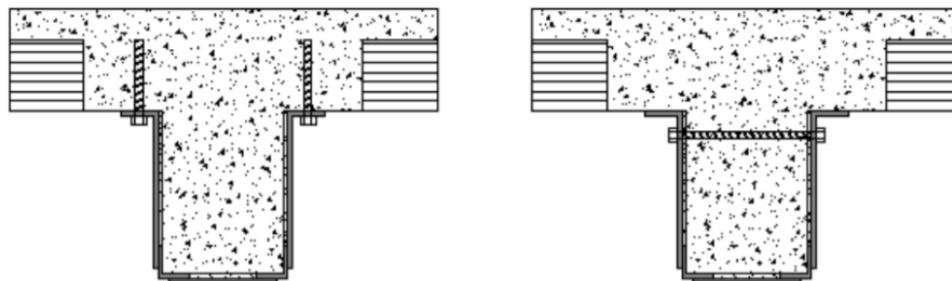


Figura 38 - Incamiciatura in acciaio sulle travi

1.5.1.3 FRP (Fiber Reinforced Polymers)

Per quanto riguarda il rinforzo con materiali fibrorinforzati la Circolare Ministeriale del 2019 scrive a riguardo nel capitolo C8.7.4.2.3:

“L’uso di idonei materiali compositi, o altri materiali resistenti a trazione, nel rinforzo sismico di elementi di c.a. è finalizzato a conseguire i seguenti obiettivi:

- aumento della resistenza a taglio di pilastri, travi, nodi trave-pilastro e pareti mediante applicazione di fasce con le fibre disposte secondo la direzione delle staffe;
- aumento della resistenza nelle parti terminali di travi e pilastri mediante applicazione di fasce con le fibre disposte secondo la direzione delle barre longitudinali ed opportunamente ancorate, purchè si garantisca l’efficacia dell’ancoraggio nel tempo;
- un aumento della duttilità degli elementi monodimensionali, per effetto dell’azione di confinamento passivo esercitata dalle fasce con le fibre disposte secondo la direzione delle staffe.”

Non fornisce ulteriori indicazioni se non che:

“Ai fini delle verifiche di sicurezza degli elementi rafforzati con materiali compositi si possono adottare documenti di comprovata validità.”

Dunque, la Circolare chiarisce gli obiettivi che si possono perseguire mediante un rinforzo con FRP, ma non specifica come calcolare questo rinforzo.

Per il calcolo degli incrementi di resistenza si fa riferimento alla CNR-DT 200 del 2004, “Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati” ed alla sua revisione CNR-DT 200 R1 del 2013, “Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati”.

Si procede ora con una descrizione delle caratteristiche dei materiali fibrorinforzati, delle proprietà meccaniche e del calcolo degli incrementi di resistenza in seguito al rinforzo.

Caratteristiche dei materiali Fibrorinforzati

I materiali fibrorinforzati a matrice polimerica (FRP) a fibre continue sono materiali compositi, eterogenei ed anisotropi, che mostrano un comportamento prevalentemente elastico lineare fino al collasso. Questi materiali trovano largo impiego nel consolidamento e nel rinforzo delle strutture civili e i loro vantaggi sono molteplici: leggerezza, elevate proprietà meccaniche, caratteristiche anticorrosive.

Inoltre, presentano il vantaggio che la loro applicazione non comporta aumenti di spessore degli elementi strutturali, né incrementi di rigidità. I compositi per il rinforzo strutturale sono disponibili in diverse geometrie: esse vanno dalle lamine pultruse, utilizzate per il rinforzo di elementi dotati di superfici regolari, ai tessuti bidirezionali che possono essere invece facilmente adattati alla forma dell'elemento da rinforzare prima della fase di impregnazione. Possono essere usati anche per il rinforzo dei nodi, in questo caso il tipo di tessuto che si utilizza è quadriassiale. Inoltre, i compositi si adattano bene anche ad applicazioni in cui è necessario preservare le caratteristiche estetiche della struttura originaria, come edifici di interesse storico o artistico, o in casi in cui i rinforzi tradizionali sarebbero di difficile applicazione per limitatezza dello spazio a disposizione.

I materiali compositi presentano le seguenti caratteristiche:

- sono costituiti da due o più materiali (fasi) di natura diversa e “macroscopicamente” distinguibili;
- almeno due delle fasi presentano proprietà fisiche e meccaniche “sufficientemente” diverse tra loro, in modo da fornire al materiale composito proprietà differenti da quelle dei costituenti.

Si tratta di materiali molto efficienti dal punto di vista strutturale, che tuttavia possono generare problemi di accoppiamento con altri materiali, aspetto quest'ultimo da doversi sempre valutare con molta attenzione.

Prima di analizzare le proprietà caratteristiche è doveroso distinguere i compositi fibrorinforzati in due categorie principali, indipendentemente dalla tecnologia di produzione:

- monostrato (lamina);
- multistrato (laminati).

I laminati sono materiali costituiti da strati di qualche decimo di millimetro di spessore, detti lamine, sovrapposti tra loro. Le dimensioni dei laminati sono intermedie fra quelle delle fibre di rinforzo e quelle delle strutture di interesse ingegneristico. Esiste anche una particolare classe di compositi multistrato, detti laminati ibridi, in cui le singole lamine sono composte da fibre di natura differente, come ad esempio i compositi a matrice epossidica con fibre sia di carbonio che aramidiche per ottenere un composito rigido e tenace, o da materiali differenti in cui si hanno compositi a strati alternati di resina epossidica con fibre aramidiche e di alluminio.

Il principale vantaggio dei laminati è rappresentato dalla massima libertà nella disposizione delle fibre, pur essendo ovviamente richiesto un controllo sistematico sulle scelte operate, e quindi sulle proprietà del materiale composito; questa massima libertà nella disposizione delle fibre è dovuta proprio all'elevata capacità prestazionale di questi elementi, che permettono loro di avere dimensioni molto ridotte. Si riporta la scala dei materiali compositi fibrorinforzati a matrice polimerica, contenuta nella CNR-DT 200 del 2004, che chiarisce questo aspetto fondamentale dei materiali fibrorinforzati.

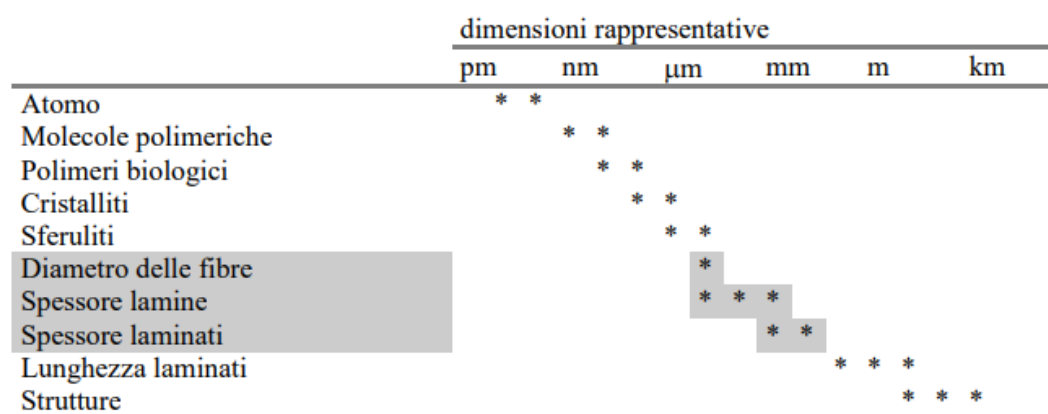


Figura 39 - Scala dei materiali compositi fibrosi a matrice polimerica

Le lamine sono, in generale, dei materiali anisotropi, quindi le loro proprietà meccaniche dipendono dalla scelta del sistema di riferimento, in genere gli assi del riferimento vengono fatti coincidere con quelli di simmetria del materiale.

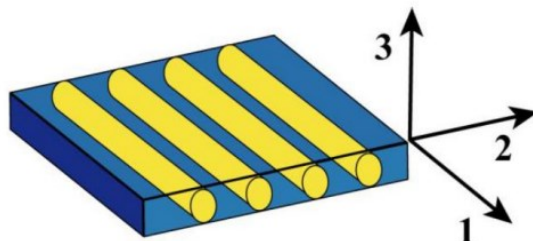


Figura 40 - Assi di riferimento per lamina unidirezionale

Il rapporto tra i valori delle proprietà di un materiale composito nelle diverse direzioni è definito grado di anisotropia; per il caso dei laminati unidirezionali si riportano alcuni valori indicativi del grado di anisotropia delle principali proprietà che interessano la loro progettazione: quali il modulo elastico, il modulo tangenziale lo sforzo di rottura e il coefficiente di dilatazione termica.

	E_1 / E_2	E_1 / G_{12}	$\sigma_{r1} / \sigma_{r2}$	α_1 / α_2
Carburo di silicio/ceramica	1.09	2.35	17.8	0.93
Boro/alluminio	1.71	5.01	11.6	0.30
Carburo di silicio/alluminio	1.73	5.02	17.0	0.52
Vetro-S/epossidica	2.44	5.06	28.0	0.23
Vetro-E/epossidica	4.42	8.76	17.7	0.13
Boro/epossidica	9.27	37.40	24.6	0.20
Carbonio/epossidica	13.60	19.10	41.4	-0.07
Arammide/epossidica	15.30	27.80	26.0	-0.07

Tabella 6 - Grado di anisotropia di laminati unidirezionali fibrorinforzati

I materiali compositi possono essere più resistenti e, almeno nel caso dei compositi a fibra di carbonio, più rigidi dei materiali da costruzione tradizionali. Di conseguenza, quando per uno specifico progetto, il peso della struttura diventa rilevante, i compositi possono risultare molto utili a causa della loro minore densità. La resistenza specifica, ovvero il rapporto fra resistenza e densità, dei compositi può assumere valori fino a quattro volte superiori rispetto a quelli forniti dai materiali tradizionali, mentre il rapporto fra il loro modulo di elasticità normale specifico e la densità può arrivare a valori fino al doppio.

La natura delle fasi che costituiscono il composito contribuisce in maniera determinante alla formazione delle proprietà finali del materiale. Tuttavia, per ottenere un composito ad elevata resistenza meccanica, non è sufficiente utilizzare fibre resistenti: è anche indispensabile garantire una buona adesione tra la matrice ed il rinforzo.

L'adesione viene, in genere, garantita mediante l'impiego di un terzo componente applicato in strato molto sottile sulla superficie delle fibre, che è resa compatibile per la matrice organica. Tale trattamento superficiale del rinforzo comporta la presenza di una terza fase intermedia tra fibre e matrice, detta interfaccia o interfase. L'interfaccia consiste normalmente in uno strato molto sottile, spesso monoatomico, localizzato alla superficie del rinforzo, le cui caratteristiche, pur non contribuendo direttamente alle proprietà meccaniche globali del composito, sono fondamentali per l'efficacia del sistema di rinforzo complessivo.

In generale, il dettaglio dei meccanismi chimico-fisici che determinano l'adesione tra fibra e matrice è delegato al produttore del materiale e non al progettista, ma è importante avere piena comprensione del problema in quanto la mancanza di adesione tra fibre e matrice è una delle cause principali di cedimento strutturale dei materiali compositi dalla superficie di applicazione.

Un generico materiale composito è quindi costituito da:

- 1) Fase Dispersa: fibre di rinforzo (fibre di vetro, fibre di carbonio, fibre di basalto);
- 2) Fase Continua: matrice Polimerica (resine termoindurenti, resine epossidiche);
- 3) Interfase: trattamento superficiale applicato sulla fase dispersa per garantire l'adesione.

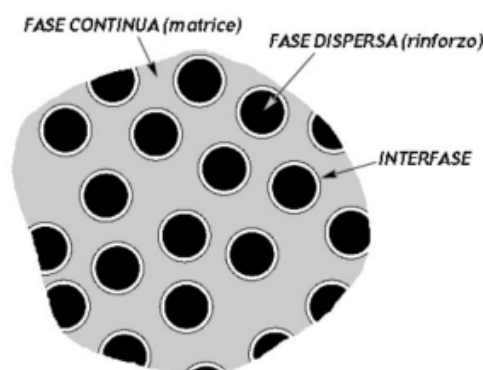


Figura 41 - Rappresentazione schematica delle fasi costituenti un composito

I principali tipi di fibre utilizzati per la produzione di materiali compositi sono le fibre di vetro, di carbonio, le fibre aramidiche e le fibre di basalto. La particolare geometria filiforme conferisce a tali materiali caratteristiche di rigidità e di resistenza molto più elevate di quelle possedute dagli stessi materiali quando siano utilizzati in configurazione tridimensionale: ciò è dovuto alla minore densità di difetti tipica della loro configurazione monodimensionale.

Le fibre sono costituite da filamenti continui molto sottili e quindi difficili da manipolare singolarmente; per tale motivo esse sono disponibili commercialmente in varie forme:

- filamento: elemento base con dimensioni di circa 10 μm di diametro;
- cavo di filatura (tow): è il prodotto della macchina di filatura ed è costituito da un fascio formato da un gran numero di filamenti, praticamente senza torsione, destinato ad essere filato, ritorto o strappato per l'utilizzazione sotto forma di fibra discontinua;
- filo o filato (spun yarn): filo formato da fibre tenute insieme da torsione;
- filo assemblato (roving): fascio costituito da filati assemblati parallelamente senza torsione.

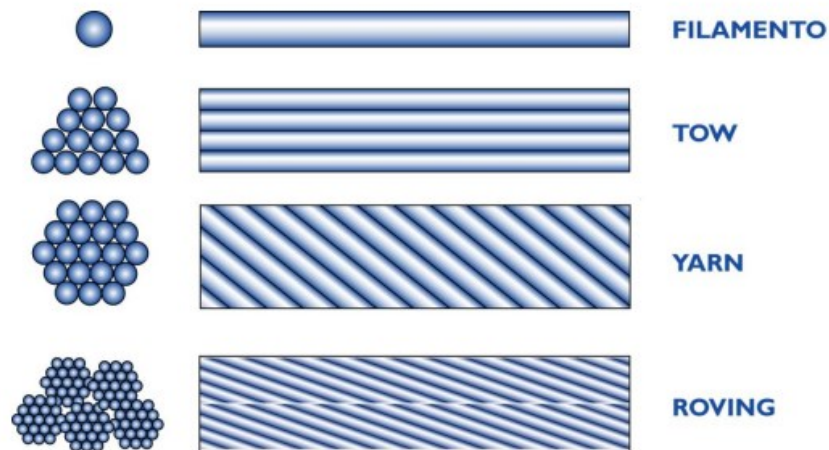


Figura 42 - Tipologie di Fibre

Proprietà meccaniche dei materiali fibrorinforzati

Nei compositi fibrorinforzati le fibre svolgono il ruolo di elementi portanti sia in termini di resistenza che di rigidità, mentre la matrice, oltre a proteggere le fibre, funge da elemento di trasferimento degli sforzi tra le fibre ed eventualmente tra queste ultime e l'elemento strutturale a cui il composito è stato applicato.

Dunque, esattamente come avviene per la muratura o per altri elementi strutturali costituiti dall'interazione fra due materiali con caratteristiche meccaniche differenti, la rottura del materiale composito avviene quando si raggiunge la minore delle due deformazioni a rottura. Dalla Figura 43 si nota che le fibre posseggono una elevata resistenza e rigidità, mentre la loro deformazione a rottura è inferiore a quella della matrice.

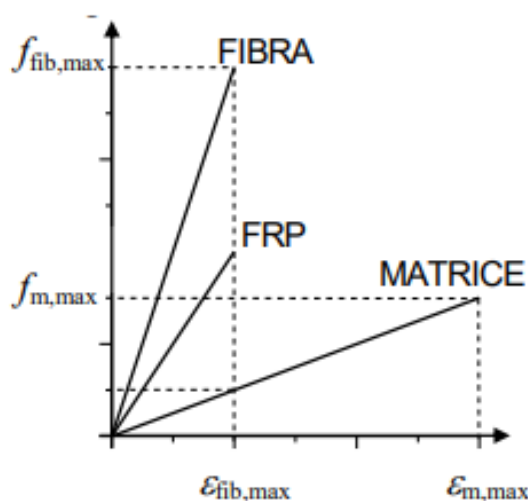


Figura 43 - Legami costitutivi di Fibre, Matrice e corrispondente composito

Come si può osservare in Figura 43, la retta che rappresenta il comportamento della fibra ha una pendenza molto elevata in quanto il suo modulo elastico è molto elevato; la matrice, al contrario, presenta una rigidità inferiore a quella delle fibre, dunque la retta è meno pendente, ma raggiunge la rottura in corrispondenza di una deformazione $\epsilon_{m,max}$ notevolmente maggiore di quella delle fibre.

Il materiale composito FRP presenta una rigidità intermedia fra quella dei due materiali ed una deformazione a rottura coincidente con quella di rottura delle fibre $\epsilon_{f,max}$ in quanto, superata tale deformazione, non sarebbe più possibile un completo trasferimento degli sforzi dalle fibre alla matrice.

Dalla tabella di confronto si nota che le fibre presentano caratteristiche di resistenza molto elevate rispetto ai tradizionali materiali da costruzione. In particolare, si può notare come la resistenza a trazione delle fibre sia di un ordine di grandezza superiore rispetto a quella dell'acciaio da costruzione tradizionale.

	Modulo di elasticità normale E	Resistenza a trazione σ_T	Deformazione a rottura ε_T	Coefficiente di dilatazione termica α	Densità ρ
	[GPa]	[MPa]	[%]	[$10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$]	[g/cm ³]
Fibre di vetro E	70 – 80	2000 – 3500	3.5 – 4.5	5 – 5.4	2.5 – 2.6
Fibre di vetro S	85 – 90	3500 – 4800	4.5 – 5.5	1.6 – 2.9	2.46 – 2.49
Fibre di carbonio (alto modulo)	390 – 760	2400 – 3400	0.5 – 0.8	-1.45	1.85 – 1.9
Fibre di carbonio (alta resistenza)	240 – 280	4100 – 5100	1.6 – 1.73	-0.6 – -0.9	1.75
Fibre aramidiche	62 – 180	3600 – 3800	1.9 – 5.5	-2	1.44 – 1.47
Matrice polimerica	2.7 – 3.6	40 – 82	1.4 – 5.2	30 – 54	1.10 – 1.25
Acciaio da costruzione	206	250 – 400 (snervamento) 350 – 600 (rottura)	20 – 30	10.4	7.8

Tabella 7 - Confronto fra le proprietà delle varie fibre di rinforzo

Capacità di calcolo

La CNR-DT 200 del 2013 definisce la capacità di calcolo dell'elemento fibrorinforzato esprimibile con la seguente relazione:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot R\{X_{d,i}; a_{d,i}\} \quad (45)$$

Dove:

- $R\{ \}$ rappresenta un'opportuna funzione riconducibile allo specifico modello meccanico considerato; ad esempio quello per la flessione, per il taglio, per l'ancoraggio;
- γ_{Rd} è un coefficiente parziale che tiene conto delle incertezze insite nel modello;
- $X_{d,i}$ sono i valori di calcolo dei materiali FRP e dei materiali preesistenti;
- $a_{d,i}$ sono i valori nominali dei parametri geometrici.

Inoltre, aggiunge:

“Di regola, l'incremento della capacità di calcolo dell'elemento rinforzato con FRP non può risultare superiore del 50% rispetto a quella dell'elemento non rinforzato. La limitazione non si applica per azioni eccezionali.”

Coefficienti parziali di sicurezza

Riguardo i coefficienti parziali di sicurezza la CNR distingue i coefficienti parziali per i materiali γ_m e quelli per i modelli di resistenza γ_{Rd} .

Per quanto riguarda i coefficienti parziali per i materiali γ_m la CNR scrive:

“Nei riguardi degli Stati Limite Ultimi al coefficiente parziale $\gamma_m = \gamma_f$ dei materiali FRP può essere attribuito il valore 1.10. Per il solo Stato Limite Ultimo di distacco dal supporto sono invece suggeriti valori di $\gamma_m = \gamma_{f,d}$ variabili, a giudizio del progettista, da 1.20 a 1.50 in funzione della maggiore o minore possibilità di prevedere, per la specifica applicazione, l’effettivo comportamento del composito nei riguardi del distacco dal supporto. A tal riguardo possono contribuire i risultati di indagini sperimentali condotte dal Produttore e/o dal Fornitore, ovvero appositamente e preventivamente eseguite nell’ambito della specifica applicazione.”

Modalità di collasso	Coefficiente parziale	Applicazione tipo A ⁽¹⁾	Applicazione tipo B ⁽²⁾
Rottura	γ_f	1.10	1.25
Delaminazione	$\gamma_{f,d}$	1.20	1.50

⁽¹⁾ Sistemi di rinforzo certificati in accordo a quanto indicato al capitolo 2 di queste Istruzioni (§ 2.5).

⁽²⁾ Sistemi di rinforzo non certificati in accordo a quanto indicato al capitolo 2 di queste Istruzioni (§ 2.5).

Tabella 8 - Coefficienti parziali γ_m

Mentre per quanto riguarda i coefficienti parziali per i modelli di resistenza γ_{Rd} riporta la seguente tabella:

Modello di resistenza	γ_{Rd}
Flessione/Pressoflessione	1.00
Taglio/Torsione	1.20
Confinamento	1.10

Tabella 9 - Coefficienti parziali γ_{Rd}

Inoltre, in funzione delle condizioni di esposizione e del tipo di materiale scelto per le fibre di FRP, la CNR definisce degli ulteriori coefficienti riduttivi delle caratteristiche del materiale: i fattori di conversione ambientale η_a .

Gli FRP, infatti, basando il loro funzionamento sull'incollaggio e l'aderenza con il calcestruzzo, risentono del calore e della presenza di ambienti aggressivi.

Condizione di esposizione	Tipo di fibra / resina	η_a
Interna	Vetro / Epossidica	0.75
	Arammidica / Epossidica	0.85
	Carbonio / Epossidica	0.95
Esterna	Vetro / Epossidica	0.65
	Arammidica / Epossidica	0.75
	Carbonio / Epossidica	0.85
Ambiente aggressivo	Vetro / Epossidica	0.50
	Arammidica / Epossidica	0.70
	Carbonio / Epossidica	0.85

Tabella 10 - Fattore di conversione ambientale η_a

La CNR definisce anche i fattori di conversione per effetti di lunga durata η_1 .

Modalità di carico	Tipo di fibra / resina	η_1
Persistente (viscosità e rilassamento)	Vetro / Epossidica	0.30
	Arammidica / Epossidica	0.50
	Carbonio / Epossidica	0.80
Ciclico (fatica)	Tutte	0.50

Tabella 11 - Fattore di conversione per effetti di lunga durata η_1 per vari sistemi di FRP

Un esempio di applicazione di questa tipologia di rinforzo FRP è descritta nel paragrafo 1.6 - “Sperimentazioni su nodi in calcestruzzo armato”, in cui si è analizzato il comportamento di un nodo rinforzato con BFRP.

1.5.1.3.1 Rinforzo di nodi in c.a. con FRP

Il rinforzo di nodi trave-pilastro nelle strutture in calcestruzzo armato è una delle soluzioni più utilizzate per migliorare la capacità sismica e la duttilità del sistema strutturale, aumentare la resistenza a taglio del nodo e potenziare la capacità di confinamento nelle zone critiche.



Figura 44 - Rinforzo nodo trave-pilastro con FRP

L'intervento risulterà efficace solo se le estremità del rinforzo sono perfettamente ancorate, attraverso l'adozione di opportuni particolari costruttivi. In caso contrario, il rinforzo non può essere efficace. Il metodo più comune prevede l'applicazione di tessuti FRP unidirezionali o quadriassiali attorno al nodo, creando un ottimo confinamento.

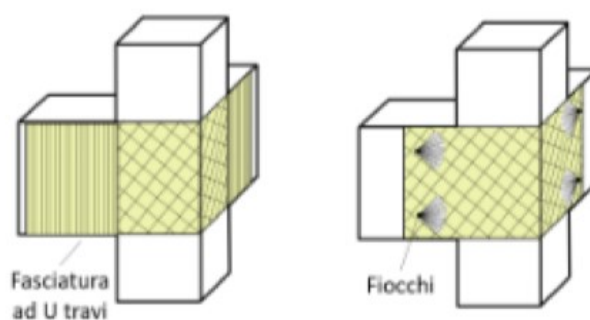


Figura 45 - Possibili strategie di rinforzo di nodi in c.a. con FRP a) Fasciatura ad U travi b) Fiocchi

Una possibile strategia di ancoraggio del rinforzo di nodo in FRP prevede l'applicazione sulle travi che vi convergono di una fasciatura ad U in fibra uniassiale per una lunghezza di 750 mm a partire dal bordo della trave (Figura 45 a). Questa tipologia di ancoraggio, per la sua conformazione richiede, però, la demolizione parziale della tamponatura al di sotto della trave, comportando un minimo grado di disturbo agli occupanti. La scelta di adottare la fasciatura ad U per il rinforzo è condizionata, quindi, anche dalla destinazione d'uso dell'edificio in cui si interviene.

Per superare questo svantaggio, insito nella fasciatura ad U, si possono adottare i “fiocchi” (Figura 47). Si tratta di elementi fibrorinforzati alloggiati in appositi fori all'interno delle travi che garantiscono l'ancoraggio del rinforzo sul nodo operando dal solo esterno e senza dover demolire alcuna porzione di tamponatura (Figura 45 b).

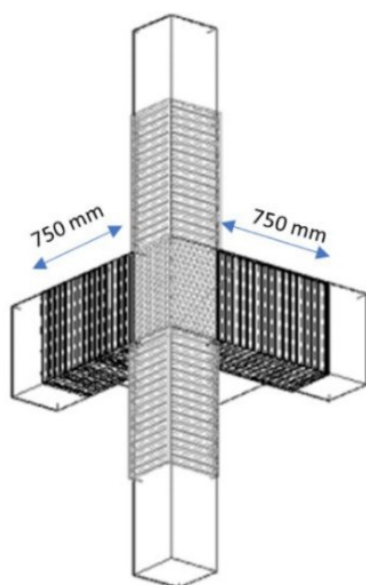


Figura 46 - Fasciatura ad U

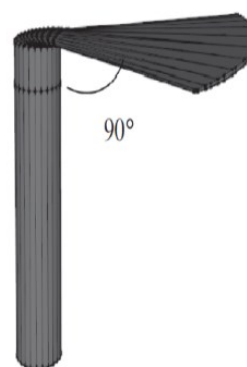


Figura 47 - Fiocchi/Connettori in in fibra

La Figura 48 mostra le fasi operative per il rinforzo in FRP di nodi in calcestruzzo armato. In particolare:

- nella prima fase si applica il tessuto FRP unidirezionale, che permette di migliorare la resistenza del nodo nelle direzioni della fessurazione, e quindi seguono le sollecitazioni agenti sul nodo
- nella seconda fase sono installati i connettori in fibra, detti “fiocchi”, che aumentano l’adesione del rinforzo al calcestruzzo e mitigano il rischio di delaminazione della fibra.
- nella terza fase si applica il tessuto FRP quadriassiale che migliora la resistenza in tutte le direzioni

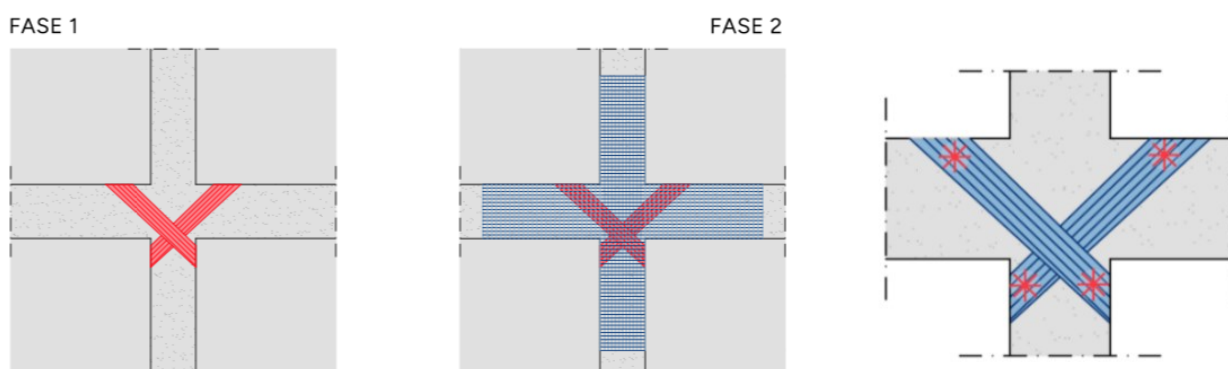


Figura 48 - Fasi operative

1.6 Sperimentazioni su nodi in calcestruzzo armato

1.6.1 Descrizione della campagna sperimentale

In questo capitolo viene presentata la sperimentazione a cui si farà riferimento per la validazione della modellazione agli elementi finiti eseguita, riportata nel Capitolo 3, su un telaio in calcestruzzo armato portato a rottura e poi rinforzato con BFRP. Nello specifico sono state eseguite due differenti prove: la prima su un telaio in calcestruzzo armato portato a rottura, e la seconda sullo stesso telaio fessurato precedentemente e rinforzato con fasciature in BFRP nella zona nodale. Sono stati ricavati, in funzione delle diverse sollecitazioni, dati relativi a deformazioni, attraverso gli estensimetri posizionati, e spostamenti, attraverso il trasduttore posizionato.

La sperimentazione è stata eseguita presso il Laboratorio Prove Materiali e Strutture “Giovanni Menditto” del Dipartimento DICEA avente come responsabile scientifico della ricerca il prof. Roberto Capozzucca. Il presente paragrafo richiama la ricerca: “Valutazione sperimentale del comportamento meccanico di nodi in calcestruzzo armato rinforzati con compositi innovativi” .

Il nodo, a cui si farà riferimento per la sperimentazione, deriva da una struttura iperstatica emisimmetrica (Figura 49), che in questo caso presenta simmetria di vincolo ma non di sollecitazioni rispetto all’asse verticale.

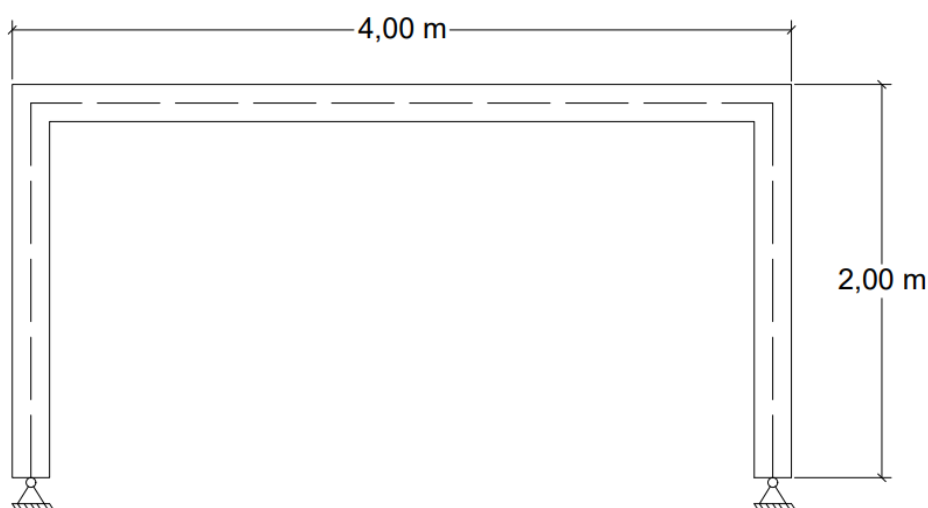


Figura 49 – Struttura iperstatica emisimmetrica

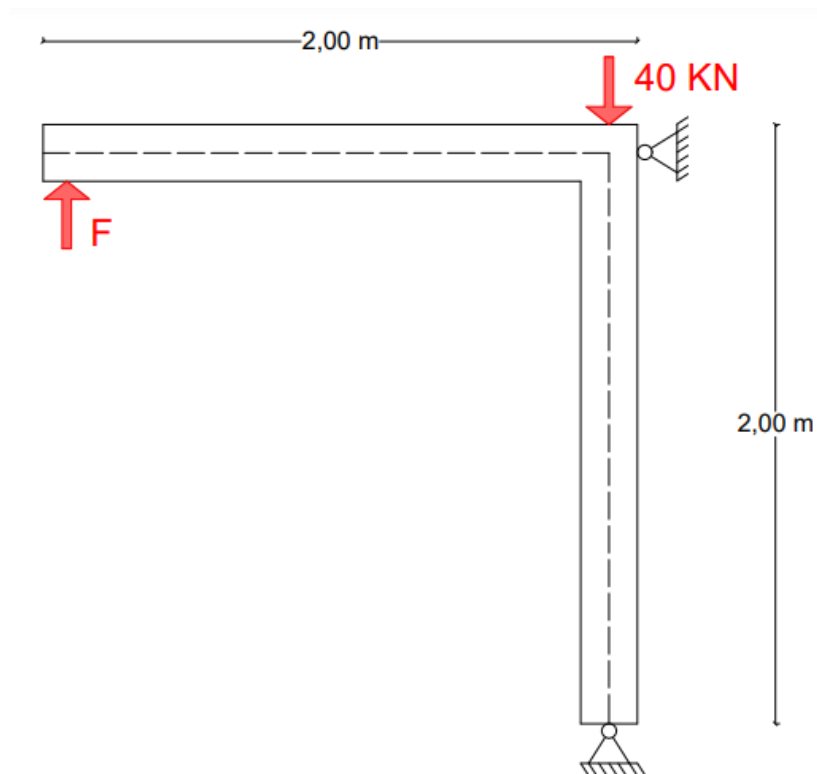


Figura 50 - Set-up di prova del telaio in c.a.

Per motivi dimensionali e semplificativi la sperimentazione è stata eseguita su metà del telaio iperstatico, trasformandolo in una struttura isostatica aggiungendo un carrello in corrispondenza del nodo ed applicando una forza verticale in prossimità dell'asse di simmetria verticale.

Come si nota in Figura 50, il telaio è sollecitato da due carichi concentrati: il primo carico, variabile durante la sperimentazione, agisce dal basso verso l'alto, posizionato all'estremità libera della trave; mentre il secondo carico, costante e pari a 40 kN, è applicato in corrispondenza del nodo per conferire maggiore stabilità alla struttura e prevenire una traslazione rigida verso l'alto della cerniera situata alla base del pilastro.

1.6.2 Set-up di prova

L'oggetto della sperimentazione è un telaio composto da una trave e un pilastro, entrambi con una lunghezza di 2 metri ed una sezione di 200 x 200 millimetri. Per costruire il campione, è stato impiegato calcestruzzo con caratteristiche di resistenza di classe C28/35, insieme ad armature longitudinali di tipo F12 e staffature di tipo F8, utilizzate sia per la trave che per il pilastro, come illustrato in Figura 51.

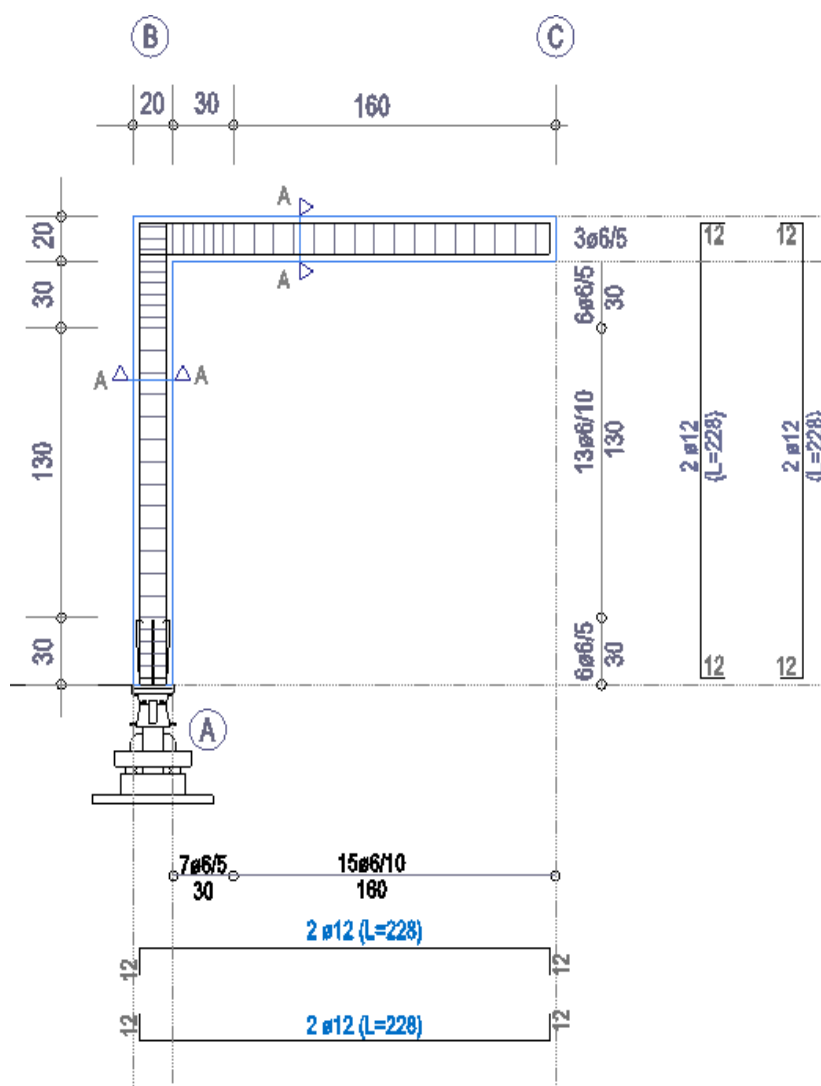


Figura 51 - Disposizione delle armature nel telaio

La disposizione delle staffe mostra una maggiore densità, con uno passo di 5 cm nelle zone critiche, cioè nelle dove si realizza la connessione tra la trave e il pilastro, così come all'attacco a terra del pilastro. La staffatura presenta un passo più ampio di 10 cm lungo la restante sezione della trave fuori dalle zone critiche e al centro del pilastro. Il copriferro progettato per la sezione è pari a 3 cm.

In Figura 52 è riportata la sezione del pilastro e della trave che compongono il telaio in calcestruzzo armato sottoposto a sperimentazione.

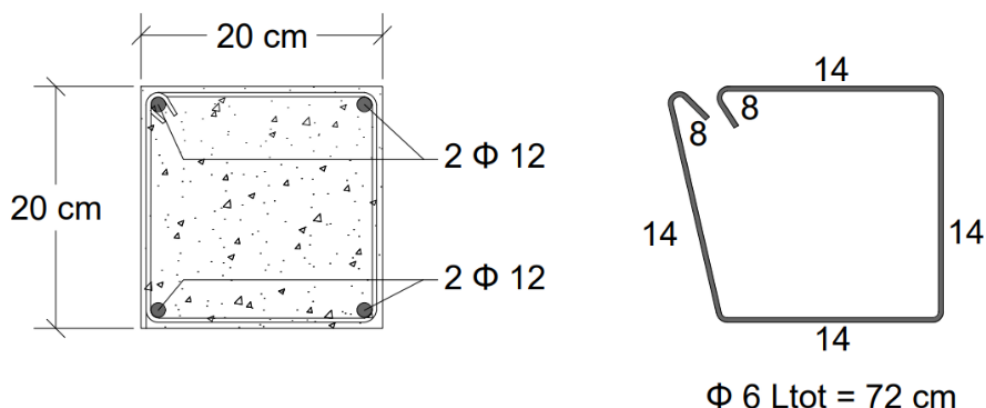


Figura 52 - Sezione A-A

Per condurre il test, il campione in calcestruzzo armato è stato fissato ad un contrappeso completamente realizzato in acciaio. Questo contrappeso include una componente verticale terminante con un martinetto, collegato a un sistema idraulico. Attraverso questo sistema, viene gradualmente applicata una forza verticale all'estremità libera della trave del campione. Sul lato destro del telaio in acciaio sono presenti altri due martinetti collegati alla struttura in calcestruzzo armato nel punto di connessione tra trave e pilastro. Il primo, posizionato orizzontalmente, non ha alcuna funzione in termini di sollecitazione del campione, ma serve esclusivamente come contrasto. Il secondo, posizionato verticalmente, viene utilizzato per applicare un carico costante di 40 kN dall'alto verso il basso (Figura 53).



Figura 53 - Struttura in acciaio e posizionamento martinetti per la prova

Il campione in calcestruzzo armato è vincolato al telaio in acciaio attraverso un sistema di vincolo a cerniera collocato alla base del pilastro. Durante la fase di costruzione del campione, dei tirafondi, connessi a una piastra in acciaio come mostrato in Figura 54, sono stati fissati alle barre di armatura alla base del pilastro e incorporati nella colata di calcestruzzo. La piastra di acciaio alla base è dotata di fori che hanno consentito il collegamento attraverso bulloni alla cerniera, come illustrato in Figura 55, presente sul contrappeso in acciaio.



Figura 54 - Piastra e tirafondi in acciaio



Figura 55 - Cerniera a terra alla base del pilastro

Nella seconda parte del test sperimentale, il telaio fessurato è stato rinforzato tramite l'applicazione di materiali compositi, a base di fibre di basalto, posizionati nelle zone del telaio maggiormente sottoposte a sollecitazione e fessurate.

Il tessuto utilizzato per il rinforzo è il Fidbasalt Unidir 400 C95, un tessuto unidirezionale in fibra di basalto ad alta resistenza utilizzato per il rinforzo strutturale di strutture esistenti in c.a ed in muratura.

Di seguito in Figura 56 sono riportate le caratteristiche tecniche del tessuto, che saranno in seguito prese in riferimento per la modellazione agli elementi finiti nel Capitolo 3. Le proprietà del tessuto impregnato con resina sono state determinate secondo le direttive delle norme UNI e ASTM di riferimento così come indicato nel documento CNR-DT 200/2004 "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati".

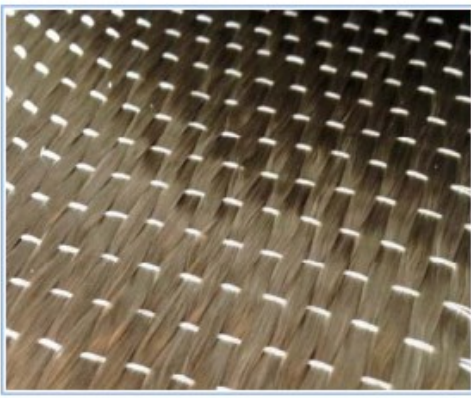
FIDBASALT UNIDIR 400 C95®	
TESSUTO UNIDIREZIONALE IN FIBRA DI BASALTO AD ALTA RESISTENZA PER IL RINFORZO STRUTTURALE	
	
Proprietà geometriche e meccaniche* -Luglio 2012-	
Fibra secca (filato)	
Tensione caratteristica a trazione, σ_{fibra}	3080 MPa
Modulo elastico, E_{fibra}	100 GPa
Deformazione a rottura, ϵ_{fibra}	3,15 %
Densità	2,80 g/cm ³
Tessuto impregnato (valori per il calcolo)	
Titolo filato	1200 Tex
n° fili/cm	3,3 Fili/cm
Massa	400 g/m ²
Spessore equivalente del rinforzo FRP, t_r	0,140 mm
Resistenza caratteristica del rinforzo FRP, f_{rk}	2000 MPa
Modulo di elasticità normale del rinforzo FRP, E_r	95 GPa
Deformazione a rottura del rinforzo FRP, ϵ_r	2,30 %

Figura 56 - Caratteristiche tecniche del tessuto a base di fibre di basalto utilizzato per il rinforzo

Dalla scheda tecnica del tessuto è specificato che l'applicazione del Fidbasalt Unidir 400 C95 può essere effettuata solamente mediante l'utilizzo di matrici organiche, ovvero resine epossidiche, ottenendo così il composito BFRP (Basalt Fiber Reinforced Polymer). Affinchè il tessuto in uso garantisca resistenze elevate bisogna seguire attentamente determinate regole durante l'applicazione. Si segue questo processo:

- dal substrato dell'elemento in calcestruzzo devono essere rimosse polveri, grassi e parti incoerenti sottoponendolo a rasatura.
- applicazione del primer sulla superficie
- dopo 2/3 ore si passa alla stesura di una mano di resina adesivo-impregnante in modo da rendere più facile l'adesione del tessuto alla struttura
- quando lo strato di resina applicata è ancora fresco, si va a stendere il tessuto facendo attenzione che non si vadano a formare pieghe; si consiglia di utilizzare un rullo per eliminare eventuali bolle d'aria
- applicazione di una seconda mano di resina, uno spolvero di sabbia ed uno strato di pittura epossidica e poliuretanica per la protezione del sistema di rinforzo

Per l'applicazione delle fasciature in BFRP sulla superficie del calcestruzzo è stata utilizzata una matrice organica specifica per garantire un'adeguata aderenza, in particolare la Masterbrace Sat 4500. Si tratta di un prodotto bicomponente a base epossidica, ad alto contenuto di solidi, indicato per l'impregnazione e l'adesione al supporto dei tessuti di rinforzo.

Di seguito in Figura 57 sono riportate, da scheda tecnica del produttore, tutte le caratteristiche della resina Masterbrace Sat 4500, che insieme a quelle della fibra costituiranno un importante riferimento per la modellazione agli elementi finiti eseguita che è descritta nel Capitolo 3.

Dati identificativi e applicativi			
Tempo di miscelazione	Almeno 3 minuti		
Densità dei singoli componenti A e B	A: $1,05 \pm 0,05$ kg/litro B: $1 \pm 0,05$ kg/litro		
Densità (A+B)	$1,04 \pm 0,05$ kg/litro		
Tempo di lavorabilità a:	A 5°C: 120 minuti A 10°C: 70 minuti A 20°C: 60 minuti A 35°C: 20 minuti		
Tempo di miscelazione	Almeno 3 minuti		
Temperatura d'applicazione	$5 \div 40^\circ\text{C}$		
Confezioni	componente A secchiello da 3,81 kg; componente B secchiello da 1,19 kg		
Consumo	Da 1,00 litri/m ² fino a 1,40 litri/m ² a seconda della grammatura del tessuto da impregnare		
Dati tecnici secondo UNI EN 1504-4		Limiti di accettazione	Prestazione
Modulo di elasticità in flessione	EN ISO 178	$>2.000 \text{ N/mm}^2$	2.200 MPa
Resistenza al taglio	EN 12188	$>12 \text{ N/mm}^2$	95 MPa
Tempo aperto	EN 12189	-	60 min
Tempo di lavorabilità	EN ISO 9514	-	70 min
Resistenza a compressione	-	-	60 MPa
Modulo di elasticità in compressione	EN 13412	$>2.000 \text{ N/mm}^2$	2.800 MPa
Temperatura di transizione vetrosa	ISO 11357-2:2019	$>40^\circ\text{C}$	56,4°C
Coefficiente di espansione termica	EN 1770	$<100 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}$	$0,675 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}$
Ritiro totale per agenti adesivi strutturali	EN 12617-1	$<0,1\%$	0,09%
Aderenza	EN 12188	a $50^\circ > 50 \text{ MPa}$ a $60^\circ > 60 \text{ MPa}$ a $70^\circ > 70 \text{ MPa}$	a $50^\circ > 100 \text{ MPa}$ a $60^\circ > 110 \text{ MPa}$ a $70^\circ > 120 \text{ MPa}$
Durabilità (temperatura e umidità), CICLI TERMICI Cls fresco – cls indurito Cls indurito – cls indurito CICLI UMIDITA' Cls fresco – cls indurito Cls indurito – cls indurito	EN 13733	-	4,80 MPa 4,90 MPa 4,60 MPa 5,10 MPa
Adesione per trazione	UNI EN 1542	-	3,5 MPa
Adesione cls-cls	UNI EN 12636	-	12 MPa
Adesione acciaio-acciaio	UNI EN 12188	-	17 MPa
Adesione acciaio-cls	UNI EN 12188	-	5,5 MPa

Figura 57 - Caratteristiche tecniche della resina Masterbrace Sat 4500



Figura 58 - Applicazione della matrice adesiva



Figura 59 - Applicazione delle fasciature in BFRP

Come si può notare dalla Figura 60 sono state disposte una serie di fibre nella direzione longitudinale alla lunghezza della trave, ed altre nell'intradosso sia della trave che del pilastro. Inoltre, per realizzare un corretto confinamento del nodo ed una maggiore aderenza delle fasciature in BFRP posizionate, sono state applicate anche quattro fasciature finali come cerchiatura di trave e pilastro.



Figura 60 - a) applicazione del secondo strato di matrice sul telaio rinforzato; b) Cerchiatura del pilastro

Anche per il nodo in c.a. rinforzato sono stati previsti 8 sensori, due dei quali sono cambiati rispetto alla prima prova eseguita sul nodo non rinforzato. Rimangono invariati gli estensimetri posti sull'armatura e sulle fibre di calcestruzzo compresso, mentre sono stati spostati gli estensimetri 7 e 8.

In particolare, l'estensimetro 7 è stato posizionato al di sopra delle fasciature in BFRP in corrispondenza della zona compressa della trave, e l'estensimetro 8 sulla parte sottoposta a tensioni di trazione, con lo scopo di misurare le deformazioni delle fibre di rinforzo durante la sollecitazione di tipo sismico.

Di seguito in Figura 61 si possono vedere gli estensimetri applicati al di sopra delle fibre di basalto, che hanno permesso di misurare le loro deformazione durante la seconda prova.



Figura 61 - Estensimetro 7 e 8 al di sopra delle fibre in basalto

1.6.3 Descrizione del test sperimentale

Per studiare il comportamento fessurativo del nodo in c.a. sottoposto ad azioni sollecitanti di tipo sismico, il telaio è stato sottoposto a due carichi concentrati. Il primo, costante pari a 40 KN, è applicato in corrispondenza del nodo, mentre il secondo, variabile nel corso della prova, è concentrato nell'estremo libero della trave.

Nello specifico il telaio, nella prima prova, è sottoposto a 4 diversi cicli di carico-scarico, in ognuno dei quali è stato aumentato il carico massimo raggiunto ad eccezione dell'ultimo nel quale si è incrementato la forza fino a raggiungimento della rottura. Nella tabella 12 vengono riportati i cicli di carico-scarico:

CICLI CARICO-SCARICO
CICLO 1: 0 → 2 KN → 0
CICLO 2A: 0 → 3 KN → 0
CICLO 2B: 0 → 3 KN → 0
CICLO 3: 0 → 4 KN → 5 KN → 6 KN

Tabella 12 - Cicli carico-scarico della prima prova sperimentale

Il telaio è quindi stato sottoposto in totale a 4 cicli differenti di carico-scarico, nel primo si è raggiunto un carico massimo di 2 KN in circa 80 secondi, nel secondo si è arrivati fino a 3 KN in un tempo maggiore pari a 7 min per poi terminare con l'ultimo in cui non è stato variato il carico massimo ma il tempo di raggiungimento da 7 min a circa 110 secondi. Infine, nell'ultimo ciclo di carico-scarico la forza applicata è stata aumentata progressivamente fino al raggiungimento, dopo 10 min, di un carico pari a 6 KN, raggiunto il quale è stata raggiunta la rottura del provino.

Per monitorare gli spostamenti e le deformazioni della struttura, sono stati collocati strategicamente sensori, estensimetri e trasduttori, sia sulla trave che sul pilastro (Figura 62). Alcuni di questi sensori sono stati integrati nel getto di calcestruzzo, prevedendo il posizionamento lungo le barre di armatura. Ciò consente di valutare il comportamento di tali barre dal momento in cui sono sottoposte a forze esterne.

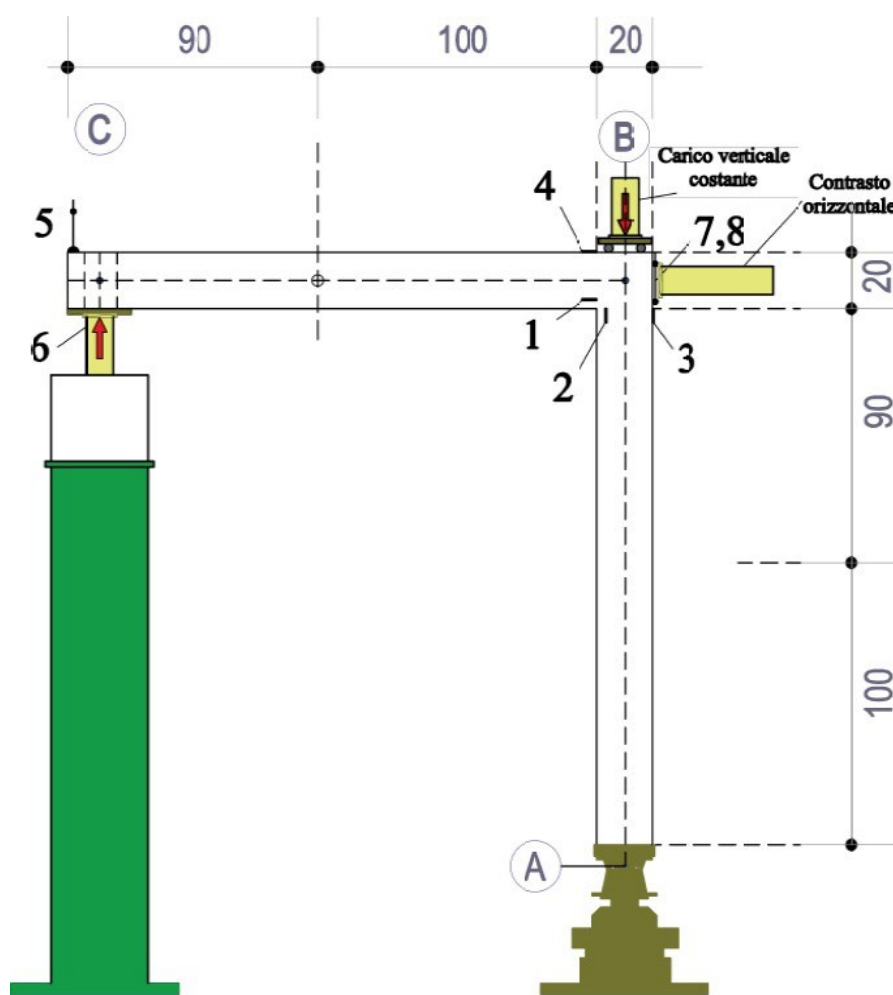


Figura 62 - Posizionamento dei sensori nel telaio in c.a.

- Est1: deformazione dell'armatura della trave nel nodo;
- Est2: deformazione dell'armatura del pilastro nel nodo;
- Est3: deformazione delle fibre compresse di calcestruzzo del pilastro nel nodo;
- Est4: deformazione delle fibre compresse di calcestruzzo della trave nel nodo;
- Trasd5: Spostamento verticale della trave;
- Est6: misura la forza da applicare al telaio;
- Est7: deformazione delle fibre compresse nel nodo;
- Est8: deformazione delle fibre tese nel nodo.

In totale si sono posizionati i seguenti sensori: 2 estensimetri per la trave, 2 estensimetri per il pilastro, 2 estensimetri nel nodo, un trasduttore per valutare lo spostamento nell'estremo opposto della trave rispetto al nodo, ed infine un sensore per monitorare la forza applicata in fase di prova (Figura 62). Ad ogni ciclo di carico-scarico i vari estensimetri posizionati hanno misurato due valori di deformazione al secondo; in particolare sono state registrate le deformazioni dell'acciaio (Est1 e Est2), le deformazioni del calcestruzzo (Est4 e Est3) e le deformazioni sul nodo (Est7 e Est8). Anche il trasduttore 5, posto nell'estremo libero della trave, ha misurato ogni secondo due valori di spostamento.

Nella seconda prova sul nodo rinforzato con fasciature in BFRP non è stato variato il sistema di carico; una forza costante di 40 KN è stata applicata sul nodo ed un carico concentrato variabile nell'estremo libero della trave. Anche in questa prova sono stati eseguiti 4 cicli differenti di carico-scarico, in particolar modo nell'ultimo si è andati ad incrementare, quasi raddoppiando rispetto alla prima prova, il carico concentrato applicato per portare il telaio rinforzato a rottura (Tabella 13).

CICLI CARICO-SCARICO	
CICLO 1:	0 → 2 KN → 0
CICLO 2A:	0 → 3 KN → 0
CICLO 2B:	0 → 3 KN → 0
CICLO 3:	0 → 4 KN → 6 KN → 8 KN → 9 KN → 10 KN → 11 KN

Tabella 13 - Cicli carico-scarico della seconda prova sperimentale

Si può fin da subito notare che il carico finale, in corrispondenza del quale si ha il raggiungimento della rottura, è molto maggiore rispetto a quello della prima prova realizzata sul telaio non rinforzato.

Si è raggiunto un carico finale massimo di quasi 11 kN, a confronto della prima prova nella quale la forza massima è di 6 kN. In questo caso i primi tre cicli di carico-scarico sono stati eseguiti velocemente, infatti sia per il CICLO 1 che per il CICLO 2A e 2B si è arrivati al carico massimo in circa 120 secondi.

Durante il test gli estensimetri e il trasduttore hanno registrato i valori di deformazione e spostamento, che saranno il riferimento per il confronto con i dati ottenuti con la modellazione FEM del telaio rinforzato con fasciature in BFRP, riportata nel Capitolo 4.

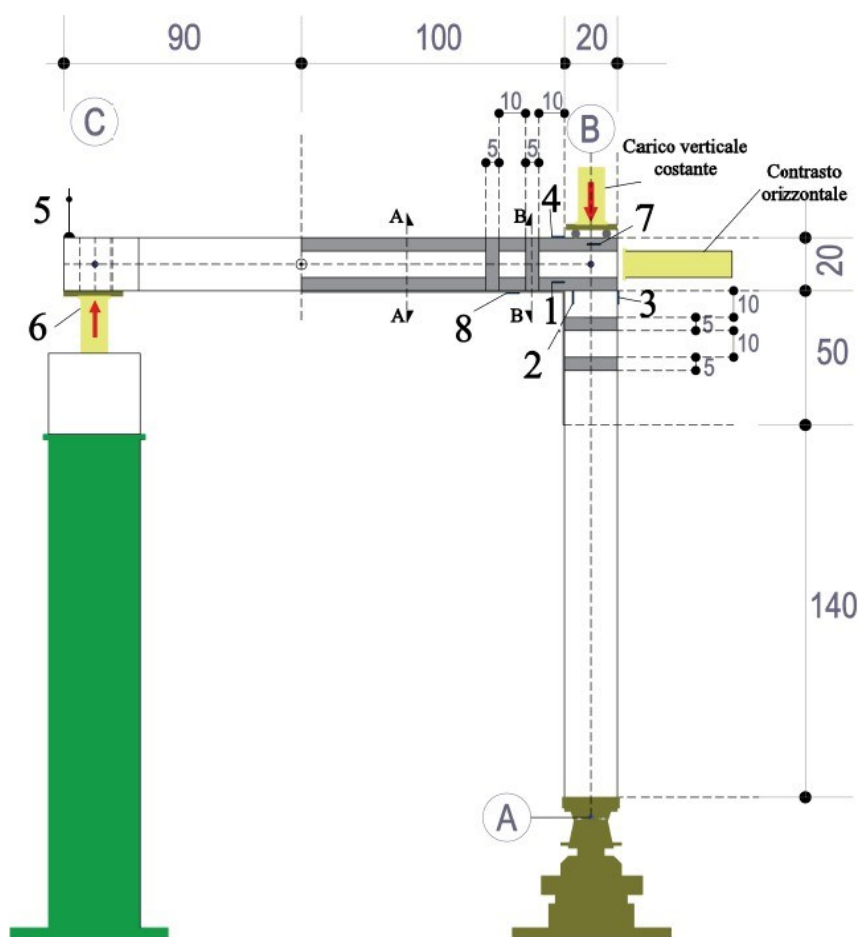


Figura 63 - Posizionamento dei sensori nel telaio in c.a. rinforzato

Nella Figura 63 è schematizzato il telaio con riportate, oltre che alle fibre, anche la posizione di ogni sensore che sono prese in riferimento, nel Capitolo 3, per la misurazione di spostamenti, deformazioni e tensioni per la validazione del modello agli elementi finiti del telaio rinforzato.

- Est1: deformazione dell'armatura della trave nel nodo;
- Est2: deformazione dell'armatura del pilastro nel nodo;
- Est3: deformazione delle fibre compresse di calcestruzzo del pilastro nel nodo;
- Est4: deformazione delle fibre compresse di calcestruzzo della trave nel nodo;
- Trasd5: spostamento verticale della trave;
- Est6: misura la forza da applicare al provino;
- Est7: deformazione del materiale composito sul lato compresso della trave;
- Est8: deformazione del materiale composito sul lato teso della trave.

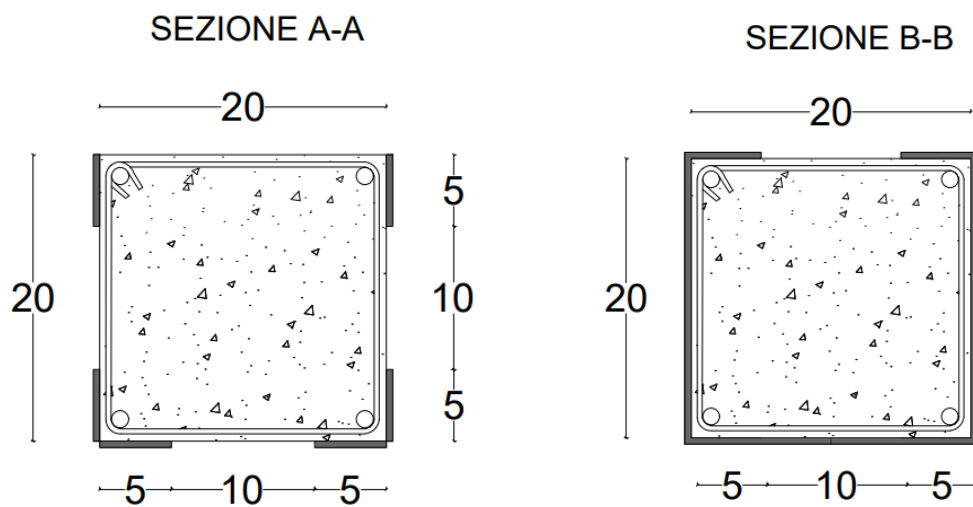


Figura 64 - a) Sezione A-A - Rinforzo trave

b) Sezione B-B - Cerchiatura trave

1.6.4 Analisi dei risultati

Nella tabella 14 sono riportati i principali risultati della sperimentazione acquisiti, tramite i valori registrati da estensimetri e trasduttori posizionati come in Figura 62, nel telaio non rinforzato.

Questi dati sono di estrema importanza dato che costituiscono il riferimento per la validazione della modellazione agli elementi finiti nelle due configurazioni di nodo in c.a. analizzate nel Capitolo 3.

FORZA [KN]	Est1 [10 ⁻⁶]	Est2 [10 ⁻⁶]	Est3 [10 ⁻⁶]	Est4 [10 ⁻⁶]	Trasd5 [mm]	Est7 [10 ⁻⁶]	Est8 [10 ⁻⁶]
0.00	0.00	0.96	2.02	0	-0.01	0	0
2.00	-38.44	83.52	-135.84	-147.30	4.6	100	28.21
0.00	-23.41	7.68	-6.08	-18.93	-0.01	10	-4.72
3.00	10.56	234.24	-298.05	-330.38	8.96	220	-23.51
0.00	-44.16	14.40	-6.08	-29.46	-0.11	30	-75.18
3.00	3.84	237.12	-691.40	-334.59	9.05	230	-61.13
0.00	-55.68	19.20	-409.57	-39.98	-0.21	40	-93.98
4.00	152.64	414.72	-991.48	-526.09	15.12	400	42.33
5.00	273.62	571.20	-1232.77	-679.71	23.21	550	146
6.00	357.12	748.80	-1419.32	-822.81	29.68	660	221

Tabella 14 - Risultati della prova sperimentale su nodo in c.a.

Si può notare che nel primo ciclo di carico-scarico l'estensimetro 1 ha registrato valori negativi di deformazione nell'armatura come se fosse sottoposta a tensioni di compressione, mentre in realtà le fibre tese sono proprio quelle all'intradosso della trave. Questi sforzi di trazione vengono assorbiti dall'armatura longitudinale inferiore (2 F12) della sezione, nella quale si dovrebbero registrare valori positivi di deformazione. Solo nell'ultimo ciclo, quindi quello con carichi maggiori, sono stati registrati valori ragionevoli di deformazioni le quali sono aumentate con l'incremento della forza applicata.

L'estensimetro 2 posto sull'armatura longitudinale sinistra della sezione del pilastro, invece, ha registrato sempre valori positivi di deformazione.

Al contrario gli estensimetri posti sulle fibre di calcestruzzo compresso hanno sempre riportato deformazioni negative, in quanto sotto questa condizione di carico sono le fibre all'estradosso ad assorbire i maggiori sforzi di compressione. Si può notare infine che, come si poteva prevedere, lo spostamento verticale della trave aumenta con il crescere della forza, e si annulla ogni qual volta si va a scaricare il provino.

Il quadro fessurativo rappresentato in Figura 65 conferma lo studio teorico affrontato nei paragrafi precedenti sui nodi in calcestruzzo armato in strutture esistenti. Nello specifico dalla prima prova si è ottenuto che la maggior parte delle fessure si sono formate in prossimità del nodo, sia nella trave che nel pilastro.

Questo fenomeno è strettamente correlato agli sforzi predominanti di flessione, i quali sono concentrati proprio nei nodi. Va notato che tutte le fessure si manifestano sulla parte interna del nodo, ciò evidenzia che le fibre in trazione sono proprio quelle nella porzione interna della trave e del pilastro.



Figura 65 a) - Fessurazione del nodo in c.a



Figura 65 b) - Fessurazione del nodo in c.a

Con la prima prova si è, quindi, portato a rottura il telaio in c.a. non rinforzato, e sono state analizzate tutte le fessurazioni che si sono generate in seguito alla sollecitazione applicata.

Nella tabella 15 vengono riportate le deformazioni e gli spostamenti registrati dai sensori posizionati come in Figura 63 per monitorare il corso della seconda prova eseguita sul nodo rinforzato con BFRP.

FORZA [KN]	Est1 [10 ⁻⁶]	Est2 [10 ⁻⁶]	Est3 [10 ⁻⁶]	Est4 [10 ⁻⁶]	Trasd5 [mm]	Est7 [10 ⁻⁶]	Est8 [10 ⁻⁶]
0.00	0.00	1.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.00	-27.84	5.76	-73.31	-33.67	2.025	-10.24	21.39
0.00	-5.76	-1.92	-8.14	21.04	0.01	2.56	-6.41
3.00	-11.52	65.28	-205.68	-197.81	7.08	-25.60	47.06
0.00	-6.72	-0.96	48.87	27.35	0.03	0	-10.69
3.00	-16.32	74.88	-205.68	-202.02	7.23	-25.60	47.06
0.00	-9.6	-0.96	50.91	31.56	0.03	0	-10.69
4.00	109.44	245.76	-366.56	-444.02	14.31	-40.94	70.60
6.00	333.12	600.96	-68.18	-757.57	26.45	-66.58	113.39
8.00	370.56	1080	-849.21	-1117.42	45.61	-89.63	1934.07
9.00	679.68	1308.48	-881.80	-1296.3	62.79	692.89	2355.54
10.00	1233.6	1344	-539.67	-1323.65	74.66	2197.25	2398.33
11.00	1776.96	1459.2	-443.95	-1315.24	72.07	4837.53	2646.51

Tabella 15 - Valori registrati delle deformazioni e degli spostamenti nella seconda prova sperimentale

L'estensimetro 1 nei primi cicli di prova, quindi con carichi minori, ha registrato deformazioni molto basse e negative, mentre una volta che si sono raggiunti carichi maggiori si è verificato un aumento delle deformazioni in seguito alla crescita delle tensioni di trazione sull'armatura longitudinale inferiore della trave.

CAPITOLO 2 - METODO AGLI ELEMENTI FINITI (FEM)

Premessa: Dopo aver analizzato nel Capitolo 1 il comportamento dei nodi in calcestruzzo armato, evidenziando le principali problematiche strutturali, i meccanismi di danneggiamento ed il concetto di gerarchia delle resistenze, è necessario presentare strumenti adeguati per prevedere la loro risposta sotto l'azione di carichi statici e dinamici.

A questo scopo, il Metodo agli Elementi Finiti (FEM) rappresenta una delle tecniche più utilizzate nell'analisi strutturale, consentendo di modellare ed analizzare fenomeni complessi difficilmente valutabili attraverso indagini e sperimentazioni in laboratorio date le spese eccessive, difficoltà logistiche e difficoltà legate alla misurazione fisica delle varie grandezze.

Uno degli aspetti più rilevanti del FEM (Finite Element Method) è la flessibilità della modellazione. Esistono diverse tipologie di elementi finiti (1D, 2D, 3D), modelli costitutivi per materiali elastici e plastici, e strategie avanzate per la gestione di comportamenti non lineari, come la fessurazione del calcestruzzo o l'interazione tra diversi materiali come quella tra acciaio-calcestruzzo. Questa versatilità lo rende particolarmente adatto per lo studio delle strutture in calcestruzzo armato, in cui il comportamento è influenzato da numerosi fattori, tra cui la distribuzione delle armature, la plasticizzazione dei materiali e l'adesione tra acciaio-calcestruzzo.

Nel contesto di questa tesi, il FEM è stato impiegato per analizzare il comportamento meccanico di nodi trave-pilastro in calcestruzzo armato, sia in configurazione non rinforzata che rinforzata, sottoposti a carichi di tipo sismico. L'implementazione numerica, descritta nel Capitolo 3, è stata eseguita attraverso il software ANSYS Workbench R2 2024 con l'obiettivo di confrontare i risultati delle simulazioni con i dati sperimentali, riportati nel paragrafo 1.6 "Sperimentazione su nodi in calcestruzzo armato". Questo confronto ha permesso di valutare la convergenza dei modelli agli elementi finiti proposti e le loro capacità di rappresentare fedelmente il comportamento strutturale osservato sperimentalmente.

Il metodo agli elementi finiti (FEM) è una tecnica di analisi numerica che consiste nella scomposizione del dominio continuo della struttura in un numero finito di elementi. Questi elementi finiti possono avere forme elementari, principalmente triangoli, quadrilateri e tetraedri, agevolmente calcolabili attraverso l'uso di una griglia geometrica chiamata mesh (Figura 66).

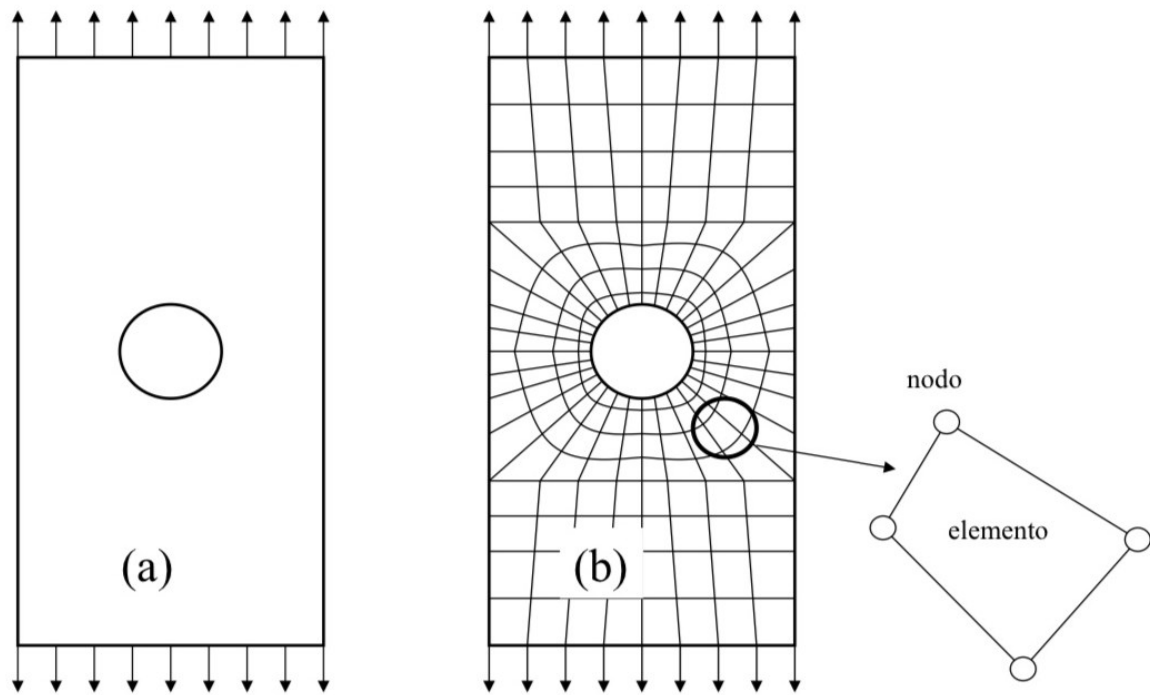


Figura 66 - Discretizzazione a) Struttura b) Modello (“Mesh”)

Questa discretizzazione consente di trasformare un problema continuo, tipicamente descritto da equazioni differenziali alle derivate parziali (PDE), in un sistema di equazioni algebriche risolvibili attraverso algoritmi numerici implementati in software di calcolo avanzati come ANSYS, Abaqus, SolidWorks Simulation.

Nello specifico, il metodo agli elementi finiti (FEM) trasforma un problema continuo in un problema discreto, suddividendo il dominio fisico della struttura in elementi finiti connessi da punti nodali.

2.1 Descrizione e basi teoriche del FEM

I fenomeni naturali, come il sisma o il vento, generano forze variabili nel tempo che agiscono su strutture di vario tipo, semplici o complesse. L'analisi del progetto di tali strutture soggette a carichi dinamici costringono a considerare le forze inerziali dipendenti da tempo. La resistenza di una struttura allo spostamento può includere forze che sono funzioni dello spostamento stesso e della velocità. Di conseguenza, le equazioni che governano il sistema sono generalmente equazioni differenziali alle derivate parziali, ovvero PDEs (Partial Differential Equations), che necessitano di un elevato tempo per la risoluzione e non è sempre possibile risolverle analiticamente.

Un esempio di problema alle PDE con campo incognito (u, v, w) è riportato nel sistema (46):

$$\begin{cases} \nabla^2 \cdot u + \frac{1}{1-2\nu} \cdot \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) + \frac{X}{G} = 0 \\ \nabla^2 \cdot v + \frac{1}{1-2\nu} \cdot \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) + \frac{Y}{G} = 0 \\ \nabla^2 \cdot w + \frac{1}{1-2\nu} \cdot \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) + \frac{Z}{G} = 0 \end{cases} \quad (46)$$

Per i problemi che consentono una risoluzione analitica sono disponibili diversi metodi per la risoluzione di una PDE; tra i più utilizzati ci sono quelli basati sulle Trasformate di Fourier e di Laplace, metodi largamente impiegati nella risoluzione delle equazioni differenziali ordinarie. Il procedimento consiste nel ridurre la PDE in una equazione ordinaria della trasformata di Fourier o di Laplace della funzione incognita. Risolta quest'ultima equazione, l'incognita viene determinata mediante una antitrasformazione.

Per i problemi fisici reali, che implicano complesse proprietà dei materiali, condizioni di carico e condizioni al contorno, in genere si introducono ipotesi ed idealizzazioni necessarie per rendere il problema matematicamente più facile. Nonostante queste semplificazioni si riescono ad avere ancora soluzioni sufficientemente approssimate e risultati abbastanza soddisfacenti dal punto di vista della sicurezza e dei costi in termini di tempo di calcolo.

Il legame tra il reale sistema fisico e la soluzione matematica è fornito dal modello matematico del sistema idealizzato, che include tutte le ipotesi ritenute significative per il sistema reale. La soluzione delle equazioni del modello matematico viene, attualmente, calcolata attraverso l'impiego di potenti metodi numerici che rendono possibili l'esecuzione dello studio e della progettazione in maniera pratica ed efficace.

L'analisi teorica delle tecniche di simulazione numerica, come il metodo FEM, e lo sviluppo applicativo dei relativi codici di calcolo costituiscono l'oggetto di studio della Meccanica Computazionale delle Strutture.

E' doveroso precisare, prima di descrivere le fasi principali del processo, che il metodo agli elementi finiti prevede l'utilizzo di due differenti sistemi di riferimento:

- Sistema di riferimento globale: è il luogo nella quale viene modellata la struttura secondo le coordinate nodali per ogni singolo elemento (X_1^i, X_2^i, X_3^i) e in cui sono definiti gli spostamenti nodali.
- Sistema di riferimento locale: è il luogo in cui vengono definiti il campo di tensione e di deformazione dell'elemento finito.

La formulazione del problema segue un processo sequenziale che parte dalla definizione degli spostamenti ed arriva fino al calcolo delle tensioni interne alla struttura:

- Discretizzazione del dominio
- Definizione del campo degli spostamenti
- Determinazione del campo delle deformazioni
- Calcolo delle tensioni
- Formulazione e risoluzione del sistema di equazioni FEM

In particolare, nelle analisi di strutture il campo incognito (u, v, w) sono gli spostamenti, da cui si ricavano attraverso specifiche formulazioni le deformazioni e le tensioni.

Attraverso il FEM è, quindi, possibile identificare gli spostamenti, le eventuali deformazioni e/o le tensioni presenti in un sistema strutturale. Le fasi coinvolte nel processo sono cinque:

2.1.1 Discretizzazione del dominio

In un problema al continuo anche di struttura complessa, cioè in un corpo o in una regione dello spazio in cui abbia luogo un particolare fenomeno, la variabile di campo, come la pressione, lo spostamento, la velocità, la temperatura o la densità, è funzione di ciascun generico punto del dominio di definizione. Di conseguenza il problema presenta un numero infinito di incognite. La procedura di discretizzazione in elementi finiti lo riduce ad un problema con un numero finito di incognite, suddividendo il dominio in elementi finiti ed esprimendo il campo incognito, nelle nostre analisi gli spostamenti, in termini di funzioni approssimanti definite all'interno di ogni elemento. Questa prima fase è, quindi, un'operazione che ci permette di passare dalla struttura reale a quella approssimata per la quale è possibile applicare il metodo degli elementi finiti al fine di ottenere una soluzione ingegneristica del problema.

La prima fase si basa sulla suddivisione del dominio continuo in un insieme di sotto-domini di forma elementare, detti “elementi finiti”, connessi tra loro attraverso “punti nodali” (Figura 67).

La scomposizione descritta costituisce la cosiddetta mesh computazionale costituita da nodi in cui vengono calcolati gli spostamenti, e successivamente anche le deformazioni e le tensioni.



Figura 67 - Nodi ed elementi identificati da un numero univoco

In questa fase le equazioni differenziali sono lasciate inalterate relativamente a ciascun elemento finito, mentre il dominio viene discretizzato. La qualità della discretizzazione influisce direttamente sull'accuratezza e sulla stabilità della soluzione in quanto i valori che la variabile di campo assume sui nodi ne definiscono univocamente l'andamento all'interno dell'elemento. Infatti, gli spostamenti dei punti interni agli "elementi finiti" sono determinati a partire dagli spostamenti nodali utilizzando le cosiddette funzioni di forma.

La "discretizzazione del dominio" permette, quindi, di passare dal modello fisico a quello numerico; esso comporta la riduzione del numero di gradi di libertà che nel continuo sono infiniti, mentre scomponendo la struttura ho solo alcuni punti, detti punti nodali, e quindi ho un numero finito di gradi di libertà, che sono le variabili indipendenti che descrivono il comportamento di ogni nodo nell'analisi FEM e dipendono dal tipo di problema e di elemento utilizzato.

2.1.2 Definizione del campo di spostamenti

Dopo aver eseguito la discretizzazione del dominio, che ci ha portato alla generazione di nodi e di elementi finiti, si procede approssimando il vero andamento della funzione incognita con quello di alcune funzioni particolari ad andamento noto, in genere polinomiali ma anche trigonometriche ed esponenziali.

L'approssimazione del campo di spostamenti e delle tensioni all'interno di ciascun elemento avviene mediante funzioni di interpolazione, dette funzioni di forma, che vengono definite localmente all'interno di ciascun elemento e dipendono dalla tipologia e della geometria dell'elemento considerato. La soluzione complessiva è successivamente ottenuta sommando le soluzioni parziali calcolate per ciascun elemento.

Risulta doveroso, prima di approfondire il discorso, citare l'enunciato del teorema di approssimazione di Weirstrass:

Sia $f: [a,b] \rightarrow \mathbb{C}$ una funzione continua su un intervallo chiuso e limitato $[a,b]$, allora per ogni $\forall \varepsilon > 0$ esiste un polinomio $P(x)$ tale che: $|f(x) - P(x)| < \varepsilon, \forall x \in [a,b]$, cioè una funzione continua su un intervallo limitato e chiuso $[a,b]$ può essere approssimata con un polinomio $P(x)$ di grado opportuno.

E' evidente come l'approssimazione lineare, che risulta essere quella più semplice, è anche quella peggiore nella qualità dell'approssimazione stessa. Infatti, l'ordine del polinomio utilizzato nell'approssimare la

soluzione reale influisce significativamente sulla precisione con cui si potrà valutare la soluzione delle equazioni differenziali alla base del problema (46); quindi, più è elevato il grado del polinomio e migliore sarà l'approssimazione che si ottiene utilizzando questo metodo.

In Figura 68 è mostrato chiaramente il principio di base utilizzato nel metodo FEM: una volta suddiviso il dominio di integrazione in intervalli, non necessariamente regolari, si procede ad approssimare la funzione incognita con delle funzioni con andamento noto, scegliendo, come incognite del problema i soli valori ai nodi (h_j). Dalla soluzione delle equazioni algebriche si otterranno i valori nodali del campo approssimato; quelli interni agli intervalli vengono valutati in base alle funzioni di forma utilizzate.

La precisione dell'approssimazione dipende, oltre che dal grado del polinomio utilizzato, anche dalla dimensione dell'intervallo di suddivisione; quindi, l'errore si riduce nella misura in cui vengono ravvicinati i nodi, cioè di quanto vengono ridotto gli intervalli. Nello specifico all'aumentare dei nodi aumenta il grado del polinomio utilizzato per interpolazione dei dati ai nodi e, quindi, aumenta anche la qualità dell'approssimazione.

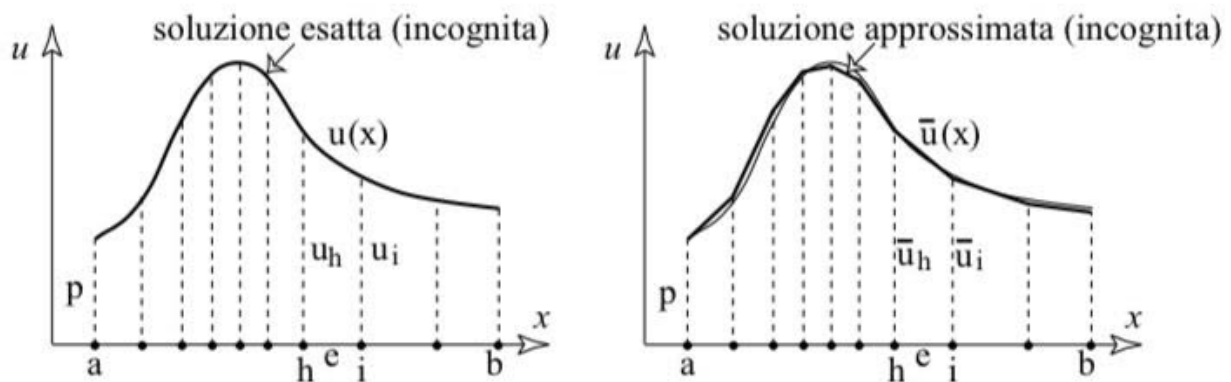


Figura 68 - Funzione da determinare e la poligonale che la approssima

La soluzione è approssimata imponendo che il comportamento di ciascun elemento sia descritto attraverso un insieme limitato di gradi di libertà nodali, come descritto precedentemente. Quindi dal problema originale (46) si passa al problema sostitutivo in cui si determina delle funzioni sostitutive che approssimano u, v, w con un errore accettabile ai fini pratici. La semplicità dell'espressione matematica delle funzione sostitutiva ci permette di conoscerla in ogni punto una volta noto il valore del numero di elementi finiti.

Una volta discretizzato il dominio si approssima, quindi, il campo degli spostamenti $u(x, y, z)$ all'interno di ciascun elemento finito, esprimendolo in funzione degli spostamenti nodali U_n . Il campo degli spostamenti si ottiene attraverso funzioni di interpolazione, dette funzioni di forma $N_i(x, y, z)$, che esprimono il contributo di ciascun nodo (Figura 69). Ogni funzione di forma rappresenta il “peso”, dipendente dalla posizione, che ciascuna componente di spostamento nodale ha nel determinare lo spostamento.

$$u(x, y, z) = \sum_{i=1}^n N_i(x, y, z) \cdot u_i \quad (47)$$

Dove:

- $u(x, y, z)$ è il vettore degli spostamenti in un punto generico dell'elemento
- $N_i(x, y, z)$ è la funzione di forma associata al nodo i ;
- u_i è il vettore degli spostamenti nodali

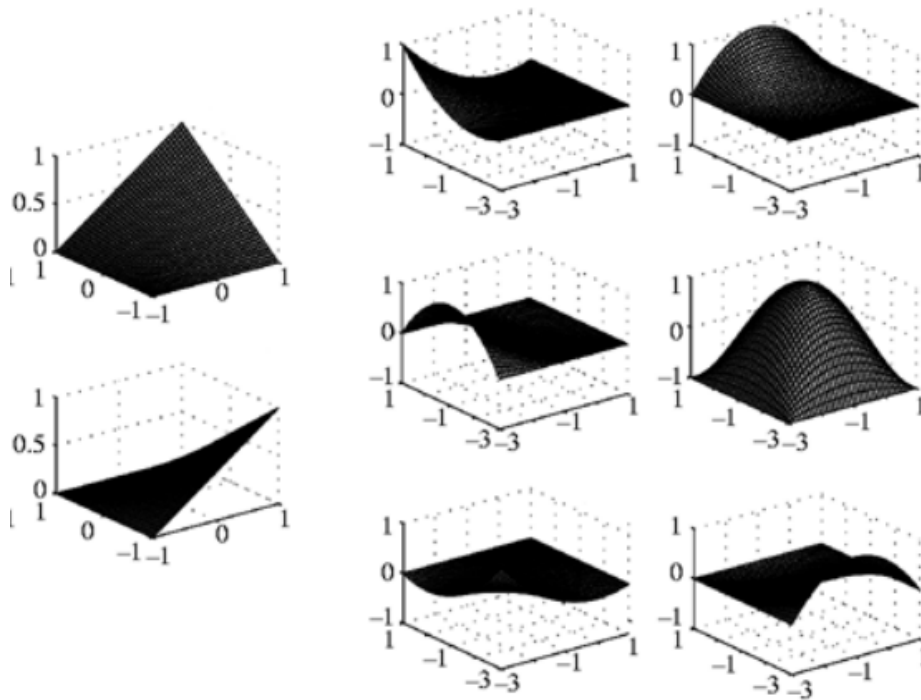


Figura 69 - Esempi di funzioni di forma

La scelta delle funzioni di forma, che sono generalmente polinomiali, o comunque a comportamento noto, è un altro passaggio fondamentale che permette di ottenere una soluzione del modello FEM più o meno vicina alla realtà che si vuole simulare.

Al fine di rappresentare correttamente il valore ai nodi, le funzioni di forma devono avere due proprietà:

- Interpolazione: le funzioni di forma devono assumere valori unitari nel nodo considerato e valori nulli sul resto dei nodi dell'elemento
- Continuità: devono garantire la continuità degli spostamenti tra gli elementi, che dipende dall'ordine della funzione approssimante

Scrivendo l'equazione (47) in forma matriciale si ottiene:

$$u(x, y, z) = [N(x, y, z)] \cdot U_i \quad (48)$$

Dove:

- $[N(x, y, z)]$ è la matrice delle funzioni di forma
- U_n è il vettore dei gradi di libertà nodali dell'elemento

Si prosegue integrando il contributo di ciascun elemento nel dominio strutturale e si ottiene l'equazione agli spostamenti globale (49). Tale equazione deriva dal comportamento della molla, che è un elemento di estrema importanza nello studio delle strutture dato che sono schematizzate come corpi con un insieme di molle; in questo caso abbiamo però un sistema governato non più da un'unica molla, e quindi non più da un solo grado di libertà, ma da un insieme di molle, che rappresentano i vari gradi di libertà che possiede un corpo.

$$[K] \cdot [U] = [F] \quad (49)$$

Dove:

- $[K]$ è la matrice globale di rigidezza; rappresenta il legame tra spostamenti e forze applicate sulla struttura; si ottiene dall'integrazione sul volume degli elementi finiti della matrice delle derivate delle funzioni di forma $[B]$ e da quella delle proprietà elastiche del materiale $[D]$. La matrice globale di rigidezza presenta una dimensione pari al numero di gradi di libertà cui gode il sistema rappresentato; si può ottenere assemblando i contributi di ogni elemento finito:

$$[K] = \sum_e \int_{V_e} [B]^T \cdot [D] \cdot [B] \cdot dV \quad (50)$$

- $[U]$ è il vettore globale degli spostamenti nodali
- $[F]$ è il vettore globale delle forze applicate
- V_e è il volume dell'elemento finito

L'equazione (49) rappresenta il comportamento della struttura discretizzata; l'applicazione di un carico produce un certo spostamento degli elementi governato dalla matrice globale di rigidezza $[K]$.

Osservazioni:

- Se il problema è statico lineare, $[K]$ è una matrice simmetrica e definita positiva con struttura a banda, e può essere risolta direttamente mediante decomposizione di Cholesky o fattorizzazione LU; mentre in problemi non lineari, si utilizzano metodi iterativi come Newton-Raphson o l'Arc Length per raggiungere una soluzione convergente.
- La possibilità di costruire la matrice di rigidezza di ogni elemento e successivamente di assemblarle in quella globale permette di poter modellare strutture composte da elementi caratterizzati da proprietà fisico-meccaniche diverse. Tale aspetto è uno dei punti di forza, in base al quale il FEM si è imposto come mezzo di indagine sperimentale e di progetto.

La soluzione che mi permette di ricavare gli spostamenti nodali si ottiene invertendo la (54):

$$[U] = [K]^{-1} \cdot [F] \quad (51)$$

Questa equazione è la base del metodo agli elementi finiti (FEM), descrive la rigidezza di una struttura in termini di matrice di rigidezza $[K]$ intendendola come quella funzione di trasferimento del sistema dall'insieme delle forze applicate a quello degli spostamenti indotti.

2.1.3 Determinazione del campo delle deformazioni

Una volta calcolato il vettore globale degli spostamenti nodali $[U]$, che contiene tutti gli spostamenti nodali della struttura nel sistema di riferimento globale, si procede con il calcolo delle deformazioni.

Le deformazioni e tensioni nel FEM sono calcolate a livello di elemento finito, quindi bisogna estrarre gli spostamenti locali di ciascun elemento dall'equazione (47). Successivamente si calcola il campo delle deformazioni, che sono legate agli spostamenti attraverso l'operatore differenziale del gradiente:

$$\varepsilon = \nabla^s \cdot u \quad (52)$$

Sviluppando in forma matriciale la (52) si ottiene:

$$\varepsilon = [B(x, y, z)] \cdot U_n \quad (53)$$

Dove:

- ε è il vettore delle deformazioni
- $[B(x, y, z)]$ è la matrice delle derivate delle funzioni forma, detta matrice di congruenza
- U_n è il vettore degli spostamenti nodali

La matrice $[B]$ è ottenuta derivando le funzioni di forma rispetto alle coordinate spaziali e rappresenta il legame tra gli spostamenti e le deformazioni.

2.1.4 Calcolo delle tensioni attraverso il legame costitutivo

Questa fase consiste nel determinare il campo delle tensioni σ , che descrive le forze interne che si sviluppano nel materiale. Le tensioni sono legate alle deformazioni attraverso la legge costitutiva del materiale, che per un materiale elastico lineare segue la relazione di Hooke:

$$\sigma = [D] \cdot \varepsilon \quad (54)$$

Sostituendo la relazione (58) si ottiene:

$$\sigma = [D] \cdot [B(x, y, z)] \cdot U_n \quad (55)$$

Dove:

- $[D]$ è la matrice delle proprietà elastiche del materiale; dipende dal modulo elastico (E), dal coefficiente di Poisson (ν)
- σ è il vettore degli sforzi interni nell'elemento

Se il materiale è elastico lineare la matrice $[D]$ è costante; mentre, se il materiale è plastico o danneggiato, la matrice $[D]$ diventa non lineare e dipende dalla storia del carico.

2.2 Problemi FEM non lineari

Abbiamo visto nel paragrafo precedente che, nel caso lineare il problema può essere espresso come un sistema di equazioni algebriche del tipo (49).

Nell'ambito strutturale, un esempio di comportamento non lineare è la plasticizzazione dell'acciaio o la fessurazione del calcestruzzo, ma problemi non lineari possono anche derivare anche da effetti geometrici, come le grandi deformazioni, o da contatti tra materiali, come la collaborazione tra acciaio e calcestruzzo, come i controventi in acciaio reagenti a sola trazione, come le molle rappresentative del terreno reagenti a sola compressione. Da un punto di vista numerico questo significa che la risposta del materiale non può più essere prevista da un unico parametro, cioè dalla pendenza di una retta nel piano sforzo-deformazione, bensì può essere simulata solo seguendo passo passo la relazione tra queste due grandezze. A sua volta questo implica il passaggio ad un'analisi incrementale in cui, ad ogni incremento di carico, appropriati algoritmi risolutivi devono essere adottati al fine di ripercorrere il più fedelmente possibile la curva, non più una retta, rappresentativa del comportamento intrinseco del materiale.

Nell'analisi non lineari, la relazione (49) non è più valida, poichè la matrice globale di rigidezza $[K]$ varia durante il processo di deformazione della struttura. Il problema FEM non lineare necessita, quindi, di essere risolto iterativamente.

Uno dei metodi più adoperati per risolvere sistemi FEM non lineari è il metodo di Newton-Raphson, che linearizza il sistema non lineare attorno ad una soluzione iniziale, e risolve iterativamente fino a convergenza. Il metodo di NR è una tecnica iterativa altamente efficiente; in ambito di applicazioni FEM richiede una valutazione accurata delle forze nodali e della matrice di rigidezza.

In particolare, nei problemi non lineari, la condizione di equilibrio statico o dinamico all'istante t è espressa come:

$$R(t) - F^{int}(t) = 0 \quad (56)$$

Dove: $R(t)$ rappresenta le forze esterne applicate ai nodi ed il vettore $F^{int}(t)$ contiene le forze nodali interne. Tale relazione dovrà essere soddisfatta in ogni istante dell'applicazione del carico.

In un approccio incrementale iterativo si parte dall'assunzione di conoscere completamente la soluzione al tempo iniziale t_0 , e l'obiettivo è calcolare la soluzione al tempo successivo $t = t_0 + \Delta t$, dove Δt è un intervallo di tempo opportunamente scelto. Le forze nodali $F^{int}(t)$ possono essere determinate sommando alla soluzione ottenuta al passo precedente l'incremento ΔF , che tiene conto delle variazioni negli spostamenti e negli sforzi nel periodo Δt . Si ha:

$$F^{int}(t) = F^{int}(t_0) + \Delta F \quad (57)$$

Il vettore ΔF può essere "linearizzato", introducendo la matrice di rigidezza tangente $K(t_0)$ al tempo t_0 . Si ottiene:

$$\Delta F = K(t_0)\Delta U \quad (58)$$

Dove:

- $K(t_0)$ rappresenta la derivata delle forze nodali $F^{int}(t_0)$ rispetto agli spostamenti nodali $U(t_0)$:

$$K(t_0) = \frac{\partial F^{int}(t_0)}{\partial U(t_0)} \quad (59)$$

Combinando le equazioni (57 e 58) con la (56) si ottiene:

$$\Delta U = \frac{R(t) - F^{int}(t_0)}{K(t_0)} \quad (60)$$

Tale soluzione fornisce un'approssimazione dell'incremento degli spostamenti nodali nell'intervallo Δt .

$$U(t) = U(t_0) + \Delta U \quad (61)$$

La natura approssimata delle equazioni riportate richiede l'applicazione di una procedura iterativa per garantire una corretta valutazione degli sforzi e delle forze nodali corrispondenti.

2.2.1 Il metodo di Newton Raphson

In analisi matematica, il metodo di Newton-Raphson, detto Metodo delle tangenti, è una tecnica iterativa per risolvere sistemi non lineari. L'idea alla base è linearizzare il problema attorno ad una soluzione approssimata ed iterare il processo fino ad ottenere la soluzione ricercata.

Nello specifico, il metodo NR consiste nella ricerca degli zeri di una funzione $y = f(x)$ attraverso l'uso di funzioni lineari. Si ricerca, quindi, un'approssimazione della soluzione

$$f(x) = 0 \quad (62)$$

Per comprendere il metodo si individui un intervallo $[a, b]$ in cui $y = f(x)$ sia continua ed assuma valori discordi agli estremi, cioè $f(a) \cdot f(b) < 0$, e si supponga che la derivata seconda $f''(x)$ abbia segno costante in tutti i punti interni all'intervallo: tali condizioni sono sufficienti per dimostrare che lo zero di $f(x)$ nell'intervallo considerato esiste ed è unico.

Poiché $f(x)$ assume valori di segno opposto agli estremi dell'intervallo, in uno di questi estremi avrà lo stesso segno di $f''(x)$: si assuma questo estremo come punto iniziale x_0 di un metodo iterativo.

L'equazione della tangente alla curva nel punto di ascissa x_0 è:

$$y = f(x_0) + f'(x_0)(x - x_0) \quad (63)$$

Il punto di intersezione di tale retta con l'asse x , indicato con x_1 , si ottiene ponendo $y = 0$ nell'equazione (63):

$$0 = f(x_0) + f'(x_1)(x_1 - x_0) \quad (64)$$

$$x_1 - x_0 = -\frac{f(x_0)}{f'(x_0)} \quad (65)$$

$$x_1 = x_0 - \frac{f(x_0)}{f'(x_0)} \quad (66)$$

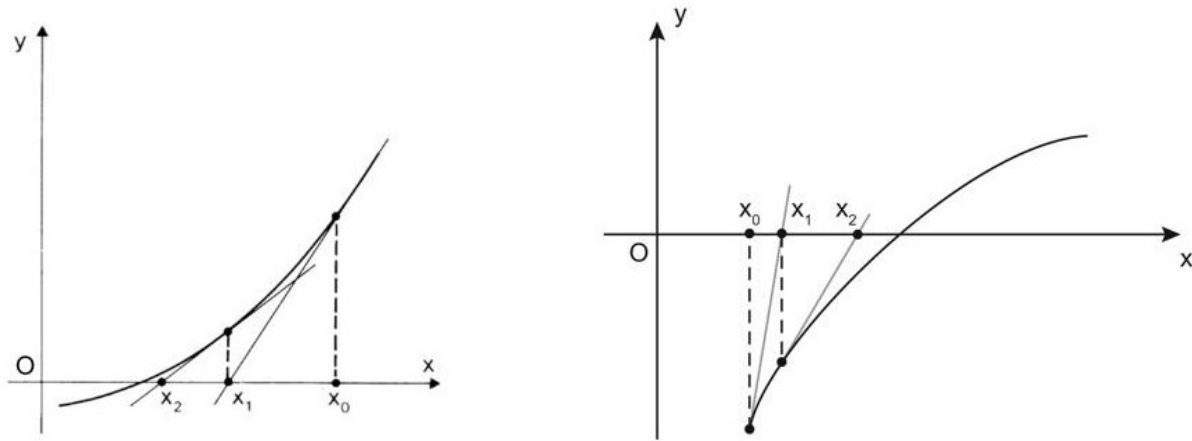


Figura 70 – Metodo di Newton- Raphson

Iterando il procedimento, si calcola quindi la tangente in $(x_1, f(x_1))$ ricavando x_2 e così via. Si ottiene alla fine una successione di valori $\{x_0, x_1, x_2, \dots, x_n\}$ convergente al valore dello zero della funzione.

Posso costruire, quindi, un'approssimazione della soluzione costruendo una successione dove:

$$x_{n+1} = x_n - \frac{f(x_n)}{f'(x_n)} \quad (67)$$

In questo modo partiamo da x_0 , calcoliamo x_1 , calcoliamo x_2 , e così via. Quando la differenza tra x_n e x_{n+1} sarà molto piccola abbiamo approssimato la soluzione riducendo progressivamente il GAP, valore che misura quanto la soluzione trovata si discosta dalla soluzione reale.

La condizione di arresto può essere scritta nella forma:

$$|x_i - x_{i-1}| < \varepsilon \quad (68)$$

stabilendo di terminare il procedimento quando la differenza tra due approssimazioni successive è sufficientemente piccola; alternativamente, la medesima condizione può essere data sotto la forma:

$$|f(x_i)| < \varepsilon \quad (69)$$

in cui il valore che la funzione assume nel punto x_i è in valore assoluto sufficientemente vicino allo zero.

Tuttavia, in questo metodo è interessante l'errore relativo piuttosto che l'errore assoluto; infatti, non disponendo del valore esatto della soluzione, si ricorre alla stima dell'errore tramite il rapporto:

$$e = \left| \frac{x_i - x_{i-1}}{x_i} \right| \quad (70)$$

L'errore decresce piuttosto rapidamente ad ogni iterazione, come mostrato in Figura 70.

In particolare, nel metodo di Newton-Raphson l'errore è all'incirca proporzionale al quadrato dell'errore dell'iterazione precedente: ciò evidenzia che il numero di cifre decimali esatte raddoppia ad ogni iterazione. Questa caratteristica è detta convergenza quadratica dell'algoritmo. Se nell'intervallo $[a, b]$ esiste una sola soluzione, individuabile graficamente, e la cui esistenza è assicurata dalla costanza del segno di $f'(x)$, ma la derivata seconda non ha segno costante, il metodo di Newton può non convergere. In questi casi la soluzione approssimata oscilla intorno a un punto di massimo relativo della funzione presentando l'instabilità strutturale o il post-buckling.

2.2.2 Applicazioni FEM del metodo NR

Dopo aver presentato l'approccio alla base del metodo di Newton-Raphson, metodo maggiormente utilizzato per la risoluzione di sistemi non lineari, vediamo come questo metodo sia collegato alle applicazioni FEM.

Il metodo NR consiste nell'applicare le formule (60) e (61) in modo iterativo, utilizzando come punto di partenza per l'iterazione $k+1$ la soluzione dell'iterazione precedente k :

$$\Delta U^{k+1} = \frac{R(t) - F^{int}(t)^k}{K(t)^k} \quad (71)$$

$$U(t)^{k+1} = U(t)^k + \Delta U^{k+1} \quad (72)$$

Come valori iniziali, si considerano le soluzioni ottenute nel passo iterativo precedente.

Gli sforzi, le forze nodali equivalenti ΔF^{k+1} , e la matrice di rigidezza tangente $K(t)^{k+1}$ all'iterazione $k+1$ sono successivamente calcolati utilizzando l'espressione (72).

La differenza $R(t) - F^{int}(t)^k$ è chiamata "residuo", e rappresenta un insieme di carichi non bilanciati dalle forze nodali. Il processo viene iterato fino a che il residuo è sufficientemente piccolo. Nel caso sia uguale a zero si ha la soluzione esatta, ma generalmente si imposta un errore "accettabile" per ogni istante di tempo t mediante questa espressione:

$$e = \frac{|UFEM - Uexp|}{Uexp} \cdot 100 \% \quad (73)$$

2.3 Il codice di calcolo agli elementi finiti Ansys

Ansys è un software computazionale che utilizza un approccio combinato di procedure incrementali ed iterative per risolvere problemi non lineari. Nelle analisi non lineari, il programma si avvale del metodo Newton-Raphson, presentato nel paragrafo 2.2.1 e 2.2.2, per approssimare la configurazione di equilibrio al termine di ciascun incremento di carico. La procedura incrementale si basa sull'equilibrio tra le forze interne ed esterne che agiscono sulla struttura.

La convergenza si verifica quando la differenza tra queste forze è inferiore a un parametro di tolleranza, il quale dipende dal livello di precisione scelto. Per comprendere le azioni sui nodi causate dalle forze esterne $\{P\}$ e interne $\{I\}$, è utile considerare che tali azioni sono generate dalle tensioni presenti negli elementi connessi a ciascun nodo, come illustrato nella Figura 71.

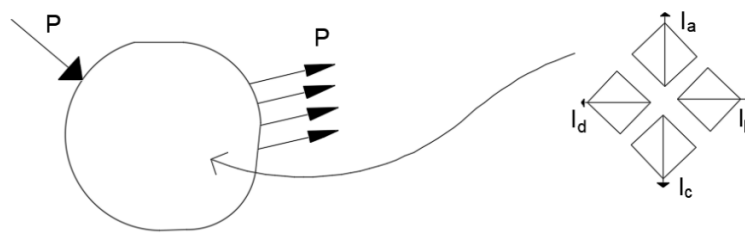


Figura 71 - a) carichi esterni agenti sul corpo generico b) forze interne agenti sul nodo dell'elemento finito

Affinchè ci sia equilibrio, la risultante delle forze ad ogni nodo deve essere nulla:

$$\{P\} - \{I\} = 0 \quad (74)$$

La Figura 72 riporta la risposta non lineare di una struttura ad un piccolo incremento di carico ΔP .

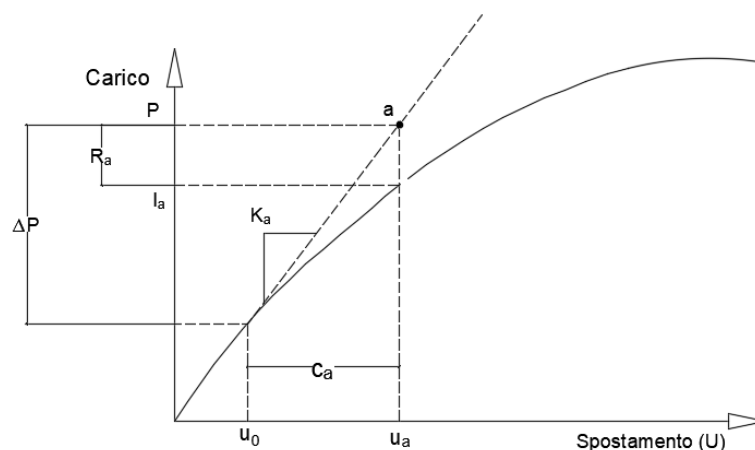


Figura 72 - Prima iterazione a seguito di un incremento di carico

Ansys adotta un approccio che impiega la rigidezza tangente della struttura, indicata come K_0 in corrispondenza di una configurazione deformata ed equilibrata “ u_0 ”. L'applicazione dell'incremento di carico ΔP permette di determinare l'incremento di spostamento “ c_a ” proiettando il punto “a” sull'asse degli spostamenti. Il nuovo punto “ u_a ” rappresenta la configurazione deformata aggiornata, da cui è possibile calcolare le azioni interne “ I_a ” per ciascun nodo e grado di libertà.

Successivamente, si calcola la differenza:

$$R_a = P - I_a \quad (75)$$

Se questa differenza è inferiore alla tolleranza dello 0.1% dei carichi esterni e l'ultima correzione di spostamento è relativamente piccola, ad esempio l'1%, rispetto alla somma degli incrementi di spostamento, la soluzione è accettata.

Nel caso in cui la soluzione non converge, Ansys, mediante un processo iterativo, applica un incremento di carico inferiore al precedente e ripete i passaggi descritti fino ad ottenere la convergenza. Una volta raggiunta la convergenza, Ansys riformula la nuova matrice di rigidezza K_a basata sulla configurazione aggiornata “ u_a ”. Questa rigidezza, insieme al residuo R_a , determina un'altra correzione di spostamento “ c_b ” che porta il sistema ad una nuova configurazione di equilibrio, come rappresentato nella Figura 73.

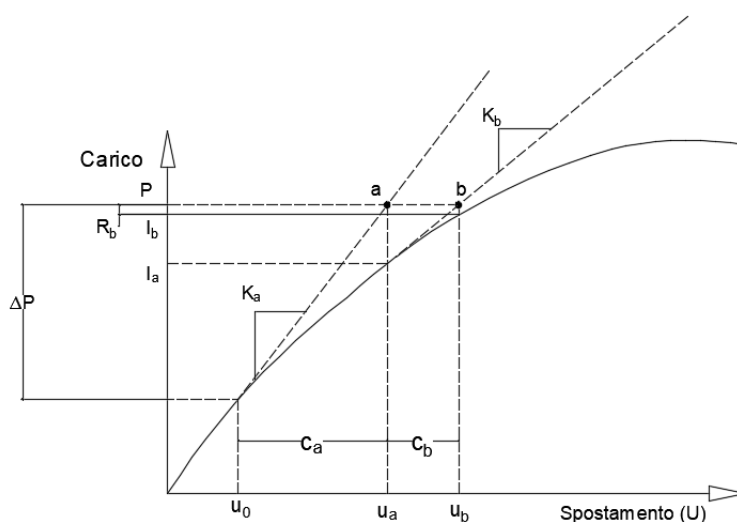


Figura 73 - Nuova condizione di equilibrio a seguito della seconda iterazione

2.4 Il processo di un'analisi agli elementi finiti

Dopo aver descritto il metodo agli elementi finiti ed introdotto le relative basi teoriche si analizza come viene implementata nei software di simulazione numerica, come Ansys, il processo di un'analisi agli elementi finiti.

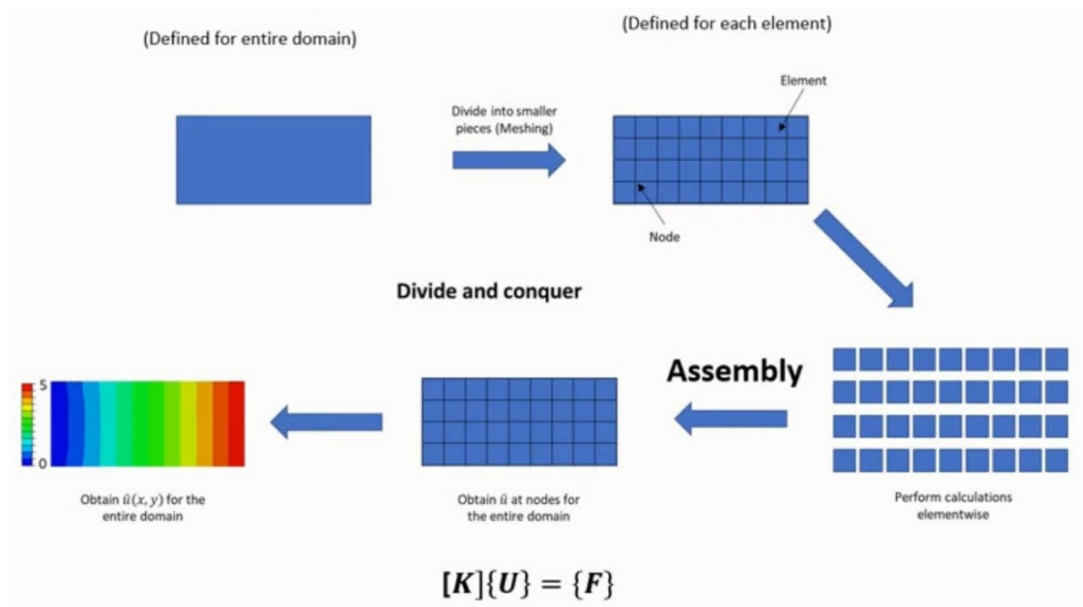


Figura 74 - Processo di un'Analisi agli elementi finiti (FEA)

Le analisi agli elementi finiti forniscono, come per molte tecnologie, un output accurato quanto l'input, in quanto i modelli dipendono dalla precisione delle informazioni utilizzate per costruirli.

Il procedimento può essere suddiviso in sei fasi principali:

- 1- Definizione del modello geometrico
- 2- Discretizzazione e generazione della mesh computazionale
- 3- Definizione delle proprietà del materiale e delle condizioni al contorno
- 4- Formulazione ed assemblaggio delle equazioni FEM
- 5- Risoluzione del sistema e post-processing dei risultati
- 6- Validazione ed interpretazione dei risultati

Le fasi sottolineate sono a carico dell'analista, mentre le altre sono internamente svolte dal software FEM.

L'analista FEM svolge un ruolo cruciale nell'analisi. Questo perché tutte le ipotesi, come la geometria, le proprietà assegnate ad un materiale ed il tipo di analisi, influenzano significativamente l'integrità e l'accuratezza dei risultati del modello.

2.4.1 Definizione del modello geometrico

La prima fase della FEA consiste nella creazione del modello geometrico della struttura o del componente da analizzare, al fine di rappresentare l'oggetto di studio in termini di forma, dimensioni e caratteristiche fisiche.

Prima di procedere alla modellazione occorre definire il sistema di unità di misura utilizzato, in genere si adotta il sistema internazionale (SI). Il modello può essere generato dall'analista all'interno del programma per l'analisi agli elementi finiti, altrimenti può essere importato da software CAD. La fase di modellazione è una delle fasi più delicate del processo, dato che la qualità del modello geometrico influisce direttamente sulla capacità del metodo agli elementi finiti di rappresentare il comportamento reale della struttura.

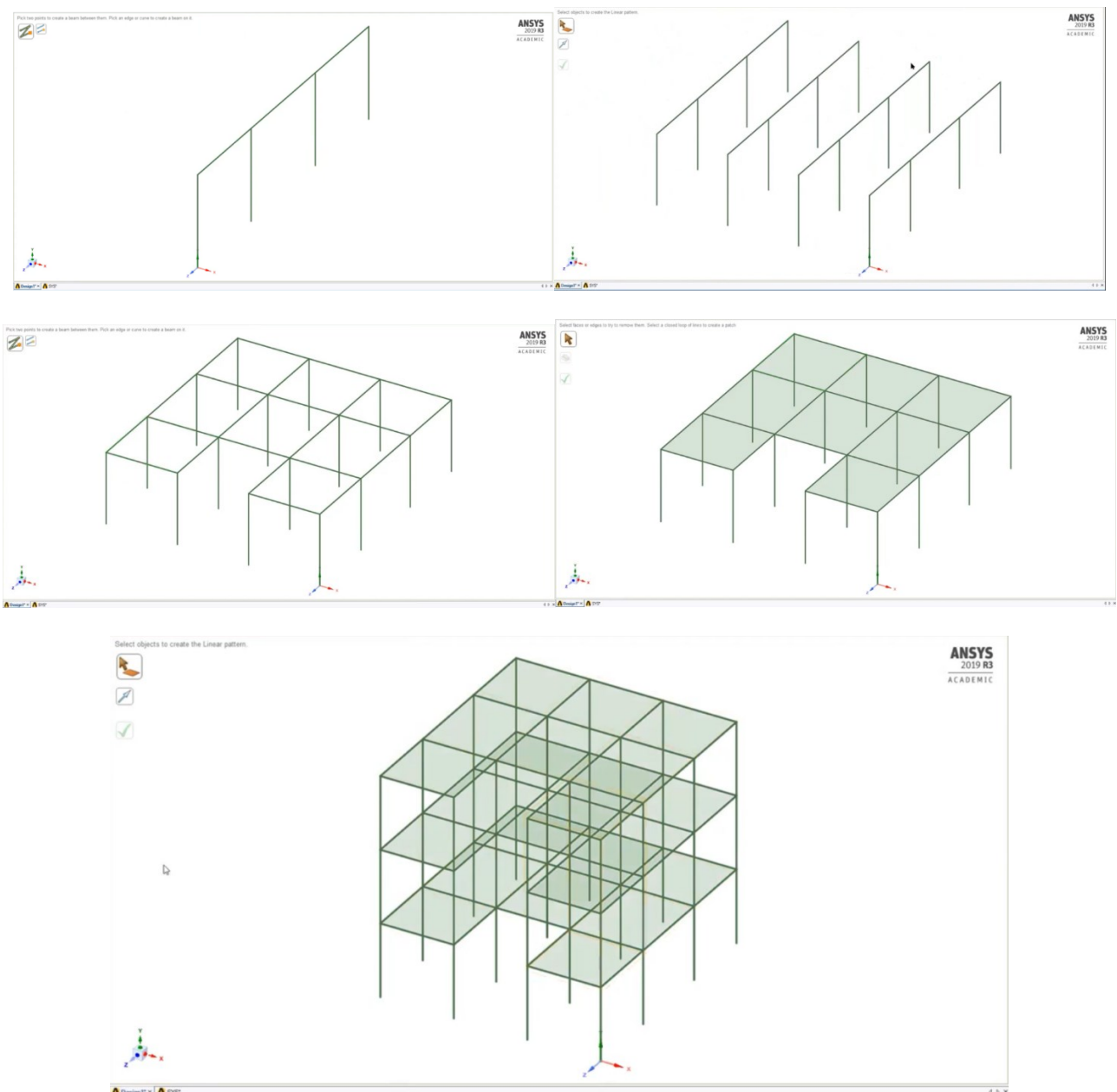


Figura 75 - Modello geometrico di una struttura in c.a.

In caso di geometrie complesse, ad esempio con molti fori o raccordi, il tempo di calcolo aumenta notevolmente mentre i miglioramenti della precisione del risultato sono trascurabili. Per questo motivo in questi casi si adottano strategie di semplificazione, come l'eliminazione di dettagli irrilevanti quali fori, smussi, raccordi, scanalature ed anche mediante l'uso di simmetrie. In particolare, se la struttura è simmetrica si analizza solo una porzione del modello per ridurre i tempi computazionali. Ad esempio, nelle analisi FEM svolte nel Capitolo 3 studiamo un telaio emisimmetrico, ma non utilizziamo simmetrie in quanto già nella sperimentazione, riportata nel paragrafo 1.6 "Sperimentazione di nodi in calcestruzzo armato", si è studiato metà telaio per semplificare il modello ed i costi dei materiali da utilizzare.

2.4.2 Discretizzazione e generazione della mesh

Dopo aver definito la geometria, il dominio viene suddiviso in elementi finiti attraverso il processo di meshing descritto nel paragrafo 2.1.1 - "Discretizzazione del dominio".

La qualità della mesh è influenzata da diversi fattori:

- Tipologia degli elementi finiti: elementi 1D (aste, rinforzi) che hanno 3 traslazioni come gradi di libertà, e sono utilizzati per modelli semplificati di telai e barre in acciaio, 2D (triangolo, quadrilatero) per lastre-gusci-membrane, 3D (cubo, tetraedro, pentaedro, esaedro) che hanno tre traslazioni e tre rotazioni come gradi di libertà, e sono utilizzati per lo studio di problemi volumetrici complessi come il comportamento del calcestruzzo armato e relativi componenti.
- Dimensione dell'elemento finito (Sizing della mesh): i vertici degli elementi della mesh sono chiamati nodi, ed in corrispondenza di essi sono valutate le componenti della soluzione incognita. Se si applica una mesh di elementi molto fine si ottengono risultati affidabili. Tuttavia, il tempo di calcolo aumenta rapidamente con il numero di elementi nel modello, difatti è approssimativamente proporzionale al quadrato del numero di gradi di libertà. I gradi di libertà sono le possibili direzioni di movimento dei nodi, in genere ogni nodo ha 6 gradi di libertà: 3 traslazioni e 3 rotazioni. La rigidità viene applicata solo a determinati gradi di libertà, quelli senza rigidità vengono solitamente eliminati in anticipo dal risolutore, in modo che contribuiscano poco al tempo di risoluzione. Avere, quindi, una mesh più fitta, diminuisce la dimensione dell'elemento finito, e quindi aumenta la precisione ma anche il costo computazionale. La convergenza della mesh è verificata stabilendo che i risultati dell'analisi non

cambino significativamente al variare della discretizzazione della mesh; altrimenti si possono vedere, nei risolutori numerici di problemi FEM, le caratteristiche degli elementi della mesh di utilizzando il comando Mesh Metric, che ci fornisce un grafico a barre con il valore massimo, minimo e medio di alcuni indicatori di qualità della griglia computazionale. Inoltre ci permette di andare ad identificare gli elementi mal modellati all'interno del nostro modello; se essi sono localizzati si possono effettuare delle modifiche così da migliorare la mesh e di conseguenza i risultati dell'analisi.

In Figura 76 è riportato un controllo della qualità della mesh attraverso l'indicatore “Element Quality” che fornisce un grafico a barre. In particolare, nell'esempio assume il valore 1,00 per la griglia computazionale di elementi finiti generata, ciò significa che la mesh è perfetta, e quindi non è necessario raffinare maggiormente la struttura in quanto la discretizzazione eseguita ci permette di catturare il comportamento correttamente.

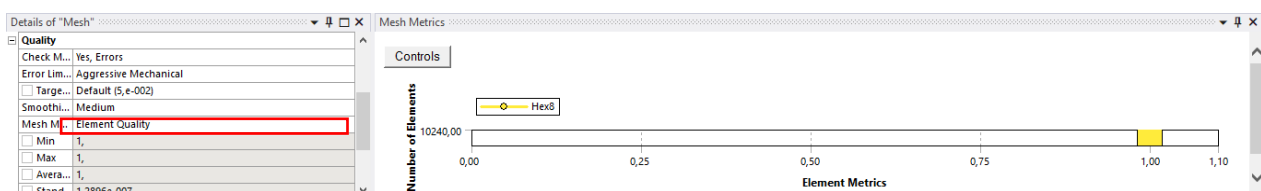


Figura 76 - Controllo della qualità della mesh (Mesh Metric)

Nel caso si abbia una qualità bassa della mesh questi due principali fattori possono essere modulati. Ad esempio diminuisco il sizing della mesh per raffittire la griglia computazionale in tutta la struttura, o solo per alcuni gruppi di elementi finiti eseguendo un Body Sizing. Un'altra tecnica è il raffinamento locale, detto “Adaptive meshing”, che permette di aumentare la densità della mesh solo nelle regioni di interesse per lo studio. Ad esempio, nello studio dei telai in calcestruzzo armato si raffina la mesh nelle zone del nodo. Questo perché, come riportato dettagliatamente nel Capitolo 1, i nodi sono gli elementi del telaio che subiscono maggiore fessurazione, in quanto rappresentano il centro in cui convergono tutte le tensioni interne indotte dai carichi esterni. Un'ulteriore modo per modificare la mesh è cambiare il tipo di elemento finito che permette di variare il numero di gradi di libertà (DOF) della struttura.

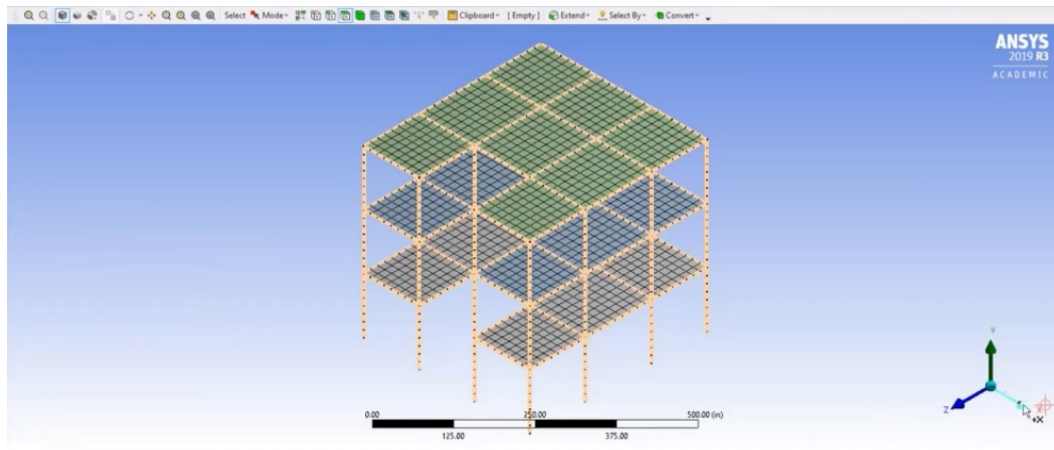


Figura 77 - Generazione della mesh computazionale

2.4.3 Definizione delle proprietà del materiale e delle condizioni al contorno

Definite la geometria delle parti coinvolte nel modello FEM da analizzare, si definiscono le proprietà del materiale, che rappresentano uno dei principali input di un'analisi agli elementi finiti.

E' necessario definire i modelli costitutivi del materiale:

- Materiali elastici lineari: utilizzano la legge di Hooke con matrice elastica [D]
- Materiali non lineari: considerano la plasticizzazione, creep e fessurazione
- Interazione tra materiali: ad esempio, nel calcestruzzo armato, l'adesione acciaio-calcestruzzo

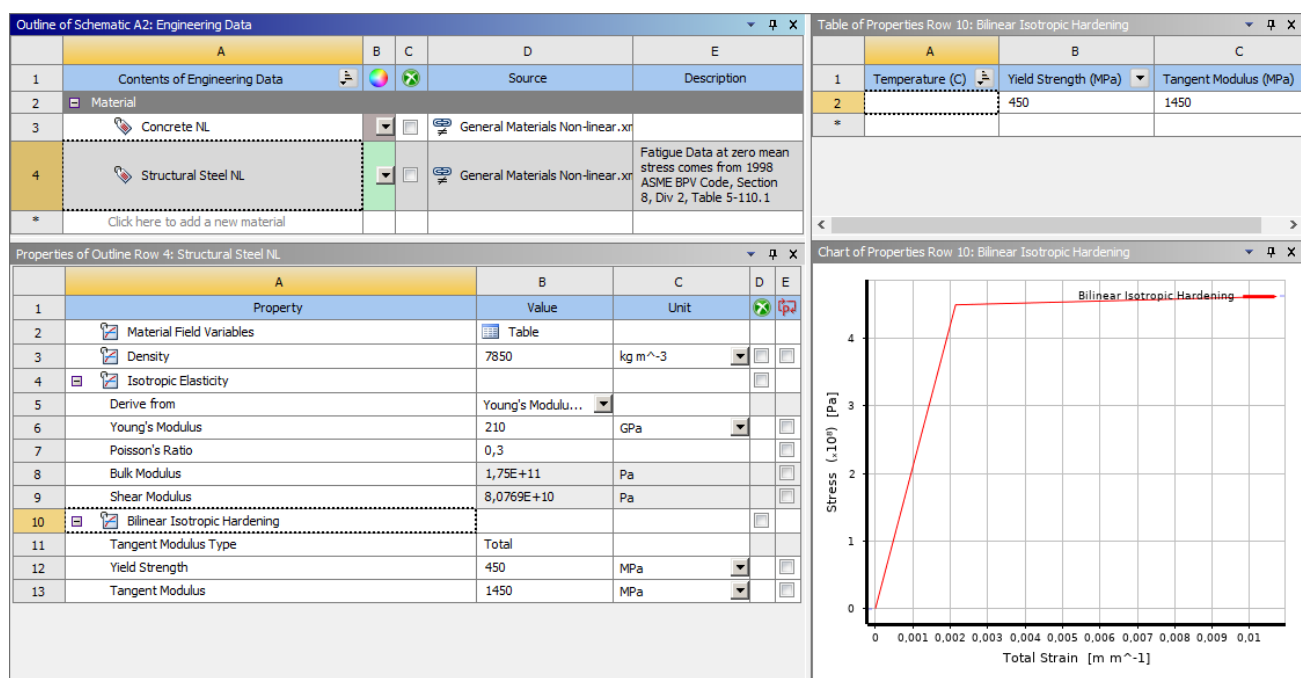


Figura 78 - Definizione di proprietà e del modello costitutivo dell'acciaio su un software per analisi FEM

Le condizioni al contorno specificano i vincoli e i carichi applicati alla struttura, si possono impostare:

- Vincoli di spostamento: incastri, cerniere, appoggi
- Carichi concentrati o distribuiti: statici, dinamici, termici
- Interazioni o contatti tra componenti: ad esempio, nel calcestruzzo armato si ha l'interazione tra le barre ed il calcestruzzo, che deve essere replicata nell'ambiente virtuale FEM in modo da replicare lo scorrimento e l'aderenza che avviene nella struttura reale. Nelle analisi agli elementi finiti si possono impostare contatti perfetti, detti "bounded contact" o contatti con attrito, detti "frictional contact", nel caso si hanno elementi soggetti a scorrimento relativo, come quello che avviene tra il calcestruzzo e le barre di armatura in acciaio inserite all'interno.

Ad esempio, in Figura 79 nell'analisi si assegna il vincolo di incastro, detto "fixed support", alla base di tutti i pilastri del telaio in calcestruzzo armato modellato. In caso di strutture in c.a., questa operazione è necessaria per permettere al progettista strutturale di separare il calcolo della sovrastruttura da quello della fondazione.

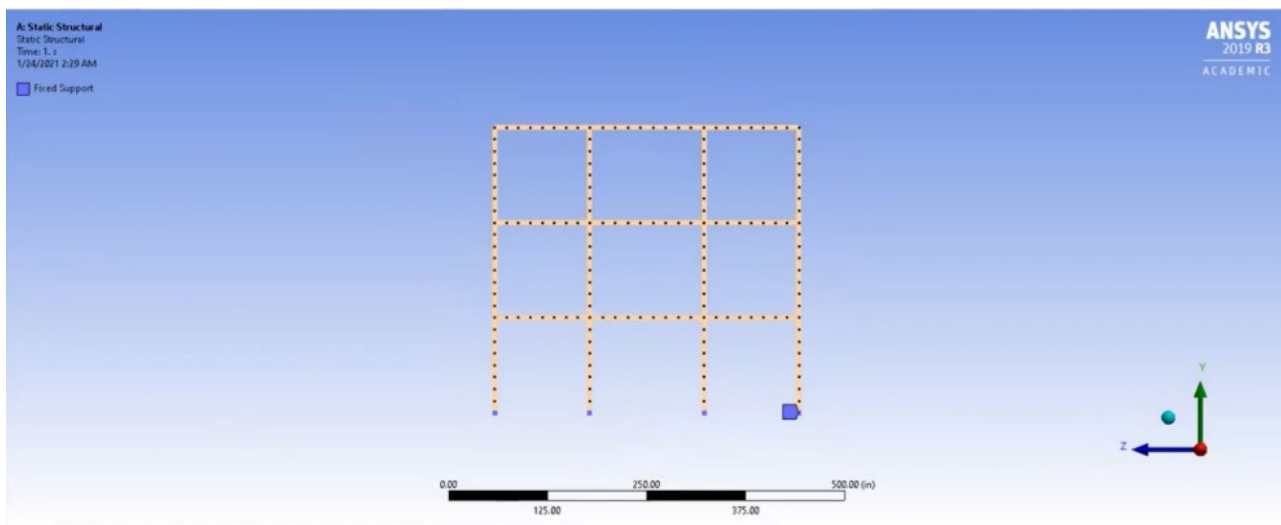


Figura 79 - Condizione al contorno: Definizione di vincolo di incastro (fixed support)

2.4.4 Formulazione e assemblaggio delle equazioni FEM

Una volta definita la mesh ed assegnate le proprietà fisiche, il modello FEM viene formulato matematicamente attraverso la discretizzazione delle equazioni di equilibrio della struttura.

Il sistema di equazioni FEM ha la seguente forma generale:

$$[K] \cdot [U] = [F] \quad (76)$$

Questa formulazione (76) è stata descritta nel paragrafo 2.1.2 “Definizione del campo di spostamenti”.

Dopo l’assemblaggio delle equazioni, il sistema viene risolto numericamente utilizzando metodi diretti, come la decomposizione LU, od iterativi come il metodo di Newton-Raphson o l’Arc-Lenght.

Una volta ottenuti gli spostamenti nodali, si ricavano le deformazioni e le tensioni seguendo i passaggi riportati nel paragrafo 2.1 - “Descrizione e basi teoriche del FEM”.

2.4.5 Risoluzione del problema e post-processing dei risultati

Nel post-processing, i risultati vengono analizzati attraverso:

- Mappe di tensioni e deformazioni: Von Mises, principali, di taglio.
- Curve forza-spostamento per validare la risposta strutturale.
- Analisi della convergenza, verificando che la soluzione sia stabile rispetto al raffinamento della mesh.

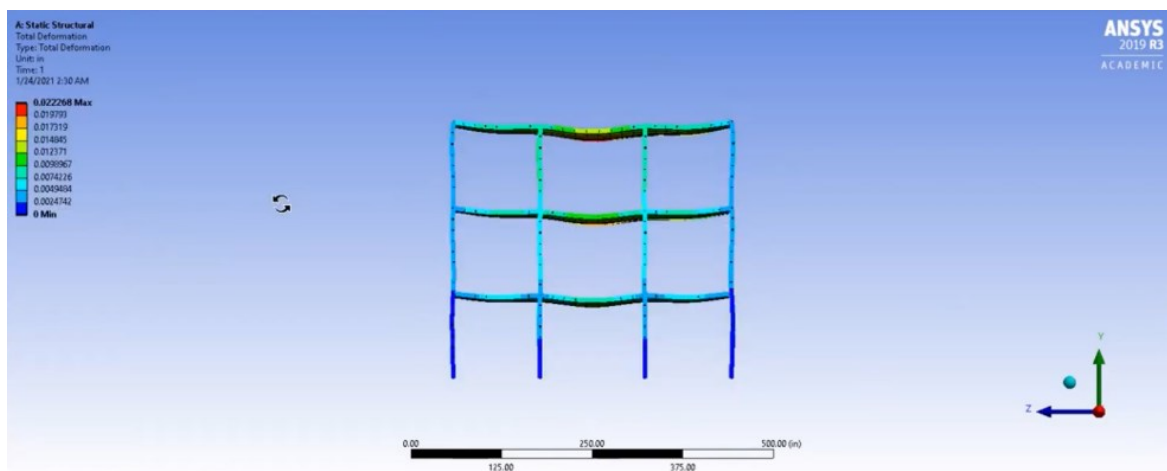


Figura 80 - Visualizzazione dei risultati: Deformazione totale

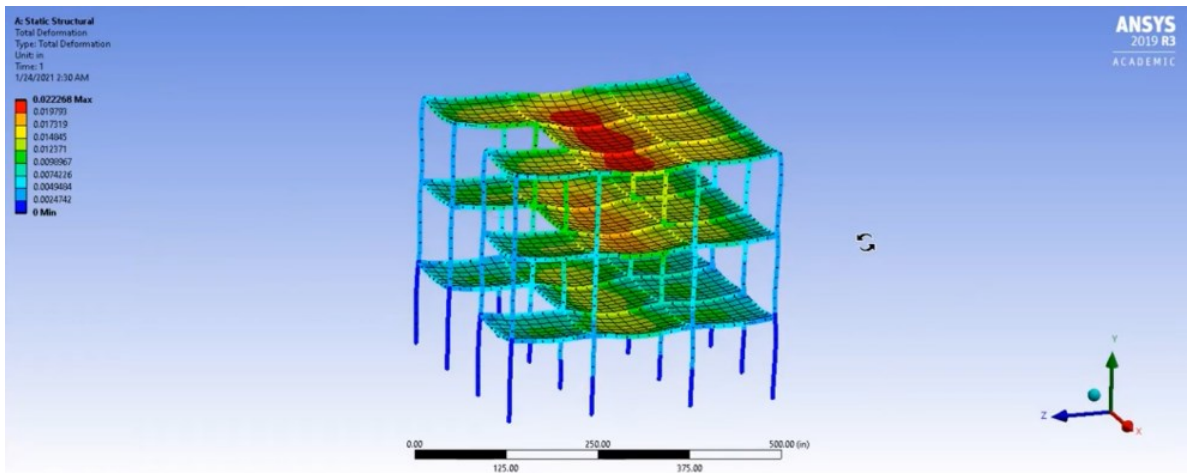


Figura 81 - Visualizzazione dei risultati: Deformazione totale

2.4.6 Validazione del modello

La fase di validazione del modello rappresenta la prima parte dell'interpretazione dei risultati, ed è finalizzata a verificare se il modello eseguito corrisponde concettualmente al modello di riferimento. Ad esempio, nelle analisi agli elementi finiti riportate nel Capitolo 3, il riferimento per la validazione sarà la sperimentazione dei nodi in calcestruzzo armato riportata in modo dettagliato nel paragrafo 1.6 - “Sperimentazione di nodi in calcestruzzo armato”.

Una volta validato il modello, e quindi verificata la correttezza del modello, si passa alla fase di valutazione dei risultati in cui si analizza la risposta strutturale elaborata dal risolutore numerico. Si possono valutare i risultati in termini di tensioni-deformazioni, di caratteristiche di sollecitazione, di spostamenti e di reazioni vincolari; tale valutazione può essere svolta qualitativamente per via grafica ed in maniera più accurata leggendo da opportuni tabulati prodotti automaticamente dal programma di calcolo o creati dall'utente. In caso emergano discrepanze con i dati sperimentali, o anche errori evidenti a livello logico, possono essere necessarie correzioni: del modello geometrico, dell'assegnazione delle proprietà dei materiali, della definizione delle condizioni al contorno, della mesh.

CAPITOLO 3: MODELLAZIONE AGLI ELEMENTI FINITI DI NODI

Premessa: Dopo aver descritto in modo approfondito, nel Capitolo 1 i nodi in calcestruzzo armato e nel Capitolo 2 il metodo agli elementi finiti (FEM) e il relativo processo di analisi, in questa sezione si passa alla loro applicazione pratica di tali concetti mediante il software ANSYS Workbench R2 2024. Il software, ampiamente utilizzato in ambito ingegneristico, consente di eseguire simulazioni numeriche dettagliate, fornendo dati essenziali per comprendere la risposta strutturale del nodo sotto carichi ciclici. In particolare, per la definizione del modello geometrico si è utilizzato il tool “Design Modeler” di ANSYS, mentre per l’analisi del modello il tool “Mechanical” di ANSYS.

Nel presente capitolo viene affrontata la modellazione numerica di un nodo in calcestruzzo armato, analizzato in due configurazioni: non rinforzato e rinforzato con fasciature in BFRP (Basalt Fiber Reinforced Polymer). L’obiettivo principale è valutare il comportamento del nodo a seguito di un’azione sismica, analizzandone l’evoluzione fino alla rottura, e confrontando le prestazioni delle due configurazioni in termini di duttilità.

L’analisi FEM svolge un ruolo fondamentale in questo studio, in quanto permette di ottenere dati quantitativi relativi a spostamenti, tensioni e deformazioni in funzione alle sollecitazioni applicate. Una volta svolte le analisi l’obiettivo sarà quello di confrontare il comportamento strutturale delle due configurazioni, valutando l’efficacia del rinforzo in BFRP, e validando il modello FEM attraverso il confronto con i risultati sperimentali riportati nel paragrafo 1.6 - “Sperimentazione di Nodi in Calcestruzzo Armato”.

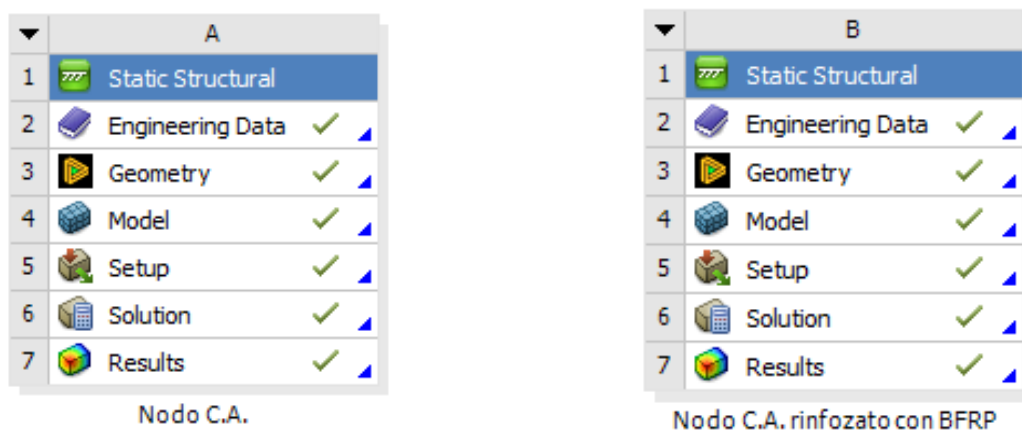


Figura 82 - Schema per l’analisi strutturale delle due configurazioni di nodo

Il processo di modellazione seguirà una sequenza ordinata. Nei paragrafi successivi sono descritti in dettaglio i criteri di modellazione, le condizioni al contorno, il tipo di mesh utilizzata ed i parametri di analisi impiegati, con l'obiettivo di ottenere una simulazione il più possibile coincidente alla realtà strutturale delle due configurazioni di nodo in calcestruzzo armato analizzate. Inoltre, sarà discussa la scelta del modello costitutivo per il calcestruzzo e per l'acciaio, così come la valutazione del modulo elastico del calcestruzzo fessurato nell'analisi di nodo rinforzato con fasciature in BFRP. Inoltre, essendo il calcestruzzo arrivato a rottura nella prima prova sperimentale si è assegnato il criterio di rottura, nello specifico di Drucker - Prager.

3.1 Nodo in C.A.

3.1.1 Definizione del modello geometrico

Il nodo in calcestruzzo armato è stato modellato come un'intersezione tra trave e pilastro. Come primo passo è stato modellato il pilastro creando la sezione rettangolare 200 mm x 200 mm sul piano, e poi estrudendola di 2 metri lungo l'asse verticale per ottenere il solido del pilastro. La modellazione del solido della trave è analoga a quella del pilastro, con eccezione dell'estrusione che in questo caso è lungo l'asse orizzontale.

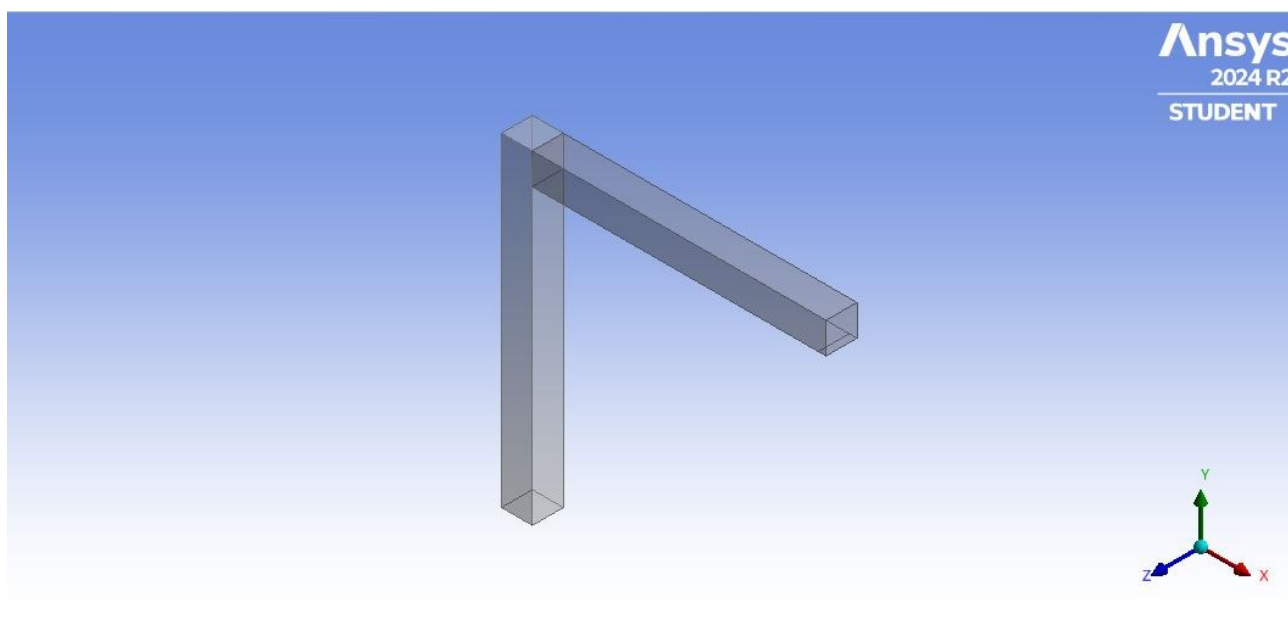


Figura 83 - Vista assometrica del volume di calcestruzzo

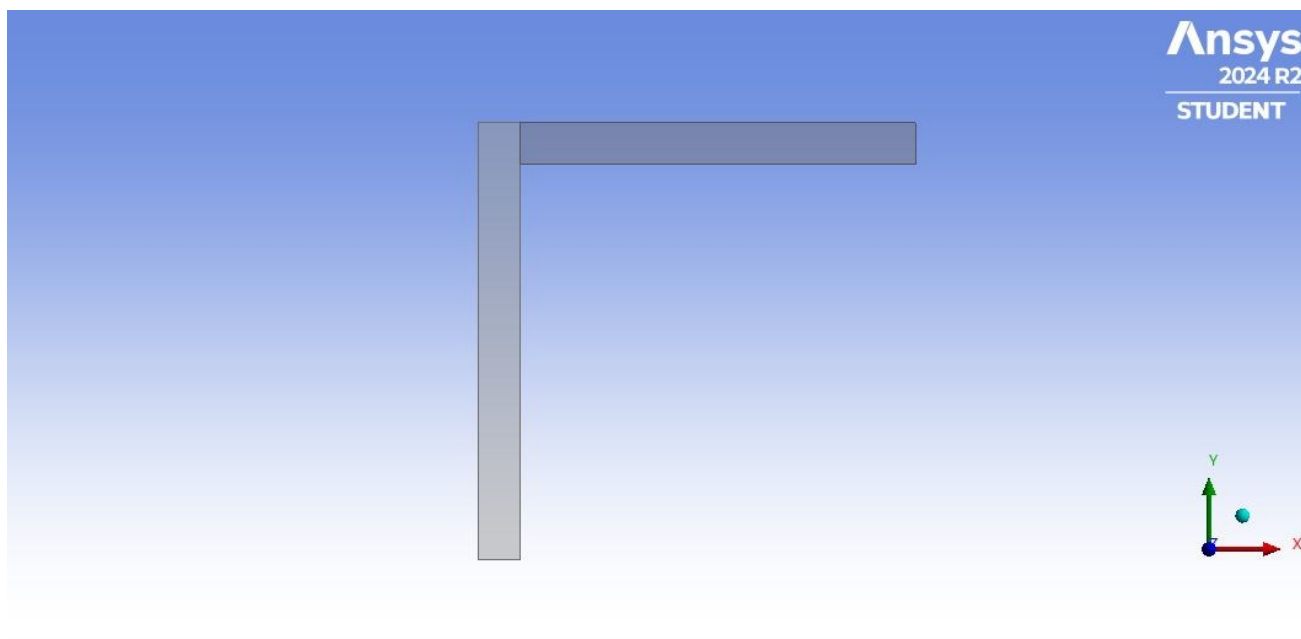


Figura 84 - Vista frontale del volume di calcestruzzo

Inoltre, definito il volume del calcestruzzo del telaio, si è utilizzato il comando “Face Split” in modo di separare le facce per la fase di inserimento dei carichi agenti sul nodo, riportata nei successivi paragrafi. Questo passaggio avviene in questa fase dato che le modifiche del modello geometrico sono solo eseguibili all’interno dello spazio di modellazione “Design Modeler”.

Si è passati poi alla modellazione delle barre di armatura: in questo caso il programma ci permette di creare delle linee all’interno del volume di calcestruzzo, a cui poi è assegnata, dopo essere stata definita, la relativa sezione circolare rappresentante il diametro del tondino in acciaio utilizzato. Come per ogni elemento modellato il riferimento è dato dalla sperimentazione riportata nel paragrafo 1.6 - “Sperimentazione su nodi in calcestruzzo armato”. Ricordiamo che per quanto riguarda le barre longitudinali sono stati utilizzati dei ferri $\varnothing 12$; mentre per le staffe dei ferri $\varnothing 6$. L’armatura trasversale composta prevalentemente da staffe, presenta un passo di 10 cm lungo tutta la trave ed il pilastro, con un infittimento in corrispondenza nel nodo e alla sua base, con un passo di 5 cm.

La modellazione delle barre longitudinali e delle staffe è resa agevole dal comando “Pattern”, che permette di duplicare lungo la direzione desiderata l’elemento selezionato.

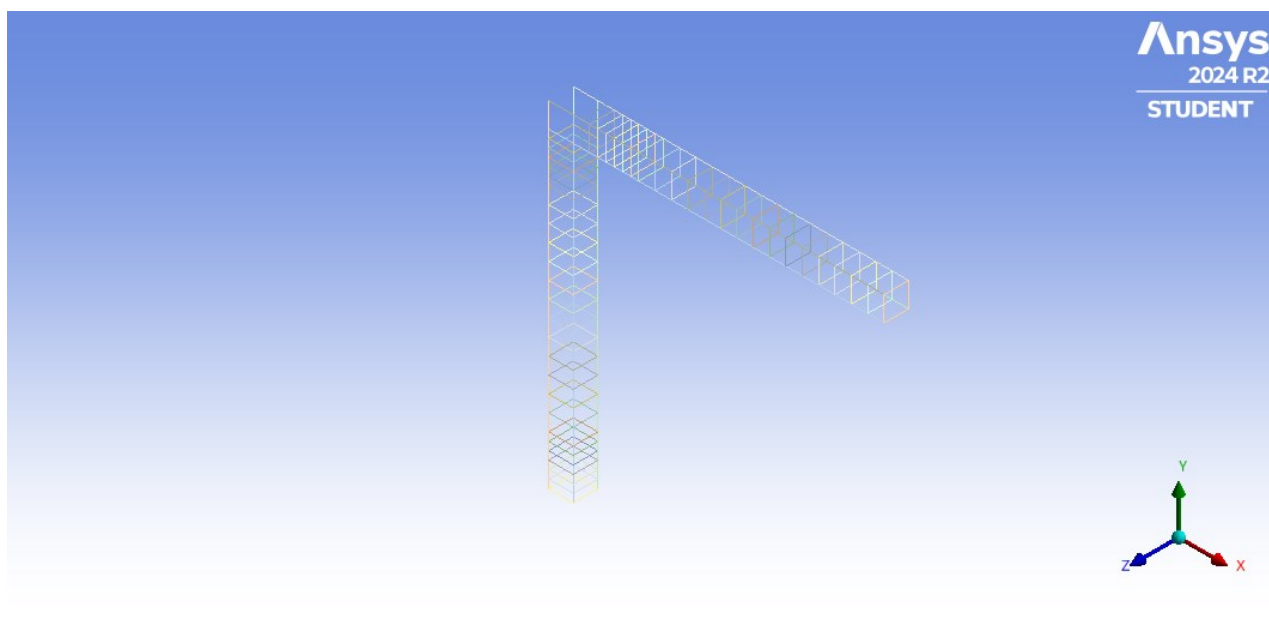


Figura 85 - Vista assonometrica delle barre longitudinali e staffe (linee)

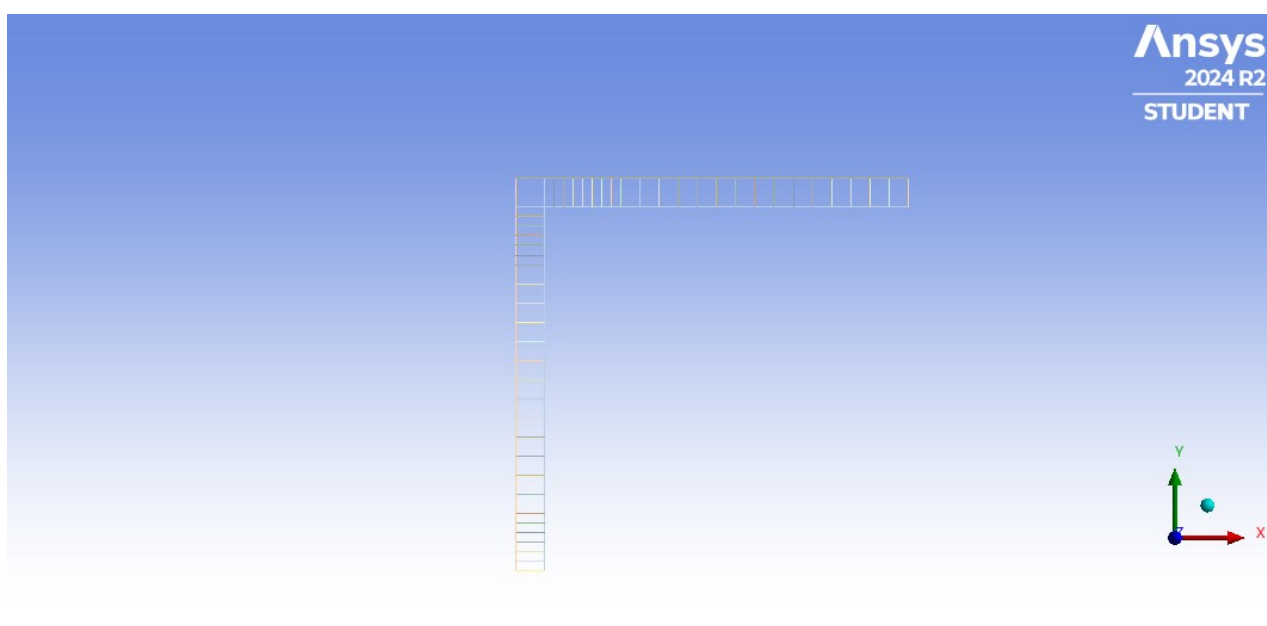


Figura 86 - Vista frontale delle barre longitudinali e staffe (linee)

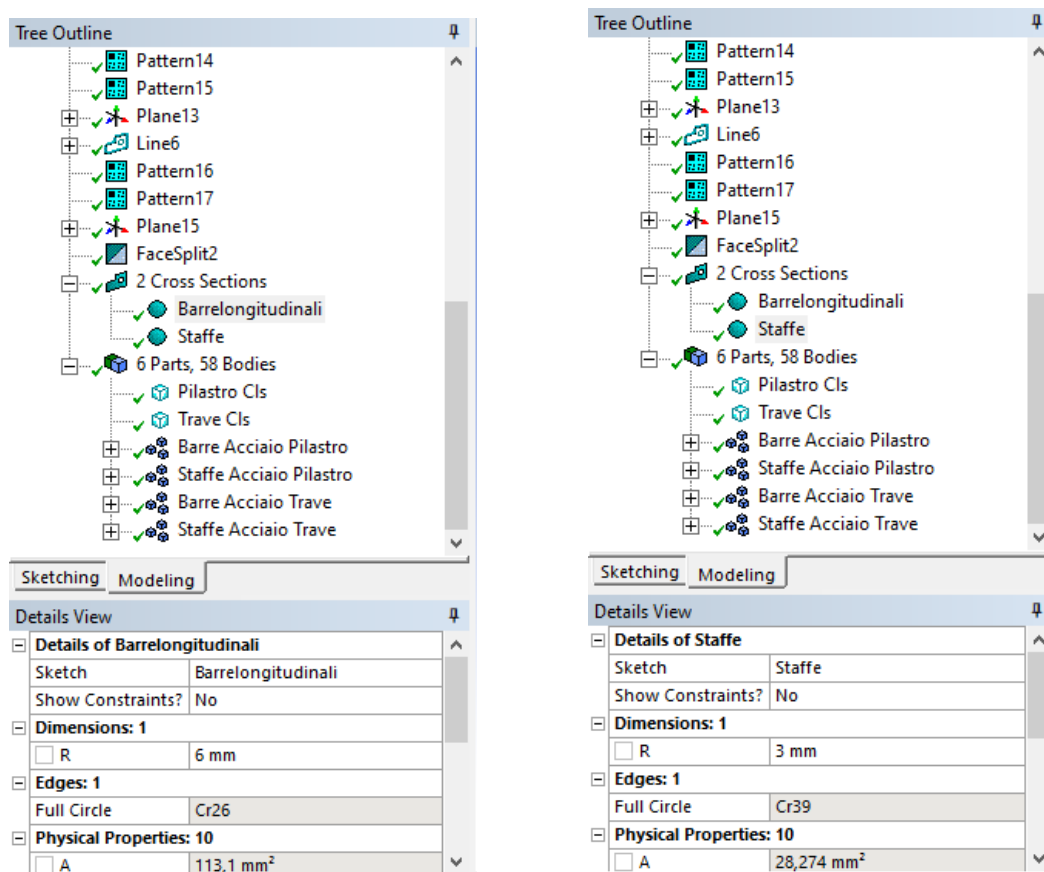


Figura 87 - Creazione delle sezioni circolari da assegnare: a) barre longitudinali b) staffe

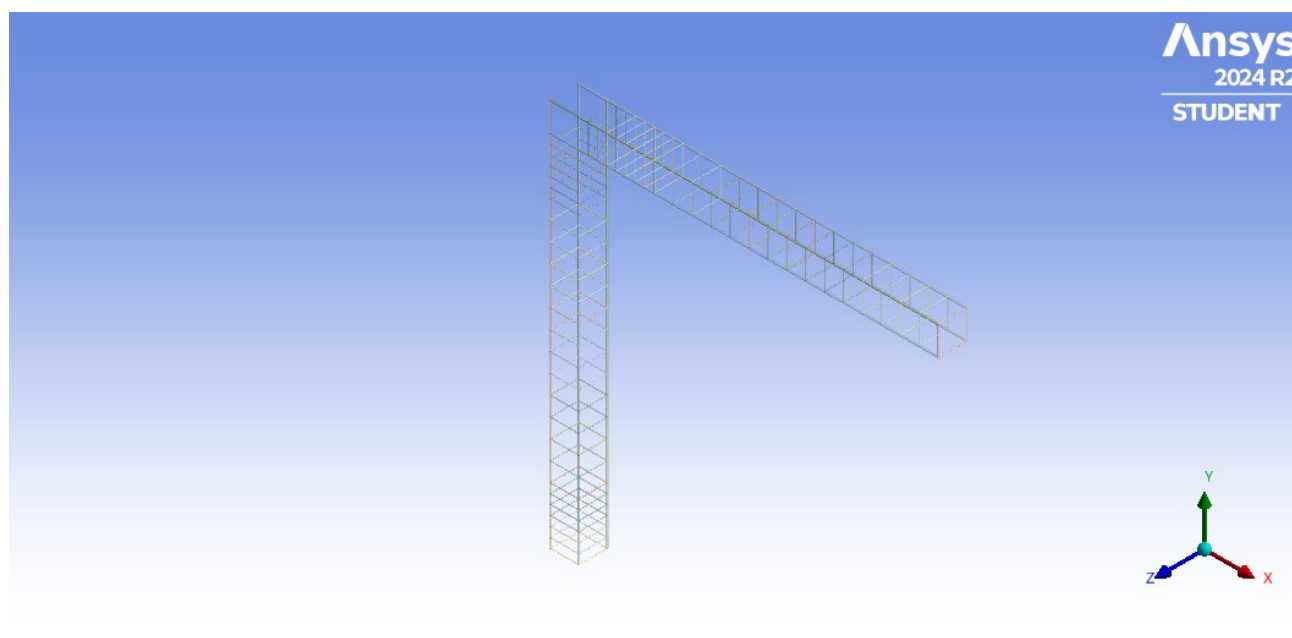


Figura 88 - Vista assonometrica delle barre longitudinali e staffe con sezioni circolari assegnate

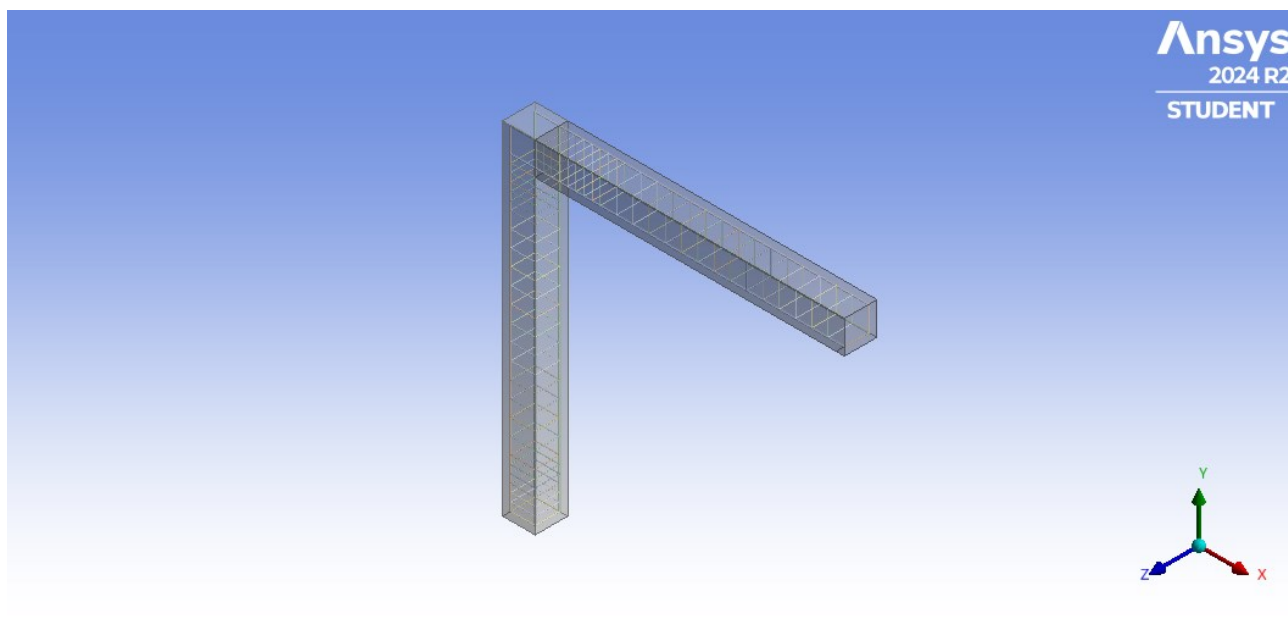


Figura 89 - Vista assonometrica del telaio completo

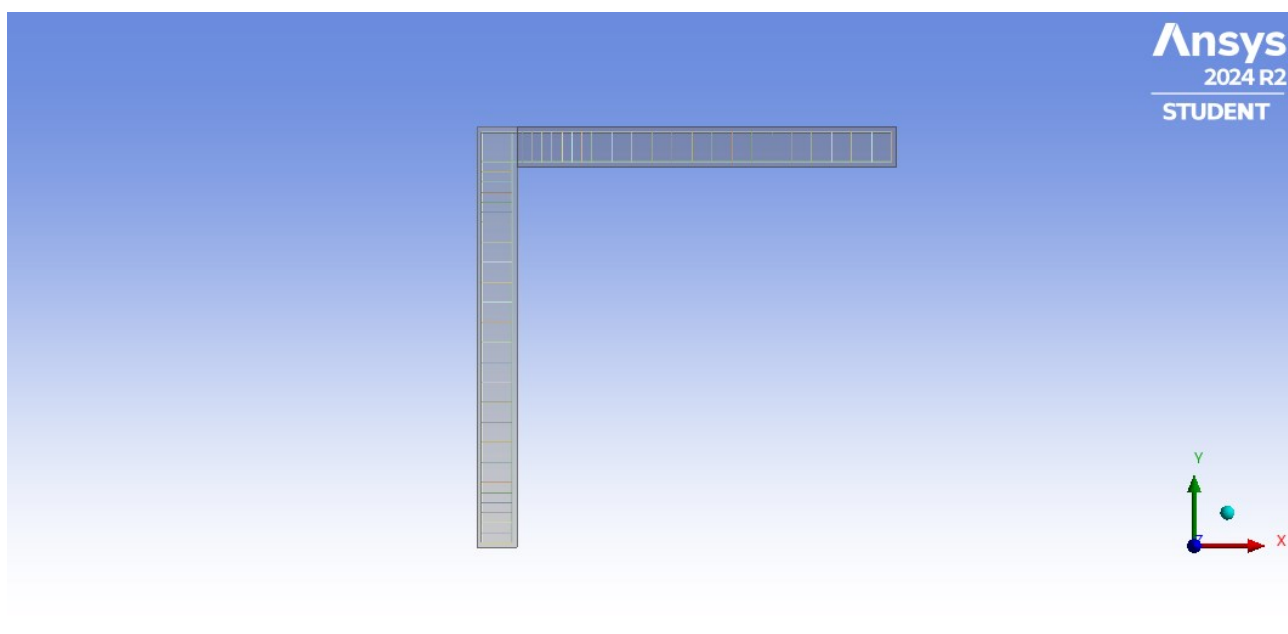


Figura 90 - Vista frontale del telaio completo

3.1.2 Definizione delle proprietà dei materiali

Per impostare i materiali del nodo in c.a. sono stati scelti preliminarmente due materiali presenti nell'aggiornamento attuale di ANSYS Workbench 2024 R2: Concrete NL e Structural Steel NL. In funzione alla caratteristiche della sperimentazione sono stati aggiornati i valori e le unità di misura delle proprietà.

Inoltre, sono state assegnati i legami costitutivi dei materiali al fine di ottenere un modello che segua il comportamento reale del telaio. Inoltre essendo, nella prima prova sperimentale, il calcestruzzo arrivato a rottura è stato definito il criterio di rottura di "Drucker Prager" assegnando le proprietà ricavate in fase di sperimentazione, riportate nella Tabella 16.

CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO C28/35		
PROPRIETA'	VALORE	UNITA' DI MISURA
Densità	2300	Kg / m ³
Modulo elastico	32000	MPa
Coefficiente di Poisson	0,2	
Resistenza cubica R _{ck} (da prova SonReb)	44	Mpa
Resistenza a compressione uniassiale	28	MPa
Resistenza a compressione biassiale	32,2	MPa
Resistenza a trazione uniassiale	3	MPa

Tabella 16 - Caratteristiche del calcestruzzo C28/35

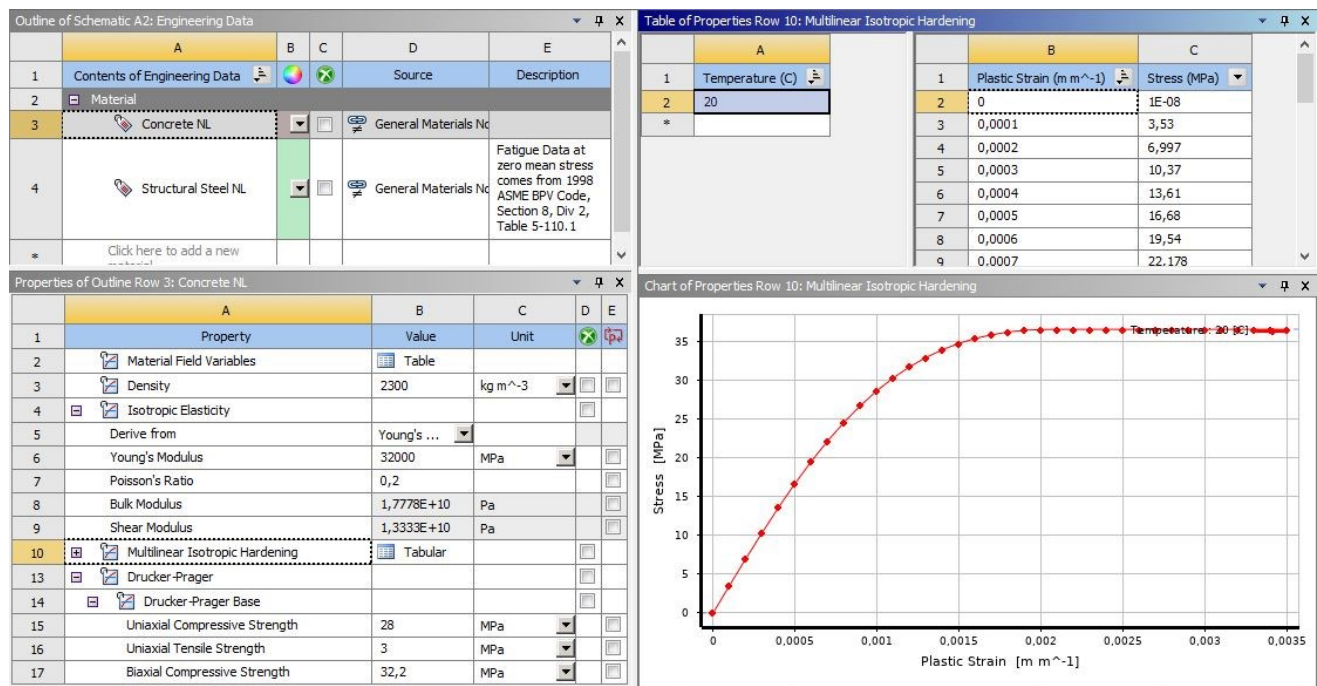


Figura 91 - Proprietà assegnate nella fase di Engineering data al cls (Concrete NL)

Per le barre longitudinali e le staffe è stato utilizzato un acciaio B450C, che presenta una tensione di snervamento, f_{yd} , pari a 450 MPa.

CARATTERISTICHE DELL'ACCIAIO B450C		
PROPRIETA'	VALORE	UNITA' DI MISURA
Densità	7850	Kg / m ³
Modulo elastico	210	GPa
Coefficiente di Poisson	0,3	
Tensione di snervamento	450	MPa

Tabella 17 - Caratteristiche dell'acciaio B450C

In Figura 92 è riportato il comportamento elasto-plastico dell'acciaio assegnato in fase di “Engineering Data” allo Structural Steel NL.

Nella fase elastica, l'acciaio segue la legge di Hooke:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (77)$$

dove lo sforzo è linearmente proporzionale alla deformazione. Quando il materiale supera il limite elastico, entra in una fase plastica, dove la deformazione permanente inizia ad accumularsi anche in assenza di ulteriori aumenti di sforzo.

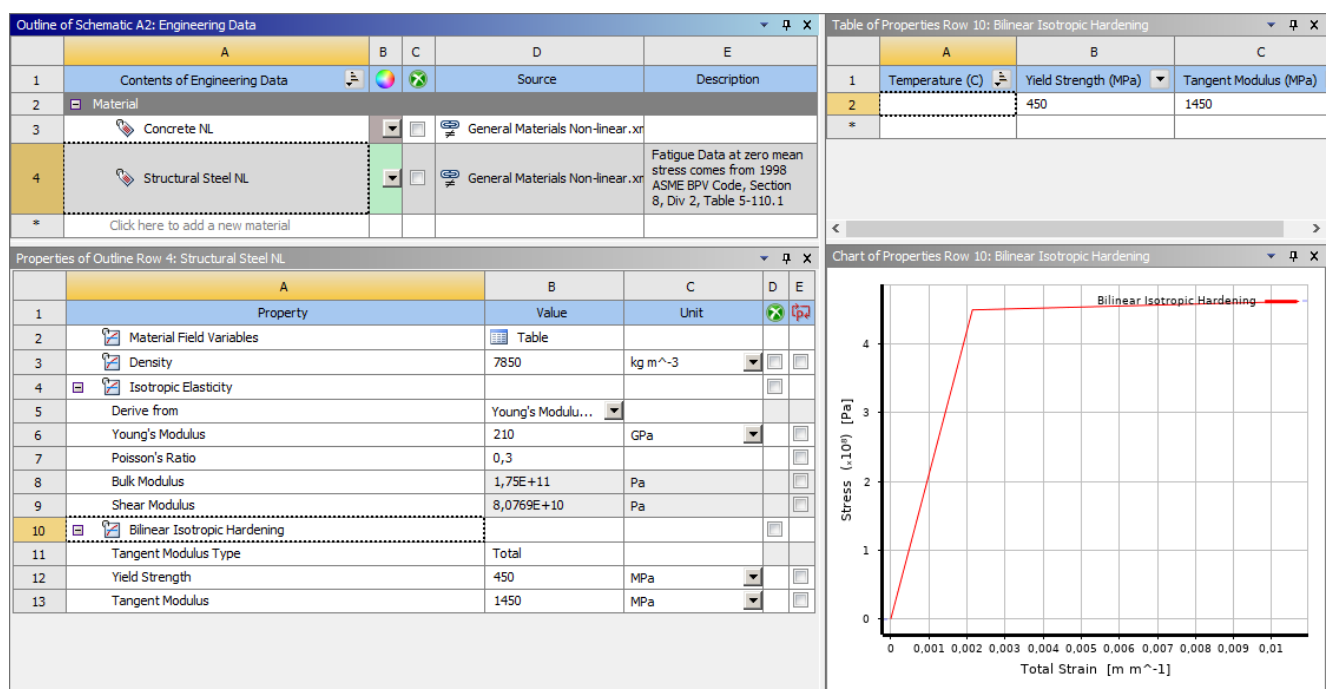


Figura 92 - Proprietà assegnate nella fase di Engineering data all'acciaio (Structural Steel NL)

3.1.3 Analisi Statica non lineare del telaio

In questa fase si passa all'analisi agli elementi finiti nell'ambiente "Mechanical" di Ansys R2 2024.

Come primo passaggio sono stati assegnati i materiali, definiti descritti nel paragrafo precedente: per i solidi il materiale "Concrete NL" e per le armature in acciaio il materiale "Structural Steel NL", e sono stati attivati per tutti e due i materiali gli effetti non lineari. In particolare, per l'acciaio è stato cambiato il tipo di modello da quello predefinito per gli elementi 1D, cioè "Beam", a "Reinforcement". Questo nuova funzione di Ansys R2 2024 consente al programma di simulare il comportamento dell'acciaio come rinforzo inserito all'interno del solido di calcestruzzo.

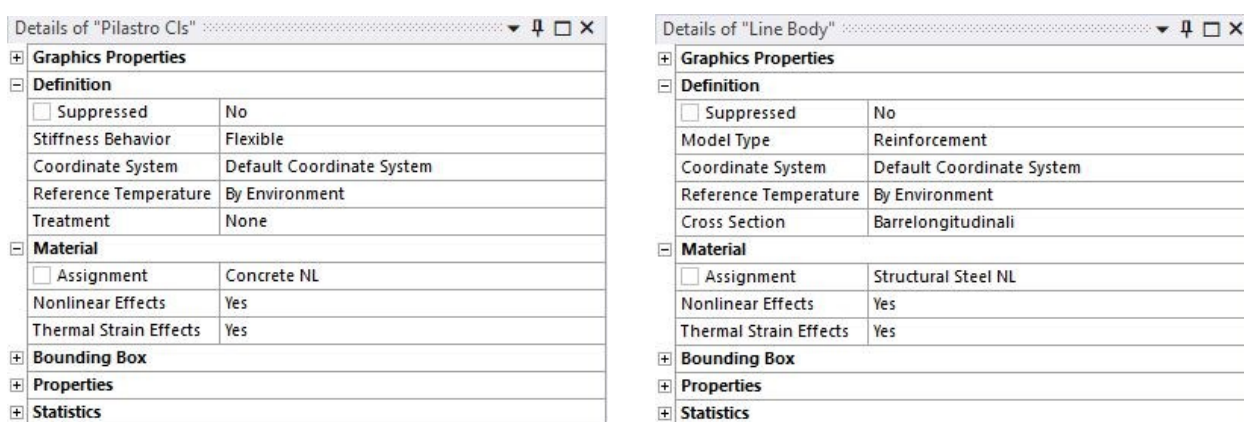


Figura 93 - Esempio di assegnazione dei materiali

Il modello è stato successivamente discretizzato in tanti piccoli elementi finiti, al fine di rappresentare il comportamento strutturale in modo numerico. Prima di proseguire all'impostazione della mesh cambiamo l'ordine degli elementi da "Program Controlled" a "Linear", e la dimensione degli elementi finiti da "Default" a 25 mm. Gli elementi finiti scelti sono di tipo cubico per quanto riguarda il solido in calcestruzzo, con un sizing di 25 mm, ciò significa che ogni cubetto ha lato di 25 mm (Figura 94).

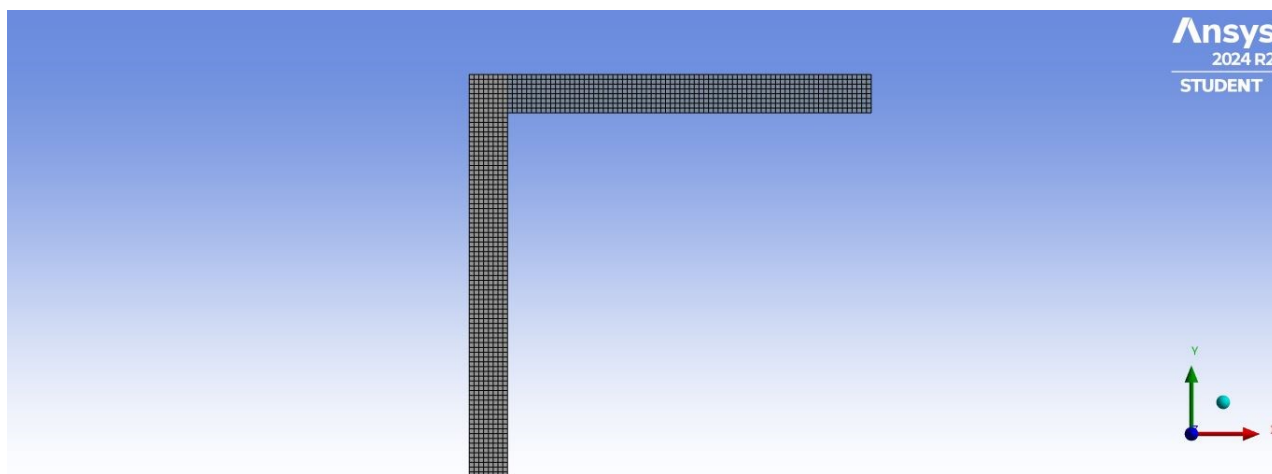


Figura 94 - Elementi finiti di forma cubica generati per il solido di calcestruzzo

E' stato impostato un metodo personalizzato della mesh inserendo "Automatic Method". In particolare, si passa da metodo automatico a "Multizone", in modo che il tipo di mappa della mesh sia impostato in "Hexa", cioè esadecimale. Successivamente è stato inserito anche un sizing di 25 mm per tutti i bordi del modello. Dopo aver generato la mesh, è stato effettuato il relativo controllo di qualità modificando l'impostazione di "Mesh Metrics" da "None" ad "Element Quality".

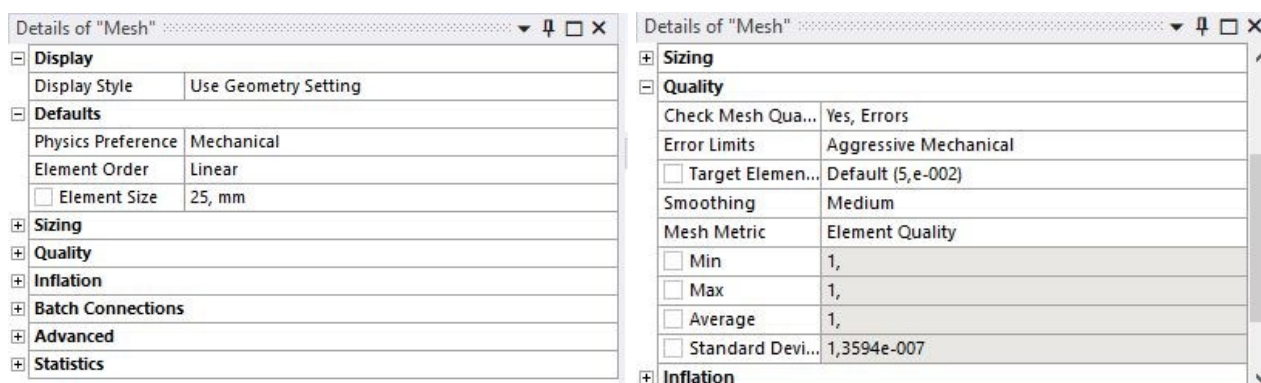


Figura 95 - Impostazione della mesh

In Figura 96 si osserva che la mesh cubica generata è perfetta in quanto l'indicatore di qualità della griglia computazionale "Element Quality" fornisce un valore pari a 1,00.

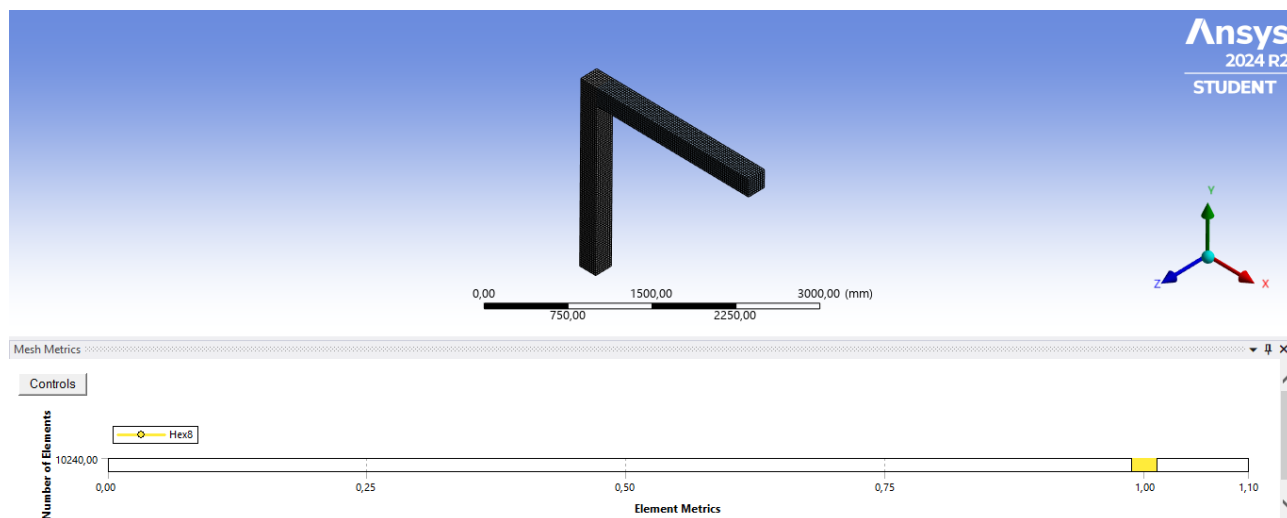


Figura 96 - Mesh calcecestruzzo

Per le barre di armatura il programma genera sempre degli elementi finiti di dimensioni di 25 mm, ma in questo caso con una forma ottagonale, per approssimare il più possibile la condizione reale di sezione circolare (Figura 97).

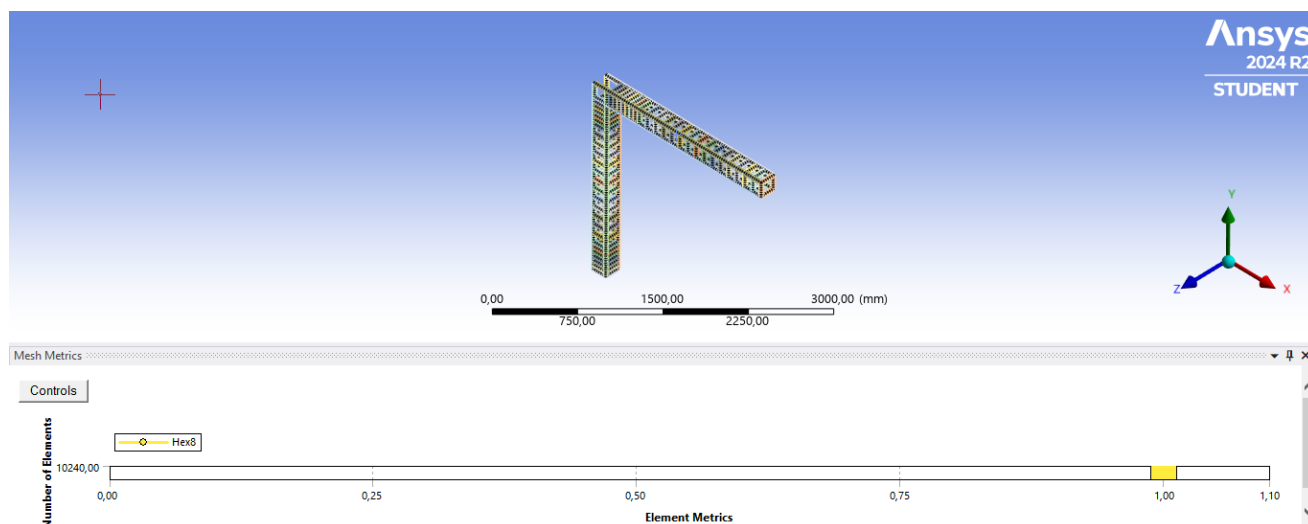


Figura 97 - Mesh acciaio

Dopo aver assegnato i materiali e generato una griglia computazionale perfetta, si passa all'”Analysis Settings”, ultimo passaggio dell'analisi in cui sono stati definite i carichi ed i vincoli applicati al telaio.

Nel telaio in esame stato inserito un incastro, detto “Fixed Support”, alla base del pilastro, replicando il vincolo di fondazione rigida normalmente utilizzato nelle strutture in calcestruzzo armato. Si sono inserite poi le forze agenti sul telaio: la prima costante, di 40000 N, in corrispondenza del nodo; e la seconda ciclica, nell'estremo della trave, con incremento lineare fino a 6000 N (Figura 99).

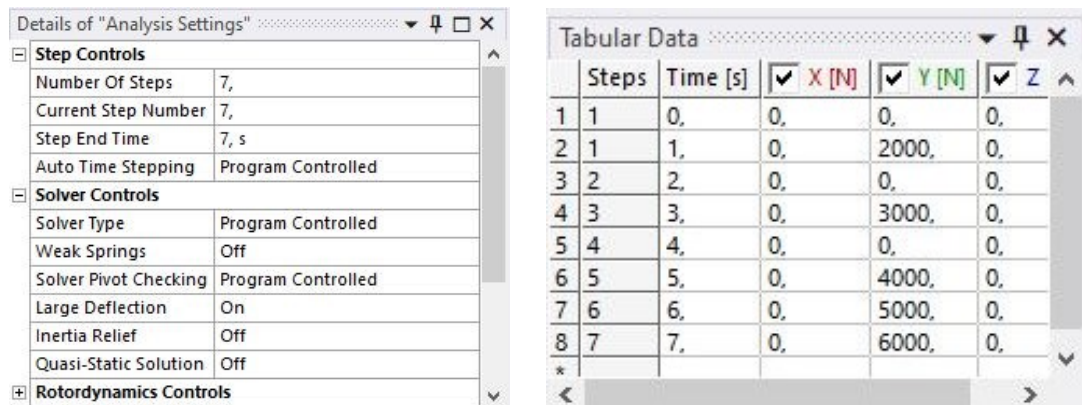


Figura 98 - a) Impostazioni del numero di step

b) Assegnazione dei cicli di carico scarico ai relativi step

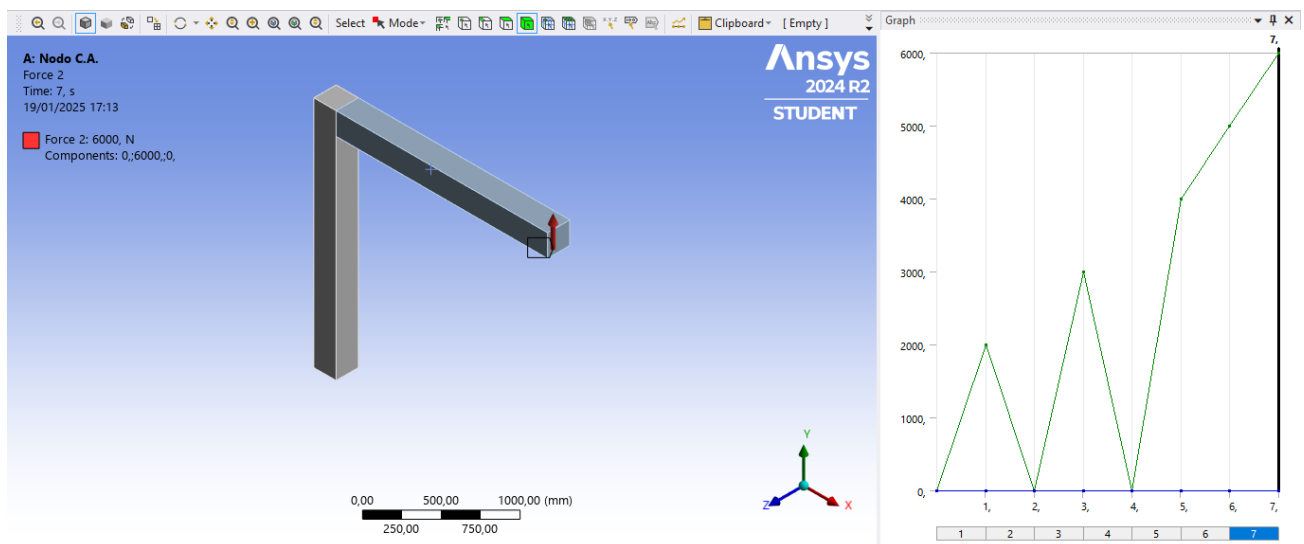


Figura 99 - Forza ciclica applicata all'esterno della trave

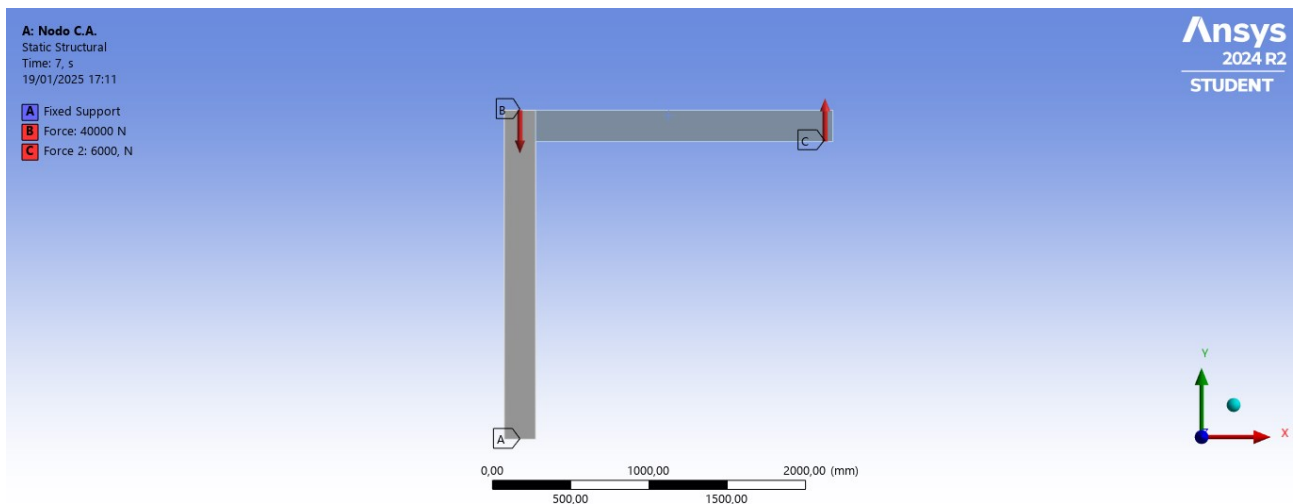


Figura 100 - Vista frontale delle condizioni di carico e vincolo applicate al telaio in c.a.

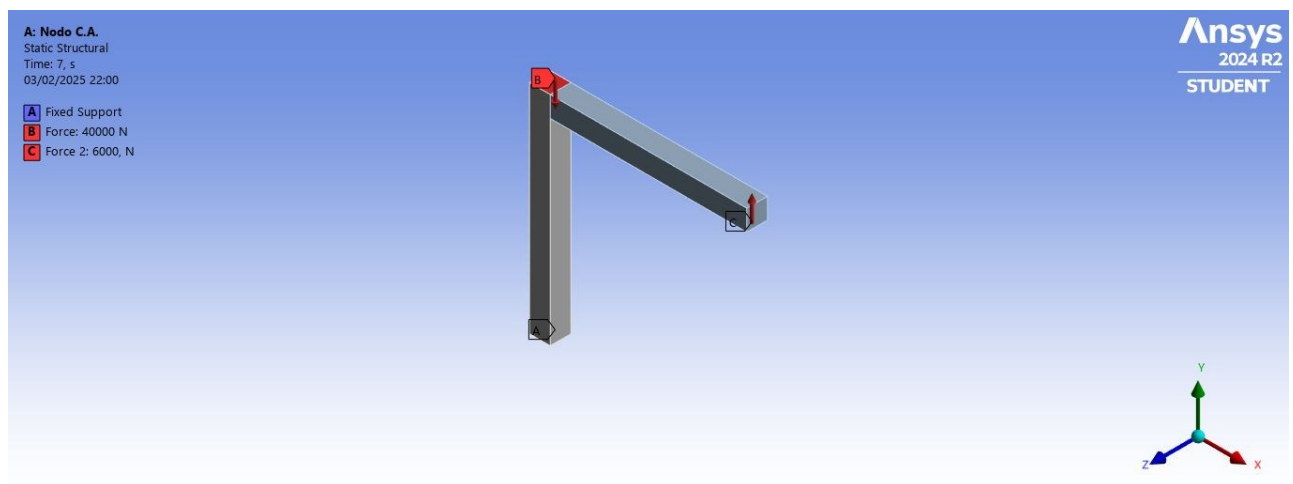


Figura 101 - Vista assonometrica delle condizioni di carico e vincolo applicate al telaio in c.a.

3.1.4 Risultati dell'analisi

Una volta impostato tutto il set-up di analisi del nodo in calcestruzzo armato, si è passati all'ultima fase prima dell'estrazione dei risultati, dove il software risolve numericamente le equazioni che descrivono il comportamento del sistema sotto l'influenza dei carichi e delle condizioni al contorno assegnate.

Prima di specificare al risolutore i risultati da estrarre dal modello è stato necessario creare due gruppi, per studiare oltre che alle soluzioni del telaio totale, anche quelle relative ai singoli componenti, quali calcestruzzo ed acciaio.

Il software ANSYS Workbench fornisce una vasta gamma di strumenti di visualizzazione per permettere all'analista FEM di svolgere un'attenta analisi degli spostamenti, deformazioni e tensioni.

In particolare, in questa analisi sono stati valutati i seguenti risultati:

- Spostamento verticale del telaio
- Deformazione plastica relativa all'acciaio
- Stress equivalente relativo all'acciaio
- Deformazione totale equivalente relativa all'acciaio
- Stress equivalente nel calcestruzzo
- Deformazione totale equivalente nel calcestruzzo

3.1.4.1 Spostamento verticale del telaio

Gli spostamenti verticali, registrati nel corso della prima analisi FEM, sono rappresentati nella sequenza di Figura 102.

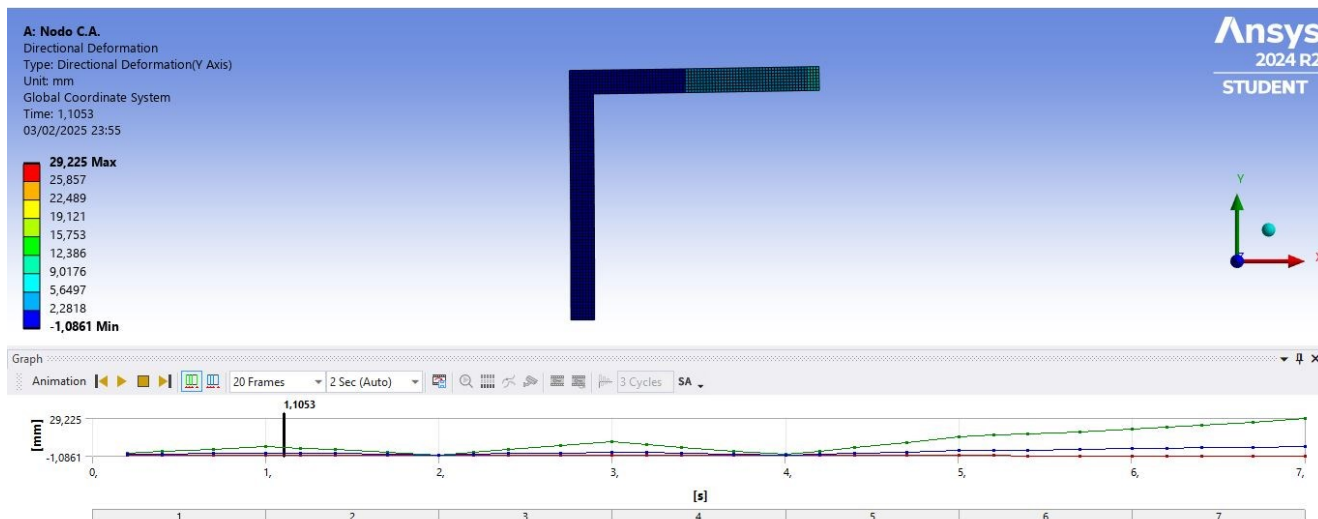


Figura 102 a) - Spostamento verticale relativo alla sollecitazione di 2 kN

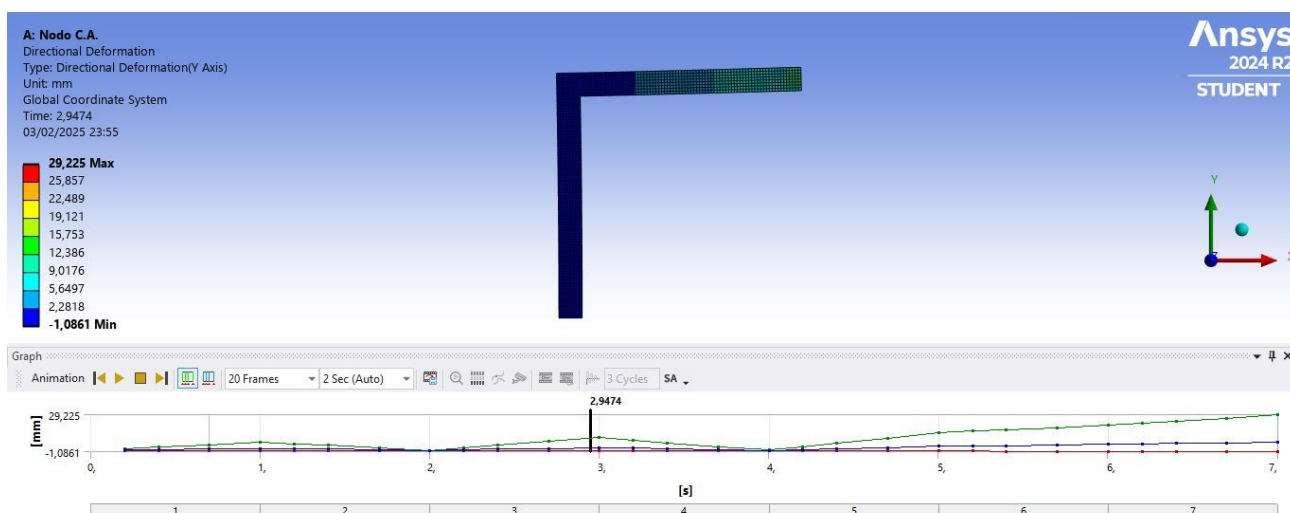


Figura 102 b) - Spostamento verticale relativo alla sollecitazione di 3 kN

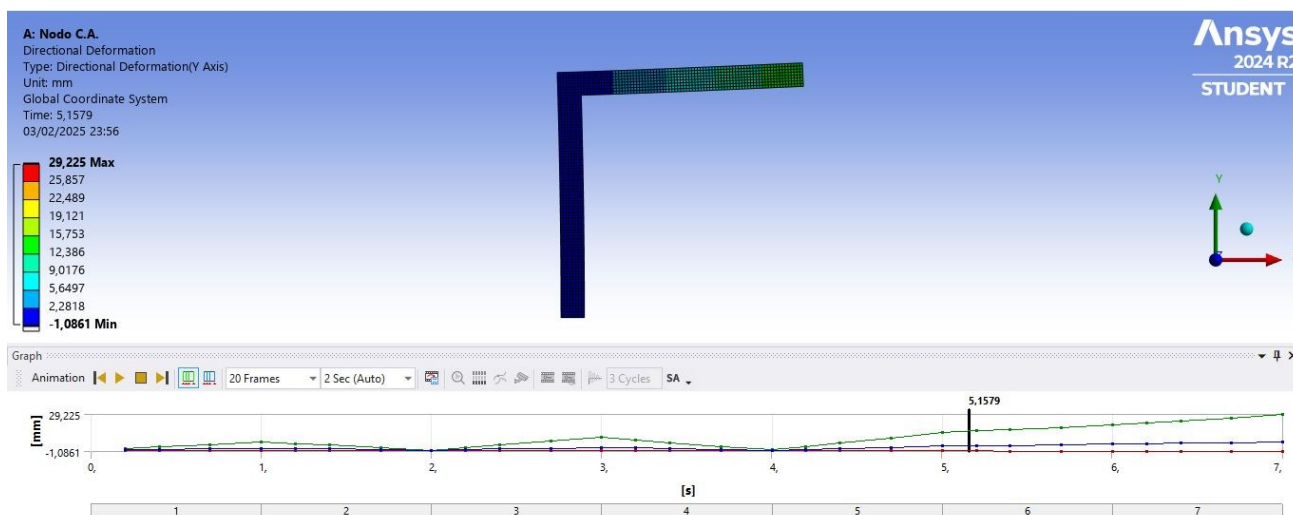


Figura 102 c) - Spostamento verticale relativo alla sollecitazione di 4 kN

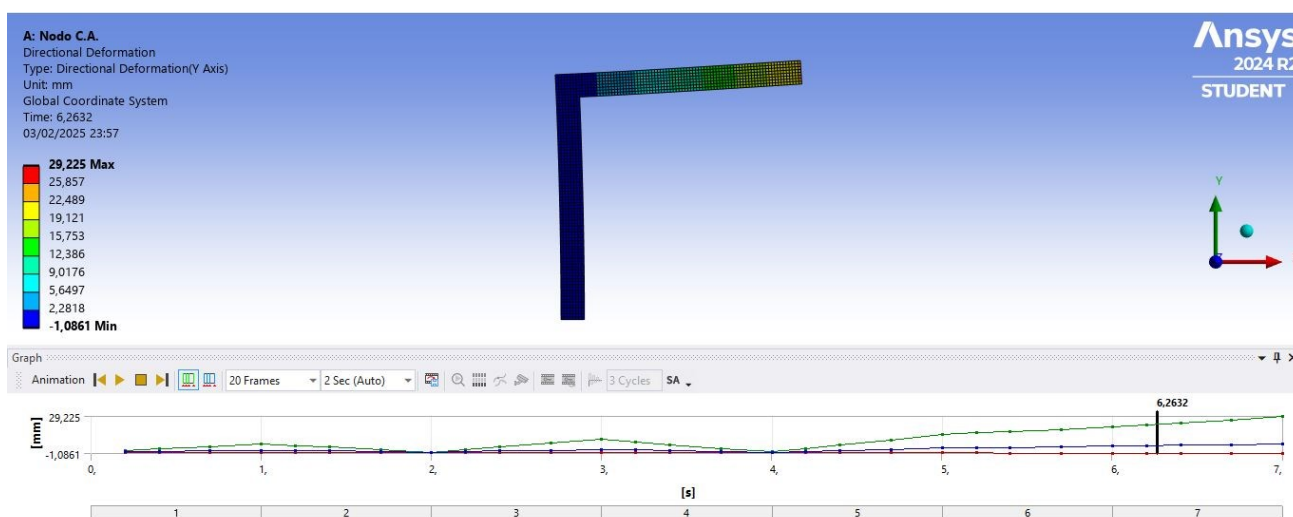


Figura 102 d) - Spostamento verticale relativo alla sollecitazione di 5 kN

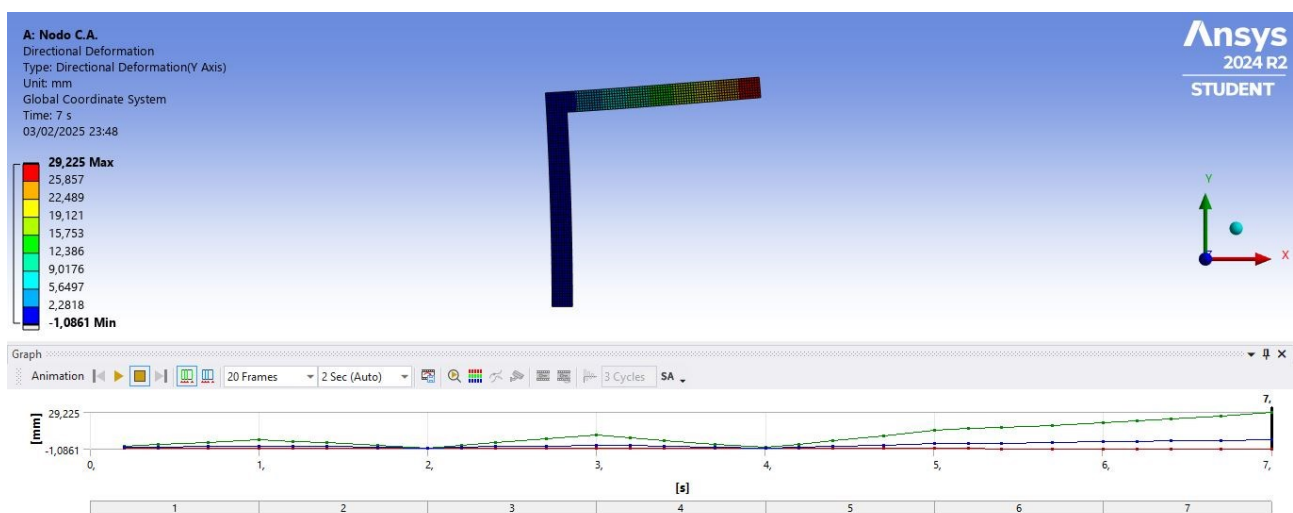


Figura 102 e) - Spostamento verticale relativo alla sollecitazione di 6 kN

Tutti i valori di spostamento relativi alla forza applicata sono stati registrati in Tabella 18, ed è stato costruito il relativo grafico Forza-Spostamento registrato in fase di simulazione (Figura 103). Si evidenzia anche in questo caso l'aumento delle deformazioni al superamento dei 3 kN di forza, dove il calcestruzzo entra in campo plastico, per una perdita progressiva di resistenza meccanica dovuta allo stress tensionale e alla fessurazione.

ANALISI AGLI ELEMENTI FINITI DEL TELAIO IN C.A.		
STEP	FORZA [kN]	SPOSTAMENTO [mm]
0	0	0
1	2	5,111
3	3	9,433
5	4	15,559
6	5	23,030
7	6	29,225

Tabella 18 - Valori dello spostamento verticale relativo alla forza applicata al telaio in c.a.

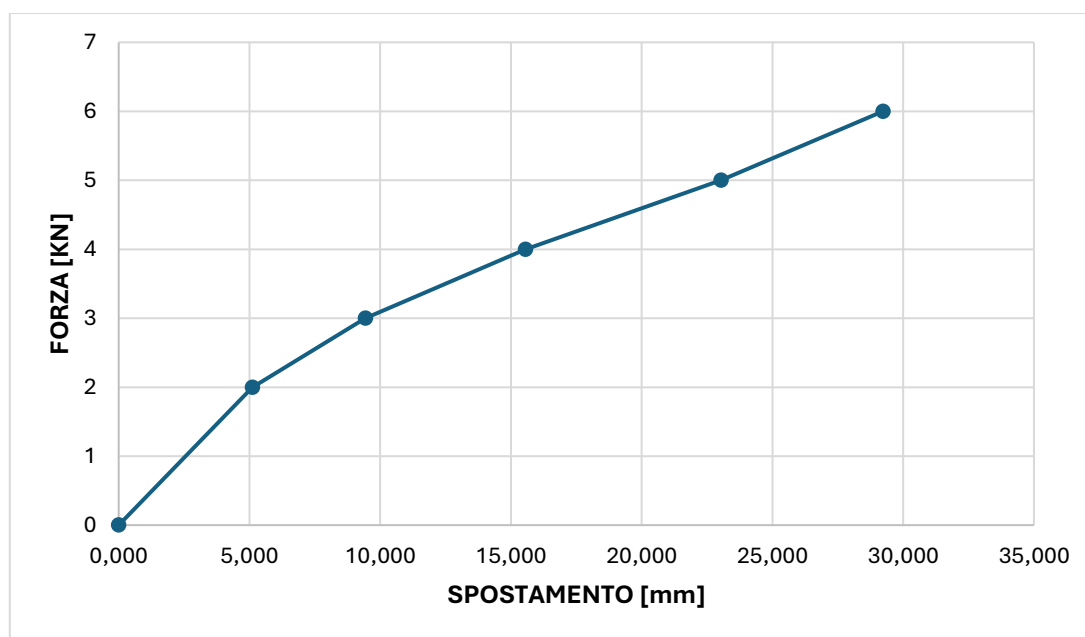


Figura 103 - Grafico Carico-Spostamento verticale del telaio in c.a.

3.1.4.2 Deformazione plastica relativa all'acciaio

Tale grandezza permette di valutare il grado di deformazione plastica in un materiale durante il processo di carico. In questo caso è stata valutata per l'acciaio, e si nota in Figura 104 come nessuna delle barre di armatura sia entrata in campo plastico, ciò significa che una volta che il carico viene rimosso, le barre ritornano nella loro condizione deformata iniziale per il concetto di reversibilità delle deformazioni in campo elastico.

Questo comportamento dell'acciaio è plausibile in quanto il carico applicato non è significativamente elevato da portare il materiale acciaio in campo plastico.

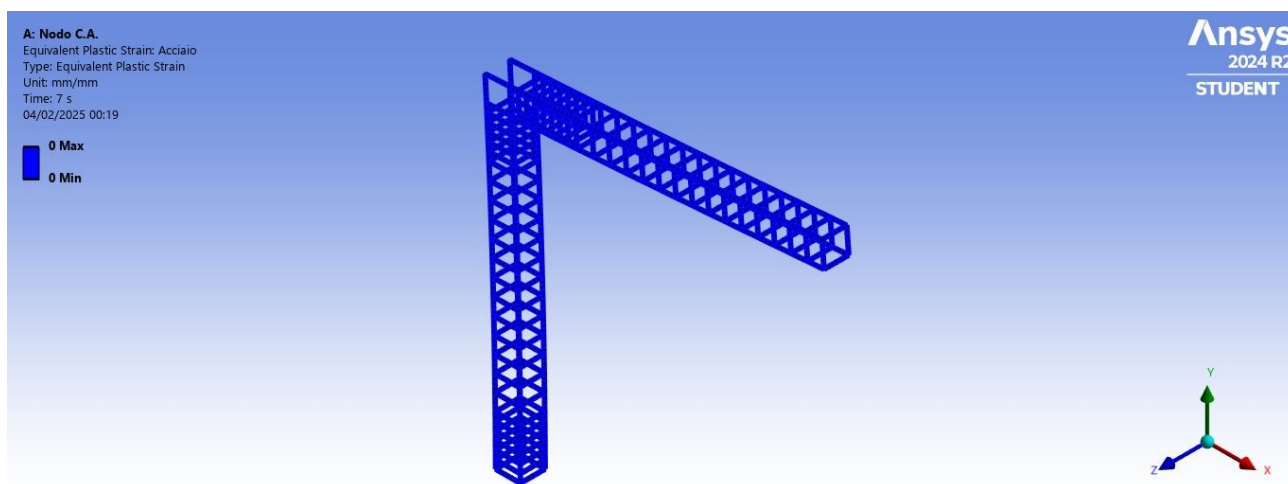


Figura 104 - Deformazione plastica equivalente relativa alle barre di armatura

3.1.4.3 Stress equivalente relativo all'acciaio

Tale grandezza è utilizzata per rappresentare il livello di stress in un materiale, in questo caso l'acciaio, come se fosse soggetto a uno stato di tensione uniassiale. È, quindi, una semplificazione dello stato di tensione complesso in un singolo valore di stress che rappresenta il contributo totale allo stato di tensione. Per calcolare lo stress, il programma utilizza il criterio in Von-Mises, criterio di rottura relativo a materiale duttili, isotropi, con uguale resistenza a trazione e a compressione. In Figura 105 è riportato il legame costitutivo dell'acciaio, che permette di evidenziare il relativo comportamento simmetrico a trazione ed a compressione.

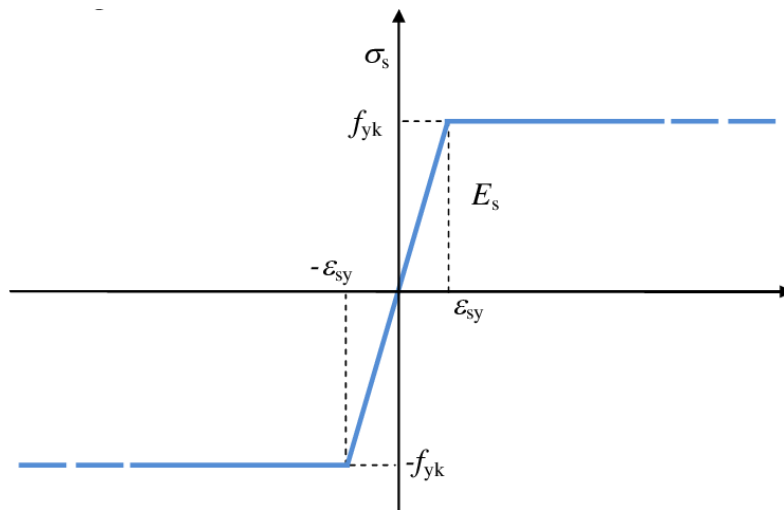


Figura 105 - Legame costitutivo dell'acciaio

La formula per calcolare la tensione ideale di Von Mises è la seguente:

$$\sigma_{ideale\ VM} = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} \quad (78)$$

Dove: $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ sono le tensioni principali in un punto del materiale.

Più le tensioni principali sono diverse tra loro e più la tensione ideale di Von Mises è elevata. In particolare, se $\sigma_{ideale\ VM} > f_{yd} = 450\text{ Mpa}$ il materiale entra in campo plastico ed inizia a deformarsi in modo permanente, mentre se $\sigma_{ideale\ VM} < f_{yd} = 450\text{ Mpa}$ allora il materiale è in campo elastico, quindi la deformazione è reversibile.

L'obiettivo di utilizzare lo stress equivalente è quello di semplificare la valutazione del carico su un materiale, rendendo più agevole il confronto con i limiti di resistenza noti.

In Figura 106 è riportato il livello di stress delle armature in acciaio. In particolare, si nota che le parti sottoposte a maggiore sollecitazione sono in corrispondenza del nodo. Inoltre, nello zoom sul nodo (Figura 107) è evidenziato il massimo valore di stress che risulta essere pari a 127,71 Mpa, e quindi molto al di sotto della tensione di snervamento dell'acciaio di 450 Mpa. Con questa visualizzazione è stato, quindi, possibile capire che il materiale acciaio si trova in campo elastico durante tutta la simulazione.

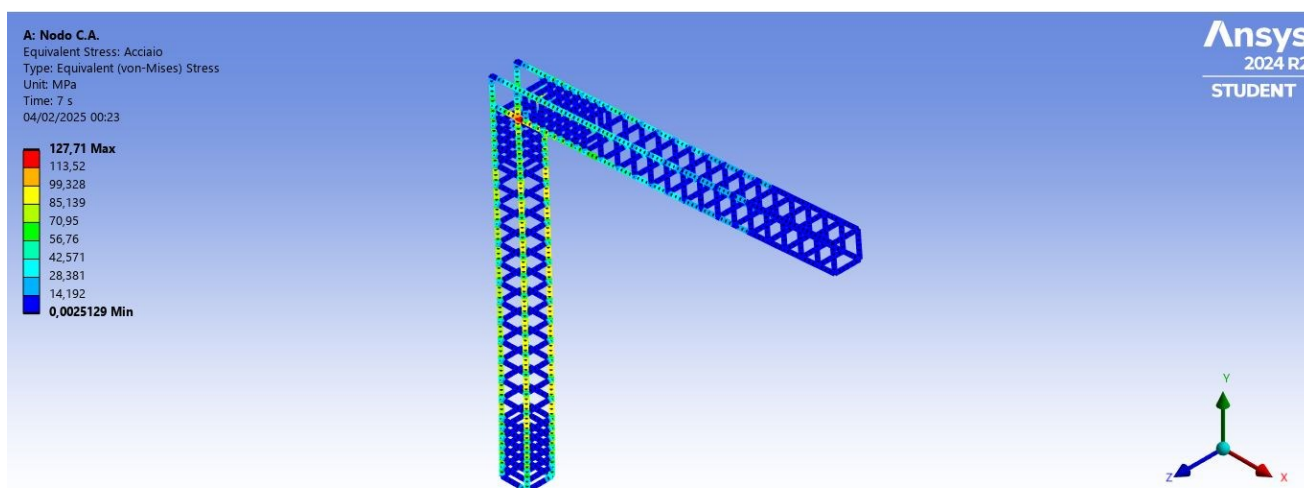


Figura 106 - Stress equivalente relativo alle barre di armatura

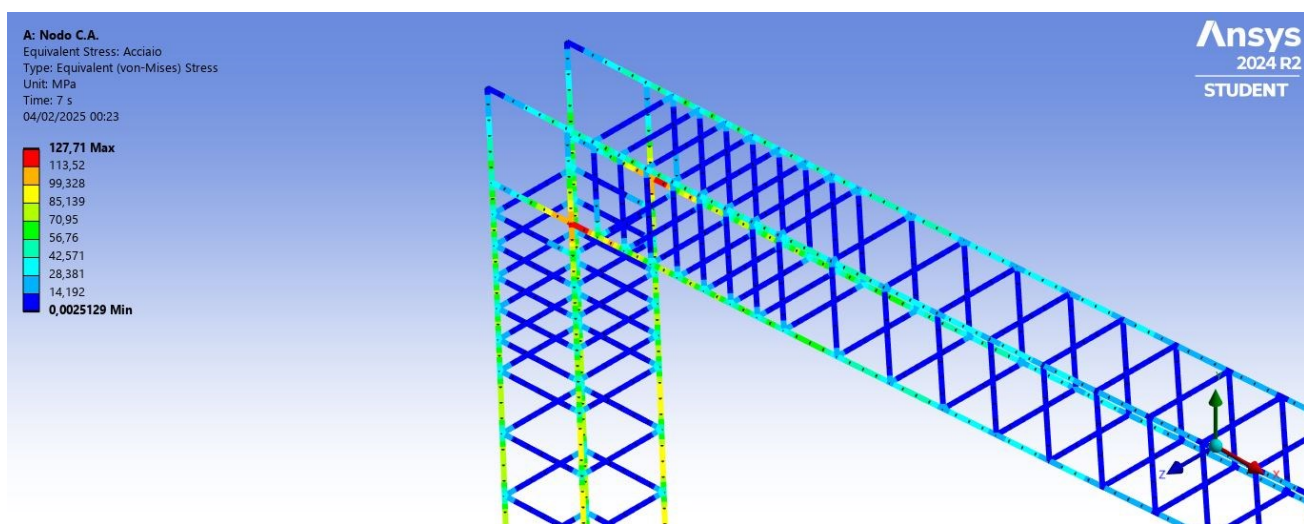


Figura 107 - Zoom sul nodo: Stress equivalente relativo alle barre di armatura

3.1.4.4 Stress equivalente nel calcestruzzo

Si nota in Figura 108 che le zone maggiormente sollecitate sono in corrispondenza del nodo, dove infatti si sono sviluppate nella prova sperimentale in maggior numero di fessure.

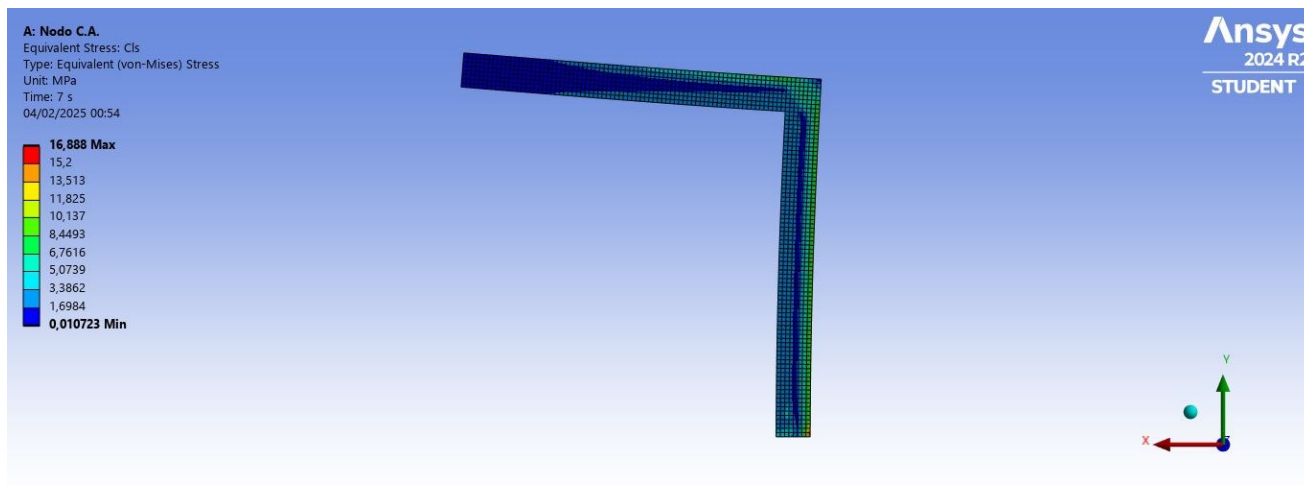


Figura 108 - Stress equivalente del calcestruzzo

3.1.4.5 Deformazione totale equivalente relativa all'acciaio

La deformazione totale equivalente è una grandezza che rappresenta una singola misura complessiva della deformazione in un dato punto di una struttura, incorporando informazioni sulla deformazione normale e tangenziale in tutte le direzioni. In termini numerici, la deformazione totale equivalente può essere espressa come:

$$\epsilon_{tot} = \sqrt{\frac{1}{2} \left[\epsilon_{xx}^2 + \epsilon_{yy}^2 + \epsilon_{zz}^2 + 2(\epsilon_{xy}^2 + \epsilon_{yz}^2 + \epsilon_{zx}^2) \right]} \quad (79)$$

Dove:

- ϵ_{xx} , ϵ_{yy} , ϵ_{zz} sono le deformazioni lungo gli assi x, y e z.
- ϵ_{xy} , ϵ_{yz} , ϵ_{zx} sono le deformazioni tangenziali nei piani xy, yz e zx.

La Figura 109 è una visualizzazione della deformazione registrata nelle barre di armatura. Si nota come le deformazioni coincidono con i livelli di stress visualizzati nelle Figure 106-107, quindi le barre longitudinali inferiori in corrispondenza del nodo e quelle lungo tutto il pilastro registrano le maggiori deformazioni.

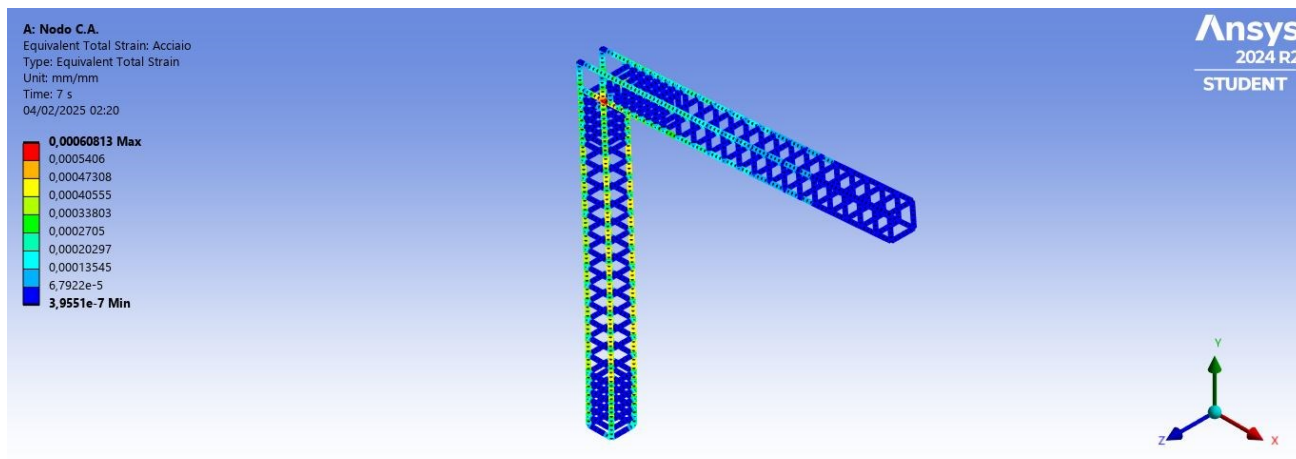


Figura 109 - Deformazione equivalente relativa all'acciaio

3.1.4.6 Deformazione totale equivalente nel calcestruzzo

Come per l'acciaio, anche nel calcestruzzo l'andamento delle deformazioni segue la tendenza dello stress equivalente, dove si registrano le maggiori deformazioni in corrispondenza del nodo. Si conferma, quindi, ancora una volta il risultato del quadro fessurativo ottenuto in fase di prova sperimentale. Inoltre, si vede come la deformazione sia costante lungo tutto il pilastro per la presenza della forza costante di 40000 N.

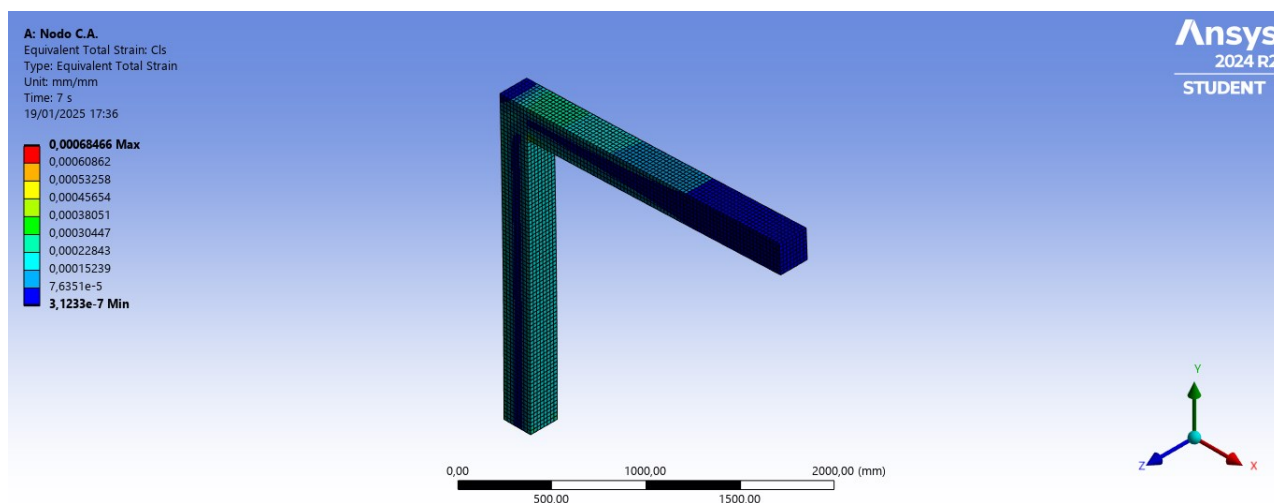


Figura 110 - Deformazione equivalente relativa al calcestruzzo

3.2 Nodo in c.a. rinforzato con fasciature in BFRP

Premessa: Per riprodurre le condizioni sperimentali della seconda prova, sul telaio in calcestruzzo armato rinforzato con fasciature in BFRP, è stata modificata ed aggiornata alla nuova configurazione di nodo, l'impostazione dell'analisi agli elementi finiti eseguita precedentemente sul telaio in c.a. non rinforzato.

3.2.1 Definizione del modello geometrico

Partendo dal modello geometrico del nodo non rinforzato è stata, quindi, modellata distintamente prima la resina “Masterbrace Sat 4500”, e poi le fasciture di rinforzo “Fidbasalt Unidir C95”. I due componenti del rinforzo sono stati aggiunti come solidi a corpi separati, in modo da riprodurre le condizioni reali; il loro contatto è definito in fase di analisi nel paragrafo 3.2.3 - “Analisi statica non lineare del telaio rinforzato”.

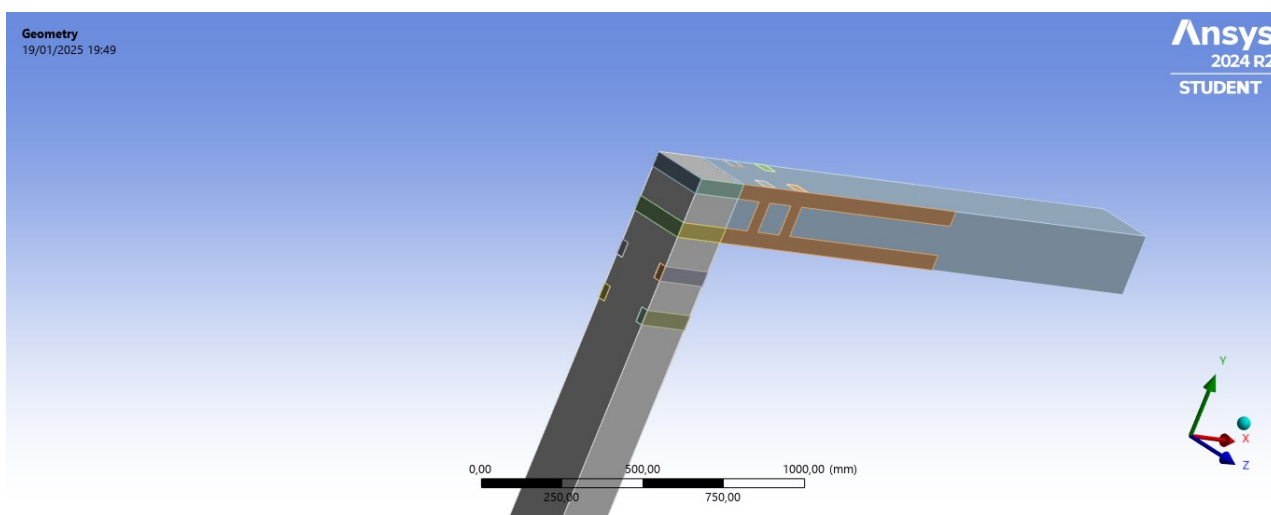


Figura 111 - Dettaglio del nodo rinforzato con fasciature in BFRP

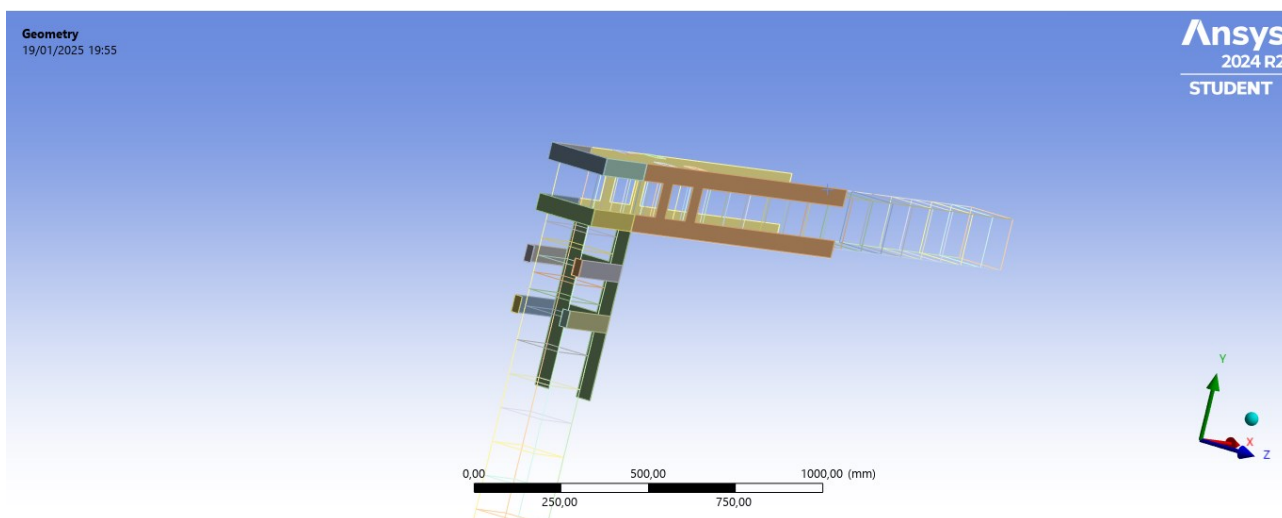


Figura 112 - Dettaglio del nodo rinforzato: barre di armatura e rinforzo BFRP

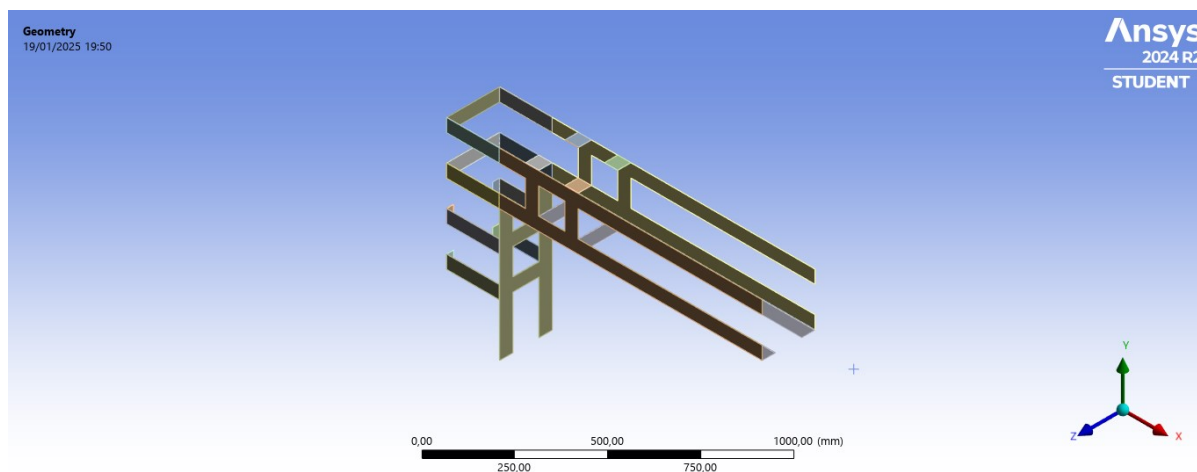


Figura 113 - Geometria del rinforzo in BFRP applicato al telaio in c.a.

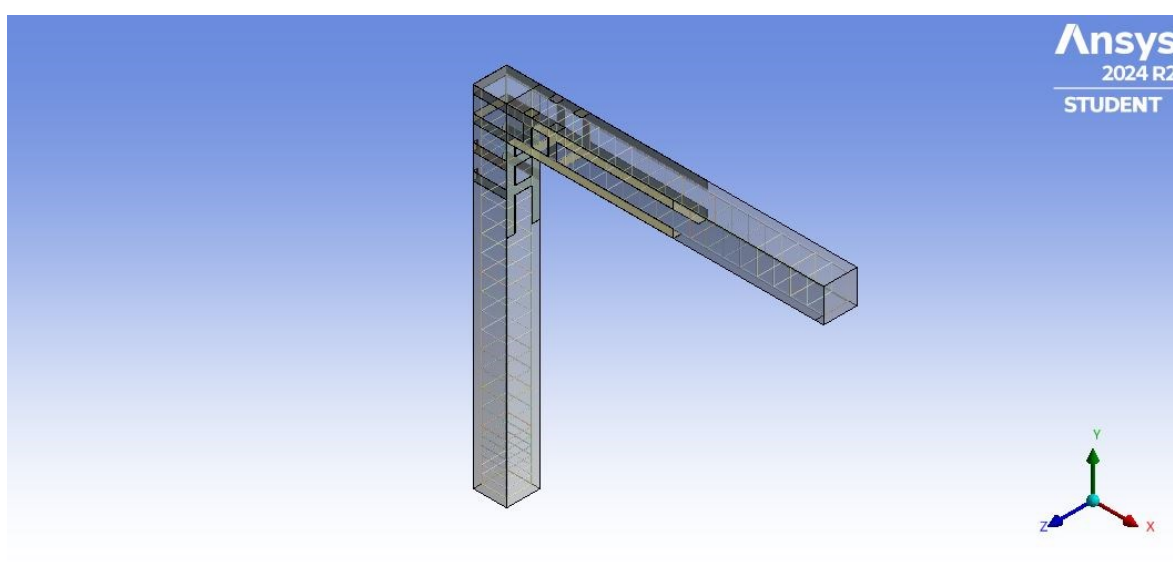


Figura 114 - Vista assonometrica del telaio rinforzato completo

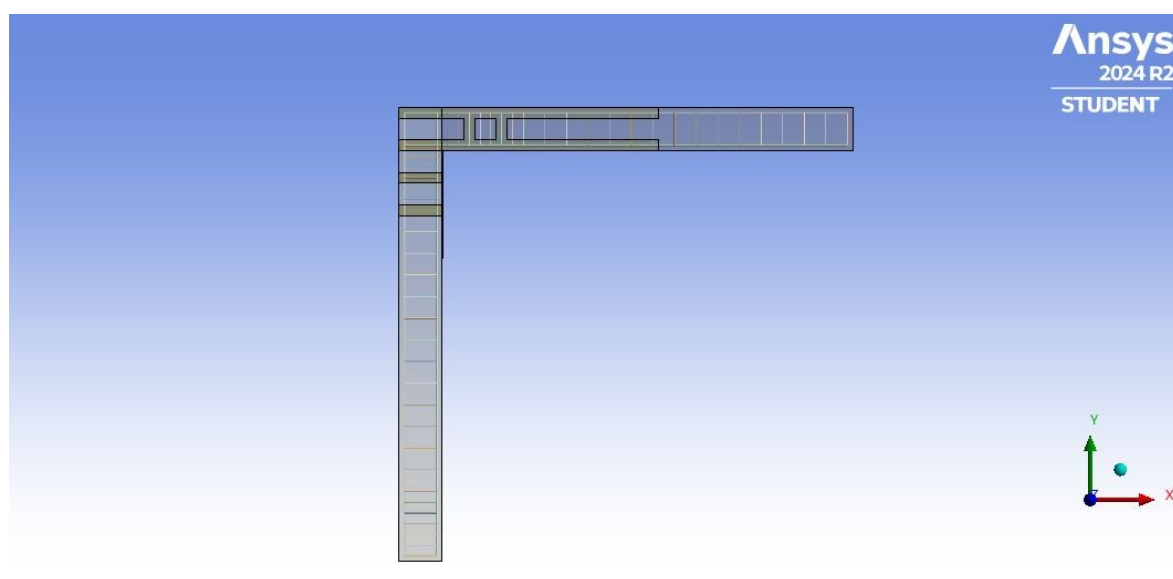


Figura 115 - Vista frontale del telaio rinforzato completo

3.2.2 Definizione delle proprietà dei materiali

Oltre che al calcestruzzo “Concrete NL” e l’acciaio “Structural Steel NL” sono state definite le caratteristiche della resina “Masterbrace Sat 4500” e del tessuto di rinforzo “Fidbasalt Unidir C95”.

Per quanto riguarda la resina ed il tessuto di rinforzo è stato considerato un comportamento elastico lineare, utilizzando i dati forniti dalle schede tecniche riportate nel paragrafo 1.6 - “Sperimentazione su nodi in calcestruzzo armato”. Inoltre, alcuni valori delle proprietà sono stati definiti e valutati, in funzione ai dati disponibili in letteratura, in quanto non esplicitate nella documentazione dei produttori.

In Figura 116 sono riportati tutti e quattro i materiali che sono coinvolti in questa seconda analisi sul nodo in condizioni rinforzate. Si ricorda che nella seconda prova sperimentale il rinforzo è stata applicato in condizioni di fessurazione significativa (Figura 65). In particolare, per riprodurre gli spostamenti, deformazioni e tensioni in modo adeguato è stato necessario effettuare una modulazione del modulo elastico del calcestruzzo.

Partendo dal modulo elastico iniziale del calcestruzzo utilizzato, pari a 32 000 Mpa, si sono effettuate le seguenti prove riportate in Tabella 19. I risultati sono esplicitati e discussi nella fase 3.2.4 - “Risultati dell’analisi del nodo in c.a. rinforzato con fasciature in BFRP”, in cui sono riportate le relative tabelle e tutti gli andamenti carico-spostamento ottenuti dalle analisi agli elementi finiti.

MODULAZIONE DEL MODULO ELASTICO	
1 PROVA (Modulo elastico cls prima prova)	E = 32 000 Mpa
2 PROVA (riduzione 20% di 32000 Mpa)	E = 25 600 Mpa
3 PROVA (riduzione 37,5% di 32000 Mpa)	E = 20 000 Mpa
4 PROVA (riduzione 40% di 32000 Mpa)	E = 19 200 Mpa
5 PROVA (riduzione 50% di 32000 Mpa)	E = 16 000 Mpa
6 PROVA (riduzione 70% di 32000 Mpa)	E = 10 000 Mpa

Tabella 19 - Valori del modulo elastico del calcestruzzo

Outline of Schematic A2: Engineering Data				
	A	B	C	D
1	Contents of Engineering Data			Source
2	Material			Description
3	Concrete			General_Materials.xml
4	Fidbasalt Unidir C95			C:\Users\Nicola\Desktop\File n
5	Masterbrace sat 4500			Composite_Materials.xml
6	Structural Steel NL			General Materials Non-linear.x

Figura 116 - Materiali utilizzati nell'analisi del nodo in c.a rinforzato con fasciature in BFRP

Properties of Outline Row 5: Masterbrace sat 4500				
	A	B	C	D
1	Property	Value	Unit	
2	Density	1050	kg m ⁻³	
3	Isotropic Elasticity			
4	Derive from	Young's Modulu...		
5	Young's Modulus	2800	MPa	
6	Poisson's Ratio	0,35		
7	Bulk Modulus	3,111E+09	Pa	
8	Shear Modulus	1,037E+09	Pa	
9	Tensile Yield Strength	54,6	MPa	
10	Compressive Yield Strength	90	MPa	

Figura 117 - Proprietà assegnate nella fase di "Engineering data" alla resina

Properties of Outline Row 4: Fidbasalt Unidir C95				
	A	B	C	D
1	Property	Value	Unit	
2	Material Field Variables	Table		
3	Density	2800	kg m ⁻³	
4	Orthotropic Elasticity			
5	Young's Modulus X direction	90	GPa	
6	Young's Modulus Y direction	12	GPa	
7	Young's Modulus Z direction	12	GPa	
8	Poisson's Ratio XY	0,3		
9	Poisson's Ratio YZ	0,3		
10	Poisson's Ratio XZ	0,3		
11	Shear Modulus XY	4,5	GPa	
12	Shear Modulus YZ	4,5	GPa	
13	Shear Modulus XZ	4	GPa	
14	Tensile Ultimate Strength	1900	MPa	

Figura 118 - Proprietà assegnate nella fase di "Engineering data" alla fibra di basalto

3.2.3 Analisi statica non lineare del telaio rinforzato

Come nell'analisi agli elementi finiti descritta precedente passiamo dallo spazio di modellazione "Design Modeler" all'ambiente Mechanical di Ansys, in cui è stata impostata e poi risolta la FEA del modello geometrico definito nella fase 3.2.1 - "Definizione del modello geometrico".

Sono stati assegnati i materiali del rinforzo, resina e tessuto in fibre di basalto, ai relativi solidi estrusi.

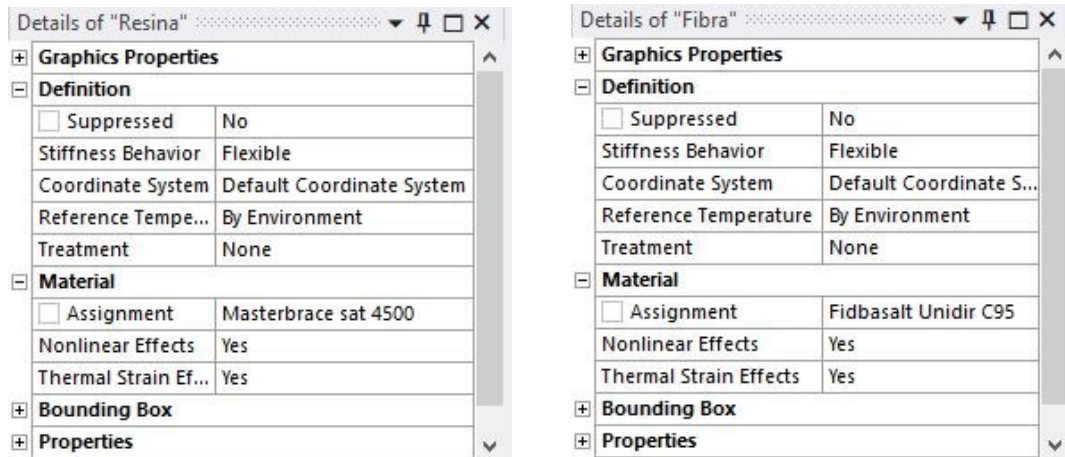


Figura 119 - Assegnazione dei materiali: a) Resina Masterbrace Sat 4500 b) Fidbasalt Unidir C95

Per la definizione dei contatti, tra cls-resina e tra resina-fibra, è stato utilizzato un contatto di tipo "Bonded" per simulare un'aderenza perfetta. Si assume, quindi, che non ci sia slittamento o delaminazione tra il rinforzo e la relativa superficie di applicazione. Questa ipotesi semplificativa è stata possibile in quanto, nella sperimentazione, non sono stati registrati fenomeni di delaminazione o distacco per la fibra.

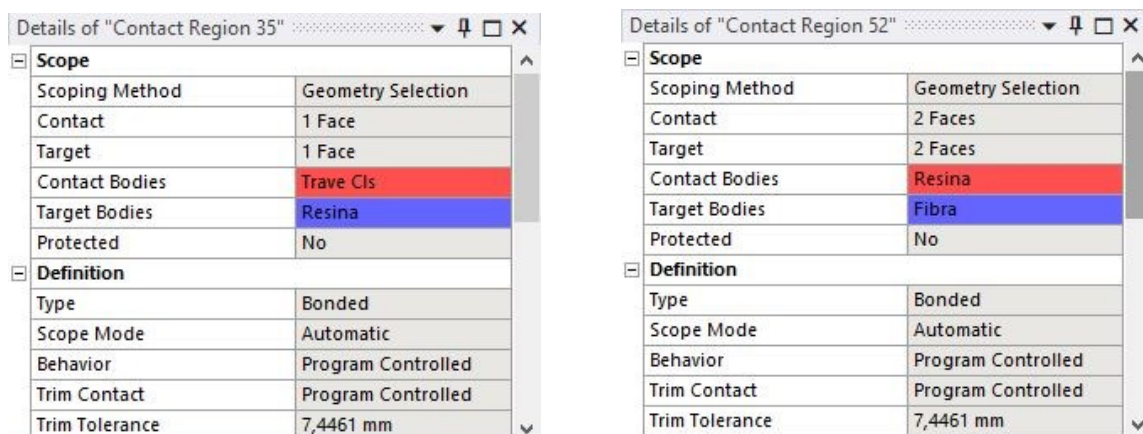


Figura 120 - Definizione di contatti: a) tra trave in cls e resina b) tra resina e fibra

L'ambiente di analisi "Mechanical" di Ansys ci permette di visualizzare gli elementi che interagiscono, facilitando l'individuazione ed il settaggio del contatto tra due componenti del modello geometrico.

Nelle Figure 121 e 122 sono riportati due esempi di contatti estratti dall'analisi del telaio rinforzato.

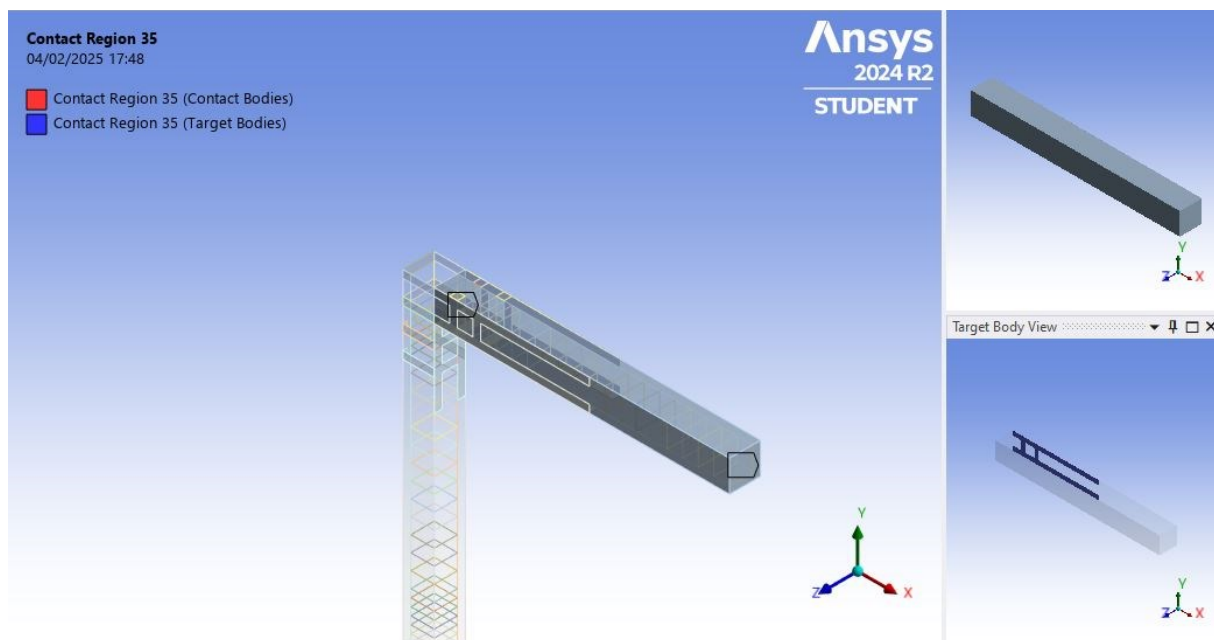


Figura 121 - Contatto tra trave in cls e resina

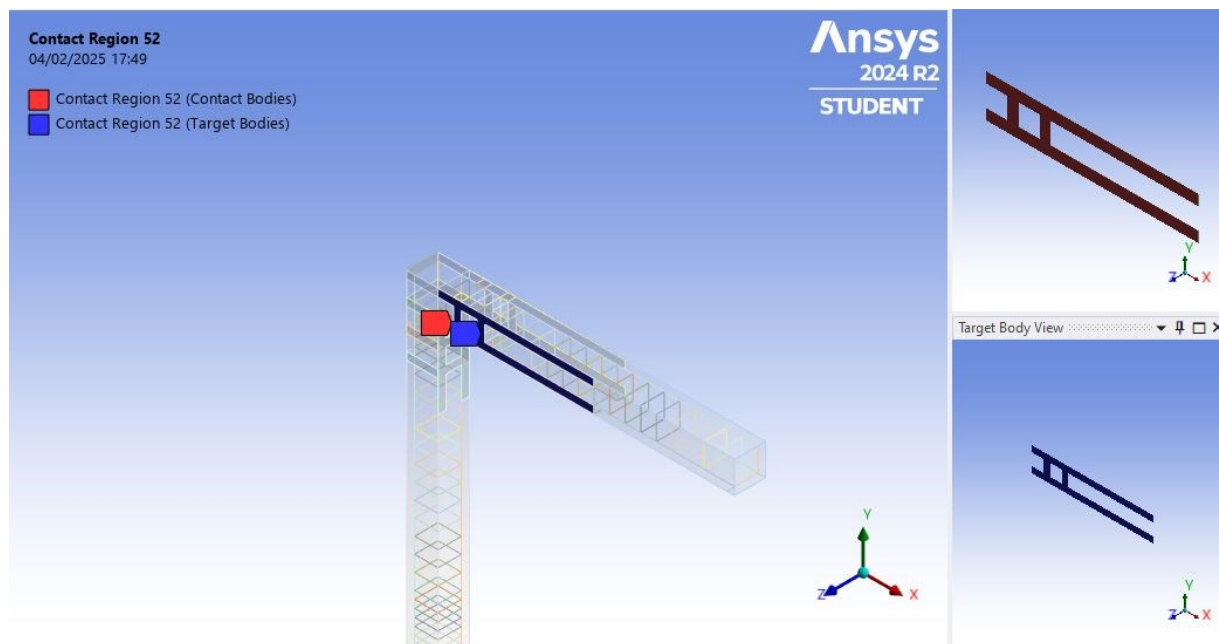


Figura 122 - Contatto tra resina e fibra

Il modello geometrico è stato successivamente discretizzato in elementi finiti al fine di rappresentare il comportamento strutturale del telaio in termini numerici. Come nelle altre fasi, l'impostazione del telaio in calcestruzzo armato rimane la stessa, sono state solo aggiunte le impostazioni per la generazione della mesh riferita al solo rinforzo in BFRP. Essendo resina e tessuto in fibra due materiali estremamente sottili, è stato necessario ridurre il sizing fino al massimo consentito dalla “versione studenti Ansys Workbench R2 2024”. Il sizing dell'elemento finito può essere impostata ad un minimo di 10 mm, altrimenti il software non procede all'analisi. In Figura 123 si osserva che la mesh cubica generata al telaio rinforzato è perfetta, in quanto come nell'analisi precedente, l'indicatore di qualità della griglia computazionale “Element Quality” presenta un valori pari a 1,00.

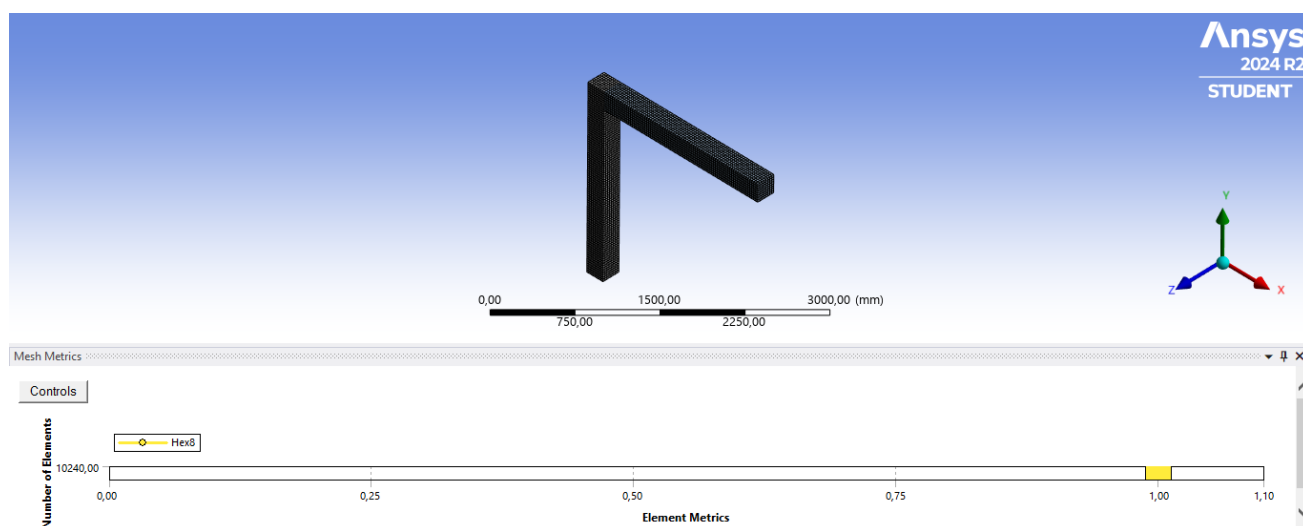


Figura 123 - Mesh del telaio rinforzato con fasciature in BFRP

Nelle Figure 124 e 125 è possibile notare il raffinamento della griglia computazionale per il rinforzo, conseguente alla diminuzione del sizing scelto per gli elementi finiti di resina e tessuto in fibra.

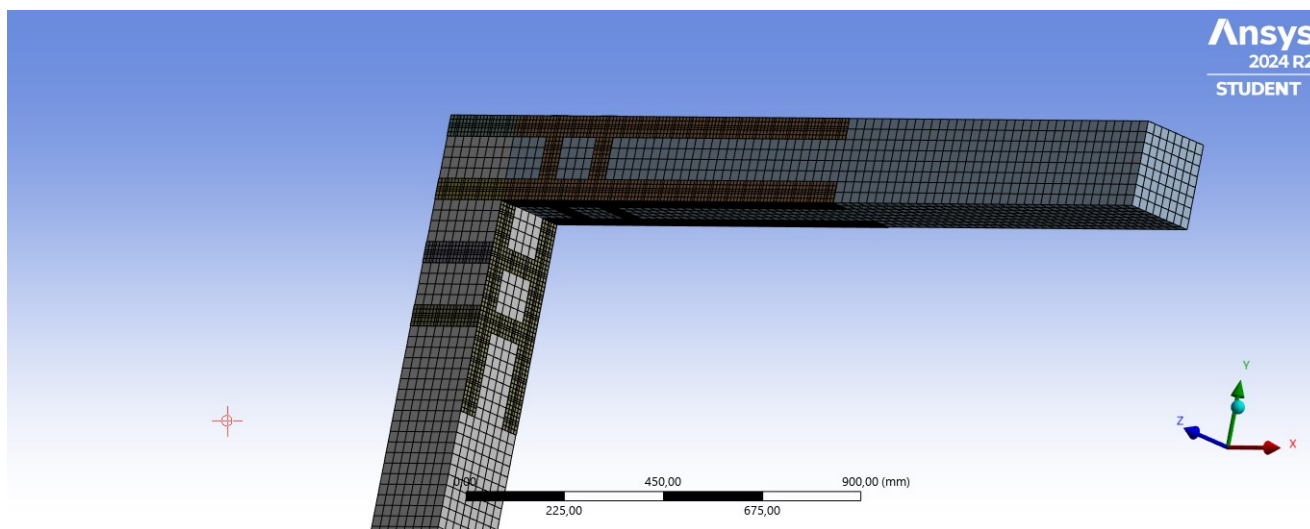


Figura 124 - Dettaglio mesh

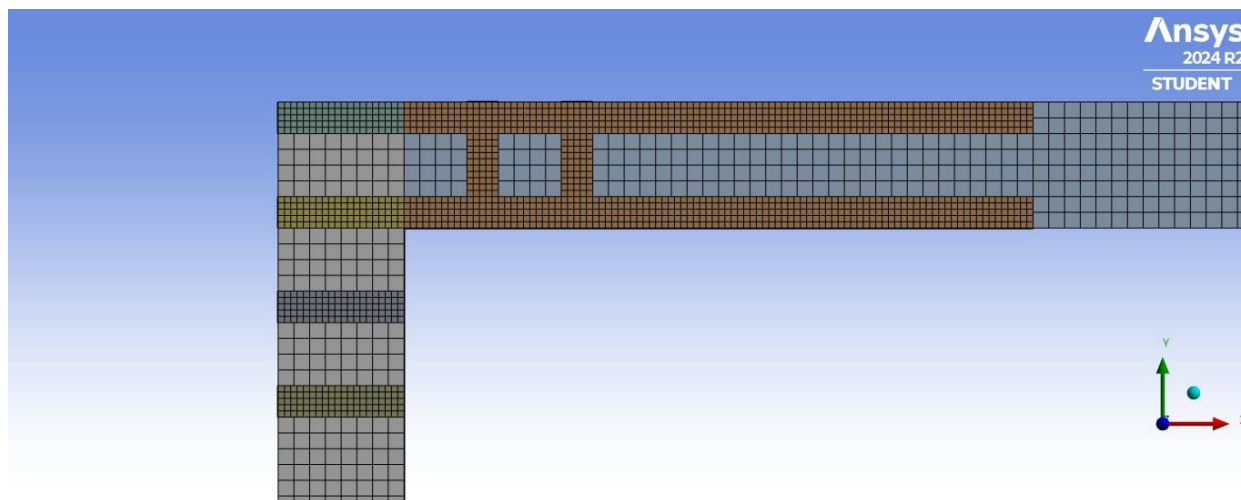


Figura 125 - Dettaglio mesh sul nodo

Dopo aver assegnato i materiali agli elementi modellati del telaio rinforzato, definito i relativi contatti e generato una mesh computazionale perfetta si passa all' "Analysis Settings". Rispetto all'impostazione del telaio non rinforzato, è stato necessario modificare i cicli di carico - scarico riferiti alla forza ciclica applicata all'estremo libero della trave.

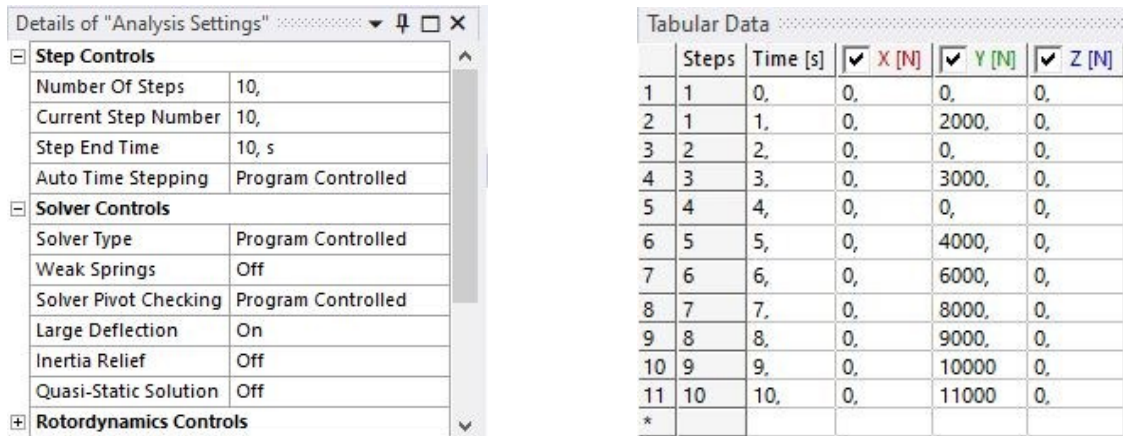


Figura 126 - a) Impostazioni del numero di step b) Assegnazione dei cicli di carico-scarico ai relativi step

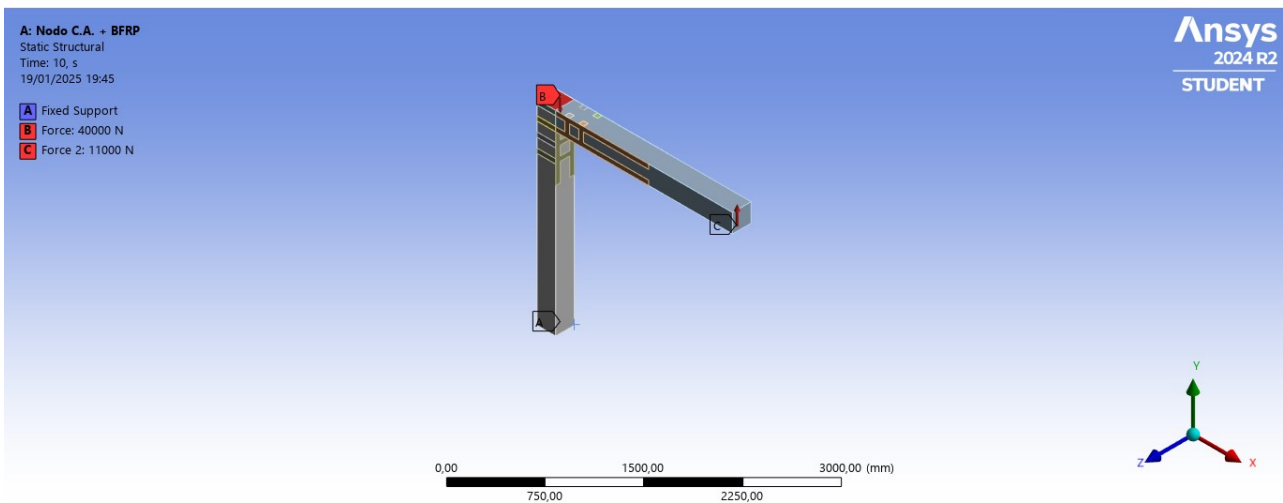


Figura 127 - Vista assonometrica delle condizioni di carico e vincolo del telaio rinforzato con BFRP

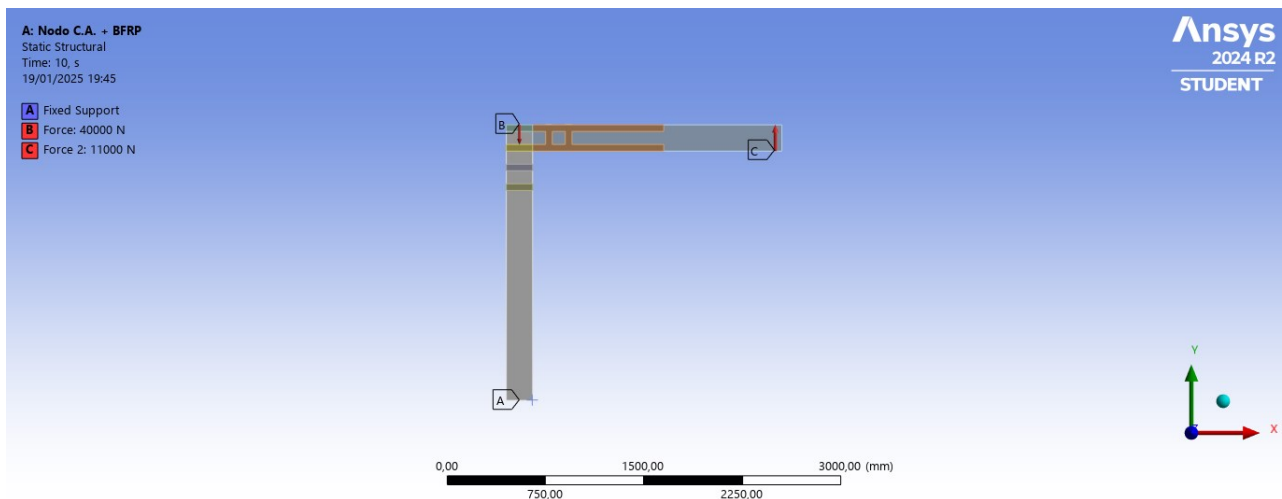


Figura 128 - Vista frontale delle condizioni di carico e di vincolo del telaio rinforzato

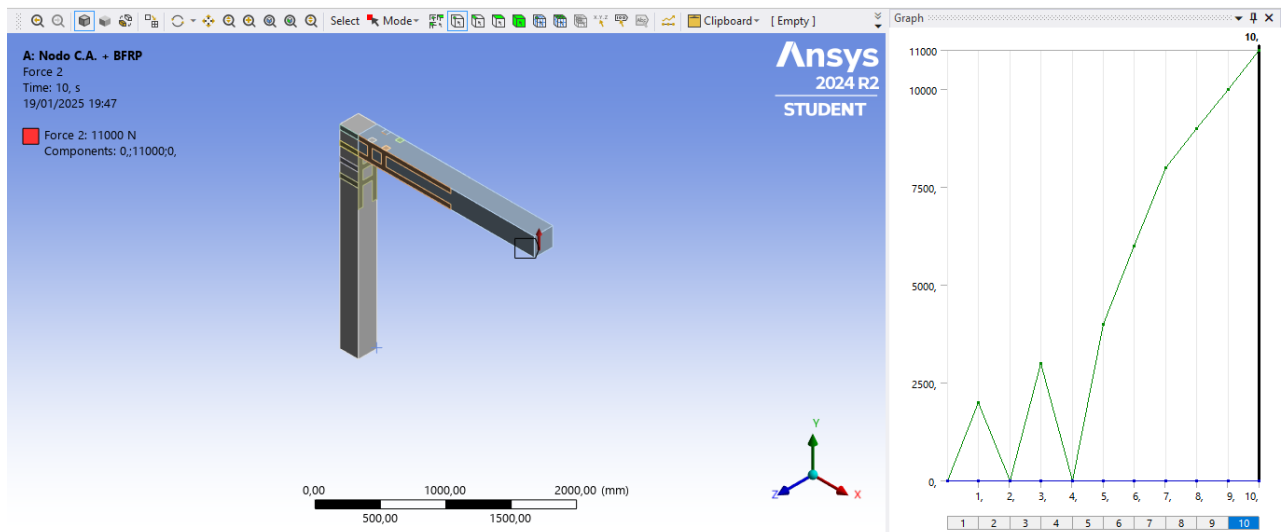


Figura 129 - Forza ciclica applicata all'estremo della trave del nodo rinforzato con BFRP

3.2.4 Risultati dell'analisi

Una volta impostato tutto il set-up di analisi del nodo in calcestruzzo armato rinforzato con fasciature in BFRP, si è passati all'ultima fase prima dell'estrazione dei risultati, dove il software risolve numericamente le equazioni che descrivono il comportamento del sistema sotto l'influenza dei carichi e delle condizioni al contorno assegnate. Prima di specificare al risolutore i risultati da estrarre dal modello è stato necessario creare quattro gruppi, chiamati all'interno del software "Named Selections", per studiare oltre che alle soluzioni del telaio totale anche quelle relative ai singoli componenti, quali calcestruzzo, acciaio, resina e fibra.

Il software ANSYS Workbench R2 2024 fornisce una vasta gamma di strumenti di visualizzazione per permettere all'analista FEM di svolgere un'attenta analisi degli spostamenti, deformazioni e tensioni.

In particolare in questa seconda analisi agli elementi finiti sono stati valutati i seguenti risultati:

- Spostamento verticale del telaio
- Deformazione plastica relativa all'acciaio
- Stress equivalente nel calcestruzzo
- Deformazione totale equivalente nel calcestruzzo
- Deformazione plastica relativa alla fibra
- Stress equivalente relativo alla fibra
- Deformazione totale equivalente relativa alla fibra

3.2.4.1 Spostamento verticale del telaio rinforzato

Prima di analizzare i risultati del telaio non rinforzato è stato necessario effettuare una scelta di quale tra i modelli simulati rispecchiasse più l'andamento carico-spostamenti del nodo. Si riporta nella Tabella 20 e nel grafico in Figura 130 le curve carico - spostamento dei tentativi di simulazione effettuati, descritti in Tabella 8 nel paragrafo 3.2.2 - “Definizione delle proprietà del materiale”, al variare del modulo elastico del calcestruzzo.

ANALISI AGLI ELEMENTI FINITI DEL TELAIO IN C.A. RINFORZATO CON FASCIATURE IN BFRP						
	E = 32 000 Mpa	E = 25 600 Mpa	E = 20 000 Mpa	E = 19 200 Mpa	E = 16 000 Mpa	E = 10 000 Mpa
FORZA [KN]	SPOSTAMENTO [mm]	SPOSTAMENTO [mm]	SPOSTAMENTO [mm]	SPOSTAMENTO [mm]	SPOSTAMENTO [mm]	SPOSTAMENTO [mm]
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
2	1,430	1,870	2,806	2,934	6,902	9,581
3	6,773	5,240	8,254	8,537	12,806	17,435
4	9,186	11,473	15,703	16,081	20,909	23,873
6	14,730	19,317	28,654	29,223	32,974	39,287
8	21,915	28,579	43,210	44,570	51,139	57,904
9	26,175	38,412	56,275	57,128	63,255	70,862
10	30,749	43,923	64,871	65,819	70,404	78,851
11	35,429	54,310	71,510	72,550	79,996	86,880

Tabella 20 - Risultati degli spostamenti verticali del telaio rinforzato al variare del modulo elastico

Confrontando qualitativamente i valori registrati durante la seconda prova sperimentale, riportati nel paragrafo 1.6 - “Sperimentazione sui nodi in calcestruzzo armato”, è evidente che il tentativo più corretto da analizzare è quello con riduzione del modulo elastico del calcestruzzo pari al 40%.

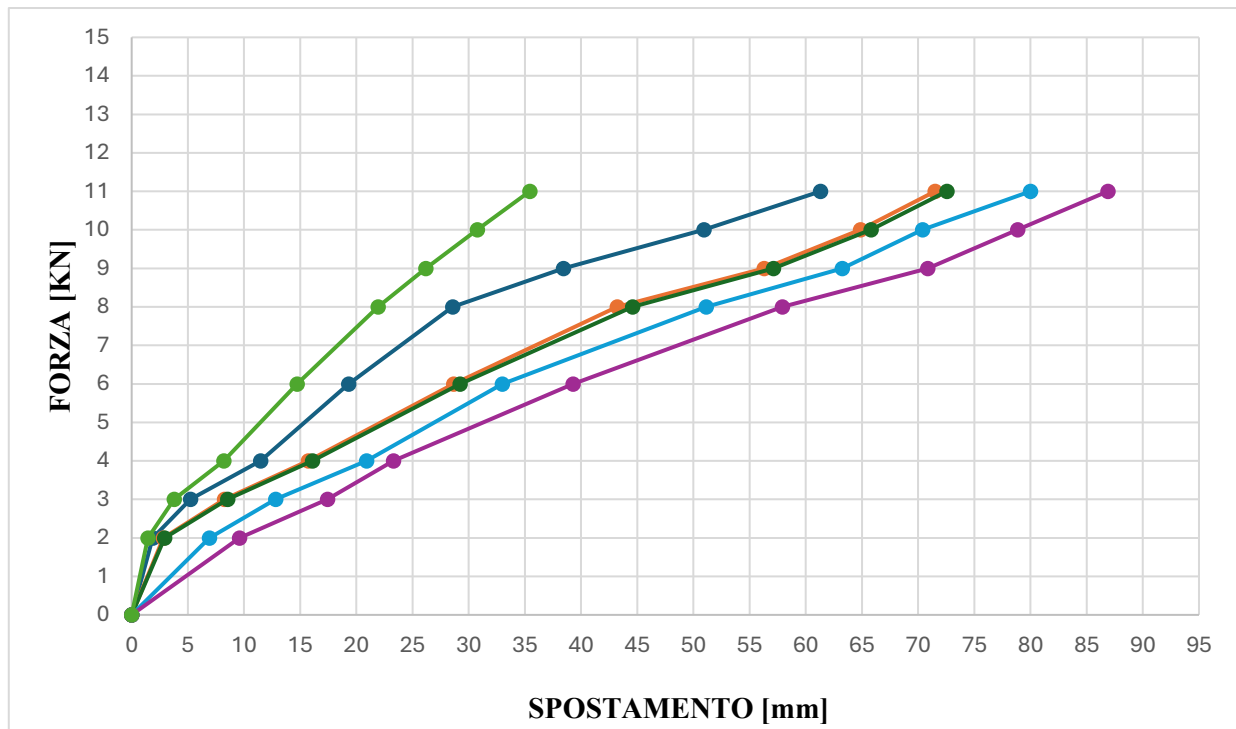


Figura 130 - Grafico riassuntivo delle prove effettuate variando il modulo elastico E del cls

Scelto il modello a cui fare riferimento si riporta, in Figura 131, la visualizzazione dello spostamento verticale relativo al carico massimo applicato all'estremo libero della trave.

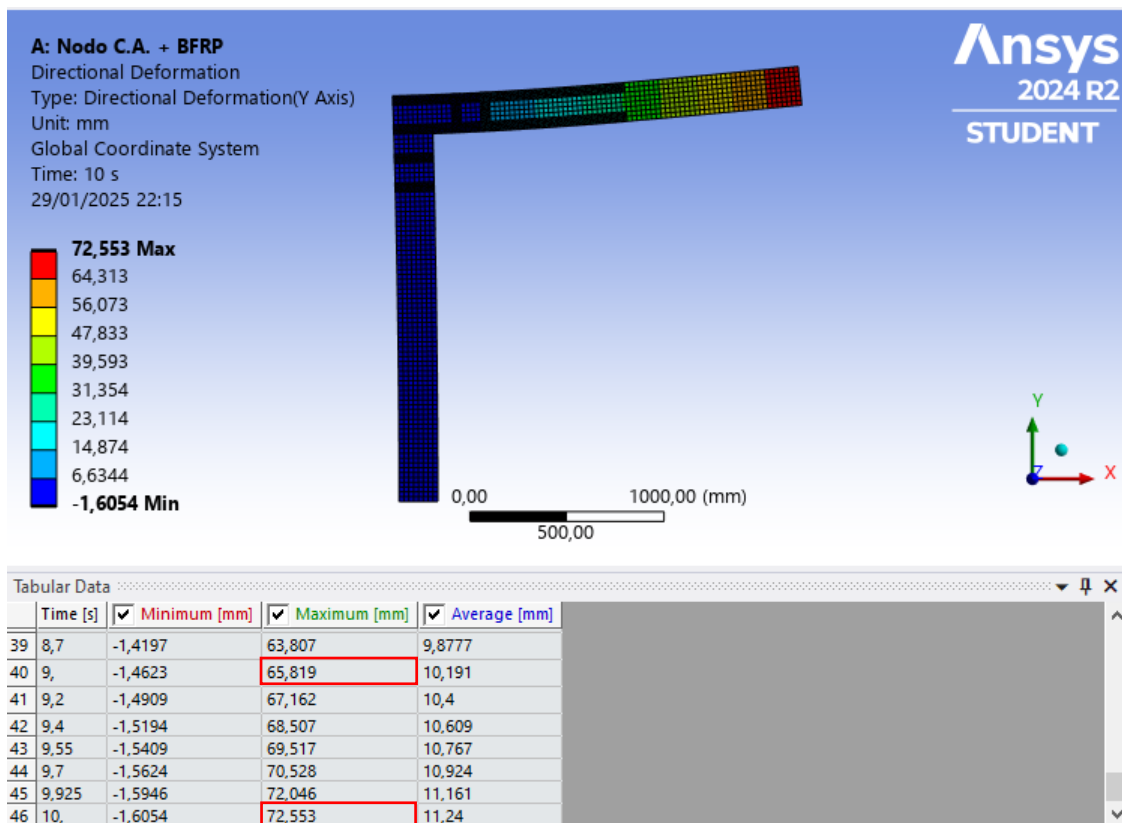


Figura 131 - Spostamento verticale relativo ad una sollecitazione di 11 kN

Tutti i valori di spostamento verticale relativi alla forza applicata sono stati registrati in Tabella 21, ed è stato costruito il relativo grafico Forza-Spostamento registrato in fase di simulazione, riportato in Figura 132.

ANALISI AGLI ELEMENTI FINITI DEL TELAIO IN C.A. RINFORZATO CON FASCIATURE IN BFRP		
STEP	FORZA [kN]	SPOSTAMENTO [mm]
0	0	0,000
1	2	2,934
3	3	8,537
5	4	16,081
6	6	29,223
7	8	44,570
8	9	57,128
9	10	65,819
10	11	72,553

Tabella 21 - Valori dello spostamento verticale in funzione della forza ciclica applicata

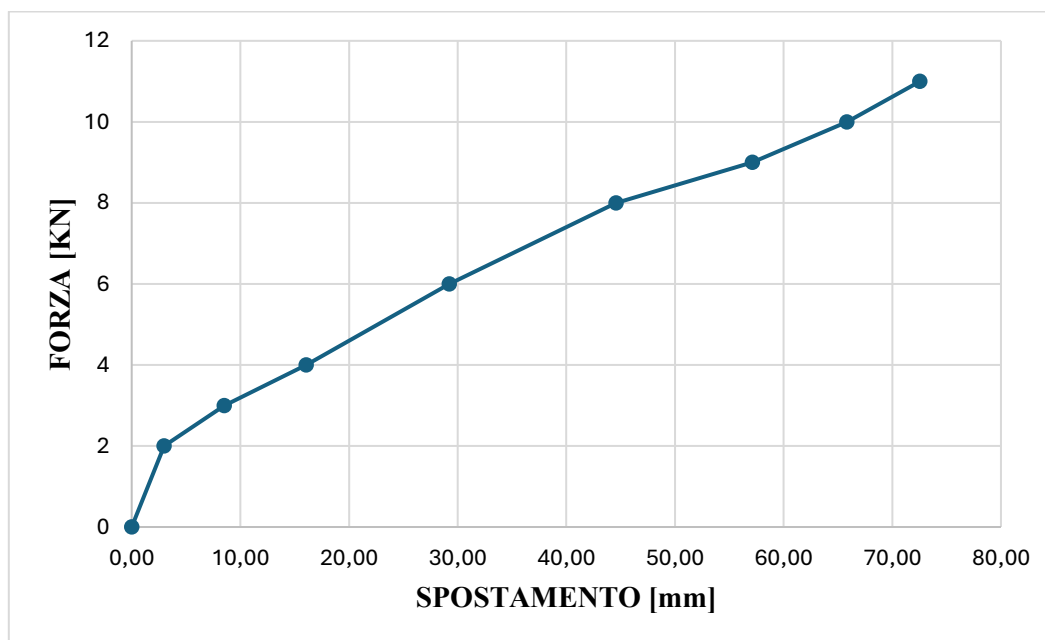


Figura 132 - Grafico Carico-Spostamento verticale nodo in c.a. rinforzato con fasciature in BFRP

3.2.4.2 Deformazione plastica relativa all'acciaio

In Figura 133 si nota come, anche in questa analisi, nessuna delle barre di armatura sia entrata in campo plastico, ciò significa che una volta che il carico viene rimosso, le barre ritornano nella loro condizione deformata iniziale per il concetto di reversibilità delle deformazioni in campo elastico.

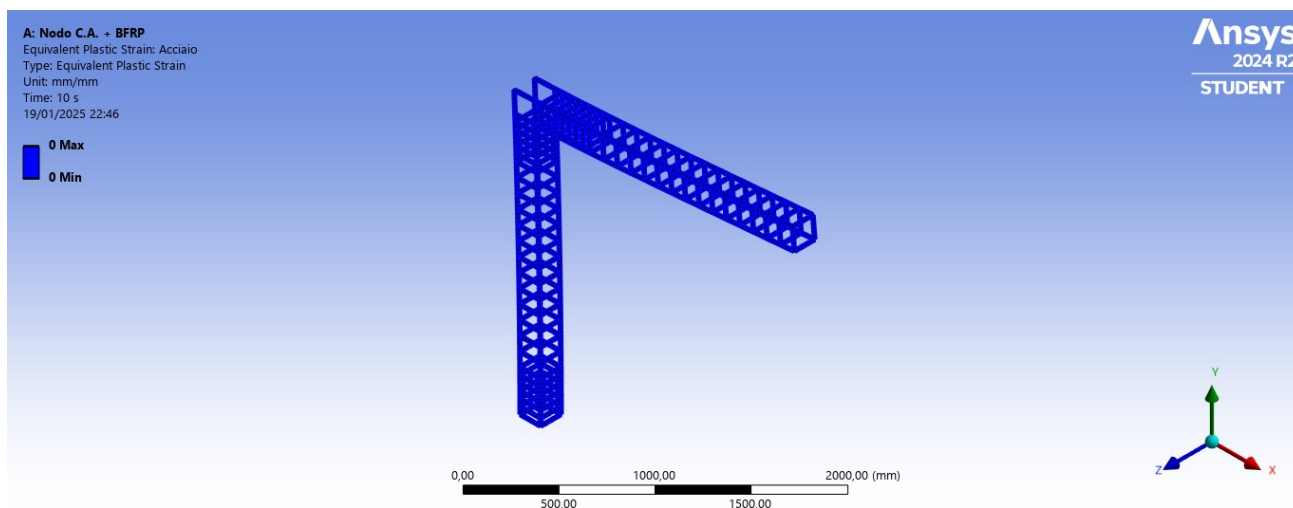


Figura 133 - Deformazione plastica equivalente relativa alle barre di armatura

3.2.4.3 Deformazione plastica relativa alla fibra

Tale grandezza permette di valutare il grado di deformazione plastica in un materiale durante il processo di carico. In questo caso, è stata valutata per le fibre di rinforzo in basalto. In Figura 134 si conferma il corretto comportamento prevalentemente elastico fino alla rottura della fibra di rinforzo applicata.

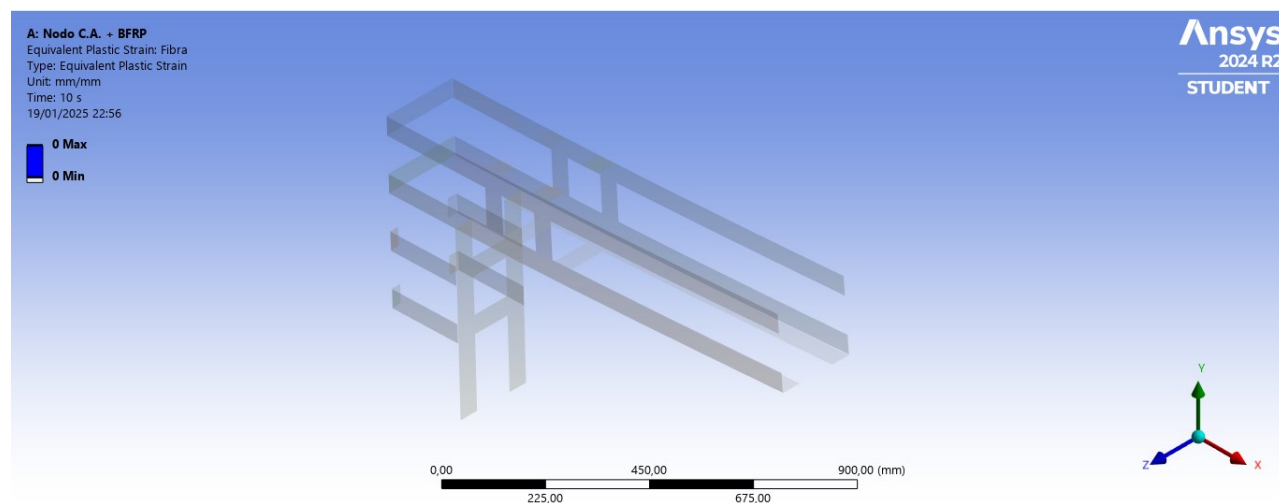


Figura 134 - Deformazione plastica equivalente relativa alle fibre di basalto

3.2.4.4 Stress equivalente nel calcestruzzo

Dalla visualizzazione dello stress nel calcestruzzo, riportato in Figura 135, si nota che le zone maggiormente sollecitate sono in corrispondenza del nodo e lungo tutto il pilastro. Questo conferma la fessurazione registrata nella prova sperimentale riportata nel paragrafo 1.6 - “Sperimentazione su nodi in calcestruzzo armato”.

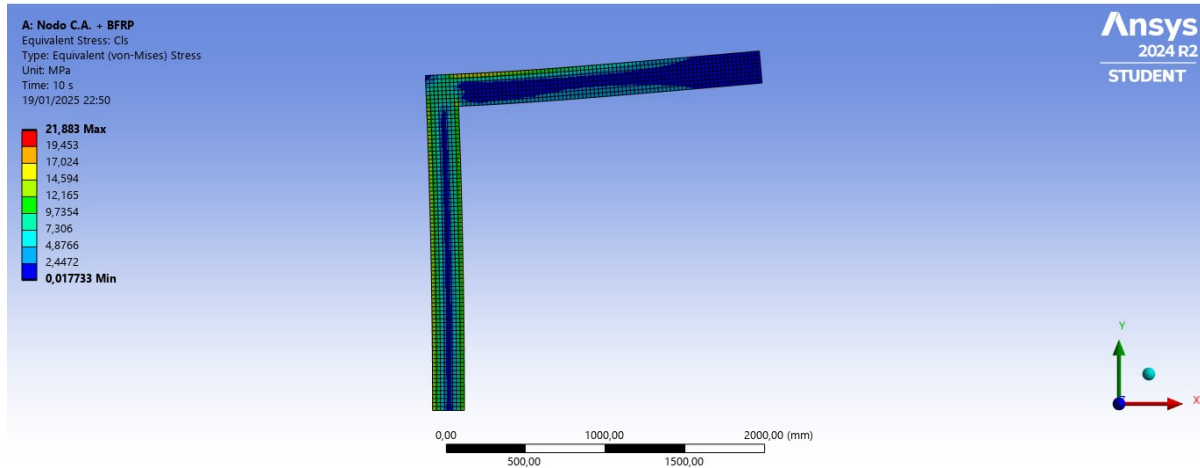


Figura 135 - Stress equivalente relativo al calcestruzzo

3.2.4.5 Deformazione totale equivalente nel calcestruzzo

Per il calcestruzzo si nota un aumento delle deformazioni rispetto alla prima prova sperimentale. In particolare, nelle fibre di calcestruzzo estradossali del pilastro si raggiunge la deformazione massima corrispondente al carico massimo applicato all'estremo della trave. Inoltre, come nella prima prova, dalla visualizzazione è evidenziato che la deformazione lungo tutto il pilastro è costante per la presenza della forza costante di 40 KN agente verticalmente nel nodo.

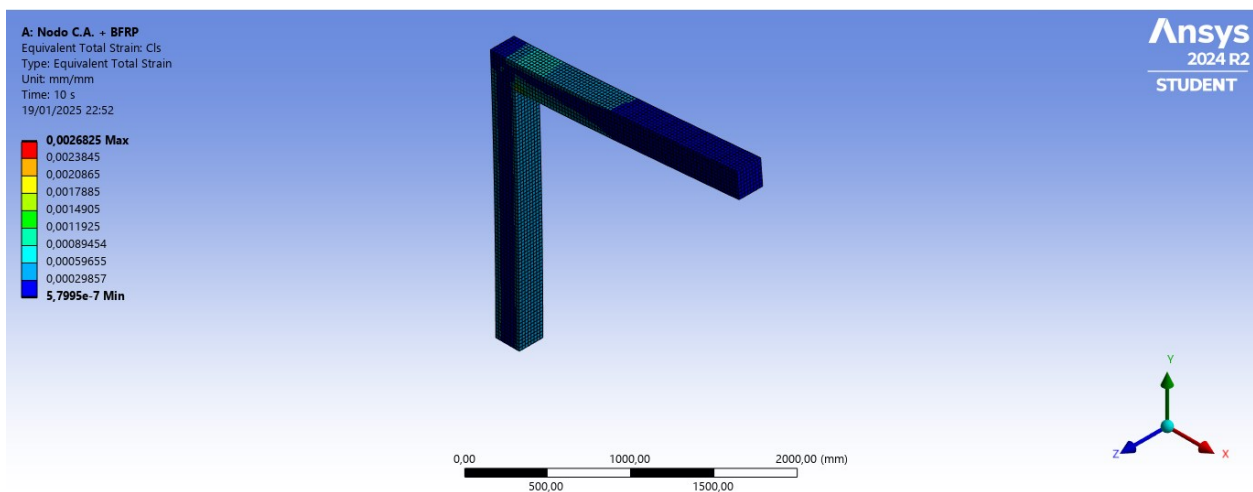


Figura 136 - Deformazione equivalente relativa al calcestruzzo

3.2.4.6 Stress equivalente relativo alla fibra

L'obiettivo della visualizzazione dello stress equivalente è quello di semplificare la valutazione del carico su un materiale, rendendo più agevole il confronto con i limiti di resistenza noti. In Figura 137 è riportato il livello di stress relativo alle fibre di rinforzo. In particolare, si nota che le parti sottoposte a maggiore sollecitazione sono in corrispondenza del nodo trave- pilastro. Inoltre, nello zoom sul nodo, riportato in Figura 138, è evidenziato il massimo valore di stress che risulta essere pari a 760,22 Mpa, e quindi molto al di sotto della tensione di rottura a trazione di 1900 Mpa. Questo conferma il comportamento sperimentale in cui la fibra non ha raggiunto né la rottura e né manifestato meccanismi di rottura come la delaminazione.

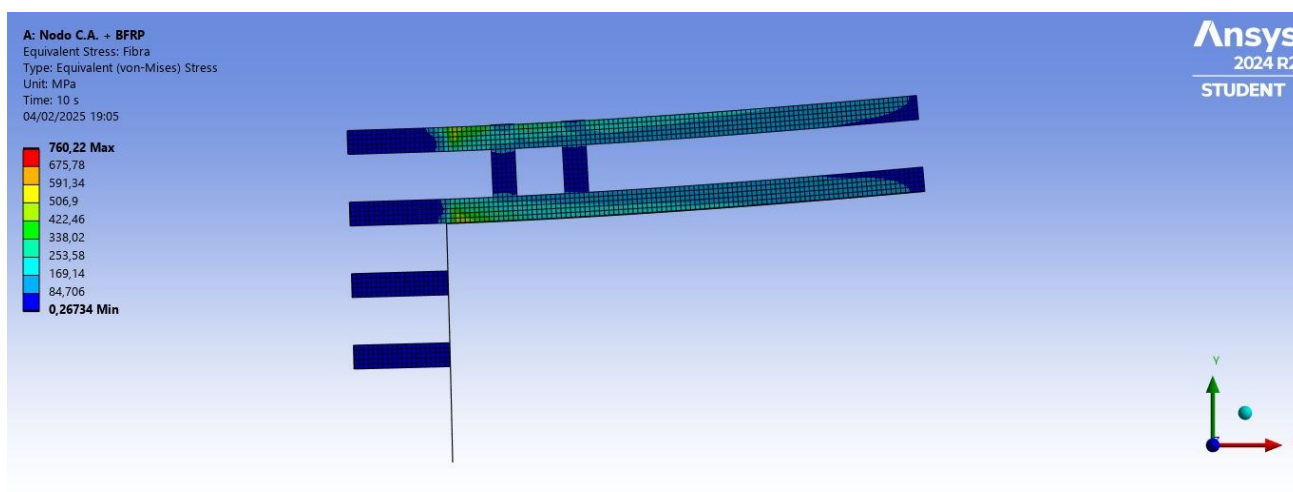


Figura 137 - Vista frontale: Stress equivalente relativo alla fibra

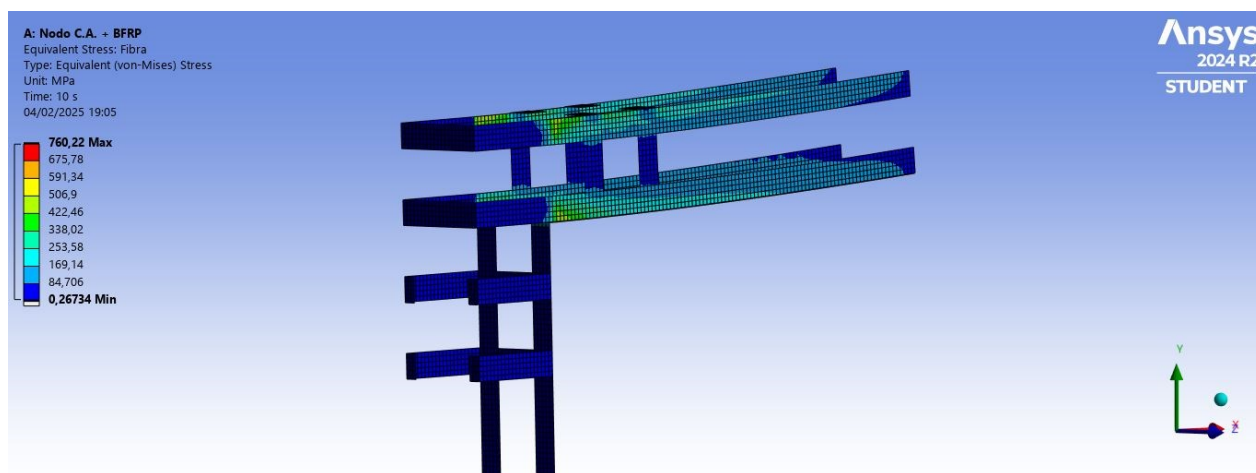


Figura 138 - Dettaglio nodo: Stress equivalente relativo alla fibra

3.2.4.7 Deformazione totale equivalente relativa alla fibra

Dalla visualizzazione della deformazione totale della fibra è possibile notare come l'andamento delle tensioni segua l'andamento dello stress equivalente, dove si registrano deformazioni molto al di sotto di quella che è la deformazione a rottura della fibra. L'analisi delle deformazioni del telaio rinforzato con fasciature in BFRP, è riportata nel paragrafo 4.2.2 in cui è stato ricavato e confrontato il valore della $\epsilon_{\max}$ della fibra.

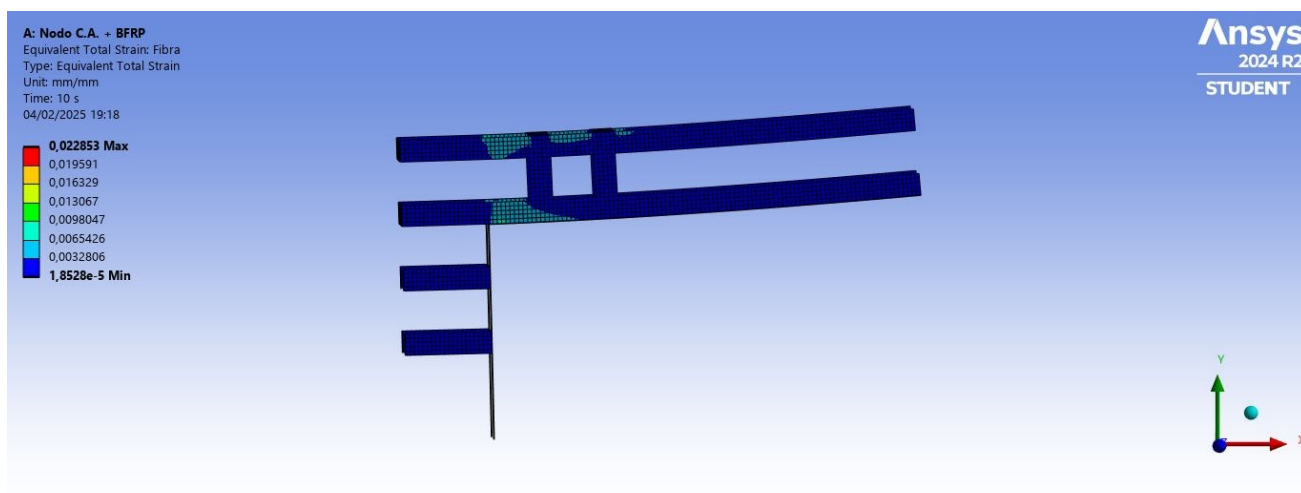


Figura 139 - Deformazione equivalente relativa alla fibra

CAPITOLO 4 – ANALISI DEI RISULTATI

In quest'ultimo capitolo sono stati confrontati i risultati ricavati dalla campagna sperimentale con quelli valutati nelle analisi agli elementi finiti, descritte nel Capitolo 3, con l'obiettivo di validare i modelli eseguiti.

4.1 Analisi dei risultati del nodo in c.a.

Riprendendo il paragrafo 1.6 - “Sperimentazioni su nodi in calcestruzzo armato”, si riporta il set-up e la tabella dei risultati registrati dai sensori nella prima prova sperimentale.

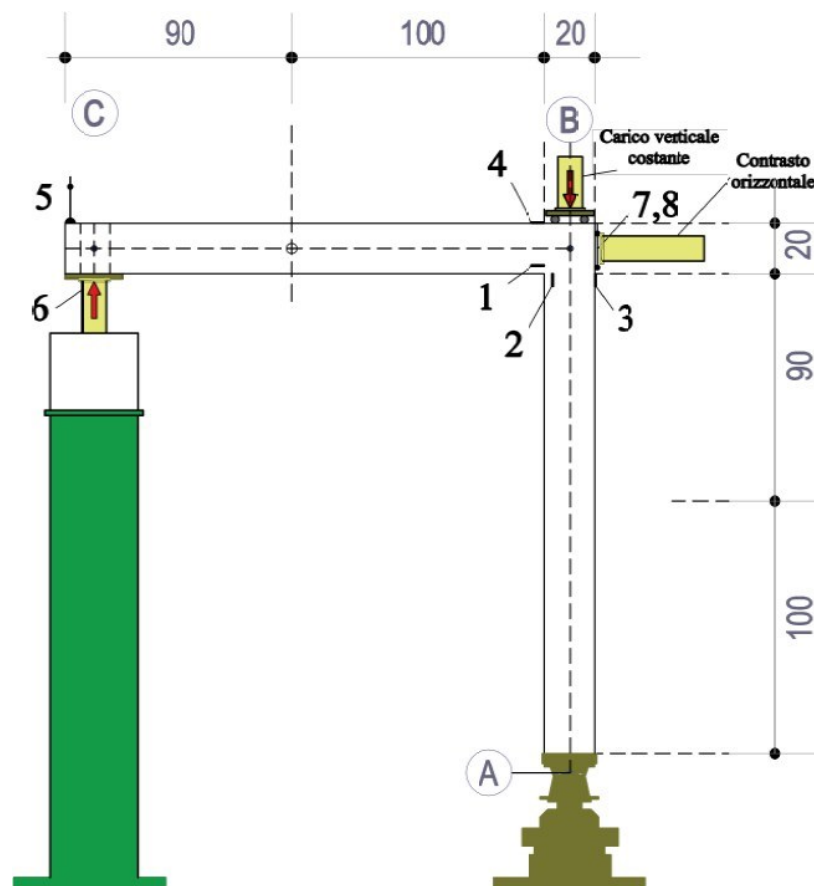


Figura 140 - Set-up sensori nel test sperimentale sul telaio in c.a.

FORZA	Est1	Est2	Est3	Est4	Trasd5	Est7	Est8
[KN]	[10 ⁻⁶]	[10 ⁻⁶]	[10 ⁻⁶]	[10 ⁻⁶]	[mm]	[10 ⁻⁶]	[10 ⁻⁶]
0.00	0.00	0.96	2.02	0	-0.01	0	0
2.00	-38.44	83.52	-135.84	-147.30	4.6	100	28.21
3.00	10.56	234.24	-298.05	-330.38	8.96	220	-23.51
3.00	3.84	237.12	-691.40	-334.59	9.05	230	-61.13
4.00	152.64	414.72	-991.48	-526.09	15.12	400	42.33
5.00	273.62	571.20	-1232.77	-679.71	23.21	550	146
6.00	357.12	748.80	-1419.32	-822.81	29.68	660	221

Tabella 22 - Risultati della prova sperimentale su nodo in c.a.

4.1.1 Spostamenti

Il primo confronto riguarda lo spostamento verticale registrato dal trasduttore (Trasd5).

In Tabella 23 sono riportati i risultati dello spostamento verticale dell'analisi agli elementi finiti e della prima prova sperimentale sul telaio in calcestruzzo armato.

ANALISI AGLI ELEMENTI FINITI DEL TELAIO IN C.A.		PROVA SPERIMENTALE
FORZA [KN]	SPOSTAMENTO [mm]	SPOSTAMENTO [mm]
0	0,000	0
2	5,111	4,67
3	9,433	8,96
4	15,559	15,12
5	23,030	23,21
6	29,225	29,68

Tabella 23 - Confronto tra i valori di spostamento verticale dell'analisi FEM con la prova sperimentale

In Figura 141 sono riportati i valori, della Tabella 23, in un grafico Forza-Spostamento che evidenzia maggiormente il comportamento del telaio in relazione alle due diverse analisi: FEA e sperimentale.

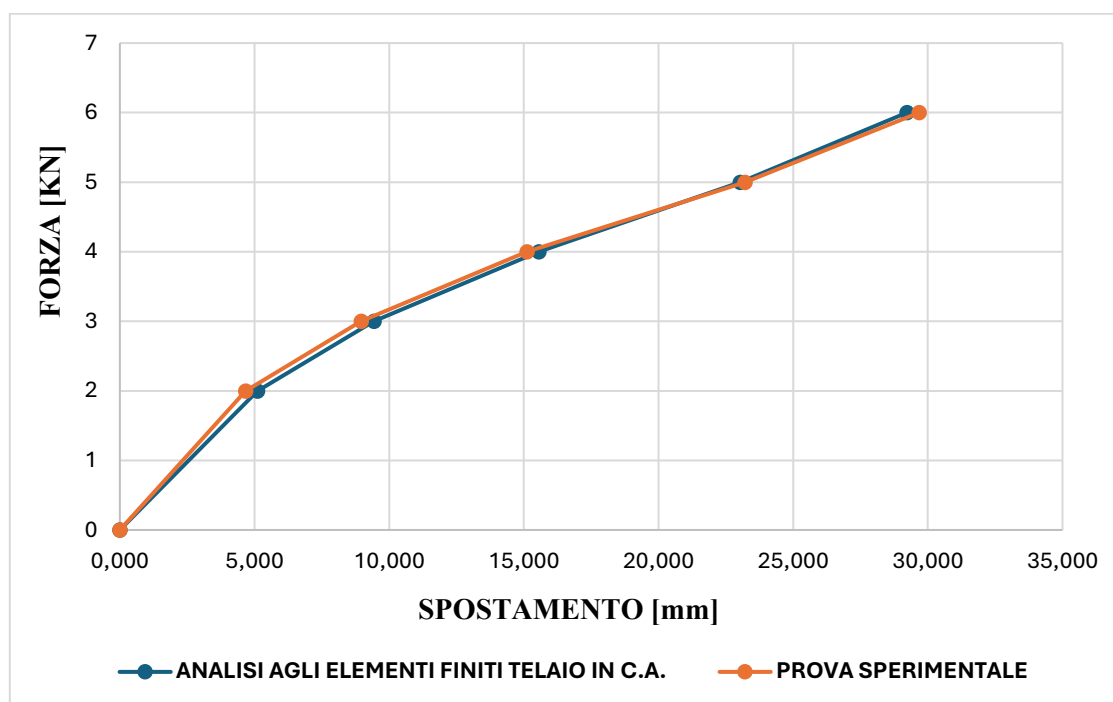


Figura 141 - Confronto curve carico-spostamento (Trasd5)

4.1.2 Deformazioni

Per quanto riguarda i dati registrati negli estensimetri, in Tabella 24 sono riportati i valori di deformazione in relazione alla forza applicata relativi alla prova sperimentale e quella agli elementi finiti.

ANALISI AGLI ELEMENTI FINITI DEL TELAIO IN C.A.		PROVA SPERIMENTALE
ESTENSIMETRO	DEFORMAZIONE A 6 KN [10^{-6}]	DEFORMAZIONE A 6 KN [10^{-6}]
1	338,03	357,12
2	405,55	748,8
3	-456,54	-1419,3
4	-684,66	-822,81

Tabella 24 - Confronto tra deformazioni tra l'analisi FEA e la seconda prova sperimentale

In generale, si nota che le soluzioni ricavate sono in linea con i risultati sperimentali, gli ordini di grandezza coincidono ed il rapporto tra spostamenti e deformazioni seguono la stessa tendenza.

4.2 Analisi dei risultati del nodo in c.a. rinforzato con fasciature in BFRP

In Figura 142 si riporta il set-up e la tabella dei risultati registrati dai sensori nella seconda prova sperimentale.

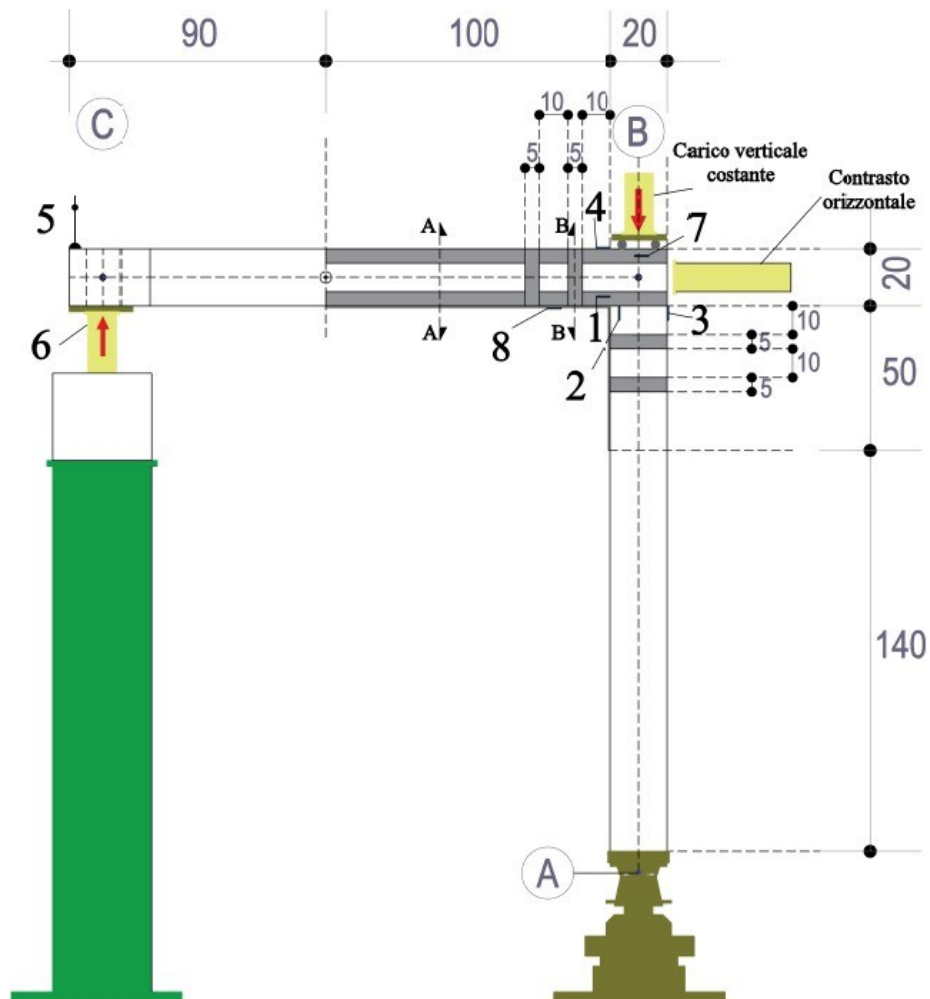


Figura 142 - Posizionamento dei sensori nel telaio in c.a. rinforzato con fasciature in BFRP

FORZA [KN]	Est1 [10 ⁻⁶]	Est2 [10 ⁻⁶]	Est3 [10 ⁻⁶]	Est4 [10 ⁻⁶]	Trasd5 [mm]	Est7 [10 ⁻⁶]	Est8 [10 ⁻⁶]
0.00	0.00	1.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.00	-27.84	5.76	-73.31	-33.67	2.025	-10.24	21.39
3.00	-16.32	74.88	-205.68	-202.02	7.23	-25.60	47.06
4.00	109.44	245.76	-366.56	-444.02	14.31	-40.94	70.60
6.00	333.12	600.96	-68.18	-757.57	26.45	-66.58	113.39
8.00	370.56	1080	-849.21	-1117.42	45.61	-89.63	1934.07
9.00	679.68	1308.48	-881.80	-1296.3	62.79	692.89	2355.54
10.00	1233.6	1344	-539.67	-1323.65	74.66	2197.25	2398.33
11.00	1776.96	1459.2	-443.95	-1315.24	72.07	4837.53	2646.51

Tabella 25 - Valori registrati delle deformazioni e degli spostamenti nella seconda prova sperimentale

Da un qualitativo confronto delle forze applicate nelle due prove si può notare che, nella prova con telaio rinforzato si registra un aumento della forza necessaria per portare a rottura il telaio in calcestruzzo armato.

4.2.1 Spostamenti

In Tabella 26 sono riportati i risultati dello spostamento verticale dell'analisi agli elementi finiti e della seconda prova sperimentale eseguita sul telaio rinforzato in c.a. con fasciature in BFRP.

ANALISI AGLI ELEMENTI FINITI DEL TELAIO IN C.A. RINFORZATO CON FASCIATURE IN BFRP		PROVA SPERIMENTALE
FORZA [KN]	SPOSTAMENTO [mm]	SPOSTAMENTO [mm]
0	0,00	0
2	2,99	2,025
3	8,54	7,08
4	16,08	14,31
6	29,22	26,45
8	44,57	45,61
9	57,13	62,79
10	65,82	74,66
11	72,55	72,07

Tabella 26 - Confronto tra i valori di spostamento verticale dell'analisi FEM con la prova sperimentale

In Figura 143 sono stati riportati i valori tabellati in un grafico Forza-Spostamento che evidenzia maggiormente il comportamento del telaio in relazione alle due diverse analisi: FEA e sperimentale.

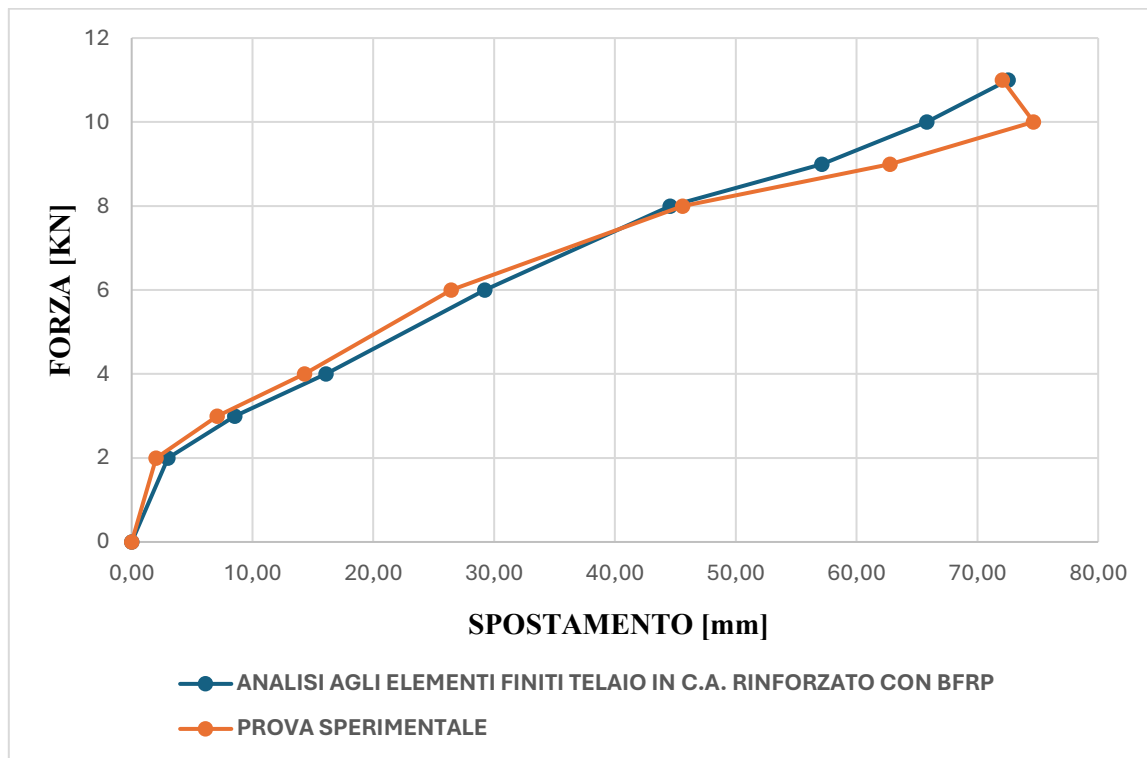


Figura 143 - Confronto curve carico-spostamento verticale (Trasd5)

Confronto dello spostamento verticale tra le due configurazioni di telaio

Focalizzando l'attenzione sulle Tabelle 23 e 26 si può osservare che la sollecitazione massima nelle due prove è differente. Infatti, nella prima è necessaria una forza di 6 KN per portare il telaio in c.a. non rinforzato a rottura, mentre nella seconda si è dovuti arrivare ad un carico di 11 KN. Nonostante, quindi, i materiali compositi siano stati applicati su un telaio in calcestruzzo armato già fessurato, questi sono comunque stati in grado di garantire una maggiore resistenza a carichi di tipo sismico.

C'è da sottolineare che l'introduzione delle fibre non modifica in maniera sostanziale la resistenza a flessione del calcestruzzo, in quanto il comportamento del sistema fino alla fase di fessurazione è governato dalla matrice cementizia. Nello specifico le fibre permettono di modificare in maniera considerevole il comportamento postfessurativo del sistema. In particolare, la presenza di fibre aumenta la duttilità del nodo in calcestruzzo armato in cui sono state applicate. Di conseguenza si ha un incremento anche della tenacità, ovvero l'energia di frattura che indica il lavoro necessario per deformare il materiale fino al collasso, che giustifica il quasi raddoppio della forza necessaria nella seconda prova da 6 KN a 11 KN.

In funzione del quantitativo di fibre applicato si possono avere due diverse tipologie di comportamento: per un quantitativo basso di fibre il comportamento si definisce degradante, ovvero il materiale resiste a sollecitazioni di trazione a patto che queste siano inferiori a quella che ha provocato la prima fessurazione; diversamente, per un quantitativo alto di fibre il comportamento si definisce di tipo incrudente. Ovvero grazie alla presenza di fibre che tendono a "ricucire" le fessure si verifica un aumento della resistenza del telaio. Come conseguenza della diversa entità del carico finale tra le due prove si ha anche una differenza sostanziale nella traslazione verticale del traverso della struttura. Con il primo test sperimentale si raggiunge uno spostamento massimo di circa 3 cm mentre con il secondo si arriva a 7,5 cm di traslazione.

4.2.2 Deformazioni

Per quanto riguarda i dati registrati negli estensimetri, in Tabella 27 sono riportati i valori delle deformazioni, in relazione alla forza applicata, relativi alla prova sperimentale e quella agli elementi finiti.

ANALISI AGLI ELEMENTI FINITI DEL TELAIO IN C.A. RINFORZATO CON FASCIATURE IN BFRP		PROVA SPERIMENTALE
ESTENSIMETRO	DEFORMAZIONE A 11 KN [10^{-6}]	DEFORMAZIONE A 11 KN [10^{-6}]
3	-596,55	-443.95
4	-1192,5	-1315,24
7	5542,6	4837.53
8	3265,41	2646.51

Tabella 27 - Confronto tra le deformazioni dell'analisi FEM e la seconda prova sperimentale

Dal legame costitutivo σ - ϵ delle fibre di basalto, si determina il valore della deformazione massima a partire dalla resistenza caratteristica del rinforzo in BFRP e dal relativo modulo di elasticità normale.

$$\epsilon = \sigma / E \quad (80)$$

Considerando le caratteristiche specifiche del tessuto in fibra di basalto “Fidbasalt Unidir C95” si ottiene:

$$\epsilon = 1900 \text{ MPa} / 90 \text{ GPa} = 0.0211 = 21.11 \cdot 10^{-3}$$

La deformazione massima che si ha in corrispondenza della fibre di basalto compresse è pari a :

$$\epsilon_{\max} (\text{EST7}) = 5542,6 \cdot 10^{-6} = 5,543 \cdot 10^{-3}$$

Mentre quella delle fibre di basalto tese è:

$$\epsilon_{\max} (\text{EST8}) = 3265,41 \cdot 10^{-6} = 3,265 \cdot 10^{-3}$$

Si può evidenziare, in entrambi i casi, che le deformazioni raggiunte dalle fibre di basalto non raggiungono la deformazione a rottura $\epsilon_{\max}$. Questo conferma il comportamento sperimentale, del telaio in calcestruzzo armato rinforzato, in cui la fibra non ha raggiunto la rottura alla fine della prova.

In generale, si nota che le soluzioni ricavate sono in linea con i risultati sperimentali, gli ordini di grandezza coincidono ed il rapporto tra spostamenti e deformazioni seguono la stessa tendenza.

CONCLUSIONI

L'analisi condotta in questa tesi ha permesso di valutare l'efficacia del rinforzo in BFRP per il miglioramento ed adeguamento delle prestazioni strutturali dei nodi trave-pilastro in calcestruzzo armato soggetti ad azioni sismiche. La modellazione agli elementi finiti eseguita con Ansys Workbench R2 2024 ha fornito risultati di grande importanza, evidenziando come l'uso del BFRP consenta un incremento della resistenza a taglio, una maggiore capacità dissipativa e una riduzione degli spostamenti e delle fessurazioni rispetto al nodo in c.a.

Il confronto tra i risultati numerici e quelli sperimentali ha dimostrato una forte correlazione tra i modelli FEM ed il comportamento reale del nodo nelle due configurazioni, validando così l'approccio adottato e confermando l'efficacia dell'uso di materiali compositi nel rinforzo strutturale degli edifici esistenti in calcestruzzo armato.

I risultati ottenuti dimostrano il potenziale di questa tecnologia e aprono la strada ad ulteriori sviluppi nel campo della modellazione FEM applicata all'ingegneria strutturale.

Future ricerche potranno approfondire l'analisi a lungo termine dell'efficacia del BFRP in modo da contribuire alla definizione di linee guida e normative specifiche più dettagliate, favorendo una diffusione più ampia e consapevole di questa soluzione innovativa per il miglioramento della sicurezza sismica degli edifici in c.a.

BIBLIOGRAFIA

- [1] NTC 2018. Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018. Norme Tecniche per le Costruzioni. G.U. n. 42 del 20/2/2018.
- [2] Circolare 2019. Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n. 7 del 21/1/2019. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. G.U. n. 35 dell'11/2/2019
- [3] FEMA 547/2006: “Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings”
- [4] CNR-DT 200/2004, “Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati”
- [5] Aggiornamento CNR-DT 200 R1 pubblicato dal Consiglio Nazionale delle Ricerche
- [6] ACI 440.2R-17 : “Guide for the Design and Construction of Externally bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures”
- [7] Linee guida per riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e ripartizioni” pubblicate nel 2010 dalla Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica
- [8] Fonte: “Strategie di intervento per il rinforzo di strutture in c.a.”.
- [9] MasterBrace® SAT 4500 Epoxy encapsulation resin for the MasterBrace Composite Strengthening System
- [10] “Valutazione sperimentale del comportamento meccanico di nodi in calcestruzzo armato rinforzati con compositi innovativi”. Relatore: Prof. Roberto Capozucca, Correlatrice: Dott.ssa Erica Magagnini
- [11] R. Capozucca, S. Bossoletti, Dynamic response of RC beams – in different scale – with near surface mounted CFRP rectangular rods, Composite Structures, 2015, Volume 131, 516-529;
- [12] Magagnini E., Capozucca R. Detection of Damage in RC Beams Strengthened with NSM CFRP Rectangular Rod by Finite Element Modeling. In: Abdel Wahab M. (eds) Proceedings of the 8th International Conference on Fracture, Fatigue and Wear (FFW 2020), 2020. Lecture Notes in Mechanical Engineering. Springer, Singapore, 2020, 227-2
- [13] Chang G.A., Mander J.B., 1994. Seismic energy-based fatigue damage analysis of bridge columns: Part 1 - evaluation of seismic capacity. Technical Report NCEER-94-0006. National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, Buffalo, NY, USA.
- [14] De Risi M.T., Verderame G.M., 2017. Experimental assessment and numerical modelling of exterior

non-conforming beam- column joints with plain bars. *Engineering Structures*, 150, 115-134.

[15] Paulay T., Priestley M.J.N., 1992. *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. John Wiley & Sons, New York, USA.

[16] GdL INGV 2016, Gruppo di Lavoro INGV sul terremoto di Amatrice (2016). *Secondo rapporto di sintesi sul Terremoto di Amatrice Ml 6.0 del 24 Agosto 2016 (Italia Centrale)*

[17] Roberto Capozucca. *Tecnica delle costruzioni: la trave in calcestruzzo armato*. Bonomo Editore, 2023.

[18] Riks, E., 1972. The application of Newton's method to the problem of elastic stability. *Journal of Applied Mechanics*, 39:1060-1065.

[19] Riks, E., 1979. An incremental approach to the solution of snapping and buckling problems. *International Journal of Solids and Structures*, 15:529-551.

[20] Sabir, B., Lock A.C., 1972. *The Application of Finite Elements to the Large-deflection Geometrically Nonlinear Behavior of Cylindrical Shells*. *Proceedings of International Conference on Variational Mechanics*. Southampton University, Session VII.

[21] Bathe K.J. – “Finite Element Procedures”