



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI ANCONA
POLITECNICA DELLE MARCHE

CORSO DI LAUREA TRIENNALE IN INGEGNERIA EDILE

ANALISI SPERIMENTALE DI NODI IN
CALCESTRUZZO ARMATO RINFORZATI CON
COMPOSITI INNOVATIVI

EXPERIMENTAL ANALYSIS OF REINFORCED
CONCRETE JOINTS STRENGTHENED WITH
INNOVATIVE COMPOSITE MATERIALS

Studente:
Luca Corucci

Relatrice:
Dott.ssa Erica Magagnini

Anno Accademico: 2021/2022

INDICE

Introduzione	1
Capitolo 1. Nodi di telai in calcestruzzo armato	3
1.1. Il materiale calcestruzzo armato	3
1.1.1 Calcestruzzo	3
1.1.2 Acciaio di armatura	7
1.2. Nodi in calcestruzzo armato danneggiati	9
1.2.1 Nodi in calcestruzzo armato	9
1.2.2 Danneggiamenti dei nodi in calcestruzzo armato	10
1.2.3 Cenni azioni sul pannello nodale	12
Capitolo 2. Strategie di rinforzo sostenibile.....	15
2.1 Introduzione	15
2.2. Rinforzi con materiali compositi.....	16
2.2.1 Materiali compositi e applicazioni.....	16
2.2.2 Materiali compositi nell'edilizia	19
2.3. Materiali compositi a base di fibre di basalto	20
2.3.1 Introduzione	20
2.3.2 Fibre di basalto.....	21
2.3.3 Tipologie di prodotti commerciali.....	23
Capitolo 3. Sperimentazione su nodi di telai in calcestruzzo armato.....	26
3.1 Introduzione	26
3.2. Analisi statica del telaio	27
3.2.1 Analisi statica del telaio iperstatico.....	27
3.2.2 Analisi statica del telaio isostatico	36
3.3. Prova sperimentale sul telaio in calcestruzzo armato non rinforzato.....	39
3.3.1 Descrizione del set-up di prova.....	39
3.4. Prova telaio in calcestruzzo armato rinforzato con fibre naturali in basalto.....	43
3.4.1 Tessuto in fibra di basalto	44
3.4.2 Adesione ed incollaggio delle fibre naturali in basalto	46

3.4.3 Descrizione prova e posizionamento sensori.....	49
3.5. Risultati sperimentali	51
3.5.1 Risultati del telaio non rinforzato.....	51
3.5.2 Risultati del telaio rinforzato con BFRP	58
Capitolo 4. Conclusioni.....	62
4.1. Confronto prove sperimentali	62
4.1.1 Confronto tabelle.....	62
4.1.2 Confronto grafici forza-spostamento	63
4.1.3 Confronto grafici forza-deformazione	64
4.2 Conclusioni finali.....	66
Bibliografia – Sitografia	67

Introduzione

In questo elaborato di tesi è presente una parte di ricerca scientifica e una parte riguardante una sperimentazione eseguita presso i laboratori dell'Università Politecnica delle Marche cercando di approfondire e promuovere l'utilizzo di tessuti compositi a base di materiali naturali. I capitoli 1 e 2 si focalizzano sulla ricerca scientifica di argomenti specifici, più precisamente, nel capitolo 1, si è eseguito uno studio sui nodi in calcestruzzo armato e le eventuali azioni che convergono in essi; invece, nel capitolo 2, si è discusso dei materiali compositi e delle loro applicazioni nell'ambito edile, più in particolare di quei materiali compositi a base di fibre di basalto (tessuto con il quale sono state poi eseguite le varie sperimentazioni).

Il capitolo 3 riguarda sostanzialmente tutta la parte sperimentale della tesi, prove eseguite in laboratori specifici con attrezzature particolari. In questo capitolo sono presenti le risoluzioni delle due strutture (una isostatica e una iperstatica) e tutti i dati specifici riguardate le prove sperimentali; nel complesso le prove eseguite sono sostanzialmente due, una riguardante il telaio in calcestruzzo armato non rinforzato e una seconda prova riguardante lo stesso telaio in calcestruzzo armato però rinforzato con un materiale composito (tessuto unidirezionale) a base di fibre di basalto.

Infine, nel capitolo 4, sono stati eseguiti i vari confronti fra i diversi risultati ottenuti dalle due prove sperimentali e un'analisi complessiva della sperimentazione eseguita nel capitolo 3 con eventuali riferimenti futuri all'utilizzo di fibre di basalto per la produzione di materiali compositi e i vari vantaggi che ne potrebbero conseguire.

Capitolo 1. Nodi di telai in calcestruzzo armato

1.1. Il materiale calcestruzzo armato

Il calcestruzzo armato è un materiale formato da calcestruzzo e barre di armatura in acciaio, questo significa che tutti i meccanismi resistenti e deformativi dipendono sia dal singolo materiale utilizzato per la realizzazione del calcestruzzo armato e sia dall'eventuale aderenza presente fra lo stesso calcestruzzo con i tondini in acciaio. I due materiali hanno ovviamente comportamenti molto differenti e proprio per questo motivo si riesce ad ottenere, nel complesso, un materiale molto resistente ed efficace in quanto, nella progettazione, si possono variare le dimensioni delle sezioni e il quantitativo di armatura all'interno della stessa sezione. Tuttavia si può affermare che il calcestruzzo riesce a resistere a sforzi di compressione notevoli e, al contrario, l'acciaio riesce a resistere a sforzi importanti di trazione, quindi sostanzialmente, eseguendo delle opportune combinazioni fra i due materiali, si riesce ad ottenere un elemento dalle ottime prestazioni meccaniche.

1.1.1 Calcestruzzo

Il calcestruzzo è un materiale composto da acqua, inerti e cemento. Per questo motivo esso risulta un materiale non omogeneo e le proprie caratteristiche meccaniche dipendono fortemente dai rapporti volumetrici dei tre elementi che lo compongono. Una proprietà molto importante del calcestruzzo è sicuramente la densità, essa è strettamente collegata alla porosità del materiale e quindi condiziona le proprietà meccaniche; in genere una riduzione della densità comporta una riduzione delle resistenze ed un incremento della deformabilità del materiale. Un altro fattore che influenza in maniera sostanziale le proprietà meccaniche è il rapporto acqua/cemento, come si può osservare dalla figura 1.1, maggiore è il medesimo rapporto e minore sarà la resistenza del calcestruzzo e viceversa; questo perché, aumentando il quantitativo di acqua all'interno del calcestruzzo, durante la sua maturazione l'acqua tende ad evaporare e il materiale rimane con una certa porosità che ovviamente lo influenza.

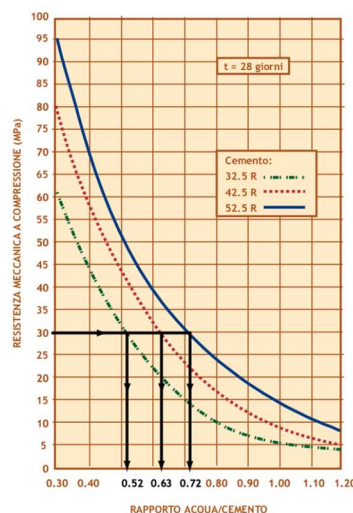


Figura 1.1 – Grafico che evidenzia le diverse resistenze meccaniche in funzione del rapporto acqua / cemento.

L'evoluzione tecnologica del calcestruzzo consente oggi di disporre di miscele particolari che possono soddisfare esigenze specifiche delle realizzazioni in calcestruzzo armato. I più importanti che si possono notare sono sicuramente i calcestruzzi ad alta resistenza, calcestruzzi autocompattanti ed infine calcestruzzi fibrorinforzati.

Nonostante il calcestruzzo sia un materiale non omogeneo, il suo comportamento macroscopico, con riferimento cioè ad elementi di dimensione molto maggiori rispetto agli inerti più grandi che lo compongono, può essere schematizzato in modo affidabile come quello di un materiale omogeneo ed isotropo. Anche se il calcestruzzo ha un'origine artificiale, esso rimane sostanzialmente un materiale lapideo, questo significa che ha un comportamento fortemente diverso in presenza di sollecitazioni di trazione o di compressione, nello specifico riesce ad avere ottime resistenze a compressione e, al contrario, basse resistenze a trazione.

Comportamento in compressione

Il fenomeno microscopico più significativo nel calcestruzzo compresso consiste in una microfessurazione diffusa già per livelli tensionali modesti, che dipende dalla scarsa resistenza a trazione del materiale. L'evoluzione tecnologica del calcestruzzo consente oggi la realizzazione, senza modificare i componenti ma solo le loro proporzioni, di calcestruzzi con una matrice cementizia di resistenza comparabile a quella dell'inerte, questo implica sostanzialmente che il materiale nel suo complesso si comporta in maniera più omogenea. In presenza di uno stato tensionale monoassiale di compressione, tale microfessurazione determina un legame sperimentale tensione-deformazione, come si osserva nella figura 1.2, il quale si presenta non lineare per valori tensionali anche molto bassi rispetto a quello di rottura, infatti le prove monoassiali di compressione mostrano un andamento della relazione tensione-deformazione pressoché lineare fino a valori di tensione all'incirca del 30 o 40% di quella massima. Il legame costitutivo $\sigma - \epsilon$ consente di indentificare due campi differenti di deformazione del calcestruzzo, in particolare, fino alla tensione pari al 30 o 40% della massima, viene definito come campo elastico, al contrario, là dove è presente un andamento non lineare del grafico, viene definito campo plastico.

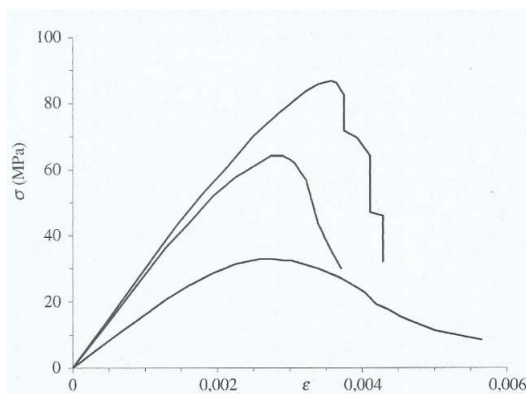


Figura 1.2 – Legame costitutivo $\sigma - \epsilon$ del calcestruzzo relativo a differenti resistenze.

Quando si raggiunge la resistenza a compressione f_c si manifestano delle macrofessure e il legame costitutivo $\sigma - \varepsilon$ comincia a percorrere un ramo discendente. Quanto descritto si ritrova anche per calcestruzzi con resistenze molto elevate, ma con una variazione dell'andamento del legame costitutivo; infatti, all'aumentare della resistenza, l'andamento iniziale si presenta lineare fino ad una percentuale di resistenza sempre più elevata e il ramo discendente diventa sempre più ripido.

Però bisognerebbe esplicitare un ulteriore aspetto che riguarda il tratto discendente della relazione $\sigma - \varepsilon$, infatti la sollecitazione applicata e l'accorciamento del provino di calcestruzzo si traducono in tensione e deformazione con riferimento all'area e alla lunghezza del provino, considerando quindi un comportamento uniforme dell'intero elemento. Nella realtà, si può notare che le macrofessure interessano soltanto una zona limitata del provino, dunque i risultati sono influenzati da un effetto scala con tratti discendenti apparentemente più ripidi all'aumentare della lunghezza del provino. Nella figura 1.3 vengono mostrate delle tipiche curve relative a prove di compressione monoassiale su prismi di altezza differente, evidenziando così l'effetto scala descritto.

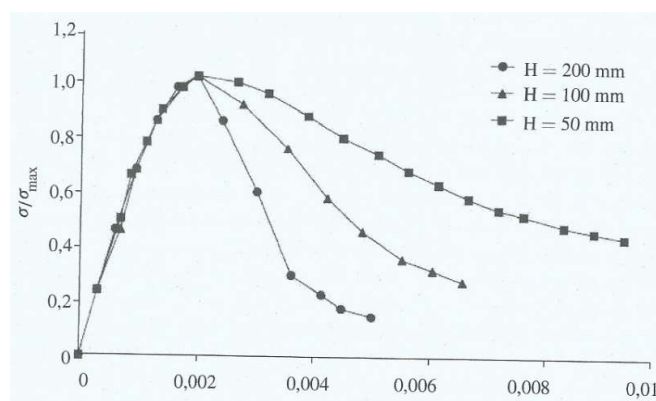


Figura 1.3 – Variazione del ramo discende della curva in funzione dell'altezza del provino.

La modalità di determinazione sperimentale della resistenza a compressione del calcestruzzo avviene mediante lo svolgimento di prove di rottura su provini ben determinati. I provini generalmente testati sono principalmente di due tipologie, provini cubici e provini cilindrici. In base alle medesime prove di rottura si riescono a definire rispettivamente la resistenza a compressione cubica R_c e la resistenza a compressione cilindrica f_c . Nella progettazione delle costruzioni in calcestruzzo armato non si fa riferimento ai valori di R_c o f_c , ma si fa riferimento ai valori della resistenza caratteristica a compressione cilindrica o cubica, precisamente f_{ck} e R_{ck} . Si deve inoltre considerare che le resistenze cilindriche e cubiche ottenute dalle prove risultano differenti a causa dei diversi effetti di bordo nei due tipi di provini. Precisamente si è evidenziato che il provino cubico ha rilevato, durante le prove sperimentali, una resistenza maggiore rispetto al provino cilindrico. Avendo eseguito, nel corso del tempo, diverse prove e sperimentazioni a riguardo, si è riscontrato che esiste una certa relazione che lega la resistenza a compressione cubica con quella cilindrica mediante un

coefficiente riduttivo pari a 0.83, infatti si può scrivere: $f_c = R_c \cdot 0.83$. Nel campo delle costruzioni, il valore relativo al f_{ck} viene utilizzato durante la progettazione delle opere, invece il valore relativo al R_{ck} viene generalmente utilizzato per eseguire l'accettazione del materiale in cantiere.

Comportamento in trazione

L'applicazione di uno stato monoassiale di tensione di trazione non comporta una significativa microfessurazione fino a circa il 70% della resistenza a trazione f_{ct} , dunque il legame costitutivo tensione-deformazione è pressoché lineare fino a tale livello. Come per la compressione, lo sviluppo del processo di rottura si concentra nella maggior parte dei casi in una zona limitata, quindi anche in questo caso il legame costitutivo è caratterizzato da un ramo discendente il quale è influenzato dall'effetto scala.

La resistenza a trazione del calcestruzzo è inevitabilmente più bassa rispetto alla resistenza a compressione essendo un materiale lapideo, infatti la f_{ct} del calcestruzzo equivale all'incirca al 10% della propria resistenza a compressione, e può essere determinata con varie metodologie. La prova di trazione diretta risulterebbe la prova più adatta per valutare questa resistenza, nonostante questo viene utilizzata raramente per le difficoltà di afferraggio del provino. La prova di trazione per flessione viene applicata su provini prismatici generalmente applicando delle sollecitazioni su tre punti differenti dell'elemento, la resistenza a trazione viene calcolata in prossimità della fibra più tesa del provino. Prova a trazione per spacco, una sperimentazione nella quale si applicano, ad un provino cilindrico, sollecitazioni a compressione su due generatrici diametralmente opposte, in tal modo l'azione del carico determina uno stato di tensione biassiale con trazione normale alla direzione del carico di compressione applicato. Però, proprio per le difficoltà di esecuzione delle prove precedentemente descritte, sono state messe a punto delle formulazioni che consentono di identificare in modalità più o meno approssimativa il valore della resistenza a trazione conoscendo il valore della resistenza a compressione. Si riportano di seguito le formule suggerite dalla NTC 2018:

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad \text{per classi} \leq C50/60$$
$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln\left(1 + \frac{f_{cm}}{10}\right) \quad \text{per classi} > C50/60$$

E' stato già rilevato che il comportamento a trazione del calcestruzzo è all'incirca lineare fino al 70% della resistenza massima, ma uno scostamento sostanziale si osserva per tensioni superiori al 90% di f_{ct} , come si osserva nella figura 1.4. Una volta raggiunta la resistenza massima, si osserva un ramo decrescente con un comportamento ancora lineare. Le tensioni di trazione del ramo

discendente si chiamano “tensioni-coesive” in quanto dipendono dai fenomeni di ingranamento degli inerti nella fase di microfessurazione.

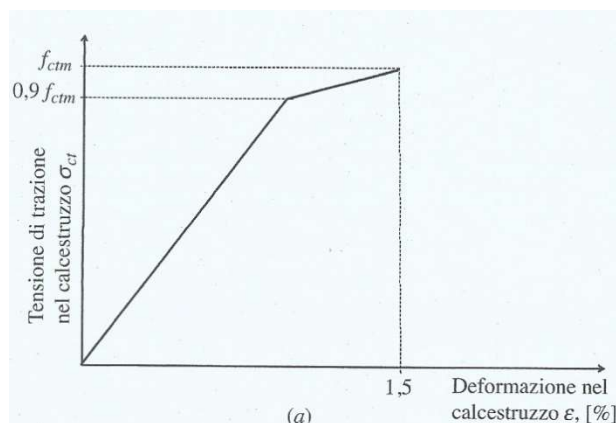


Figura 1.4 – Andamento crescente del legame costitutivo $\sigma - \epsilon$ relativo alla resistenza a trazione del calcestruzzo.

1.1.2 Acciaio di armatura

L'acciaio utilizzato per la realizzazione e costruzione di strutture in calcestruzzo armato è una lega di ferro e carbonio prodotta in forma di barre. I tondini di acciaio utilizzati si possono distinguere in base alla loro superficie, infatti esistono barre lisce e barre con nervature le quali migliorano l'aderenza fra il calcestruzzo e l'armatura stessa. Il trattamento superficiale non modifica il comportamento meccanico della barra nuda, la quale presenta un legame costitutivo uguale sia in trazione che in compressione, anche se in quest'ultimo caso la resistenza è governata dal fenomeno di instabilità in quanto il tondino di acciaio è un elemento altamente snello (lunghezza molto maggiore rispetto al proprio diametro). Viene utilizzato l'acciaio come elemento di rinforzo per il calcestruzzo armato anche perché il suo grado di dilatazione termica è molto simile a quello del calcestruzzo, questo significa che entrambi i materiali si andranno a deformare nella stessa maniera senza compromettere l'eventuale aderenza fra il calcestruzzo e l'acciaio.

Comportamento in trazione

Le prove sperimentali sull'acciaio evidenziano in generale in trazione un comportamento elastico lineare fino allo snervamento, seguito da una fase plastica che si presenta diversa a seconda del tipo di acciaio. Nella figura 1.5 si evidenzia il comportamento dell'acciaio “heat treated” sottoposto ad una tensione di trazione.

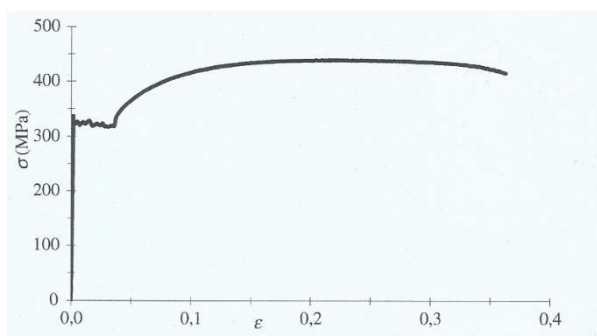


Figura 1.5 – Grafico del legame costitutivo $\sigma - \epsilon$ dell'acciaio sottoposto a trazione.

I parametri sperimentali che caratterizzano l'acciaio sono la tensione di snervamento f_y , la tensione di rottura f_t e la deformazione ultima ϵ_u ; il modulo elastico E_s è praticamente una costante ed equivale all'incirca 210 000 MPa. Nella figura 1.6 si rappresenta la deformazione che subisce l'acciaio quando esso raggiunge la sua tensione di rottura a trazione, si può osservare l'eventuale strizione che si manifesta.

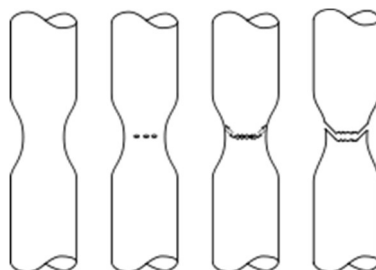


Figura 1.6 – Rappresentazione della strizione dell'acciaio sottoposto a sollecitazione di trazione.

Anche per l'acciaio, come per il calcestruzzo, i valori della tensione di snervamento e di rottura da considerare nella progettazione sono quelli caratteristici, cioè corrispondenti a una probabilità del 5% di essere minorati, e sono indicati rispettivamente con i simboli f_{yk} e f_{tk} . La NTC 2018 evidenzia le tipologie di acciaio che si devono utilizzare per la progettazione e realizzazione di opere in calcestruzzo armato, esse sono l'acciaio B450A e B450C. Entrambi devono avere una tensione minima di snervamento caratteristica pari a 450MPa, ma si differenziano per il rapporto di incrudimento e per la deformazione ultima.

Comportamento in compressione

Come descritto precedentemente, in forma teorica il comportamento in compressione dell'acciaio dovrebbe essere uguale a quello in trazione, questo però è vero solo ed esclusivamente se si ha una certa geometria per cui si riescano ad evitare i fenomeni di instabilità. È stata eseguita una sperimentazione a riguardo, figura 1.7, dell'instabilità delle barre in acciaio (Cosenza e Prota, 2006), nella quale si è eseguito un confronto fra una barra di acciaio sottoposta a trazione con tre

prove a compressione sulla stessa tipologia di barra con tre lunghezze differenti variando così il rapporto L/D (rapporto rappresentativo della snellezza della barra).

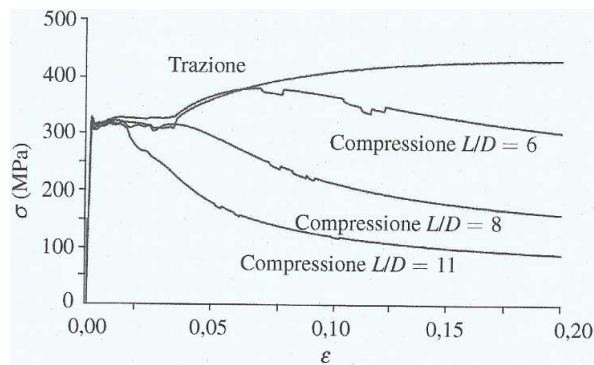


Figura 1.7 – Grafico che sintetizza la prova sperimentale Cosenza e Prota 2006.

Come si nota dall'immagine precedente, maggiore è il rapporto L/D (maggiore è la snellezza della barra) maggiore sarà l'effetto della instabilità e quindi maggiori deformazioni a parità di tensione.

Nelle strutture in calcestruzzo armato la lunghezza libera di inflessione L delle barre longitudinali posizionate in compressione dipende dal passo delle staffe posizionate trasversalmente, le quali esercitano un vincolo alla deformazione laterale della barra. Il passo tra le staffe dovrebbe essere tale da non determinare fenomeni di instabilità prima della tensione di snervamento dell'acciaio.

1.2. Nodi in calcestruzzo armato danneggiati

1.2.1 Nodi in calcestruzzo armato

I nodi in calcestruzzo armato sono dei volumi di unione fra diversi elementi che compongono, in forma tridimensionale, lo scheletro dell'edificio intelaiato. Generalmente, nei nodi, è presente una unione fra elementi verticali (pilastri) ed elementi orizzontali (travi), questo non toglie il fatto che nei nodi possano giungersi elementi inclinati. Nell'analisi delle sollecitazioni, i nodi sono schematizzati come il punto di incontro tra le linee degli assi baricentrici degli elementi lineari, ma nella realtà, il nodo, deve avere un proprio volume e soprattutto dovrà essere opportunamente armato per riuscire a resistere a tutti gli stati tensionali della struttura.

I nodi possono essere di due tipologie essenziali, figura 1.8, nodi interamente confinati e nodi non interamente confinati. Il primo si ha quando in tutte e quattro le facce verticali converge una trave, il confinamento si considera realizzato quando la sezione della trave copre per almeno $\frac{3}{4}$ la

larghezza del pilastro e le sezioni della trave si ricoprono per almeno i $\frac{3}{4}$ dell'altezza. I nodi non interamente confinati sono tutti quei nodi che non rispecchiano le caratteristiche precedenti.

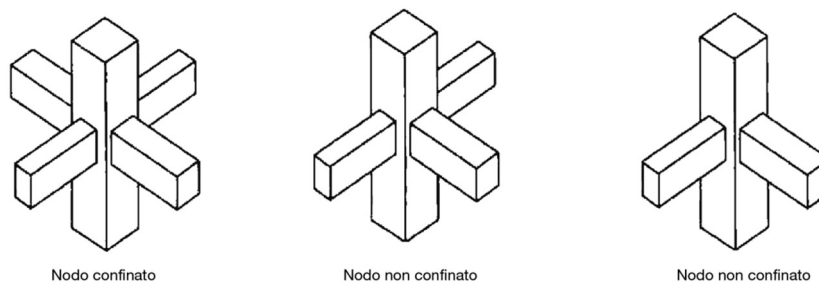


Figura 1.8 – Nodi interamente confinati e non interamente confinati.

Come si può notare, nei nodi confinati, il calcestruzzo riceve un effetto benefico di contrazione limitata o in alcuni casi addirittura eliminata, quindi si può affermare un aumento della resistenza del calcestruzzo. Nel caso in cui il nodo dovesse essere non interamente confinato, è necessario l'aggiunta di un confinamento meccanico, cioè l'inserimento di opportune staffe all'interno del nodo. È evidente che i nodi non interamente confinati sono presenti in prossimità dei pilastri esterni, la dove convergono sia travi a spessore che travi emergenti, nodi di pilastri rettangolari allungati. Invece per quanto riguarda i nodi interamente confinati è più facile ottenerli nella parte interna dell'edificio.

1.2.2 Danneggiamenti dei nodi in calcestruzzo armato

Negli edifici soggetti solo a carichi verticali, quindi carichi solo gravitazionali, raramente i nodi sono altamente sollecitati; al contrario, nel caso di sollecitazione sismica, lo stato tensionale del nodo aumenta notevolmente con la possibilità, in alcuni casi, di arrivare alla crisi del nodo stesso. Si considera un telaio simmetrico, nel primo caso si va a sollecitare la struttura solo da carichi gravitazionali verticali, nel secondo caso si carica orizzontalmente la struttura simulando una sollecitazione sismica, schema sintetizzato nella figura 1.9.

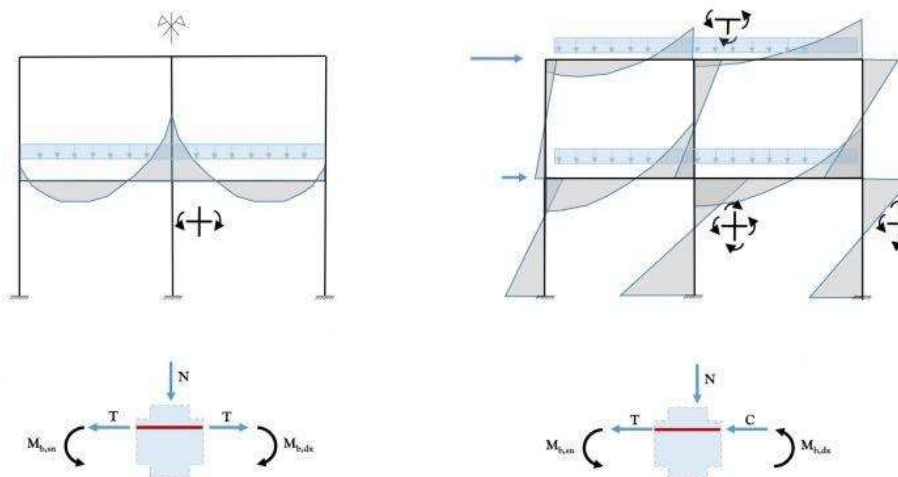


Figura 1.9 – Rappresentazione dei due telai simmetrici e i relativi momenti sollecitanti.

Come si nota dalla figura 1.9, nel caso di soli carichi verticali possiamo notare che il momento negativo a destra e a sinistra della trave risultano uguali, questo implica che nel pilastro centrale non ci sarà nessun trasferimento di momento e quindi esso sarà sollecitato solo a tensione normale (compressione). Dunque, questo dimostra che generalmente i nodi nelle strutture in calcestruzzo armato sollecitate solo con carichi verticali sono poco sollecitati. Ovviamente il nodo risulterebbe più sollecitato nel caso in cui la struttura non fosse simmetrica, ad esempio se ci dovesse essere una differenza fra la luce libera a destra e sinistra del pilastro centrale, oppure nel caso in cui si ha una variazione sostanziale della rigidezza delle travi che convergono nel medesimo pilastro (cambio di sezione e/o materiale). Ovviamente è diversa la situazione del secondo caso, dove lo stesso telaio è sottoposto a carico sismico, nella figura è rappresentato un possibile andamento del grafico del momento, precisamente la struttura è caricata sia da carichi gravitazionali (verticali) sia da carichi sismici (orizzontali). Si ha una inversione del segno del momento tanto nei pilastri quanto nelle travi, questo implica che, nello spazio del nodo, le fibre tese dovranno passare dall'alto al basso delle travi e da sinistra a destra dei pilastri. Quindi si può affermare definitivamente che i nodi dei telai in calcestruzzo armato sono molto sollecitati nel caso di azioni sismiche e poco sollecitati nel caso di azioni gravitazionali.

La valutazione precedente è estremamente importante in quanto capita molto spesso che i nodi in calcestruzzo armato siano i primi ad arrivare al cedimento/crisi rispetto alla struttura nel complesso durante un evento sismico, vedi figura 1.10 (a) e 1.10 (b).



Figura 1.10 (a) – Crisi nodale avvenuta durante l'evento sismico in Abruzzo nel 2006



Figura 1.10 (b) – Terremoto Turchia 2023

Le immagini precedenti evidenziano in maniera sostanziale i danneggiamenti nei nodi in calcestruzzo armato delle strutture intelaiate dopo esser stati sollecitati ad azioni sismiche importanti, ed è evidente il fatto che essi risultino la parte debole dell'edificio.

Nelle opere di nuova costruzione la necessità di armare adeguatamente i nodi è da ricercarsi nel miglioramento della capacità sismica delle colonne, indirizzandosi così alla riduzione della vulnerabilità sismica degli edifici. Quindi la corretta progettazione del nodo nelle strutture intelaiate in calcestruzzo armato assume un ruolo chiave in quanto aumenta notevolmente la resistenza sismica dell'edificio nel complesso. Fino ad ora si è osservato che dimensioni più limitate dei pannelli nodali consentono sia di ridurre le escursioni in campo plastico dei materiali e sia di limitare complicazioni costruttive dovute ad un affollamento di armatura. Inoltre, è stato visto che aumentando l'altezza è possibile diminuire il quantitativo di armatura.

1.2.3 Cenni azioni sul pannello nodale

In condizioni sismiche, come descritto nel paragrafo precedente, i nodi sono molto sollecitati, non sono auto equilibrati come avviene per i nodi sottoposti solo a carichi verticali. Delle piccole differenze ci possono essere per nodi interni e nodi di estremità. Nella figura 1.11 viene rappresentata una tipica condizione sismica di un nodo interno.

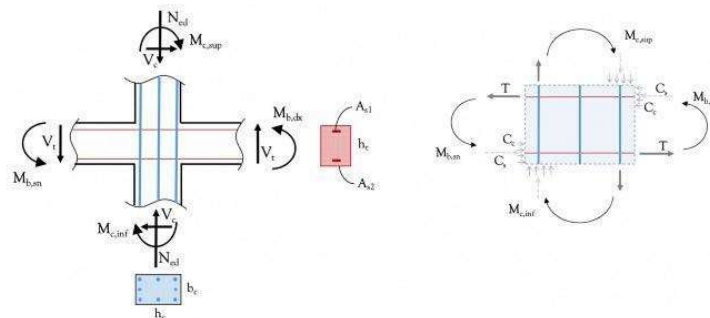


Figura 1.11 – Nodo travetto-pilastro, rappresentazione delle sollecitazioni sul nodo e delle coppie sul pannello nodale.

Come si può osservare dalla figura sono presenti dei momenti antiorari nelle travi e momenti orari per le colonne; proprio a causa di tali momenti, i quali generalmente sono di segno opposto fra loro, le zone nodali sono soggette a stati tensionali molto rilevanti. In pratica, il verso delle tensioni normali su una faccia si inverte nella faccia opposta.

Considerando per ora la trave, possiamo dire che a causa del momento $M_{b,sn}$ si ha trazione sulla parte superiore del nodo nel lato sinistro; ipotizzando che l'armatura superiore sia A_{s1} , ci sarà una forza $T = A_{s1} \cdot f_{yd}$. Al contrario, nella parte inferiore si genererà una sollecitazione di compressione la quale per l'equilibrio alla traslazione risulterà uguale alla forza in trazione superiore. Quindi in totale sul lato sinistro si avrà una forza in trazione $T = A_{s1} \cdot f_{yd}$ e una forza in compressione $C = A_{s1} \cdot f_{yd}$ distribuita fra calcestruzzo e acciaio.

La stessa cosa avviene sul lato destro, per la coppia $M_{b,dx}$, si ha una forza in compressione nella parte superiore, una forza in trazione nella parte sottostante, entrambe equivalenti a $A_{s2} \cdot f_{yd}$ con A_{s2} il quantitativo dell'armatura inferiore. Nell'immagine 1.12 viene rappresentato ciò che è stato descritto precedentemente.

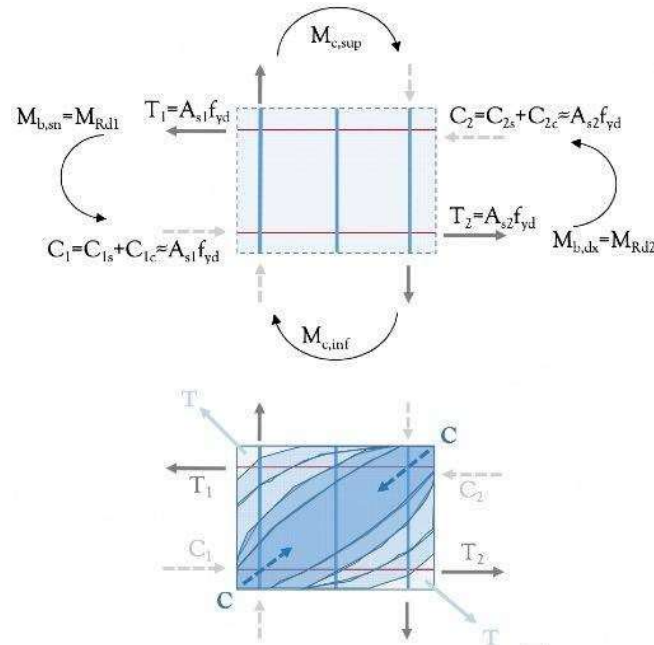
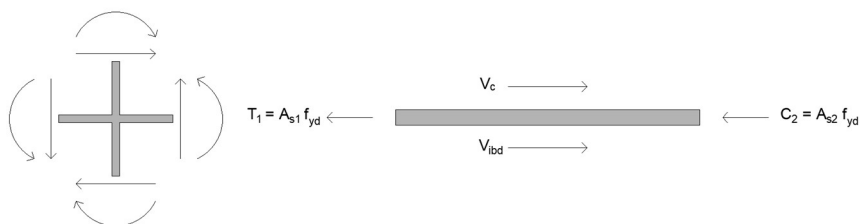


Figura 1.12 – Rappresentazione delle sollecitazioni agenti sul pannello nodale

Sul lato superiore di attacco con il pilastro, a causa del momento $M_{c,sup}$, si formeranno due forze, una di trazione e una di compressione, entrambe uguali e posizionate in prossimità delle armature longitudinali. La stessa identica cosa accade nel lato inferiore dell'attacco con la colonna a causa del momento $M_{c,inf}$.

Considerando i quattro vertici del pannello nodale, si può osservare che il pannello è soggetto a compressione nella direzione congiungente i vertici su cui agiscono C_1 e C_2 e a trazione nella direzione congiungente i vertici in cui agiscono T_1 e T_2 . Considerando la forza V_c proveniente dal pilastro superiore ed eseguendo un equilibrio alla traslazione orizzontale, si ottiene una ulteriore forza trasferita alla parte inferiore del nodo, vedi figura 1.13:

$$V_{ib} = (A_{s1} + A_{s2})f_{yd} - V_c$$



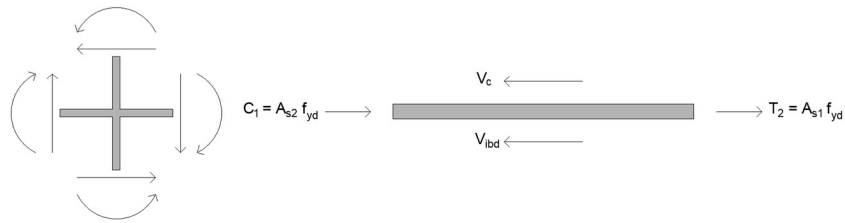


Figura 1.13 – Azioni trasferite sulla faccia orizzontale superiore del pannello nodale interno in ipotesi di formazione di cerniere plastiche nelle travi concorrenti

Si può notare che variando i versi di tutte le sollecitazioni per inversioni del segno dell'azione sismica, la formula di V_{ib} rimane invariata. L'azione che interviene sul nodo per la progettazione dello stesso viene incrementata (coefficiente maggiore di 1) del fattore di sovrarresistenza, γ_{Rd} , quindi, per ultimo, si può scrivere la formula per determinare V_{ibd} come:

$$V_{ibd} = \gamma_{Rd}(A_{s1} + A_{s2})f_{yd} - V_c$$

V_c generalmente viene trascurato per due motivi, il primo è per eseguire una progettazione a vantaggio di sicurezza, il secondo motivo riguarda l'intensità della forza stessa in quanto il modulo del vettore V_{ibd} può essere anche un ordine di grandezza maggiore rispetto alla forza di taglio V_c .

Nel caso in cui dovessimo analizzare un nodo di estremità, la formula per il calcolo di V_{ibd} risulta:

$$V_{ibd} = \gamma_{Rd} \cdot A_s \cdot f_{yd} - V_c$$

Come si può osservare dall'espressione precedente, in questo caso, rispetto al calcolo della V_{ibd} in un nodo interno, compare solo un valore dell'area dell'acciaio A_s , esso equivale $A_s = \max \{A_{s1}; A_{s2}\}$. Anche in questo caso, il valore della forza V_c è trascurabile.

Capitolo 2. Strategie di rinforzo sostenibile

2.1 Introduzione

Negli ultimi anni uno degli argomenti più discussi e parlati in assoluto riguarda l'impatto ambientale. Il settore delle costruzioni è sicuramente sul podio per quanto riguarda questo tema, basti pensare che l'industria mondiale del cemento inquina più di intere nazioni come la Cina e gli Stati Uniti, con all'incirca 2,8 tonnellate di anidride carbonica prodotta annualmente (dato relativo alle emissioni di CO₂ nel 2015). Proprio per questo motivo, il settore delle costruzioni dovrebbe rinnovarsi dal punto di vista dei materiali, utilizzare così dei materiali ecosostenibili e sostenibili.

Una qualsiasi opera di ingegneria civile/edile ha una notevole influenza negativa sull'ambiente in tutto il suo ciclo di vita, partendo dalla sua progettazione, la sua realizzazione, il suo utilizzo e infine la sua demolizione/smaltimento. Pensiamo ad esempio di dover demolire e smaltire un edificio di civile abitazione realizzato in cemento armato, la maggior parte del calcestruzzo non potrà essere riutilizzato per la realizzazione della parte strutturale di un nuovo edificio, banalmente perché le prestazioni meccaniche globali tenderanno a diminuire drasticamente dopo la demolizione, quindi, per questo motivo, gran parte del calcestruzzo dovrà essere smaltito. Nella figura 2.1 viene rappresentato in percentuale l'inquinamento del settore edile rispetto ai trasporti e le industrie:

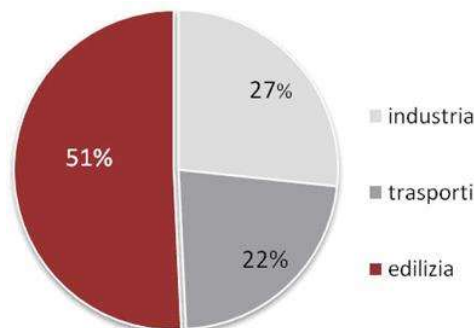


Figura 2.1 – Inquinamento del settore edile rispetto ai trasporti e le industrie.

Rimane comunque molto difficile ridurre l'inquinamento prodotto dal cemento per diverse ragioni, per prima cosa circa metà delle emissioni di CO₂ provengono direttamente dalla reazione chimica necessaria per la fabbricazione del clinker, il clinker è uno dei materiali principali ed essenziali per la realizzazione del cemento. Quindi l'unico modo per ridurre l'eventuale inquinamento è di sostituire parte del clinker con altre tipologie di materiali, questo però non è sempre possibile in quanto la sostituzione del materiale principale per la fabbricazione del cemento con altri materiali secondari diminuisce considerevolmente le prestazioni meccaniche. Il calcestruzzo è il materiale da costruzione più utilizzato al mondo (si producono all'incirca 10 tonnellate all'anno), e con il passare

del tempo questo dato tenderà ad alzarsi, si pensa che per il 2030 la produzione del cemento potrebbe aumentare anche del 25% rispetto ai dati odierni.

Alcune aziende stanno sviluppando cementi basati su materiali sintetici e cementi in grado di assorbire parte della CO₂ emessa. Tuttavia la maggior parte di queste soluzioni non è riuscita a raggiungere sperimentazioni adeguate per mancati finanziamenti necessari per la commercializzazione su vasta scala dei cementi innovativi. Un altro problema riguardante questi materiali innovativi è che sono, per l'appunto, tecnologie moderne, quindi significa che hanno subito poche sperimentazioni a riguardo, non si conosce in maniera perfetta la risposta del materiale alle sollecitazioni lungo il tempo, al contrario del cemento Portland il quale è un materiale utilizzato dal 1800 per la realizzazione della maggior parte delle opere edili e civili.

In questa tesi verranno studiati i rinforzi naturali sostenibili applicati alle strutture intelaiate in calcestruzzo armato, nello specifico verranno analizzate fibre di rinforzo in basalto applicate ad un nodo in calcestruzzo armato fessurato.

2.2. Rinforzi con materiali compositi

2.2.1 Materiali compositi e applicazioni

La tecnologia ha portato alla realizzazione e formazione di materiali sempre più sofisticati e resistenti definiti materiali compositi. Questi materiali sono diventati altamente competitivi nel rinforzo e restauro di strutture esistenti, prevalentemente vengono utilizzati nelle strutture intelaiate in calcestruzzo armato e nelle strutture in murature. I materiali compositi hanno avuto tanto successo grazie a diversi fattori, tra cui le notevoli prestazioni meccaniche, la leggerezza, la limitata invasività, la relativa reversibilità e la facilità della messa in opera. Di per sé queste tipologie di materiali hanno un costo abbastanza rilevante, però, grazie alla loro versatilità, si riescono a contenere i costi della messa in opera in cantiere.

Con materiale composito si vuole indicare una particolare miscela di due o più componenti che contribuiscono mutualmente a fornire proprietà meccaniche e fisiche complessivamente molto superiori a quelle dei singoli elementi come entità separate. In ogni materiale composito si possono differenziare tre fasi differenti, vedi figura 2.2, che, in percentuale, variano dipendentemente dal tipo di composito che si sta analizzando:

- Matrice (fase continua)
- Rinforzo (fase fibrosa)
- Interfase

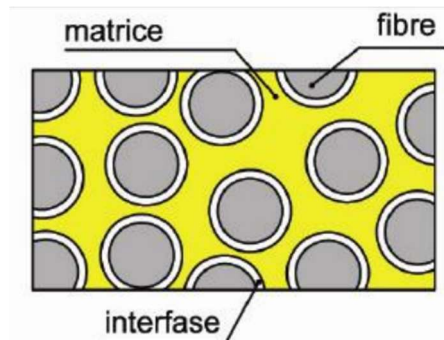


Figura 2.2 – Le tre diverse fasi che compongono il materiale composito.

Lo scopo della matrice è quello di tenere le fibre unite fra loro nella disposizione voluta, la quale può essere unidirezionale oppure casuale nel piano, e di trasferire a loro tutti i carichi esterni. Un altro scopo della matrice è quello di proteggere l'elemento fibroso da tutti i fenomeni esterni che agiscono sul materiale composito. L'interfase è un componente posto tra la fibra e la matrice, ha lo scopo di mantenere e migliorare l'adesione fra le due fasi. È un elemento fondamentale in quanto l'interfaccia fibra-matrice rappresenta una delle maggiori criticità del sistema, la mancanza di un'adesione consistente fra le due fasi costituisce una delle principali cause del cedimento strutturale del materiale. Il rinforzo, o anche definito come fase fibrosa, rappresenta la parte strutturale del materiale, infatti, questa fase, ha lo scopo di resistere a tutte le sollecitazioni applicate all'elemento; una corretta disposizione nel piano e nello spazio delle fibre è un fattore fondamentale, in quanto identifica l'eventuale isotropia/anisotropia del materiale nel suo complesso.

Le fibre maggiormente utilizzate per la formazione di materiali compositi sono le fibre di vetro, di carbonio e le fibre aramidiche. Ognuna delle tre differenti tipologie di fibre ha delle proprie caratteristiche che le differenzia l'una con le altre. In generale si afferma che le fibre presentano elevati valori di resistenza confrontandole con i materiali tradizionali per le costruzioni, questo perché la bassa densità comporta che i valori di resistenza specifica e modulo elastico specifico siano superiori a quelli dei materiali classici.

Fibre di vetro

Le fibre di vetro vengono utilizzate per la realizzazione di materiali compositi di resistenza medio-alta. Variando le proporzioni delle materie prime utilizzate per la fabbricazione di queste fibre, si ottengono prodotti con caratteristiche meccaniche differenti.

Generalmente, le fibre di vetro, possiedono caratteristiche meccaniche inferiori rispetto a quelle delle fibre di carbonio o aramidiche, ma sono più economiche, proprio per questo motivo vengono utilizzate maggiormente in modo tale da avere un materiale dalle prestazioni intermedie e un costo relativamente basso. Presentano comunque buone proprietà come un'ottima compatibilità con le matrici organiche, ma, al contrario, hanno lo svantaggio di essere facilmente attaccabili da matrici alcaline, questo le rende incompatibili con matrici cementizie. Le fibre di vetro hanno anche altri due svantaggi da non sottovalutare, il primo riguarda una bassa resistenza a fatica, il secondo riguarda il modulo elastico in quanto esso limita lo sfruttamento della resistenza a trazione delle fibre. Le fibre di vetro più utilizzate in edilizia sono quelle di tipo E in quanto più economiche e le fibre di tipo S le quali raggiungono resistenze paragonabili a quelle delle fibre di carbonio ma con un modulo elastico inferiore. Nella tabella 2.1 vengono sintetizzate le prestazioni meccaniche del materiale.

MATERIALE	DENSITA' [kg/m ³]	MODULO ELASTICO [GPa]	RESISTENZA A TRAZIONE [MPa]	DEFORMAZIONE A ROTTURA [%]	RESISTENZA SPECIFICA [MPa*m ³ /kg]
Fibre tipo E	2550	70	3500	3,8	1,37
Fibre tipo S	2500	90	4700	5,5	1,88
Acciaio FeB44K	7850	210	540	20	0,07

Tabella 2.1 – Proprietà meccaniche delle differenti tipologie di fibre di vetro.

Fibre di carbonio

Le fibre di carbonio vengono utilizzate per la realizzazione di materiali compositi ad elevate prestazioni meccaniche, esse sono caratterizzate da un elevato modulo elastico ed elevate resistenze meccaniche. Nonostante la tensione di rottura molto elevata, le fibre di carbonio hanno un comportamento a rottura fragile. Rispetto alle fibre aramidiche e alle fibre di vetro sono meno sensibili ai fenomeni di scorrimento viscoso (creep) e di fatica.

Nell'ingegneria civile le fibre di carbonio più utilizzate sono quelle standard oppure ad alta tenacità, le fibre ad alto ed altissimo modulo vengono utilizzate solo in casi particolare. Nella tabella 2.2 vengono sintetizzate le proprietà meccaniche del materiale.

MATERIALE	DENSITA' [kg/m ³]	MODULO ELASTICO [GPa]	RESISTENZA A TRAZIONE [MPa]	DEFORMAZIONE A ROTTURA [%]	RESISTENZA SPECIFICA [MPa*m ³ /kg]
Carbonio ad alta resistenza	1800	230	5000	2	2,78
Carbonio ad alto modulo2100 (HM)	1850	400	3000	0,9	1,62
Carbonio ad altissimo modulo	2100	700	1500	0,3	0,71
Acciaio FeB44K	7850	210	540	20	0,07

Tabella 2.2 – Proprietà meccaniche delle differenti tipologie di fibre di carbonio.

Fibre aramidiche

Le fibre aramidiche sono delle fibre polimeriche ad altissime prestazioni meccaniche, sono derivate per sintesi da petrolio e gas naturale. Una delle fibre aramidiche più utilizzate e commercializzate è sicuramente il kevlar, esso presenta delle prestazioni meccaniche confrontabili e paragonabili a quelle di alcune fibre di carbonio. In genere, queste tipologie di fibre, presentano elevate resistenza sia a trazione che a taglio, hanno una elevata resistenza agli urti e una struttura stabile alle alte temperature, ma presentano un modulo elastico inferiore rispetto alle fibre in carbonio. Avendo una densità molto bassa hanno il rapporto resistenza-peso più alto fra le fibre impiegate per la realizzazione di materiali compositi.

MATERIALE	DENSITA' [kg/m ³]	MODULO ELASTICO [GPa]	RESISTENZA A TRAZIONE [MPa]	DEFORMAZIONE A ROTTURA [%]	RESISTENZA SPECIFICA [MPa*m ³ /kg]
Kevlar® 29	1440	70	3600	3.6	2.50
Kevlar® 39	1450	140	3600	1.9	2.48
Kevlar® 149	1470	160	3200	1.5	2.18
Acciaio FeB44K	7850	210	540	20	0.07

Tabella 2.3 – Proprietà meccaniche delle differenti tipologie delle fibre aramidiche

Nel settore delle costruzioni, le fibre aramidiche sono utilizzate principalmente nel restauro e riparazione di strutture in muratura dove un elevato modulo elastico non è necessario. Non trovano molto impiego nel consolidamento di strutture in calcestruzzo armato in quanto necessitano di un modulo elastico maggiore, per questo motivo, in queste tipologie di strutture, vengono principalmente utilizzati materiali compositi a base di fibre di carbonio.

2.2.2 Materiali compositi nell'edilizia

Le fibre di rinforzo per materiali compositi vengono assemblate in strutture più facilmente utilizzabili nella messa in opera nei cantieri, come ad esempio tessuti, nastri ecc... Nei tessuti, come anche nei nastri, è presente una direzione principale definita ordito e una direzione secondaria, detta trama, ortogonale all'ordito.

Come anticipato nel paragrafo precedente, la disposizione delle fibre all'interno del tessuto è un fattore fondamentale per l'analisi delle resistenze del materiale, si possono distinguere diversi tipi di tessuti:

- Tessuti unidirezionali, le fibre sono orientate in un'unica direzione.

- Tessuti intrecciati convenzionali, sono generalmente i tessuti più utilizzati. I filamenti della trama e dell'ordito non sono completamente distesi ma si incurvano aumentando così la deformabilità del materiale.
- Tessuti ad intreccio piano e mat, i filamenti della trama sono solo appoggiati su quelli dell'ordito e vengono successivamente cuciti fra loro. Le fibre, in questa tipologia di struttura, possono essere disposte in maniera ordinata oppure disordinata, in questo ultimo caso rimane difficile analizzare le caratteristiche meccaniche del materiale finale.
- Tessuti ad intreccio su più assi, definiti anche tessuti multiassiali, sono finalizzati nell'ottenimento di un materiale con maggiore resistenza allo strappo e alle sollecitazioni di taglio.

I tessuti unidirezionali hanno alte resistenze a trazione lungo la direzione dell'ordito, pertanto sono anisotropi anche nel piano. I tessuti bidirezionali in generale hanno la disposizione delle fibre in due direzioni ortogonali fra loro con caratteristiche uguali in entrambe le direzioni. I tessuti multiassiali hanno le fibre disposte in ogni direzione e questo comporta una quasi completa isotropia nel piano.

In generale la tipologia di tessuto scelta dipende da differenti fattori, ad esempio da che tipo di sollecitazioni sarà sottoposto il rinforzo, la natura del supporto da rinforzare, dalle eventuali condizioni ambientali in cui ci si trova e anche dai costi e dal budget a disposizione. Ad esempio si cerca di utilizzare tessuti unidirezionali nel caso in cui si dovesse rinforzare un elemento sollecitato a flessione semplice o per cerchiare strutture sottoposte a compressione assiale, al contrario si preferisce utilizzare tessuti multiassiali nel caso in cui si dovesse rinforzare una struttura soggetta a sollecitazioni di taglio, torsione, flessioni composte e anche per sollecitazioni soggette a variazione di direzione (sisma).

2.3. Materiali compositi a base di fibre di basalto

2.3.1 Introduzione

Come si è detto precedentemente, i materiali compositi più utilizzati nell'ambito delle costruzioni sono a base di fibre di vetro, fibre di carbonio oppure a base di fibre aramidiche in quanto sono caratterizzate da valori di resistenza molto alti e una densità relativamente bassa. Come anticipato nel paragrafo 2.1, il settore delle costruzioni ha una elevata influenza sull'impatto ambientale, proprio per questo motivo, negli ultimi anni, sono state avviate ricerche specifiche riguardo alla realizzazione di materiali compositi di rinforzo formati da elementi sostenibili come ad esempio sisal, kenaf, canapa, lino e cocco ma si è osservato che risultavano molto sensibili ai carichi

termici e igroscopici. Si è visto, d'altra parte, che l'utilizzo di fibre naturali come il basalto ha portato alla realizzazione di materiali innovativi (compositi) con discrete prestazioni meccaniche. Il basalto è un materiale di origine vulcanica caratterizzato da un buon comportamento in termini di resistenza, aggiungendo questa sua caratteristica all'economicità del prodotto potrebbe sostituire tranquillamente i materiali compositi a base di fibre di carbonio, aramidiche e vetro.

2.3.2 Fibre di basalto

Le fibre di basalto sono ottenute dal basalto, una roccia di origine vulcanica. Il basalto si crea in seguito alla rapida solidificazione del magma a contatto con acqua oppure con aria. Nel basalto prevalgono il biossido di silicio SiO_2 e l'ossido di alluminio Al_2O_3 , nella figura 2.3 viene rappresentata la roccia di basalto nella sua forma naturale. La composizione chimica del basalto influenza notevolmente le proprietà delle fibre di basalto le quali presentano caratteristiche differenti dipendentemente dalla tipologia di cava da cui è stato estratto.



Figura 2.3 – Roccia di basalto nella sua forma naturale

Le proprietà meccaniche delle fibre di basalto, oltre a dipendere dalla composizione chimica, sono influenzate anche dal processo produttivo. Per esempio, a parità di composizione chimica, un aumento di temperatura di trafilatura di 160°C aumenta la resistenza da 1.3 GPa a 2.23 GPa aumentando anche il modulo elastico da 78 GPa a 90.3 GPa. Il processo produttivo delle fibre di basalto è differente in base al tipo di prodotto da realizzare, fibre corte oppure fibre continue.

Le tecnologie più diffuse per la realizzazione di fibre corte di basalto sono quelle di Melt-Blowing. La roccia di basalto viene fusa e fatta colare all'interno dei cilindri rotanti in acciaio, il fuso, poi, viene soffiato fuori dai cilindri per effetto dei getti d'aria i quali solidificano il basalto rapidamente sotto forma di fibre.

Per quanto riguarda le fibre continue, invece, vengono prodotte attraverso lo spinneret method, per estrusione e per stiratura delle rocce di basalto. Nei contenitori di radio-platino vengono fuse le rocce di basalto per poi essere inviate ad una filiera dello stesso materiale, infine vengono filati per gravità ad una temperatura tra i 1350-1420°C per poi essere tirati da un rullo.

Per alcuni aspetti, la produzione delle fibre di basalto è leggermente più semplice rispetto alla produzione di fibre di vetro in quanto, quelle in basalto, hanno una composizione meno complessa; infatti, nella produzione di quest'ultime, non sono necessari materiali secondari per la loro formazione al contrario delle fibre di vetro. D'altra parte, una delle difficoltà nella produzione delle fibre di basalto si presenta quando esse devono entrare nei forni di fusione, questo perché le rocce di basalto sono opache e quindi assorbono energia infrarossa, per questo motivo rimane abbastanza complicato riuscire a scaldare in maniera uniforme il materiale. Sia per le fibre di vetro che per la realizzazione delle fibre di basalto si utilizzano delle boccole di radio-platino; le fibre di basalto sono molto più abrasive rispetto a quelle di vetro, quindi, proprio per questo motivo, le boccole hanno bisogno di più manutenzione. A causa di queste difficoltà nella produzione delle fibre di basalto, la loro realizzazione ha un costo leggermente maggiore rispetto alla produzione delle fibre di vetro, tuttavia il rapporto qualità/prezzo del basalto non è assolutamente comparabile con quello di tutte le fibre presenti in commercio.

Negli ultimi dieci anni sono stati effettuati numerosi studi per capire e analizzare il comportamento delle fibre di basalto, soprattutto eseguendo dei confronti con fibre già note come ad esempio fibre di vetro e carbonio. All'università Federico II di Napoli è stata eseguita una sperimentazione basata su prove meccaniche su laminati plastici rinforzati con fibre di basalto e di vetro e con il confronto finale si è osservato che le fibre di basalto hanno un'elevata resistenza a compressione e flessione con un'ottima performance in termini di modulo di Young, nella figura 2.4 si possono osservare i vari risultati della prova.

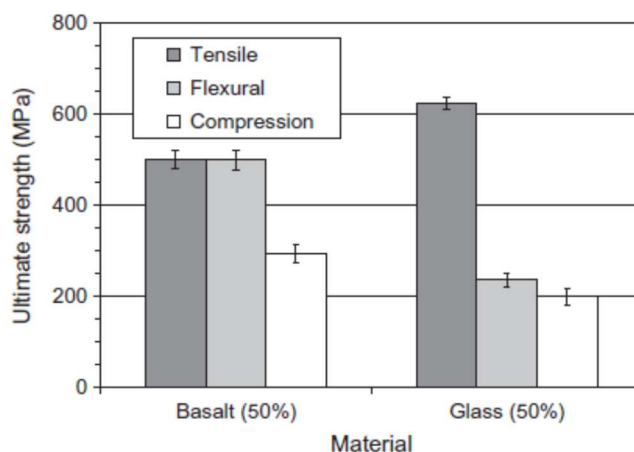


Figura 2.4 – Risultati della prova sperimentale eseguita all'università Federico II di Napoli.

Con particolari prove statiche e dinamiche descritte in un articolo di (Czigány T., 2008) si è osservato che le proprietà meccaniche del composito realizzato in fibre di basalto sono simili a quelle del composito con fibre di vetro e addirittura in alcuni casi simili anche al composito con fibre di carbonio.

Le fibre di basalto hanno un buonissimo comportamento alle alte temperature e un'ottima resistenza al fuoco.

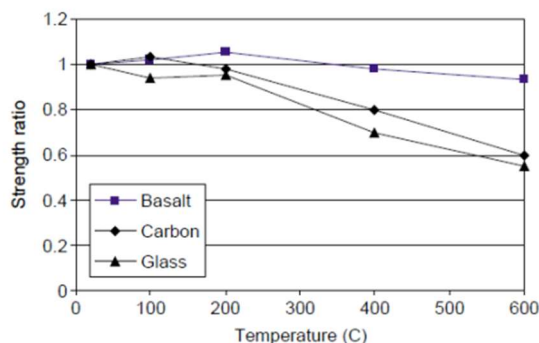


Figura 2.5 – Confronto della resistenza meccanica tra fibre di basalto, carbonio e vetro in funzione della temperatura.

Infatti, come si può notare dalla figura 2.5, le fibre di basalto riescono a mantenere il 90% della resistenza originaria per temperature al di sotto di 600°C a differenza delle fibre di vetro e carbonio che perdono la propria resistenza meccanica fino al 60%.

2.3.3 Tipologie di prodotti commerciali

Le fibre di basalto sono vendute in molteplici forme, anche molto differenti fra loro. Oltre ai prodotti più comuni le aziende ne commercializzano di sempre più particolari, trovando così impiego in ogni settore. Tra le più importanti in commercio si possono trovare:

- Wool, sono fibre di basalto sotto forma di lana, vedi figura 2.6, può essere utilizzato così com'è per la realizzazione di isolanti termici ed isolanti acustici in quanto le fibre di basalto hanno un'ottima inerzia termica e una bassa conduttività termica. Nella tabella 2.4 sono sintetizzate le varie caratteristiche del prodotto.



Figura 2.6 – Fibre di basalto sotto forma di lana

Garanzia:	1 ANNO	Servizio post-vendita:	Supporto tecnico on-line
Capacità di Soluzione di progetto:	Gli altri	Punto d'origine:	Henan, China
Type:	Other Heat Insulation Materials	Marca:	ROSEWOOL
Application:	fire resistance	Numero del Modello:	RL-YM 80
Thermal conductivity:	0.032W/mk	Name:	insulating mineral wool
Length:	5-30m	Certificate:	SGS
Material:	insulating mineral wool	Density:	60-200kg/m3
		Thickness:	25-200mm
		Function:	Exterior wall insulation panels

Tabella 2.4 – Caratteristiche tecniche del prodotto

- Roving, figura 2.7, è una matassa di fibra continua. Ci possono essere due modalità di utilizzo della matassa di fibra continua, ad esempio stampaggio di compositi tramite poltrusione e filament winding. Nella tab. 2.5 vengono sintetizzate le caratteristiche tecniche del prodotto.



Figura 2.7 – Matassa di fibra continua

Properties	Data		
Material	Basalt rock		
Application areas	Reinforced grid for road construction, reinforced bars and fixes, technical fabrics, composite pipes from CBF, composite tanks, composite cable, etc.		
Nominal linear density, tex	600, 1200, 2400, 4800		
Monofilament diameter, μm	10	13	17
Linear breaking load, mN/tex	650	600	550
Elongation at break, %	2,0 – 4,5		
Tensile strength, MPa	>3100		
Density, kg/m^3	2600 – 2800		
Moisture content, %, max	<1,0		
Loss weight at ignition, %	0,4		
Heat capacity, W/mK	0,031 – 0,038		
Application temperature, $^{\circ}\text{C}$	-250 up to +650		

Tabella 2.5 – Caratteristiche tecniche del prodotto

- Chopped strand, figura 2.8, tabella 2.6. Questa particolare forma di fibra può essere utilizzata in diversi campi: utilizzato con resina fenolica forma compositi adatti a sostituire materiale resistente ad attrito; possono essere utilizzate come rinforzo e alleggerimento di cementi e, in più, vengono anche utilizzate come isolamento termico ed acustico nell'edilizia sostituendo i vecchi pannelli in amianto.



Figura 2.8 – Chopped strand

Punto d'origine:	Zhejiang, China	Marca:	ANJIE
Numero del Modello:	Customized	Applicazione:	Costruzione, Asfalto Calcestruzzo
Tecnica:	Chopped, Tritato	Trattamento di superficie:	Liscio, Superficie liscia
Resistenza alla trazione:	> 1200Mpa	Lunghezza:	3-50mm
Allungamento a Rottura:	<3.1%	Colore:	Gloden
		Diametro equivalente:	7-25um
		Densità:	2.6-2.8g/cm3
		Modulo elastico:	> 40000MPa

Tabella 2.6 – Caratteristiche tecniche del prodotto

- Fabrics, figura 2.9, tabella 2.7; tra le più commercializzate si possono trovare le fibre filate (roving o strand) tessuto in forma di particolari stoffe e tele formando materiali compositi da svariate proprietà. In questa tipologia di prodotto si può avere la multiassialità in modo tale da conferire al materiale un comportamento isotropo. Si possono avere diversi tipi di prodotti finali a seconda del tipo di filo utilizzato oppure a seconda della tecnica di finitura svolta.

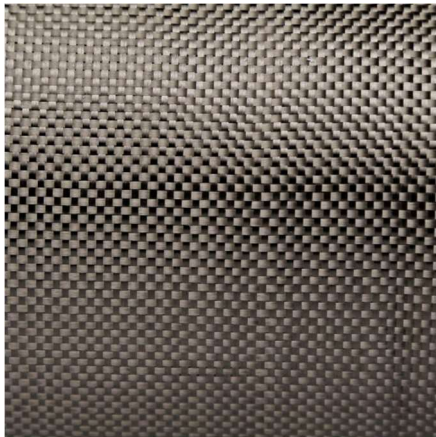


Figura 2.9 – Fabrics

Property	Standard/Method	Unit	Value
Base material			
Density of unsized filament		kg/dm ³	2,67
Moisture content of basaltic rock		%	0,1
Melting point*		°C	1350
Fabric			
Specific surface weight	ISO 3374:2000	g/m ²	220
Weave type			Plain
Yarn density:			
- warp		ends/cm	7,2
- weft		ends/cm	7,2
Sizing type			Silane
Continuous max temperature		°C	-250°C – 550°C 1200°C fire blocking
Breaking load:	Calculated value		
- warp		N/25mm	>1800
- weft		N/25mm	>1800
Width	ISO 5025:1997	mm	1270
Thickness	ISO 4603:1993	mm	0,13
Moisture content (fabric)	ISO 3344:1997	%	<0,3
LOI, also sizing content	ISO1887:1995	%	0,4-0,6
Combustibility	NF P92-503:1995	M1	Pass
UV stability	ISO 105-B02		>7

Tabella 2.7 – Caratteristiche tecniche del prodotto

- Nonwoven, vedi figura 2.10, ha un minor costo rispetto al tessuto precedente, questo tessuto non tessuto trova impiego in tantissime applicazioni. Ha un'ottima resistenza meccanica, termica e chimica e una buona capacità di isolamento termico, elettrico ed acustico.



Figura 2.10 – Nonwoven

Tecnica:	Stuoia dell'ago	Dimensioni:	Customer's Request
Tipo della stuoia:	Stuoia continua del filamento	Tipo della vetroresina:	Il vetro speciale
Morbidezza:	Soft	Punto d'origine:	China
Marca:	HBGMEC	Numero del Modello:	HBGMEC-9
Product name:	Basalt Fiber mat	Color:	brown
Material:	100%basalt fiber	Feature:	fireproof
Certificate:	ISO9001	Application:	Fireproof blanket

Tabella 2.8 – Caratteristiche tecniche del prodotto

Capitolo 3. Sperimentazione su nodi di telai in calcestruzzo armato

3.1 Introduzione

In questo capitolo si espone la sperimentazione eseguita su un telaio in cemento armato analizzando il suo stato deformativo e analizzando i diversi spostamenti orizzontali della struttura. Più precisamente sono state eseguite due prove differenti, una riguardante il telaio in cemento armato il quale è stato portato a rottura e la seconda prova è stata eseguita sullo stesso telaio in calcestruzzo armato fessurato e poi rinforzato con fibre in basalto. Sono state quindi analizzate entrambe le prove per avere un confronto finale fra le due sperimentazioni riguardante l'eventuale risposta deformativa alle diverse sollecitazioni.

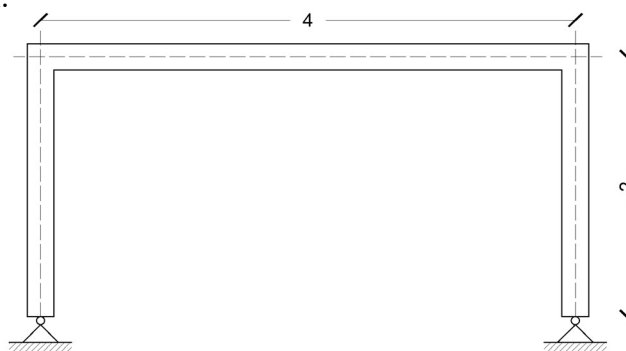


Figura 3.1 – Telaio iperstatico completo

Nella figura 3.1 si può osservare il telaio iperstatico completo nel quale viene applicata una forza orizzontale nel vertice in alto a destra. Essendo una struttura emisimmetrica, cioè simmetrica di vincolo ma non di sollecitazioni, rispetto ad un asse verticale, per motivi dimensionali e semplificativi, la sperimentazione è stata eseguita su una sola metà del telaio iperstatico, trasformandolo così in un telaio isostatico aggiungendo un carrello in prossimità dell'asse di simmetria verticale come si può notare nella figura 3.2. La struttura è formata da un pilastro ed una trave entrambi di dimensioni pari a 2m e la sezione del telaio è di 200x200mm.

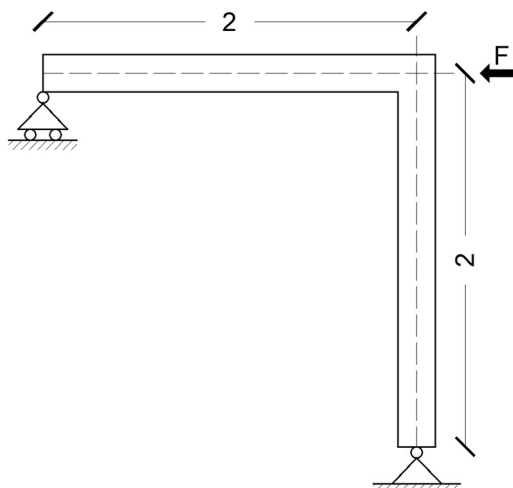


Figura 3.2 – Telaio isostatico

3.2. Analisi statica del telaio

Come detto precedentemente nella introduzione, il calcolo dell'analisi statica è stata eseguita in due telai differenti, un telaio iperstatico (figura 3.3 (a)), che rappresenta in forma completa il telaio della sperimentazione, e un'analisi statica del telaio isostatico (figura 3.3 (b)), con il quale si è eseguita effettivamente la sperimentazione.

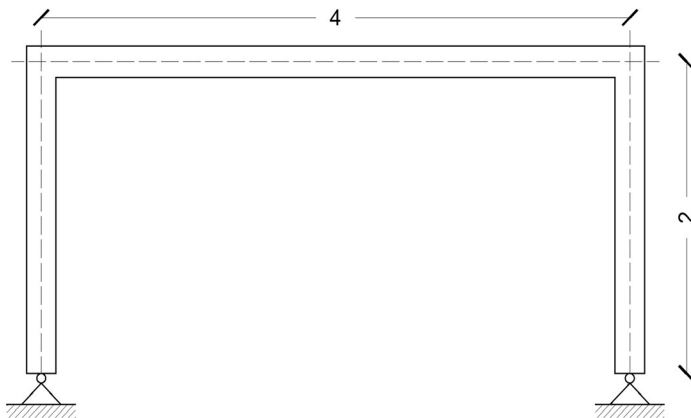


Figura 3.3 (a) – Telaio iperstatico

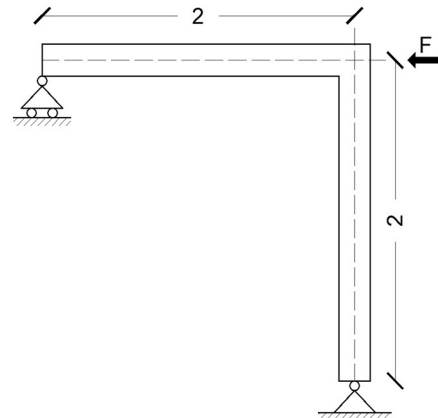


Figura 3.3 (b) – Telaio isostatico

3.2.1 Analisi statica del telaio iperstatico

Come si può notare dalla figura 3.3 (a) il telaio iperstatico è formato da un unico corpo libero il quale è agganciato a terra da due differenti cerniere. Per eseguire l'analisi statica del telaio è stata effettuata una semplificazione grafica andando a rappresentare il corpo libero come una unica linea continua passante per l'asse della trave (Fig. 3.4).

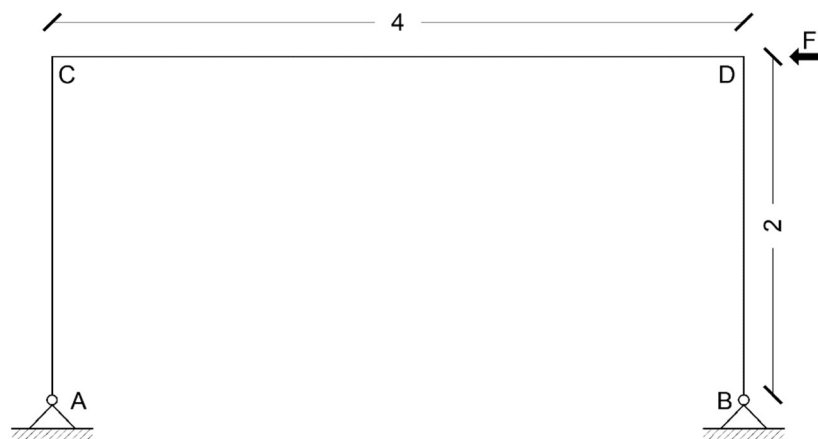


Figura 3.4 – Semplificazione grafica del telaio iperstatico

Essendo una struttura iperstatica, più precisamente una volta iperstatica, non si riesce a risolvere il problema utilizzando le equazioni cardinali della statica. In questo preciso caso, per risolvere la seguente struttura, è stato utilizzato il metodo degli spostamenti, o anche definito come metodo delle rigidezze.

Per prima cosa si va a calcolare il grado di iperstaticità $[i]$ della struttura, questa operazione si può eseguire banalmente facendo una sottrazione tra il grado di vincolo $[V]$ e il grado di libertà $[L]$:

$$\begin{array}{l}
 L \text{ (gradi di libertà)} = 3 \\
 V \text{ (gradi di vincolo)} = 2 + 2 = 4
 \end{array}
 \longrightarrow
 \begin{array}{l}
 i = 4 - 3 = 1
 \end{array}$$

Come si può notare, eseguendo la formula $[i = V - L]$ si ricava che la struttura ha una sola iperstaticità.

Reticolare associata

Il secondo step per eseguire il metodo degli spostamenti è la realizzazione della reticolare associata (Fig. 3.5), quest'ultima si realizza partendo dalla struttura iniziale aggiungendo delle cerniere nei nodi, in questo preciso caso si sono aggiunte due cerniere, una nel nodo C e una nel nodo D:

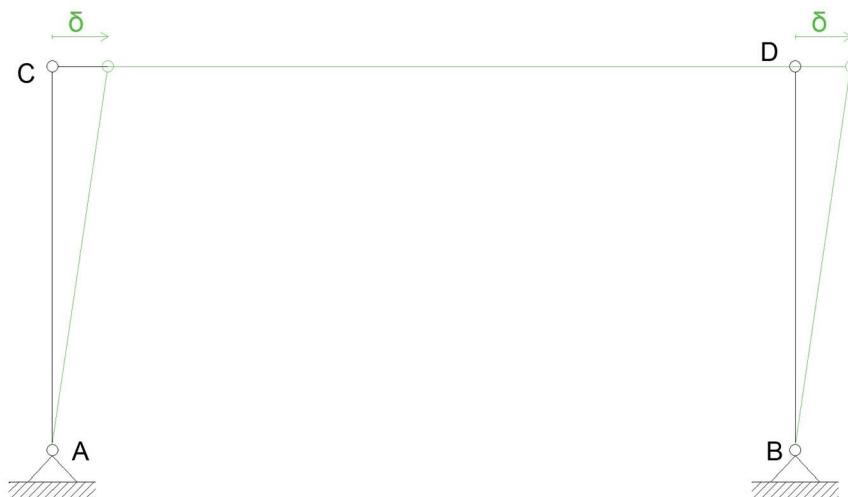


Figura 3.5 – Reticolare associata

Sostanzialmente la reticolare associata serve per capire se la struttura è a nodi fissi oppure a nodi mobili, questa in particolare è a nodi mobili e più precisamente un singolo nodo mobile; questo perché, come si può notare dalla figura 3.5, la struttura può subire solo un unico spostamento orizzontale, nella medesima figura è stato scelto in forma arbitraria uno spostamento orizzontale verso destra.

Proseguendo con lo sviluppo del metodo degli spostamenti si andranno a realizzare vari schemi differenti: lo schema 0, lo schema Φ_C , lo schema Φ_D e infine lo schema δ . Per la realizzazione di questi differenti schemi, nella struttura iniziale si andranno ad inserire dei morsetti, precisamente nei nodi C e D, essi serviranno per bloccare le diverse rotazioni ed eventualmente sbloccarle nel caso

di specifici schemi diversi. Infine si inserisce un carrello alla struttura di partenza bloccando così lo spostamento orizzontale, in questa risoluzione si è inserito un carrello nel nodo C con l'asse perpendicolare rispetto allo spostamento δ .

Schema 0:

In questo schema particolare si andranno a tenere in considerazione solo ed esclusivamente le forze esterne che agiscono sulla struttura bloccando i morsetti e quindi le varie rotazioni dei due nodi C e D (Fig. 3.6)

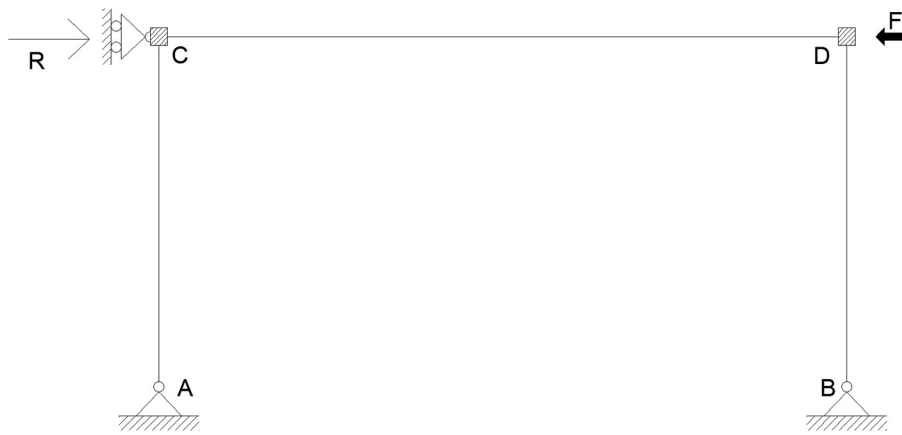


Figura 3.6 – Rappresentazione dello schema 0

Come si può notare nella figura 3.6 sono presenti due forze differenti, la forza F è la sollecitazione variabile la quale viene applicata sulla struttura, la forza R è la reazione vincolare del carrello posizionato nel nodo C.

In questo particolare caso, come si può intravedere dalla figura, la forza F è applicata direttamente sul nodo D, questo implica che la struttura non avrà nessuno stato deformativo e la forza F verrà utilizzata solo per calcolare la reazione vincolare R del carrello (Fig. 3.7).

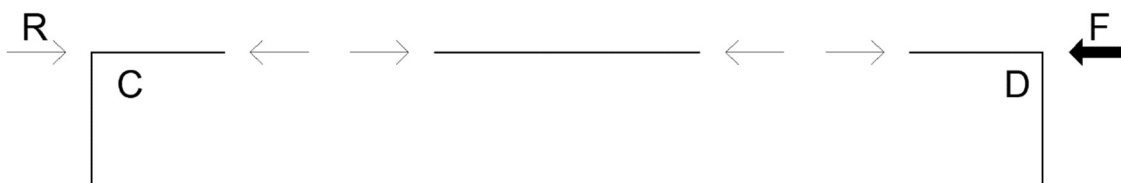


Figura 3.7 – Calcolo della reazione vincolare del carrello nello schema 0

Eseguendo i vari equilibri dei nodi e delle aste si può ricavare banalmente che la reazione vincolare R del carrello posizionato in C vale F, quindi è in funzione della sollecitazione variabile applicata alla struttura.

Schema Φ_C

Nello schema Φ_C , a differenza dello schema 0, non si considerano le sollecitazioni esterne, ma si sblocca il morsetto posizionato nel nodo C e si implica una rotazione in forma arbitraria, in questo esercizio è stata scelta una rotazione in senso orario la quale crea uno specifico stato deformativo della struttura (Fig. 3.8).

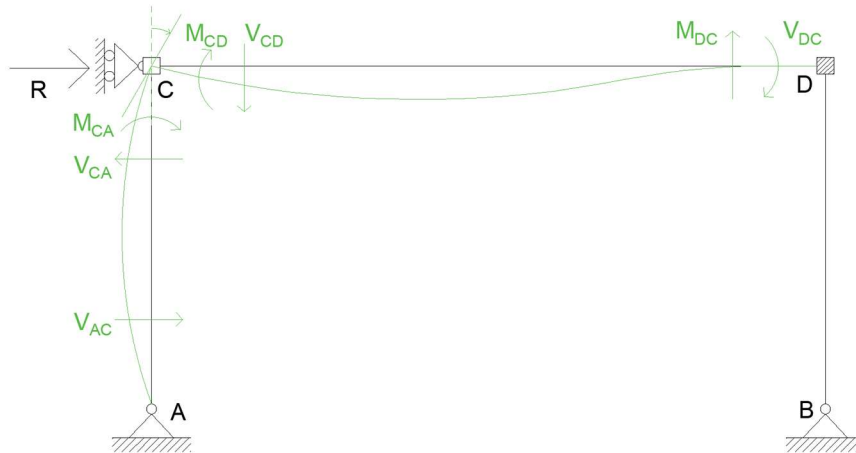


Figura 3.8 – Rappresentazione dello schema Φ_C

Per la risoluzione di questo schema sono state utilizzate delle formule note relative alle distorsioni vincolari (Fig. 3.9 (a), Fig. 3.9 (b)), precisamente sono state utilizzate le seguenti formule:

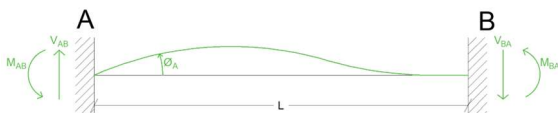


Figura 3.9 (a) – Vincolo incastro-incastro

$$V_{AB} = -V_{BA} = \frac{6\varphi E}{L^2}$$

$$M_{AB} = \frac{4\varphi EI}{L}$$

$$M_{BA} = \frac{2\varphi EI}{L}$$

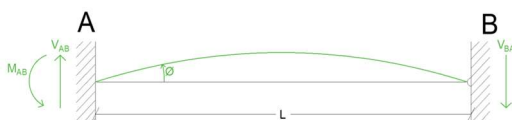


Figura 3.9 (b) – Vincolo incastro-cerniera

$$V_{AB} = -V_{BA} = \frac{3\varphi EI}{L^2}$$

$$M_{AB} = \frac{3\varphi EI}{L}$$

Ora, conoscendo le varie formule utilizzate, si può andare a risolvere la struttura iperstatica cominciando dall'asta CD per poi passare all'asta AC.

Asta CD:

$$M_{CD} = \frac{4EI\varphi_C}{2L} = EI\varphi_C$$

$$M_{CD} = \frac{2EI\varphi_C}{2L} = 0.5EI\varphi_C$$

$$V_{CD} = V_{DC} = \frac{6EI\varphi_C}{L^2} = 0,375EI\varphi_C$$

Asta AC:

$$M_{CA} = \frac{3EI\varphi_C}{L} = 1.5EI\varphi_C$$

$$V_{AC} = V_{CA} = \frac{3EI\varphi_C}{L^2} = 0,75EI\varphi_C$$

Per concludere lo schema Φ_C , come è stato eseguito anche per lo schema 0, bisogna calcolare la reazione vincolare del carrello posizionato nel nodo C (Fig. 3.10).



Figura 3.10 – Calcolo della reazione vincolare del carrello nello schema Φ_C

Come si nota dall'immagine 3.10, il vettore V_{CA} è stato invertito, cioè è stato inserito con la stessa direzione ma con verso opposto, questo perché le reazioni che sono state calcolate nello schema Φ_C sono relative alle aste, invece nella immagine precedente, per il calcolo della reazione vincolare del carrello, le reazioni sono applicate ai nodi, per questo motivo dovranno essere invertite. Anche qua, banalmente, si può vedere che la reazione vincolare R del carrello ha lo stesso modulo del vettore V_{CA} posizionato ovviamente con il verso opposto, quindi si può scrivere:

$$R = 0,75EI\varphi_C$$

Schema Φ_D

Nello schema Φ_D , al contrario dello schema Φ_C , è stato bloccato il morsetto, quindi anche la rotazione, nel nodo C, imponendo invece una rotazione in forma arbitraria nel nodo D; anche in questo caso è stata imposta una rotazione in senso orario creando un certo stato deformativo (Fig. 3.11).

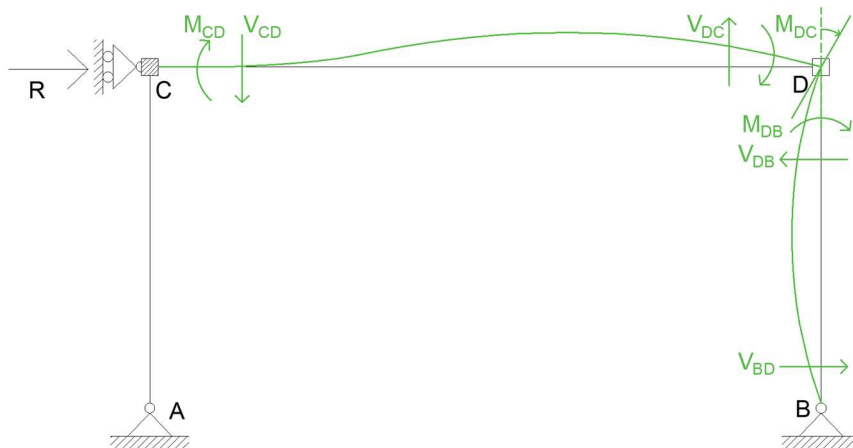


Figura 3.11 – Rappresentazione dello schema Φ_D

Per la risoluzione di questo schema sono state utilizzate le stesse formule note utilizzate per la risoluzione dello schema Φ_C .

Asta CD:

$$M_{CD} = \frac{2EI\varphi_D}{2L} = 0.5EI\varphi_D \quad M_{DC} = \frac{4EI\varphi_D}{2L} = EI\varphi_D \quad V_{CD} = V_{DC} = \frac{6EI\varphi_D}{L^2} = 0.375EI\varphi_D$$

Asta BD:

$$M_{DB} = \frac{3EI\varphi_D}{L} = 1.5EI\varphi_D \quad V_{DB} = V_{BD} = \frac{3EI\varphi_D}{L^2} = 0.75EI\varphi_D$$



Figura 3.12 – Calcolo della reazione vincolare del carrello nello schema Φ_D

Dalla figura 3.12 si può notare che la reazione vincolare R, diversamente dallo schema Φ_C , è direzionata verso sinistra e il suo modulo è lo stesso della reazione V_{DB} , quindi si può scrivere:

$$R = 0,75EI\varphi_D$$

Schema δ :

Nello schema δ , diversamente dagli schemi Φ_C e Φ_D , non si andranno ad analizzare le eventuali rotazioni della struttura, infatti i morsetti posizionati nei nodi C e D rimarranno bloccati, ma si analizzerà lo spostamento orizzontale imposto dalla reticolare associata; per la risoluzione di questa struttura si è scelto in forma arbitraria uno spostamento orizzontale verso destra creando un particolare stato deformativo della struttura (Fig. 3.13).

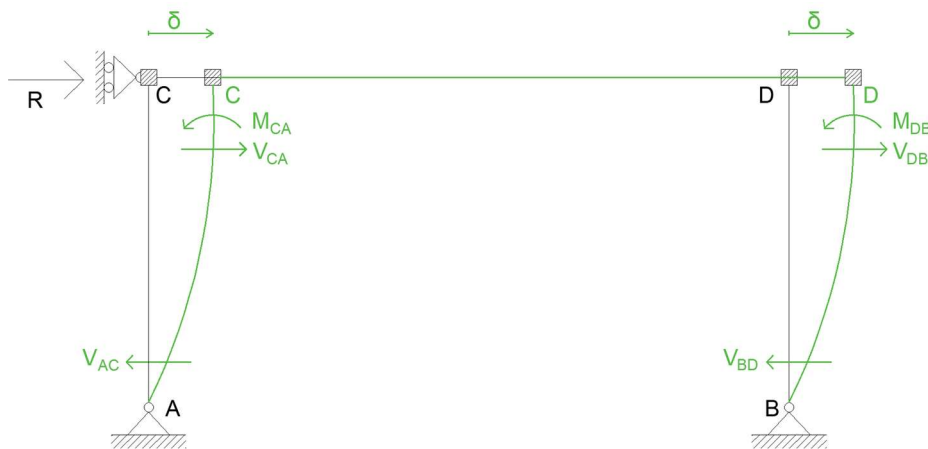


Figura 3.13 – Rappresentazione dello schema δ

Per la risoluzione di questo schema sono state utilizzate delle formule note differenti (Fig. 3.14) rispetto agli schemi precedenti, questo perché, in quest'ultimi, è presente una rotazione imposta nel nodo, invece in questo schema specifico è presente uno spostamento imposto (verso destra). Le formule note utilizzate sono le seguenti:



Figura 3.14 – Vincolo incastro-cerniera

$$M_{AB} = \frac{3EI\delta}{L^2}$$

$$V_{AB} = -V_{BA} = \frac{3EI\delta}{L^3}$$

Ora, conoscendo le varie formule utilizzate, si può andare a risolvere la struttura cominciando dall'asta CA per poi passare all'asta DB.

Asta CA:

$$M_{CA} = \frac{3EI\delta}{L^2} = 0.75EI\delta$$

$$V_{CA} = V_{AC} = \frac{3EI\delta}{L^3} = 0.375EI\delta$$

Asta DB:

$$M_{DB} = \frac{3EI\delta}{L^2} = 0.75EI\delta$$

$$V_{DB} = V_{BD} = \frac{3EI\delta}{L^3} = 0.375EI\delta$$

Infine, come eseguito anche negli schemi precedenti, è stata calcolata la reazione vincolare R del carrello posizionato nel nodo C (Fig. 3.15).

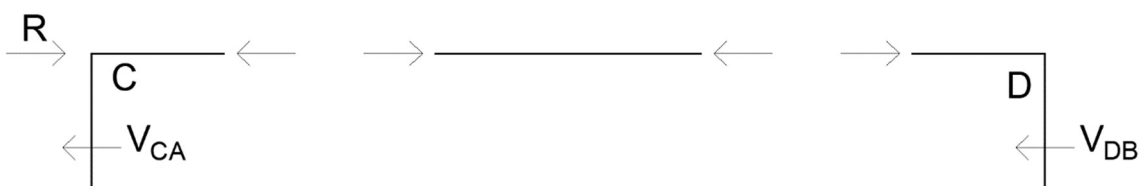


Figura 3.15 – Calcolo della reazione vincolare del carrello nello schema δ

Come si nota nella figura 3.15, la reazione vincolare del carrello R si può calcolare eseguendo la sommatoria fra il vettore V_{CA} e V_{DB} , quindi infine si può scrivere:

$$R = 0,75EI\delta$$

Equazioni di congruenza:

Con tutti i dati ricavati dalla risoluzione degli schemi precedenti si forma un sistema di tre equazioni di equilibrio, più precisamente un'equazione di equilibrio alla rotazione rispetto al polo C, una seconda equazione di equilibrio alla rotazione rispetto al polo D ed infine un'ultima equazione di equilibrio alla traslazione (in riferimento alla reazione vincolare del carrello).

$$\begin{cases} \curvearrow_c^+ & 1,5EI\varphi_C + EI\varphi_C + 0,5EI\varphi_D - 0,75EI\delta = 0 \\ \curvearrow_D^+ & 0,5EI\varphi_C + EI\varphi_D + 1,5EI\varphi_D - 0,75EI\delta = 0 \\ \rightarrow^+ & F - 0,75EI\varphi_C - 0,75EI\varphi_D + 0,75EI\delta = 0 \end{cases}$$

Essendo un sistema lineare, esso può essere riscritto sotto forma di matrice in modo tale da semplificare la sua risoluzione.

$$\begin{bmatrix} 2.5 & 0.5 & -0.75 \\ 0.5 & 2.5 & -0.75 \\ -0.75 & -0.75 & 0.75 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} EI\varphi_C \\ EI\varphi_D \\ EI\delta \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ -F \end{bmatrix}$$

Come si può vedere il sistema lineare è formato da tre equazioni in tre incognite quindi esso ammette una unica soluzione che risolve il problema. Un altro fattore che si può osservare è che la matrice è simmetrica rispetto alla diagonale principale, questo sta a significare che il metodo degli spostamenti è stato eseguito correttamente. Risolvendo il sistema lineare si possono calcolare le tre incognite del problema, si ricava:

$$EI\varphi_C = -0.6667F$$

$$EI\varphi_D = -0.6667F$$

$$EI\delta = -2.6667F$$

Tutte le incognite sono di segno negativo, questo implica che tutte le rotazioni dei nodi e la traslazione orizzontale sono opposte rispetto alla direzione arbitraria scelta all'inizio del problema.

Riepilogo

In questa ultima fase del problema si esegue il riepilogo (Fig. 3.16) totale della struttura iniziale applicando il principio di sovrapposizione degli effetti, cioè le reazioni calcolate in ogni schema vengono sommate fra di loro tenendo in considerazione il verso corretto. In questo caso, siccome tutte le incognite sono di segno negativo, la direzione di tutti i vettori delle reazioni sono opposte rispetto a quelle rappresentate negli schemi.

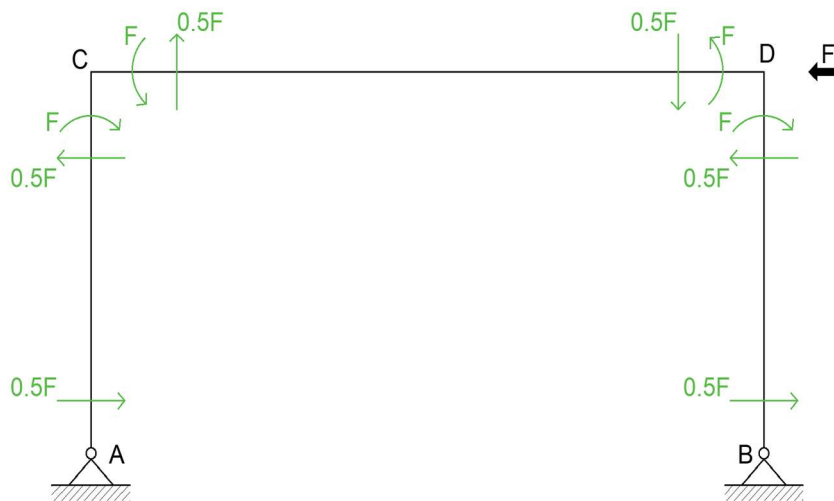


Figura 3.16 – Riepilogo totale della struttura

Tutte le reazioni calcolate sono in funzione della forza F , una forza variabile applicata durante la sperimentazione. Infine, per concludere la risoluzione di questo problema, sono stati realizzati i diagrammi tensionali (Fig. 3.17, Fig 3.18) basandosi sullo schema del riepilogo individuato nella figura 3.16.

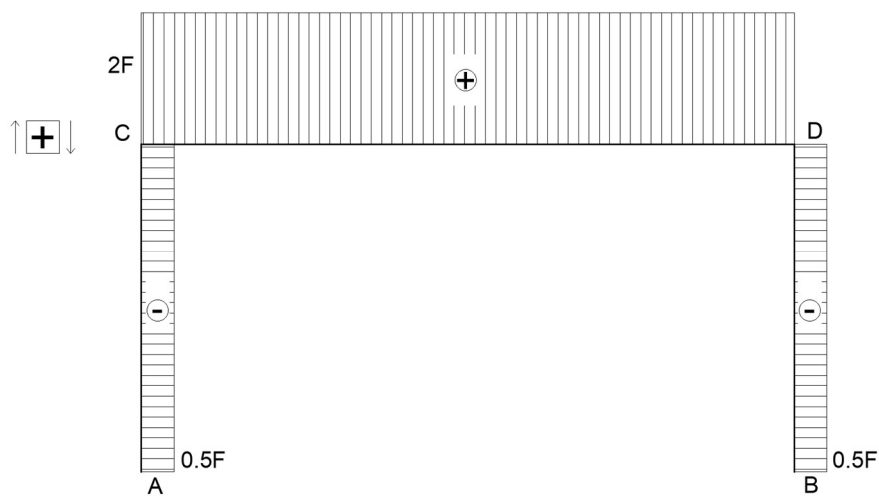


Figura 3.17 – Diagramma del taglio

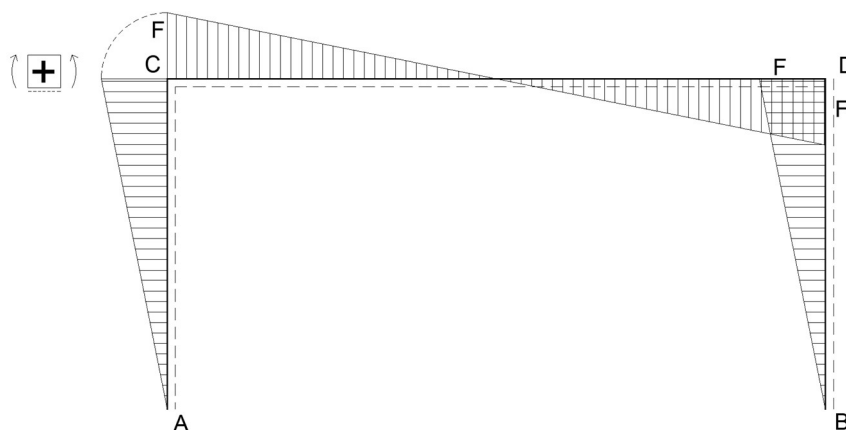


Figura 3.18 – Diagramma del momento

3.2.2 Analisi statica del telaio isostatico

Dopo aver risolto la struttura iperstatica che rappresenta in forma globale il telaio della sperimentazione, è stata eseguita l'analisi statica del telaio isostatico (Fig. 3.20), cioè del telaio effettivo con cui si è eseguita la sperimentazione. Come detto precedentemente, il telaio iperstatico è simmetrico rispetto ad un asse verticale (Fig. 3.19), più precisamente è una struttura emisimmetrica, cioè simmetrica rispetto alla configurazione di vincolo ma non simmetrica rispetto alla configurazione di carico in quanto la forza variabile F è presente solo nel nodo D.

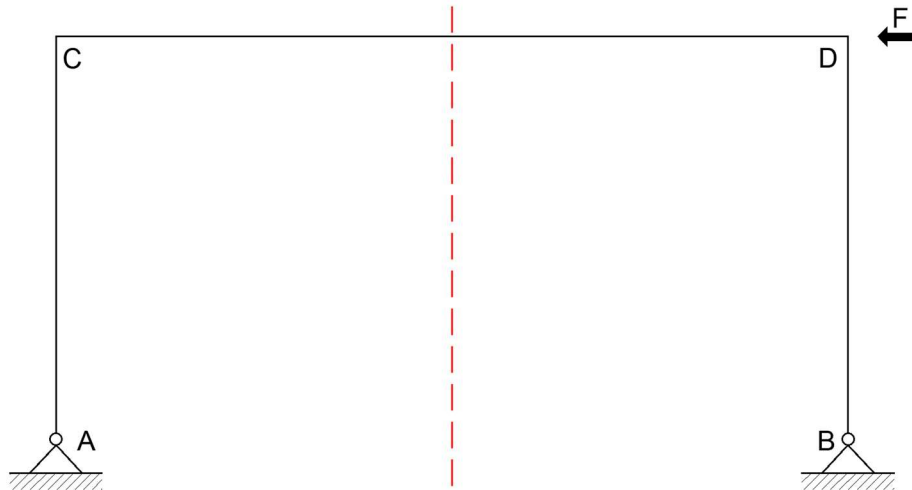


Figura 3.19 – Simmetria del telaio iperstatico

Siccome, per l'appunto, è una struttura emisimmetrica, la si può semplificare dividendola in due differenti strutture, aggiungendo, in prossimità dell'asse di simmetria verticale, un carrello.

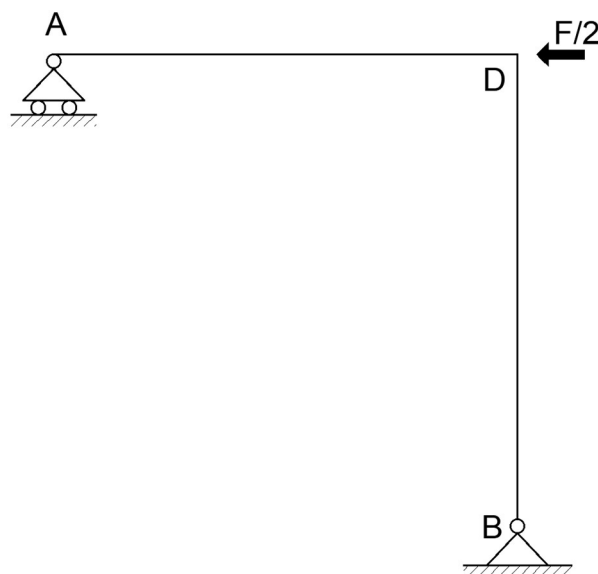


Figura 3.20 – Struttura isostatica

Durante l'esecuzione della prova sperimentale con la struttura isostatica della figura 3.20, si sono avuti diversi problemi riguardo alla cerniera a terra nel nodo A. Infatti quest'ultima, oltre alla rotazione, tendeva a traslare rigidamente verso l'alto, proprio per questo motivo è stata applicata una ulteriore forza nel nodo D (Fig. 3.21). Per eseguire l'analisi statica di questo telaio, l'intensità del vettore V è stata presa pari a 20kN.

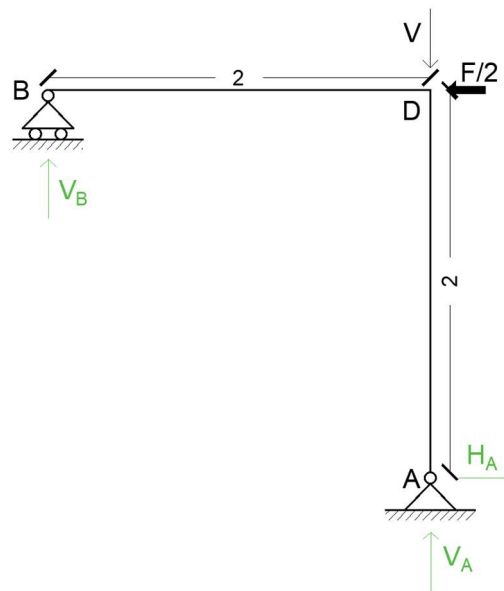


Figura 3.21 – Sollecitazioni applicate alla struttura isostatica con le apposite reazioni vincolari

L'analisi statica di questa struttura, essendo isostatica, è molto più semplice rispetto alla struttura iperstatica precedente, in quanto possiamo risolvere il problema eseguendo un sistema formato da tre equazioni in tre incognite, questo utilizzando le equazioni cardinali della statica.

$$\left\{ \begin{array}{l} +\uparrow \quad V_A + V_B - 20 = 0 \\ +\rightarrow \quad H_A - \frac{F}{2} = 0 \\ +\curvearrowright \quad V_B \cdot L - \frac{F}{2} \cdot L = 0 \end{array} \right.$$

Risolvendo il sistema lineare si possono ricavare le 3 incognite del problema, precisamente V_B , V_A e H_A . Anche in questo caso, tutte e tre sono in funzione della forza F applicata nel nodo D, la quale assume un andamento variabile durante la sperimentazione. Infine, per completare la risoluzione del problema, sono stati eseguiti il diagramma del taglio (Fig. 3.22) e del momento (Fig. 3.23).

$$V_A = 20 - F/2$$

$$V_B = F/2$$

$$H_A = F/2$$

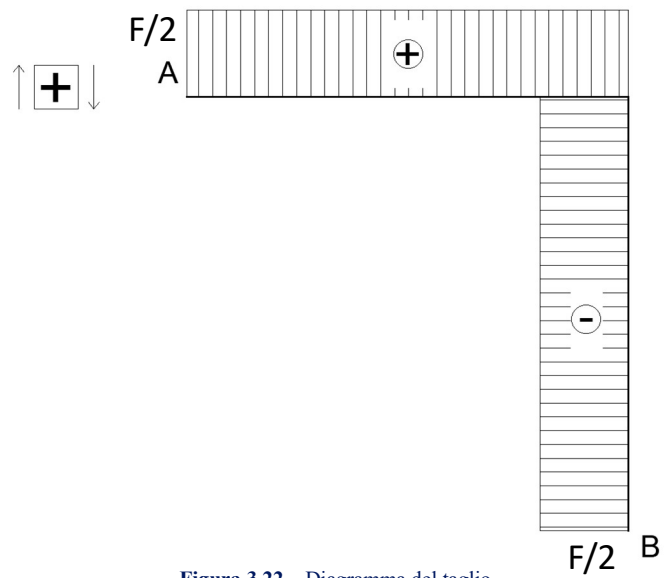


Figura 3.22 – Diagramma del taglio

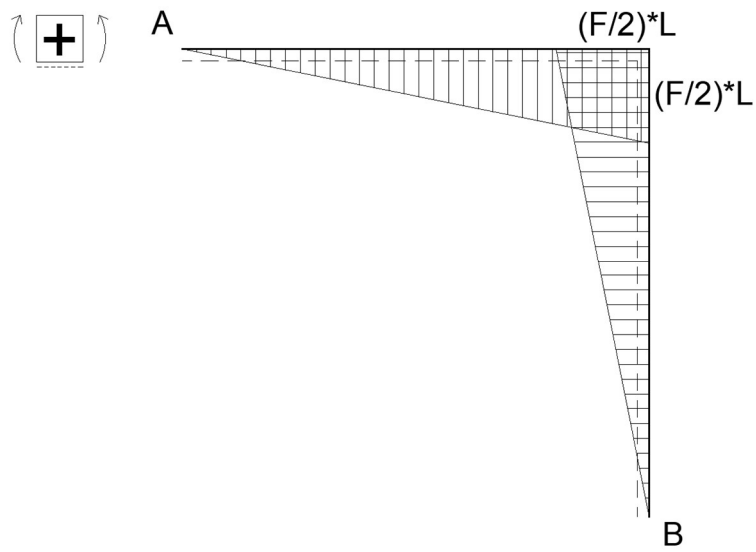


Figura 3.23 – Diagramma del momento

3.3. Prova sperimentale sul telaio in calcestruzzo armato non rinforzato

3.3.1 Descrizione del set-up di prova

Dopo aver eseguito l'analisi statica del telaio, sono state eseguite le prove al telaio in calcestruzzo armato non rinforzato. Questo telaio, come descritto precedentemente, è formato da una trave e un pilastro entrambi di lunghezza pari 2m e sezione di 200x200mm. Di seguito si riportano alcune immagini che evidenziano la realizzazione del telaio in calcestruzzo armato (Fig. 3.24) e del posizionamento dell'armatura all'interno di esso (Fig. 3.25).



Figura 3.24 – Immagini che sintetizzano la realizzazione del telaio in calcestruzzo armato

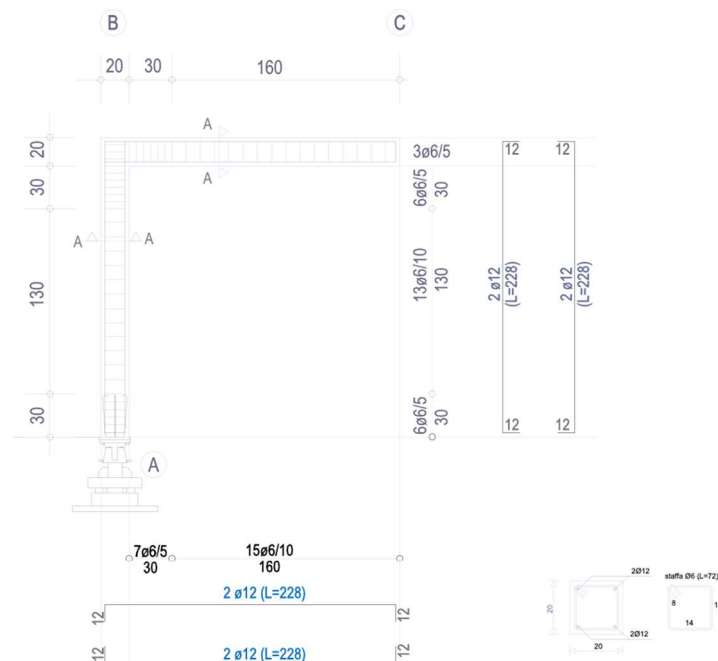


Figura 3.25 – Posizionamento armatura all'interno del telaio in calcestruzzo armato

La sperimentazione è stata eseguita utilizzando un impianto realizzato completamente in acciaio, esso è formato da una trave orizzontale la quale può essere movimentata facendola traslare verticalmente per poi fissarla, con dei bulloni appositi, una volta raggiunta l'altezza desiderata (Fig. 3.26).



Figura 3.26 – Struttura in acciaio utilizzata per effettuare la sperimentazione

Il telaio in calcestruzzo armato è stato fissato alla struttura in acciaio mediante una cerniera a terra posizionata nel nodo A. Per fissare il telaio alla cerniera sono stati utilizzati dei tirafondi collegati da una piastra in acciaio (Fig. 3.27).



Figura 3.27 – Piastra e tirafondi utilizzati per fissare il telaio in calcestruzzo armato alla struttura in acciaio

Nella struttura sono stati inseriti dei sensori (estensimetri e trasduttori) per monitorare i vari spostamenti e le varie deformazione del telaio durante la prova. Sono stati posizionati dei sensori nel pilastro e nella trave sia all'interno, per monitorare le varie deformazioni dell'armatura in acciaio, sia esternamente per rilevare le deformazioni del calcestruzzo. Precisamente sono stati inseriti 7 sensori, in particolare 2 estensimetri che misurano le deformazioni dell'acciaio, 2 estensimetri che rilevano le

deformazioni del calcestruzzo e infine 3 trasduttori che rilevano gli spostamenti della struttura (Fig. 3.28).

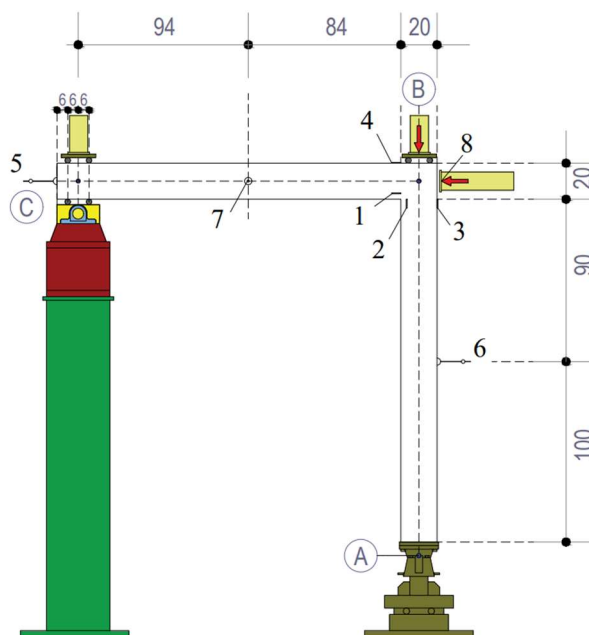


Figura 3.28 – Rappresentazione grafica del posizionamento dei sensori all'interno del telaio in calcestruzzo armato

- Est1 deformazione acciaio della trave sul nodo;
- Est2 deformazione acciaio del pilastro sul nodo;
- Est3 deformazione calcestruzzo del pilastro sul nodo;
- Est4 deformazione calcestruzzo della trave sul nodo;
- Trasd5 traslazione orizzontale della trave;
- Trasd6 traslazione orizzontale a metà pilastro;
- Trasd7 traslazione orizzontale fuori dal piano.

Il trasduttore 7 misura sostanzialmente le traslazioni orizzontali fuori dal piano, questa tipologia di dato non è stato utilizzato per l'analisi del telaio. Come si nota dalla figura 3.28, la prova consiste nell'applicazione di una forza orizzontale nel nodo B per poi valutare e monitorare tutti gli spostamenti e lo stato deformativo della struttura. Oltre alla sollecitazione orizzontale, è stata applicata anche una forza verticale nel nodo B in quanto, durante l'esecuzione della prova, si è rilevato un problema relativo alla cerniera in A, essa tendeva ad alzarsi e ruotare rigidamente. Precisamente sono stati applicati due moduli differenti alla forza verticale in B, all'inizio essa è stata applicata con una intensità pari a 10kN, però il problema persisteva, allora, la forza, è stata aumentata a 20kN. Questa variazione di modulo, eseguita durante la sperimentazione, ha portato ad un evidente cambio di pendenza dei grafici.

FORZA (KN)
0,00
2,00
4,00
6,00
8,00
9,75

Tabella 3.1 – Tabella riassuntiva con i valori di carico applicati alla struttura durante la prima prova sperimentale

Nella tabella 3.1 è presente un riassunto dei valori di carico relativi alla prima prova esercitata sul provino non rinforzato; come si può notare, sono riportati i carichi relativi alla prova con un intervallo della forza sollecitante di 2KN fino ad arrivare all'intensità massima pari a 9.75kN.

Nel paragrafo 3.5 si riporteranno i grafici relativi alla prova. Siccome i sensori applicati sono dei trasduttori (rilevano gli spostamenti) ed estensimetri (rilevano le deformazioni), si avranno due tipologie di grafici differenti, grafico forza-spostamento e grafico forza-deformazione. In entrambi i casi, si ha che nelle ascisse è presente la deformazione o spostamento relativo a quel punto e nell'asse delle ordinate invece è presente l'intensità della forza applicata.

3.4. Prova telaio in calcestruzzo armato rinforzato con fibre naturali in basalto

Con la prova precedente, si è portato a rottura il telaio in calcestruzzo armato non rinforzato analizzando tutte le deformazioni e traslazioni della struttura, sono state messe in evidenza tutte le fessurazioni superficiali del calcestruzzo. Come si nota nella figura 3.29, la maggior parte delle fessurazioni è completamente concentrata in prossimità del nodo, infatti, come analizzato nel paragrafo 3.2.2, l'analisi statica del telaio isostatico evidenzia che lo stato tensionale è concentrato completamente sul nodo. Più precisamente, se si osserva il diagramma del momento (Fig. 3.23), possiamo notare che le fibre tese del telaio sono quelle intradossali e infatti le fessurazioni della struttura sono situate nella parte sottostante della trave e nella sezione di sinistra del pilastro, rispecchia perfettamente l'analisi statica del telaio eseguita nel paragrafo 3.2.2.



Figura 3.29 – Fessurazione del calcestruzzo dopo la prima prova sperimentale

3.4.1 Tessuto in fibra di basalto

Il tessuto utilizzato per la sperimentazione è il FDBASALT UNIDIR 400 C95, è un tessuto unidirezionale costituito da fibre di basalto prodotte dalla fusione e successiva filatura di rocce vulcaniche. È stata utilizzata questa tipologia di tessuto perché, come visto anche nel capitolo 2, riesce a resistere a tutti gli sforzi di flessione e taglio. È un materiale adatto al rinforzo di strutture in calcestruzzo armato, calcestruzzo armato precompresso e strutture in muratura. Questo tessuto unidirezionale è ideale per:

- Strutture soggette ad azioni sismiche ed impatti violenti;
- Adeguamento sismico;
- Rinforzi di travi e solai alle sollecitazioni di flessione o di taglio;
- Il confinamento di pilastri per incrementare la resistenza a compressione;
- Rimediare a difetti di progetto e costruzione;
- Rinforzo di strutture modificate a causa di nuove esigenze architettoniche o di utilizzo.

Di seguito (Fig. 3.30) si riportano le caratteristiche meccaniche del tessuto unidirezionale in basalto

	Proprietà geometriche e meccaniche*	
	Fibra secca (singolo filamento)	
	Tensione caratteristica a trazione, σ_{fibra}	3080 MPa
	Modulo elastico, E_{fibra}	95 GPa
	Deformazione a rottura, ϵ_{fibra}	3,15 %
	Densità	2,8 g/cm ³
	Tessuto impregnato (valori per il calcolo)	
	Titolo filato	1200 Tex
	n° fili/cm	3,3 Fili/cm
	Massa	396 g/m ²
	Spessore equivalente del rinforzo FRP, t_f	0,140 mm
	Resistenza caratteristica del rinforzo FRP, f_{Rk}	1900 MPa
	Modulo di elasticità normale del rinforzo FRP, E_f	90 GPa
Deformazione a rottura del rinforzo FRP, ϵ_f	2,11 %	
Aggiornamento al 04 Agosto 2010		

Figura 3.30 – Caratteristiche tecniche del tessuto unidirezionale a base di fibre di basalto utilizzato per l'esecuzione della seconda prova sperimentale

Oltre ad avere delle ottime prestazioni meccaniche, ha anche dei vantaggi da non trascurare:

- Resistente ad usura per sfregamento;
- Non suscettibile a fenomeni di idrolisi;
- Sistema di rinforzo resistente alla corrosione;
- Elevata tenacità, resistente ad urti ed impatti violenti,
- Elevata resistenza a fatica;

- Durabilità e leggerezza;
- Incremento trascurabile di spessore;
- Scarsa conducibilità termica ed elettrica;
- Trasparente alla radiazione elettromagnetica.

Generalmente il tessuto viene prodotto con larghezze pari a 100, 200 e 500 mm mentre la lunghezza risulta variabile dipendentemente dall'elemento da rinforzare. Il tessuto può essere confezionato direttamente su misura in modo tale da semplificare e velocizzare l'installazione.

Prima di effettuare l'incollaggio del tessuto, si deve eseguire una corretta preparazione del sottofondo, pulire adeguatamente il substrato da eventuali polveri, grassi e parti incoerenti, ed eliminare le eventuali tracce di ruggine presenti nelle barre di armature. Dopo di che si esegue una rasatura della superficie fino ad 1cm al fine di eliminare asperità e materiali incoerenti. Come terzo step bisogna eseguire un'applicazione di un primer ed attendere l'eventuale sua maturazione, la quale avviene all'incirca dopo 2/3 ore. Dopo una ulteriore lisciatura della superficie, si applica il primo strato di resina adesivo-impregnante, la quale ha il compito di migliorare l'adesione del tessuto con la struttura. Al di sopra della resina adesiva viene steso subito il tessuto prestando attenzione a non formare grinze, esso va spianato manualmente oppure utilizzando un rullo per eliminare le eventuali bolle d'aria al suo interno. Infine, come ultimo step, si applica una seconda mano di resina spolverando con sabbia, si procede poi con l'applicazione di una pittura epossidica e poliuretana per la protezione del sistema di rinforzo.

3.4.2 Adesione ed incollaggio delle fibre naturali in basalto

Una volta evidenziato tutto lo stato fessurativo della struttura, sono state posizionate le diverse fasce di fibre in basalto (Fig. 3.31), precisamente sono state incollate là dove sono presenti le fessure del calcestruzzo.

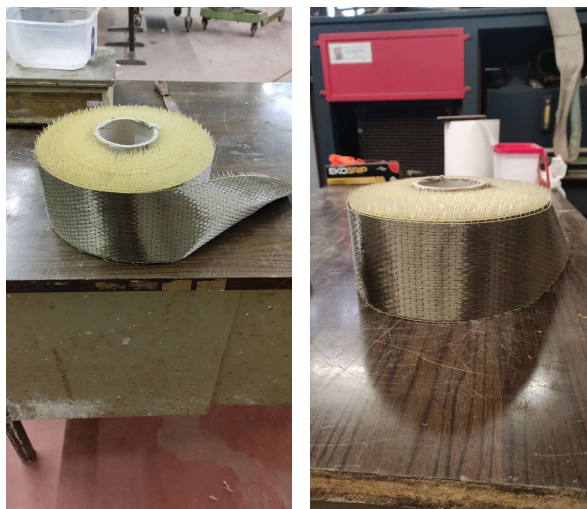


Figura 3.31 – Fibre di basalto utilizzate

Per favorire l'adesione delle fibre rinforzanti al calcestruzzo, è stata utilizzata una resina epossidica, in questo caso specifico è la KIMIA KIMITECH EP-IN RES E KIMIA KIMITECH EP-IN IND. Si tratta di una resina epossidica fluida a due componenti a bassa viscosità, elevata adesione, estremamente bagnante, ideale per impregnare tessuti e nastri di alta grammatura e per penetrare facilmente in fessure e microfessure (fino a 0,3 mm di spessore), con ottime proprietà dielettriche. Viene fornita in due contenitori predosati (Fig. 3.32) (A resina + B indurente), di cui la parte "A" è sovradimensionata per permettere con gli stessi una facile miscelazione. I vantaggi nell'utilizzo di questa resina è l'elevata adesione, la caratteristica di essere estremamente bagnante, la bassa viscosità e la capacità di essere applicata manualmente. Si presta ad essere utilizzata in specifiche tipologie di lavorazioni. La miscela segue un rapporto 2:1, con due parti di resina e una parte di indurente. Di seguito (Tab. 3.2) si riportano alcune tabelle che riassumono le caratteristiche della resina utilizzata.

Dati identificativi e applicativi	
Tempo di miscelazione	Almeno 3 minuti
Densità dei singoli componenti A e B	A: 1,05 ± 0,05 kg/litro B: 1 ± 0,05 kg/litro
Densità (A+B)	1,04 ± 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 ÷ 40°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 N/mm ²	2.200 MPa
Resistenza al taglio	EN 12188	>12 N/mm ²	95 MPa
Tempo aperto	EN 12189	-	60 min
Tempo di lavorabilità	EN ISO 9514	-	70 min
Resistenza a compressione		-	90 MPa
Modulo di elasticità in compressione	EN 13412	>2.000 N/mm ²	2.800 MPa
Temperatura di transizione vetrosa	ISO 11357-2:2019	>40 °C	56,4°C
Coefficiente di espansione termica	EN 1770	<100 × 10-6 per °C	0,675 x 10-6 per °C
Ritiro totale per agenti adesivi strutturali	EN 12617-1	<0,1%	0,09%
Aderenza	EN 12188	a 50° > 50 MPa a 60° > 60 MPa a 70° > 70 MPa	a 50° > 100 MPa a 60° > 110 MPa a 70° > 120 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

Tabella 3.2 – Caratteristiche tecniche della resina epossidica utilizzata



Figura 3.32 – Contenitori predosati della resina epossidica utilizzata

E' stato miscelato meccanicamente il componente A dell'adesivo prima di aggiungere il componente B. E' stato miscelato con un trapano a frusta a bassa velocità il componente A con il componente B nel rapporto prescritto nelle confezioni per circa un minuto fino ad ottenere un impasto di colorazione uniforme. Dopo avere applicato il primo strato di adesivo, si è steso il tessuto unidirezionale avendo cura di premerlo per due o tre volte nella direzione longitudinale della fibra usando un rullino a denti smussati e paralleli alla direzione delle fibre per eliminare l'aria dallo strato di resina. Per congiungere più strisce nella direzione longitudinale della fibra è necessario sovrapporle per una lunghezza di 20 cm. In corrispondenza del punto di sovrapposizione si applicherà una ulteriore mano di resina epossidica sulla superficie esterna dello strato di foglio su cui aderirà il tratto sovrapposto. Non è necessaria alcuna sovrapposizione nella direzione laterale della fibra. La seconda mano di resina epossidica deve essere stesa sulla superficie del foglio.

Nel caso si dovessero applicare più strati di tessuto, si applicherà lo strato ulteriore di materiale e poi una ulteriore mano di adesivo seguendo la procedura precedentemente descritta.

Questa tipologia di resina epossidica dovrà essere lasciata indure per un tempo non inferiore a 24 ore con una temperatura costante pari a 20°C prima di poter destinare al servizio l'elemento rinforzato. Nel caso in cui la temperatura risulti maggiore di 20°C sarà necessario attendere un tempo superiore alle 24 ore, la soluzione migliore risulta attendere un tempo pari a 48 ore.

Di seguito sono state riportate alcune immagini (Fig. 3.33) che rappresentano la messa in opera delle fasce rinforzanti (con resina epossidica) e la loro collocazione.



Figura 3.33 – Messa in opera delle fasce rinforzanti

Come si nota dalla figura 3.34, sono presenti due trasduttori che rilevano gli spostamenti della fibra di rinforzo, ma in realtà, per la registrazione dei dati, è stato utilizzato solo il trasduttore 6 per monitorare le fibre in basalto. Il trasduttore 7 è stato poi posizionato nello stesso punto della prova precedente per rilevare tutti gli spostamenti orizzontali fuori dal piano. Anche in questo caso, questa tipologia di dato non è stato utilizzato per l'analisi del telaio.

Questa tipologia di prova si discosta da quella precedente per il procedimento utilizzato, infatti nella sperimentazione passata si è caricata la struttura con un carico costantemente crescente. In questo caso è stato sollecitato il telaio con cicli di carico crescenti e decrescenti, più precisamente facendo riferimento a 3 forze limite (Tab. 3.3). Il primo ciclo di carico fino ad una forza limite di 2kN, il secondo ciclo di carico fino ad una forza limite di 6kN e infine il terzo ciclo fino ad arrivare ad una forza limite all'incirca di 8kN, ogni volta raggiunta la forza limite, si scaricava completamente la struttura facendo arrivare la forza orizzontale a 0kN.

FORZA (KN)
0,00
2,00
6,00
8,00

Tabella 3.3 – Tabella riassuntiva con i valori di carico applicati alla struttura durante la seconda prova sperimentale

Come eseguito anche nella prova del telaio in calcestruzzo armato non rinforzato, anche in questo caso si è sviluppata una tabella nella quale vengono riassunti i dati relativi ai tre diversi cicli di carico eseguiti.

I sensori applicati, come descritti precedentemente, sono dei trasduttori e degli estensimetri, quindi i grafici analizzati saranno forza-spostamento e forza-deformazione. Anche in questo caso si è applicata una forza verticale nel nodo B per eliminare il problema relativo alla cerniera in A, però, diversamente dalla prova descritta nel paragrafo 3.3, in questo caso la forza verticale è stata applicata con una intensità costante.

3.5. Risultati sperimentali

Come anticipato nei paragrafi precedenti, i risultati delle prove sono stati evidenziati e raggruppati in appositi grafici. Siccome i sensori applicati alla struttura (sia durante la prima prova che durante la seconda prova) sono dei trasduttori ed estensimetri, precisamente rilevano gli spostamenti e le deformazioni, per questo motivo i grafici eseguiti sono di due tipologie, grafici forza-spostamento e grafici forza-deformazione.

3.5.1 Risultati del telaio non rinforzato

Nella tabella 3.4 si è rappresentato un riassunto dei dati rilevati alla prima prova sperimentale, dati che rappresentano deformazioni / spostamenti con un intervallo di carico pari a 2kN, arrivando ad una sollecitazione massima pari a 9.75kN.

FORZA (KN)	Est1 [10 ⁻⁶]	Est2 [10 ⁻⁶]	Est3 [10 ⁻⁶]	Est4 [10 ⁻⁶]	Est5 [mm]	Est6 [mm]	Est7 [mm]
0,00	0,23	0,00	0,40	-1,01	0,01	0,00	0,00
2,00	264,91	233,43	221,21	137,98	7,21	3,93	0,49
4,00	978,79	790,64	677,98	480,00	26,96	14,78	0,78
6,00	999,85	783,85	770,91	466,87	30,37	16,70	0,81
8,00	1064,15	827,09	881,01	462,63	33,24	18,38	0,78
9,75	1101,96	866,26	984,65	439,80	36,10	20,15	0,71

Tabella 3.4 – Tabella riassuntiva dei dati relativi alla prima prova sperimentale

Grafici forza-spostamento

I sensori che rilevano gli spostamenti sono precisamente il trasduttore 5 e il trasduttore 6, il trasduttore 7 rileva gli spostamenti fuori dal piano ma per questa trattazione dei dati non è stato considerato. In entrambi i grafici, come precedentemente accennato, è presente una variazione di pendenza della curva del grafico evidenziata da una linea rossa tratteggiata, più precisamente a sinistra della linea rossa la pendenza è minore rispetto che alla sua destra. Questo sta a significare che, nella parte di grafico con minore pendenza, a parità di variazione di sollecitazione si hanno delle deformazioni maggiori rispetto alla parte di grafico con una maggiore pendenza. Questa variazione di inclinazione è sicuramente dovuto alla modifica dell'intensità della forza verticale applicata nel nodo B.

Il trasduttore 5 è posizionato nel nodo "C" e consente di rilevare tutti gli spostamenti orizzontali della trave (Fig. 3.35), mentre il trasduttore 6 è posizionato in prossimità della metà del pilastro, misura, anch'esso, le traslazioni orizzontali di quel punto (Fig. 3.36).

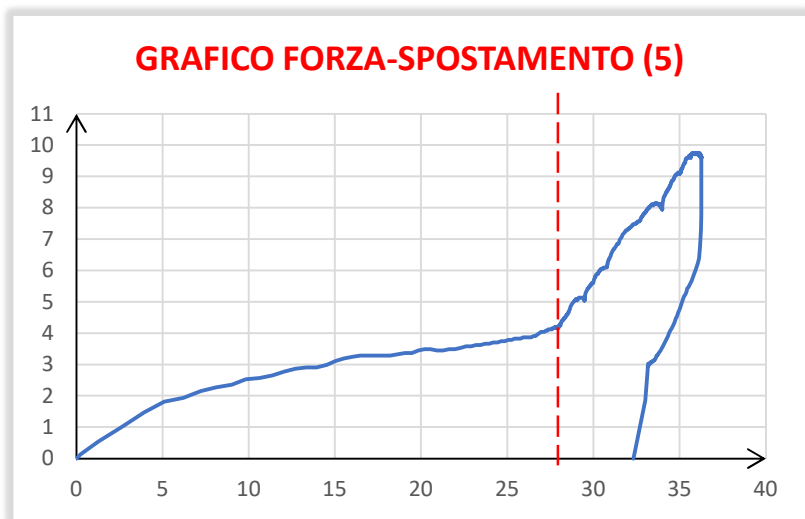


Figura 3.35 (a) – Grafico forza-spostamento relativo al trasduttore 5

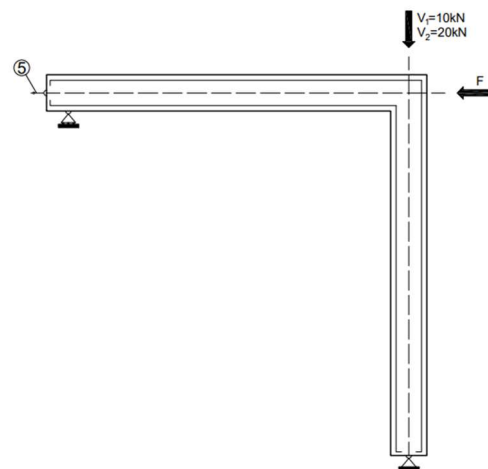


Figura 3.35 (b) – Collocazione del trasduttore 5

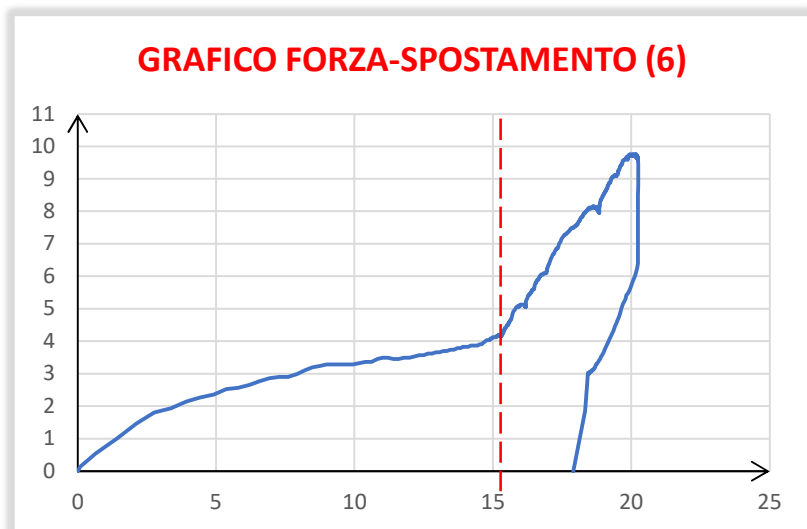


Figura 3.36 (a) – Grafico forza-spostamento relativo al traduttore 6

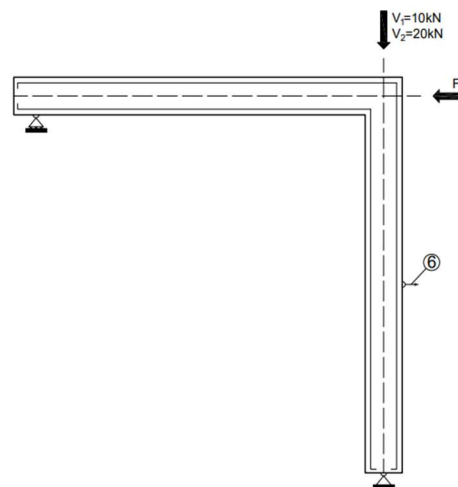


Figura 3.36 (b) – Collocazione del trasduttore 6

Oltre ai due grafici precedenti, è stato eseguito un terzo grafico forza-spostamento ricavato dall'interpolazione lineare del trasduttore 6. Questa tipologia di grafico è differente dai due precedenti perché esso è stato ricavato da un'analisi analitica e non sperimentale. Sono stati presi i dati relativi al trasduttore 6 e sono stati raddoppiati in modo da calcolare lo spostamento teorico che dovrebbe segnare il trasduttore 5 (Fig. 3.37). Siccome il grafico è in funzione dei dati raccolti dal sensore 6, anche in questo caso sarà presente una variazione di pendenza dovuta alla modifica del modulo della forza verticale applicata nel nodo B.

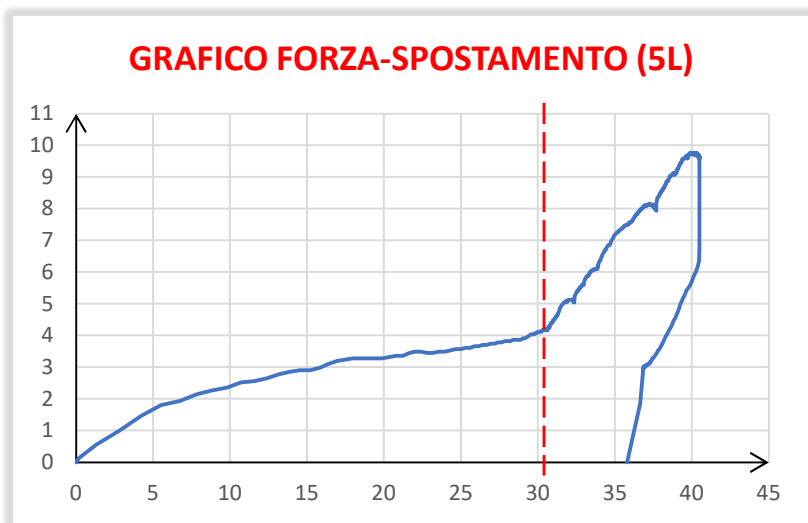


Figura 3.37 (a) – Grafico forza-spostamento relativo all’interpolazione lineare dei dati ricavati dal trasduttore 6

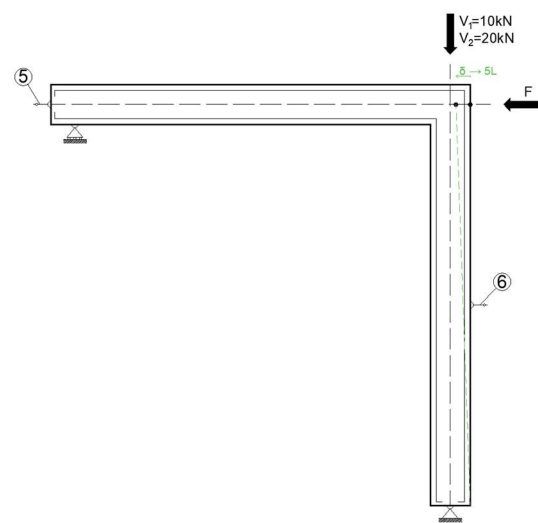


Figura 3.37 (b) – Rappresentazione grafica del rilevamento teorico del grafico forza-spostamento (5L)

Eseguendo il confronto fra i due grafici (Fig. 3.38), 5 e 5L, in forma teorica si dovrebbero avere gli stessi valori delle deformazioni, e quindi lo stesso andamento del grafico, ma questo non avviene; infatti nel grafico forza-spostamento relativo al trasduttore 5 si ha che lo spostamento massimo è pari all’incirca a 36mm, invece nel grafico relativo allo spostamento teorico del telaio (5L) si ha che la deformazione massima è all’incirca pari a 40.5mm. Questo fatto, molto probabilmente, è dovuto a causa delle dissipazioni elasto-plastiche che ci possono essere all’interno del calcestruzzo armato durante la deformazione del telaio.

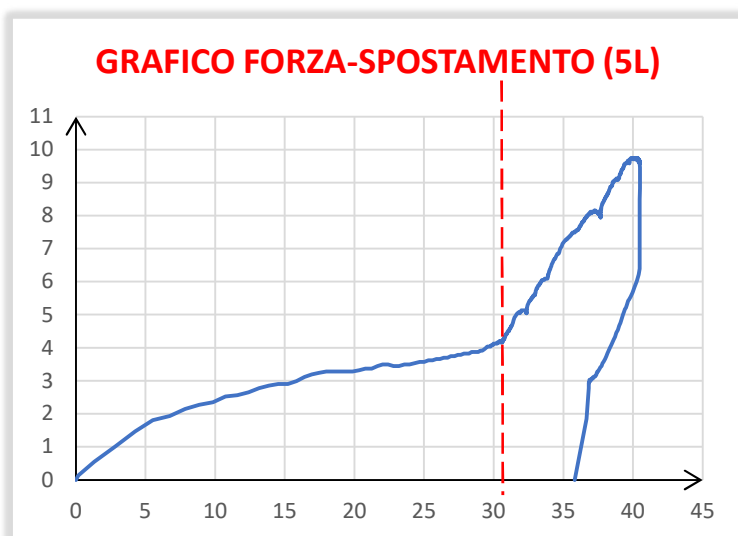
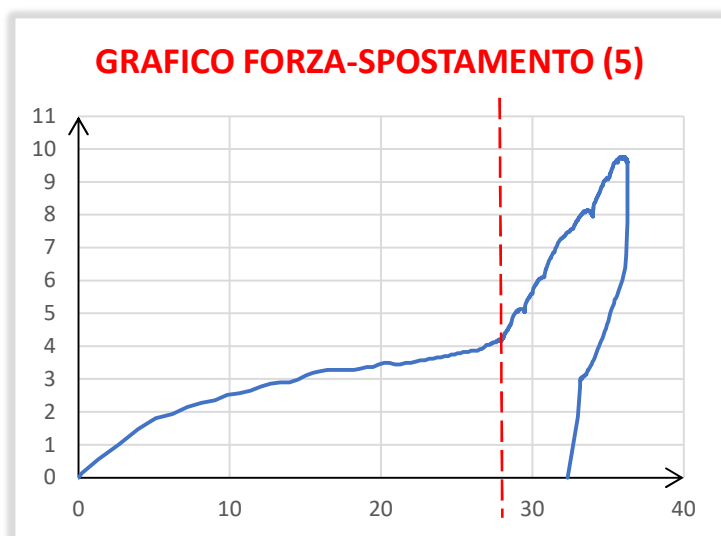


Figura 3.38 – Confronto dei due grafici forza-spostamento, il grafico di sinistra relativo allo spostamento fisico della struttura, quello di destra relativo allo spostamento teorico della struttura basandosi sui dati relativi del trasduttore 6

Grafici forza-deformazione

I sensori che rilevano le deformazioni, in questo caso, sono l'estensimetro 1, l'estensimetro 2, l'estensimetro 3 e infine l'estensimetro 4. Anche in questi grafici, come quelli precedenti, è presente una variazione di pendenza del grafico a causa della modifica dell'intensità della forza verticale sul nodo B. L'estensimetro 1 è inserito all'interno della trave in prossimità del nodo B, ha il compito di rilevare tutte le deformazioni dell'acciaio teso della trave (Fig. 3.39). L'estensimetro 2 è inserito all'interno del pilastro in prossimità del nodo B ed ha il compito di misurare tutte le deformazioni dell'acciaio teso del pilastro (Fig. 3.40). Gli estensimetri 3 e 4 rilevano le deformazioni del calcestruzzo compresso in prossimità del nodo B, precisamente l'estensimetro 3 rileva il calcestruzzo compresso nel pilastro (Fig. 3.41) ed invece l'estensimetro 4 rileva le deformazioni del calcestruzzo compresso della trave (Fig. 3.42).

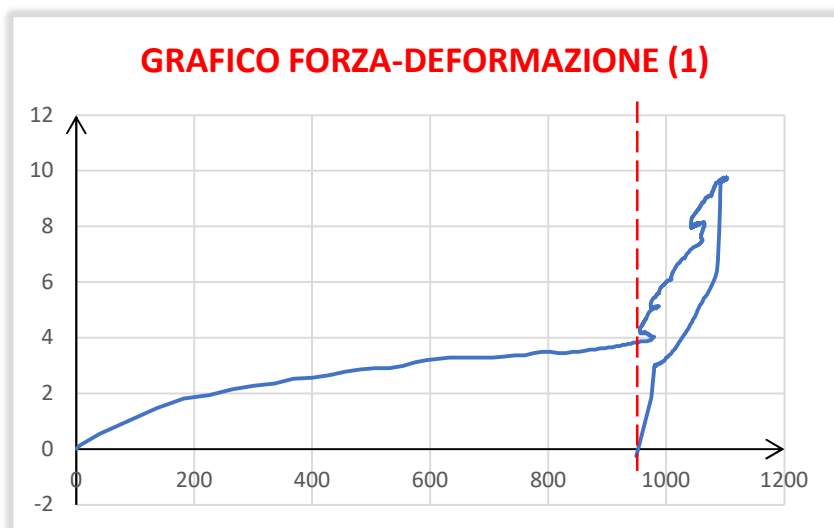


Figura 3.39 (a) – Grafico forza-deformazione relativo all'estensimetro 1

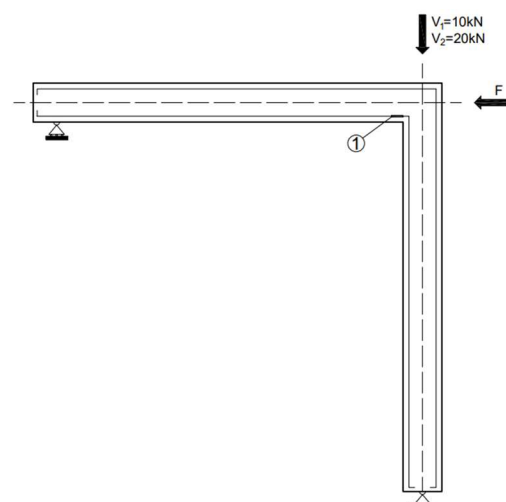


Figura 3.39 (b) – Collocazione dell'estensimetro 1

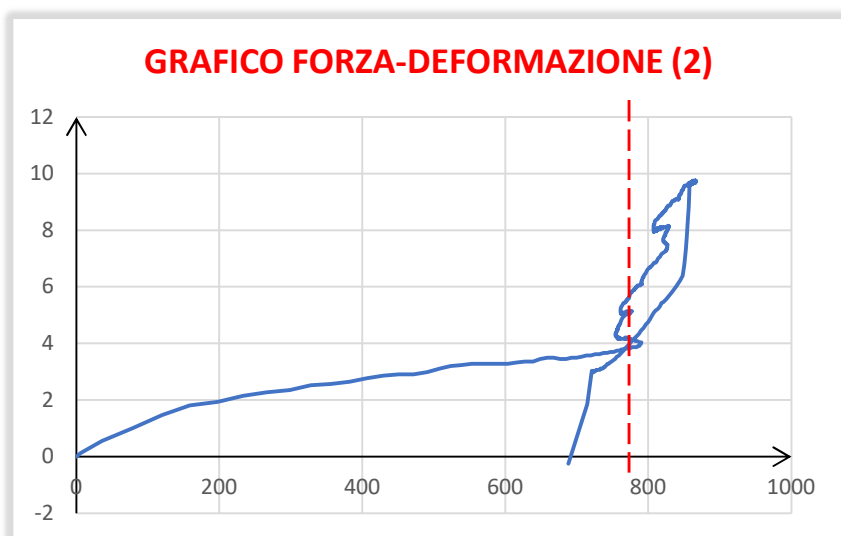


Figura 3.40 (a) – Grafico forza-deformazione relativo all'estensimetro 2

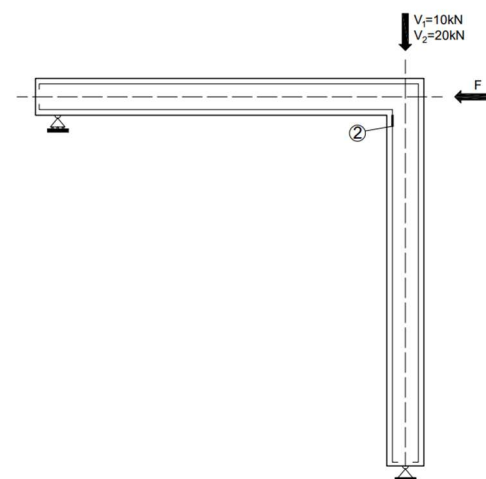


Figura 3.40 (b) – Collocazione dell'estensimetro 2

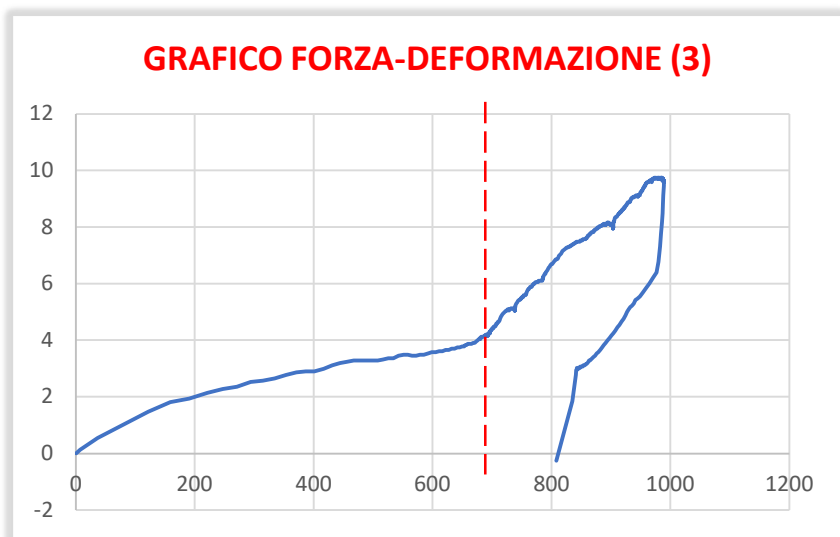


Figura 3.41 (a) – grafico forza-deformazione relativo all'estensimetro 3

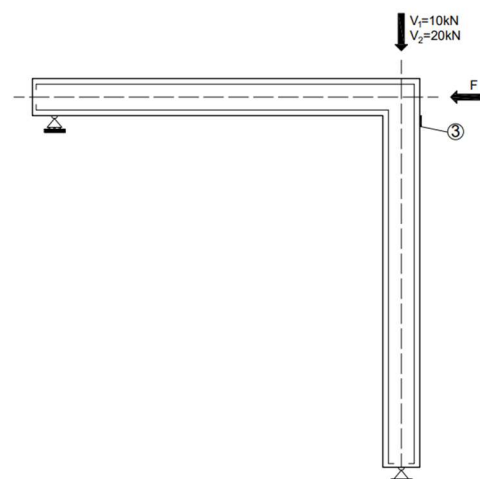


Figura 3.41 (b) – Collocazione dell'estensimetro 3

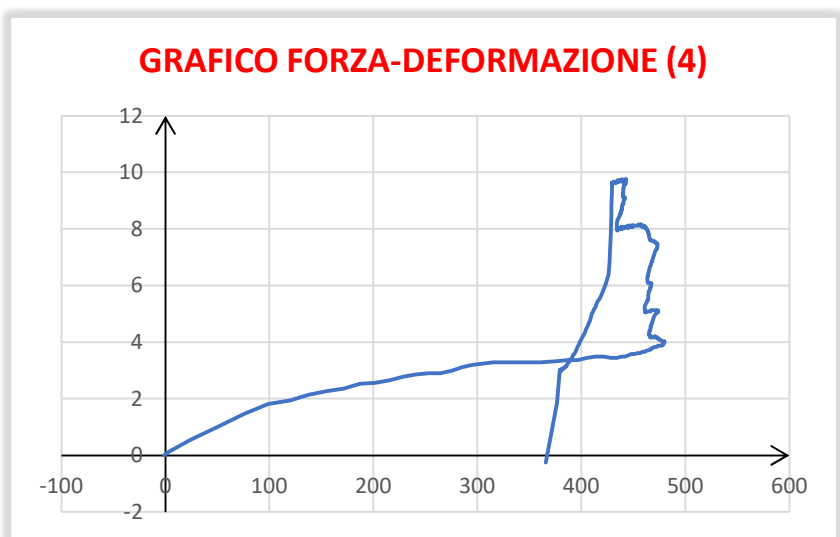


Figura 3.42 (a) – Grafico forza-deformazione relativo all'estensimetro 4

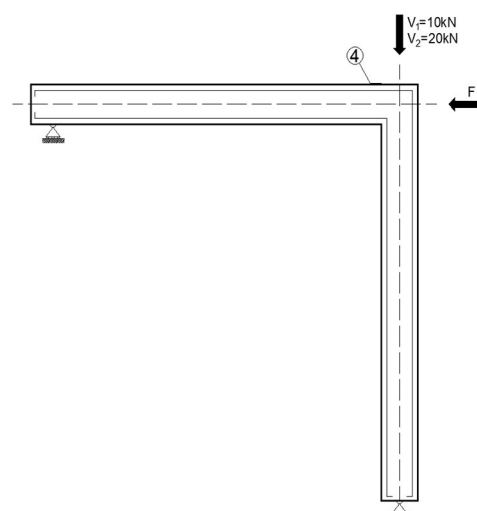


Figura 3.42 (b) – Collocazione dell'estensimetro 4

L'estensimetro 4, come si può notare dal grafico, ha subito dei danneggiamenti durante la sperimentazione, infatti la curva del grafico risulta più "sporca" rispetto ai grafici precedentemente sviluppati. Dopo la variazione della forza verticale nel nodo B, l'estensimetro ha rilevato, nonostante un andamento crescente della sollecitazione orizzontale, uno sviluppo decrescente delle deformazioni, quindi decisamente un comportamento anomalo del materiale.

Grafici momento-curvatura

Oltre ai grafici forza-deformazione e forza-spostamento, sono stati realizzati altri due grafici, momento-curvatura. Precisamente un grafico relativo al pilastro e un ulteriore grafico relativo alla trave. Sostanzialmente questa tipologia di grafico è analogo ai grafici precedenti, ma al posto della deformazione/spostamento è presente la curvatura e al posto della forza è presente il momento. Prima di illustrare i grafici relativi al momento-curvatura, di seguito si espone il concetto della curvatura (Fig. 3.43).

CURVATURA: la curvatura è l'angolo di rotazione relativo fra due sezioni a distanza unitaria.

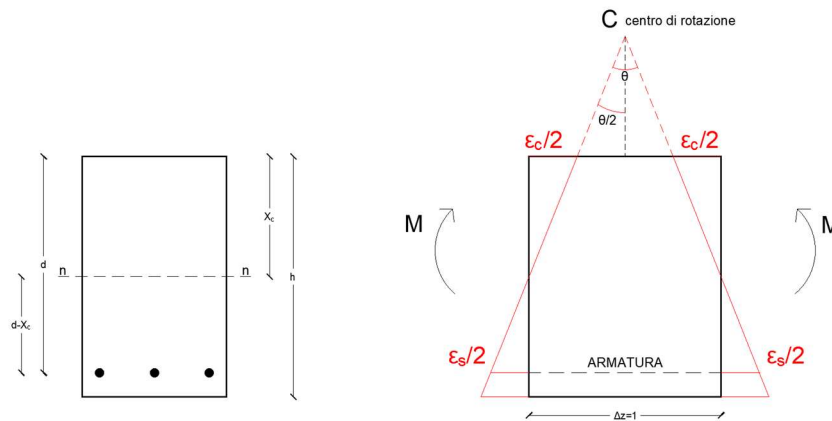


Figura 3.43 – Rappresentazione grafica della curvatura

La curvatura è una deformazione particolare di una generica trave la quale è sottoposta a momento flettente, infatti il momento crea una rotazione delle sezioni della trave formando una certa curvatura. Essa può essere descritta, con una definizione puramente geometrica, come il reciproco del raggio di curvatura, quindi si può scrivere la seguente espressione:

$$\theta = \frac{1}{R} \quad [\text{m}^{-1}]$$

La curvatura può anche essere calcolata partendo dalle deformazioni dell'acciaio (ϵ_s) e del calcestruzzo (ϵ_c). Dal punto di vista meccanico infatti si può scrivere:

$$\frac{\theta}{2} = \frac{\epsilon_c}{2} \cdot \frac{1}{x_c} \quad ; \quad \frac{\theta}{2} = \frac{\epsilon_s}{2} \cdot \frac{1}{d-x_c}$$

Mettendo a sistema entrambe le equazioni si ottiene:

$$\begin{cases} \theta = \frac{\epsilon_c}{x_c} & (1) \\ \theta = \frac{\epsilon_s}{d-x_c} & (2) \end{cases} \xrightarrow{\text{sommando (1) e (2)}} \boxed{\theta = \frac{|\epsilon_c| + \epsilon_s}{d} \quad [\text{mm}^{-1}]}$$

Il grafico momento-curvatura, è una tipologia di grafico estremamente importante, perché esso ci evidenzia il comportamento che assume una trave in calcestruzzo armato in funzione di una generica sollecitazione applicata. Come detto precedentemente, il comportamento del diagramma $M-\theta$ si avvicina al comportamento che si ha nel diagramma carico-spostamento (carico-deformazione).

Per ricavare il momento è stata utilizzata la seguente formula in funzione del valore di F:

$$M = F \times 190 \text{ [KN x mm]}$$

Nella formula precedente è stata moltiplicata la forza variabile F per 190mm perché quest'ultima non è altro che la distanza fra il punto C e l'estensimetro numero 4, infatti, basandoci sulla figura 3.44, si può ricavare la distanza eseguendo questa operazione: $6+6+94+84=190$ [mm]. Dopo aver ricavato il valore del momento e della curvatura, sono stati sviluppati i grafici $M-\theta$, precisamente un grafico relativo al pilastro (Fig. 3.45) e un ulteriore grafico relativo alla trave (Fig. 3.46).

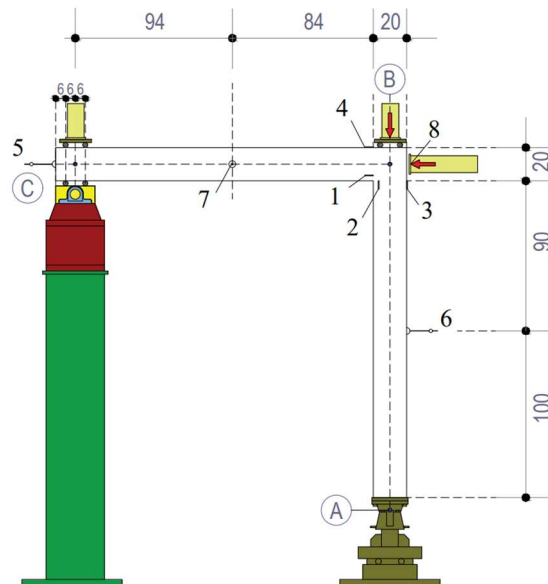


Figura 3.44 – Set-up della prima prova sperimentale

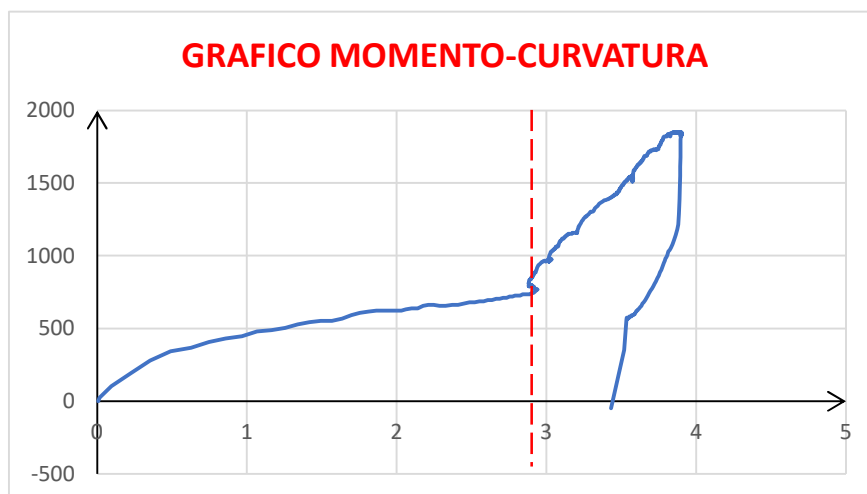


Figura 3.45 – Grafico momento-curvatura relativo al pilastro

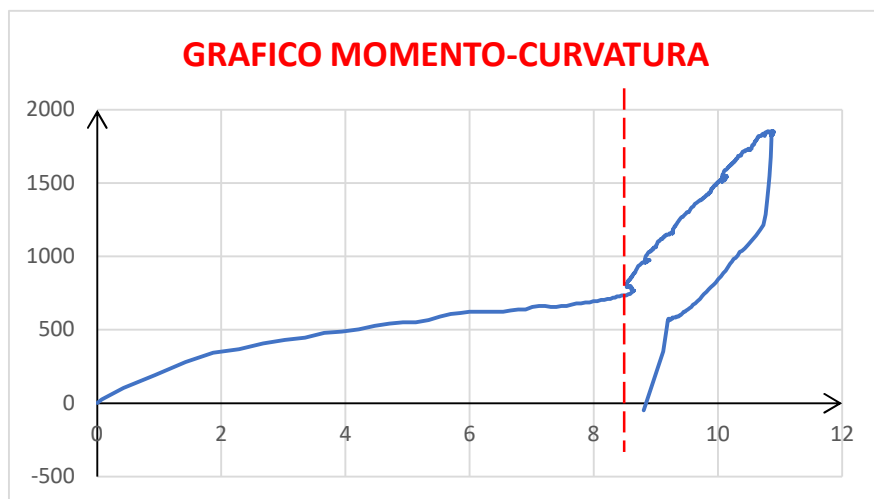


Figura 3.46 – Grafico momento-curvatura relativo alla trave

I grafici riportano nelle ascisse il valore della curvatura con unità di misura in mm^{-1} , e nelle ordinate è presente il momento con unità di misura in $\text{kN} \cdot \text{mm}$. Anche in questo caso, come si ha nei grafici forza-deformazione e forza-spostamento, è presente una variazione di pendenza del grafico relativo alla variazione della forza “V” verticale nel nodo B.

3.5.2 Risultati del telaio rinforzato con BFRP

Nella tabella 3.5 è stato rappresentato un riassunto dei dati ricavato dalla seconda prova sperimentale, i dati seguenti rappresentano spostamenti e deformazioni con un intervallo di carico di 2kN fino ad arrivare ad una sollecitazione massima pari a 8kN.

FORZA (KN)	Est1 [10^{-6}]	Est2 [10^{-6}]	Est3 [10^{-6}]	Est4 [10^{-6}]	Est5 [mm]	Est6 [mm]
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,00	590,4	451,01	590,5	939,36	21,66	605,51
6,00	783,12	643,03	872,92	1311,36	31,98	787,33
8,00	1209,69	-	1209,69	2177,52	89,49	1716,72

Tabella 3.5 – Tabella riassuntiva dei dati relativi alla seconda prova sperimentale

Grafici forza-spostamento

L’unico sensore relativo agli spostamenti, per quanto riguarda questa specifica prova, è il trasduttore 5. Come descritto dalla figura 3.34, esso è posizionato nel nodo C e rileva tutti gli spostamenti orizzontali della struttura, l’unità di misura dello spostamento è il millimetro. Come anticipato pocanzi, la sollecitazione verticale applicata nel nodo B è rimasta costante per tutto lo svolgimento della sperimentazione, proprio per questo motivo, nei grafici seguenti, non è presente la variazione di pendenza che si è riscontrata nella prima prova del telaio non rinforzato (Fig. 3.47).

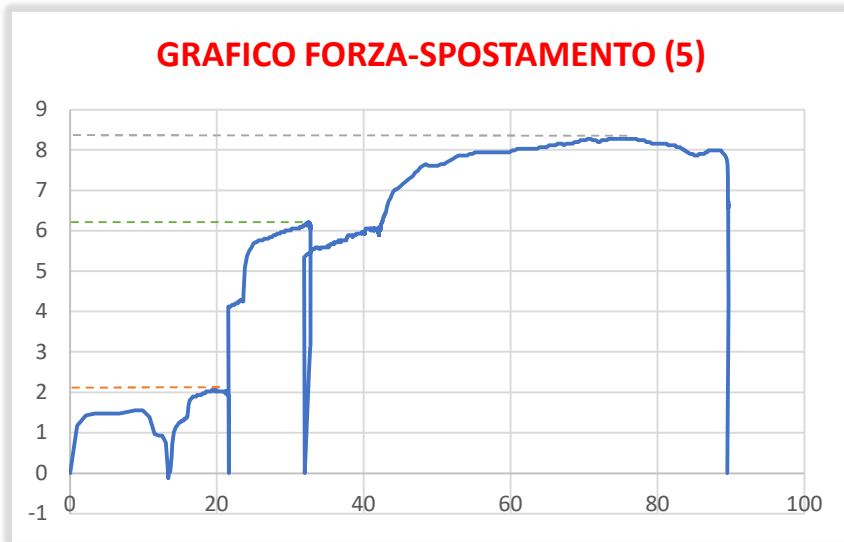


Figura 3.47 (a) – Grafico forza-spostamento relativo al trasduttore 5

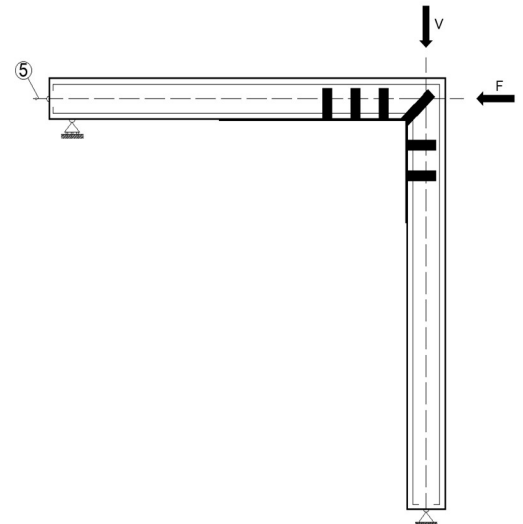


Figura 3.47 (b) – Collocazione trasduttore 5

Sono state evidenziate le forze limite che caratterizzano i diversi cicli di carico, più precisamente è stato evidenziato in arancione la forza limite pari 2kN, in verde la forza limite pari a 6kN ed infine in grigio la forza limite pari all'incirca a 8kN. Se si dovesse eseguire una valutazione del grafico si può osservare che, dopo una certa intensità di carico, il telaio ha subito degli spostamenti orizzontali importanti, infatti, dopo che è stato raggiunto il carico massimo di 8kN, nonostante la sollecitazione cominciasse a decrescere, lo spostamento ha continuato un andamento crescente arrivando all'incirca ad una traslazione di 90mm.

Grafici forza-deformazione

I sensori che, in questa fase, rilevano le deformazioni sono l'estensimetro 1, l'estensimetro 2, l'estensimetro 3, l'estensimetro 4 ed infine l'estensimetro 6. Precisamente si ha che l'estensimetro 1 è quel preciso sensore che rileva tutte le deformazioni dell'acciaio teso della trave in prossimità del nodo B (Fig. 3.48); l'estensimetro 2 è posizionato all'interno del pilastro ed ha il compito di misurare le deformazioni dell'acciaio teso del pilastro in prossimità del nodo B (Fig. 3.49); gli estensimetro 3 e 4 rilevano le deformazioni del calcestruzzo compresso in prossimità del nodo B, in dettaglio si ha che l'estensimetro 3 ha il compito di rilevare le deformazioni del calcestruzzo compresso del pilastro (Fig. 3.50) ed invece l'estensimetro 4 monitora le deformazioni del calcestruzzo compresso della trave (Fig 3.51). Infine è stato posizionato un trasduttore (6) che registra tutti gli spostamenti delle fibre rinforzanti vicino al nodo B (Fig. 3.52); per rendere l'analisi più accurata, sono stati convertiti i dati relativi agli spostamenti del trasduttore 6 in deformazioni, per fare ciò è stato eseguito un calcolo

analitico dividendo il dato della traslazione per la base effettiva della fibra in basalto pari a 154mm per poi moltiplicare il risultato per 10^6 .

GRAFICO FORZA-DEFORMAZIONE (1)

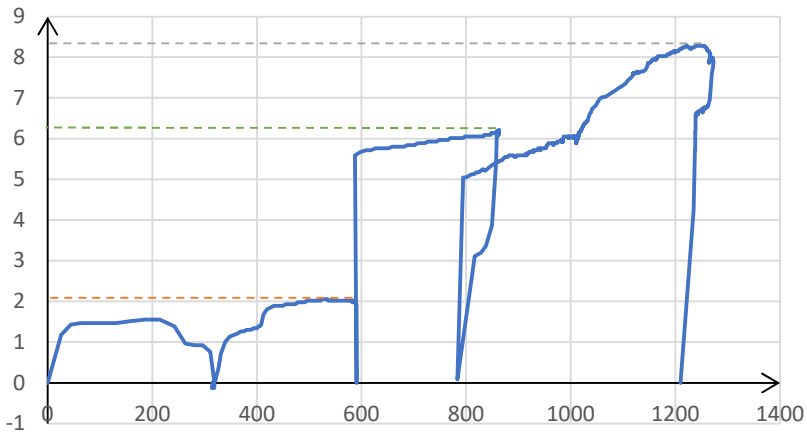


Figura 3.48 (a) – Grafico forza-deformazione relativo all'estensimetro 1

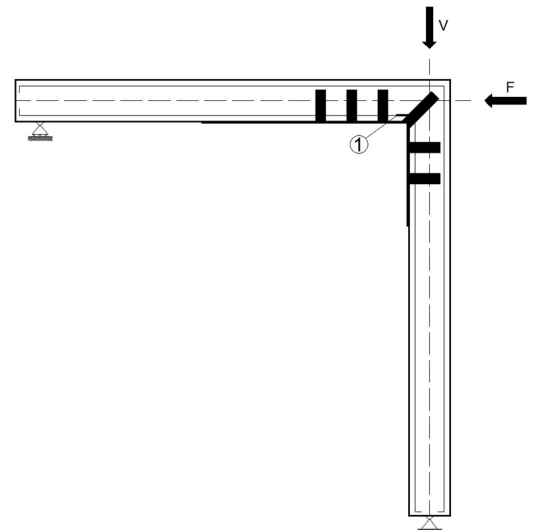


Figura 3.48 (b) – Collocazione dell'estensimetro 1

GRAFICO FORZA-DEFORMAZIONE (2)

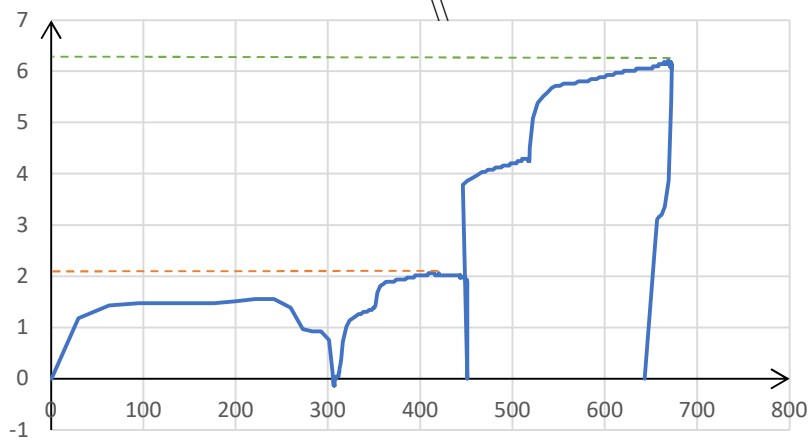


Figura 3.49 (a) – Grafico forza-deformazione relativo all'estensimetro 2

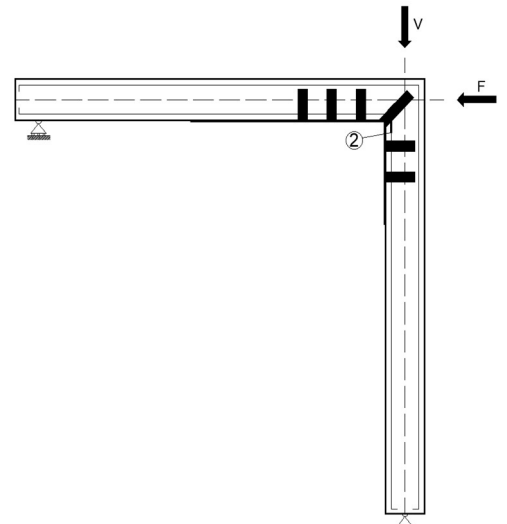


Figura 3.49 (b) – Collocazione dell'estensimetro 2

GRAFICO FORZA-DEFORMAZIONE (3)

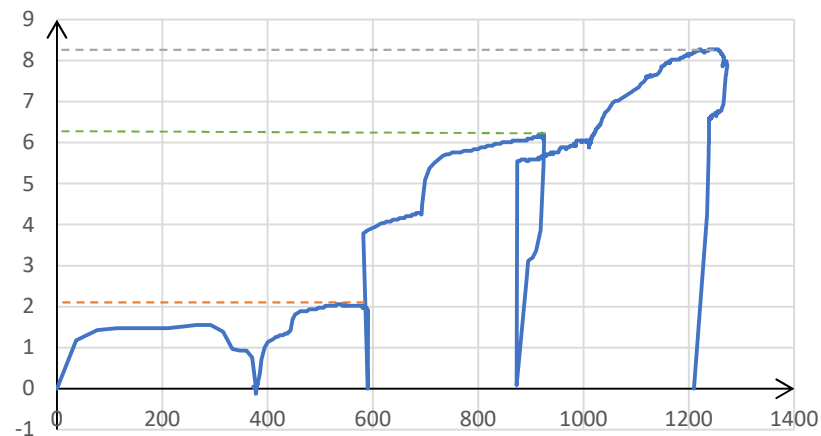


Figura 3.50 (a) – Grafico forza-deformazione relativo all'estensimetro 3

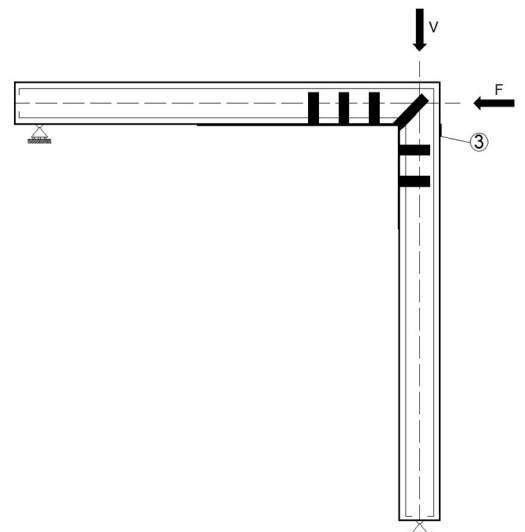


Figura 3.50 (b) – Collocazione dell'estensimetro 3

GRAFICO FORZA-DEFORMAZIONE (4)

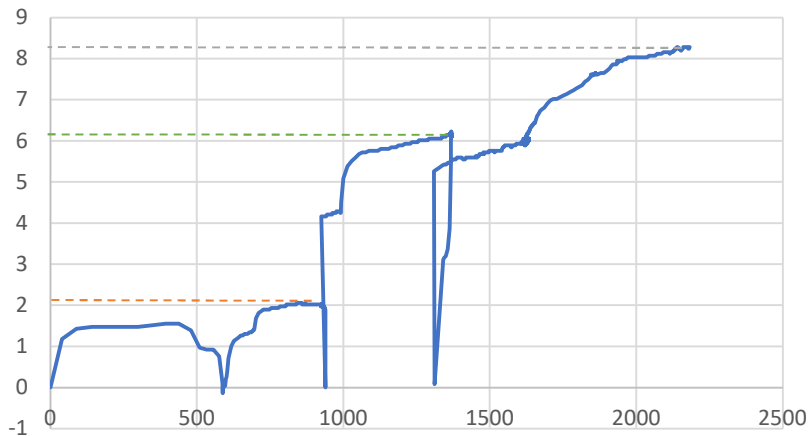


Figura 3.51 (a) – Grafico forza-deformazione relativo all'estensimetro 4

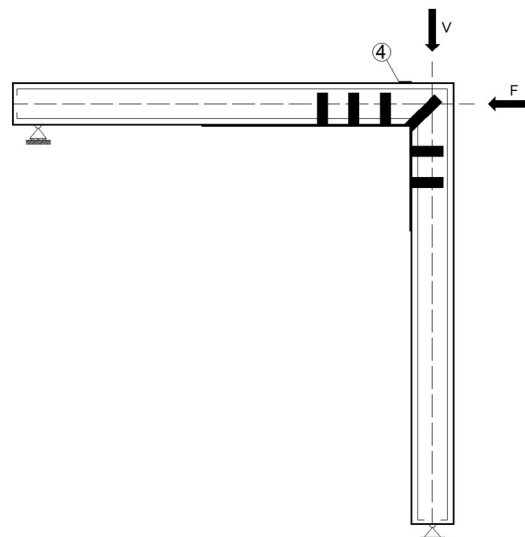


Figura 3.51 (b) – Collocazione dell'estensimetro 4

GRAFICO FORZA-DEFORMAZIONE (6)

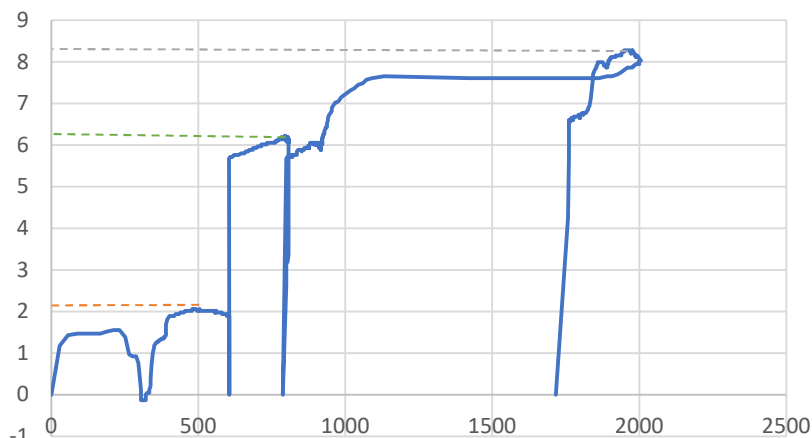


Figura 3.52 (a) – Grafico forza-deformazione relativo al trasduttore 6

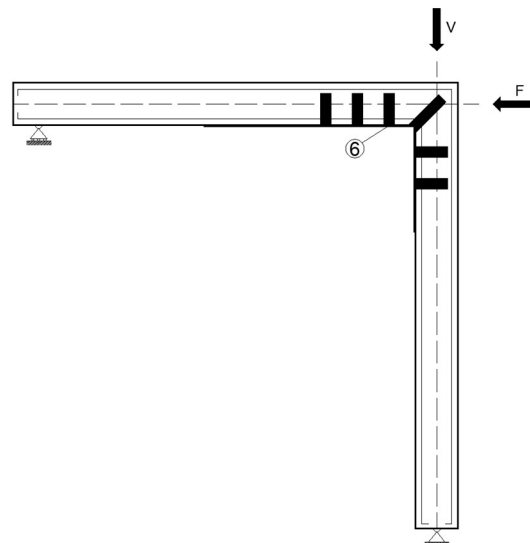


Figura 3.52 (b) – Collocazione del trasduttore 6

Come si può osservare dai grafici precedenti, durante la sperimentazione ci sono stati problemi riguardante gli estensimetri 2, 4 e 6. Nel grafico relativo all'estensimetro 2 si può osservare che manca tutta la parte riguardante il ciclo di carico della forza limite pari a 8kN, questo perché, dopo un certo livello di carico, l'estensimetro ha rilevato una deformazione nulla la quale è rimasta costante fino alla fine della sperimentazione. L'estensimetro 4, dopo una certa intensità di carico, ha misurato una deformazione negativa pari a -7923.6 la quale è rimasta costante fino alla fine della prova. Infine, nel grafico riguardante l'estensimetro 6, si può notare un comportamento atipico in quanto, verso il raggiungimento del carico limite superiore a 8kN, si osserva che al crescere dello stato tensionale si ha una riduzione dello stato deformativo.

Capitolo 4. Conclusioni

4.1. Confronto prove sperimentali

In questo specifico paragrafo si andranno ad analizzare e confrontare i diversi grafici con le due tabelle delle prove precedentemente eseguite nel capitolo 3. Per effettuare in maniera corretta i vari confronti, di seguito sono riportati i due diversi layout delle due prove sperimentali, precisamente il layout della prova del telaio in calcestruzzo armato non rinforzato (Fig. 4.1) e il layout della prova sperimentale del telaio in calcestruzzo armato rinforzato con materiale composito a base di fibre di basalto (Fig. 4.2).

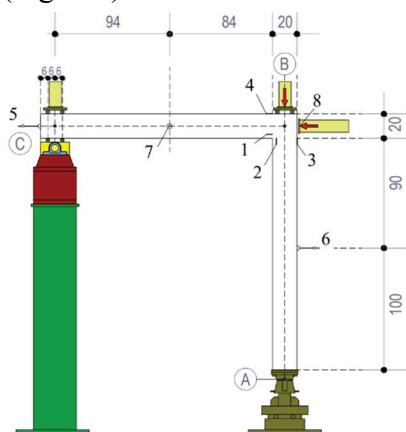


Figura 4.1 – Set-up del telaio in calcestruzzo armato non rinforzato

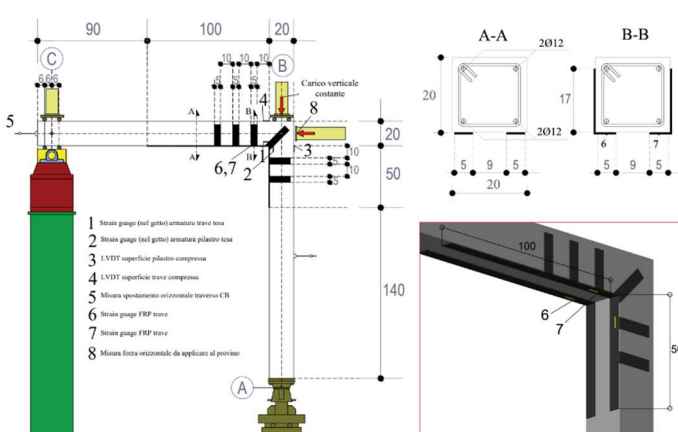


Figura 4.2 – Set-up del telaio in calcestruzzo armato rinforzato con BFRP

4.1.1 Confronto tabelle

Dopo aver richiamato i due diversi layout utilizzati per l'esecuzione delle prove, successivamente sono state riportate le due tabelle, precisamente la prima riferita al telaio in calcestruzzo armato non rinforzato (Tab. 4.1) e la seconda riferita alla struttura in calcestruzzo armato rinforzata (Tab. 4.2).

FORZA (kN)	Est1 [10 ⁻⁶]	Est2 [10 ⁻⁶]	Est3 [10 ⁻⁶]	Est4 [10 ⁻⁶]	Trasd5 [mm]	Trasd6 [mm]	Trasd7 [mm]
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,00	264,91	233,43	221,21	137,98	7,21	3,93	0,49
4,00	978,79	790,64	677,98	480,00	26,96	14,78	0,78
6,00	999,85	783,85	770,91	466,87	30,37	16,70	0,81
8,00	1064,15	827,09	881,01	462,63	33,24	18,38	0,78
9,75	1101,96	866,26	984,65	439,80	36,10	20,15	0,71

Tabella 4.1 – Tabella riassuntiva dei dati relativi alla prima prova sperimentale

FORZA (KN)	Est1 [10 ⁻⁶]	Est2 [10 ⁻⁶]	Est3 [10 ⁻⁶]	Est4 [10 ⁻⁶]	Trasd5 [mm]	Est6 [10 ⁻⁶]
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,00	590,4	451,01	590,5	939,36	21,66	605,51
6,00	783,12	643,03	872,92	1311,36	31,98	787,33
8,00	1209,69	-	1209,69	2177,52	89,49	1716,72

Tabella 4.2 – Tabella riassuntiva dei dati relativi alla seconda prova sperimentale

Come si osserva la sollecitazione massima [kN] delle due prove è differente, infatti, nella prima si è raggiunta una forza pari a 9.75kN e nella seconda una sollecitazione massima pari all'incirca a 8kN. Come anticipato precedentemente nel capitolo 3, le due sperimentazioni sono state eseguite con due modalità differenti, il telaio in calcestruzzo armato non rinforzato è stato sollecitato con una forza continuamente crescente, al contrario, il telaio in calcestruzzo armato rinforzato, è stato sollecitato con un carico ciclico. Dalle tabelle riassuntive si possono analizzare 3 carichi specifici: 2kN, 6kN e infine 8kN. Dalle due diverse tabelle si può osservare che gli estensimetri 1, 2, 3 e 4, i quali sono stati posizionati nello stesso medesimo punto sia nella prima prova che nella seconda, hanno rilevato dei dati estremamente differenti; per esempio, prendendo la forza pari a 2kN e l'estensimetro 4 le deformazioni sono molto maggiori nella seconda prova a differenza della prima, infatti la deformazione del calcestruzzo compresso nella trave del telaio in c.a. non rinforzato equivale a 137.98, mentre la deformazione del medesimo punto del telaio in calcestruzzo armato rinforzato equivale a 939.36. Questo è dovuto al fatto che nella prima sperimentazione la struttura in c.a. è stata portata a rottura, quindi i dati relativi alla seconda prova sono influenzati notevolmente dallo stato fessurativo del telaio. Un altro dato notevole che si può rilevare è quello relativo allo spostamento orizzontale misurato dal trasduttore 5 rimasto nello stesso punto sia durante la prima prova che durante la seconda; infatti, tenendo in considerazione la forza limite pari a 8kN, si nota in maniera evidente la traslazione orizzontale differente del telaio nelle due prove in quanto nella prima sperimentazione il trasduttore 5 ha rilevato uno spostamento pari a 33.24mm, mentre nella seconda, si ha uno spostamento pari a 89.49mm con una differenza complessiva pari a 56.24mm.

4.1.2 Confronto grafici forza-spostamento

Dopo aver confrontato le due tabelle riassuntive, si possono analizzare le differenze che intercorrono nei diversi grafici delle due prove, più precisamente i grafici relativi ai trasduttori.

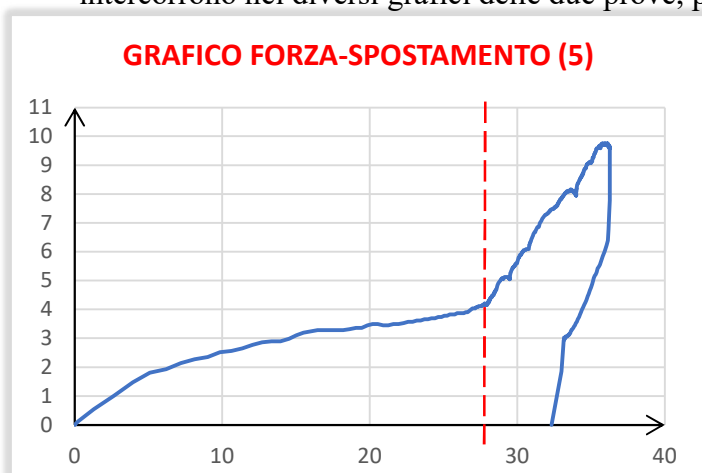


Figura 4.3 (a) – Grafico forza-spostamento relativo al trasduttore 5 della prima prova sperimentale

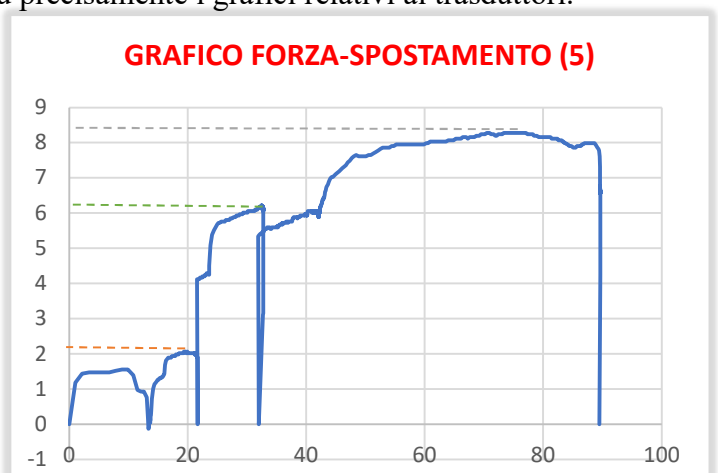


Figura 4.3 (b) – Grafico forza-spostamento relativo al trasduttore 5 della seconda prova sperimentale

L'unico grafico forza-spostamento presente nella seconda sperimentazione è quello relativo al trasduttore 5. L'andamento dei due grafici (Fig. 4.3) è inevitabilmente difforme in quanto il telaio è stato caricato in maniera differente, però si possono analizzare diversi fattori, ad esempio, generalmente, a parità di intensità della sollecitazione si hanno delle traslazioni molto maggiori nella seconda prova piuttosto che nella prima; un altro fattore che si può osservare è che nel primo grafico è presente una variazione di pendenza della curva in quanto, durante l'esecuzione della prova, si è variato il modulo della forza verticale nel nodo B, al contrario, nella seconda sperimentazione, non è stata apportata questa modifica, ma è stata applicata una forza costante per tutta l'esecuzione della prova, infatti, nel secondo grafico, non è presente una variazione di pendenza della curva.

4.1.3 Confronto grafici forza-deformazione

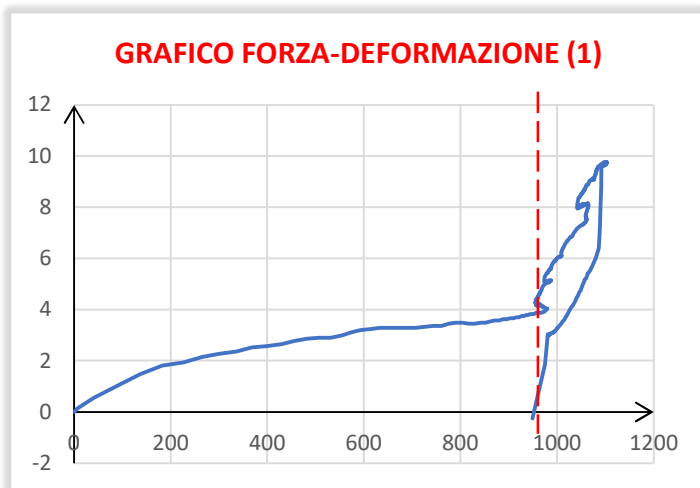


Figura 4.4 (a) – Grafico forza-deformazione relativo all'estensimetro 1 della prima prova sperimentale

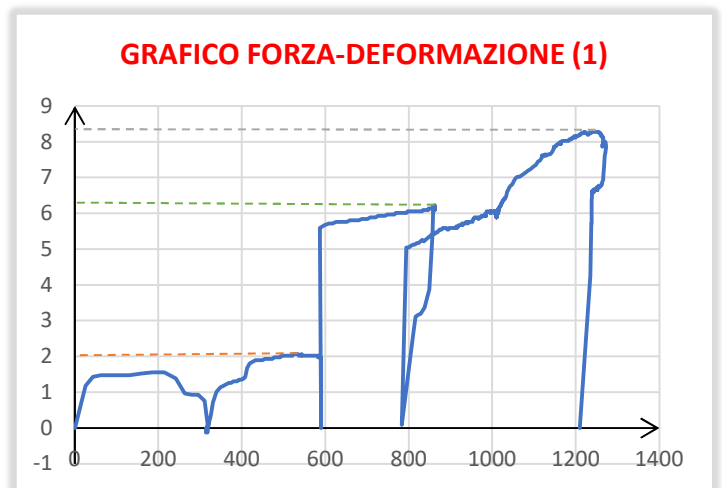


Figura 4.4 (b) – Grafico forza-deformazione relativo all'estensimetro 1 della seconda prova sperimentale

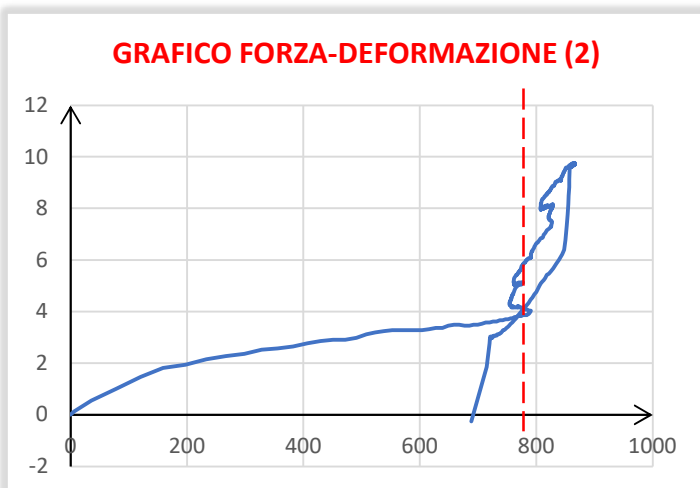


Figura 4.5 (a) – Grafico forza-deformazione relativo all'estensimetro 2 della prima prova sperimentale

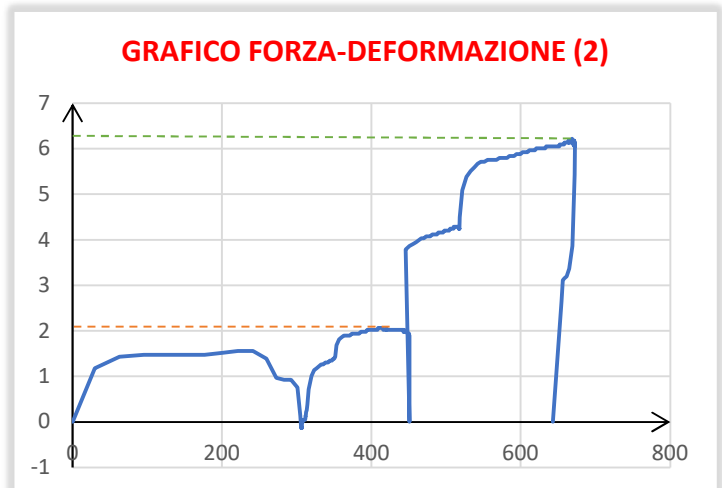


Figura 4.5 (b) – Grafico forza-deformazione relativo all'estensimetro 2 della seconda prova sperimentale

GRAFICO FORZA-DEFORMAZIONE (3)

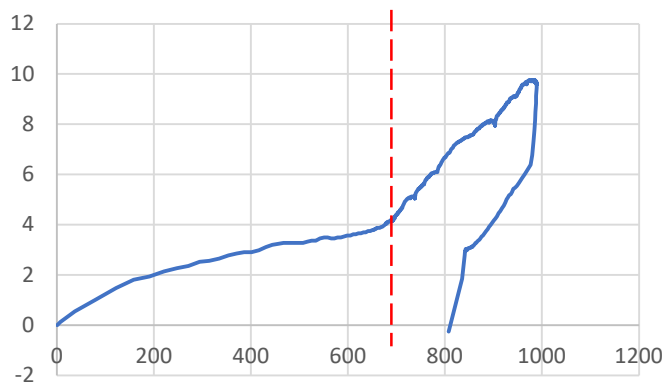


Figura 4.6 (a) – Grafico forza-deformazione relativo all'estensimetro 3 della prima prova sperimentale

GRAFICO FORZA-DEFORMAZIONE (3)

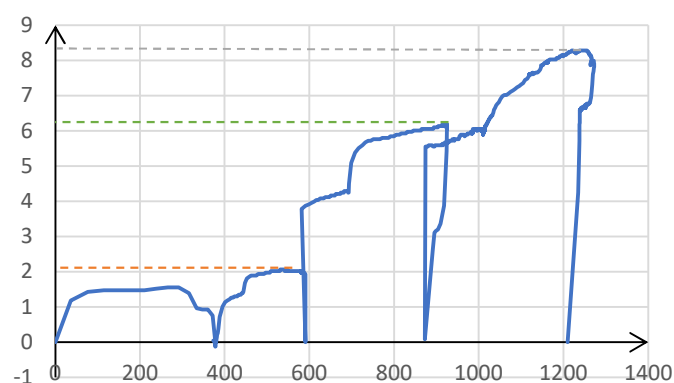


Figura 4.6 (b) – Grafico forza-deformazione relativo all'estensimetro 3 della seconda prova sperimentale

GRAFICO FORZA-DEFORMAZIONE (4)

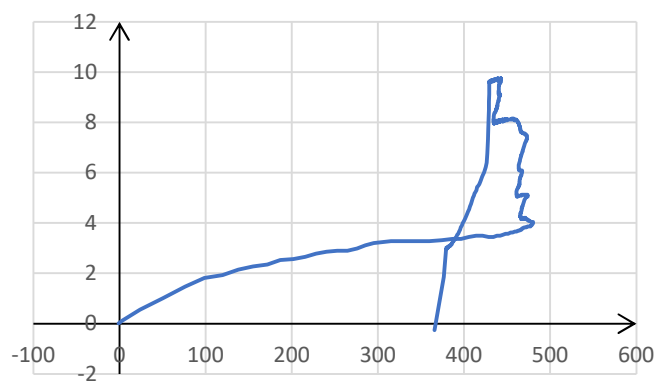


Figura 4.7 (a) – Grafico forza-deformazione relativo all'estensimetro 4 della prima prova sperimentale

GRAFICO FORZA-DEFORMAZIONE (4)

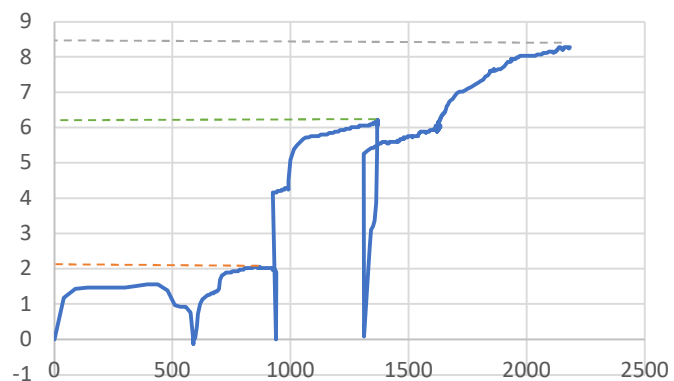


Figura 4.7 (b) – Grafico forza-deformazione relativo all'estensimetro 4 della seconda prova sperimentale

Come si può osservare dai grafici precedenti, le deformazioni delle due prove sono differenti, più precisamente si può dire che per quanto riguarda l'acciaio le deformazioni sono all'incirca simili, al contrario, per il calcestruzzo, le deformazioni si discostano notevolmente. Nello specifico, partendo dall'estensimetro 1 (Fig. 4.4), si può notare che confrontando la sollecitazione massima (sollecitazione presa pari a 8kN in quanto è la sollecitazione massima della seconda prova) si può vedere che la deformazione dell'acciaio teso della trave nella prima sperimentazione equivale all'incirca a 1100, invece nella seconda prova all'incirca a 1250. Per quanto riguarda l'estensimetro 2 (Fig. 4.5) la sollecitazione presa in analisi è pari a 6kN, si può osservare che nella prima prova la deformazione dell'acciaio teso del pilastro è all'incirca pari a 800, nella seconda prova all'incirca 650, quindi, nel complesso, si può osservare che le deformazioni dell'acciaio sono molto simili fra le due diverse sperimentazioni. Passando ora alle deformazioni del calcestruzzo, si può vedere che la deformazione del calcestruzzo compresso nel pilastro (Fig. 4.6) nella prima prova è all'incirca pari a 900, nella seconda pari a 1250, tenendo sempre come carico limite 8kN. La deformazione del calcestruzzo compresso nella trave (Fig. 4.7) del primo grafico è all'incirca 500 invece nel secondo grafico relativo alla seconda prova si aggira intorno ai 2200. Quindi si può affermare che per quanto riguarda le deformazioni del calcestruzzo, al contrario delle deformazioni dell'acciaio, sono ampiamente maggiori nella seconda sperimentazione rispetto alla prima.

4.2 Conclusioni finali

Nell'elaborato si è cercato di analizzare e studiare il comportamento dei materiali compositi a base di fibre di basalto mediante delle prove sperimentali eseguite presso il laboratorio Prove Materiali e Strutture del Dipartimento DICEA, Università Politecnica delle Marche. La prova ha riscontrato un comportamento discreto del materiale, un comportamento sicuramente duttile in quanto le deformazioni / spostamenti sono aumentati notevolmente confrontando le due prove differenti, però, d'altra parte, bisogna tenere in considerazione che la prima prova ha portato a rottura il telaio, questo significa che tutte le deformazioni della seconda sperimentazione sono influenzate ampiamente dallo stato fessurativo; in più, un altro fattore da tenere in considerazione, è che nella seconda prova il telaio è stato sollecitato da un carico ciclico a differenza della prima sperimentazione nella quale è stato applicato un carico costantemente crescente.

Sebbene gli studi dell'analisi delle proprietà strutturali del basalto siano numerosi, al giorno d'oggi alcuni aspetti rimangono ancora non molto noti, infatti esso, essendo un materiale naturale, varia le proprie caratteristiche meccaniche in funzione della composizione chimica, questo implica che in alcuni casi, in prove specifiche, si potrebbero avere dei risultati contraddittori. Per questo motivo sarà necessario eseguire degli studi e delle analisi più approfondite prima di utilizzare le fibre di basalto nell'ambito strutturale.

I materiali compositi realizzati in fibre di basalto è un argomento di ricerca molto interessante in quanto, nel futuro, può offrire importanti prospettive soprattutto nel settore edile. In Cina e Russia queste tipologie di materiali compositi vengono ampiamente utilizzati al contrario dell'Europa dato che, in questo continente, si è alle prime applicazioni per quanto riguarda le fibre in basalto. Se le ricerche future riguardo all'argomento dovessero riscontrare degli esiti positivi i vantaggi che deriverebbero dall'utilizzo del basalto sarebbero innumerevoli; sicuramente il più importante riguarda l'eventuale impatto ambientale in quanto il basalto, essendo un materiale naturale e sostenibile, è un materiale facilmente riciclabile e in più si ha che per la sua produzione l'eventuale emissione di CO₂ è inferiore rispetto, ad esempio, l'acciaio.

Bibliografia – Sitografia

- [1] - Edoardo Cosenza, Gaetano Manfredi, Marisa Pecce. **Strutture in cemento armato, basi della progettazione;**
- [2] - <https://www.geopop.it/perche-il-terremoto-e-stato-cosi-devastante-in-turchia-la-spiegazione-ingegneristica-dei-danni/>;
- [3] - https://www.researchgate.net/figure/Resistenza-meccanica-a-compressione-media-a-28-giorni-in-funzione-del-rapporto-a-c-di_fig6_311761792;
- [4] - <https://it.quora.com/Cos-%C3%A8-la-strizione-di-un-componente>;
- [5] - <https://www.zanichelli.it/fileadmin/catalogo/assets/a02.9788808064554.pdf>;
- [6] - <https://www.ingenio-web.it/articoli/il-progetto-dei-nodi-negli-edifici-nuovi-in-cemento-armato/>;
- [7] - <https://www.qualenergia.it/articoli/cemento-perche-fa-cosi-male-al-clima-e-come-ripulirlo/#:~:text=Con%20%2C8%20mld%20di,pi%C3%B9%20difficili%20da%20de%2Dcarbonizzare>;
- [8] - http://www.soc.chim.it/sites/default/files/chimind/pdf/2007_8_136_ca.pdf;
- [9] - <https://www.infobuildenergia.it/approfondimenti/linee-guida-per-la-progettazione-con-i-protocolli-di-sostenibilita-leed-e-itaca/>;
- [10] - https://amslaurea.unibo.it/3021/1/Pirri_Alessandra_Tesi.pdf;
- [11] - <https://www.marmomac.com/basalto/>;
- [12] - <https://www.infobuild.it/approfondimenti/materiali-compositi-grandi-alleati-in-edilizia-simona-pegorari/>;
- [13] - <https://italian.alibaba.com/p-detail/Basalt-60765771107.html?spm=a2700.7724857.0.0.60d97a37eVrluw>;
- [14] - <https://pdf.directindustry.it/pdf-en/cbg-composites-gmbh/basalt-roving/217363-969713.html#open2290896>;
- [15] - <https://italian.alibaba.com/product-detail/Concrete-Basalt-Fiber-Concrete-Reinforcement-Basalt-306077999.html>;

- [16] - <https://italian.alibaba.com/product-detail/basalt-fiber-non-woven-fabric-basalt-60657185198.html>;
- [17] - Capozucca R., Magagnini E. Experimental vibration response of homogeneous beam models damaged by notches and strengthened by CFRP lamina. *Composite Structures*, 2018, 206: 563-577. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2018.08.082>;
- [18] - Bendada A., Boutchicha D., Khatir S., Magagnini E., Capozucca R., Wahab M.A. Mechanical characterization of an epoxy panel reinforced by date palm petiole particle. *Steel and Composite Structures*, 2020, 35(5): 627–634. <http://dx.doi.org/10.12989/scs.2020.35.5.627>;
- [19] - Capozucca R., Magagnini E. RC beam models damaged and strengthened with GFRP strips under bending loading and free vibration. *Composite Structures*, 2020, 253, 112730. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2020.112730>;
- [20] - Magagnini E., Capozucca R., Khatir S. Delamination Buckling of FRP Strips in Strengthened Structural RC Beams and Masonry Walls. *TEM Journal*, 2020, 9(4): 1401-1412. <https://doi.org/10.18421/TEM94-11>;
- [21] - Capozucca R., Magagnini E., Bettucci E. Delamination buckling of GFRP-strips in strengthened RC beams. *Composite Structures*, 2022, 300, 116183. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2022.116183>.