



Studio della resistenza a taglio di travi da ponte esistenti in calcestruzzo armato precompresso: prove in vera grandezza e simulazioni numeriche

Prof. Ing. A. Lupoi^a, Ing. A. Ficociello^b, Ing. M. Malavisi^c

^a Università degli Studi di Roma "La Sapienza"

^b Studio Speri Società di Ingegneria S.r.l.

^c Movyon

Parole chiave: resistenza a taglio, ponti esistenti, prove in vera grandezza, simulazioni numeriche

SOMMARIO

La vetustà del sistema infrastrutturale e i collassi di opere verificatisi negli ultimi anni, determinano una crescente necessità di messa in atto di attività di monitoraggio e di valutazione della sicurezza di ponti e viadotti esistenti. La resistenza a taglio delle travi è una delle criticità riguardante i ponti esistenti, come confermato da numerosi studi ed evidenze sperimentali. Con lo scopo di approfondire la conoscenza sul comportamento resistente a taglio, sono state eseguite, nel laboratorio strutture dell'Università degli Studi di Pavia (Italia), delle prove di carico in vera grandezza su travi prefabbricate da ponte rimosse da un impalcato esistente. Nel presente studio vengono illustrati i risultati delle prove sperimentali e i risultati di una simulazione numerica agli elementi finiti, eseguita al fine di ottenere sia un riscontro con il dato sperimentale e sia per lo studio dei fattori che determinano il comportamento della trave fino al collasso. Il valore della resistenza a rottura è stato confrontato con la resistenza a taglio calcolata secondo modelli di resistenza presenti sia nel quadro normativo che in letteratura; in questo modo viene espresso un giudizio sulla capacità previsionale di tale modelli al fine di definire quello più idoneo per la valutazione della resistenza a taglio di travi appartenenti a ponti esistenti.

1 INTRODUZIONE

A partire dal secondo dopoguerra, furono costruiti numerosi ponti e viadotti la maggior parte dei quali, ancora in uso, stanno raggiungendo gradualmente il termine della loro vita utile; per questi motivi la valutazione della sicurezza dei ponti esistenti, sta diventando sempre più rilevante nella pianificazione di eventuali interventi di miglioramento o adeguamento.

Volendo eseguire delle verifiche, le travi di ponti e viadotti possono presentare deficit riguardo la loro capacità portante. Numerosi studi e prove sperimentali hanno dimostrato che la capacità portante a taglio è una delle principali problematiche riscontrabili su queste opere.

Come evidenziato già da diversi autori [6], ci sono diversi motivi che portano oggi a bassi livelli di sicurezza nei confronti della sollecitazione tagliante; dagli anni 50 ad oggi, è stato registrato un significativo incremento del numero di veicoli commerciali, nonché il carico portato dai mezzi pesanti stessi. Questa tendenza si riflette nei modelli di carico del traffico delle attuali normative, per questo motivo l'attuale modello di carico proposto dalle NTC (e Eurocodice) porta ad azioni taglianti più elevate rispetto ai primi modelli di carico utilizzati.

Le disposizioni fornite dalle normative sulla progettazione e verifica nei confronti delle azioni taglianti, sono state riviste diverse volte dalla costruzione dei primi ponti e viadotti. Mentre in passato la verifica a taglio si basava sul controllo delle tensioni principali di trazione allo stato non fessurato, al giorno d'oggi viene eseguita secondo metodi che si basano sulla teoria dei campi di tensione e approcci con modello di travatura reticolare (traliccio a inclinazione variabile) che fanno riferimento ad uno scenario di collasso allo stato limite ultimo. Travi da ponte progettate con un metodo che si basa esclusivamente sul controllo della tensione principale di trazione, contengono, salvo eccezioni, una bassa quantità di armatura trasversale, anche perché alcuna quantità minima di rinforzo a taglio è stata specificata nei codici di progettazione dell'epoca.

Al fine di studiare il comportamento di travi da ponte esistenti, sono state eseguite delle prove di carico su tre travi rimosse dall'impalcato di un sottovia autostradale; oltre alla valutazione del comportamento a rottura delle travi sono state eseguite, durante la storia di carico, delle prove di identificazione dinamica. I risultati di simulazioni numeriche e i modelli di resistenza presenti in letteratura, hanno permesso infine di validare i risultati sperimentali.

2 SPERIMENTAZIONE

2.1 Caratteristiche delle travi

I campioni, identificati con i codici Aut-1, Aut-2 e Aut-3, consistono in travi a doppio "T" prefabbricate SCAC del tipo TAS 120/46, altezza 1.20 m e base 0.46 m. Le travi, aventi lunghezza $L=24.30$ m, sono precomprese mediante 34 trefoli pre-tesi da 3/8" (sezione 52mm^2) e da un cavo post-teso da $12\varnothing 7$ mm (sezione 462mm^2). L'armatura lenta longitudinale è costituita da $6\varnothing 8$ sia all'intradosso che all'estradosso; in Tabella 1 si riporta invece il quantitativo di armatura trasversale presente nella trave, assumendo come ascissa $x=0\text{mm}$ la sezione coincidente con la testata della trave.

Tabella 1. Armatura trasversale.

Posizione	Passo	Diametro	Bracci
	mm	mm	-
$0\text{mm} \leq x < 180\text{mm}$	50	10	2
$180\text{mm} \leq x < 580\text{mm}$	100	10	2
$580\text{mm} \leq x < 6520\text{mm}$	180	10	2
$6520\text{mm} \leq x < L/2$	270	10	2

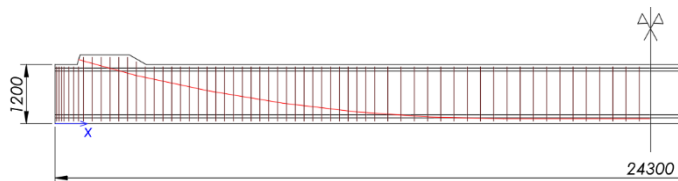


Figura 1. Sezione longitudinale della trave.

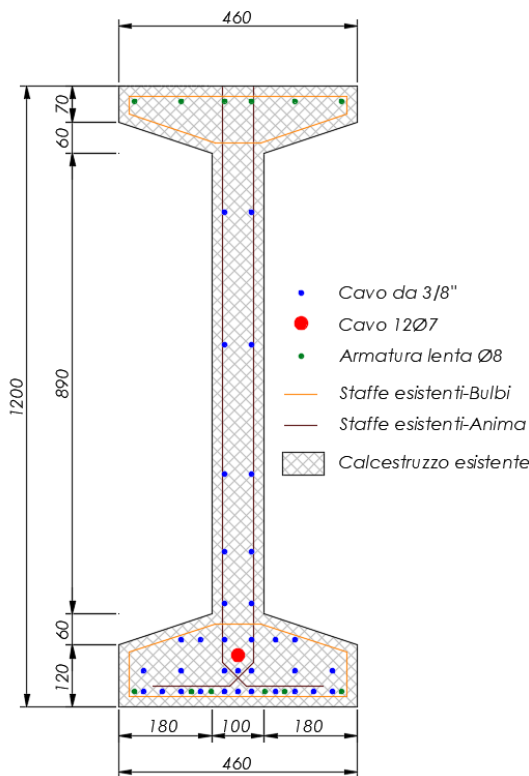


Figura 2. Geometria e armature della trave (sezione di mezzera).

Per la messa in opera delle travi è possibile individuare le seguenti fasi costruttive:

1. le travi sono armate con i trefoli aderenti e sono soggette al peso proprio e a quello della soletta gettata in opera;
2. a maturazione della soletta avvenuta, si provvede alla tesatura del cavo post-teso. La sezione mista costituita da travi precomprese e dalla soletta collaborante è soggetta al peso proprio e a quello della soletta;
3. la sezione resistente composta da travi e soletta, oltre ai carichi permanenti strutturali e non strutturali è in grado di sopportare anche i sovraccarichi accidentali.

Le travi, una volta isolate e rimosse dal sottovia, sono state ripulite mediante demolizione della soletta ed elementi trasversali, e trasportate presso l'area esterna di cantiere del laboratorio strutture dell'Università degli Studi di Pavia.

Per la caratterizzazione dei materiali sono state eseguite indagini e prove in sito; per la realizzazione delle travi, come indicato negli elaborati di progetto, è stato utilizzato un calcestruzzo ad alta resistenza tipo "730" dosato a 350kg/m^3 ; la resistenza allo schiacciamento risultante dalle prove distruttive, è stata corretta tenendo conto della geometria del provino e del disturbo arrecato allo stesso, ottenendo una resistenza media allo schiacciamento del calcestruzzo $f_{cm}=46,3\text{MPa}$ e modulo elastico $E_c=34'841\text{MPa}$.

L'acciaio utilizzato per l'armatura lenta, sia longitudinale che trasversale, è del tipo AQ50; le prove a trazione diretta delle barre hanno fornito una resistenza media allo snervamento $f_{ym}=347\text{MPa}$ e resistenza a rottura $f_{tm}=539\text{MPa}$, con modulo elastico $E_s=210'000\text{MPa}$.

L'armatura da precompressione è costituita da cavi pre-tesi con $f_{pt} \geq 1800\text{MPa}$ e un cavo post-teso con resistenza $f_{pt} \geq 1650\text{MPa}$ con; le prove di trazione diretta eseguite sui cavi pre-tesi hanno tuttavia fornito una resistenza media a rottura $f_{ptm}=1490\text{MPa}$, valore non in accordo con quello dichiarato in progetto e presumibilmente imputabile al degrado del provino sottoposto a prova. Il modulo elastico è $E_p=200'000\text{MPa}$.

Lo sforzo di precompressione è stato valutato tramite l'esecuzione di prove di rilascio tensionale sul calcestruzzo, in corrispondenza del bulbo inferiore della trave; l'utilizzo di due estensimetri paralleli posti nello stesso punto consentono la misura delle deformazioni durante la prova. La fase successiva consiste nell'isolare una porzione dell'elemento strutturale mediante quattro tagli prodotti sui lati di un quadrato 60×60 mm; i tagli sono eseguiti con una direzione di 45° verso l'interno in modo da realizzare un elemento troncopiramidale con una sezione di testa estremamente ridotta, tale da garantire il completo rilascio delle deformazioni. A perdite di tiro avvenute, lo sforzo da precompressione derivante dall'interpretazione delle prove di rilascio tensionale è pari

a 1055MPa; il valore ottenuto è coerente con il tiro previsto in fase di progetto per i cavi pre-tesi (1000MPa) mentre per il cavo-post teso è previsto un tiro inferiore (900MPa).

Oltre allo stato di degrado preesistente sulle travi (motivo della rimozione delle stesse dall'impalcato del sottovia), durante le operazioni di svaro sono stati arrecati ulteriori danni ai campioni; in particolare, con la rimozione della soletta, sono stati danneggiati i blocchi di ancoraggio del cavo post-teso e alcune porzioni del bulbo superiore della trave. La sezione resistente è stata ulteriormente indebolita in corrispondenza dell'intersezione trave-trasverso, sia per via dei fori creati al momento della costruzione per rendere l'armatura del trasverso passante e sia per la rottura del bulbo superiore della trave. Per il rinforzo del bulbo superiore al fine di evitare modalità di collasso indesiderate nelle travi della seconda e terza prova, sono stati realizzati interventi di ripristino come illustrato in Figura 3. Il rinforzo interessa principalmente la porzione centrale della trave compresa tra i due attuatori, mentre tra l'appoggio e il punto di applicazione del carico sono comunque presenti sezioni non rinforzate.



Figura 3. Rinforzo del bulbo superiore delle travi.

2.2 Setup di prova

Per lo studio del comportamento delle travi, sono state eseguite delle prove di carico su quattro punti e delle prove di caratterizzazione dinamica. Per poter garantire una condizione di semplice appoggio, la trave è stata posizionata su snodi cilindrici posizionati a circa 0.54 m dall'estremità della trave, con un interasse di 23.22 m. Sono stati realizzati due cavalletti identici in carpenteria metallica; il singolo cavalletto, composto da due telai ad "A" alti 4.5 m, oltre a garantire un contrasto in caso di sbandamento fuori piano del provino, ha la funzione di sostenere la trave di ripartizione del carico; quest'ultima, in appoggio sui due lati del cavalletto e collegata alla piastra di base

del laboratorio mediante barre Dywidag post-tese, è stata utilizzata come contrasto per la forza applicata dal singolo attuatore. L'attuatore, installato in corrispondenza della mezzzeria della trave mediante due barre filettate, è in grado di applicare un carico massimo di 1000 kN. I cavalletti sono stati posizionati al fine di applicare il carico a circa 3.15 m dall'estremità della trave e sono stati fissati alla piastra di base del laboratorio mediante altre quattro barre Dywidag post-tese al piano di riscontro. Gli attuatori sono di tipo idraulico servo-controllati, alimentati da un impianto di potenza idraulica ad essi collegato mediante tubazioni rigide e flessibili adeguatamente dimensionati (Figura 4).



Figura 4. Setup di prova.

Sulla trave sono stati posizionati 32 trasduttori lineari di spostamento, di cui 8 installati all'intradosso per poter ricostruirne la deformata e 24 montati sull'anima per ricavare le deformazioni locali nelle sezioni comprese tra l'appoggio e il punto di applicazione del carico.

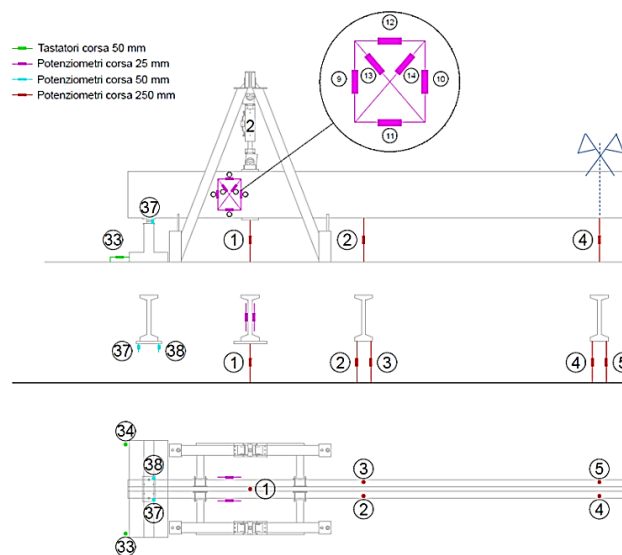


Figura 5. Trasduttori lineari di spostamento.

Gli 8 strumenti all'intradosso della trave sono stati installati in corrispondenza dei punti di applicazione del carico, disponendo lo strumento al centro della sezione della trave, e a coppie ad $\frac{1}{4}$, $\frac{1}{2}$ e $\frac{3}{4}$ della lunghezza totale della trave, disponendo uno strumento sull'ala Est e l'altro sull'ala Ovest della sezione, in modo da monitorare eventuali spostamenti differenziali tra i due lati causati da un possibile sbandamento della porzione libera di trave. I 24 strumenti installati

sull'anima sono stati suddivisi in 4 reticoli formati da 6 strumenti ciascuno, posizionati in adiacenza al punto di applicazione del carico ai due estremi Sud e Nord del prospetto Est e in modo analogo sul prospetto Ovest. Altri 4 trasduttori di spostamento, due per ogni appoggio, sono stati installati in corrispondenza degli appoggi per monitorarne la rotazione. Infine 4 trasduttori, due per ogni appoggio, sono stati disposti in prossimità dei vincoli al fine di evidenziare eventuali scorrimenti rispetto alla piano di riscontro del laboratorio.

Prima di ogni test (inizio prova e a valle di ogni ciclo carico-scarico), su ciascun provino è stata effettuata una sequenza di sollecitazioni meccaniche al fine di identificare la risposta dinamica dello stesso nelle direzioni Y e Z. Sul campione sono stati installati tre accelerometri e tre geofoni, accoppiati e disposti rispettivamente a $\frac{1}{4}$, $\frac{1}{2}$ e $\frac{3}{4}$. Ciascun campione è stato sottoposto a spinte fuori dal piano, applicate sull'anima della trave sia in mezzera che a $\frac{1}{4}$ della lunghezza, e impatti in direzione verticale.

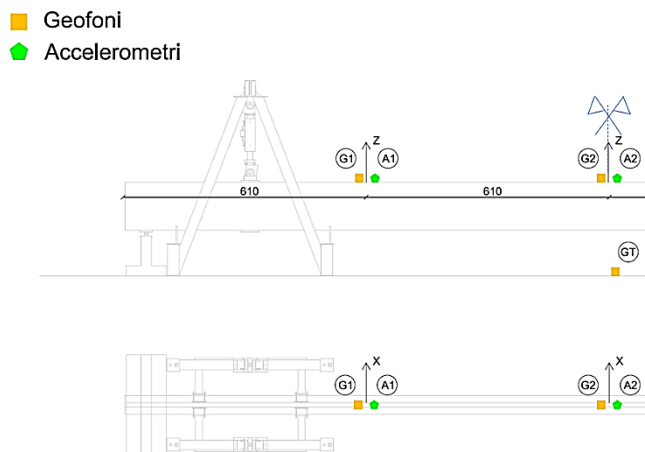


Figura 6. Geofoni e accelerometri.

Per l'esecuzione delle prove sono stati eseguiti dei cicli di carico scarico, con aumento progressivo del carico dopo ogni ciclo fino ad arrivare al collasso della trave. Tutte le prove sono state effettuate in controllo di forza, imponendo ai due attuatori il raggiungimento del valore target di forza in un determinato tempo, a seconda della velocità adottata, 1 o 2 kN/s. In Figura 7-8-9 si riportano i processi di carico relativi alle tre prove effettuate.

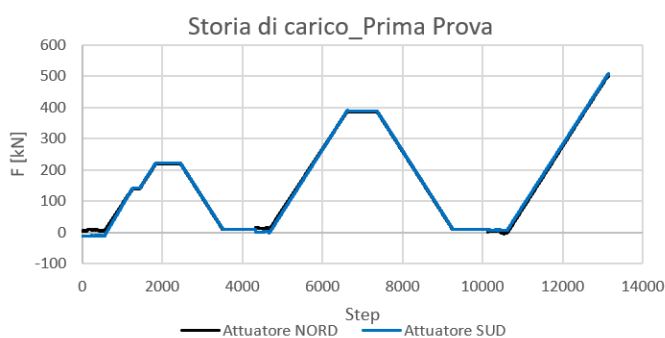


Figura 7. Storia di carico-Prima Prova

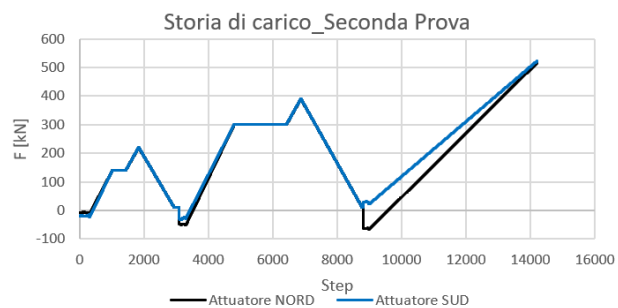


Figura 8. Storia di carico-Seconda Prova.

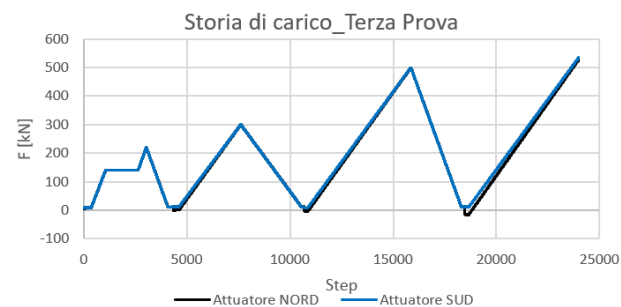


Figura 9. Storia di carico-Terza Prova.

2.3 Risultati delle prove

I risultati delle prove di carico sono stati espressi in modo da associare alla grandezza misurata (spostamenti verticali, spostamenti degli appoggi, deformazioni anima trave) il corrispondente valore della forza applicata agli attuatori. In Figura 10-11-12 si riportano i diagrammi forza-spostamento in corrispondenza degli attuatori.

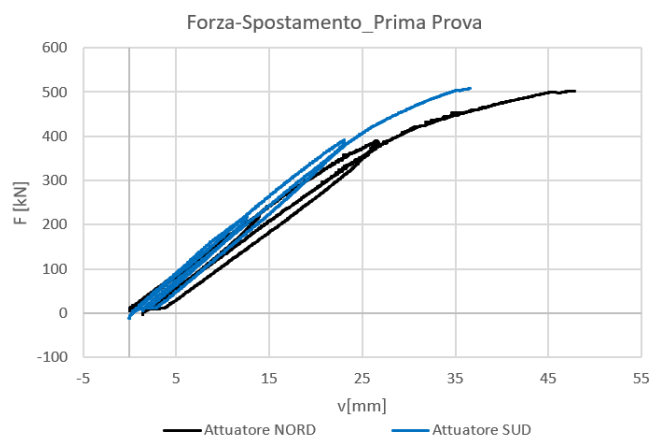


Figura 10. Forza-spostamento-Prima Prova.

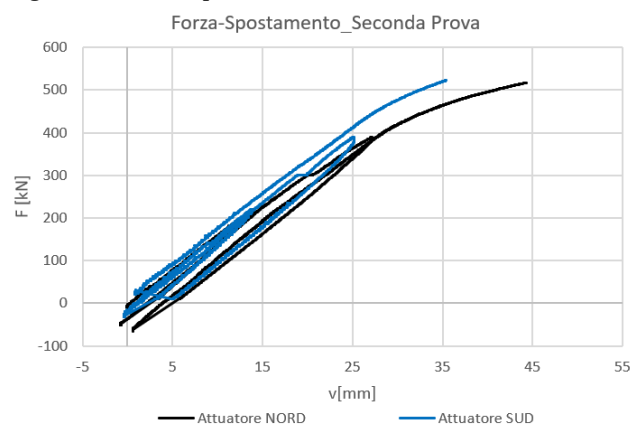


Figura 11. Forza-spostamento-Seconda Prova

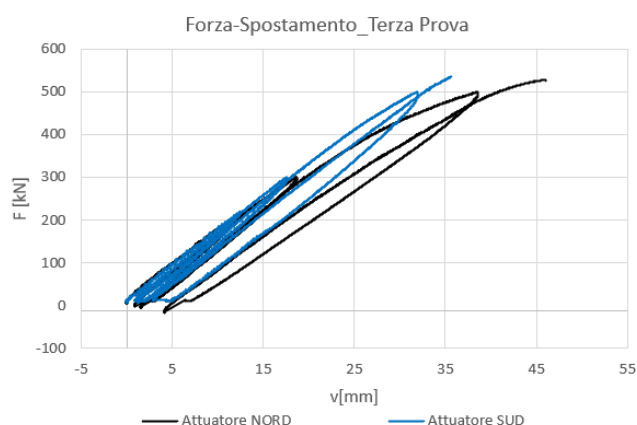


Figura 12. Forza-spostamento-Terza Prova

Nella Tabella 2 si riporta il carico medio F applicato e le sollecitazioni a rottura; come si può osservare il controtaglio tende quasi a compensare il peso della trave in assenza del peso della soletta.

Tabella 2. Carico e sollecitazioni a rottura

Prova	F	V	M
	kN	kN	kNm
Prima Prova	505	503	1008
Seconda Prova	516	514	1037
Terza Prova	531	529	1076

Durante la prima prova di carico, la trave ha subito una rottura in corrispondenza dell'intersezione trave-trasverso, zona vulnerabile per via dell'assenza di una porzione del bulbo superiore e dai fori passanti nell'anima. La rottura è presumibilmente imputabile agli ammaloramenti presenti: oltre tre fori presenti sull'anima realizzati per l'ancoraggio dell'armatura del trasverso e della rimozione del copriferro, il danneggiamento di un'ala del bulbo superiore della sezione ha ulteriormente indebolito la trave; oltre a questi ammaloramenti, in fase di svaro la trave potrebbe aver subito altri danneggiamenti non direttamente osservabili. Per tali motivi, per le prove di carico successive, è stato eseguito il rinforzo del bulbo superiore.

Durante la seconda e terza prova di carico, la rottura della trave si è verificata, come prevedibile, nella zona tra l'appoggio e il punto di applicazione della forza; al superamento della tensione principale di trazione nell'anima, subito dopo l'innescio e propagazione delle prime fessure a taglio, si è verificata la rottura del corrente superiore compresso: questo tipo di rottura è identificabile come rottura per taglio-compressione (*shear-compression failure*).

Il collasso della trave potrebbe anche essere attribuito al cedimento della sezione per flessione con schiacciamento della zona compressa; infatti, in assenza della soletta collaborante, si generano elevate tensioni di compressione sul bulbo superiore della trave (*flexural-compression failure*).

La rottura per taglio-compressione inizia con l'innescio e lo sviluppo delle fessure nella sezione

trasversale della trave; le fessure si propagano e penetrano nella zona di compressione della trave, con la fase finale della rottura (di tipo fragile) che si verifica quando viene superata la resistenza a compressione del calcestruzzo. La frantumazione del calcestruzzo avviene in corrispondenza dell'apice della fessura nella zona in prossimità del punto di applicazione del carico. Questo tipo di rottura è imputabile alla presenza di elevata percentuale di armatura trasversale (lo spessore dell'anima delle travi di soli 100mm contribuisce a rendere alto questo valore rispetto alle altre tipologie di travi, la maggior parte delle quali presentano uno spessore dell'anima di 200mm) in concomitanza di uno sforzo di precompressione anomalo; infatti l'azione del cavo post-teso, in assenza del peso della soletta, incrementa ulteriormente la tensione media di precompressione della trave che, sommata allo sforzo di compressione del corrente superiore dovuto alla flessione, porta ad elevate tensioni di compressione sulla sommità della trave.



Figura 13. Rottura della trave-Prima Prova



Figura 14. Rottura della trave-Seconda Prova



Figura 15. Rottura della trave-Terza Prova.



Figura 16. Sezioni di rottura

I segnali registrati da geofoni e accelerometri durante l'applicazione degli impulsi meccanici, uno in direzione Y e l'altro in direzione Z, hanno permesso di identificare la frequenza propria di vibrazione del campione. Dopo aver filtrato il segnale con un filtro passabanda in un range di frequenze 1-50 Hz, tale da rimuovere eventuale rumore elettrico ed il bias, è stata effettuata una analisi spettrale mediante *Fast Fourier Transform (FFT)*. Ricavando quindi gli spettri in frequenza è stato possibile identificare i punti ad ampiezza massima, coincidenti con la frequenza propria del campione. A titolo di esempio, si riporta in Figura 17-18-19 l'elaborazione del segnale registrato dal geofono di mezzeria nella direzione trasversale della trave dopo il primo step di carico della Terza Prova.

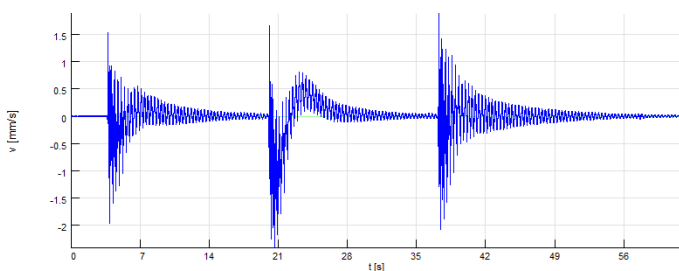


Figura 17. Segnale registrato.

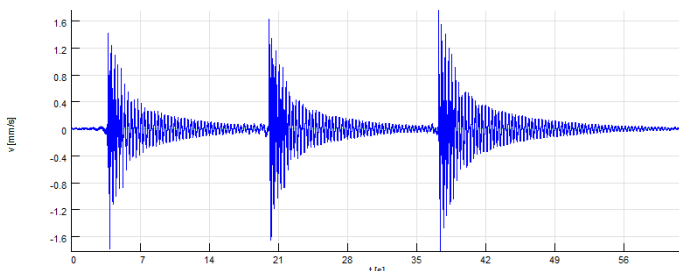


Figura 18. Segnale filtrato.

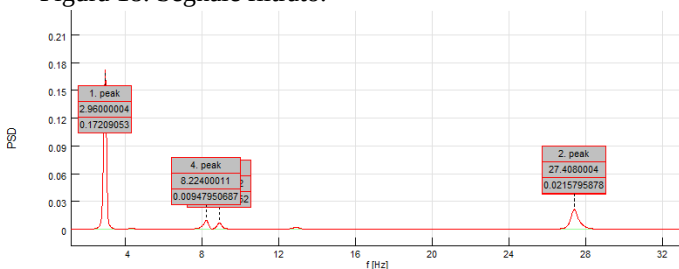


Figura 19. Spettro delle frequenze.

Nelle tabelle seguenti si riportano le frequenze fondamentali di vibrazione in direzione trasversale (Direzione Y) nelle sezioni $x=L/4$ e $x=L/2$ e in direzione verticale (Direzione Z) nella sezione $x=L/2$

Tabella 3. Frequenza di vibrazione del primo modo di vibrare in direzione trasversale ($x=L/4$).

Direzione Y	Prima Prova	Seconda Prova	Terza Prova
$x=L/4$	f [Hz]	f [Hz]	f [Hz]
Pre-test	2.18	2.87	3.02
Post-test 1	2.13	3.03	2.96
Post-test 2	2.04	2.96	2.75
Post-test 3	-	-	2.48

Tabella 4. Frequenze di vibrazione del primo modo di vibrare in direzione trasversale ($x=L/2$)

Direzione Y	Prima Prova	Seconda Prova	Terza Prova
$x=L/2$	f [Hz]	f [Hz]	f [Hz]
Pre-test	2.13	2.87	3.01
Post-test 1	2.17	3.02	2.96
Post-test 2	2.04	2.96	2.75
Post-test 3	-	-	2.48

Tabella 5. Frequenze di vibrazione del primo modo di vibrare in direzione verticale ($x=L/2$)

Direzione Z	Prima Prova	Seconda Prova	Terza Prova
$x=L/2$	f [Hz]	f [Hz]	f [Hz]
Pre-test	5.82	5.92	5.96
Post-test 1	9.63	6.69	5.82
Post-test 2	7.04	7.63	6.63
Post-test 3	-	-	6.40

Come si può osservare, soltanto le frequenze della Prima Prova in direzione trasversale in $x=L/4$ e Terza Prova in direzione trasversale $x=L/4$ e $x=L/2$, presentano un andamento decrescente coerente con un progressivo danneggiamento della trave. L'aumento di frequenza registrato durante gli altri step di carico, può presumibilmente essere imputabile a una messa in tensione del cavo post-teso durante la prova, con conseguente incremento della rigidità della trave. In definitiva, in direzione trasversale le frequenze fondamentali di vibrazione della trave possono essere ragionevolmente assunte nell'intervallo 2-3Hz mentre in direzione verticale 5.5-7.5Hz.

3 SIMULAZIONI NUMERICHE

3.1 Modello agli elementi finiti

Al fine di ottenere sia un riscontro con il dato sperimentale e sia per lo studio dei fattori che determinano il comportamento della trave fino al collasso, sono state eseguite delle simulazioni numeriche, con analisi lineari e non lineari, tramite modellazione agli elementi finiti.

L'analisi lineare (tramite software di calcolo agli elementi finiti *SAP2000* [12]) è stata eseguita con l'obiettivo di valutare i modi propri di vibrare tramite analisi modale e per studiare, nel dettaglio, lo stato tensionale e di deformazione della trave a riposo, dati utili per la validazione dei risultati delle prove di rilascio tensionale.

L'analisi non lineare è stata invece eseguita con la versione di base del codice di calcolo *VecTor2* [11], con pre-processore *FormWorks* e post-processore *Augustus*. Il codice di calcolo, sviluppato presso l'Università di Toronto dal 1990, si presta bene per l'analisi di strutture bidimensionali in calcestruzzo armato. Lo sviluppo è stato eseguito parallelamente ai test sperimentali per validare la capacità di *VecTor2* di prevedere la risposta carico-deformazione di una varietà di strutture in calcestruzzo armato sotto carichi monotoni e carichi ciclici. *VecTor2* si basa sulle seguenti teorie:

1. *Modified Compression Field Theory* (Vecchio e Collins, 1986) [8];
2. *Disturbed Stress Field Model* (Vecchio, 2000) [9].

I modelli utilizzati per l'analisi lineare, prevedono uno schema di trave in semplice appoggio, coerente con il setup di prova illustrato in Figura 4. Il sistema di precompressione costituito da cavi pre-tesi e dal cavo post teso, è stato considerato tramite elementi *tendon* a cui è stato assegnato il tiro derivante dalle prove di rilascio tensionale. Le caratteristiche meccaniche dei materiali sono le stesse illustrate al §2.1. In Figura 20 e Figura 21, si riportano le viste tridimensionali dei modelli FEM utilizzati per le analisi lineari.

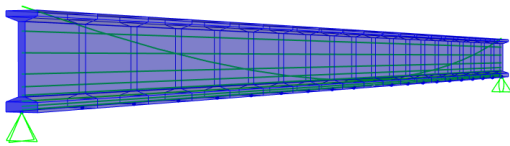


Figura 20. Modello FEM per analisi lineare-Elementi *beam*.

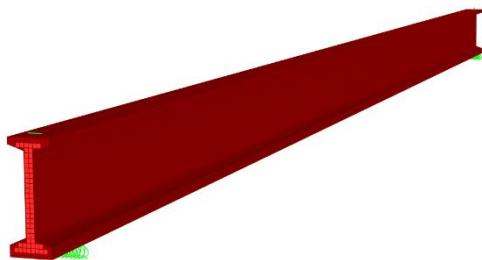


Figura 21. Modello FEM per analisi lineare-Elementi *brick*.

Per la realizzazione del modello piano utilizzato per l'analisi non lineare, la simmetria di vincolo e di carico ha permesso la modellazione di metà trave, consentendo nella sezione di mezzeria (sezione di simmetria) la sola componente verticale dello spostamento. Ogni porzione della trave è stata modellata, al netto dei difetti, attribuendo alle varie parti dell'elemento gli spessori effettivi illustrati in Figura 2. Le staffe e l'armatura longitudinale, costituita da cavi pre-tesi e armatura lenta, sono state considerate come armatura distribuita all'interno nelle varie parti dell'elemento strutturale; il cavo post-teso è stato invece considerato come elemento *truss*. Al fine di ottenere risultati aderenti con quelli sperimentali, nel

modello numerico sono stati inclusi i difetti osservati sulle travi testate; in particolare è stato considerato quanto segue:

1. nelle sezioni comprese tra l'appoggio e il punto di applicazione del carico, per via della presenza di alcune porzioni del bulbo superiore non ripristinate (come fatto per la zona centrale della trave), non sono state considerate collaboranti le ali del bulbo superiore assumendo lo spessore di questa porzione della trave pari a quella dell'anima (100mm).
2. è stata considerata la non completa efficacia del rinforzo del bulbo superiore nella zona centrale della trave, riducendo la larghezza del bulbo del 15% (da 460mm a 400mm); tale assunzione è giustificata anche dal fatto che l'azione del peso proprio e quella di precompressione, genera effetti solo nella parte non rinforzata continuando ad aggravare in essa lo stato tensionale, mentre il rinforzo diventa collaborante soltanto in risposta alle azioni esterne applicate.
3. la sezione dell'armatura trasversale costituita da staffe è stata ridotta del 15% (da $\varnothing 10$ a $\varnothing 9,22$) per via della presenza di ossidazione/corrosione rinvenuta su tali elementi.
4. sul cavo post-teso, dopo la rottura della trave, è stato possibile osservare lo stato di degrado con corrosione del cavo e assenza di malta di iniezione all'interno della guaina; è stata quindi considerata una riduzione di sezione del cavo del 15% (da $12\varnothing 7$ a $12\varnothing 6,45$) e un'ulteriore riduzione dell'azione di precompressione portando le perdite di tiro dal 22% (come da progetto) al 30% (da 900MPa a 800MPa).
5. in alcune sezioni della trave è stata osservata la rottura e/o la corrosione della maggior parte dei cavi pre-tesi presenti nel primo livello di armatura del bulbo inferiore; tuttavia, data la loro natura, i cavi pre-tesi rimangono collaboranti con la sezione nelle zone non ammalorate e pertanto è stato considerato un ammaloramento equivalente nel primo livello di armatura in ragione di 4 cavi rotti.

La storia di carico è di tipo ciclico, passando per due step di carico intermedi prima di arrivare a rottura. In Figura 22 si riporta la vista del modello FEM.

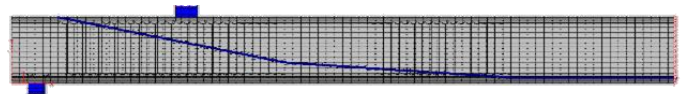


Figura 22. Modello FEM per analisi non lineare.

3.2 Risultati dell'analisi lineare

Con l'analisi lineare sono state determinate le frequenze di vibrazione della trave e lo stato di deformazione; i risultati sono di seguito illustrati.

Tabella 6. Frequenza e periodo di vibrazione in direzione trasversale Y e verticale Z.

Modo di vibrare	Frequenza Y f [Hz]	Periodo Y T [s]	Frequenza Z f [Hz]	Periodo Z T [s]
Primo	4.413	0.227	4.688	0.213
Secondo	12.356	0.081	17.820	0.056
Terzo	24.399	0.041	33.777	0.030

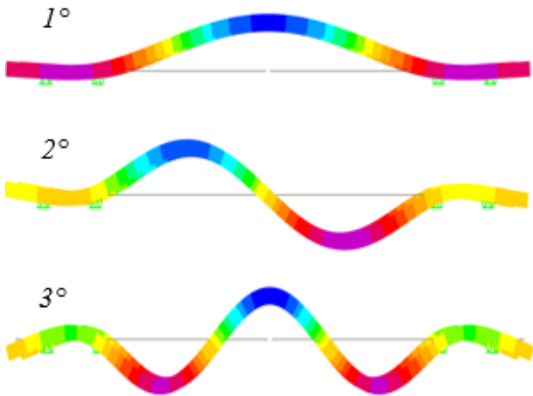


Figura 23. Primi tre modi di vibrare in direzione Y-Modello con elementi beam.

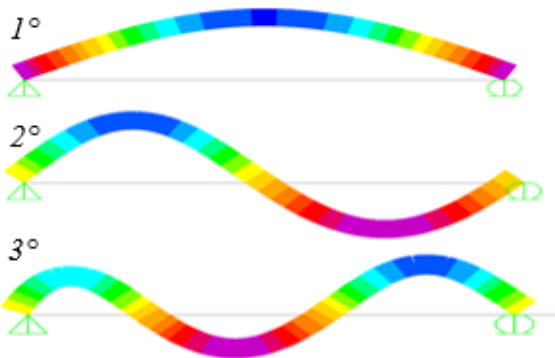


Figura 24. Primi tre modi di vibrare in direzione Z-Modello con elementi beam.

Come si può osservare, la frequenza del primo modo di vibrare in direzione trasversale Y (4.413Hz) è maggiore di quella ottenuta sperimentalmente prima dell'inizio delle prove (~3Hz); questo è dovuto alla presenza di vincoli perfetti considerati nel modello semplificato utilizzato per l'analisi lineare mentre, nella realtà, i ritegni trasversali hanno una rigidezza finita funzione delle proprietà di rigidezza dei cavalletti in acciaio. In direzione verticale Z, la frequenza del primo modo (4.688 Hz) è minore delle frequenze registrate sperimentalmente (~6Hz); in questo caso, la presenza di vincoli perfetti (assenza di attriti) e l'assenza degli attuatori nel modello lineare, portano a un sistema con minor grado di vincolo con frequenze di vibrazioni inferiori.

Il modello realizzato con elementi di tipo brick, con trave soggetta a solo peso proprio e all'azione del sistema di precompressione, ha permesso di determinare lo stato di deformazione della trave. Il valore di deformazione che si registra nella sezione di mezzzeria in corrispondenza della faccia laterale del bulbo inferiore è pari a 453µε (Figura 25); tale valore è prossimo a quello ottenuto dalle prove di rilascio tensionale, variabile tra 406-436µε.

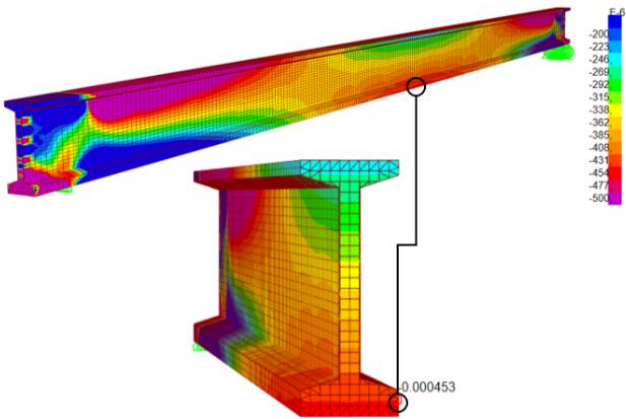


Figura 25. Stato di deformazione della trave soggetta a peso proprio e azione di precompressione-Modello con elementi brick.

3.3 Risultati dell'analisi non lineare

L'analisi non lineare ha permesso di simulare accuratamente il comportamento della trave fino a rottura. Per l'esecuzione della simulazione è stata considerata una storia di carico con cicli carico-scarico in controllo di forza, analoghi a quelli applicati sperimentalmente; in particolare, il primo ciclo di carico mira al raggiungimento della decompressione della trave raggiungendo un carico di 225kN, mentre il secondo ciclo di carico prevede il raggiungimento di un carico di 450kN, con superamento della tensione principale di trazione dell'anima e inizio dell'escursione in campo plastico. Nella Figura 26, si riporta la storia di carico usata per la simulazione numerica.

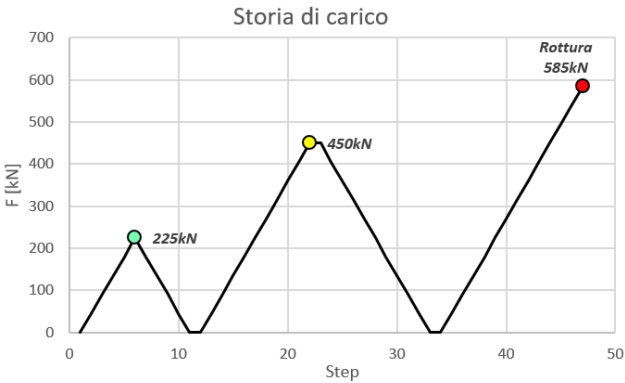


Figura 26. Storia di carico

In Figura 27 si riporta la curva Forza-Spostamento (letta in corrispondenza dell'attuatore) della trave sotto l'azione della storia di carico precedentemente illustrata.

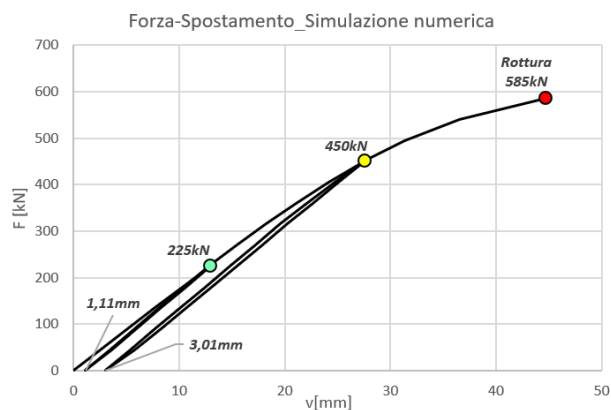


Figura 27. Curva forza-spostamento

In Tabella 7 si riporta il carico applicato dall'attuatore F e le sollecitazioni taglianti V e flettenti M in corrispondenza della sezione di rottura.

Tabella 7. Carico e sollecitazioni di prima fessurazione e a rottura

Evento	F	V	M
	kN	kN	kNm
Prima fessurazione	495	441	785
Rottura	585	552	1192

Di seguito si riporta il confronto della curva forza-spostamento ottenuta da simulazioni numerica con quelle sperimentali.

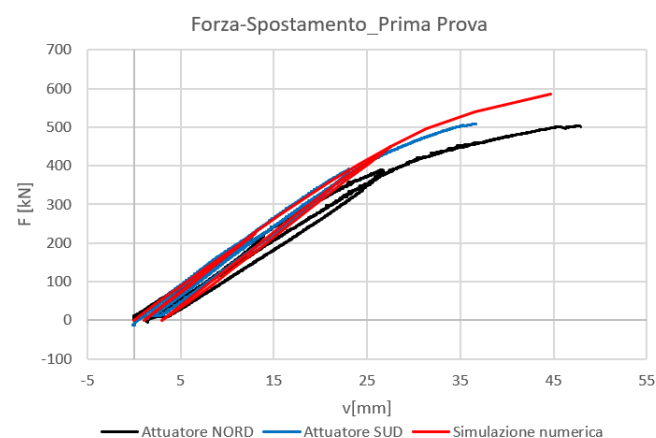


Figura 28. Confronto curva da simulazione numerica con curva sperimentale-Prima Prova.

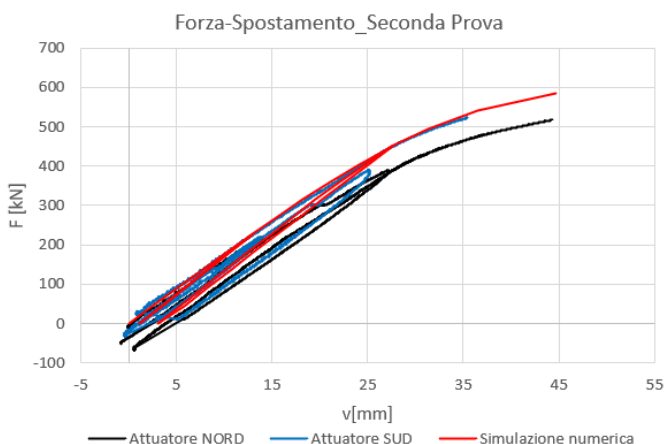


Figura 29. Confronto curva da simulazione numerica con curva sperimentale-Seconda Prova.

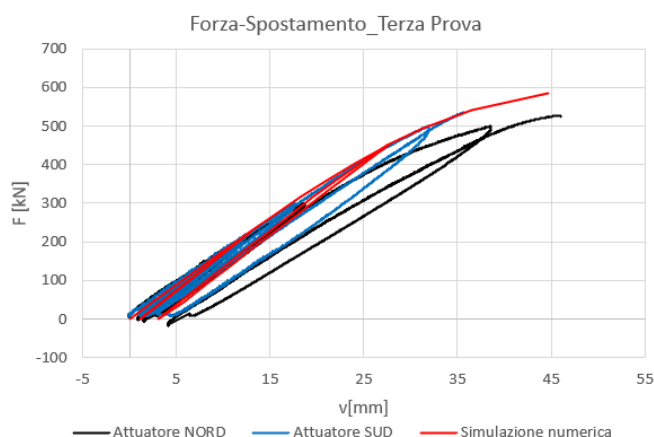


Figura 30. Confronto curva da simulazione numerica con curva sperimentale-Terza Prova.

Come si può osservare in Figura 28-29-30, la curva forza spostamento ottenuta tramite modellazione e analisi non lineare, è aderente alla risposta sperimentale registrata in corrispondenza dell'attuatore SUD; nel caso della Prima Prova si registra un maggiore discordanza con l'entrata in campo plastico per via della rottura avvenuta nella zona centrale della trave. Per tutte e tre le prove, le curve sperimentali associate all'attuatore NORD mostrano spostamenti maggiori dovuti a una maggiore deformabilità del sistema di appoggio NORD.

In Figura 31 e 32 si riporta il quadro fessurativo corrispondente alla prima fessurazione e a rottura, corrispondente con il picco della curva forza-deformazione.

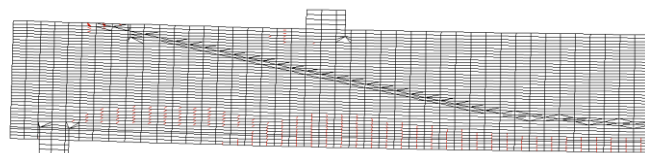


Figura 31. Quadro fessurativo di prima fessurazione

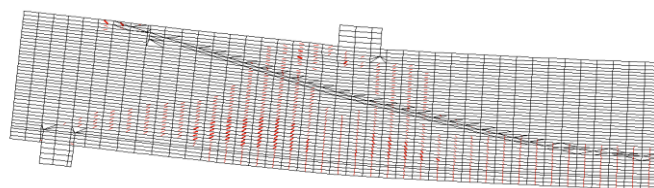


Figura 32. Quadro fessurativo a rottura

Nella configurazione di rottura, l'ampiezza massima delle fessure diagonali presenti sull'anima della trave è inferiore a 0,2mm; tale valore è in accordo con l'assenza di evidenti fessure sull'anima delle travi testate, con eventuale chiusura delle stesse alla rimozione del carico applicato.

In Figura 33-34-35-36 si riporta il rapporto tra tensione di compressione e resistenza a compressione σ_c/f_c , tensione tangenziale τ_c nel calcestruzzo, tensione nelle staffe σ_s e inclinazione delle fessure θ al momento della rottura.

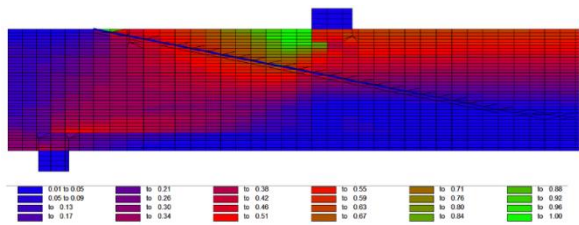


Figura 33. Rapporto tra tensione agente e resistente σ_c/f_c

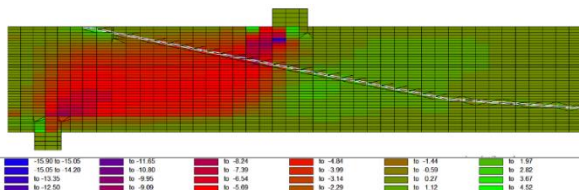


Figura 34. Tensione tangenziale nel calcestruzzo τ_c [MPa]

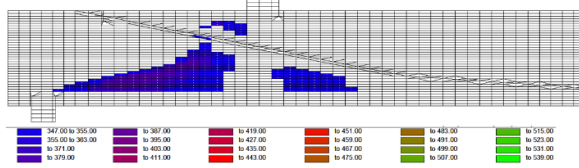


Figura 35. Tensione nelle staffe σ_s [MPa]

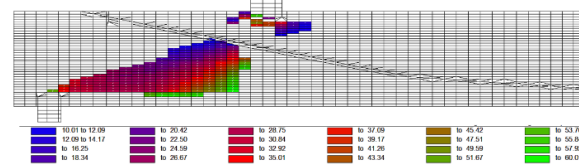


Figura 36. Inclinazione delle fessure diagonali nell'anima θ [°]

La forza di picco viene raggiunta quando la tensione di compressione agente nel bulbo superiore, in prossimità del punto di applicazione della forza, raggiunge la resistenza del calcestruzzo (zona evidenziata in verde con $\sigma_c/f_c=1$ in Figura 33). Questo tipo di rottura viene preceduto dall'instaurarsi di un meccanismo resistente a taglio; prima della rottura infatti viene attinta la tensione di snervamento delle staffe con conseguente innesco di un meccanismo a traliccio, con inclinazione media dei puntoni $\theta=29^\circ$ (dai risultati sperimentali θ è compreso tra i 25° e i 28°).

La trave, subito dopo aver perso rigidità per via dello schiacciamento del calcestruzzo, è interessata da un cinematiso di rottura con fessura sub-verticale con progressivo scorrimento e rotazione relativa tra la porzione di sinistra e la porzione destra, come evidenziato in Figura 37; il tipo di cinematiso evidenziato è prossimo a quanto osservato sperimentalmente nella seconda e terza prova di carico.

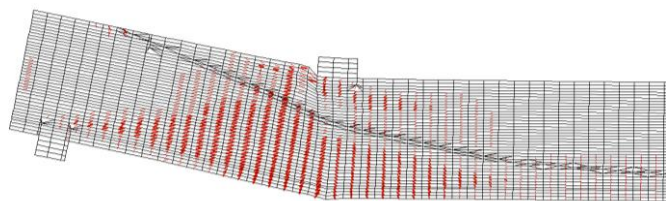


Figura 37. Cinematiso di rottura

4 RESISTENZA DELLA TRAVE

4.1 Resistenza a flessione

In Figura 38 si illustra la risposta globale della trave con il confronto tra momento flettente agente M_E e momento flettente resistente M_R . La Figura 39 mostra il diagramma momento-curvatura delle varie sezioni della trave; per la sezione di rottura, si riporta anche il diagramma della tensione principale di compressione in cui si evidenzia il raggiungimento della resistenza a compressione $f_{cm}=46,3\text{MPa}$.

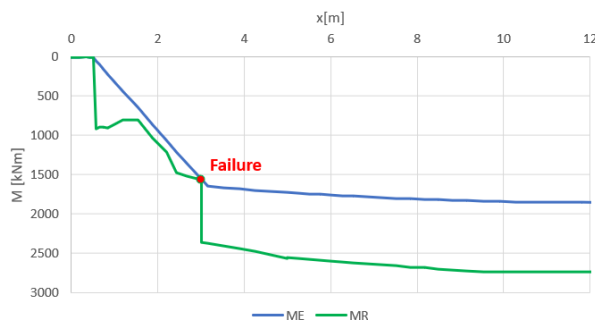


Figura 38. Confronto tra momento agente e momento resistente della trave

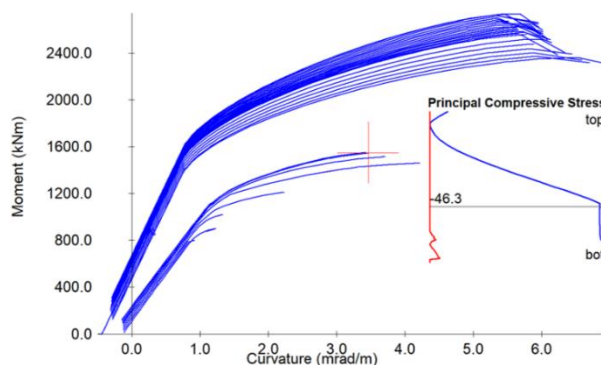


Figura 39. Momento curvatura delle varie sezioni della trave

L'evoluzione del comportamento della trave fino al collasso e l'assenza di fessure di taglio evidenti, rendono più plausibile l'ipotesi di rottura a flessione conschiacciamento del calcestruzzo (*flexural-compression failure*).

4.2 Resistenza a taglio

Dopo il raggiungimento della resistenza a trazione del calcestruzzo sull'anima della trave con conseguente innesco di uno stato di fessurazione, l'armatura trasversale contribuisce a meccanismo resistente a taglio; in Figura 33 si evidenziano le porzioni della trave in cui è stata superata la resistenza allo snervamento delle staffe.

Per la valutazione della resistenza a taglio si fa riferimento, oltre ai risultati sperimentali e quelli dell'analisi non lineare, ai modelli che descrivono sia il comportamento al momento della prima fessurazione che al collasso dopo l'attivazione di un meccanismo resistente che coinvolge anche l'armatura trasversale.

Tabella 8. Resistenza a taglio della trave.

Resistenza	VRd	Modello
	kN	-
Prima fessurazione	441	Simulazione numerica
Prima fessurazione	425	Huber et al.-UN zone-[6]
Rottura	503	Sperimentale-Prima Prova
Rottura	514	Sperimentale-Seconda Prova
Rottura	529	Sperimentale-Terza Prova
Rottura	552	Simulazione numerica
Rottura	557	EC2 [1]/NTC18 [2]
Rottura	588	Fib Model Code [3]
Rottura	596	Cladera & Mari [4]
Rottura	524	Herbrand [5]

La resistenza di prima fessurazione, valutata con la formulazione di Huber et al. [6] valida per la zona non fessurata (*Uncracked Zone*) è prossima ma inferiore alla resistenza di prima fessurazione ottenuta tramite simulazione numerica. I modelli per la previsione della resistenza a rottura a taglio, forniscono valori di resistenza analoghi come già illustrato da Huber et al.[7]; infatti, per un quantitativo di armatura $\rho_{wf_{yw}} > 2\text{MPa}$ i modelli di resistenza tendono a fornire valori di resistenza analoghi e prossimi al carico di rottura, senza significativa sottostima della resistenza a taglio. Per le travi in esame $\rho_{wf_{yw}} \sim 3\text{MPa}$ pertanto si ricade nello scenario precedentemente descritto. Essendo la maggior parte dei modelli con meccanismo a traliccio basati sull'applicazione teorema statico dell'analisi limite ed eventualmente raffinati per non fornire risultati eccessivamente cautelativi, dovrebbero nella maggior parte dei casi fornire una capacità a taglio a vantaggio di sicurezza, non maggiore di quella che si ottiene sperimentalmente. Ad esclusione del modello di Herbrand [5], gli altri modelli di letteratura hanno fornito nel presente studio valori di resistenza superiori al dato sperimentale; questo può essere dovuto a un non perfetto sviluppo del classico meccanismo resistente a traliccio, a favore di un meccanismo di rottura con schiacciamento precoce del corrente superiore compresso della trave, imputabile oltre all'assenza della soletta della trave, ai difetti su di essa presenti.

Il modello di Herbrand [5], con struttura delle formulazione leggermente più complessa rispetto agli altri modelli, è anche in grado di simulare una transizione graduale tra il comportamento delle travi senza armatura trasversale alle travi con armatura trasversale e tiene conto inoltre di tutti i fattori che influenzano la capacità a taglio dell'elemento strutturale.

5 CONCLUSIONI

Nel presente lavoro, vengono illustrati i risultati delle prove di carico di travi da ponte in calcestruzzo armato precompresso estratte da un opera esistente, con sistema di precompressione costituito da cavi pretesi e da un cavo post-teso. Sono state testate tre travi della lunghezza $L=24,30\text{m}$ secondo uno schema di

semplice appoggio eseguendo una prova di carico su quattro punti con forze applicate a una distanza $a=2,6\text{m}$ dall'appoggio. Confrontando i risultati sperimentali con quelli derivanti dalle simulazioni numeriche e dai modelli di resistenza a taglio presenti in letteratura, si traggono le seguenti conclusioni: trasversale e tiene conto inoltre di tutti i fattori che influenzano la capacità a taglio dell'elemento strutturale.

1. per travi precomprese con quantitativo di armatura $\rho_{wf_{yw}} > 2\text{MPa}$ (riscontrabile tipicamente su travi con spessore dell'anima inferiore a 200mm la cui sezione resistente può essere ulteriormente ridotta dalla presenza di cavi post-tesi), i modelli di resistenza a taglio, compresi quelli più semplici proposti dall'Eurocodice e dalle NTC18, forniscono risultati analoghi e prossimi al valore della resistenza a rottura dell'elemento strutturale;

2. la presenza di un'alterazione delle proprietà di massa della sezione della trave (nel caso in esame riconducibile all'assenza della soletta e alla rottura del bulbo superiore in alcune sezioni) in concomitanza di altri difetti tipicamente riscontrabili su travi di ponte in c.a.p. (corrosione delle staffe, dei cavi e ulteriori perdite di precompressione), può portare a un cambiamento dei classici meccanismi resistenti a taglio favorendo, come nel caso in esame, anche la rottura a flessione della trave con conseguente perdita di capacità previsionale dei modelli presenti in letteratura;

3. in presenza di più circostanze illustrate nei punti precedenti è consigliabile far riferimento a modelli di resistenza a taglio più raffinati, come ad esempio quello di Herbrand [5], oppure far ricorso a simulazioni numeriche considerando le non linearità del problema in modo da poter identificare eventualmente altri meccanismi di rottura diversi dalla rottura a taglio.

Nell'ottica di uno sviluppo futuro, per una valutazione del comportamento a taglio delle maggiormente aderente alla realtà, sarà necessario testare delle travi da ponte comprensive di soletta collaborante, arrecando il minor danno possibile in fase di svaro dall'impalcato esistente. Al fine di eseguire un maggior numero di prove sperimentali, è possibile inoltre effettuare prove di carico su tre punti, applicando in maniera alternata il carico alle due estremità della trave, facendo variare eventualmente anche la distanza del punto di applicazione del carico dall'appoggio.

6 RINGRAZIAMENTI

Un ringraziamento ad Autostrade per l'Italia S.p.A. per aver fornito le travi in oggetto e a Movyon nella figura dell'Ing. Marzia Malavisi, referente tecnico del progetto. Si ringrazia inoltre l'Ing. F.Germagnoli e l'Ing. F.Dacarro per aver reso possibile la sperimentazione nel laboratorio Eucentre di Pavia.

7 BIBLIOGRAFIA

1. EN 1992-1-1-Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings.
2. Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti, Decreto 17 gennaio 2018, Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».
3. Model Code 2010 - Final draft, Volume 2. (fib bulletin; No. **66**). Fédération internationale du béton (fib). <http://www.fib-international.org/model-code-2010-final-draft-volume-2>.
4. Cladera A., Mari, A. (2004). Shear design procedure for reinforced normal and high-strength concrete beams using artificial neural networks. Part II: Beams with stirrups. *Engineering Structures*. **26**. 927-936.
5. Herbrand M. (2017). Shear strength models for reinforced and prestressed concrete members. **10.18154/RWTH-2017-06170**.
6. Huber P., Vill M., Schweighofer A. Kollegger J. (2018). Full-scale shear tests on post-tensioned bridge girders of existing bridges. *Structural Concrete*. **19**. 5-15.
7. Huber, Patrick & Huber, Tobias & Kollegger, Johann. (2016). Shear behavior of post-tensioned concrete beams with a low amount of transverse reinforcement.
8. F.J. Vecchio, M.P. Collins (1986). The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. *ACI Journals*.
9. Vecchio, F.. (2000). Disturbed Stress Field Model for Reinforced Concrete: Formulation. *Journal of Structural Engineering-asce - STRUCT ENG-ASCE*. **126**. 10.1061/(ASCE)0733-9445(2000)126:9(1070).
10. Eucentre. Report Tecnico EUC201_2020E. Prove su travi in cap rimosse dal sottovia Santhià.
11. Wong P.S., Vecchio F.J., Trommels H. (2013). Vector2 & Formworks user's manual-Second Edition.
12. CSI, "SAP2000 Integrated Software for Structural Analysis and Design," Computers and Structures Inc., Berkeley, California.