



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PISA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE E INDUSTRIALE

**CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA EDILE E
DELLE COSTRUZIONI CIVILI**

CURRICULUM: COSTRUZIONI CIVILI

TESI DI LAUREA MAGISTRALE

**RESISTENZA DI TRAVI IN CEMENTO ARMATO
DETERIORATE DALLA CORROSIONE**

CONFRONTO FRA RISULTATI SPERIMENTALI E TEORICI

RELATORI INTERNI

Prof. Ing. Maria Luisa Beconcini

Prof. Ing. Pietro Croce

RELATORI ESTERNI

Ing. Peter Tanner

Ing. Miguel Prieto Rabade



SCUOLA DI INGEGNERIA

CANDIDATO

Alessandro Giusti



Anno Accademico 2014-2015

ABSTRACT

The calculated resistance of reinforced concrete structures is primarily dependent on material properties, geometry, and uncertainties related to an applied model. Steel corrosion in reinforcement steel bars is generally considered the main source of deterioration of such structures and may affect their ultimate as well as their serviceability limit state behavior. The present study applies the concept of the Probabilistic Model Code to the estimation of the model uncertainties of the corrosion-damaged reinforced concrete elements and proposes a general method for the assessment of such structures. The statistical characteristics of the uncertainties are provided, considering formulas based on EN 1992-1-1 for bending resistance and Model Code 2010 and A. Mária Model for shear resistance, appropriately adapted to take into account the effect of deterioration on the load bearing capacity. The relevant information regarding geometry, material properties and bond may be also introduced into the aforementioned models to establish the residual load bearing capacity of deteriorated structures. The uncertainties associated with such models have been calculated for a sample of 18 tests conducted on corrosion-damaged beams, exposed to severe marine environment for 70 years. The uncertainties have proved to be acceptable, although the values related to corrosion-damaged elements are higher than those found for sound structures. Finally, a general method for the assessment of corrosion-damaged structures has been implemented, based on the most reliable resistance models for bending and shear; such method has been applied to the samples tested in the experimental campaign, proving that it allows to perform a reliable evaluation of the corrosion-damaged reinforced concrete structures.

RIASSUNTO

La valutazione della resistenza di strutture in cemento armato dipende principalmente dalle proprietà dei materiali, dalla geometria e dalle incertezze legate al modello applicato. La corrosione delle armature è generalmente considerata la principale causa del deterioramento di tali strutture e può influire sia sul comportamento allo stato limite ultimo sia allo stato limite di esercizio. Nella presente tesi si applicano le indicazioni per il calcolo delle incertezze di modello descritte nel Probabilistic Model Code of the Joint Committee on Structural Safety e si propone un procedimento per la valutazione di strutture in cemento armato deteriorate dalla corrosione. I parametri statistici delle incertezze dei modelli di resistenza sono stimati applicando le formulazioni dell'Eurocodice UNI-EN 1992-1-1, relativamente al calcolo della resistenza a flessione, e del Model Code 2010 e del modello sperimentale di A. Mári, relativamente al calcolo della resistenza a taglio, opportunamente modificate per tenere conto degli effetti della corrosione sulla resistenza degli elementi strutturali. Le informazioni inerenti alle proprietà dei materiali, alla geometria e all'aderenza sono state introdotte all'interno dei suddetti modelli per stabilire la residua capacità portante. Comparando i risultati teorici con quelli ottenuti a seguito di una campagna sperimentale su travi in cemento armato con armature corrose a causa dell'esposizione ad ambiente marino aggressivo durante 70 anni, sono stati individuati i modelli maggiormente affidabili, che peraltro presentano deviazioni leggermente maggiori rispetto a quelle riscontrate nel caso di strutture integre. Infine, è stata implementata una procedura generale di valutazione di strutture deteriorate che prevede l'utilizzo dei modelli di flessione e di taglio maggiormente affidabili; mediante l'applicazione di tale metodologia al campione di travi testate, è stato verificato che tale metodo permette di compiere una stima affidabile del comportamento di strutture in cemento armato degradate dalla corrosione.

INDICE

Figure	5
Tabelle	8
1. Introduzione.....	10
2. La corrosione delle armature nelle strutture in cemento armato	14
2.1 Il processo di corrosione dell'acciaio	15
2.2 La corrosione delle armature nel calcestruzzo	17
2.2.1 Cause	17
2.2.2 Evoluzione del processo di corrosione delle armature in strutture in cemento armato.....	26
2.3 Effetto della corrosione sul comportamento meccanico di strutture in cemento armato.....	27
2.3.1 Perdita di sezione trasversale delle barre di armatura.....	29
2.3.2 Modifica delle proprietà meccaniche dell'acciaio	30
2.3.3 Aderenza	31
2.3.4 Variazione della capacità portante	31
3. La campagna sperimentale	55
3.1 Prelievo e misurazione dei campioni.....	58
3.2 Prove di carico	40

3.2.1	Esecuzione delle prove di carico e dati acquisiti.....	45
3.3	Prove di caratterizzazione dei materiali.....	47
3.4	Acquisizione dati relativi alla geometria delle sezioni.....	49
4.	Risultati della campagna sperimentale.....	54
4.1	Prove di carico	54
4.1.1	Generalità sui meccanismi per flessione e taglio	54
4.1.2	Individuazione dei meccanismi di collasso	57
4.1.3	Risultati delle prove di carico	59
4.2	Prove di caratterizzazione meccanica dei materiali.....	62
4.2.1	Calcestruzzo	62
4.2.2	Acciaio	63
4.3	Rilievi geometrici.....	64
4.3.1	Geometria delle sezioni di estremità e di rottura.....	65
4.3.2	Perdita di sezione di armatura.....	68
5.	Valutazione teorica delle resistenze	72
5.1	Modelli per il calcolo della resistenza a flessione e taglio in travi integre ...	73
5.1.1	Resistenza a flessione secondo Eurocodice UNI-EN 1992-1-1	74
5.1.2	Resistenza a taglio secondo Model Code 2010	78
5.1.3	Resistenza a taglio secondo il Modello di A.Mári.....	83
5.2	Applicazione dei modelli a travi con armature corrose.....	95
5.2.1	Proprietà dei materiali	95

5.2.2	Corrosione.....	95
5.2.3	Geometria.....	97
5.3	Risultati teorici	98
6.	Incertezza di modello: concetti generali e stato dell'arte	102
6.1	Concetti generali sulle incertezze di modello.....	103
6.2	Metodologia di stima dell'incertezza di modello.....	105
6.3	Lo stato dell'arte.....	106
6.3.1	Incertezza dei modelli di resistenza per travi integre	106
6.3.2	Incertezza dei modelli di resistenza per travi deteriorate dalla corrosione.....	109
7.	Valutazione delle incertezze di modello	114
7.1	Valutazione delle incertezze dei modelli di resistenza utilizzati.....	114
7.1.1	Flessione	118
7.1.2	Taglio	120
7.2	Influenza delle variabili incluse nei modelli.....	123
7.3	Raccomandazioni sull'uso dei modelli.....	129
8.	Procedura di valutazione di travi deteriorate dalla corrosione	131
8.1	Ipotesi adottate nel procedimento di validazione	134
8.2	Risultati	138
9.	Conclusioni.....	140

Appendice: Documentazione delle prove di carico effettuate sui campioni.....	143
Bibliografia	203
Ringraziamenti.....	208

FIGURE

<i>Figura 2.1: Meccanismo semplificato di corrosione dell'acciaio in mezzo acquoso: zona anodica e catodica</i>	15
<i>Figura 2.2: Condizioni imprescindibili per il processo di corrosione</i>	16
<i>Figura 2.3: Tipi e morfologie di corrosione delle armature nel cemento armato</i>	19
<i>Figura 2.4: Corrosione per pitting</i>	20
<i>Figura 2.5: Determinazione del fronte carbonatato mediante fenolftaleina</i>	23
<i>Figura 2.6: Evoluzione del fronte carbonatato in funzione di K e di t</i>	24
<i>Figura 2.7: Rappresentazione schematica dello sviluppo della corrosione in strutture in C.A.</i>	26
<i>Figura 2.8: Espulsione del copriferro a causa dell'espansione dei prodotti della corrosione, Spalling Failure</i>	28
<i>Figura 2.9: Sezione di armatura residua per corrosione generalizzata e per pitting</i>	30
<i>Figura 3.1: Vista generale della Fabbrica di Cros</i>	36
<i>Figura 3.2: Vista generale degli edifici B e C della Fabbrica di Cros</i>	37
<i>Figura 3.3: Stato di conservazione della Fabbrica di Cros prima della ristrutturazione</i>	38
<i>Figura 3.4: Elemento trave selezionato per la sua estrazione</i>	39
<i>Figura 3.5: Trave tagliata mediante sega a muro</i>	39
<i>Figura 3.6: Schema statico della prova di carico a 4 punti</i>	41
<i>Figura 3.7: Schema statico della prova di flessione a 3 punti</i>	41
<i>Figura 3.8: Schema prova di flessione</i>	43
<i>Figura 3.9: Foto di una trave sottoposta a prova di carico a 4 punti</i>	43
<i>Figura 3.10: Schema prova di taglio</i>	44
<i>Figura 3.11: Foto di una trave sottoposta a prova di carico a 3 punti</i>	45
<i>Figura 3.12: Disposizione degli LVDT e degli strain gauge per la prova di flessione della trave numero 2</i>	45
<i>Figura 3.13: Curva Carico – Tempo nel caso di più cicli di carico</i>	46

<i>Figura 3.14 a): Carotaggio</i>	47
<i>Figura 3.14 b): Provino di calcestruzzo a seguito di una prova compressione</i>	48
<i>Figura 3.15: Geometria di campione estratto da uno spezzone di armatura</i>	49
<i>Figura 3.16: Dati geometrici sezione trasversale generica</i>	51
<i>Figura 3.17 a), b): Esempio di rilievo di un campione</i>	52
<i>Figura 3.18): Sezione di rottura individuata a seguito di una prova a flessione</i>	53
<i>Figura 4.1: Tipico quadro fessurativo in una trave inflessa in cemento armato</i>	54
<i>Figura 4.2: Stato di una trave prima della prova</i>	56
<i>Figura 4.3: Quadro fessurativo in una trave dopo la prova</i>	56
<i>Figura 4.4: Marcatura del quadro fessurativo</i>	57
<i>Figura 4.5: Individuazione dei punti corrispondenti all'inizio plasticizzazione e al carico massimo</i>	60
<i>Figura 4.6: Geometria sezione equivalente</i>	64
<i>Figura 5.1: Modello Rettangolo o "Stress Block" per il calcestruzzo</i>	75
<i>Figura 5.2: Forze resistenti in una sezione generica di una trave in cemento armato</i> ...	76
<i>Figura 5.3: Modello Elastico – Perfettamente Plastico dell'acciaio</i>	77
<i>Figura 5.4: Forze all'interno dell'anima di una trave</i>	78
<i>Figura 5.5: Definizione della sezione di controllo</i>	79
<i>Figura 5.6: Meccanismo resistente a flessione e taglio</i>	113
<i>Figura 5.7: Distribuzione delle tensioni nel corrente compresso</i>	114
<i>Figura 5.8: Superficie di rottura di Kupfer in relazione a uno stato biassiale di tensioni</i>	115
<i>Figura 5.9: Effetto spinotto dell'armatura longitudinale</i>	117
<i>Figura 5.10: Posizione della sezione critica</i>	91
<i>Figura 5.11 a), b): Sezioni tipo considerate per il calcolo (a) del limite superiore e (b) inferiore della resistenza</i>	118
<i>Figura 6.1: Procedimento generale per la stima dell'incertezza di un modello</i>	104
<i>Figura 7.1: Distribuzione delle incertezze relative al modello di flessione dell'EC2</i>	118

<i>Figura 7.2: Distribuzione delle incertezze relative al Limite Inferiore del livello di approssimazione II del MC2010</i>	122
<i>Figura 7.3: Distribuzione delle incertezze relative al Modello di Flessione al variare di ρ_{inf}.....</i>	128
<i>Figura 7.4: Distribuzione delle incertezze relative al Modello di Taglio al variare ρ_{trasv}</i>	128
<i>Figura 8.1: Diagramma di flusso del procedimento per la valutazione di travi con armature corrose.....</i>	133
<i>Figura 8.2: Sezioni utilizzate per il calcolo della resistenza a flessione e taglio nel caso di travi testate solo con prove di carico a 4 punti.....</i>	135
<i>Figura 8.3 a), b): Sezioni utilizzate per il calcolo della resistenza a flessione e taglio nel caso di travi testate con prove di carico a 4 e a 3 punti.....</i>	135

TABELLE

<i>Tabella 3.1: Caratteristiche travi testate a flessione</i>	<i>42</i>
<i>Tabella 3.2: Caratteristiche travi testate a taglio.....</i>	<i>44</i>
<i>Tabella 4.1: Esito delle prove</i>	<i>58</i>
<i>Tabella 4.2: Risultati test effettuati</i>	<i>61</i>
<i>Tabella 4.3: Risultati delle prove di compressione sui campioni di calcestruzzo</i>	<i>62</i>
<i>Tabella 4.4: Proprietà meccaniche dell'acciaio costituente le barre di armatura di ciascuna trave</i>	<i>63</i>
<i>Tabella 4.5: Geometria delle sezioni di estremità</i>	<i>65</i>
<i>Tabella 4.6: Geometria delle sezioni di rottura.....</i>	<i>66</i>
<i>Tabella 4.7: Caratteristiche geometriche originarie delle travi testate</i>	<i>68</i>
<i>Tabella 4.8: Perdita di sezione delle armature superiori</i>	<i>69</i>
<i>Tabella 4.9: Perdita di sezione delle armature inferiori.....</i>	<i>70</i>
<i>Tabella 4.10: Perdita di sezione delle staffe</i>	<i>71</i>
<i>Tabella 5.1: Carichi di rottura teorici</i>	<i>99</i>
<i>Tabella 6.1: Parametri statistici delle incertezze dei modelli di resistenza per travi integre indicati nell'EC2.....</i>	<i>107</i>
<i>Tabella 6.2: Parametri statistici delle incertezze del modello di resistenza a flessione dell'EC2 ricavati in precedenti studi per travi in condizioni di laboratorio ..</i>	<i>111</i>
<i>Tabella 6.3: Parametri statistici delle incertezze del modello di resistenza a taglio MC2010 Livello di approssimazione II ricavati in precedenti studi per travi in condizioni di laboratorio.....</i>	<i>112</i>
<i>Tabella 6.4: Parametri statistici delle incertezze del modello di resistenza a taglio MC2010 Livello di approssimazione III ricavati in precedenti studi per travi in condizioni di laboratorio</i>	<i>113</i>
<i>Tabella 6.5: Parametri statistici delle incertezze del modello di resistenza a taglio dell'EC2 ricavati in precedenti studi per travi in condizioni di laboratorio</i>	<i>113</i>
<i>Tabella 7.1: Incertezza del modello dell'EC2 per il calcolo della resistenza a flessione.....</i>	<i>116</i>

<i>Tabella 7.2: Incertezza del modello MC2010 Liv. II per il calcolo della resistenza a taglio....</i>	116
<i>Tabella 7.3: Incertezza del modello MC2010 Liv. III per il calcolo della resistenza a taglio...</i>	117
<i>Tabella 7.4: Incertezza del modello di Mári per il calcolo della resistenza a taglio.....</i>	117
<i>Tabella 7.5: Parametri statistici delle incertezze del modello di resistenza a flessione dell'EC2 adattato per travi in cemento armato caratterizzate da armature corrose naturalmente</i>	118
<i>Tabella 7.6: Valori medi di incertezza del limite superiore e inferiore della resistenza a flessione ottenuti nel presente studio e nello studio</i>	120
<i>Tabella 7.7: Parametri statistici delle incertezze del modello di resistenza a taglio MC2010 Livello di approssimazione II adattato per travi in cemento armato caratterizzate da armature corrose naturalmente.....</i>	12
<i>Tabella 7.8: Parametri statistici delle incertezze del modello di resistenza a taglio MC2010 Livello di approssimazione III adattato per travi in cemento armato caratterizzate da armature corrose naturalmente.....</i>	12
<i>Tabella 7.9: Parametri statistici delle incertezze del modello di resistenza a taglio di Mári adattato per travi in cemento armato caratterizzate da armature corrose naturalmente</i>	13
<i>Tabella 7.10: Parametri influenzanti il modello di flessione</i>	13
<i>Tabella 7.11: Parametri influenzanti il modello di taglio.....</i>	13
<i>Tabella 7.12: Coefficiente di determinazione ed retta di regressione per ciascuna delle variabili influenzanti il modello di flessione</i>	13
<i>Tabella 7.13: Coefficiente di determinazione e retta di regressione per ciascuna delle variabili influenzanti il modello di taglio.....</i>	13
<i>Tabella 8.1: Dati geometrici delle sezioni utilizzate per la determinazione delle resistenze</i>	13
<i>Tabella 8.2: Esiti del procedimento di validazione delle travi oggetto di studio</i>	13

Capitolo 1

INTRODUZIONE

La valutazione della sicurezza di edifici esistenti sta diventando sempre più un'importante e frequente mansione nel campo dell'ingegneria civile, per motivazioni di carattere ambientale, economico e socio-politico. L'approccio con cui stimare l'affidabilità di una struttura esistente è per molti aspetti diverso rispetto a quello utilizzato per affrontare il progetto di un nuovo edificio. A differenza di una nuova costruzione, infatti, si devono tenere in considerazione i processi di deterioramento, le conseguenze dovute a cattivo uso, i cambi di destinazione, etc, che si sono verificati durante la vita dell'opera. Risulta quindi fondamentale raccogliere informazioni riguardo al periodo di realizzazione, le tecniche di costruzione utilizzate, le normative vigenti all'epoca e inoltre valutare la geometria attuale degli elementi strutturali e non strutturali e le proprietà meccaniche dei materiali.

In Italia, la maggior parte degli edifici in cemento armato del patrimonio edilizio attuale risale all'epoca successiva agli anni '40 -'50 del secolo scorso. In questo periodo, infatti, una buona conoscenza in termini di comportamento meccanico dei materiali, di mix design e la disponibilità di acciai ad alta resistenza favorirono una rapida diffusione di questa tecnica di costruzione. Fino agli anni '70, però, si è ritenuto che il calcestruzzo non fosse affetto da problemi di durabilità e così le opere in cemento armato sono state realizzate con la convinzione che potessero mantenersi in eterno. In realtà, come poi ci si è resi conto, il calcestruzzo è tutt'altro che indistruttibile, bensì è un materiale sottoposto a degrado, per cause che possono essere di tipo meccanico, fisico, strutturale, chimico e biologico. Fra

queste, uno dei processi che influisce maggiormente sul deterioramento del calcestruzzo e sul degrado delle opere in cemento armato è la corrosione delle barre di armatura.

La verifica della sicurezza strutturale richiede che siano introdotti all'interno dei modelli gli effetti del degrado. La resistenza di strutture caratterizzate da armature corrose dipende, principalmente, dalla sezione residua delle barre di armatura, dal legame costitutivo dei materiali, dall'aderenza e dalla possibile fessurazione del copriferro causata dall'espansione dei prodotti della corrosione.

Il problema del comportamento di elementi in cemento armato affetti da degrado dei materiali è stato ampiamente studiato dal punto di vista teorico mentre sono abbastanza scarsi gli studi sperimentali a convalida dei modelli teorici. In passato sono stati condotti studi sperimentali per lo sviluppo di modelli di resistenza che tenessero in considerazione gli effetti dovuti alla corrosione delle armature, però, nella maggior parte dei casi, essi erano basati sull'analisi di campioni confezionati in laboratorio, di piccole dimensioni e sottoposti a processo di corrosione accelerato.

L'intervento di recupero di un edificio industriale – la Fabbrica di Cros - in cemento armato risalente agli anni '40 del secolo scorso, esposto durante la sua vita ad un ambiente marino e industriale aggressivo, ha rappresentato una grande opportunità per una campagna sperimentale su campioni al vero di elementi in cemento armato deteriorati.

Lo studio, condotto presso l'Istituto E. Torroja di Madrid, ha avuto come obiettivo principale quello di verificare l'adeguatezza dei modelli attualmente disponibili per la valutazione della resistenza di travi in cemento armato degradate, mediante il confronto con le rilevazioni sperimentali del comportamento di elementi in cemento armato sottoposti a processo naturale di corrosione.

Mediante una campagna sperimentale caratterizzata da prove di flessione e di taglio, su otto travi prelevate dalla struttura della Fabbrica di Cros, è stato

possibile determinare l'effettiva capacità portante delle membrature e il reale meccanismo di crisi. Si sono poi valutati i corrispondenti carichi teorici mediante i modelli di resistenza descritti nell'Eurocodice EN 1992-1-1 [17] (nel seguito EC2), nel Model Code 2010 [6] e del modello sperimentale di A. Mári [21] (nel seguito rispettivamente MC2010 e modello di Mári), utilizzando i dati geometrici delle sezioni di rottura e le proprietà meccaniche dei materiali di ciascuna trave rilevati direttamente.

Dal confronto dei dati teorici e sperimentali, si è cercato di individuare tra i modelli sopracitati quelli maggiormente affidabili per il calcolo dell'effettiva resistenza a flessione e taglio. Infine, una volta definiti i modelli che meglio approssimano il comportamento a flessione e a taglio, si è effettuata una ulteriore analisi delle travi oggetto di studio per verificare se il meccanismo di collasso ottenuto mediante il modello di calcolo coincidesse con quello effettivamente osservato durante la campagna sperimentale.

Il lavoro svolto dal sottoscritto presso l'Istituto E. Torroja è consistito inizialmente nel rilevare la geometria delle travi, testate in una fase precedente dello studio. Le operazioni di rilievo sono consistite nella raccolta dei dati geometrici relativi alle sezioni di rottura determinatesi nelle prove di carico e alle sezioni di estremità delle membrature. Particolare cura è stata posta in questa fase nel misurare le reali sezioni di calcestruzzo e gli effettivi diametri residui delle barre di armatura, essendo la geometria uno dei fattori che può maggiormente influire sul calcolo della resistenza residua di un elemento. Successivamente è stato mio compito analizzare i dati raccolti tramite la campagna di prove di carico e determinare, per ciascuna membratura testata, la reale capacità portante. Implementando le formulazioni dei modelli e elaborando i dati relativi alla geometria e alle proprietà meccaniche dei materiali, precedentemente determinate tramite prove di compressione e trazione su campioni di calcestruzzo e di barre d'acciaio, ho proceduto a calcolare la capacità portante teorica di ciascuna membratura testata e

compiere infine la valutazione dell'affidabilità dei modelli attraverso il confronto con le reali resistenze osservate.

Capitolo 2

LA CORROSIONE DELLE ARMATURE NELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

Il cemento armato, per decenni ritenuto una “pietra artificiale” quasi perfetta, alla lunga si è dimostrato un materiale notevolmente soggetto a fenomeni di degrado, che ne alterano le proprietà fisiche e chimiche e che influiscono sia sull’aspetto estetico sia sul comportamento meccanico.

In Italia la maggior parte delle costruzioni in cemento armato risale al periodo compreso tra il dopo guerra e gli anni '80, epoca in cui ai costruttori e ai progettisti non erano ancora noti i meccanismi e i fenomeni che portano al degrado del materiale e che quindi giocano un ruolo fondamentale sulla durabilità di una struttura.

Uno dei meccanismi che influisce maggiormente sul danneggiamento delle strutture, sia per diffusione sia per pericolosità, è quello legato alla corrosione delle armature metalliche.

La comprensione del processo di corrosione è uno strumento necessario per progettare strutture in cemento armato in grado di soddisfare i requisiti di vita utile definiti in fase di progetto, ma anche per effettuare una valutazione dell’affidabilità strutturale di un edificio esistente, che comporta la determinazione del livello di sicurezza attuale della struttura e della vita residua.

2.1 Il processo di corrosione dell'acciaio

I metalli allo stato naturale si trovano, in generale, combinati con altri elementi. Per poterne disporre allo stato puro è necessario estrarre il metallo mediante un processo di riduzione, che richiede una certa quantità di energia. Il processo inverso, per il quale il metallo ritorna al suo stato naturale, ha luogo mediante una reazione spontanea conosciuta come corrosione metallica: quando essa avviene in assenza di acqua allo stato liquido, per interazione diretta tra metallo e atmosfera gassosa ad alta temperatura, si parla di corrosione a secco, mentre quando ha luogo in un mezzo acquoso, è un fenomeno di carattere elettrochimico caratterizzato da un processo anodico di dissoluzione (ossidazione) del metallo e da un processo catodico di riduzione di una specie chimica, l'ossigeno presente nell'ambiente acquoso.

Nel caso del ferro, durante il processo di ossidazione (Fig. 2.1), sulla superficie del metallo si formano due zone:

- una zona dove si verifica la corrosione del metallo e che si comporta come anodo;
- una zona dove si verifica la reazione di riduzione e che si comporta come catodo.

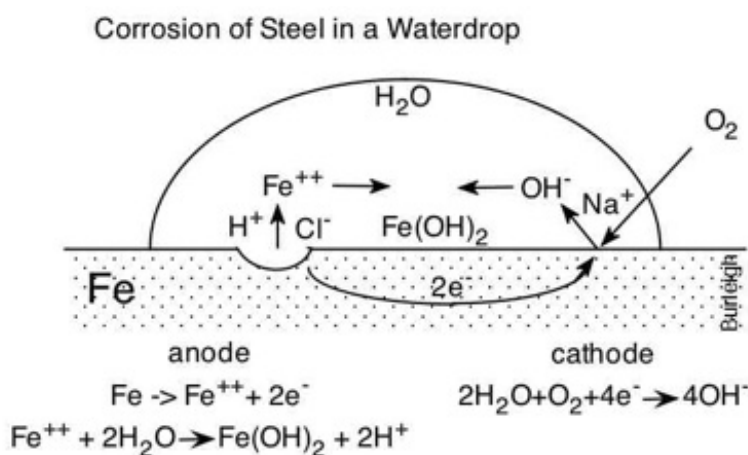


Figura 2.1 – Meccanismo semplificato di corrosione dell'acciaio in mezzo acquoso: zona anodica e catodica

La corrosione, quindi, è un fenomeno elettrochimico, in cui sono presenti quattro processi:

- una semi-reazione anodica di ossidazione del metallo, che forma i prodotti della corrosione e produce elettroni nel reticolo cristallino;
- una semi-reazione catodica che riduce l'ossigeno presente nell'ambiente aggressivo e consuma gli elettroni prodotti nel processo anodico;
- la circolazione di corrente nel metallo con un flusso di elettroni nel reticolo cristallino;
- la circolazione di corrente nell'ambiente con la migrazione elettrica degli ioni nella soluzione liquida a contatto con il metallo.

Il processo di corrosione, figura 2.2, si innesca a causa della generazione di una cella elettrochimica (galvanica) tra l'anodo e il catodo. Tale processo si verifica solamente quando il circuito è chiuso; se in un qualsiasi punto esso è interrotto, per esempio quando viene a mancare l'acqua a contatto con il ferro, la cella non può funzionare e la corrosione non si verifica.

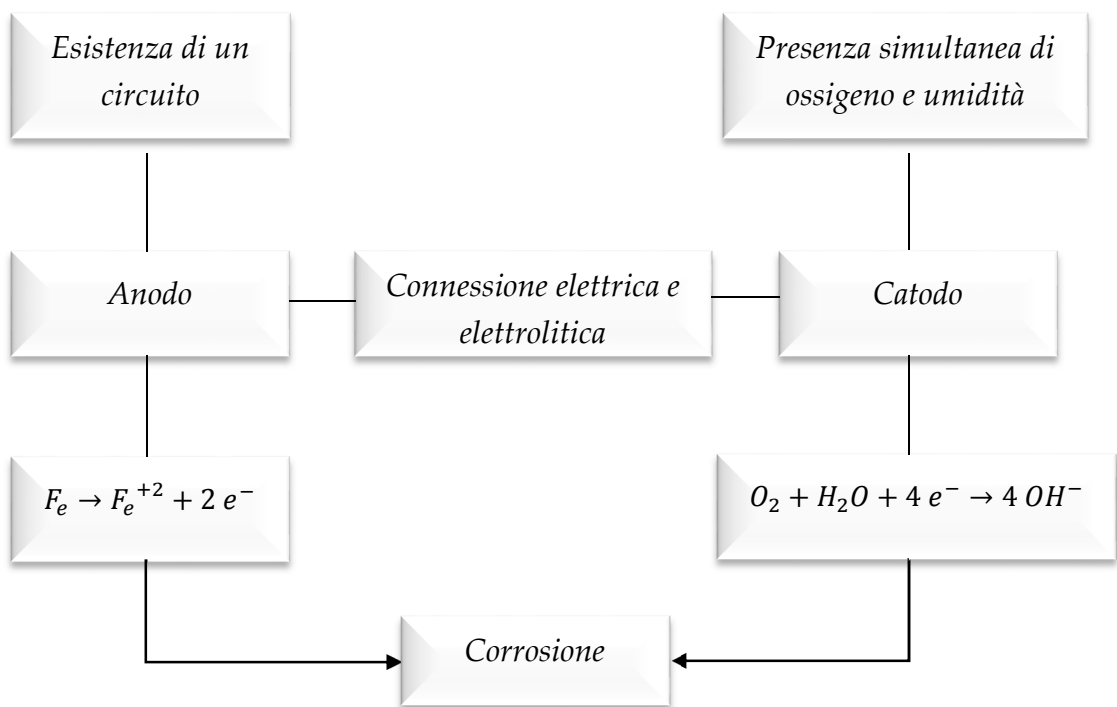


Figura 2.2 – Condizioni imprescindibili per il processo di corrosione

La corrosione metallica può verificarsi in diverse forme che generalmente vengono classificate in funzione dell'estensione dell'area attaccata. I tipi più frequenti di corrosione sono:

- Corrosione diffusa, quando essa interessa tutta la superficie o ampia parte di essa. Si parla di corrosione uniforme quando la penetrazione è la medesima in tutto lo sviluppo dell'elemento, mentre di corrosione non uniforme quando non segue un profilo regolare;
- Corrosione per pitting, quando si presenta come attacchi estremamente localizzati, detti pit o vaiolature, che dalla superficie penetrano nello spessore del metallo a velocità spesso molto elevata. La vaiolature si innescano e si propagano in punti singolari, mentre il resto della superficie metallica esposta all'ambiente rimane inalterata.

2.2 La corrosione delle armature nel calcestruzzo

2.2.1 Cause

L'acciaio nel cemento armato ha dimostrato di possedere una durabilità adeguata nei riguardi della maggior parte degli usi a cui esso è destinato. Questa durabilità è dovuta principalmente all'azione protettiva esercitata dal calcestruzzo, che si esplica secondo due modalità:

- la parte di calcestruzzo che ricopre le armature si comporta come una barriera fisica;
- l'elevata alcalinità del calcestruzzo fa sì che sulla superficie dell'acciaio si sviluppi una pellicola protettiva, che in condizioni ideali può proteggere l'armatura per un tempo indefinito.

Quando il cemento viene mescolato con l'acqua i suoi componenti si idratano formando un conglomerato solido. L'acqua introdotta nell'impasto, necessaria per l'idratazione e la lavorabilità richiesta per la messa in opera, lascia nella matrice di calcestruzzo, dopo la maturazione, una rete di fitti cunicoli che fanno sì che il calcestruzzo sia in una certa misura permeabile ai liquidi e ai gas. In questo modo gli agenti aggressivi possono superare la barriera fisica e raggiungere così l'acciaio di armatura. Questa porosità capillare dipende principalmente dal rapporto acqua/cemento e dal grado di idratazione del calcestruzzo.

L'alcalinità del calcestruzzo è dovuta principalmente all'idrossido di calcio $\text{Ca}(\text{OH})_2$ che si sviluppa durante l'idratazione dei silicati del cemento, e agli alcali già presenti nel clinker, ad esempio i solfati. Tali sostanze regolano il pH della fase acquosa presente nei pori in un range di 12,6-14, cioè nell'estremo alcalino della scala del pH. Grazie a questa elevata alcalinità e alla presenza di una certa quantità di ossigeno, l'acciaio d'armatura risulta passivato, cioè ricoperto da una pellicola trasparente di ossidi, continua e compatta, che lo protegge per un tempo indefinito, anche in presenza di elevata umidità all'interno del calcestruzzo.

Tuttavia può capitare che, durante la fase di impasto o durante la vita del calcestruzzo, si verificano fenomeni che possono provocare la corrosione delle armature presenti all'interno del calcestruzzo (Fig. 2.3); essenzialmente possono ricondursi a:

- presenza di una quantità ragguardevole di cloruri o altri ioni (che possono trovarsi già nella miscela di impasto o penetrare successivamente all'interno del calcestruzzo) che inducono la depassivazione;
- riduzione dell'alcalinità del calcestruzzo, legata al fenomeno della carbonatazione.

La corrosione dell'armatura inizia quando:

- il fronte carbonatato raggiunge la profondità a cui sono poste le armature;

- la concentrazione di cloruri in prossimità della barra raggiunge un valore limite di concentrazione.

Gli ioni depassivanti danno luogo a una corrosione di tipo localizzato, mentre la riduzione del pH induce la dissoluzione completa del film e quindi genera una corrosione di tipo diffuso.

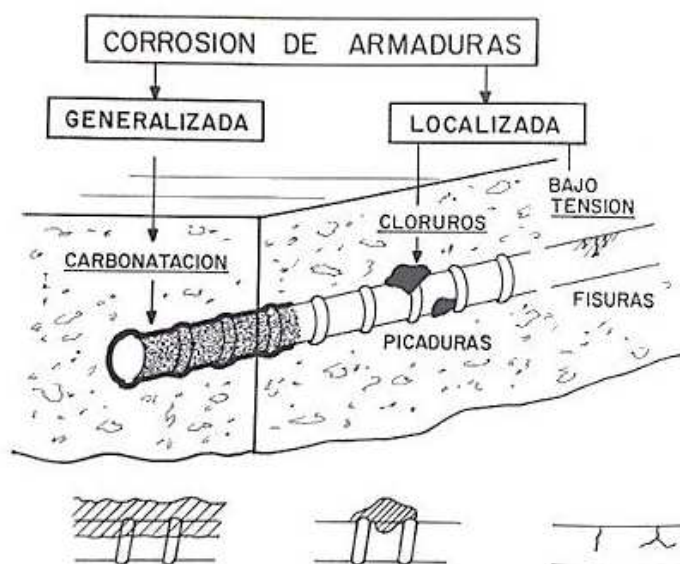


Figura 2.3 – Tipi e morfologie di corrosione delle armature nel cemento armato

2.2.1.1 Attacco dei cloruri

Gli ioni cloruro possono essere già presenti all'interno della miscela di impasto oppure provenire dall'esterno, ovvero penetrare all'interno attraverso la rete di pori e raggiungere l'armatura. Mentre i primi non sono molto comuni, purché si rispettino le raccomandazioni sull'uso di acque pure, non marine, ecc., la presenza dei secondi è molto più frequente soprattutto in ambienti marini o nei periodi invernali a causa dell'utilizzo dei sali antigelo sulle strade [2]. Questi ioni hanno la capacità di distruggere puntualmente il film passivante, il che dà luogo ad un tipo di corrosione conosciuta con il nome di vaiolatura o pitting (Fig. 2.4). Questi crateri che si vanno a formare corrispondono all'anodo della cella elettrochimica e,

a seconda della loro profondità, possono portare alla rottura della barra di armatura.



Figura 2.4 – Corrosione per pitting

La quantità di cloruri necessaria ad innescare la corrosione dipende da vari fattori:

- tipo di cemento
- rapporto acqua/cemento;
- indurimento e compattazione del calcestruzzo;
- contenuto di umidità;
- tipo e superficie dell'acciaio di armatura;
- disponibilità di ossigeno.

La numerosità di tali fattori rende difficoltosa la definizione di un limite per il contenuto di cloruri, al di sotto del quale si è sicuri che non si verifichi la depassivazione del film protettivo. Un valore generalmente accettato per il contenuto massimo di cloruri del calcestruzzo è lo 0,4% in relazione al peso del cemento, o lo 0,05-0,1% in relazione al peso del calcestruzzo.

Negli ultimi decenni, sono stati proposti numerosi modelli per descrivere il processo legato alla penetrazione dei cloruri all'interno del calcestruzzo. Molti di essi includono un gran numero di parametri dipendenti da numerosi fattori, i quali possono essere dedotti solo sperimentalmente e con un ampio grado di incertezza. Per questa ragione, modelli semi-empirici, che assumono l'ingresso dei cloruri come un processo di diffusione puro, sono quelli maggiormente utilizzati [3]. Tale ipotesi può essere descritta tramite la seconda Legge di diffusione di Fick:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad (1)$$

dove C è la concentrazione totale di ioni cloruro alla distanza x dalla superficie dopo un tempo t di esposizione ai cloruri e D il coefficiente di diffusione del cloruro.

Nei progetti di ricerca europei DuraCrete e DARTS [4, 5], è stato sviluppato un modello per la previsione del contenuto di cloruro in funzione del tempo e della profondità. Assumendo che la concentrazione di cloruro sulla superficie rimanga costante nel tempo, la soluzione dell'equazione (1) è fornita da [6]:

$$C(x, t) = C_0 + (C_{s,\Delta x} - C_0) \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x - \Delta x}{2\sqrt{D_{app,C} \cdot t}} \right) \right] \quad (2)$$

dove

- $C(x, t)$ concentrazione di cloruro alla profondità x dalla superficie esterna ad un determinato istante di tempo t , in % della massa di cemento;
- x profondità, in m;
- Δx profondità della zona di convezione, in m;
- t età del calcestruzzo, in s;
- $D_{app,C}$ coefficiente di diffusione apparente del cloruro nel calcestruzzo, in m^2/s ;
- $C_{s,\Delta x}$ concentrazione di cloruro alla profondità di Δx , in % della massa di cemento;
- C_0 concentrazione iniziale di cloruro del calcestruzzo, in % della massa di cemento;
- $\operatorname{erf}()$ è la funzione degli errori di Gauss.

La probabilità di innesco della corrosione indotta da cloruri, P_{corr} , è dipendente dal tempo e può essere espressa come

$$P_{corr}(t) = \Pr[C_{crit} - C(x = c, t) < 0] \quad (3)$$

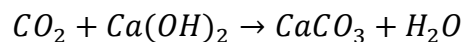
dove C_{crit} è il limite di concentrazione di cloruro e c lo spessore del copriferro [3].

Il valore di C_{crit} è definito come il contenuto totale di cloruro che conduce alla depassivazione della superficie dell'armatura e quindi all'innesco della corrosione del metallo. Informazioni dettagliate sui modelli probabilistici utilizzati per il calcolo della probabilità di innesco della corrosione, P_{corr} , possono essere reperite in [3, 7, 8, 9].

2.2.1.2 Carbonatazione

La riduzione dell'alcalinità del calcestruzzo può essere causata dalla circolazione di acqua pura o leggermente acida, o alla reazione dei composti di carattere basico NaOH, KOH, Ca(OH)₂ della fase acquosa del calcestruzzo con i componenti acidi dell'atmosfera. Quello che maggiormente è presente fra questi è l'anidride carbonica (CO₂), ed è proprio per questo motivo che la riduzione di alcalinità viene definita con il termine *carbonatazione*.

La reazione di carbonatazione in soluzione acquosa si può scrivere sinteticamente come:



Tale processo porta ad un abbattimento del pH del contenuto acquoso del calcestruzzo, che passa da un valore di pH > 13 ad un valore di pH < 9, raggiungendo a volte anche valori molto prossimi alla neutralità.

La carbonatazione ha luogo a partire dalla superficie esterna dell'elemento in calcestruzzo, per penetrare gradualmente verso il nucleo. Il fronte carbonatato, cioè lo strato di calcestruzzo a pH < 9 compreso fra la superficie esterna ed il

nucleo interno a pH >13, può essere individuato spruzzando sulla superficie di un campione una soluzione alcolica di fenolftaleina che permane di colore rosso-porpora se il calcestruzzo è alcalino mentre non presenta alcun colore nel caso contrario (Fig. 2.5).

Il tenore di umidità che rende più rapido l'avanzamento del fronte carbonatato si situa intorno al 50-80%. Per valori maggiori, i pori risultano saturati di acqua e quindi l'ossigeno non riesce a penetrare, mentre per umidità inferiori, i pori sono quasi secchi e perciò non si verificano le condizioni necessarie per la reazione.



Figura 2.5 – Determinazione del fronte carbonatato mediante fenolftaleina

La velocità di avanzamento della carbonatazione si attenua nel corso del tempo.

La penetrazione nel tempo si esprime mediante il metodo della radice del tempo:

$$x = K \cdot t^{1/n} \quad (4)$$

dove

- x profondità carbonatata in mm;
- t tempo in anni;

- K coefficiente di carbonatazione
- n vale 2 solitamente per calcestruzzi porosi, mentre è maggiore per quelli compatti

La costante K , detta coefficiente di carbonatazione, dipende da molti fattori relazionati alla qualità, alla resistenza meccanica del calcestruzzo e all'umidità ambientale.

I valori di K , riscontrati su strutture reali esposte all'atmosfera e riparate dalla pioggia, variano da 2 a 15 mm/anno^{1/2}:

- $2 < K < 6$ per calcestruzzi compatti con contenuto di cemento superiore a 350 kg/m³;
- $6 < K < 9$ per cls di media compattezza;
- $K > 9$ per cls porosi con contenuto di cemento inferiore a 250 kg/m³.

L'aumento nel tempo della profondità di carbonatazione è illustrato dal grafico seguente, per diversi valori di K (Fig. 2.6):

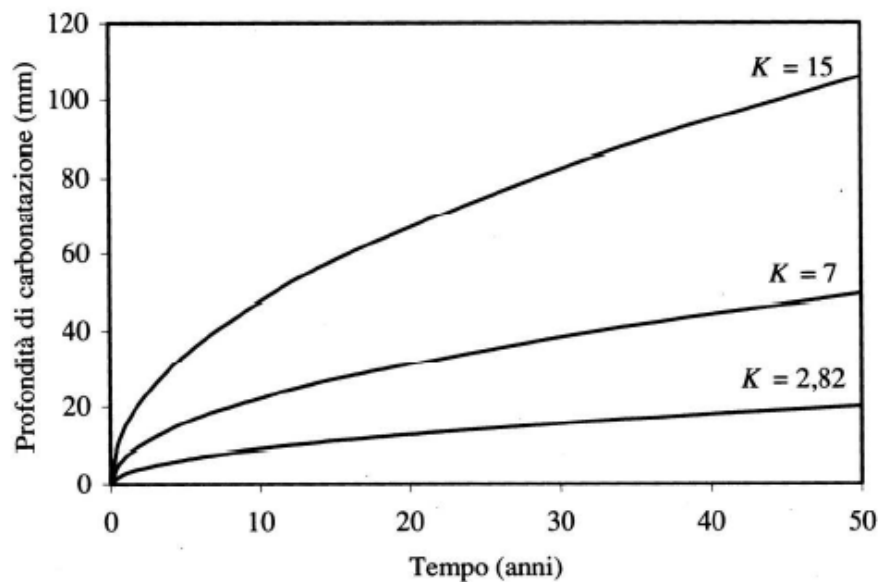


Figura 2.6 – Evoluzione del fronte carbonatato in funzione di K e di t

Sono stati sviluppati altri metodi più raffinati per il calcolo della profondità di carbonatazione. Tutti i modelli assumono che la microstruttura del calcestruzzo non sia alterata dall'esposizione all'ambiente e dalla temperatura e che la concentrazione di anidride carbonica sia costante [10]. La maggior parte di essi sono stati formulati applicando opportune modifiche alla prima Legge di Fick sulla diffusione. Si riporta in seguito il più importante tra questi modelli, identificato e studiato all'interno del Progetto di Ricerca Europeo DuraCrete [4, 11, 12] e successivamente revisionato dal Progetto di Ricerca DARTS, [5]. In accordo con [6], la propagazione del fronte carbonatato può essere ottenuta tramite:

$$x_c(t) = \sqrt{2 \cdot k_e \cdot k_c \cdot R_{NAC,0}^{-1} \cdot C_s \cdot \sqrt{t} \cdot W(t)} \quad (5)$$

dove

- $x_c(t)$ profondità del fronte carbonatato al tempo t , in mm;
- t tempo, in anni;
- k_e funzione ambientale che tiene conto delle condizioni di umidità;
- k_c coefficiente "execution transfert parameter";
- $W(t)$ funzione climatica;
- C_s concentrazione di anidride carbonica nell'aria, in kg/m³;
- $R_{NAC,0}^{-1}$ inverso della resistenza effettiva alla carbonatazione del calcestruzzo in condizioni naturali, in (mm²/anni)/(kg/m³).

La probabilità di innesco della corrosione, P_{corr} , dipende dal tempo e può essere espressa come:

$$P_{corr}(t) = \Pr[c - x_c(t) < 0] \quad (6)$$

dove $x_c(t)$ è la profondità di carbonatazione, calcolata in accordo con l'equazione (6), e c lo spessore del copriferro [3].

2.2.2 Evoluzione del processo di corrosione delle armature in strutture in cemento armato

Al fine di descrivere il processo di corrosione delle armature nel cemento armato, generalmente si utilizza un modello, conosciuto come Modello di Tuutti [13]. In tale modello (Fig. 2.7, [3]) si individua una fase iniziale in cui la corrosione non ha luogo: tale fase persiste fino a quando la concentrazione degli agenti aggressivi non supera il limite per il quale si verifica la depassivazione dell'acciaio di armatura (t_i). Successivamente si ha la fase di propagazione, suddivisa in più tratti: il primo si estende fino a t_{cr1} , tempo in cui si verifica la prima fessura nella superficie del calcestruzzo a causa della corrosione dell'armatura; il secondo, con velocità di propagazione maggiore a causa della presenza di fessure, si protrae fino a t_{cr} , tempo in cui non è più soddisfatto lo stato limite di esercizio. Infine, il tempo per il quale la riduzione della resistenza è tale da non soddisfare più le richieste imposte dallo stato limite ultimo è denotato con t_u . Sia la fase iniziale che quella di propagazione sono processi stocastici, ovvero aleatori.

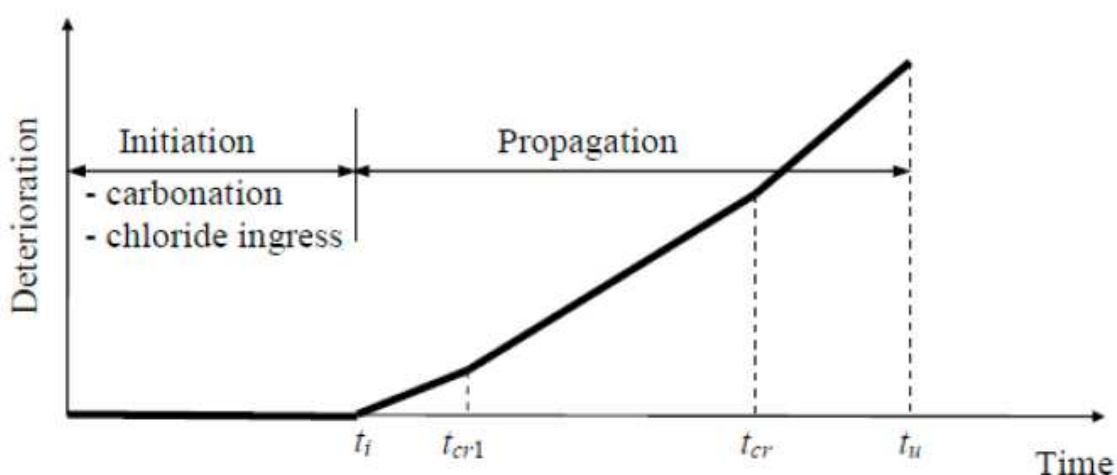


Figura 2.7– Rappresentazione schematica dello sviluppo della corrosione in strutture in C.A. [3]

La fase iniziale è l'intervallo di tempo che intercorre fra il getto della struttura e il momento in cui gli agenti aggressivi raggiungono le barre di armatura, provocando così l'eliminazione del film passivante. Pertanto i modelli che possono essere utilizzati per caratterizzare questa prima fase sono quelli descritti nel paragrafo 2.2.1.

La fase di propagazione è l'intervallo di tempo che intercorre tra la depassivazione delle armature e un livello di degrado ritenuto inaccettabile.

Tale livello è definito come P_{crit} , perdita critica di sezione trasversale d'armatura, la quale dipende sia dalla geometria della barra sia dallo stato di sollecitazione [9].

Il tempo in cui si raggiunge la P_{crit} è funzione della velocità di corrosione ovvero la velocità con la quale l'armatura si riduce di sezione, che peraltro non si mantiene costante durante la fase di propagazione, essendo influenzata dalla concentrazione dei cloruri, dall'umidità, dalla temperatura, ed altro.

2.3 Effetto della corrosione sul comportamento meccanico di strutture in cemento armato

Il fenomeno della corrosione ha notevole influenza sul comportamento meccanico di elementi strutturali in cemento armato, in relazione a:

- riduzione della sezione trasversale delle barre di armatura;
- cambiamento delle proprietà meccaniche dell'acciaio di armatura;
- fessurazione del calcestruzzo;
- deterioramento del meccanismo di aderenza.

La corrosione comporta una riduzione della sezione della barra e inoltre può ridurre la capacità di allungamento sotto carico massimo della parte di armatura

che rimane integra, con tutte le conseguenze che questo comporta sulla duttilità strutturale.

L'ossido di ferro (ruggine), che è il prodotto risultante dal processo di corrosione, ha un volume maggiore del metallo puro e tende a distaccarsene; di conseguenza la barra di armatura aumenta di volume rispetto a quello iniziale. Ciò genera tensioni radiali di compressione (S_c) nel calcestruzzo che circonda la barra, che comportano la nascita di trazioni circonferenziali (S_r), per l'equilibrio. Quando queste ultime raggiungono la resistenza a trazione del conglomerato, si verifica la formazione di fessure, ortogonali alle isostatiche di trazione, ovvero radiali, che possono portare alla completa disgregazione e all'espulsione del copriferro se la barra è sufficientemente prossima al bordo (Spalling Failure, Fig. 2.8).

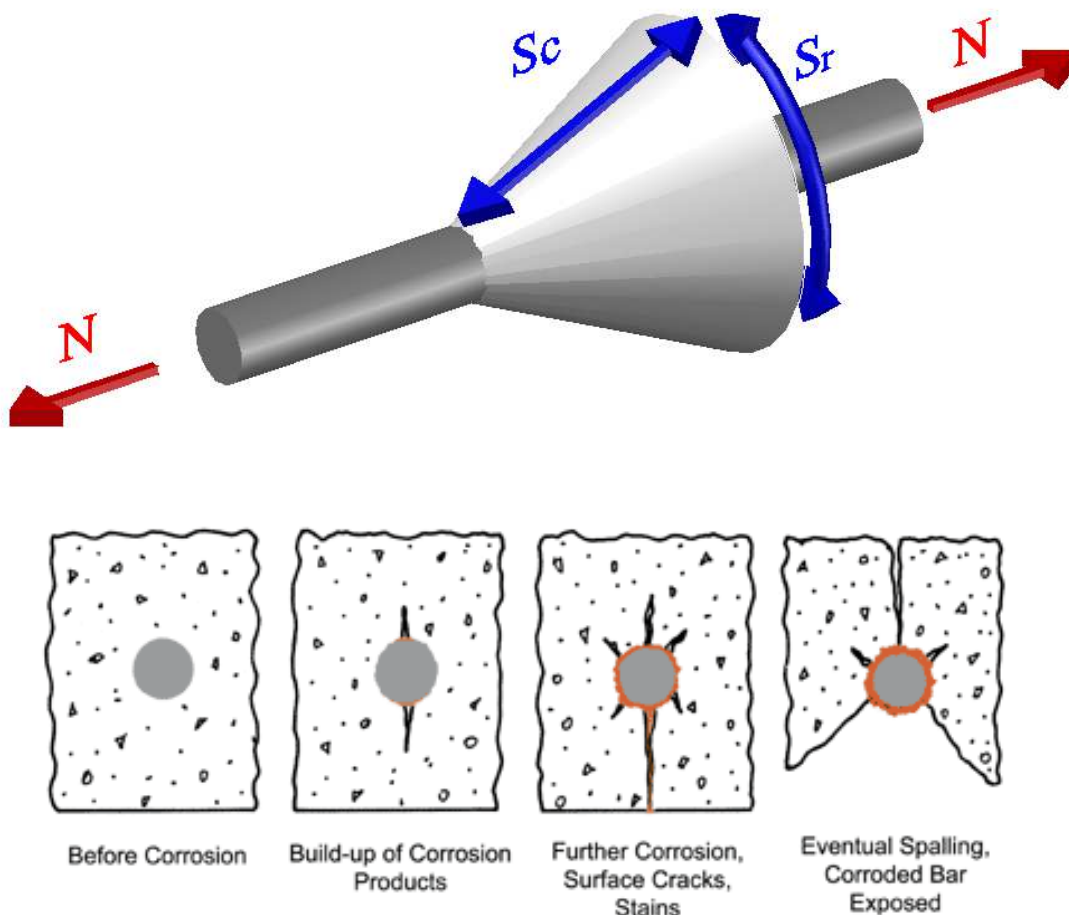


Figura 2.8 – *Espulsione del copriferro a causa dell'espansione dei prodotti della corrosione, Spalling Failure*

Il legame di aderenza, che è una delle proprietà fondamentali sulla quali si basa il funzionamento del cemento armato, è anch'esso influenzato dalla corrosione, attraverso i seguenti meccanismi:

- la fessurazione del calcestruzzo;
- cambiamento delle proprietà all'interfaccia acciaio/calcestruzzo;
- minor confinamento del calcestruzzo a causa della corrosione delle staffe.

2.3.1 Perdita di sezione trasversale delle barre di armatura

La corrosione dell'armatura, a seconda del tipo di attacco, può essere generalizzata o localizzata (pitting). La penetrazione di attacco (perdita di diametro della barra) dopo un determinato periodo di tempo si calcola, per entrambi i tipi di corrosione, a partire dall'intensità di corrosione rappresentativa attraverso la seguente formula:

$$P_x = 0,0116 \cdot I_{corr}^{rep} \cdot t_p \quad (7)$$

dove

- P_x valore medio della penetrazione di attacco, in mm;
- t_p tempo in anni dopo la depassivazione dell'armatura;
- I_{corr}^{rep} valore rappresentativo della velocità di corrosione durante il tempo t_p in $\mu\text{A}/\text{cm}^2$

Una volta determinata la penetrazione di attacco, è possibile determinare il diametro residuo della barra secondo la seguente espressione [2, 4]:

$$\Phi_t = \Phi_0 - \alpha P_x \quad (8)$$

dove:

- Φ_t diametro residuo al tempo t_p , in mm;
- Φ_0 diametro iniziale (nominale), in mm;

- α coefficiente dipendente dal tipo di attacco (Fig. 2.9), che vale 2 nel caso di corrosione uniforme e 10 nel caso di pitting;
- P_x valore medio della penetrazione di attacco, in mm.

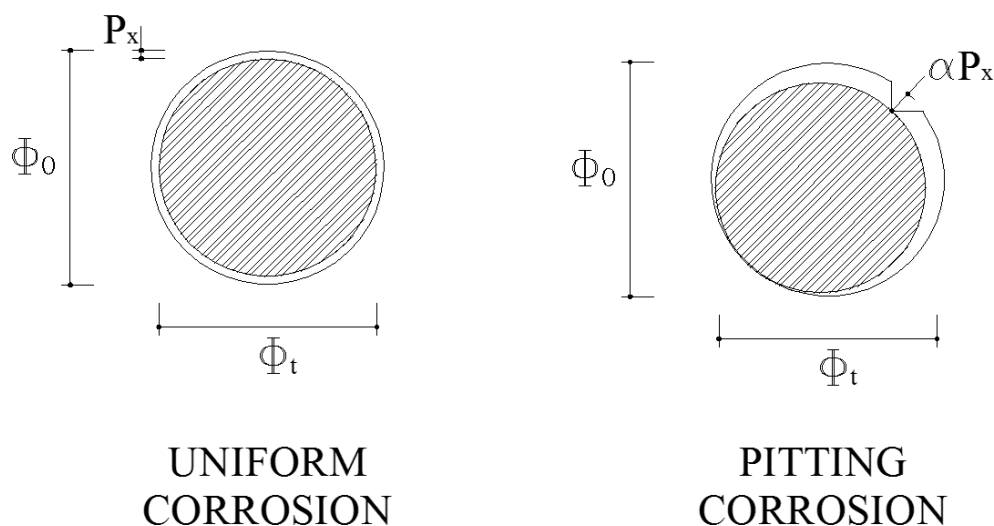


Figura 2.9 – Sezione di armatura residua per corrosione generalizzata e per pitting

2.3.2 Modifica delle proprietà meccaniche dell'acciaio

In presenza di corrosione di tipo generalizzato, i dati sperimentali raccolti [3] mostrano che le proprietà di resistenza e duttilità dell'acciaio di armatura non sono apprezzabilmente influenzate.

Risultati sperimentali evidenziano che le proprietà meccaniche dell'acciaio di armatura, sia la resistenza che la duttilità, risultano modificate dalla corrosione di tipo pitting [4]. Una significativa riduzione dell'allungamento sotto carico massimo è stata osservata in alcuni studi [14, 15]; ciò è giustificato [4] dal fatto che le armature arrivano alla crisi in corrispondenza della vaiolatura, ovvero in un breve tratto dove si verifica una concentrazione di tensione.

Per le barre soggette a pitting, si verifica una riduzione della tensione di snervamento che si assume proporzionale alla perdita di sezione trasversale e un infragilimento tanto maggiore quanto più è grande la perdita. Generalmente si

assume che la completa perdita di duttilità si verifichi quando la perdita di sezione trasversale superi un determinato valore, che può essere assunto pari al 20%.

Tale effetto condiziona la ridistribuzione dei momenti flettenti in strutture in cemento armato con armature corrose.

2.3.3 Aderenza

L'aderenza tra acciaio e calcestruzzo è la caratteristica fondamentale alla base del funzionamento del cemento armato: grazie ad essa, si attua il trasferimento degli sforzi da un materiale all'altro, essenziale per il comportamento duttile dell'intera sezione. La corrosione può compromettere il legame di aderenza tra barre di armatura e calcestruzzo, conducendo così ad un infragilimento dell'elemento strutturale. Nonostante la complessità del fenomeno, una conoscenza dell'influenza della corrosione sul meccanismo di aderenza è essenziale per la valutazione dell'affidabilità di edifici esistenti. Per questo motivo, recentemente, uno studio numerico e sperimentale è stato condotto per valutare l'influenza della corrosione sul legame di aderenza in membrature in cemento armato e i risultati sono stati discussi e comparati con quelli ottenuti in precedenti studi [19].

2.3.4 Variazione della capacità portante

In letteratura sono descritti vari modelli [2] per la stima delle performance di travi e pilastri in cemento armato soggette a corrosione delle armature. La capacità portante di tali elementi può essere determinata mediante modelli di resistenza formulati sulla base del limite inferiore della teoria della plasticità [18], sulla base dei dati geometrici della struttura e delle proprietà meccaniche dei materiali rilevabili nella situazione degradata.

Relativamente alla valutazione della resistenza a flessione di elementi degradati, possono essere utilizzati gli stessi modelli di resistenza relativi ad elementi non

degradati, indicati nell'EC2 o nel MC2010 e descritti successivamente nel capitolo 5, salvo tenere opportunamente in considerazione gli effetti dovuti alla corrosione.

Relativamente all'armatura:

- si considera l'effettiva area di armatura rimanente;
- nel caso in cui siano rilevanti, devono essere tenute in conto anche concentrazioni di tensione, specialmente nel caso di corrosione per pitting, mentre la perdita di duttilità dell'acciaio può essere trascurata nella maggior parte degli elementi.

Relativamente all'area di calcestruzzo:

- se, a causa della corrosione delle armature, si è verificata l'espulsione del copriferro, si considera la rimanente sezione trasversale;
- nel caso in cui non si sia manifestata espulsione del copriferro, occorre tener presente la possibile fessurazione del ricoprimento di calcestruzzo nella zona compressa a causa dell'aumento di volume delle armature corrose. Gli effetti della fessurazione sulla resistenza del calcestruzzo vengono messi in conto mediante una riduzione della resistenza a compressione, come nel caso di fessurazione provocata, nel calcestruzzo sano, da deformazioni laterali imposte [20]:

$$f_{ce} = \frac{1}{0,8 + 170 \cdot \varepsilon_1} \cdot f_{ck} \leq f_{ck} \quad (9)$$

dove:

- f_{ce} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo;
- f_{ck} resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo;
- ε_1 deformazione laterale imposta.

Poiché la determinazione della deformazione indotta dalla corrosione ε_1 è piuttosto complicata la resistenza a compressione ridotta viene generalmente valutata in via approssimata tenendo conto dello stato di

sollecitazione interna e dell'angolo compreso tra le fessure e la direzione del campo di compressione [20]. Dato che i prodotti di espansione dovuti all'ossidazione inducono lesioni parallele alle armature e quindi al campo di compressione (nel caso di sezione soggetta a momento flettente), l'effettiva resistenza a compressione del calcestruzzo può essere calcolata come [6]:

$$f_{ce} = k_{cp} \cdot \eta_{fc} \cdot f_{ck} \quad (10)$$

dove η_{fc} è il fattore che tiene conto dell'aumento della fragilità del calcestruzzo, espresso da [6, 18, 20]:

$$\eta_{fc} = \left(\frac{30}{f_{ck}} \right)^{1/3} \leq 1 \quad (11)$$

k_{cp} è il coefficiente di riduzione, assunto pari a 0,75 [6] per le travi inflesse e i pilastri, in cui la corrosione induce fessure parallele al campo di compressione.

Per gli elementi strutturali in cui non si è manifestata l'espulsione del copriferro, la resistenza valutata come sopra descritto, tenendo conto della presenza del copriferro seppure fessurato, rappresenta un limite superiore; infatti, nel caso che il copriferro fosse molto fessurato e quindi prossimo all'espulsione, la resistenza residua effettiva sarebbe più vicina al valore calcolato trascurando la presenza del copriferro nella zona compressa. Pertanto per gli elementi con copriferro si possono definire due valori di resistenza, limite superiore e limite inferiore, nel senso sopra specificato.

Analogamente, la residua resistenza al taglio è calcolata mediante l'impiego dei modelli di resistenza indicati nel MC2010 o di modelli sperimentali, come il Modello di Mári, descritti dettagliatamente nel capitolo 5 della presente tesi.

Le assunzioni adottate in tali modelli nei riguardi della corrosione, sono le stesse descritte per il calcolo della resistenza a flessione residua.

Capitolo 3

LA CAMPAGNA SPERIMENTALE

Allo stato attuale, gli studi tesi a sviluppare modelli di resistenza degli elementi in cemento armato deteriorati per effetto della corrosione delle armature [27] sono basati sui risultati sperimentali ottenuti perlopiù da campioni sottoposti a deterioramento accelerato, che non sempre induce gli stessi effetti del deterioramento naturale, e su campioni di piccole dimensioni in condizioni di laboratorio.

Pertanto, l'adeguatezza dei modelli a descrivere il comportamento di elementi strutturali reali sottoposti a processi naturali di deterioramento deve essere ancora verificata.

La demolizione di parte di un edificio industriale in cemento armato risalente agli anni '40 del secolo passato, ubicato in Spagna ed esposto ad un ambiente marino e industriale aggressivo, ha offerto un'opportunità unica per lo studio delle performance di elementi strutturali in cemento armato sottoposti a un processo naturale di degrado.

Il complesso industriale in questione è la "Fabrica di Cros", situata vicino a La Coruña, una città sulla costa nord-ovest della Spagna, nella regione autonoma della Galizia (Fig. 3.1, Fig. 3.2).

L'edificio, dove si lavorava la pirite per la produzione di acido solforico, fu costruito negli anni '40 e successivamente abbandonato negli anni '80. La documentazione relativa alla valutazione dello stato di conservazione dell'edificio, risalente all'anno 2001 [23], riporta le seguenti informazioni circa la struttura dell'edificio:

- la fabbrica risulta composta da tre edifici, denominati A, B, C, dei quali solo gli ultimi due sono stati oggetto di valutazione;
- la struttura dell'edificio B, dedicato allo stoccaggio dei materiali da produzione, era composta da pilastri in cemento armato, copertura in volta a botte nervata e tiranti metallici; ai lati dei portici erano presenti altre volte a botte, di minor altezza, con direttrice ortogonale a quella del portico tipo;
- la struttura dell'edificio C era composta da pilastri, tiranti in cemento armato e volta a botte con direttrice retta;
- nella facciata sud dell'edificio C erano presenti volte a botte poste su una struttura di maggiore altezza;
- gli edifici B e C erano collegati da una struttura in travi e pilastri in cemento armato.



Figura 3.1 – Vista generale della Fabbrica di Cros



Figura 3.2 – Vista generale degli edifici B e C della Fabbrica di Cros

All'epoca della valutazione dello stato di conservazione, le membrature costituenti la struttura del corpo di fabbrica si presentavano in un elevato stato di degrado e, in molte zone, sprovviste di ricoprimento di calcestruzzo a causa della corrosione delle armature. L'alto grado di ossidazione mostrato da queste ultime, era dovuto all'esposizione sia all'ambiente marino, e quindi alla penetrazione di ioni cloruro, sia, durante gli anni di attività della fabbrica, ai prodotti della lavorazione della pirite, necessaria per la produzione di acido solforico.

Dato che la costruzione fu ritenuta rappresentativa dell'architettura industriale della metà del secolo scorso, nel 2010 si stabilì la sua ristrutturazione e la conversione della stessa in un centro multi-funzionale con teatro-auditorium, biblioteca e sale d'esposizione.

La demolizione di alcune parti della struttura, prevista nel progetto di ristrutturazione, ha permesso di ricavare una serie di elementi strutturali in cemento armato utili per condurre una campagna sperimentale su elementi reali degradati in modo naturale.



Figura 3.3 – Stato di conservazione della Fabbrica di Cros prima della ristrutturazione

3.1 Prelievo e misurazione dei campioni

Dalla struttura in fase di demolizione sono state prelevate le otto travi oggetto del presente studio, oltre a cinque pilastri ed un portale, mediante le seguenti operazioni (Fig. 3.4, Fig. 3.5):

- selezione e marcatura degli elementi strutturali rappresentativi soggetti a corrosione;
- taglio degli elementi selezionati mediante filo diamantato per gli elementi difficilmente accessibili e/o con spessore superiore a 60 cm, o con sega a muro per elementi facilmente accessibili e/o con spessore inferiore a 60 cm;
- stoccaggio degli elementi estratti e successivo trasporto degli stessi presso l'Istituto Eduardo Torroja di Madrid.

Per motivi logistici, le travi sono state tagliate a filo pilastro.



Figura 3.4 – Elemento trave selezionato per la sua estrazione



Figura 3.5 – Trave tagliata mediante sega a muro

Presso l'Istituto Torroja i campioni sono stati sottoposti alle prove descritte al paragrafo 3.2. Successivamente, a cura del sottoscritto, sono state accuratamente rilevate le dimensioni e le armature delle sezioni di estremità e di rottura dei monconi di trave risultanti dalle prove di carico (Par. 3.4).

3.2 Prove di carico

La campagna sperimentale condotta sugli otto campioni di trave è consistita in:

- n. 8 prove di flessione (Four Point Flexural Test) (Fig 3.6);
- n. 10 prove di taglio (Three Point Flexural Test) (Fig. 3.7).

Le prove di flessione sono state condotte applicando i carichi flettenti in due punti (Four Point Flexural Test), in modo da individuare una zona centrale della trave sollecitata da momento flettente costante e taglio nullo: l'intento è quello di non "forzare" la crisi nella sezione maggiormente sollecitata, ma di indurla nella sezione, fra quelle del tratto centrale, maggiormente indebolita dalla corrosione. Le prove di flessione sono state condotte in controllo di deformazione.

Prove di carico a 4 punti sono state condotte sulla totalità delle travi nello stato in cui sono state prelevate. In seguito, dai campioni testati a flessione, sono stati ricavati spezzoni tagliando le parti comprese fra gli appoggi laterali e i punti di carico: tali spezzoni, se di sufficiente lunghezza e non eccessivamente danneggiati, sono stati sottoposti a prove di taglio.

Le prove di taglio sono state condotte applicando un solo carico in mezzera di ciascuno spezzone (Three Point Flexural Test): essendo tali spezzoni piuttosto tozzi, l'intento era quello di indurre la crisi per taglio piuttosto che per flessione.

Nella tabella 3.1 sono indicati, con riferimento alla figura 3.8, i dati delle prove di flessione:

Trave	L [m]	A [m]	B [m]
1	5,24	2,00	0,84
2	5,25	2,00	0,95
3	3,77	1,40	0,71
4	5,22	1,80	0,91
5	4,22	1,20	1,06
6	5,22	2,30	0,42
7	5,29	2,00	1,09
8	4,93	2,00	0,73

Tabella 3.1 – Caratteristiche travi testate a flessione

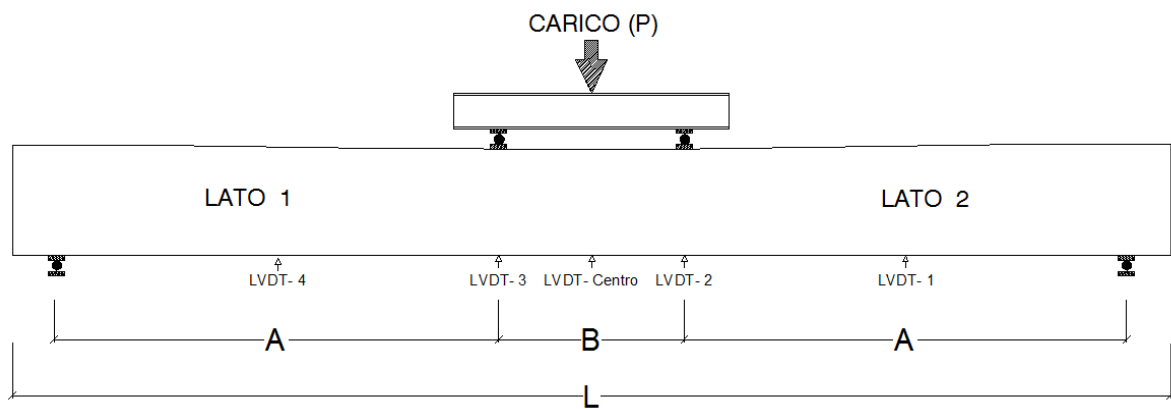


Figura 3.8 – Schema prova di flessione



Figura 3.9 – Foto di una trave sottoposta a prova di carico a 4 punti

Nella tabella 3.2 sono riportati i dati delle prove di taglio, con riferimento alla figura 3.10.

Trave	Lato	L [m]	C [m]	D [m]
1	1	1,65	0,725	0,725
	2	1,90	0,735	0,735
2	1	3,21	0,90	0,90
	2	2,10	0,80	1,10
4	1	2,58	0,65	0,65
	2	2,64	1,00	1,00
6	1	2,57	1,09	1,09
	2	2,65	0,78	0,78
7	1	2,54	0,83	0,83
	2	2,62	0,80	0,80

Tabella 3.2 – Caratteristiche travi testate a taglio

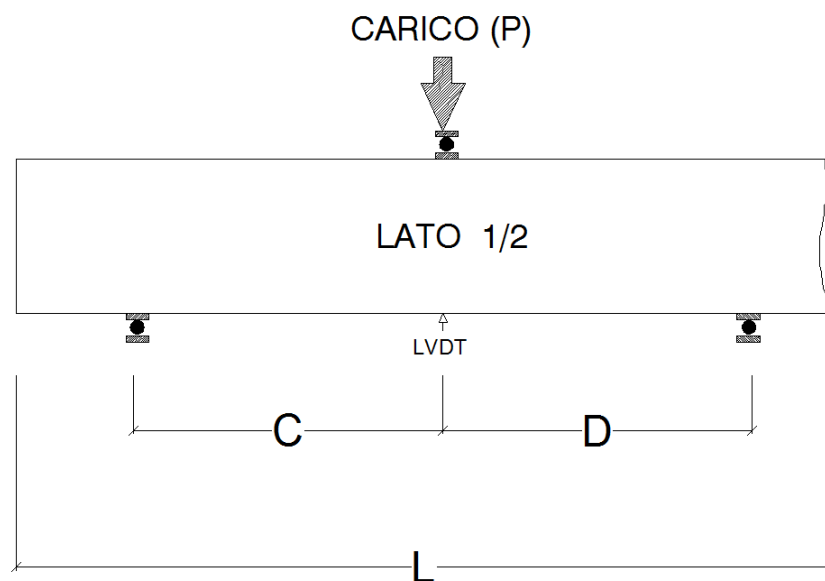


Figura 3.10 – Schema prova di taglio



Figura 3.11 – Foto di una trave sottoposta a prova di carico a 3 punti

3.2.1 Esecuzione delle prove di carico e dati acquisiti

Durante le prove, oltre ai carichi applicati, sono stati rilevati gli abbassamenti di alcune sezioni mediante trasduttori di spostamento LVDT disposti come indicato in figura 3.8 e in figura 3.10; in alcune travi sono stati applicati degli strain gauge (SG) sulle barre di armatura nelle posizioni in cui si mostravano scoperte, per la misura delle deformazioni sia in zona tesa che in zona compressa, come mostrato ad esempio in figura 3.12 per la prova di flessione della trave numero 2.

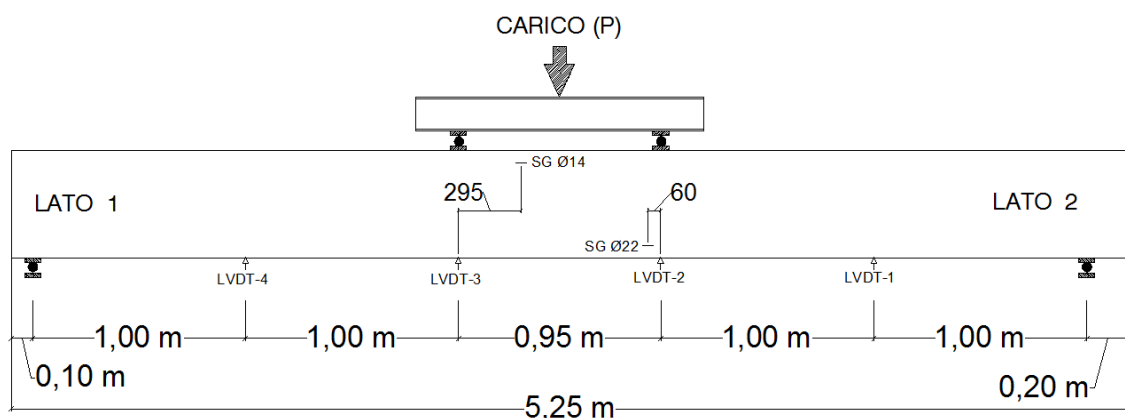


Figura 3.12 – Disposizione degli LVDT e degli strain gauge per la prova di flessione della trave numero 2

Dalle misure, si sono ricavati diagrammi carico-abbassamento dei punti strumentati delle travi, e diagrammi carico-deformazioni dell'acciaio; dai diagrammi è stato possibile determinare per ciascuna trave il carico di inizio plasticizzazione, il carico massimo e i corrispondenti abbassamenti della mezzeria. In alcune delle prove sono stati eseguiti più cicli di carico a causa del raggiungimento del fine corsa nel martinetto: in tali casi, è stato necessario effettuare uno scarico e ricaricare di nuovo l'elemento fino al raggiungimento del collasso (Fig. 3.13).

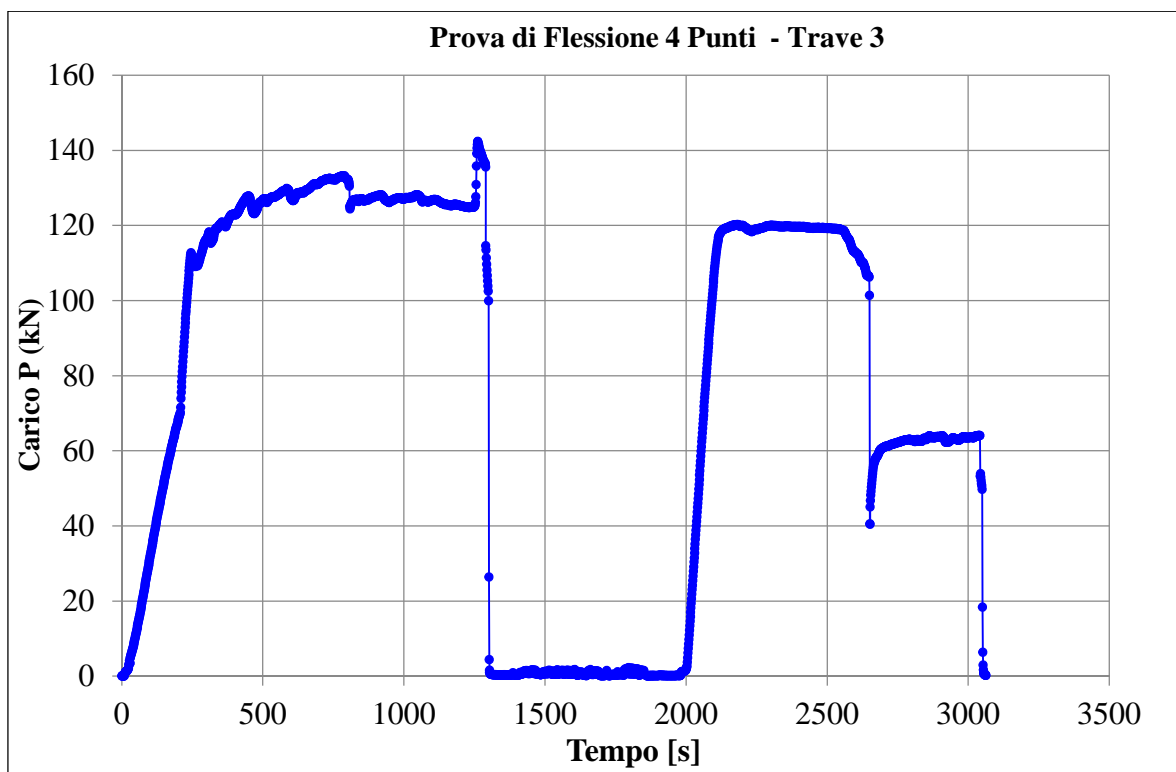


Figura 3.13 – Curva Carico – Tempo nel caso di più cicli di carico

3.3 Prove di caratterizzazione dei materiali

Preliminarmente, i dati a disposizione relativi alle caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti le travi, erano stati reperiti dalla documentazione riguardante lo stato di conservazione dell'opera, risalente all'anno 2001 [23]. Successivamente alle prove, nelle zone non eccessivamente degradate sono stati prelevati campioni cilindrici di calcestruzzo e campioni di barre di armatura. Per ogni membratura sono stati estratti da due a quattro provini di calcestruzzo, a seconda dello stato di conservazione. I provini sono stati estratti mediante carotaggio (Fig. 3.14 a), successivamente tagliati a misura e rettificati mediante cappatura con miscela di zolfo. Sono stati poi sottoposti a prova di compressione secondo la norma UNI EN 12504-1.



Figura 3.14 a) – Carotaggio



Figura 3.14 b) – Provino di calcestruzzo a seguito di una prova compressione

Relativamente all'acciaio di armatura, sono state eseguite prove di trazione, in conformità con la norma UNI EN 10002/1, su campioni ricavati dalle barre dei diversi diametri presenti in ciascuna delle travi. Gli spezzoni di barre sono stati prelevati nelle zone in cui l'acciaio, a seguito delle prove di carico, non aveva raggiunto lo snervamento. Dagli spezzoni sono stati ricavati i campioni per lavorazione meccanica (Fig. 3.15), ciò allo scopo di eliminare le eventuali parti di superficie corrosa, che avrebbero alterato i risultati delle prove volte a determinare la qualità dell'acciaio integro. Le prove hanno fornito: tensione di snervamento, tensione di rottura e allungamento percentuale a rottura A_{gt} .

I risultati delle prove di caratterizzazione meccanica dei materiali sono riportati nel capitolo 4 del presente studio.



Figura 3.15 – Geometria di campione estratto da uno spezzone di armatura

3.4. Acquisizione dati relativi alla geometria delle sezioni

La lunghezza del campione, L , è stata misurata prima di eseguire le prove.

Una volta eseguite le prove di carico, sono state misurate direttamente le caratteristiche geometriche delle sezioni estreme e della sezione di rottura, previo taglio della trave in corrispondenza di quest'ultima.

Per le operazioni di rilievo sono stati utilizzati un flessometro ed un calibro ventesimale. Poiché, a causa dell'espansione dei prodotti della corrosione, le barre di armatura presentavano un volume maggiore rispetto a quello iniziale, è stato fatto uso di spazzola di ferro per riportare la barra alla sua dimensione reale e poter misurare quindi l'effettiva sezione residua.

Le sezioni sono state così denominate:

- Sezione Lato 1/ Sezione Lato 2, le sezioni estreme della trave;
- Sezione X-4-1, la sezione di rottura relativa alla prova di carico a 4 punti, dove X è il numero identificativo della trave testata;

- Sezione X-Y-1, la sezione di rottura relativa alla prova di carico a 3 punti, dove X è il numero identificativo della trave testata e Y il lato, 1 o 2, della trave sottoposta al test;
- Sezione X-1-1, la sezione di rottura relativa alle travi che sono state sottoposte solo a flessione a 4 punti, dove X è il numero identificativo della trave testata.

Per ciascuna delle sezioni, sono stati rilevati i seguenti dati, con riferimento alla figura 3.16:

- Calcestruzzo:
 - altezza sezione, H;
 - larghezza sezione, B;
 - copriferro relativo alle armature superiori, C_{11} C_{12} ;
 - copriferro relativo alle armature inferiori, C_{21} C_{22} ;
- Armatura longitudinale:
 - diametro barre longitudinali superiori, Φ_{11} Φ_{12} ;
 - diametro barre longitudinali inferiori, Φ_{21} Φ_{22} ;
- Armatura trasversale:
 - diametro staffa, Φ_w ;
 - passo armatura trasversale, s_w .

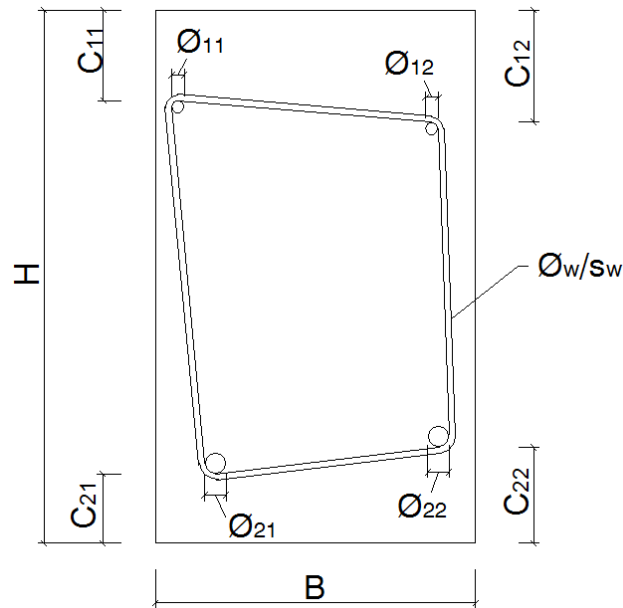


Figura 3.16 – Dati geometrici sezione trasversale generica

Per la determinazione di tali parametri è stato seguito il seguente procedimento:

- altezza e larghezza della sezione, spessore del copriferro: media di tre misurazioni;
- diametro barre di armatura longitudinale: media di tre misurazioni di diametro, sia massimo che minimo, poiché nella maggior parte dei casi, a causa della corrosione, la sezione era di forma ovoidale;
- diametro armatura trasversale: media di tre misurazioni di diametro delle armature trasversali in prossimità della sezione in esame;
- passo armatura trasversale: media di tre misurazioni di interasse delle armature trasversali in prossimità della sezione in esame.

Una volta effettuata la raccolta delle misure si è proceduto a disegnare, mediante l'utilizzo del programma AutoCad 2012, le sezioni rilevate di ciascuna delle travi.

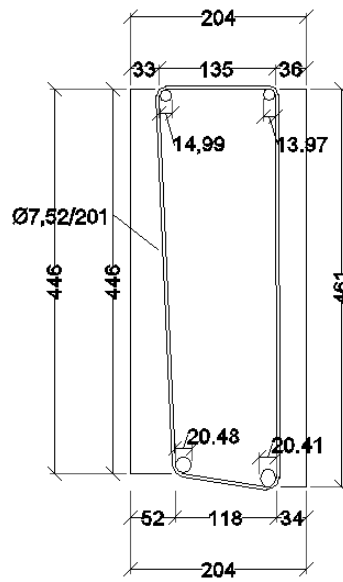
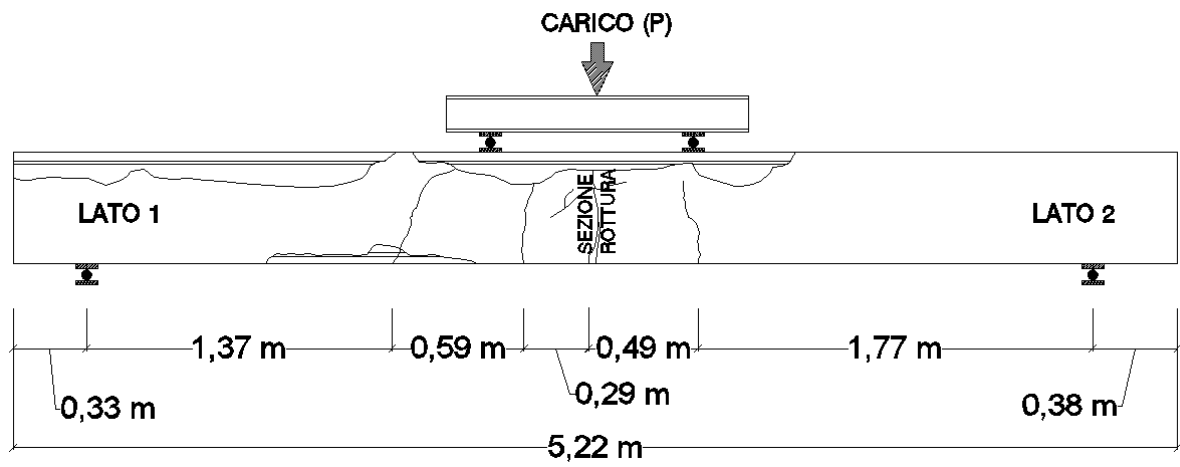


Figura 3.18) – Sezione di rottura individuata a seguito di una prova a flessione

Capitolo 4

RISULTATI DELLA CAMPAGNA SPERIMENTALE

4.1 Prove di carico

4.1.1 Generalità sui meccanismi di collasso per flessione e taglio

In una trave in cemento armato di lunghezza L semplicemente appoggiata e caricata con due carichi concentrati P simmetrici rispetto alla mezzeria, all'aumentare dei carichi si può osservare un quadro fessurativo con lesioni ad andamento pressoché verticale nella zona centrale di momento costante e lesioni con inclinazione variabile nei tratti prospicienti gli appoggi, a causa della presenza del taglio (Fig. 4.1).

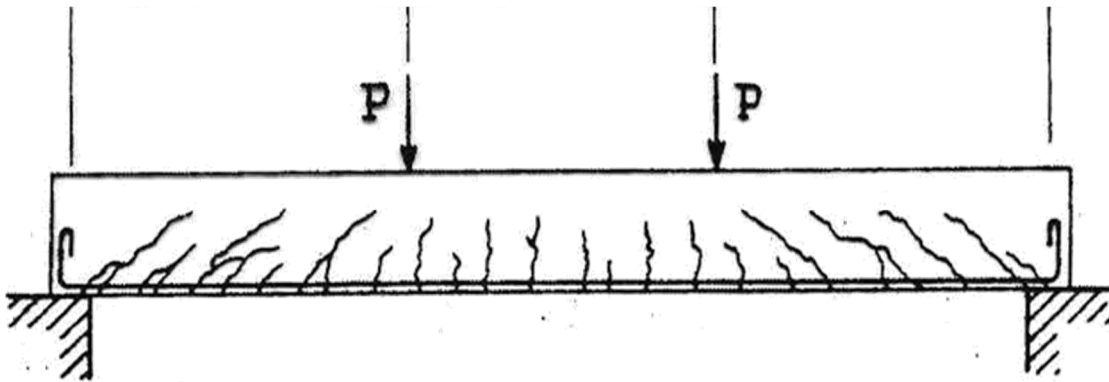


Figura 4.1 – Tipico quadro fessurativo in una trave inflessa in cemento armato

In travi senza armatura a taglio, prima del formarsi delle lesioni, per livelli di carico modesti, il taglio è portato dal calcestruzzo con lo sviluppo di un sistema tensionale composto. Quando lo sforzo principale di trazione raggiunge la

resistenza a trazione del conglomerato, si iniziano a formare fessure e il raggiungimento del collasso può verificarsi rapidamente.

Nel caso di presenza di armatura a taglio, la fessurazione non dà luogo alla crisi immediata dell'elemento grazie alla formazione di un traliccio resistente avente come aste compresse il corrente superiore di calcestruzzo e i puntoni inclinati costituiti dal calcestruzzo sano compreso fra le lesioni, e come aste tese le armature trasversali e longitudinali.

In definitiva, il meccanismo resistente e di conseguenza l'effettivo modo di collasso di una trave sollecitata a flessione e taglio può riferirsi in misura maggiore o minore all'una o all'altra sollecitazione, in dipendenza di molti fattori:

- dimensioni e altezza utile della sezione;
- caratteristiche meccaniche del calcestruzzo e dell'acciaio;
- percentuale di armatura longitudinale tesa;
- passo e percentuale dell'armatura trasversale.

Nelle travi sottoposte a prova, non è stato sempre semplice individuare il modo di collasso effettivo poiché in molti casi le sezioni di rottura non erano caratterizzate da lesioni pure da taglio o da momento, ma piuttosto da fessure dovute ad un'azione combinata delle due.



Figura 4.2 – Stato di una trave prima della prova

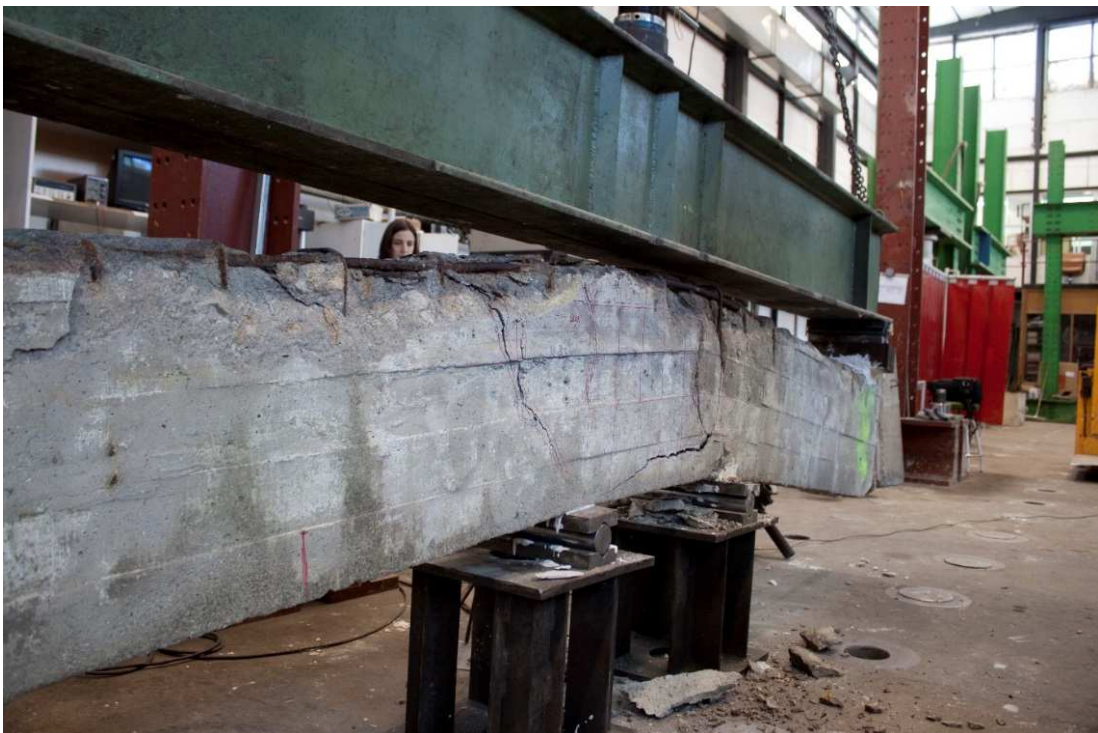


Figura 4.3 – Quadro fessurativo in una trave dopo la prova

4.1.2 Individuazione dei meccanismi di collasso

Al fine di verificare l'affidabilità dei modelli di resistenza utilizzando i risultati delle prove, una delle operazioni più importanti è stata l'individuazione del reale tipo di crisi mediante l'ispezione visiva delle sezioni di rottura ottenute a seguito delle prove di carico. Per ciascuna delle membrature è stata effettuata una marcatura delle lesioni durante l'esecuzione dei test; mediante la graficizzazione del quadro fessurativo e un'ampia documentazione fotografica a diversi livelli di carico, è stato possibile documentare l'evoluzione del quadro fessurativo e ricavare informazioni riguardo possibili variazioni di resistenza, rigidità della trave e scorrimento di armatura in corrispondenza di determinati valori di carico. Al termine di ciascuna prova è stata determinata la sezione in cui si è verificata la rottura e il tipo di meccanismo che l'ha generata.



Figura 4.4 – Marcatura del quadro fessurativo

Nella tabella 4.1 sono riportati i risultati di tali rilievi; per ciascuna trave sono indicati il tipo di prove effettuate e il meccanismo di collasso associato.

Trave	Prova di carico	Modalità di crisi
1	4 Punti	Flessione - Taglio
	3 Punti - Lato 1	Taglio
	3 Punti - Lato 2	Taglio + Scorrimento armatura
2	4 Punti	Flessione
	3 Punti - Lato 1	Flessione - Taglio
	3 Punti - Lato 2	Taglio
3	4 Punti	Flessione (rottura armatura)
4	4 Punti	Flessione (instabilizzazione armatura compressa)
	3 Punti - Lato 1	Taglio
	3 Punti - Lato 2	Taglio + Scorrimento armatura
5	4 Punti	Flessione (instabilizzazione armatura compressa)
6	4 Punti	Flessione (schiacciamento cls + instabilizzazione armatura compressa)
	3 Punti - Lato 1	Taglio + Scorrimento armatura
	3 Punti - Lato 2	Taglio + Scorrimento armatura
7	4 Punti	Flessione (schiacciamento cls + instabilizzazione armatura compressa)
	3 Punti - Lato 1	Flessione - Taglio (rottura armatura + schiacciamento cls + scorrimento armatura)
	3 Punti - Lato 2	Flessione - Taglio (schiacciamento cls + scorrimento armatura)
8	4 Punti	Flessione (rottura di varie armature)

Tabella 4.1 – *Esito delle prove*

4.1.3 Risultati delle prove di carico

Le misure effettuate durante le prove sono state elaborate in modo da ricavare i seguenti dati significativi:

- P_{plast} carico di inizio plasticizzazione;
- P_{max} carico massimo;
- f_{plast} freccia in corrispondenza del carico di prima plasticizzazione;
- f_{max} freccia corrispondente al carico massimo.

Con freccia si intende l'abbassamento registrato dall'LVDT posto in mezzeria oppure, ove non presente o danneggiato durante la prova, il massimo fra gli abbassamenti registrati dagli LVDT posti nei punti di carico.

Il carico di inizio plasticizzazione e la freccia corrispondente sono stati individuati nel punto in cui le curve carico-abbassamento presentano il primo cambiamento significativo di pendenza.

Il carico massimo e la freccia relativa, sono stati determinati dai diagrammi carico-abbassamento in corrispondenza del massimo carico.

Nella figura 4.5 si indicano, a titolo di esempio, i punti della curva carico-abbassamento selezionati per la definizione del carico di inizio plasticizzazione, del carico massimo e delle frecce ad essi corrispondenti per la prova di flessione a 4 punti della trave 4.

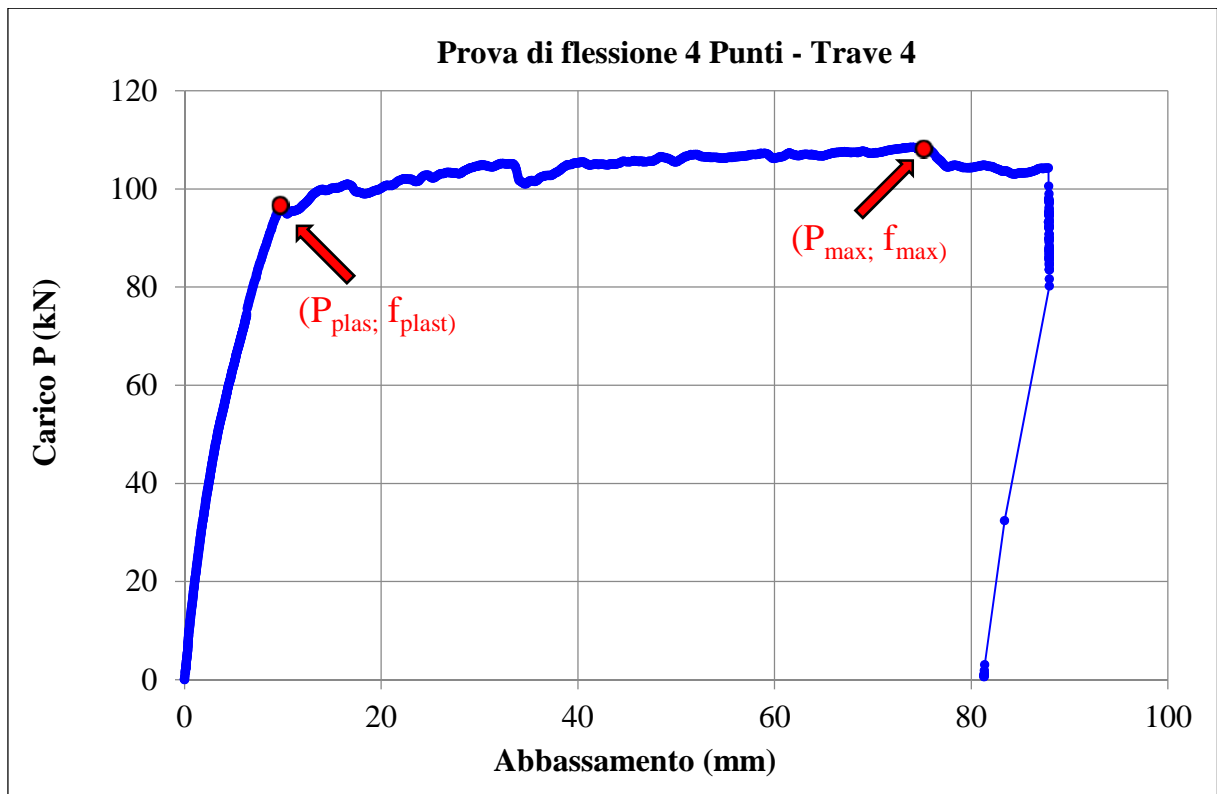


Figura 4.5 – Individuazione dei punti corrispondenti all'inizio plasticizzazione e al carico massimo

Nella tabella 4.2 si riportano i risultati dei test effettuati:

Trave	Prova	P_{plast} [kN]	f_{plast} [mm]	P_{max} [kN]	f_{max} [mm]
1	4 Punti	97,92	16,2	101,50	46,4
	3 Punti Lato 1	58,62	1,4	72,29	11,4
	3 Punti Lato 2	202,56	1,9	202,62	2,1
2	4 Punti	75,47	9,5	95,03	92,7
	3 Punti Lato 1	218,03	3,0	264,59	30,8
	3 Punti Lato 2	81,21	9,8	81,21	9,8
3	4 Punti	111,03	8,1	133,20	32,7
4	4 Punti	96,31	10,2	108,50	74,3
	3 Punti Lato 1	280,97	\	280,97	\
	3 Punti Lato 2	181,54	3,1	181,54	11,1
5	4 Punti	132,95	3,1	151,12	106,1
6	4 Punti	82,05	11,6	145,29	111,4
	3 Punti Lato 1	226,91	3,2	226,91	11,3
	3 Punti Lato 2	150,99	1,6	150,99	1,6
7	4 Punti	127,40	13,3	156,21	112,4
	3 Punti Lato 1	154,74	1,8	209,51	17,6
	3 Punti Lato 2	174,34	2,0	226,29	12,5
8	4 Punti	86,77	5,5	100,36	20,1

Tabella 4.2 – Risultati test effettuati

In appendice sono riportati, per ciascuna trave e per ciascun test, gli schemi statici delle prove effettuate, la disposizione dei trasduttori di spostamento e degli strain gauge, le curve carico-abbassamento/deformazione registrate, la geometria e la posizione delle sezioni di rottura.

4.2 Prove di caratterizzazione meccanica dei materiali

4.2.1 Calcestruzzo

Nella tabella 4.3 si riporta, per ciascuna trave, il numero di campioni cilindrici di calcestruzzo sottoposti a prova di compressione, i valori della resistenza media a compressione e i parametri statistici, scarto quadratico medio (σ) e coefficiente di variazione (CoV), dedotti.

Trave	N°Test	f_{cm} [MPa]	σ [MPa]	CoV
1	4	25,85	2,42	0,09
2	5	46,10	6,10	0,13
3	3	27,10	4,59	0,17
4	2	35,18	1,44	0,04
5	3	33,60	2,40	0,07
6	3	37,49	8,71	0,23
7	2	40,61	2,49	0,06
8	2	23,84	4,69	0,20

Tabella 4.3 – Risultati delle prove di compressione sui campioni di calcestruzzo

4.2.2 Acciaio

Nella tabella 4.4 si riporta, per ciascuna trave, e per i diversi diametri nominali presenti, il numero di campioni di armatura estratti e sottoposti a prova di trazione, i valori medi del modulo di elasticità longitudinale, della tensione di snervamento, della tensione di rottura e dell'allungamento percentuale a rottura ed i relativi coefficienti di variazione (CoV) misurati.

Trave	N° Test	Φ	E [MPa]	f_{ym} [MPa]	CoV	f_{tm} [MPa]	CoV	ϵ_{um} [MPa]
1	3	14	204,67	514,67	0,05	552,67	0,09	0,12
	4	22	192,50	306,75	0,01	450,75	0,01	0,19
	6	8	192,33	376,67	0,04	493,00	0,01	0,14
2	1	22	172,00	368,70	-	562,20	-	0,18
	1	8	179,00	382,10	-	504,40	-	0,12
3	1	22	229,68	300,90	-	451,10	-	0,18
	1	8	196,68	388,20	-	527,70	-	0,14
4	1	22	215,00	329,90	-	471,80	-	0,20
	1	8	158,00	329,90	-	471,80	-	0,11
5	1	22	218,00	302,10	-	452,40	-	0,18
	1	8	174,00	380,30	-	520,00	-	0,16
6	3	18	246,53	301,23	0,02	426,13	0,00	0,22
	1	22	205,00	392,70	-	704,20	-	0,11
	1	8	195,78	393,00	-	469,20	-	0,10
7	3	18	237,34	311,20	0,05	435,73	0,03	0,17
	1	22	216,35	294,50	-	448,60	-	0,19
	1	8	200,00	356,10	-	480,50	-	0,15
8	1	22	160,00	366,20	-	498,00	-	0,19
	1	8	191,00	370,00	-	481,60	-	0,13

Tabella 4.4 – Proprietà meccaniche dell'acciaio costituente le barre di armatura di ciascuna trave

4.3 Rilievi geometrici

I dati relativi alla geometria delle travi testate sono stati ricavati tramite la misura diretta delle sezioni di estremità e delle sezioni di rottura determinatesi nelle prove di flessione e taglio. Per ogni sezione si è definita la sezione equivalente, in cui le aree di armatura superiore e inferiore sono state concentrate nei rispettivi baricentri, in modo tale da avere direttamente a disposizione i dati geometrici richiesti dal modello. I parametri geometrici fondamentali della sezione equivalente (Fig. 4.6) si possono riassumere in:

- altezza H e spessore B ;
- altezza utile d_1 relativa all'armatura superiore;
- altezza utile d_2 relativa all'armatura inferiore;
- area di armatura superiore A_{s1} ;
- area di armatura inferiore A_{s2} ;
- area di armatura trasversale A_w ;
- passo armatura trasversale s_w

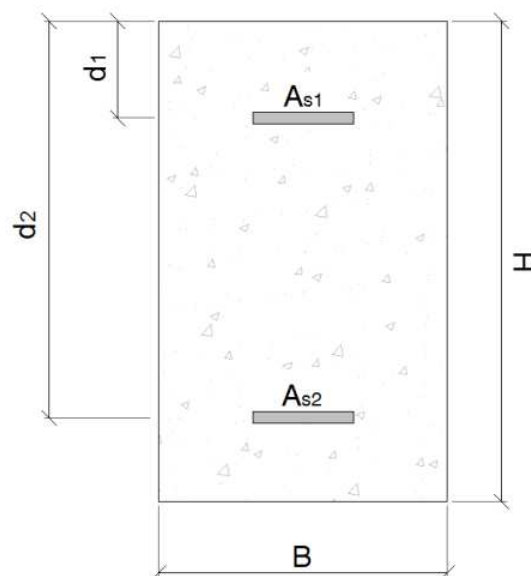


Figura 4.6 – Geometria sezione equivalente

4.3.1 Geometria delle sezioni di estremità e di rottura

Trave	Sez.	B	H	d ₁	d ₂	A _{s1}	A _{s2}	S _w	A _w
		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ²]	[mm]	[mm ²]
1	Lato1	300	505	101,0	367,5	226,19	628,32	200	56,55
	Lato2	300	500	101,0	412,5	226,19	628,32	200	56,55
2	Lato1	350	500	69,0	452,5	226,19	628,32	175	56,55
	Lato2	350	462	0,0	423,8	72,01	628,32	200	56,55
3	Lato1	200	487	87,3	477,2	333,71	667,59	229	82,11
	Lato2	202	500	78,5	446,0	309,42	633,72	140	104,85
4	Lato1	211	496	51,3	457,3	436,83	658,84	182	98,78
	Lato2	203	496	70,1	458,0	196,31	626,43	200	103,82
5	Lato1	202	484	73,8	474,1	292,43	619,10	184	81,43
	Lato2	200	484	71,6	474,4	274,70	629,51	190	99,78
6	Lato1	202	498	70,5	461,6	935,46	439,65	110	79,85
	Lato2	206	498	51,8	463,1	800,15	441,37	101	66,98
7	Lato1	202	500	70,6	470,8	872,90	425,16	161	72,63
	Lato2	201	502	84,8	474,3	924,13	426,22	218	68,42
8	Lato1	312	575	99,5	540,1	1767,86	916,68	185	81,43
	Lato2	288	570	77,2	529,5	1720,79	1030,83	185	81,43

Tabella 4.5 – Geometria delle sezioni di estremità

Trave	Test	Sez.	B [mm]	H [mm]	d₁ [mm]	d₂ [mm]	A_{s1} [mm ²]	A_{s2} [mm ²]	s_w [mm]	A_w [mm ²]
1	4P	141	302	485	39,0	398,3	226,19	712,80	205	54,68
	3P - L1	111	302	496	48,7	332,3	243,09	649,86	197	39,27
	3P - L2	121	308	485	37,7	419,8	241,53	658,21	172	58,45
2	4P	241	356	469	0,0	423,2	168,80	651,84	193	65,75
	3P - L1	211	352	473	0,0	410,7	263,17	739,20	153	62,74
	3P - L2	221	368	453	0,0	421,7	268,58	543,93	205	36,19
3	4P	311	196	491	44,5	473,9	357,82	610,69	226	83,02
4	4P	441	203	470	0,0	425,4	303,22	639,22	187	97,04
	3P - L1	411	204	453	0,0	436,4	329,76	656,59	201	88,83
	3P - L2	421	203	491	36,9	446,7	388,01	664,33	216	96,06
5	4P	511	211	484	40,8	445,8	213,93	652,80	210	91,45
6	4P	641	200	487	57,7	471,4	242,62	928,41	190	86,02
	3P - L1	611	204	489	64,5	472,9	307,43	1046,57	145	52,12
	3P - L2	621	203	497	47,9	466,2	817,44	437,29	178	47,52
7	4P	712	208	501	68,4	473,6	255,39	1134,53	202	83,71
	3P - L1	711	209	498	75,6	469,6	930,78	446,65	161	72,63
	3P - L2	732	208	500	68,5	466,6	985,19	392,20	148	70,51
8	4P	811	280	545	74,4	536,8	475,21	636,08	197	66,37

Tabella 4.6 – Geometria delle sezioni di rottura

Sulla base delle misure effettuate, si sono ricostruite le dimensioni globali originarie delle travi campione.

Per la determinazione delle dimensioni dei campioni, si sono utilizzate, in quanto alla lunghezza L misure eseguite prima delle prove, in quanto alle dimensioni delle sezioni trasversali, H , B , c , e al passo delle staffe, le misure effettuate dopo le prove, mediate sulle sezioni rilevate, e documentazione fotografica eseguita prima delle prove.

Per risalire al diametro originario delle barre, si è dapprima misurato il diametro della barra corrosa e successivamente, con l'ausilio della letteratura tecnica dell'epoca, si è risaliti al diametro originario della barra. Considerato il metodo di valutazione applicato, la stima dei diametri originari delle barre può essere affetta da errori: occorre infatti considerare che nelle costruzioni in cemento armato dell'epoca capitava sovente di utilizzare le barre di armatura più facilmente reperibili in zona, seppure non strettamente coerenti con quanto progettato.

Le caratteristiche dimensionali delle otto travi estratte sono riportate in tabella 4.7, in cui:

- lunghezza del campione L ;
- altezza H e larghezza B della sezione trasversale;
- spessore del copriferro c superiore;
- barre di armatura longitudinale superiore A_1 ;
- barre di armatura longitudinale inferiore A_2 ;
- armatura trasversale nominale A_w con staffatura a 2 braccia;
- passo armatura trasversale s_w .

Trave	L [m]	B [mm]	H [mm]	c [mm]	A ₁ [mm ²]	A ₂ [mm ²]	A _w [mm ²]	s _w [mm]
1	5,24	300	495	60	2Φ14	2Φ22	Φ8	195
2	5,25	355	470	25	2Φ14	2Φ22	Φ8	185
3	3,77	200	475	65	2Φ16	2Φ22	Φ8	215
4	5,22	205	455	30	2Φ16	2Φ22	Φ8	180
5	4,22	205	485	55	2Φ14	2Φ22	Φ8	200
6	5,22	200	490	60	2Φ14+2Φ22	2Φ18+2Φ22	Φ8	140
7	5,29	205	500	75	2Φ14+2Φ22	2Φ18+2Φ22	Φ8	180
8	4,93	295	555	80	3Φ16+4Φ22	3Φ16+4Φ22	Φ8	190

Tabella 4.7 – *Caratteristiche geometriche originarie delle travi testate*

4.3.2 Perdita di sezione di armatura

Uno degli effetti principali legati alla corrosione è la perdita di sezione di armatura. Si riportano nelle tabelle 4.8, 4.9, 4.10, per ciascuna delle sezioni di rottura, la perdita percentuale di sezione $\%A_{\text{corr}}$ delle armature superiori, inferiori e trasversali, e le rispettive intensità di corrosione $I_{\text{corr}}^{\text{rep}}$ calcolate applicando le equazioni (10), (11) del paragrafo 2.3.1, in funzione del diametro originario stimato Φ_0 riportato in tabella 4.7 e di un periodo di riferimento t_p di 75 anni, ossia la vita della costruzione ad oggi. Il coefficiente α è stato assunto pari a 2 in quanto si considera una corrosione di tipo uniforme. Nelle tabelle seguenti si indica con:

- $\%A_{\text{corr}}$ perdita percentuale di sezione;
- Φ_0 diametro originario della barra;
- A_{s0} area di armatura calcolata in funzione dei diametri originari;
- $\Phi_{\text{eq, rim}}$ diametro rimanente equivalente della barra calcolato in funzione dell'area di armatura rimanente $A_{s, \text{rim}}$ determinata a seguito dei rilievi;

- $A_{s,rim}$ area di armatura rimanente;
- P_x penetrazione di attacco;
- I_{corr}^{rep} valore rappresentativo della velocità di corrosione.

Armatura Superiore								
Trave	Sez.	$A_{s,rim}$ [mm ²]	A_{s0} [mm ²]	$\Phi_{eq,rim}$ [mm]	Φ_0 [mm]	P_x [mm]	I_{corr}^{rep} [μA/cm ²]	% A_{corr}
1	141	226,20	307,88	12,0	14	1,0	1,15	26,53
	111	243,09	307,88	12,4	14	0,9	0,90	21,04
	121	241,53	307,88	12,4	14	0,8	0,92	21,55
2	241	168,80	307,88	10,4	14	1,8	2,09	45,17
	211	263,17	307,88	12,9	14	0,5	0,61	14,52
	221	268,58	307,88	13,1	14	0,5	0,53	12,76
3	331	357,81	402,12	15,1	16	0,4	0,52	11,02
4	441	303,22	402,12	13,9	16	0,7	0,85	24,60
	411	329,76	402,12	14,5	16	0,8	0,90	18,00
	421	388,01	402,12	15,7	16	0,1	0,16	3,51
5	511	213,92	307,88	11,7	14	1,2	1,34	30,52
6	641	242,62	307,88	12,4	14	0,8	0,90	21,20
	611	307,43	307,88	14,0	14	0,0	0,01	0,14
	621	248,29	307,88	12,6	14	0,7	0,82	22,25
		569,15	760,27	19,0	22	1,5	1,70	
7	712	255,39	307,88	12,7	14	0,6	0,72	17,05
	711	237,66	307,88	12,3	14	0,8	0,98	15,82
		693,11	760,27	21,0	22	0,5	0,57	
	732	245,50	307,88	12,5	14	0,7	0,86	11,48
		739,69	760,27	21,7	22	0,1	0,17	
8	811	312,35	402,12	14,1	16	0,9	1,09	20,66
		162,86	201,06	14,4	16	0,8	0,92	

Tabella 4.8 – Perdita di sezione delle armature superiori

Armatura Inferiore								
Trave	Sez.	$A_{s,rim}$ [mm ²]	A_{s0} [mm ²]	$\Phi_{eq,rim}$ [mm]	Φ_0 [mm]	P_x [mm]	I_{corr}^{rep} [μA/cm ²]	% A_{corr}
1	141	712,80	760,26	21,3	22	0,3	0,40	6,24
	111	649,86	760,26	20,3	22	0,8	0,95	14,52
	121	658,21	760,26	20,5	22	0,8	0,88	13,42
2	241	651,84	760,26	20,4	22	0,8	0,94	14,26
	211	739,19	760,26	21,7	22	0,1	0,18	2,77
	221	543,93	760,26	18,6	22	1,7	1,95	28,46
3	331	610,69	760,26	19,7	22	1,1	1,31	19,67
4	441	639,22	760,26	20,2	22	0,9	1,05	15,92
	411	656,59	760,26	20,4	22	0,8	0,92	13,64
	421	664,33	760,26	20,6	22	0,7	0,82	12,62
5	511	652,79	760,26	20,4	22	0,8	0,93	14,14
6	641	424,25	508,94	16,4	18	0,8	0,90	26,51
		483,69	760,26	17,5	22	2,2	2,56	
	611	437,88	508,94	16,7	18	0,6	0,75	16,95
		608,68	760,26	19,7	22	1,2	1,33	
	621	437,29	508,94	16,7	18	0,7	0,76	14,08
7	712	438,47	508,94	16,7	18	0,6	0,74	11,15
		696,06	760,26	21,0	22	0,5	0,55	
	711	446,65	508,94	16,9	18	0,6	0,65	12,24
	732	392,19	508,94	15,8	18	1,1	1,26	22,94
8	811	349,56	402,12	14,9	16	0,5	0,62	18,85
		286,52	380,13	19,1	22	1,4	1,67	

Tabella 4.9 – Perdita di sezione delle armature inferiori

Armatura Trasversale								
Trave	Sez.	$A_{st,rim}$ [mm ²]	A_{st0} [mm ²]	$\Phi_{eq,rim}$ [mm]	Φ_0 [mm]	P_x [mm]	I_{corr}^{rep} [μA/cm ²]	% A_{corr}
1	141	54,68	100,53	5,9	8,00	1,0	1,21	45,61
	111	39,27	100,53	5,0	8,00	1,5	1,72	60,94
	121	58,45	100,53	6,1	8,00	0,9	1,09	41,86
2	241	65,75	100,53	6,5	8,00	0,8	0,88	34,59
	211	62,74	100,53	6,3	8,00	0,8	0,97	37,59
	221	36,19	100,53	4,8	8,00	1,6	1,84	64,00
3	331	83,02	100,53	7,3	8,00	0,4	0,42	17,42
4	441	97,04	100,53	7,9	8,00	0,1	0,08	3,47
	411	88,83	100,53	7,5	8,00	0,2	0,28	11,64
	421	96,06	100,53	7,8	8,00	0,1	0,10	4,45
5	511	91,45	100,53	7,6	8,00	0,2	0,21	9,04
6	641	86,02	100,53	7,4	8,00	0,3	0,34	14,44
	611	52,12	100,53	5,8	8,00	1,1	1,29	48,16
	621	47,52	100,53	5,5	8,00	1,2	1,44	52,73
7	712	83,71	100,53	7,3	8,00	0,3	0,40	16,73
	711	72,63	100,53	6,8	8,00	0,6	0,69	27,75
	732	70,51	100,53	6,7	8,00	0,6	0,75	29,86
8	811	66,37	100,53	6,5	8,00	0,7	0,86	33,98

Tabella 4.10 – Perdita di sezione delle staffe

Capitolo 5

VALUTAZIONE TEORICA DELLE RESISTENZE

La differenza fondamentale tra la valutazione delle performance di una struttura esistente e il progetto di una nuova costruzione consiste nella quantità di informazioni a disposizione. La stima del comportamento strutturale viene effettuata mediante l'uso di modelli che descrivono lo stato attuale della struttura o di una sua parte. In generale, l'analisi deve essere compiuta per verificare le performance sia allo stato limite ultimo (SLU) sia allo stato limite di esercizio (SLE), andando a considerare tutte le variabili fondamentali che influiscono sulla resistenza e tenendo anche conto, quando la loro presenza è considerevole, degli effetti dovuti al degrado. I modelli di calcolo devono quindi contenere informazioni riguardanti il materiale, la geometria, le azioni e le influenze ambientali, e le semplificazioni adottate devono permettere di considerare i fattori maggiormente influenti e trascurare quelli poco influenti. In quanto una struttura esistente si presenta direttamente ispezionabile, il grado di accuratezza del modello utilizzato per la valutazione delle performance dell'intera costruzione o di una sua parte, sarà tanto maggiore quanto maggiori saranno le informazioni raccolte.

5.1 Modelli per il calcolo della resistenza a flessione e taglio in travi integre

I modelli di calcolo utilizzati nel presente studio per la valutazione della resistenza a flessione e taglio sono stati dedotti dai corrispondenti adottati per le travi integre, introducendo opportune ipotesi per tener conto del deterioramento.

In questa sezione si descrivono i modelli relativi alle travi integre presi a riferimento.

Il modello per il calcolo della resistenza a flessione è quello dell'EC2 [17] la cui affidabilità, vista la buona conoscenza del comportamento a flessione di una trave in cemento armato, è stata comprovata da tempo.

La complessità del meccanismo di resistenza a taglio e le difficoltà nella definizione dei vari contributi alla resistenza, invece, fanno sì che non si disponga di una sufficiente conoscenza del comportamento a taglio di una trave in cemento armato e che la maggior parte dei modelli siano caratterizzati da formule empiriche basate su osservazioni sperimentali. Per questo motivo, visto che ancora oggi sono in corso studi tesi a migliorare la conoscenza di tale meccanismo, si è scelto di utilizzare alcuni dei modelli attualmente più avanzati. Fra quelli attualmente disponibili si è scelto di utilizzare quelli proposti dal MC2010 [6] e il modello di Mári [21]; non si è effettuato il calcolo con il modello di resistenza a taglio dell'EC2 dato che studi compiuti in precedenza [30], hanno mostrato che, a causa del limite imposto per l'angolo di inclinazione delle bielle di calcestruzzo, tale modello fornisce risultati molto discosti da quelli sperimentali.

I modelli descritti nel MC2010 propongono quattro livelli di approssimazione. Nel livello di approssimazione I e II il taglio resistente si calcola tenendo in considerazione solo il contributo dovuto all'armatura a taglio mentre nel livello di approssimazione III si considera anche il contributo del calcestruzzo.

In questo studio sono stati analizzati solo il II e il III livello di approssimazione per membrature provviste di armatura trasversale; il I livello fornisce generalmente un valore approssimato della resistenza e viene utilizzato solamente nella fase di predimensionamento di una nuova costruzione mentre il IV livello di approssimazione è ancora in fase di sviluppo.

Nel modello di Mári, oltre a tenere in considerazione i contributi di cui sopra, si tengono in conto anche i contributi dovuti all'effetto spinotto dell'armatura longitudinale e all'ingranamento degli inerti.

5.1.1 Resistenza a flessione secondo Eurocodice UNI-EN 1992-1-1

Relativamente al calcolo della resistenza a flessione delle membrature sono state applicate le indicazioni dell'EC2, che prevede il calcolo del momento resistente sulla base delle seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo;
- resistenza a trazione nulla del calcestruzzo;
- legami costitutivi dei materiali come sotto descritti.

Legame costitutivo del calcestruzzo

I modelli costitutivi del calcestruzzo considerati sono:

- Modello Parabola - Rettangolo;
- Modello Triangolo - Rettangolo;
- Modello Rettangolo o "Stress Block".

Il modello utilizzato nel presente studio per la valutazione delle capacità resistenti è il Modello Rettangolo, denominato anche "Stress Block", che presenta le seguenti caratteristiche (Fig. 5.1):

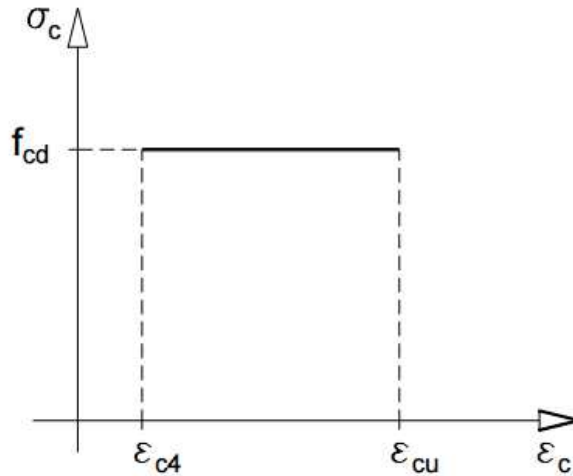


Figura 5.1 – Modello Rettangolo o “Stress Block” per il calcestruzzo [17]

- ϵ_{c4} deformazione al raggiungimento della massima tensione (0,07%);
- ϵ_{cu} deformazione ultima (0,35%);
- f_{cd} resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo definita da

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (12)$$

- f_{ck} valore caratteristico della resistenza a compressione del calcestruzzo;
- α_{cc} fattore che tiene conto degli effetti a lungo termine sulla resistenza a compressione del calcestruzzo e degli effetti sfavorevoli risultanti dal modo in cui il carico è stato applicato; può assumere valori tra 0,8 e 1. Nel caso in questione è stato adottato un valore pari a 1 poiché, essendo lo scopo quello di valutare la resistenza attuale delle membrature, non si tiene conto della viscosità;
- γ_c coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo.

L'applicazione dello Stress-Block prevede anche la riduzione della zona compressa mediante un fattore λ e della resistenza di calcolo mediante un fattore η , che per calcestruzzi con resistenza caratteristica inferiore a 50 MPa (come nel

caso dei calcestruzzi costituenti ciascuna trave in esame), assumono rispettivamente i valori $\lambda = 0,8$ e $\eta = 1$ (Fig. 5.2).

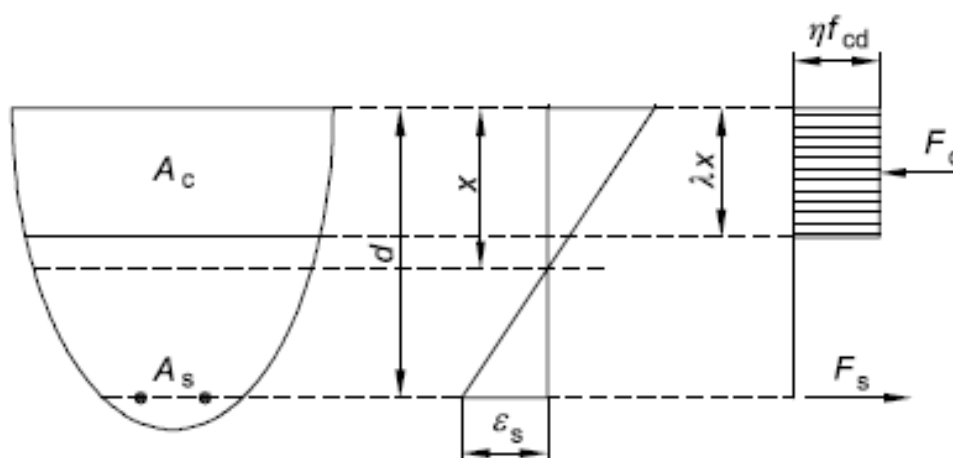


Figura 5.2 – Forze resistenti in una sezione generica di una trave in cemento armato [17]

Il modulo elastico medio del calcestruzzo è assunto pari al valore

$$E_{cm} [MPa] = 22000 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \quad (13)$$

Legame costitutivo dell'acciaio di armatura

I modelli costitutivi dell'acciaio di armatura previsti dall'EC2 sono:

- Modello Elastico – Perfettamente Plastico;
- Modello Elastico – Plastico con incrudimento.

Il legame che è stato qui utilizzato è il Modello Elastico – Perfettamente Plastico, con un primo tratto elastico fino al raggiungimento della tensione di snervamento del materiale e un tratto perfettamente plastico (Fig. 5.3), definiti da:

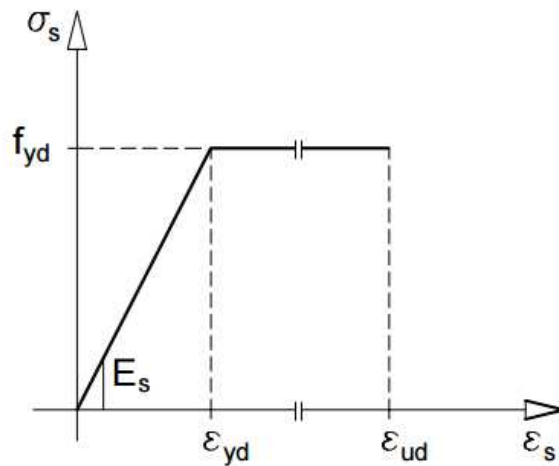


Figura 5.3 – Modello Elastico – Perfettamente Plastico dell'acciaio [17]

- f_{yd} valore della resistenza di progetto a compressione/trazione dell'acciaio definita

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (14)$$

- f_{yk} valore caratteristico della resistenza a compressione/trazione dell'acciaio;
- γ_s coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio.

Anche se il tratto plastico del modello costitutivo è caratterizzato da un ramo di lunghezza indefinita, si fissa il limite della deformazione dell'acciaio a un valore pari al 1%.

5.1.2 Resistenza a taglio secondo Model Code 2010

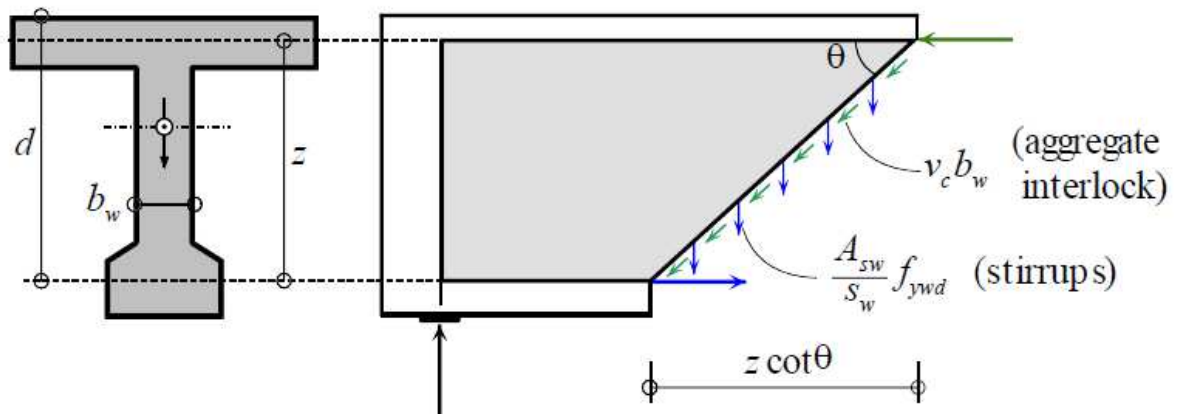


Figura 5.4 – Forze all'interno dell'anima di una trave [6]

Con riferimento alla figura 5.4 il meccanismo resistente a taglio è costituito da:

- contributo al taglio dovuto alle staffe;
- contributo al taglio dovuto al calcestruzzo.

La profondità d è definita come la distanza tra il lembo superiore compresso di calcestruzzo e la risultante delle forze di trazione nell'armatura tesa inferiore, mentre la dimensione z rappresenta la distanza fra le forze resistenti di compressione e di trazione all'interno della sezione e viene assunta generalmente pari a:

$$z = 0,9 d \quad (15)$$

La resistenza a taglio di progetto V_{Rd} vale:

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \quad (16)$$

dove:

- $V_{Rd,c}$ è il contributo alla resistenza dovuto al calcestruzzo;
- $V_{Rd,s}$ è il contributo alla resistenza dovuto all'armatura trasversale.

La sezione considerata per il calcolo della resistenza a taglio è la sezione di rottura individuata a seguito della prova di taglio traslata alla distanza z dal bordo del piatto di applicazione del carico. Si definisce così una sezione di controllo per la valutazione della resistenza posizionata come in figura 5.5:

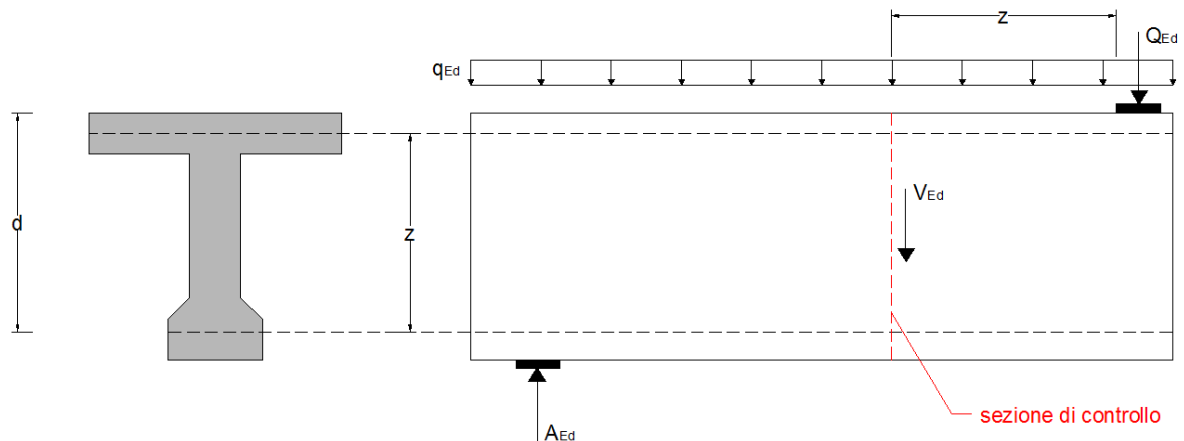


Figura 5.5 – Definizione della sezione di controllo

Per il calcolo della resistenza a taglio deve essere tenuto in considerazione anche lo stato di deformazione. La deformazione longitudinale è calcolata in corrispondenza della fibra posta a metà dell'altezza z attraverso la seguente relazione:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{2 E_s A_s} \left(\frac{M_{Ed}}{z} + V_{Ed} + N_{Ed} \left(\frac{1}{2} \mp \frac{\Delta e}{z} \right) \right) \quad (17)$$

Per l'uso di tale equazione devono essere tenute in conto le seguenti condizioni:

- M_{Ed} e V_{Ed} devono essere prese come quantità positive mentre N_{Ed} deve essere assunto positivo se di trazione e negativo se di compressione. Nel caso in questione, le travi sono sollecitate solo a taglio e momento, quindi il contributo alla deformazione dovuto allo sforzo normale non è presente;
- la deformazione ε_x non deve superare il valore di 0,003;

- se ε_x è negativa, si deve assumere un valore pari a zero;
- per sezioni poste a una distanza minore di d dal bordo dell'appoggio deve essere assunto sempre un valore di deformazione pari a ε_x ;
- A_s rappresenta l'area di armatura longitudinale tesa.

La travi in studio sono dotate di armatura trasversale maggiore del minimo consentito per tenere conto del contributo al taglio dovuto alla staffatura.

$$\rho_w \geq 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (18)$$

In tal caso la resistenza al taglio è determinata mediante la seguente equazione:

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \leq V_{Rd,max} = k_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} b_w z \sin\theta \cos\theta \quad (19)$$

θ denota l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo compressi, compresa nel seguente intervallo di variazione

$$\theta_{min} \leq \theta \leq 45^\circ$$

dove il valore di θ_{min} è definito in funzione del livello di approssimazione.

Il fattore di riduzione della resistenza k_c è assunto pari a:

$$k_c = k_\varepsilon \eta_{fc} \quad (20)$$

dove

$$\eta_{fc} = \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{1/3} \leq 1 \quad (f_{ck} \text{ in MPa}) \quad (21)$$

La variabile k_ε permette di tenere in considerazione lo stato di deformazione ε_1 all'interno della sezione e si calcola mediante:

$$k_\varepsilon = \frac{1}{1,2 + 55\varepsilon_1} \leq 0,65 \quad (22)$$

con

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + (\varepsilon_x + 0,002) \cot^2 \theta \quad (23)$$

Il contributo alla resistenza al taglio dovuto all'armatura trasversale, nel caso di staffatura verticale, è calcolato mediante:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} z f_{ywd} \cot \theta \quad (24)$$

dove f_{ywd} è la tensione di snervamento dell'armatura trasversale.

Il contributo alla resistenza al taglio dovuto al calcestruzzo si assume pari a:

$$V_{Rd,c} = k_v \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} z b_w \quad (25)$$

dove k_v è un coefficiente definito come nell'equazione (30).

❖ Livello I di approssimazione

La resistenza a taglio relativa al livello di approssimazione I è calcolata mediante:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} \leq V_{Rd,max} \quad (26)$$

Si assume il valore di $\theta_{min} = 30^\circ$ e $k_\varepsilon = 0,55$

❖ Livello II di approssimazione

In questo approccio, la resistenza a taglio è calcolata mediante:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} \leq V_{Rd,max} \quad (27)$$

L'inclinazione minima del campo delle compressioni si assume pari a:

$$\theta_{min} = 20^\circ + 10000 \varepsilon_x \quad (28)$$

Dove ε_x rappresenta la deformazione longitudinale alla profondità di $z/2$ definita come nell'equazione (17). Nel presente studio si utilizza un'inclinazione dei puntoni pari a θ_{min} . Il calcolo della resistenza a taglio nel II livello di approssimazione si ottiene mediante processo iterativo, assumendo come valore iniziale di deformazione $\varepsilon_x = 0,001$. I successivi valori di iterazione saranno calcolati in funzione del momento e del taglio sollecitante che, a causa della presenza di soli carichi concentrati, sono tra loro in un rapporto costante pari a $(L-z)$, distanza tra il bordo dell'appoggio e la sezione di controllo, posta a distanza z dal bordo del piatto di carico.

❖ Livello III di approssimazione

La resistenza a taglio relativa al III livello di approssimazione è data da:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{Rd,c} \leq V_{Rd,max}(\theta_{min}) \quad (29)$$

dove il valore di θ_{min} è quello definito nell'equazione (28).

Per la determinazione del contributo alla resistenza al taglio dovuto al calcestruzzo, equazione (25), si utilizza la seguente espressione:

$$k_v = \frac{0,4}{1 + 1500\varepsilon_x} \left(1 - \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}(\theta_{min})} \right) \geq 0 \quad (30)$$

Anche in questo caso il calcolo della resistenza a taglio si esegue mediante calcolo iterativo, utilizzando un'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo pari al valore minimo, seguendo le stesse ipotesi di partenza descritte per il livello di approssimazione II.

5.1.3 Resistenza a taglio secondo il Modello di A. Mári

Il Modello di Mári è un modello meccanico che permette la valutazione della resistenza a flessione – taglio di travi in cemento armato soggette a carichi puntuali o ripartiti. Tale modello, incorpora i contributi alla resistenza a taglio dovuti al corrente di calcestruzzo compresso, all’ingranamento degli inerti, alle armature longitudinali e trasversali. Si considera che la rottura abbia luogo nel corrente compresso di calcestruzzo, soggetto a uno stato biassiale di tensione, quando si raggiunge la superficie di Kupfer [24], a seguito della plasticizzazione delle armature trasversali.

5.1.3.1 Ipotesi del modello

Le ipotesi sulle quali si basa il Modello di Mári sono le seguenti:

1. Nella situazione di rottura, il taglio e il momento resistente tengono in conto i contributi alla resistenza dovuti alla zona di calcestruzzo non fessurata, alle armature trasversali, alle tensioni tangenziali presenti lungo la fessura e all’armatura longitudinale tesa (Fig.5.6);

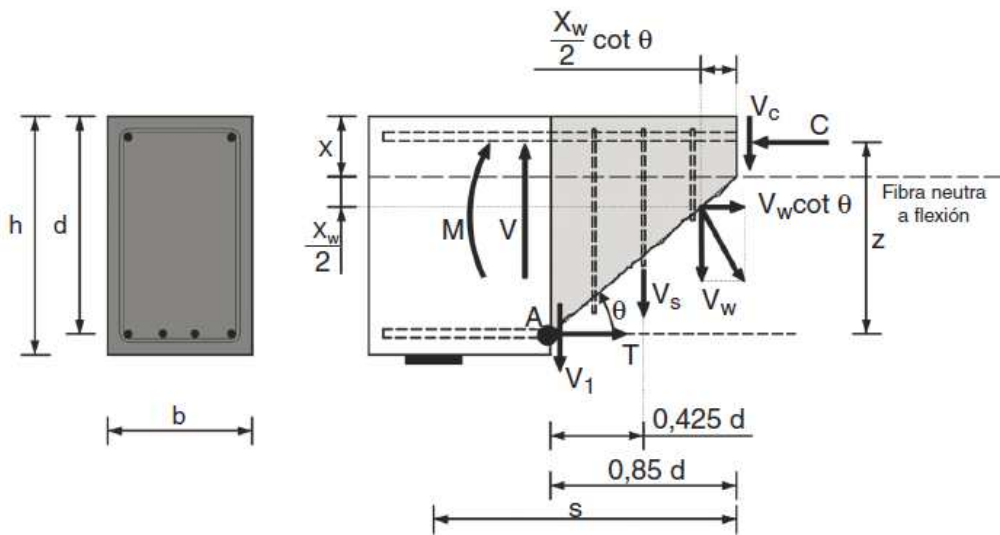


Figura 5.6 – Meccanismo resistente a flessione e taglio [21]

2. Si considerano le seguenti distribuzioni di tensioni per il corrente compresso di calcestruzzo (Fig. 5.7): lineare (σ_x), parabolica (τ) e costante (σ_y) a partire da una certa profondità per tenere conto dell'ancoraggio dell'armatura trasversale;

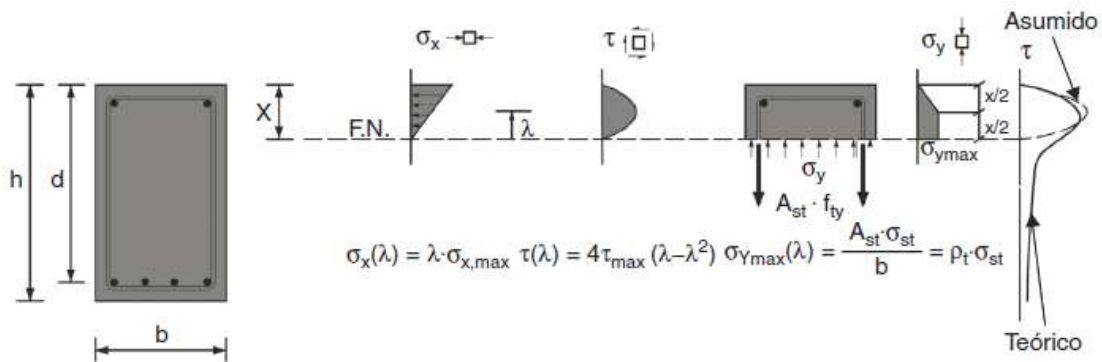


Figura 5.7 – *Distribuzione delle tensioni nel corrente compresso [21]*

3. Esistenza di una fessura critica dove si concentra il danno, che nasce da una lesione da flessione e che si inclina al penetrare all'interno della sezione a causa della presenza di tensioni tangenziali fino a raggiungere l'asse neutro in flessione. Questa fessura è caratterizzata da un primo ramo stabile, la cui proiezione sull'orizzontale si assume, a seguito di osservazioni sperimentali, pari:

$$\beta \cdot d = 0,85 \cdot d \quad (31)$$

dove d è l'altezza utile della sezione.

4. L'altezza del corrente compresso si considera pari alla profondità dell'asse neutro in flessione calcolato assumendo nulla la resistenza a trazione del calcestruzzo;
5. Si considera che l'armatura longitudinale sia perfettamente ancorata e che non si verifichino scorrimenti tra acciaio e calcestruzzo;

6. Il corrente compresso si trova in uno stato biassiale di tensione. La rottura si verifica quando si raggiunge la superficie di rottura di Kupfer (Fig. 5.8), [24].
7. Si considera che l'armatura trasversale, allo S.L.U., sia plasticizzata.

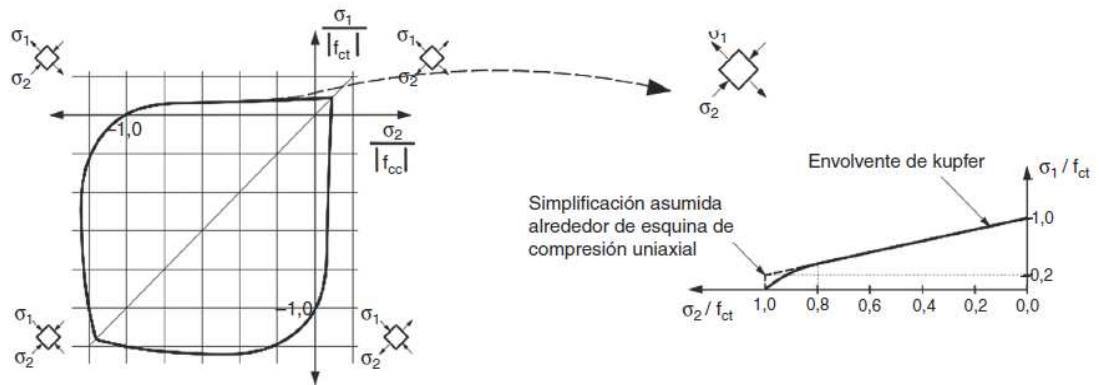


Figura 5.8 – *Superficie di rottura di Kupfer in relazione a uno stato biassiale di tensioni [21]*

5.1.3.2 Formulazione del modello

❖ Contributo dovuto all'ingranamento degli inerti lungo la fessura

Il taglio resistente che si sviluppa lungo la fessura è dovuto a:

- Le tensioni dovute all'attrito che nascono sulla superficie delle fessura e che dipendono dall'apertura della lesione e dall'entità dello scorrimento tra le facce;
- Le tensioni residue che per effetto delle irregolarità tridimensionali si trasmettono attraverso la fessura.

Il valore di tale contributo alla resistenza al taglio, in termini adimensionali, si esprime tramite la seguente relazione:

$$v_w = \frac{V_w}{f_{ct} \cdot b \cdot d} = \frac{0,425}{\varepsilon_s} \cdot \varepsilon_{ct,u} \cdot \sin^2 \theta = \frac{0,425}{\varepsilon_s} \cdot \frac{f_{ct}}{E_{cm}} \left(1 + \frac{2 \cdot G_f \cdot E_c}{f_{ct}^2 \cdot s_{m\theta}} \right) \cdot \sin^2 \theta \quad (32)$$

dove

- $s_{m\theta}$ valore dell'ampiezza media tra le fessure, assunta pari a d ;
- ε_s deformazione dell'armatura longitudinale, assunta nel presente modello pari 0,0009;
- E_{cm} modulo elastico medio del calcestruzzo;
- f_{ct} resistenza a trazione del calcestruzzo;
- G_f energia di frattura;
- θ inclinazione della fessura definita come

$$\cot \theta = 0,85 \cdot \frac{d}{(d - x)} \quad (33)$$

- $\varepsilon_{ct,u}$ deformazione nella direzione normale alla fessura.

Il valore dell'energia di frattura G_f è definito secondo la seguente espressione [25]:

$$G_f = 0,028 \cdot f_{cm}^{0,18} \cdot d_{max}^{0,32} \quad (34)$$

dove

- f_{cm} resistenza media a compressione calcestruzzo in N/mm²;
- d_{max} diametro massimo dell'aggregato in mm. La precedente relazione è definita per un $d_{max} \leq 32$ mm. Nel presente studio, in quanto la totalità delle travi presenta dimensioni massime di aggregato superiori a tale limite, un valore pari a 32 mm è stato adottato per il calcolo dell'energia di frattura.

❖ Contributo dovuto all'armatura longitudinale

A conseguenza dello scorrimento e dell'apertura della fessura, si produce un movimento relativo verticale tra le facce che dà luogo al cosiddetto "effetto spinotto" dell'armatura longitudinale (Fig. 5.9). Quest'ultima, considerata incastrata tra le due staffe adiacenti al punto in cui si innesca la fessura critica, è capace di resistere al movimento relativo che si genera. Lo spostamento verticale si considera pari alla somma di due contributi:

- la componente verticale dell'apertura della fessura inclinata;
- lo scorrimento del corrente compresso di calcestruzzo.

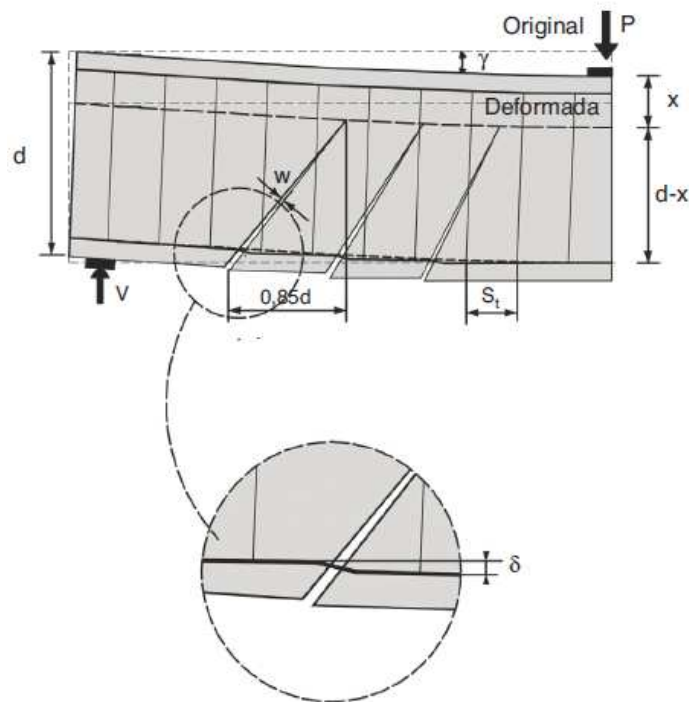


Figura 5.9 – Effetto spinotto dell'armatura longitudinale [21]

Il valore del taglio resistente, in termini adimensionali, dovuto all'armatura longitudinale si esprime secondo la seguente espressione:

$$v_l = \frac{V_l}{f_{ct} \cdot b \cdot d} \approx 0,23 \cdot \frac{n \cdot \rho}{1 - \xi} \quad (35)$$

dove

- ξ rapporto fra la profondità dell'asse neutro x e l'altezza utile della sezione d definito come:

$$\xi = \frac{x}{d} = n \cdot \rho \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{n \cdot \rho}} \right) > 0,2 \quad (36)$$

- ρ percentuale di armatura tesa $A_s/(b \cdot d)$ che deve risultare $\geq 0,0036$;
- n coefficiente di omogeneizzazione acciaio calcestruzzo pari al rapporto fra i moduli elastici E_s/E_c

❖ Contributo dovuto all'armatura trasversale

In questo modello si considera che l'armatura trasversale sia plastificata quando si raggiunge la rottura per taglio ($\sigma_{st} = f_{yw}$). Il taglio resistente dovuto ad essa, in termini adimensionali, si calcola mediante la seguente relazione:

$$v_s = \frac{V_s}{f_{ct} \cdot b \cdot d} = 0,85 \cdot \rho_w \cdot \frac{f_{yw}}{f_{ct}} \quad (37)$$

dove

- ρ_w percentuale di armatura trasversale pari a $A_{sw} / (b \cdot s_w)$;
- f_{yw} tensione di snervamento dell'armatura trasversale.

❖ Contributo del corrente compresso di calcestruzzo

Le tensioni principali di trazione (σ_1) e di compressione (σ_2) all'interno del corrente compresso di calcestruzzo dovute ad uno stato di tensioni normali (σ_x, σ_y) e tangenziali (τ) si calcolano tramite:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (38)$$

La tensione tangenziale τ in un qualsiasi punto si può ricavare in funzione delle tensioni principali e normali secondo la seguente relazione:

$$\tau = \sigma_1 \sqrt{1 - \frac{\sigma_x + \sigma_y}{\sigma_1} + \frac{\sigma_x \cdot \sigma_y}{\sigma_1^2}} = \sigma_2 \sqrt{1 - \frac{\sigma_x + \sigma_y}{\sigma_2} + \frac{\sigma_x \cdot \sigma_y}{\sigma_2^2}} \quad (39)$$

Se in un certo punto del corrente compresso situato ad una distanza $y = \lambda \cdot x$ dall'asse neutro x definito come in (42) si conosce il valore della tensione tangenziale τ_λ , la distribuzione delle τ può essere calcolata imponendo le condizioni $\tau(0) = 0$, $\tau(x) = 0$ e $\tau(\lambda \cdot x) = \tau_\lambda$:

$$\tau = \frac{\tau_\lambda}{\lambda \cdot (1 - \lambda)} \left(\frac{y}{x} - \frac{y^2}{x^2} \right) \quad (40)$$

Il contributo alla resistenza dovuto al corrente compresso di calcestruzzo si ottiene quindi per integrazione delle tensioni tangenziali:

$$V_c = \int_0^x \tau(y) \cdot b \cdot dy = \int_0^x \frac{\tau_\lambda}{\lambda \cdot (1 - \lambda)} \left(\frac{y}{x} - \frac{y^2}{x^2} \right) \cdot b \cdot dy = \frac{\tau_\lambda \cdot b \cdot x}{6\lambda \cdot (1 - \lambda)} \quad (41)$$

Se τ_λ è la tensione tangenziale associata ad uno stato di tensione normale e principale, sostituendo la relazione fornita in precedenza in V_c , si ottiene:

$$V_c = k_\lambda \cdot b \cdot x \cdot \sigma_1 \sqrt{1 - \frac{\sigma_x + \sigma_y}{\sigma_1} + \frac{\sigma_x \cdot \sigma_y}{\sigma_1^2}} \quad (42)$$

dove

$$k_\lambda = \frac{1}{6\lambda \cdot (1 - \lambda)} \quad (43)$$

Se nel punto considerato è presente uno stato tensionale che corrisponde alla superficie di Kupfer, V_c sarà il taglio resistente dovuto al corrente compresso di calcestruzzo. L'equazione della superficie di Kupfer [24] nella zona di compressione-trazione è la seguente:

$$\frac{\sigma_1}{f_{ct}} + 0,8 \frac{\sigma_2}{f_{cc}} = 1 \quad (44)$$

dove

- f_{ct} resistenza a trazione del calcestruzzo assunta con valore positivo;
- f_{cc} resistenza a compressione del calcestruzzo assunta con valore negativo;
- σ_1 tensione principale di trazione;
- σ_2 tensione principale di compressione.

La tensione principale di trazione può essere ricavata dell'equazione della superficie di Kupfer mediante l'espressione:

$$\sigma_1 = \left(1 - 0,8 \frac{\sigma_2}{f_{cc}}\right) \cdot f_{ct} = R_t \cdot f_{ct} \quad (45)$$

dove R_t è un fattore di riduzione della resistenza a trazione a causa dell'effetto delle compressioni trasversali. Possiamo quindi adesso esprimere l'equazione di V_c in funzione di R_t secondo la seguente relazione:

$$V_c = k_\lambda \cdot b \cdot x \cdot R_t \cdot f_{ct} \sqrt{1 - \frac{\sigma_x + \sigma_y}{R_t \cdot f_{ct}} + \frac{\sigma_x \cdot \sigma_y}{(R_t \cdot f_{ct})^2}} \quad (46)$$

La posizione peggiore del punto in cui la combinazione delle tensioni normali e tangenziali produce il massimo danno nel corrente compresso di calcestruzzo è funzione della relazione tra il momento sollecitante $M(s)$ e il taglio sollecitante $V(s)$ che agiscono ad una distanza s dall'appoggio e dalla quantità di armatura trasversale. Nello studio compiuto da Mári [21] è stato osservato che questo punto, per valori di s compresi tra $d \leq s \leq 3d$, si trova ad una distanza y compresa tra $0,4x \leq y \leq 0,5x$ e viene assunto, a seguito di esso, un valore di $y = 0,425x$, corrispondente a $\lambda = 0,425$. La fessura critica si troverà ad una distanza dall'appoggio pari a:

$$s_{cr} = \frac{M_{fess}}{V_u} \quad (47)$$

dove

- M_{fess} momento di fessurazione della sezione;
- V_u taglio ultimo resistente;

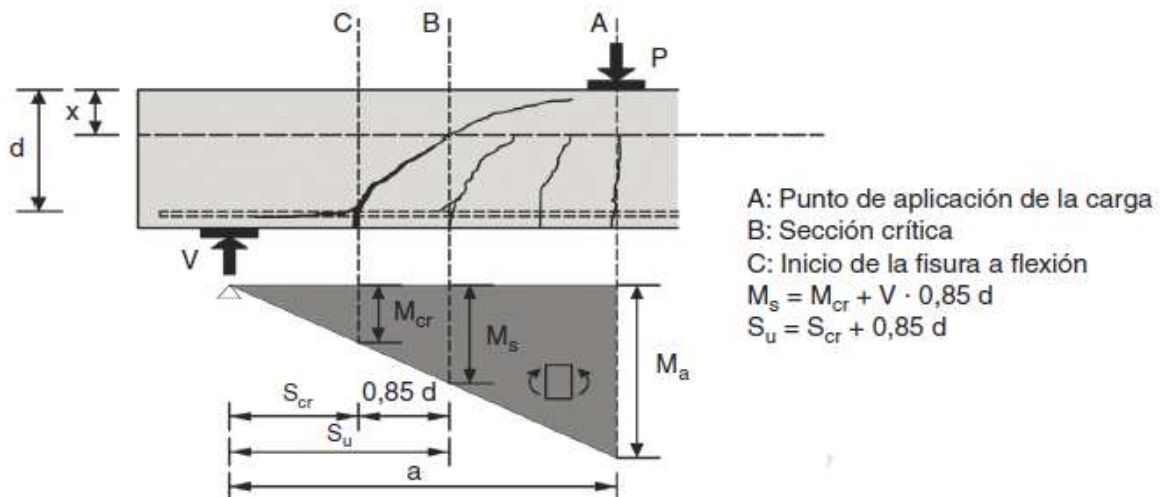


Figura 5.10 – Posizione della sezione critica [21]

La tensione normale σ_x nel punto critico ($y = \lambda \cdot x$) si può esprimere in funzione dei contributi adimensionali alla resistenza al taglio definiti in precedenza, secondo la seguente relazione:

$$\frac{\sigma}{f_{ct}} = \frac{\lambda \cdot \left(2 \cdot \mu + 1,7 \cdot v_c + 2 \cdot v_w \cdot \frac{(0,85 - \xi_w \cdot \cot\theta)}{\cos^2\theta} + v_s \cdot 0,85 \right)}{\xi \cdot \left(1 - \frac{\xi}{3} \right)} \quad (48)$$

dove

- x_w proiezione verticale del tratto di fessura che tramette le trazioni:

$$x_w = (d - x) \cdot \frac{\varepsilon_{ct,u}}{\varepsilon_s} \cdot \sin^2\theta \quad (49)$$

- ξ_w rapporto tra x_w/d ;
- ϑ inclinazione della fessura definita come in (39)
- μ momento adimensionale di fessurazione della sezione dove nasce la fessura:

$$\mu = \frac{M_{fess}}{f_{ct} \cdot b \cdot d^2} \quad (50)$$

Le tensioni verticali di confinamento sul calcestruzzo dovute alle staffe, ottenute mediante condizioni di equilibrio in direzione verticale, si definiscono mediante la seguente relazione:

$$\frac{\sigma_y}{f_{ct}} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yw}}{f_{ct} \cdot b} = \frac{V_s}{0,85 \cdot f_{ct} \cdot b \cdot d} \quad (51)$$

La tensione tangenziale nel punto critico del corrente di calcestruzzo compresso vale:

$$\tau_{\lambda} = \frac{1,47 \cdot V_c}{b \cdot x} \quad (52)$$

In funzione di quanto definito per il punto critico, sostituendo all'interno dell'equazione (46) che esprime il valore del taglio resistente dovuto al corrente compresso di calcestruzzo, si ottiene la seguente espressione:

$$v_c = \frac{V_c}{f_{ct} \cdot b \cdot d} = \zeta \cdot R_t \cdot k_{\lambda} \cdot \xi \sqrt{1 - \frac{\lambda \cdot (2 \cdot \mu + 1,7 \cdot v_c + 2 \cdot v_w \cdot \frac{(0,85 - \xi_w \cdot \cot \theta)}{\cos^2 \theta} + v_s \cdot 0,85)}{\xi \cdot (1 - \frac{\xi}{3}) \cdot R_t}} \cdot \left(-1 - \frac{v_s}{0,85 \cdot R_t} \right) + \frac{v_s}{0,85 \cdot R_t} \quad (53)$$

dove

- ζ fattore riduttivo che tiene in conto il carattere fragile della rottura del corrente compresso, definito come [26]:

$$\zeta = 1,2 - 0,2a \geq 0,65 \quad (54)$$

- a distanza del carico puntuale dall'appoggio in m.

Dato che R_t è un fattore che dipende dalle tensioni principali, le quali a sua volta dipendono da V_c , la equazione relativa al calcolo della resistenza al taglio dovuta al corrente compresso di calcestruzzo deve essere risolta iterativamente partendo da un valore di $R_t = 1$ fino ad ottenere il valore di R_t che verifica l'equazione della superficie di Kupfer.

❖ Calcolo della resistenza a taglio totale

Il taglio resistente totale è dato dalla somma dei contributi alla resistenza dovuti all'ingranamento tra le facce degli aggregati, all'armatura longitudinale, all'armatura trasversale e al corrente compresso di calcestruzzo ed è definita mediante la seguente espressione:

$$V_u = V_w + V_l + V_s + V_c = f_{ct} \cdot b \cdot d \cdot (v_w + v_l + v_s + v_c) \quad (55)$$

Si osserva che ponendo pari a zero i contributi dovuti alle staffe e all'armatura longitudinale si ottiene il taglio resistente in assenza di armature trasversali:

$$V_{u,0} = f_{ct} \cdot b \cdot d \cdot (v_w + v_c) \quad (56)$$

In quanto al calcolo del contributo alla resistenza del corrente compresso di calcestruzzo, il modello fornisce una formula semplificata:

$$v_c = \zeta \cdot \left((0,88 + 0,70 \cdot v_s) \cdot \frac{x}{d} + 0,2 \right) \cdot (0,94 + 0,3 \cdot \mu) \quad (57)$$

Nel presente studio, il valore del taglio resistente calcolato per ciascuna delle membrature è stato effettuato mediante le formulazioni inerenti a membrature armate a taglio e impiegando per la stima del contributo dovuto al corrente compresso di calcestruzzo il calcolo rigoroso che prevede l'utilizzo dell'equazione (53).

5.2 Applicazione dei modelli a travi con armature corrose

La valutazione della resistenza di travi in cemento armato con armature corrose può essere effettuata mediante i modelli di calcolo descritti in precedenza, applicando opportune modifiche per tener conto delle proprietà meccaniche dei materiali, degli effetti dovuti alla corrosione e della geometria.

5.2.1 Proprietà dei materiali

Al fine di valutare l'effettiva capacità portante delle membrature oggetto di studio, nei modelli di resistenza a flessione e taglio sono state inserite le effettive proprietà meccaniche del calcestruzzo e dell'acciaio costituenti ciascuna delle travi ricavate dalle prove effettuate sui campioni prelevati. Volendo ricavare le resistenze effettive, non è stata utilizzata la resistenza caratteristica bensì la resistenza media dei materiali. Per lo stesso motivo, i coefficienti parziali di sicurezza γ_M sono stati sempre assunti pari all'unità.

5.2.2 Corrosione

Le ipotesi che sono state adottate nei modelli di resistenza, per tenere in conto gli effetti legati alla corrosione sono le seguenti:

- corrosione di tipo uniforme;
- considerazione dell'effettiva sezione residua di armatura;
- la corrosione di tipo uniforme non induce infragilimento dell'acciaio o concentrazioni di tensione. Per questo motivo, le proprietà meccaniche dell'acciaio sono state assunte pari a quelle dell'acciaio non corrosivo, rilevate sui campioni come descritto al paragrafo 3.3;

- l'espansione dei prodotti di corrosione può provocare la fessurazione del ricoprimento della sezione di calcestruzzo. Per tenere conto di questo fenomeno, descritto nel capitolo 2, nel calcolo a flessione si considera una resistenza a compressione del calcestruzzo ridotta mediante un coefficiente di riduzione k_c :

$$f_{cd,rid} = k_c f_{cd} \quad (58)$$

Tale coefficiente si calcola in funzione di un fattore di fragilità η_{fc} [6, 18, 20], definito come:

$$\eta_{fc} = \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{1/3} \leq 1 \quad (59)$$

che riduce la resistenza nel caso di calcestruzzi con $f_{ck} > 30\text{MPa}$.

Sulla base di questo, si assume:

- nelle zone in cui il calcestruzzo è confinato:

$$k_c = 1,0 \eta_{fc} \quad (60)$$

- nella zona di ricoprimento, in quanto le fessure si sviluppano in generale parallelamente alle barre di armatura (MC2010, [6]):

$$k_c = 0,75 \eta_{fc} \quad (61)$$

- definizione di un limite superiore e di un limite inferiore di resistenza [2], corrispondenti a copriferro fessurato e assenza o completa espulsione del copriferro durante la prova. Per la valutazione del limite superiore della resistenza a flessione si assume, per il copriferro, la resistenza a compressione ridotta $k_c f_{cd}$. In quanto al limite inferiore, il calcolo della resistenza viene effettuato trascurando la presenza del copriferro.

- nella presente tesi non si considerano modalità di rottura dovute alla crisi del meccanismo di aderenza, poiché sulla base di precedenti studi [27] e di osservazioni visive del comportamento delle membrature durante i test effettuati, è stato possibile fare le seguenti considerazioni:
 - nella zona in prossimità degli appoggi della trave, la formazione di una biella inclinata compressa di calcestruzzo riduce gli scorrimenti delle armature e quindi produce un effetto benefico per il meccanismo di aderenza;
 - gli scorrimenti delle armature osservati visivamente durante le prove di carico sono significativi solo nella fase di rottura, ovvero ben oltre la fase in cui si verifica il carico massimo, in corrispondenza della quale gli scorrimenti sono di entità sufficientemente piccola da poter essere trascurati.

5.2.3 Geometria

I dati utilizzati per il calcolo delle resistenze sono quelli relativi alla geometria delle sezioni di rottura riportati nella tabella 4.6.

Nel calcolo della resistenza, per limite superiore si è considerata l'intera sezione, di altezza utile $d_{2,sup} = d_2$ (Fig. 5.11 (a)), mentre per il limite inferiore la sezione priva del copriferro, di altezza utile $d_{2,inf} = d_2 - d_1$ (Fig. 5.11 (b)).

Occorre far presente che, a causa dell'elevato stato di degrado, in alcune delle travi, il copriferro al lembo compresso era assente già prima dell'esecuzione del test. In questi casi, si è assunta la coincidenza tra il limite superiore e il limite inferiore della resistenza.

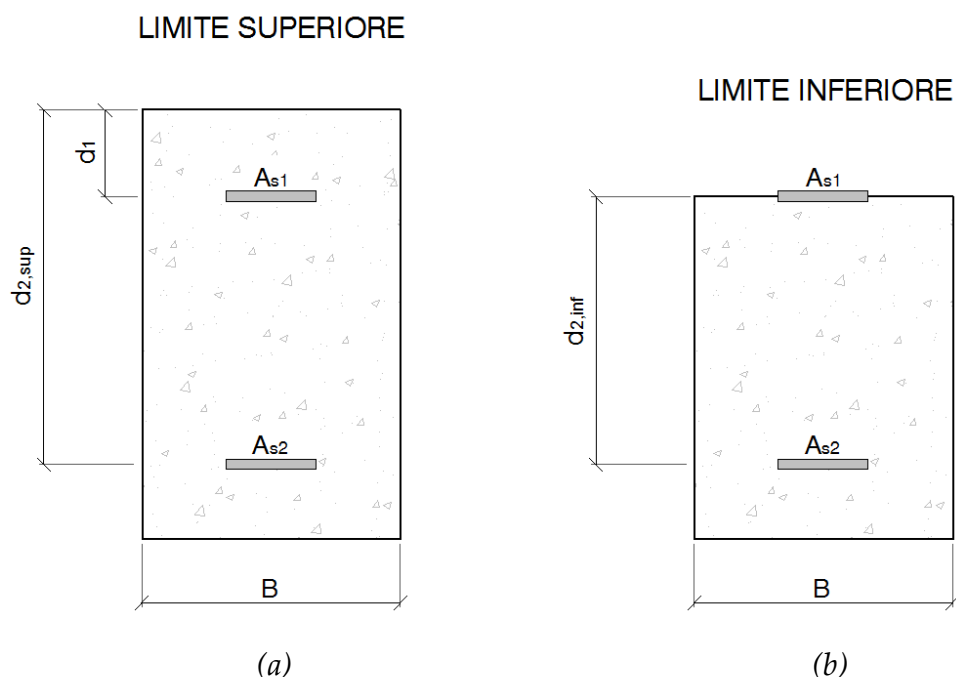


Figura 5.11 – Sezioni tipo considerate per il calcolo (a) del limite superiore e (b) inferiore della resistenza

5.3 Risultati teorici

Nella tabella 5.1 si riportano i valori dei carichi associati a ciascun test, ottenuti in funzione delle resistenze a flessione e taglio, rispettivamente $P_{TEO} (M)$ e $P_{TEO} (T)$, calcolati nel seguente modo, con riferimento alle figure 3.6 e 3.7:

- $P_{TEO} (M)$: si calcola il momento resistente, attraverso il modello di flessione, della sezione di rottura individuata a seguito del test; essendo il momento flettente massimo nel campione pari alla reazione dell'appoggio per la distanza di questo dal dispositivo di carico, $P_{TEO} (M)$ risulta pari al doppio del rapporto fra il momento resistente e tale distanza;
- $P_{TEO} (T)$: si calcola il taglio resistente, attraverso il modello di taglio, della sezione di rottura individuata a seguito del test; poiché il taglio è costante e uguale alla reazione dell'appoggio, $P_{TEO} (T)$ è pari al doppio del taglio resistente.

I risultati, ottenuti mediante l'implementazione dei modelli con foglio di calcolo Excel, sono riportati nella tabella 5.1 in termini di limite superiore e inferiore delle resistenze valutate con tutti i modelli considerati. Nella tabella sono evidenziati in rosso i valori delle resistenze di una sezione per la quale il limite superiore e inferiore coincidono a causa dell'assenza del copriferro.

Trave	Test	Sezione di Rottura	Limite di Resistenza	P_{TEO} (M) [kN]	Modello di Taglio	P_{TEO} (T) [kN]
1	Flessione 4 Punti	141	LIM SUP	82,91	II	116,16
					III	178,68
					Mári	253,86
			LIM INF	76,53	II	104,79
					III	161,19
					Mári	233,42
	Flessione 3 Punti Lato 1	111	LIM SUP	172,49	II	97,54
					III	183,39
					Mári	250,87
			LIM INF	151,85	II	83,24
					III	156,51
					Mári	216,89
Flessione 3 Punti Lato 2	121	LIM SUP	220,93	II	188,04	
				III	298,3	
				Mári	321,06	
		LIM INF	205,21	II	171,15	
				III	271,51	
				Mári	297,58	
2	Flessione 4 Punti	241	LIM SUP = LIM INF	99,69	II	136,54
					III	224,46
					Mári	346,47
	Flessione 3 Punti Lato 1	211	LIM SUP = LIM INF	244,09	II	202,95
					III	339,84
					Mári	435,47
	Flessione 3 Punti Lato 2	221	LIM SUP = LIM INF	151,29	II	97,99
					III	222,51
					Mári	322,5

3	Flessione 4 Punti	311	LIM SUP	118,26	II	197,91
					III	258,11
					Mári	282,57
			LIM INF	110,49	II	179,31
					III	233,85
					Mári	264,27
4	Flessione 4 Punti	441	LIM SUP = LIM INF	87,92	II	175,86
					III	211,47
					Marí	292,67
	Flessione 3 Punti Lato 1	411	LIM SUP = LIM INF	206	II	210,55
					III	292,36
					Marí	310,13
	Flessione 3 Punti Lato 2	421	LIM SUP	233,33	II	223,8
					III	311,58
					Marí	327,83
LIM INF			220,43	II	205,33	
				III	285,87	
				Marí	306,68	
5	Flessione 4 Punti	511	LIM SUP	137,48	II	217,49
					III	287,07
					Mári	302
			LIM INF	129,01	II	197,57
					III	260,78
					Mári	280,46
6	Flessione 4 Punti	641	LIM SUP	155,91	II	219,06
					III	247,82
					Mári	305,17
			LIM INF	110,4	II	192,24
					III	217,48
					Mári	277,42
	Flessione 3 Punti Lato 1	611	LIM SUP	299,53	II	240,06
					III	348,2
					Mári	324,62
LIM INF			267,98	II	207,33	
				III	300,72	
				Mári	292,73	

6	Flessione 3 Punti Lato 2	621	LIM SUP	154,25	II	170,26
					III	269,94
					Mári	287,87
			LIM INF	140,39	II	152,77
					III	242,21
					Mári	266,92
7	Flessione 4 Punti	741	LIM SUP	150,99	II	217,65
					III	262,88
					Mári	362,97
			LIM INF	133,36	II	186,22
					III	224,92
					Mári	325,9
	Flessione 3 Punti Lato 1	711	LIM SUP	159	II	229,38
					III	314,1
					Mári	349,36
			LIM INF	131,02	II	192,46
					III	263,54
					Mári	308,81
	Flessione 3 Punti Lato 2	721	LIM SUP	138,8	II	230,06
					III	307,96
					Mári	346,87
			LIM INF	131,41	II	214,96
					III	287,74
					Mári	302,36
8	Flessione 4 Punti	811	LIM SUP	119,15	II	162,58
					III	226,18
					Mári	284,07
			LIM INF	105,7	II	140,04
					III	194,82
					Mári	256,33

Tabella 5.1 – Carichi di rottura teorici

Capitolo 6

INCERTEZZA DI MODELLO: CONCETTI GENERALI E STATO DELL'ARTE

Un modello matematico necessariamente presenta delle semplificazioni dovute ad effetti non considerati e/o ad una insufficiente conoscenza del fenomeno osservato, cosicché il risultato ottenuto col modello potrà discostarsi in misura maggiore o minore dalla grandezza reale.

In generale, l'incertezza di modello è una misura di quanto una grandezza valutata con un modello si discosta dalla grandezza reale, e risulta essere quindi un'indicazione quantitativa dell'attendibilità del risultato teorico ottenuto.

La resistenza teorica di una struttura dipende principalmente dalle proprietà meccaniche dei materiali, dalle variabili geometriche e dalle incertezze legate al modello utilizzato. Gli effetti delle variabilità di materiale e geometriche sono ben compresi grazie a numerosi studi compiuti in passato, mentre una migliore descrizione delle incertezze di modello risulta necessaria a causa della grande influenza che rivestono sulla valutazione dell'affidabilità strutturale di una costruzione. È logico aspettarsi che le incertezze legate ai modelli di resistenza influiranno maggiormente sulla stima dell'affidabilità di strutture deteriorate rispetto a strutture integre. Per questo motivo, quantificare tali incertezze e valutare i loro effetti sull'affidabilità risulta essere di importanza cardinale per una valutazione realistica di strutture in cemento armato deteriorate per corrosione.

6.1 Concetti generali sulle incertezze di modello

In accordo con il Probabilistic Model Code of the Joint Committee on Structural Safety [28], l'incertezza di modello può essere rappresentata mediante una variabile aleatoria che incorpora gli effetti non considerati nei modelli computazionali e nelle semplificazioni matematiche. L'incertezza di modello può essere ottenuta mediante la comparazione fra i risultati sperimentali e i risultati teorici ottenuti tramite un particolare modello di calcolo. È necessario, inoltre, tenere conto delle condizioni specifiche della struttura quando si discostano significativamente dalle condizioni del test.

In generale, i seguenti aspetti devono essere considerati per la valutazione dell'incertezza di modello:

- le condizioni dei test devono essere correttamente definite e i risultati sperimentali accuratamente valutati;
- l'incertezza del modello di resistenza dipende da quale risultato specifico del test è stato scelto per il confronto (carico di prima plasticizzazione, carico massimo, deformazione, freccia, etc.)

Le seguenti circostanze, che spesso conducono a differenze tra la struttura reale e i campioni testati in laboratorio, devono essere considerate nella valutazione delle incertezze:

- qualità di produzione e controllo di esecuzione;
- condizioni al contorno;
- condizioni di carico;
- effetto scala, temperatura, umidità, etc.

Nella figura 6.1 è illustrato il procedimento generale per la stima dell'incertezza di un modello:

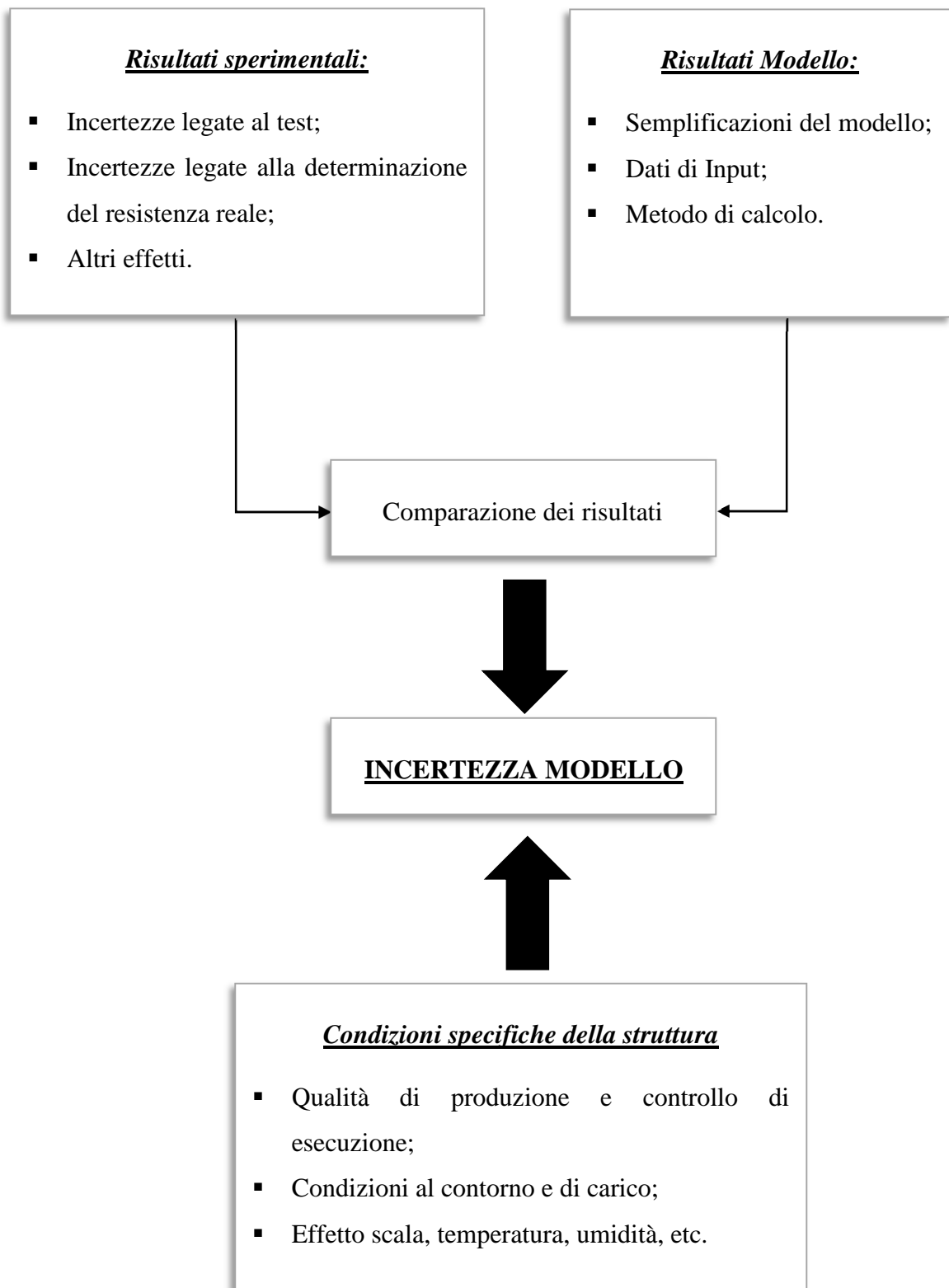


Figura 6.1 – Procedimento generale per la stima dell'incertezza di un modello

6.2 Metodologia di stima dell'incertezza di modello

L'incertezza di un modello di resistenza si può rappresentare, secondo il JCSS (Joint Committee on Structural Safety) Probabilistic Model Code [28], mediante una variabile aleatoria che incorpora gli effetti che possono influire sulla resistenza ma che non sono inclusi all'interno del modello. Si adotta una relazione moltiplicativa:

$$R_{exp}(X, Y) = \mu(X, Y) \cdot R_{mod}(X) \quad (62)$$

dove

- R_{exp} resistenza sperimentale o reale determinata mediante i test;
- R_{mod} resistenza teorica ottenuta mediante il modello;
- μ incertezza del modello;
- X variabili incluse all'interno del modello;
- Y variabili non incluse nel modello che probabilmente influiscono sulla resistenza.

Sulla base di questa definizione, si ha incertezza di modello uguale a 1,0 quando la resistenza teorica coincide con la resistenza reale misurata.

Disponendo di un database di osservazioni sperimentali, per ciascun test effettuato, possiamo calcolare l'incertezza del modello di resistenza applicato, mediante la seguente relazione:

$$\mu_i = \frac{R_{exp,i}}{R_{mod,i}} \quad (63)$$

dove

- $R_{exp,i}$ resistenza sperimentale osservata nell'i-esimo test;
- $R_{mod,i}$ resistenza calcolata mediante il modello in relazione all'i-esimo test;
- μ_i incertezza del modello in relazione all'i-esimo test.

Calcolati i valori delle incertezze per la totalità delle prove effettuate, è possibile stimare il valor medio dell'incertezza, la deviazione standard e il coefficiente di variazione come:

- valor medio dell'incertezza di modello μ_m

$$\mu_m = \frac{\sum \mu_i}{N} \quad (64)$$

dove

- μ_i incertezza del modello in relazione all'i-esimo test;
- N numero totale di test effettuati.

- deviazione standard o scarto quadratico medio σ

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (\mu_m - \mu_i)^2}{(N - 1)}} \quad (65)$$

dove N è il numero totale di test effettuati.

- coefficiente di variazione CoV

$$CoV = \frac{\sigma}{|\mu_m|} \quad (66)$$

6.3 Lo stato dell'arte

6.3.1 Incetanze dei modelli di resistenza per travi integre

In passato sono stati condotti studi per la valutazione delle incetanze dei modelli di resistenza indicati nell'EC2 per la valutazione della capacità portante di travi in cemento armato integre. Sono state analizzate membrature soggette a compressione assiale, flessione e membrature con e senza armatura trasversale soggette a taglio. Ulteriori ricerche sono state condotte inoltre per la valutazione

dell'aderenza tra le barre di armatura e il calcestruzzo. I parametri statistici legati alle incertezze di tali modelli di resistenza, ottenuti dai diversi studi sull'argomento, sono mostrati nella tabella 6.1:

Modalità di crisi	Note	μ_m	CoV	N° Test	Fonte
Compressione assiale		1	0,05	-	[31]
Flessione		1,08	0,09	109	[32]
		1,07	0,08	10	[27]
Taglio – Senza armatura trasv.		1,02	0,22	193	[33]
		1,39	0,4	441	[34]
		1	0,13	174	[35]
Taglio – Con armatura trasv.		1,83	0,4	123	[36]
		1,7	0,37	160	[37]
		1,64	0,32	122	[38]
		1,65	0,31	222	[39]
		1,35	0,31	216	[40]
	$\rho_w \cdot f_{yw} \leq 1 \text{ MPa}$	1,82	0,25	159	[41]
	$1 \text{ MPa} \leq \rho_w \cdot f_{yw} \leq 2 \text{ MPa}$	1,27	0,22	51	[41]
$\rho_w \cdot f_{yw} > 2 \text{ MPa}$	0,86	0,20	15	[41]	
Aderenza	$l_b/\Phi < 10$	2,07	0,46	83	[48]
	$l_b/\Phi \geq 10$	0,86	0,3	209	[48]

Tabella 6.1 – Parametri statistici delle incertezze dei modelli di resistenza per travi integre indicati nell'EC2

Gli studi sopra menzionati hanno anche fornito indicazioni sui fattori che maggiormente influiscono sulle incertezze di modello per la flessione e il taglio. In particolare, non si è rilevata una significativa correlazione fra l'incertezza di modello e nessuna delle principali variabili che influenzano la resistenza a flessione, compresi il rapporto di armatura e la resistenza a compressione del calcestruzzo.

Relativamente alla resistenza a taglio di membrature non provviste di armatura trasversale è stato osservato che le incertezze del modello diminuiscono sensibilmente all'aumentare del rapporto a/d tra la luce di taglio, ossia la distanza dell'appoggio dal punto di applicazione del carico, e l'altezza utile della sezione (i risultati sono limitati ad un valore di $a/d > 2,9$), mentre non sono influenzate dalle altre variabili.

In quanto alla resistenza a taglio di membrature con armatura trasversale, come prima cosa si osserva una maggiore variabilità rispetto a quella di membrature sprovviste di armatura a taglio. Si nota inoltre che le incertezze del modello diminuiscono significativamente all'aumentare della resistenza dell'armatura a taglio $\rho_w \cdot f_{yw}$, dove ρ_w è il rapporto di armatura trasversale e f_{yw} la tensione di snervamento. È stato osservato anche che l'influenza di tale quantità di armatura non è direttamente proporzionale alla resistenza a taglio e che il modello può essere non conservativo per elementi fortemente armati ($\rho_w \cdot f_{yw} > 2$ MPa). Si è notato inoltre che sulle incertezze legate a tale modello di resistenza influisce sensibilmente il limite imposto per l'angolo di inclinazione delle bielle di calcestruzzo, tanto che sono stati proposti miglioramenti del modello in questo senso, specificamente nel MC2010.

Dai dati di tab. 6.1 relativi alle incertezze del modello di resistenza a taglio per strutture con armatura trasversale, si nota che, valutando le incertezze per gruppi di campioni caratterizzati da simili quantità di armature, i coefficienti di variazione diminuiscono. In accordo con [51], l'effetto scala è di rilevante

importanza nel caso di travi con altezze maggiori di 1 m. I risultati ottenuti in questi studi fanno riferimento invece a travi di dimensioni minori. Per questo motivo, le incertezze legate al modello di taglio non risultano essere significativamente influenzate dall'effetto scala. Nel caso di membrature con dimensioni maggiori, come ad esempio le travi da ponte, le considerazioni che sono state fatte per le incertezze del modello di taglio non risultano essere valide, a meno che non si tenga conto dell'effetto scala. L'armatura trasversale, inoltre, riduce significativamente tale effetto [51].

Relativamente al modello di aderenza dell'EC2, le incertezze del modello sono state calcolate considerando rapporti tra la lunghezza di ancoraggio l_b e il diametro della barra di armatura Φ fino a 40, $l_b/\Phi < 40$. Anche se la normativa non prevede $l_b/\Phi < 10$ per la progettazione di un nuovo edificio, negli studi compiuti sono stati considerati rapporti inferiori a 10 al fine di poter valutare le incertezze del modello per strutture esistenti dove tale limitazione spesso non è rispettata. Si può osservare dalla tabella 6.1 che per $l_b/\Phi < 10$ la resistenza del modello è eccessivamente conservativa, mentre all'aumentare di tale rapporto si osserva una tendenza del modello a sovrastimare la resistenza teorica: del resto, la resistenza di aderenza dipende dalla lunghezza di ancoraggio e l'EN 1992-1-1 non include questo effetto.

6.3.2 Incertezze dei modelli di resistenza per travi deteriorate dalla corrosione

Uno studio è stato svolto per valutare le incertezze dei modelli di resistenza per travi in cui le armature avevano subito corrosione [27]. In tale studio le resistenze teoriche dei campioni sono state valutate come descritto al cap. 5, tenendo conto degli effetti della corrosione come indicato al paragrafo 5.2.2; le resistenze

sperimentali sono state ricavate dai risultati delle campagne di prove descritte in seguito.

Un progetto di ricerca finalizzato a valutare la vita residua di strutture in cemento armato [49] comprendeva una campagna sperimentale su 41 travi di lunghezza standard 2,3 m, con sezione trasversale di dimensioni 0,2 m x 0,15 m e barre di armatura nervate. Tali membrature erano caratterizzate da un rapporto di armatura longitudinale variabile tra 0,5% e 1,5% e da una resistenza della staffatura $\rho_w \cdot f_{yw}$ variabile tra 1,25 MPa e 2,8 MPa. 31 di queste travi sono state esposte ad un processo accelerato di corrosione e successivamente testate con prove di flessione per la determinazione della capacità portante a flessione. Crisi per flessione pura è stata osservata in 25 travi, tra le quali 15 erano caratterizzate da armature corrose uniformemente, con perdita di sezione trasversale compresa fra 9,8% e 26,4% per l'armatura in trazione e 9,8%-30,3% per l'armatura in compressione.

Crisi per taglio dovuta alle tensioni di trazione nell'anima è stata osservata in 12 campioni caratterizzati da armature corrose. Tali travi presentavano una perdita di sezione trasversale di armatura compresa in un range di 10,7%-16,9% per l'armatura in trazione e perdite maggiori del 25,2% per l'armatura in compressione.

In un altro progetto di ricerca [50] 40 travi in precompresso con armatura lenta sono state esposte per 40 anni ad ambiente marino. Tali travi presentavano una lunghezza di 2,5 m e una sezione trasversale di 0,2 x 0,2 m, e percentuali di armatura lenta variabili. Le armature da precompressione, in fili di diametro 7 mm, erano contenute in tubi guaina di 12 mm di diametro e ancorate agli estremi della trave. Le armature longitudinali e trasversali erano costituite da barre lisce di diametro 6 mm. Il rapporto di armatura longitudinale variava tra 0,71% e 0,85%, mentre l'armatura trasversale era caratterizzata da un valore di $\rho_w \cdot f_{yw}$ pari a 0,34 MPa. Le armature da precompressione non presentavano corrosione mentre le

armature longitudinali erano caratterizzate da perdite di sezione variabili tra 18,11 % e 40,35 % per l'armatura di trazione e maggiori del 36,4% per l'armatura in compressione. Prove di flessione sono state condotte su 6 delle travi e crisi per flessione pura sono state osservate per la totalità di esse.

In entrambi gli studi condotti ([49], [50]) i risultati ottenuti fanno riferimento a travi in cemento armato di piccole dimensioni realizzate in condizioni di laboratorio e, nel caso [49], la corrosione delle barre di armatura è stata ottenuta mediante processo accelerato.

6.3.2.1 Flessione

Nello studio [27], la capacità portante residua a flessione delle travi in cemento armato con armature corrose, è stata valutata mediante l'utilizzo del modello del limite superiore e inferiore della resistenza, in accordo con le indicazioni dell'EC2 e le ipotesi descritte nel paragrafo 5.2.2. Mediante i risultati teorici e sperimentali sono state dedotte le incertezze dei modelli del limite superiore e inferiore della resistenza a flessione e i parametri statistici ad esse legati. I risultati utilizzati sono relativi alle travi collassate per flessione pura, ossia 15 travi dello studio [49] e 6 travi del [50]. La tabella 6.2 mostra i risultati ottenuti.

Modello EC2	N° Test	Valor Medio μ_m	Coefficiente di Variazione CoV
Limite superiore della resistenza a flessione	21	1,01	0,13
Limite inferiore della resistenza a flessione	18	1,25	0,16

Tabella 6.2 – Parametri statistici delle incertezze del modello di resistenza a flessione dell'EC2 ricavati in precedenti studi per travi in condizioni di laboratorio

Dalla tabella 6.2 si osserva che il modello del limite inferiore della resistenza è eccessivamente conservativo. Il coefficiente di variazione CoV del limite superiore

della resistenza maggiore rispetto a quello indicato in tabella 6.1, indica una maggiore variabilità nel caso di travi con armature corrose rispetto al caso di travi integre.

6.3.2.2 Taglio

La resistenza a taglio residua delle 12 travi deteriorate dalla corrosione, testate nello studio [49] e che sono andate in crisi per taglio puro, è stata stimata mediante il modello del limite superiore e inferiore della resistenza, definiti precedentemente nel paragrafo 5.2.3 del capitolo 5. Tutte le travi sono state analizzate come travi armate a taglio in quanto rispettavano i requisiti minimi di armatura trasversale imposti dall'EC2 e dal MC2010. La perdita di sezione trasversale di armatura delle travi varia tra il 21,4% e il 37,6% mentre il rapporto tra la luce di taglio e l'altezza utile è di 4,8. Anche se l'inclinazione delle bielle di calcestruzzo compresso è variabile, è stata adottata l'inclinazione minima θ_{min} per i livelli di approssimazione II e III del MC2010. Per la valutazione del taglio resistente secondo le indicazioni dell'EC2 è stata adottata l'inclinazione minima raccomandata, $\theta_{min} = 21,8^\circ$. Nelle tabelle seguenti si mostrano i parametri statistici legati alle incertezze di tali modelli di resistenza.

MC2010 - Liv. Approx. II	N° Test	Valor Medio μ_m	Coefficiente di Variazione CoV
Limite superiore della resistenza a taglio	12	0,88	0,18
Limite inferiore della resistenza a taglio		1,00	0,18

Tabella 6.3 – Parametri statistici delle incertezze del modello di resistenza a taglio MC2010 – Livello di approssimazione II ricavati in precedenti studi per travi in condizioni di laboratorio

MC2010 - Liv. Approx. III	N° Test	Valor Medio μ_m	Coefficiente di Variazione CoV
Limite superiore della resistenza a taglio	12	0,69	0,15
Limite inferiore della resistenza a taglio		0,80	0,18

Tabella 6.4 – *Parametri statistici delle incertezze del modello di resistenza a taglio MC2010 – Livello di approssimazione III ricavati in precedenti studi per travi in condizioni di laboratorio*

Eurocodice 2	N° Test	Valor Medio μ_m	Coefficiente di Variazione CoV
Limite superiore della resistenza a taglio	12	0,56	0,24
Limite inferiore della resistenza a taglio		0,63	0,24

Tabella 6.5 – *Parametri statistici delle incertezze del modello di resistenza a taglio dell'EC2 ricavati in precedenti studi per travi in condizioni di laboratorio*

Il valor medio dell'incertezza del modello di taglio dell'EC2, mostrato in tabella 6.5, indica che sia il limite superiore sia il limite inferiore della resistenza sovrastimano sistematicamente la resistenza a taglio; ciò è stato attribuito al basso valore del limite di inclinazione delle bielle di calcestruzzo compresse raccomandato dalla norma. Il problema legato alla limitazione dell'angolo del campo delle compressioni nel calcestruzzo non si verifica utilizzando i modelli indicati dal MC2010, nei quali l'inclinazione minima dipende dalla deformazione longitudinale della trave. Relativamente al limite superiore della resistenza è stato osservato che, sia per il livello di approssimazione II che III, i risultati teorici sovrastimano la resistenza a taglio (Tab. 6.3, Tab. 6.4), mentre il livello di approssimazione II per il limite inferiore della resistenza, caratterizzato da un valor medio pari a 1,00 (Tab. 6.3), permette di effettuare una buona stima della capacità resistente a taglio.

Capitolo 7

VALUTAZIONE DELLE INCERTEZZE DI MODELLO

7.1 Valutazione delle incertezze dei modelli di resistenza utilizzati

Scopo del presente studio è quello di stimare le incertezze di modello relative alla resistenza a flessione e alla resistenza a taglio di travi soggette a degrado per corrosione delle armature, attraverso prove sperimentali condotte sui campioni descritti al capitolo 3 e valutazioni teoriche secondo quanto esposto al capitolo 5.

La campagna sperimentale condotta sulle 8 travi mediante prove di flessione e di taglio comprende una totalità di 18 test. Come mostrato nella tabella 4.1:

- in 7 test il collasso è avvenuto per flessione pura;
- in 11 test il collasso è stato per taglio puro o per meccanismo combinato flessione-taglio.

Poiché i modelli utilizzati non sono in grado di tener conto del meccanismo combinato flessione-taglio, le membrature in cui si è verificata una rottura di tipo misto sono state incluse fra quelle collassate per taglio puro.

Relativamente alla scelta del parametro di confronto rispetto al quale calcolare l'incertezza dei modelli, si è ritenuto significativo utilizzare il carico massimo raggiunto durante la prova, in quanto il nostro obiettivo è quello di stimare l'affidabilità dei modelli di resistenza per il calcolo della capacità portante residua delle travi.

La valutazione delle incertezze dei modelli è stata effettuata sulla base dei risultati sperimentali e teorici con le seguenti modalità:

- nei test in cui il collasso è avvenuto per flessione pura, si confronta il carico massimo del test con il carico corrispondente alla resistenza a flessione della membratura calcolata secondo il modello dell'EC2, con i dati relativi all'effettiva geometria della sezione di rottura e alle effettive proprietà dei materiali;
- nei test in cui il collasso è stato per taglio puro o per meccanismo combinato flessione-taglio, si confronta il carico massimo del test con la resistenza a taglio della membratura, calcolata inserendo all'interno dei modelli per la valutazione del taglio resistente, i dati relativi all'effettiva geometria della sezione di rottura e alle effettive proprietà dei materiali.

In tutti i casi si sono valutati un limite superiore e un limite inferiore della resistenza a flessione e a taglio, così come descritto nel paragrafo 5.2.3.

Nelle tabelle seguenti sono riportati i valori delle incertezze risultanti, con:

- P_{TEST} il carico massimo registrato durante la prova, in kN;
- $P_{TEO,SUP}$ la forza resistente ultima calcolata mediante il modello del limite superiore della resistenza, in kN;
- $P_{TEO,INF}$ la forza resistente ultima calcolata mediante il modello del limite inferiore della resistenza, in kN;
- $\mu_{i,SUP}$ l'incertezza del modello del limite superiore della resistenza in relazione all'i-esimo test
- $\mu_{i,INF}$ l'incertezza del modello del limite inferiore della resistenza in relazione all'i-esimo test.

FLESSIONE						
EC2						
Trave	Test	P _{TEST}	P _{TEO,SUP}	P _{TEO,INF}	$\mu_{i,SUP}$	$\mu_{i,INF}$
2	4 Punti	95,03	99,69	99,69	0,95	0,95
3	4 Punti	133,20	118,26	110,49	1,13	1,21
4	4 Punti	108,50	87,92	87,92	1,23	1,23
5	4 Punti	151,12	137,48	129,01	1,10	1,17
6	4 Punti	145,29	155,91	110,40	0,93	1,32
7	4 Punti	156,21	150,99	133,36	1,03	1,17
8	4 Punti	100,36	119,15	105,70	0,84	0,95

Tabella 7.1 – *Incertezza del modello dell'EC2 per il calcolo della resistenza a flessione*

TAGLIO						
MC2010 - Livello di approssimazione II						
Trave	Test	P _{TEST}	P _{TEO,SUP}	P _{TEO,INF}	$\mu_{i,SUP}$	$\mu_{i,INF}$
1	4 Punti	101,50	116,16	104,79	0,87	0,97
	3 Punti Lato1	72,29	97,54	83,24	0,74	0,87
	3 Punti Lato2	202,62	188,04	171,15	1,08	1,18
2	3 Punti Lato1	264,59	202,95	202,95	1,30	1,30
	3 Punti Lato2	81,21	97,99	97,99	0,83	0,83
4	3 Punti Lato1	280,97	210,55	210,55	1,33	1,33
	3 Punti Lato2	181,54	223,80	205,33	0,81	0,88
6	3 Punti Lato1	226,91	240,06	207,33	0,95	1,09
	3 Punti Lato2	150,99	170,26	152,77	0,89	0,99
7	3 Punti Lato1	209,51	229,38	192,46	0,91	1,09
	3 Punti Lato2	226,29	230,06	214,96	0,98	1,05

Tabella 7.2 – *Incertezza del modello MC2010 Liv. II per il calcolo della resistenza a tagli*

TAGLIO						
MC2010 - Livello di approssimazione III						
Trave	Test	P _{TEST}	P _{TEO,SUP}	P _{TEO,INF}	$\mu_{i,SUP}$	$\mu_{i,INF}$
1	4 Punti	101,50	178,68	161,19	0,57	0,63
	3 Punti Lato1	72,29	183,39	156,51	0,39	0,46
	3 Punti Lato2	202,62	298,30	271,51	0,68	0,75
2	3 Punti Lato1	264,59	339,84	339,84	0,78	0,78
	3 Punti Lato2	81,21	222,51	222,51	0,36	0,36
4	3 Punti Lato1	280,97	292,36	292,36	0,96	0,96
	3 Punti Lato2	181,54	311,58	285,87	0,58	0,64
6	3 Punti Lato1	226,91	348,20	300,72	0,65	0,75
	3 Punti Lato2	150,99	269,94	242,21	0,56	0,62
7	3 Punti Lato1	209,51	314,10	263,54	0,67	0,79
	3 Punti Lato2	226,29	307,96	287,74	0,73	0,79

Tabella 7.3 – *Incertezza del modello MC2010 Liv. III per il calcolo della resistenza a taglio*

TAGLIO						
MODELLO DI MÁRI						
Trave	Test	P _{TEST}	P _{TEO,SUP}	P _{TEO,INF}	$\mu_{i,SUP}$	$\mu_{i,INF}$
1	4 Punti	101,50	253,86	233,417	0,40	0,43
	3 Punti Lato1	72,29	250,87	216,893	0,29	0,33
	3 Punti Lato2	202,62	321,06	297,582	0,63	0,68
2	3 Punti Lato1	264,59	435,47	435,472	0,61	0,61
	3 Punti Lato2	81,21	322,50	322,499	0,25	0,25
4	3 Punti Lato1	280,97	310,13	310,13	0,91	0,91
	3 Punti Lato2	181,54	327,83	306,683	0,55	0,59
6	3 Punti Lato1	226,91	324,62	292,725	0,70	0,78
	3 Punti Lato2	150,99	287,87	266,918	0,52	0,57
7	3 Punti Lato1	209,51	349,36	308,811	0,60	0,68
	3 Punti Lato2	226,29	346,87	328,288	0,65	0,69

Tabella 7.4 – *Incertezza del modello di Mári per il calcolo della resistenza a taglio*

Nelle tabelle precedenti sono stati evidenziati in rosso i casi in cui si ha la coincidenza fra limite superiore e inferiore della resistenza.

Sulla base dei risultati ottenuti si sono valutati i parametri statistici legati alle incertezze di ciascun modello, descritti al paragrafo 6.2.

7.1.1 Flessione

I dati relativi alle incertezze dei modelli di resistenza a flessione (v. tab. 7.1) sono riportati nel grafico di fig. 7.1 ed i relativi parametri statistici sono riportati in tab.7.5.

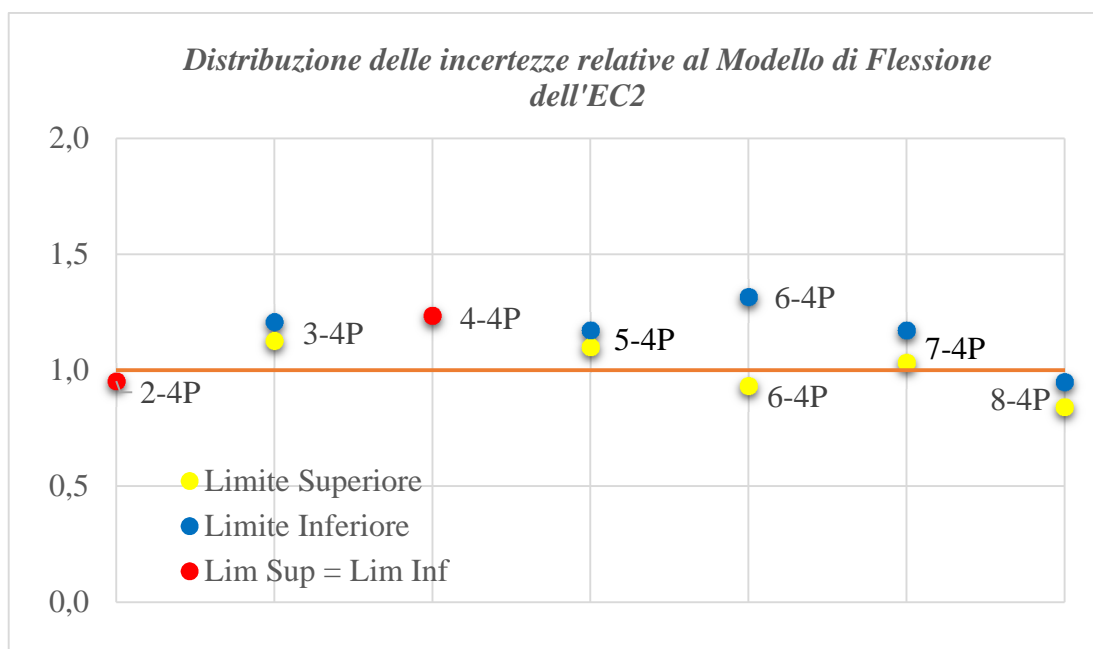


Figura 7.1 – Distribuzione delle incertezze relative al modello di flessione dell'EC2

EC2	N° Test	Valor Medio μ_m	Deviazione Standard σ	Coefficiente di Variazione CoV
Limite superiore della resistenza a flessione	7	1,03	0,13	0,13
Limite inferiore della resistenza a flessione	7	1,14	0,14	0,12

Tabella 7.5 – Parametri statistici delle incertezze del modello di resistenza a flessione dell'EC2 adattato per travi in cemento armato caratterizzate da armature corrose naturalmente

I risultati mostrano in primo luogo che entrambi i modelli sono conservativi ($\mu_m > 1$); il valor medio dell'incertezza del limite inferiore della resistenza è sensibilmente più alto rispetto a quello del limite superiore, mentre i coefficienti di variazione CoV sono simili, per cui si può ritenere che il modello del limite inferiore sia eccessivamente conservativo. Ciò appare evidente anche dal grafico di fig. 7.1: i punti rappresentativi dell'incertezza relativa al limite superiore sono sistematicamente più vicini alla retta $\mu = 1$, ad esclusione della trave 8.

Relativamente a tale trave, occorre far presente sia che era diversa dalle altre, per dimensioni e per zona di prelievo, sia che ha posto rilevanti problemi di individuazione delle caratteristiche geometriche, a causa della non ben chiara disposizione delle armature; nel rilievo si è inoltre notato che alcune barre erano notevolmente corrose e non ben ancorate. Un'altra situazione particolare si è presentata per la trave n. 4 per la quale, a causa del notevole stato di degrado, è risultato difficile eseguire i rilievi della sezione di rottura, i cui dati quindi sono probabilmente affetti da un maggior grado di errore. Pertanto, in entrambi i casi si può ritenere che l'elevata incertezza dipenda dalla scarsa affidabilità dei rilievi delle armature.

Come era da aspettarsi, il coefficiente di variazione relativo al limite superiore della resistenza, $CoV = 0,13$, indica una maggiore dispersione dei risultati rispetto a quelli ottenuti per travi integre, in cui $CoV = 0,09$ (v. Tab. 6.1). Dal confronto con i risultati ottenuti in precedenti studi [27] su campioni di piccole dimensioni realizzati in laboratorio e sottoposti a processo accelerato di corrosione (v. Par. 6.3.2, Tab. 6.2), si può osservare che, anche in quel caso, il modello che maggiormente si adatta alle evidenze sperimentali è il limite superiore della resistenza ed i valori in termini di media e CoV dell'incertezza sono molto simili.

In tabella 7.6 sono raccolti i valori medi di incertezza del limite superiore e inferiore della resistenza, ottenuti per i campioni del presente studio, di sezioni trasversali più grandi, e per quelli dello studio [27]: tali valori denotano un effetto

scala, ovvero la tendenza del limite inferiore ad avvicinarsi al limite superiore all'aumentare della dimensione della sezione della trave. Questo è dovuto alla maggiore incidenza del copriferro sull'altezza utile delle travi più basse.

EC2	Presente studio	[27]
	μ_m	μ_m
Limite superiore della resistenza a flessione	1,03	1,01
Limite inferiore della resistenza a flessione	1,14	1,25

Tabella 7.6 – *Valori medi di incertezza del limite superiore e inferiore della resistenza a flessione ottenuti nel presente studio e nello studio [27]*

7.1.2 Taglio

I parametri statistici relativi ai modelli per il calcolo della resistenza a taglio, sono riportati nelle tabelle 7.7, 7.8 e 7.9:

MC2010 - Liv. Approx. II	N° Test	Valor Medio μ_m	Deviazione Standard σ	Coefficiente di Variazione CoV
Limite superiore della resistenza a taglio	11	0,97	0,19	0,20
Limite inferiore della resistenza a taglio	11	1,05	0,17	0,16

Tabella 7.7 – *Parametri statistici delle incertezze del modello di resistenza a taglio MC2010 – Livello di approssimazione II adattato per travi in cemento armato caratterizzate da armature corrose naturalmente*

MC2010 - Liv. Approx. III	N° Test	Valor Medio μ_m	Deviazione Standard σ	Coefficiente di Variazione CoV
Limite superiore della resistenza a taglio	11	0,63	0,17	0,27
Limite inferiore della resistenza a taglio	11	0,69	0,17	0,24

Tabella 7.8 – *Parametri statistici delle incertezze del modello di resistenza a taglio MC2010 – Livello di approssimazione III adattato per travi in cemento armato caratterizzate da armature corrose naturalmente*

Modello di Mári	N° Test	Valor Medio μ_m	Deviazione Standard σ	Coefficiente di Variazione CoV
Limite superiore della resistenza a taglio	11	0,56	0,19	0,34
Limite inferiore della resistenza a taglio	11	0,59	0,19	0,32

Tabella 7.9 – Parametri statistici delle incertezze del modello di resistenza a taglio di Mári adattato per travi in cemento armato caratterizzate da armature corrose naturalmente

Come si può osservare dalle tabelle 7.8 e 7.9, sia nel caso del livello di approssimazione III del MC2010 sia in quello del modello di Mári, i risultati sono caratterizzati da un valor medio, sia in termini di limite superiore che inferiore della resistenza, molto inferiore all'unità, ad indicare che entrambi i modelli sovrastimano sistematicamente la resistenza. Di fatto, tali modelli mettono in conto anche il contributo del calcestruzzo alla resistenza al taglio; è logico quindi supporre che tale contributo sia sovrastimato, probabilmente in conseguenza al non aver adottato alcun coefficiente correttivo per tener conto del possibile deterioramento delle bielle compresse di calcestruzzo a causa della corrosione delle armature. Da quanto sopra si evince che i due modelli non permettono di calcolare con sufficiente affidabilità la resistenza al taglio di membrature con armature corrose, a meno di non introdurre modifiche per tenere conto degli effetti della corrosione sui vari contributi alla resistenza.

Il livello di approssimazione II del MC2010, come si può osservare dai dati di tabella 7.7, risulta essere il modello che maggiormente si adatta ai risultati sperimentali. In quanto ai limiti di resistenza si nota che il limite superiore presenta un valor medio di incertezza inferiore all'unità, al contrario del limite inferiore, che quindi, presentando inoltre un coefficiente di variazione minore, risulta essere più cautelativo. In definitiva, i dati del presente studio indicano che il modello del limite inferiore della resistenza al livello di approssimazione II del

MC2010 permette di stimare con maggiore affidabilità la resistenza al taglio di una trave in cemento armato con armature corrose.

Il grafico in figura 7.2 mostra la distribuzione delle incertezze relative a tale modello.

Nel grafico, fra i punti caratterizzati da una maggior deviazione riscontriamo quello relativo alla prova di taglio sul lato 1 della trave n. 4, a causa, anche qui come per la flessione, della minore attendibilità del rilievo.

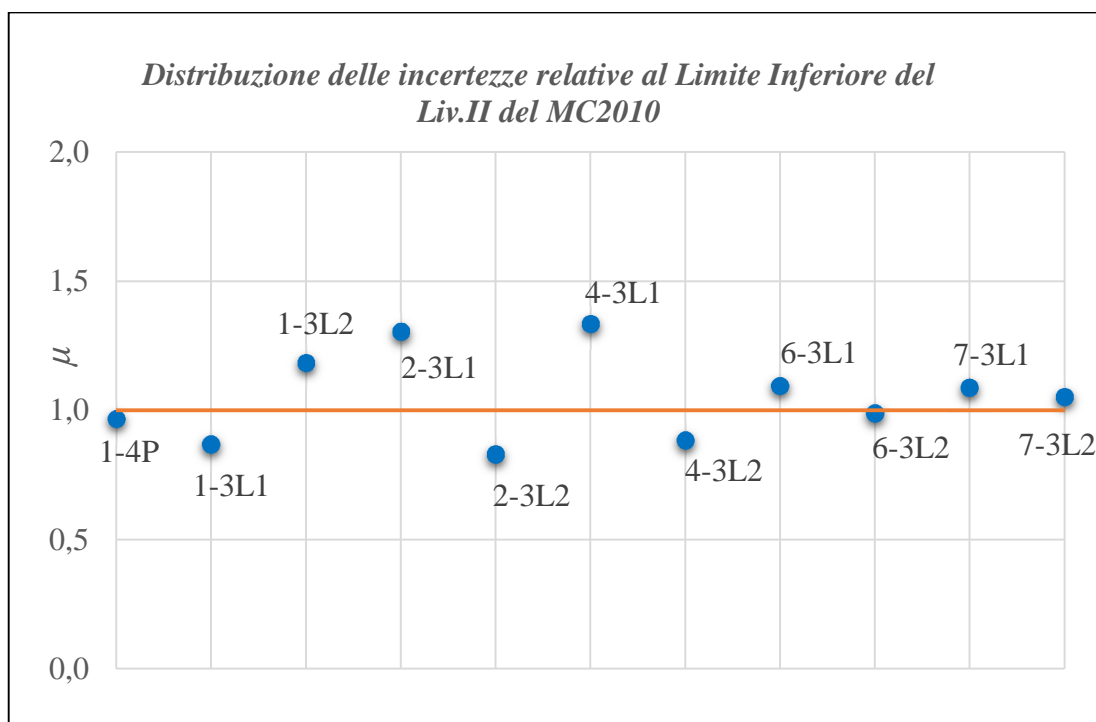


Figura 7.2 – Distribuzione delle incertezze relative al Limite Inferiore del livello di approssimazione II del MC2010

Come nel caso della flessione, è possibile confrontare i risultati ottenuti con quelli di precedenti studi compiuti su travi in cemento armato confezionate in laboratorio e caratterizzate da armature corrose artificialmente, descritti nel paragrafo 6.3.2. I risultati relativi sono riportati nelle tabelle 6.3, 6.4, 6.5.

Dall'analisi della tabella 6.4 si può osservare che, anche in tal caso, il livello di approssimazione III del MC2010 è caratterizzato da valori medi molto inferiori

rispetto all'unità e quindi risulta non utilizzabile per una stima cautelativa della resistenza al taglio. In quanto al livello di approssimazione II, anche in questo caso, si nota che il modello che maggiormente si adatta ai risultati sperimentali è quello relativo al limite inferiore della resistenza. Pertanto, come per la flessione, non si hanno differenze sostanziali di resistenza a taglio tra travi prelevate da edificio esistente e campioni di piccole dimensioni in condizioni di laboratorio.

7.2 Influenza delle variabili incluse nei modelli

Nel presente paragrafo si effettua un'analisi tesa a valutare in che misura i risultati ottenuti mediante i modelli di calcolo dipendono dalla variazione di un determinato parametro.

A tal fine, si analizzano i modelli di flessione e taglio che, a seguito dello studio delle incertezze, si sono mostrati maggiormente affidabili per la stima della resistenza, in funzione delle variabili incluse al loro interno. Come evidenziato nel precedente paragrafo, tali modelli sono il limite superiore della resistenza a flessione calcolato secondo l'EC2 e il limite inferiore della resistenza a taglio secondo il livello di approssimazione II del MC2010.

L'analisi del modello di flessione è stata compiuta in funzione delle variabili che maggiormente influiscono sul calcolo della resistenza a flessione, ossia:

- ρ_{sup} rapporto di armatura longitudinale superiore (compressa) calcolato come rapporto tra l'area rimanente di armatura superiore misurata e l'area della sezione di calcestruzzo misurata;
- ρ_{inf} rapporto di armatura longitudinale inferiore (tesa) calcolato come rapporto tra l'area rimanente di armatura inferiore misurata e l'area della sezione di calcestruzzo misurata;

- $\%_{\text{corr}A_{\text{sup}}}$ perdita percentuale di sezione di armatura superiore a causa della corrosione;
- $\%_{\text{corr}A_{\text{inf}}}$ perdita percentuale di sezione di armatura inferiore a causa della corrosione.

In tabella 7.10 sono riportati i valori assunti da tali parametri nelle sezioni di rottura e i valori del carico sperimentale massimo e del carico teorico calcolato mediante il modello del limite superiore della resistenza a flessione (v. Tab. 7.1).

Limite Superiore della Resistenza a Flessione – EC2									
Trave	Test	Sez.ne	ρ_{sup}	ρ_{inf}	$\%_{\text{corr}A_{\text{sup}}}$	$\%_{\text{corr}A_{\text{inf}}}$	P_{TEST}	$P_{\text{TEO,SUP}}$	μ_i
2	4 Punti	241	0,11	0,43	45,17	14,26	95,03	99,69	0,95
3	4 Punti	311	0,38	0,66	11,02	19,67	133,20	118,26	1,13
4	4 Punti	441	0,35	0,74	24,60	15,92	108,50	87,92	1,23
5	4 Punti	511	0,23	0,70	30,52	14,14	151,12	137,48	1,10
6	4 Punti	641	0,26	0,96	21,20	26,51	145,29	155,91	0,93
7	4 Punti	712	0,26	1,15	17,05	11,15	156,21	150,99	1,03
8	4 Punti	811	0,32	0,42	20,66	18,85	100,36	119,15	0,84

Tabella 7.10 – Parametri influenzanti il modello di flessione

Nell'analisi sono stati considerati anche i casi in cui, a causa dell'assenza del ricoprimento di calcestruzzo, si ha la coincidenza fra limite superiore e inferiore della resistenza (evidenziati in rosso in tabella). Come si può osservare dalla tabella 7.10, la quantità di armatura longitudinale superiore varia tra 0,11% e 0,38% mentre quella inferiore tra 0,42% e 1,15%. Le perdite percentuali di armatura superiore e inferiore variano rispettivamente tra 11,02% e 45,17% e 11,15% e 26,51%.

In quanto al modello di taglio, l'analisi è stata compiuta in funzione delle variabili che maggiormente influiscono sulla resistenza a taglio, ossia:

- ρ_{trav} rapporto di armatura trasversale calcolato come il rapporto tra l'area rimanente di armatura trasversale misurata e il prodotto tra la larghezza della sezione e il passo della staffatura misurati;
- $\%_{corr}A_{trav}$ perdita percentuale di sezione di armatura trasversale a causa della corrosione.

In tabella 7.11 sono riportati i valori assunti da tali parametri nelle sezioni di rottura e i valori del carico sperimentale massimo e del carico teorico calcolato mediante il modello del limite inferiore della resistenza a taglio del livello di approssimazione II del MC210 (v. Tab. 7.2).

Limite Inferiore della Resistenza a Taglio - Liv. II MC210							
Trave	Test	Sez.ne	ρ_{trav}	$\%_{corr}A_{trav}$	P_{TEST}	$P_{TEO,INF}$	μ_i
1	4 Punti	141	0,09	45,61	101,50	104,79	0,97
	3 Punti L1	111	0,07	60,94	72,29	83,24	0,87
	3 Punti L2	121	0,11	41,86	202,62	171,15	1,18
2	3 Punti L1	211	0,12	37,59	264,59	202,95	1,30
	3 Punti L2	221	0,05	64,00	81,21	97,99	0,83
4	3 Punti L1	411	0,22	11,64	280,97	210,55	1,33
	3 Punti L2	421	0,22	4,45	181,54	205,33	0,88
6	3 Punti L1	611	0,18	48,16	226,91	207,33	1,09
	3 Punti L2	621	0,13	52,73	150,99	152,77	0,99
7	3 Punti L1	711	0,22	27,75	209,51	192,46	1,09
	3 Punti L2	732	0,23	29,86	226,29	214,96	1,05

Tabella 7.11 – Parametri influenzanti il modello di taglio

Come si può osservare dalla tabella 7.10, la quantità di armatura trasversale varia tra 0,09% e 0,23% mentre la perdita percentuale di armatura trasversale è compresa tra 4,45% e 64,00%.

La dipendenza dell'incertezza dai diversi parametri è stata effettuata mediante analisi di regressione lineare: per ciascun parametro è stato valutato il coefficiente

di determinazione, R^2 , variabile tra 0 e 1: valori di R^2 prossimi all'unità indicano che il modello è fortemente influenzato dalla variabilità di quel certo parametro.

Si riportano nelle tabelle seguenti le equazioni delle rette di regressione e i valori di R^2 ottenuti per ciascuno dei parametri influenzanti i modelli di resistenza a flessione e taglio:

Modello di Flessione		
Variabile	Correlazione	R^2
ρ_{sup}	$\mu_m = 0,599 \rho_{sup} + 0,868$	0,165
ρ_{inf}	$\mu_m = 0,124 \rho_{inf} + 0,942$	0,061
$\%_{corr}A_{sup}$	$\mu_m = -0,002 \%_{corr}A_{sup} + 1,080$	0,027
$\%_{corr}A_{inf}$	$\mu_m = -0,008 \%_{corr}A_{inf} + 1,174$	0,098

Tabella 7.12 – Coefficiente di determinazione ed retta di regressione per ciascuna delle variabili influenzanti il modello di flessione

Modello di Taglio		
Variabile	Correlazione	R^2
ρ_{trasv}	$\mu_m = 0,933 \rho_{trasv} + 0,917$	0,136
$\%_{corr}A_{trasv}$	$\mu_m = -0,004 \%_{corr}A_{trasv} + 1,194$	0,164

Tabella 7.13 – Coefficiente di determinazione e retta di regressione per ciascuna delle variabili influenzanti il modello di taglio

Come si può osservare dalle tabelle precedenti, per entrambi i modelli, i valori di R^2 calcolati in funzione delle variabili in gioco presentano valori molto prossimi allo zero. Questo significa che la dipendenza dei modelli in questione dai parametri individuati, nei range di variazione considerati, è molto debole e poco significativa. In alcune serie di dati si sono riscontrati valori particolarmente fuori tendenza. La variazione di uno di questi valori può provocare un effetto bilancia e

influire significativamente sulla tendenza dell'intera serie di dati. Nel caso ad esempio della variazione della resistenza a flessione in funzione della quantità di armatura superiore e in quello della resistenza a taglio in funzione della perdita percentuale di armatura trasversale, tali dati sono relativi alla trave n. 4 ovvero la membratura in cui si sono riscontrate le maggiori difficoltà nelle operazioni di rilievo e conseguentemente una minore attendibilità dei risultati.

Relativamente alla riduzione di sezione di armatura superiore possiamo osservare che, a mano a mano che la riduzione di sezione aumenta, l'incertezza del modello di flessione tende, debolmente, ad avvicinarsi all'unità. Poiché si tratta di perdite superiori anche al 25%, questo fa pensare che il fattore di riduzione della resistenza del calcestruzzo k_c nella zona di ricoprimento non dipenda dalla riduzione di armatura superiore. Le ipotesi adottate quindi nella definizione del limite superiore della resistenza sembrano, alla luce di questo e dei risultati ottenuti, corrette.

Si riportano nelle figure seguenti, a titolo di esempio, due dei grafici analizzati dove possiamo osservare la tendenza (linea blu) dei modelli di flessione e taglio in funzione rispettivamente della quantità di armatura inferiore e trasversale.

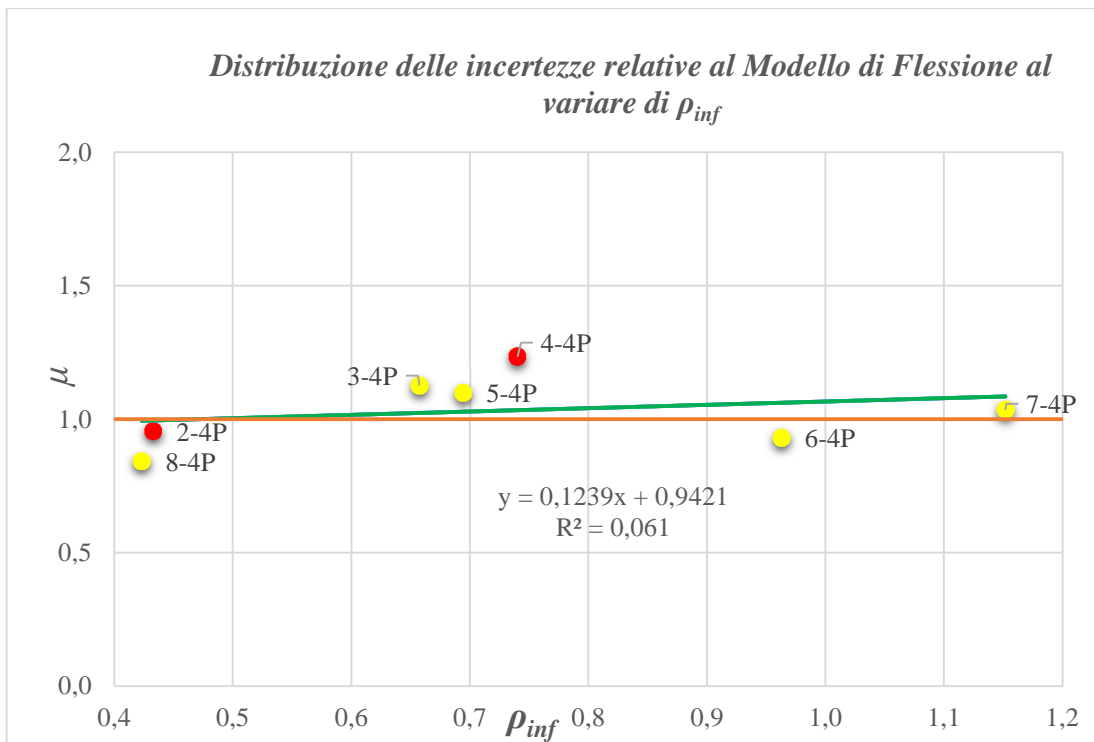


Figura 7.3 – Distribuzione delle incertezze relative al Modello di Flessione al variare di ρ_{inf}

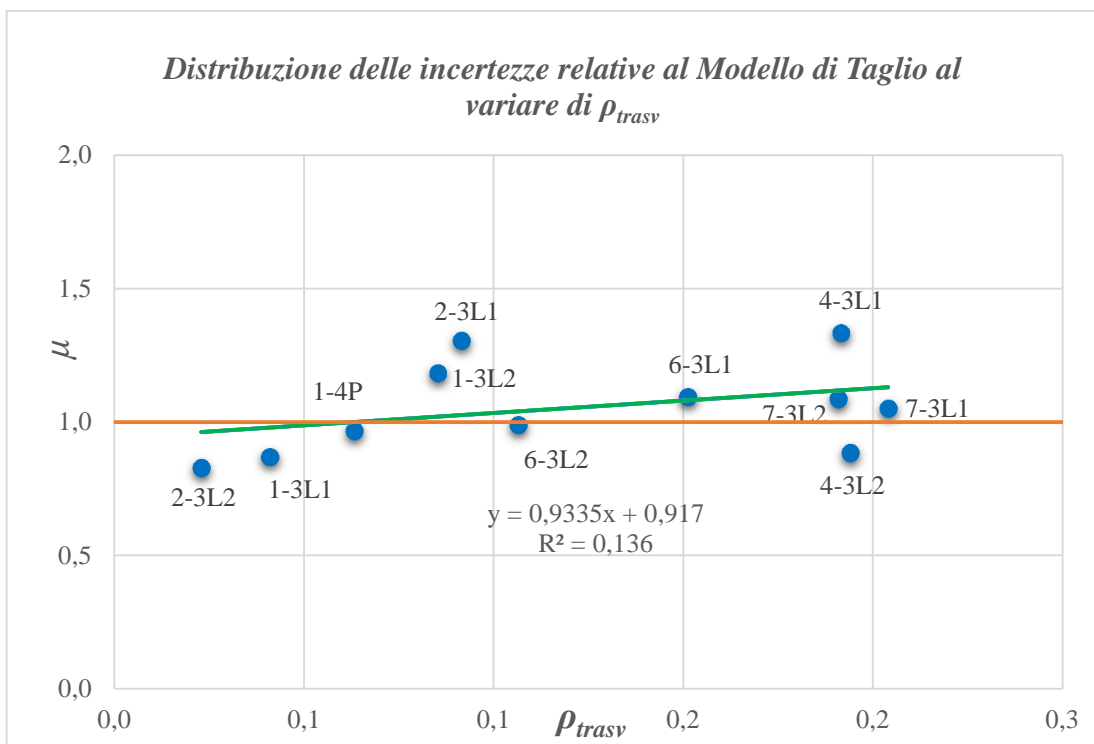


Figura 7.4 – Distribuzione delle incertezze relative al Modello di Taglio al variare di ρ_{trasv}

In definitiva, i risultati ottenuti mostrano che le variabili che maggiormente influiscono sulla resistenza a flessione e taglio, almeno all'interno dei campi di variazione in gioco, non producono cambiamenti significativi e i modelli risultano stabili. Questo ci induce a pensare che le ipotesi di partenza assunte per il rilievo della effettiva geometria delle sezioni, dell'area rimanente di armatura e per la definizione del limite superiore e inferiore della resistenza siano ragionevoli. I modelli che maggiormente si adattano ai risultati sperimentali per il calcolo della resistenza a flessione e taglio, rispettivamente limite superiore della resistenza a flessione dell'EC2 e limite inferiore della resistenza a taglio del livello di approssimazione II del MC2010, sono in grado, sulla base di tali ipotesi, di tenere conto degli effetti della corrosione delle armature e non risulta quindi necessario prendere in considerazione ulteriori ipotesi per il calcolo della resistenza residua di travi in cemento armato con armature corrose.

7.3 Raccomandazioni sull'uso dei modelli

A seguito della stima delle incertezze dei modelli di flessione e taglio e dell'analisi delle variabili d'influenza, nel seguito si elencano alcune indicazioni da tenere in conto nella valutazione della capacità portante di travi in cemento armato con armature corrose, indicazioni che prendono origine dai risultati del presente studio, oltre che dei i risultati ottenuti negli studi precedenti.

Si raccomanda l'utilizzo del modello del limite superiore della resistenza a flessione, dell'EC2, con le ipotesi descritte nel capitolo 5, quando si verificano, contemporaneamente, le seguenti condizioni:

- Altezza sezione $H \geq 200$ mm;
- Resistenza a compressione del calcestruzzo $f_{ck} \leq 50$ MPa;
- Rapporto geometrico di armatura longitudinale $\rho_l \leq 1,5$ %;

- Perdita di sezione uniforme di armatura dovuta alla corrosione;
- Perdite di sezione inferiori al 30 % nell'armatura tesa;
- Perdite di sezione inferiori al 45 % nell'armatura compressa.

Il modello del limite inferiore della resistenza a flessione si raccomanda per elementi che presentano assenza di copriferro nella zona compressa e per sezioni con altezze inferiori a 200 mm.

In quanto alla valutazione della resistenza al taglio di travi in cemento armato con armature corrose, si raccomanda l'utilizzo del limite inferiore della resistenza del modello di taglio del MC2010 con il livello di approssimazione II, e le ipotesi descritte nel capitolo 5. Per l'uso di tale modello, le seguenti condizioni si devono verificare contemporaneamente:

- Resistenza a compressione del calcestruzzo $f_{ck} \leq 50$ MPa;
- Rapporto geometrico di armatura longitudinale $\rho_l \leq 1,5$ %;
- Rapporto geometrico di armatura trasversale $\rho_t \leq 0,30$ %;
- Perdita di sezione uniforme di armatura dovuta alla corrosione;
- Perdite di sezione inferiori al 30 % nell'armatura longitudinale;
- Perdite di sezione inferiori al 65 % nell'armatura trasversale.

Capitolo 8

PROCEDURA DI VALUTAZIONE DI TRAVI DETERIORATE DALLA CORROSIONE

Nella ricerca sono stati individuati i modelli di resistenza che hanno permesso di calcolare con la migliore approssimazione la resistenza a flessione e taglio delle travi sottoposte a prove di carico. Per poter applicare i modelli individuati alla valutazione delle capacità resistenti di elementi in cemento armato deteriorati dalla corrosione, facenti parte di costruzioni di cui si vuole determinare la sicurezza strutturale, si è implementata la procedura illustrata nel diagramma di flusso di figura 8.1, che è stata poi validata mediante l'applicazione al caso dei campioni che sono stati sottoposti ai test. Qui di seguito, la procedura viene descritta con riferimento alla validazione effettuata su ciascuno dei 18 test.

Inizialmente, sulla base dei dati relativi alla geometria e alle proprietà dei materiali del campione, se ne sono determinate le resistenze a flessione e a taglio, rispettivamente con il modello del limite superiore della resistenza a flessione (M_{SUP}) e il modello del limite inferiore della resistenza a taglio al livello di approssimazione II del MC2010 (T_{INF}). Successivamente, sulla base del tipo di test, si sono determinati i carichi associati alla resistenza a flessione e alla resistenza a taglio, rispettivamente $P_{TEO,SUP}(M)$ e $P_{TEO,INF}(V)$. Questo ha permesso di stabilire il tipo di crisi attesa per il campione, che corrisponde al minore dei due carichi così determinati. Il procedimento prosegue secondo una delle due vie, a seconda del tipo di rottura individuato. In entrambi i casi, occorre tenere conto anche della possibile crisi del meccanismo di aderenza; a questo fine, è necessario stabilire un modello di campo di tensione (A. Muttoni et al.) che permetta di stimare la forza

nell'armatura tesa in prossimità dell'appoggio, in funzione del carico di rottura associato al meccanismo di crisi determinato. In base alla forza di trazione nell'armatura, è possibile stimare l'aderenza richiesta nel nodo, τ_R , e confrontarla con quella disponibile, τ_D , valutata mediante il modello di calcolo di aderenza, [19]. Se l'aderenza richiesta risulta minore di quella disponibile, allora la rottura sarà per flessione o per taglio, altrimenti si verificherà un meccanismo di collasso combinato con crisi di aderenza.

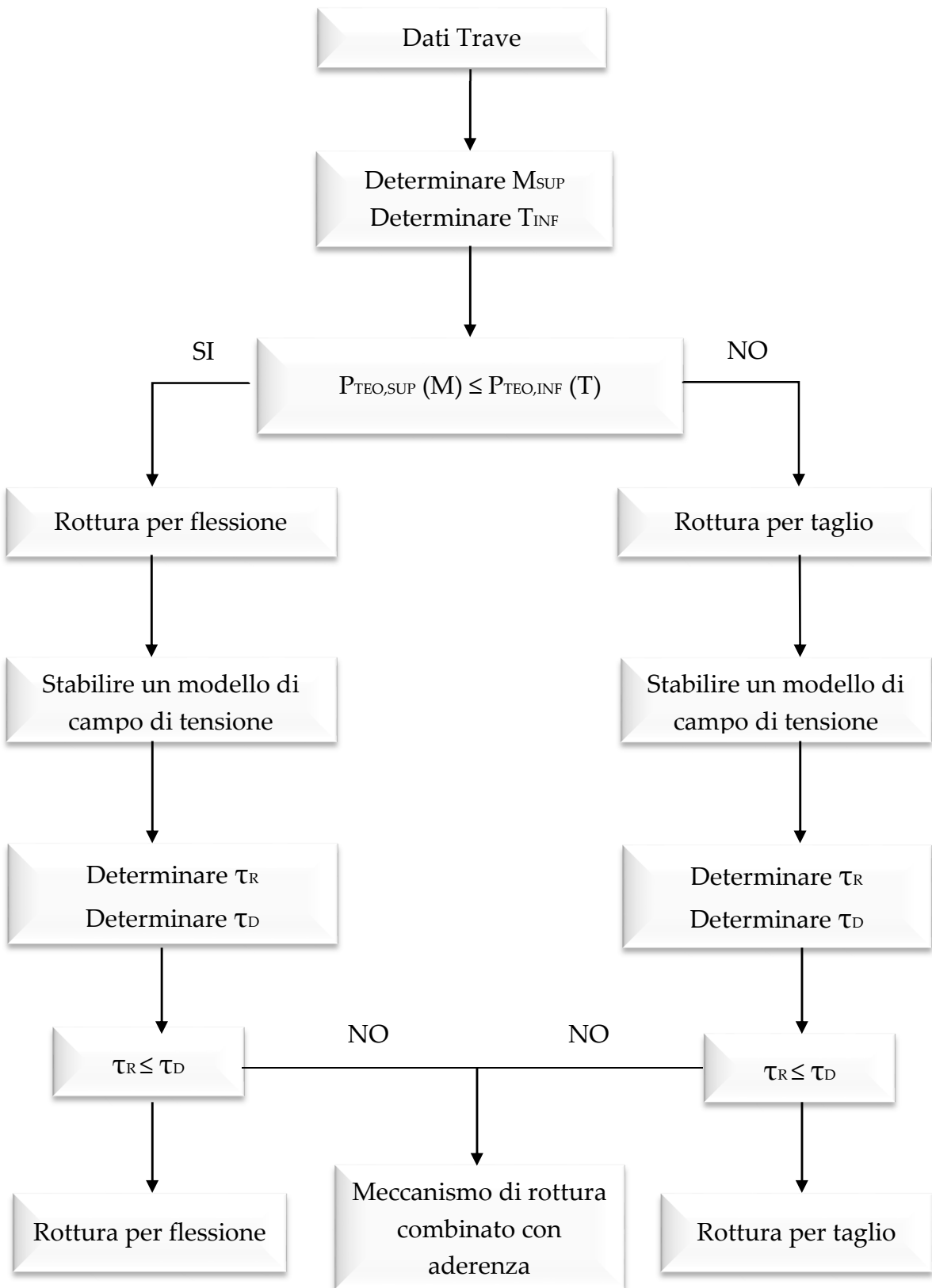


Figura 8.1 – Diagramma di flusso del procedimento per la valutazione di travi con armature corrose

8.1 Ipotesi adottate nel procedimento di validazione

Lo scopo del procedimento di validazione effettuato è quello di verificare se l'applicazione della procedura proposta al caso delle prove di carico fornisce risultati coincidenti, in termini di modalità e carico di collasso, con quelli rilevati nelle prove.

Nella presente tesi si è trascurata la parte legata alla verifica dell'aderenza poiché, per i motivi descritti al paragrafo 5.2.2, sembra non incidere sul comportamento dei campioni analizzati. Pertanto non vengono presi in considerazione meccanismi di collasso combinati con aderenza. Nel caso in cui si sia riscontrata una rottura per flessione-taglio, non disponendo di modelli che tengano in considerazione meccanismi di tipo misto, ci si è riferiti alla rottura per taglio puro. In definitiva, le modalità di rottura teoriche delle travi possono essere solo per flessione o per taglio puro.

Il primo passo della procedura consiste nel determinare le resistenze a flessione e a taglio dei campioni sottoposti a test. Le sezioni per il calcolo delle resistenze sono state scelte secondo i seguenti criteri:

- travi testate solo con prova di carico a 4 punti (n. 3 e n. 5):
 - per la resistenza a flessione: la sezione di rottura ottenuta a seguito del test
 - per la resistenza a taglio (due valori): le sezioni di estremità sezione (Fig. 8.2);

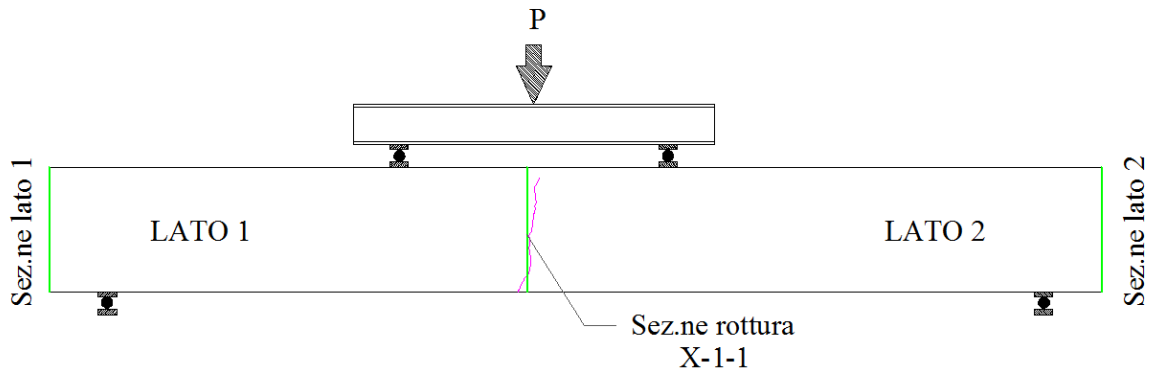


Figura 8.2 – Sezioni utilizzate per il calcolo della resistenza a flessione e taglio nel caso di travi testate solo con prove di carico a 4 punti

- travi testate con prove a 4 punti e a 3 punti:
 - per la resistenza a flessione: la sezione di rottura ottenuta a seguito del test;
 - per la resistenza a taglio: le sezioni di rottura a seguito delle prove di carico a 3 punti sul lato 1 e sul lato 2 (Fig. 8.3 a, b);

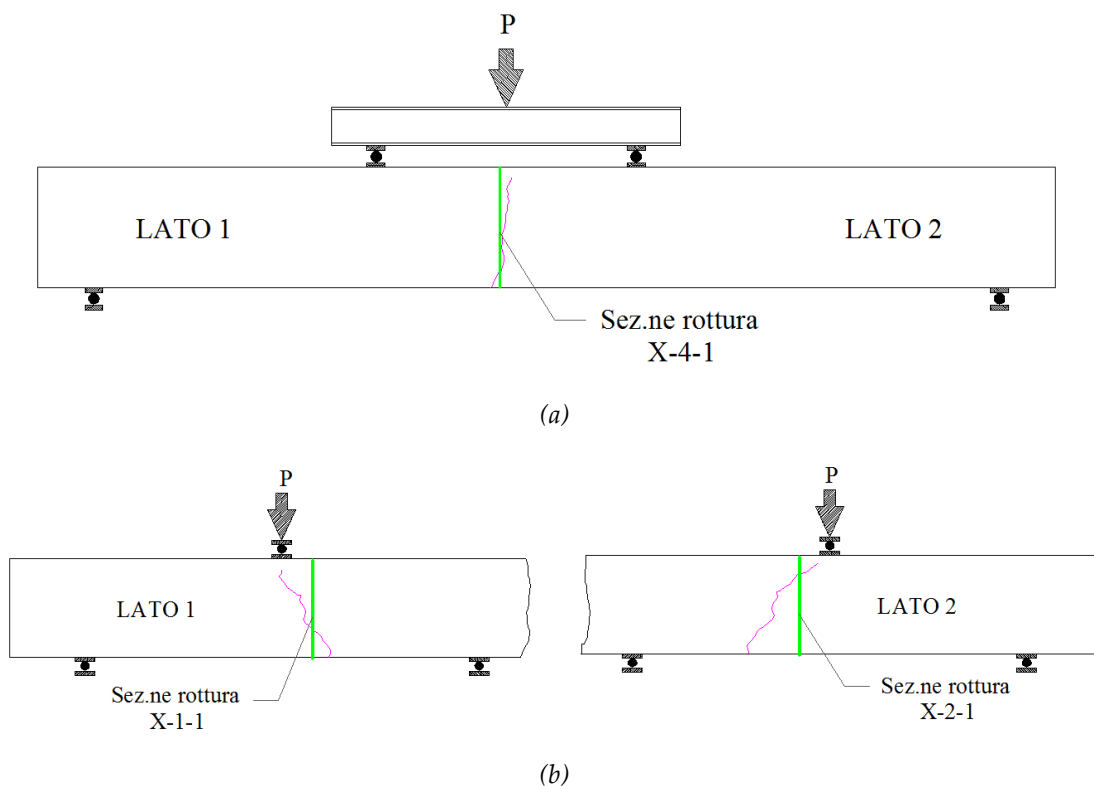


Figura 8.3 – Sezioni utilizzate per il calcolo della resistenza a flessione e taglio nel caso di travi testate con prove di carico a 4 e a 3 punti

Nel caso delle travi n. 6, 7 e 8, che presentavano uno schema di armatura più complesso comprendente ferri piegati, per l'individuazione delle sezioni da considerare per il calcolo della resistenza a taglio delle membrature nei test di flessione a 4 punti, si è considerata la sezione di controllo secondo il MC2010, ovvero quella posta ad una distanza di $0,9d$ dal bordo del piatto di applicazione del carico.

Nella tabella 8.1 sono riassunti i dati geometrici, ricavati dalle tabelle 4.5 e 4.6, delle sezioni utilizzate per il calcolo delle forze resistenti associate a ciascun tipo di test.

Trave	Test	Res.	B [mm]	H [mm]	d ₁ [mm]	d ₂ [mm]	A _{s1} [mm ²]	A _{s2} [mm ²]	s _w [mm]	A _w [mm ²]
1	4P	F	302	485	39,0	398,3	226,19	712,8	205	54,68
		T-L1	302	496	48,7	332,3	243,09	649,86	197	39,27
		T-L2	308	485	37,7	419,8	241,53	658,21	172	58,45
	3P - L1	F/T	302	496	48,7	332,3	243,09	649,86	197	39,27
	3P - L2	F/T	308	485	37,7	419,8	241,53	658,21	172	58,45
2	4P	F	356	469	0,0	423,2	168,8	651,84	193	65,75
		T-L1	352	473	0,0	410,7	263,17	739,2	153	62,74
		T-L2	356	469	0,0	423,2	168,8	651,84	199	49,88
	3P - L1	F/T	352	473	0,0	410,7	263,17	739,2	153	62,74
	3P - L2	F/T	368	453	0,0	421,7	268,58	543,93	205	36,19
3	4P	F	196	491	44,6	473,9	357,82	610,69	226	83,02
		T-L1	200	487	87,3	477,2	333,71	667,59	229	82,11
		T-L2	202	500	78,6	446	309,42	633,72	140	104,85
4	4P	F	203	469	0,0	425,4	303,22	639,22	187	97,04
		T-L1	204	453	0,0	436,4	329,76	656,59	201	88,83
		T-L2	203	491	36,8	446,7	388,01	664,33	216	96,06
	3P - L1	F/T	204	453	0,0	436,4	329,76	656,59	201	88,83
	3P - L2	F/T	203	491	36,8	446,7	388,01	664,33	216	96,06
5	4P	F	211	484	40,8	445,8	213,93	652,8	210	91,45
		T-L1	202	484	73,8	474,1	292,43	619,1	184	81,43
		T-L2	200	484	71,6	474,4	274,7	629,51	190	99,78
6	4P	F	200	487	57,7	471,4	242,62	928,41	190	86,02
		T-L1	204	489	64,5	472,9	307,43	1046,57	145	52,12
		T-L2	200	487	57,7	471,5	242,62	907,94	184	65,35
	3P - L1	F/T	204	489	64,5	472,9	307,43	1046,57	145	52,12
	3P - L2	F/T	203	497	47,9	466,2	817,44	437,29	178	47,52
7	4P	F	208	501	68,4	473,6	255,39	1134,53	202	83,71
		T-L1	208	501	68,4	473,6	255,39	1134,53	182	78,07
		T-L2	208	501	68,4	473,6	255,39	1134,53	175	76,97
	3P - L1	F/T	209	498	75,6	469,6	930,78	446,65	161	72,63
	3P - L2	F/T	208	500	68,6	466,6	985,19	392,2	148	70,51
8	4P	F	280	545	74,4	536,8	475,21	636,08	197	66,37
		T-L1	280	545	74,5	535,8	475,21	1077,51	195	59,8
		T-L2	280	545	74,4	535,3	475,21	1478,3	197	49,26

Tabella 8.1 – Dati geometrici delle sezioni utilizzate per la determinazione delle resistenze

8.2 Risultati

Gli esiti del procedimento di validazione relativo ai test effettuati, sono mostrati nella tabella 8.2 in cui sono evidenziati in verde i casi in cui si è accertata la coincidenza fra il tipo di rottura previsto attraverso la procedura e quella osservata a seguito dei test effettuati.

Trave	Prova	$P_{TEO,SUP}(M)$ [kN]	$P_{TEO,INF}(T)$ [kN]		$P_{TEO,min}$ [kN]	Rottura Teo	Rottura Exp
			Lato 1	Lato2			
1	4 Punti	82,91	65,65	127,47	65,65	Taglio	Flessione Taglio
	3 Punti L1	172,49	83,24	-	83,24	Taglio	Taglio
	3 Punti L2	220,93	-	171,15	171,15	Taglio	Taglio
2	4 Punti	99,69	156,00	111,86	99,69	Flessione	Flessione
	3 Punti L1	244,09	202,95	-	202,95	Taglio	Flessione Taglio
	3 Punti L2	151,29	-	97,99	97,99	Taglio	Taglio
3	4 Punti	118,26	164,51	224,73	118,26	Flessione	Flessione
4	4 Punti	87,92	164,56	155,82	87,92	Flessione	Flessione
	3 Punti L1	206,00	210,55	-	206,00	Flessione	Taglio
	3 Punti L2	233,33	-	205,34	205,34	Taglio	Taglio
5	4 Punti	137,48	194,18	220,50	137,48	Flessione	Flessione
6	4 Punti	155,94	169,96	163,77	155,94	Flessione	Flessione
	3 Punti L1	299,53	207,33	-	207,33	Taglio	Taglio
	3 Punti L2	154,25	-	152,77	152,77	Taglio	Taglio
7	4 Punti	150,99	191,22	194,26	150,99	Flessione	Flessione
	3 Punti L1	159,00	192,46	-	159,00	Flessione	Flessione Taglio
	3 Punti L2	144,82	-	214,96	144,82	Flessione	Flessione Taglio
8	4 Punti	119,15	157,03	147,38	119,15	Flessione	Flessione

Tabella 8.2 – *Esiti del procedimento di validazione delle travi oggetto di studio*

Come si può osservare dalla tabella 8.2, attraverso il processo di validazione descritto, si è verificata la coincidenza fra modalità di rottura prevista e sperimentale in 15 casi su un totale di 18 test effettuati, ovvero nell'83,3% dei casi. I casi in cui tale circostanza non si è verificata sono relativi alle prove di taglio effettuate sul lato 1 della trave n. 4 e su entrambi i lati della trave n. 7. Una possibile causa della mancata coincidenza fra comportamento teorico e sperimentale, può essere una minore accuratezza dei rilievi, legata all'elevato stato di degrado e al complesso schema di armatura di tali travi.

Al fine di confermare la bontà della scelta compiuta in merito all'utilizzo del modello del limite inferiore della resistenza a taglio rispetto a quello del limite superiore, caratterizzato quest'ultimo, come evidenziato nel capitolo 6, da un valore medio inferiore all'unità ma da una minore dispersione, si è ripetuto il procedimento di validazione applicando il limite superiore della resistenza a taglio del livello di approssimazione II del MC2010. I risultati ottenuti hanno evidenziato una percentuale di coincidenza fra rottura teorica e sperimentale del 77,7 %, minore rispetto a quella ottenuta applicando il limite inferiore della resistenza a taglio.

L'elevata percentuale dei casi in cui si è verificata la coincidenza fra comportamento teorico e reale ci consente di affermare che il processo di valutazione proposto e l'utilizzo dei modelli del limite superiore della resistenza a flessione dell'EC2 e del limite inferiore della resistenza a taglio del livello di approssimazione II del MC2010, con le opportune ipotesi introdotte per tenere conto degli effetti della corrosione, permettono di compiere una valutazione affidabile del comportamento meccanico di travi in cemento armato con armature corrose.

Capitolo 9

CONCLUSIONI

La presente tesi è incentrata sulla valutazione della resistenza di travi in cemento armato deteriorate dalla corrosione delle armature.

Lo studio teorico e sperimentale compiuto sulle otto travi, prelevate dall'edificio della fabbrica di Cros e successivamente testate presso l'Istituto E. Torroja, può essere sintetizzato nelle seguenti fasi:

❖ Prima fase: *Determinazioni sperimentali*

Esecuzione di prove di flessione e taglio per la determinazione dell'effettiva capacità portante delle travi campione; rilievo della geometria dei campioni testati e delle proprietà meccaniche dei materiali.

❖ Seconda fase: *Valutazioni tramite modelli*

Calcolo delle resistenze secondo il modello di resistenza a flessione dell'EC2 e i modelli di resistenza a taglio del MC2010 e di Mári, applicando opportune modifiche per tenere conto degli effetti della corrosione e valutando un limite superiore ed inferiore della resistenza.

❖ Terza fase: *Valutazione delle incertezze di modello*

Valutazione delle incertezze dei modelli di resistenza per travi in cemento armato deteriorate dalla corrosione, attraverso il confronto fra dati sperimentali e di calcolo. I risultati ottenuti possono essere così sintetizzati:

- il limite inferiore della resistenza a flessione, in cui si trascura la presenza del copriferro per il deterioramento causato dall'espansione

dei prodotti della corrosione, risulta essere eccessivamente conservativo;

- il limite superiore della resistenza a flessione, in cui si applica un coefficiente di riduzione k_{cp} della resistenza a compressione del calcestruzzo nella zona di copriferro fessurato a causa della corrosione delle armature, fornisce dei risultati soddisfacenti per il calcolo della resistenza a flessione, anche se le deviazioni osservate sono maggiori rispetto a quelle determinate per travi in cemento armato integre;
- il livello di approssimazione III del MC2010 e il modello di Mári per il calcolo della resistenza a taglio, in cui si tiene conto anche del contributo del calcestruzzo, sovrastimano sistematicamente la resistenza; ciò può essere dovuto al fatto di non aver considerato alcun coefficiente correttivo per tener conto del possibile deterioramento delle bielle compresse di calcestruzzo a causa della corrosione delle armature;
- il limite inferiore del livello di approssimazione II del MC2010 per il calcolo della resistenza a taglio è il modello che fornisce i migliori risultati e che permette di effettuare una stima affidabile della resistenza;
- si è osservata la presenza di un effetto scala al passaggio da elementi di piccole dimensioni a elementi caratterizzati da sezioni maggiori, ovvero la tendenza del limite inferiore della resistenza ad avvicinarsi al limite superiore all'aumentare della sezione della trave;
- non si osserva una dipendenza significativa dei modelli di resistenza a flessione e taglio, ovvero del modello del limite superiore della resistenza a flessione dell'EC2 e del modello del limite inferiore della resistenza a taglio per il livello di approssimazione II del MC2010, dai parametri maggiormente influenzanti la resistenza;

- non si osservano differenze sostanziali di resistenza a flessione e taglio tra travi prelevate da edificio esistente e campioni di piccole dimensioni realizzati in laboratorio.

❖ Quarta fase: Proposta e validazione di una procedura per la valutazione della capacità di elementi in cemento armato affetti da corrosione

Si è proposto un procedimento per la valutazione di travi in cemento armato deteriorate dalla corrosione basato sul metodo dei campi di tensione e sull'utilizzo del limite superiore della resistenza a flessione dell'EC2 e del limite inferiore della resistenza a taglio del MC2010. Il suddetto procedimento, validato sui campioni testati, ha fornito una buona stima sia della modalità di rottura sia della resistenza. Il metodo proposto permette quindi, di compiere una valutazione affidabile del comportamento meccanico di travi in cemento armato con armature corrose.

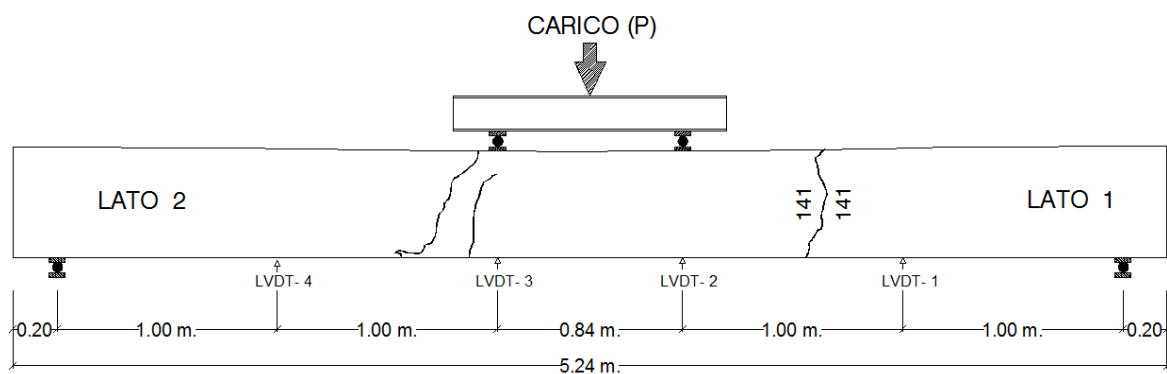
APPENDICE

DOCUMENTAZIONE DELLE PROVE DI CARICO EFFETTUATE SUI CAMPIONI

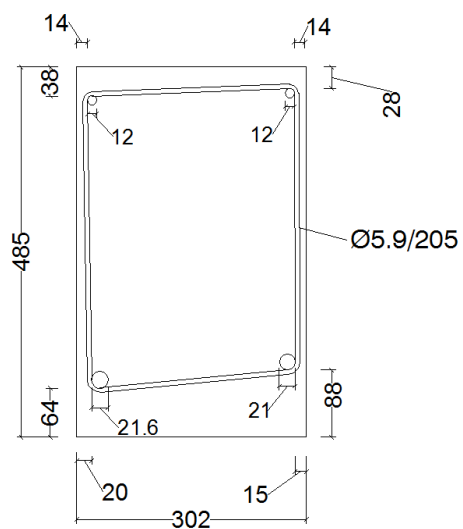
- ❖ Schema della prova
- ❖ Geometria delle sezioni di rottura
- ❖ Individuazione della modalità di crisi
- ❖ Documentazione fotografica
- ❖ Curve carico-spostamento/deformazione

Trave N°1

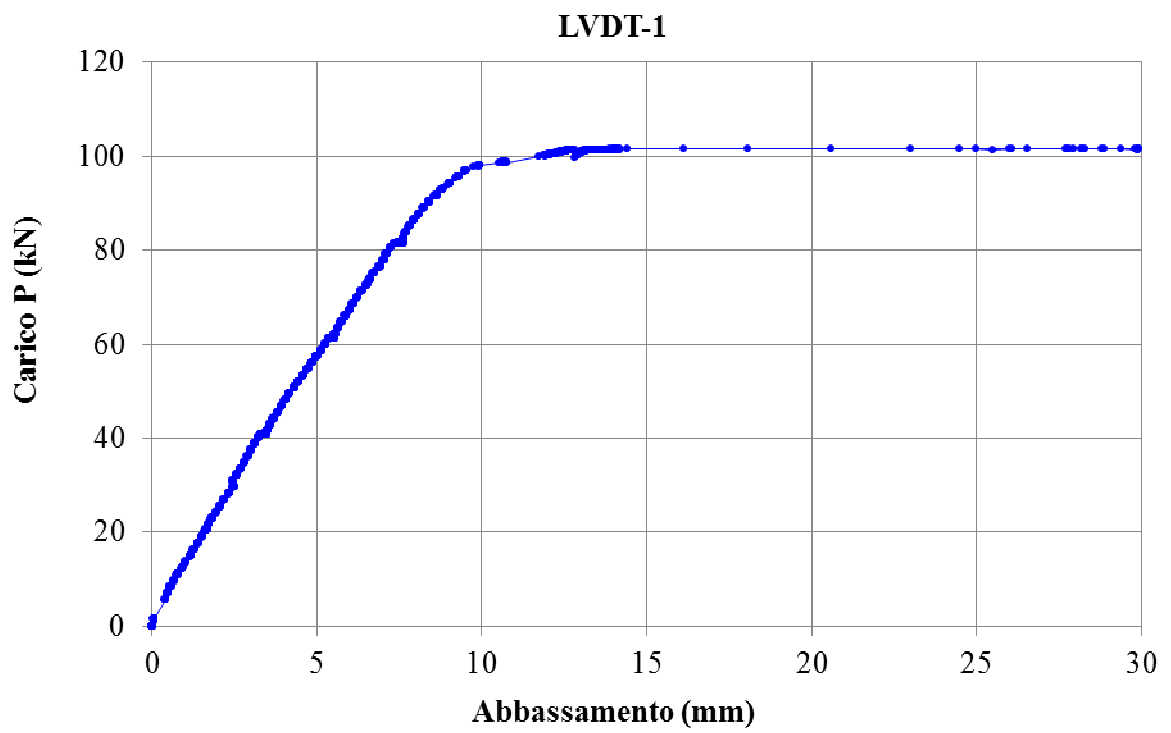
- *Prova di carico a 4 Punti*

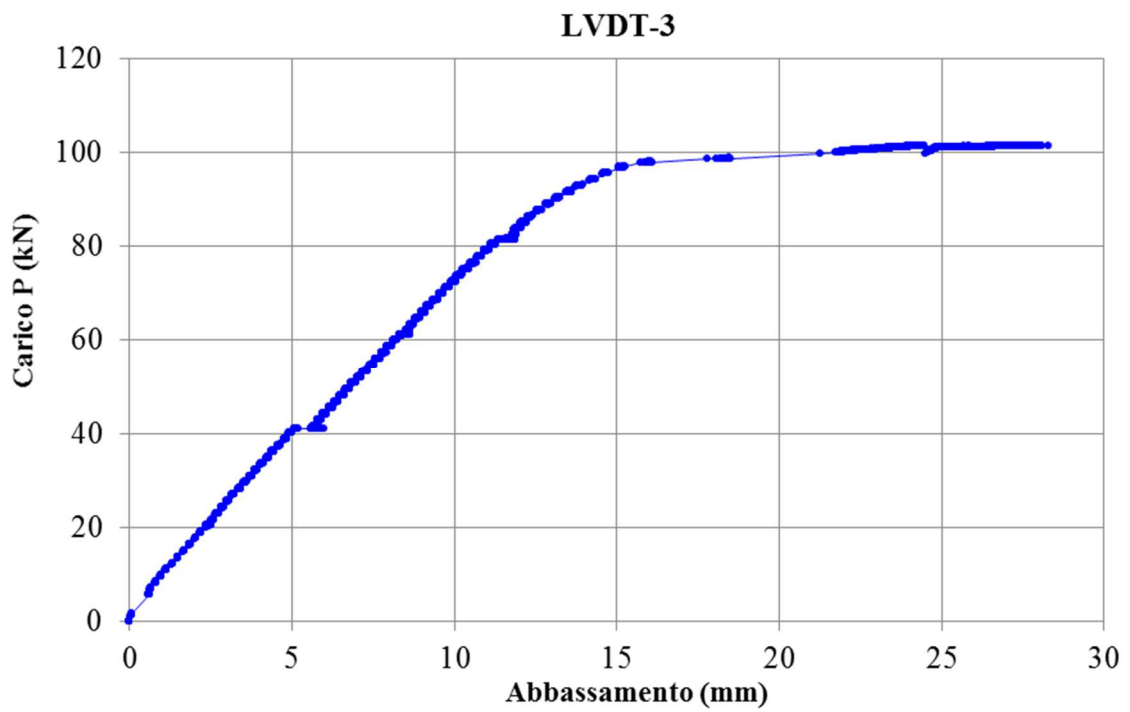
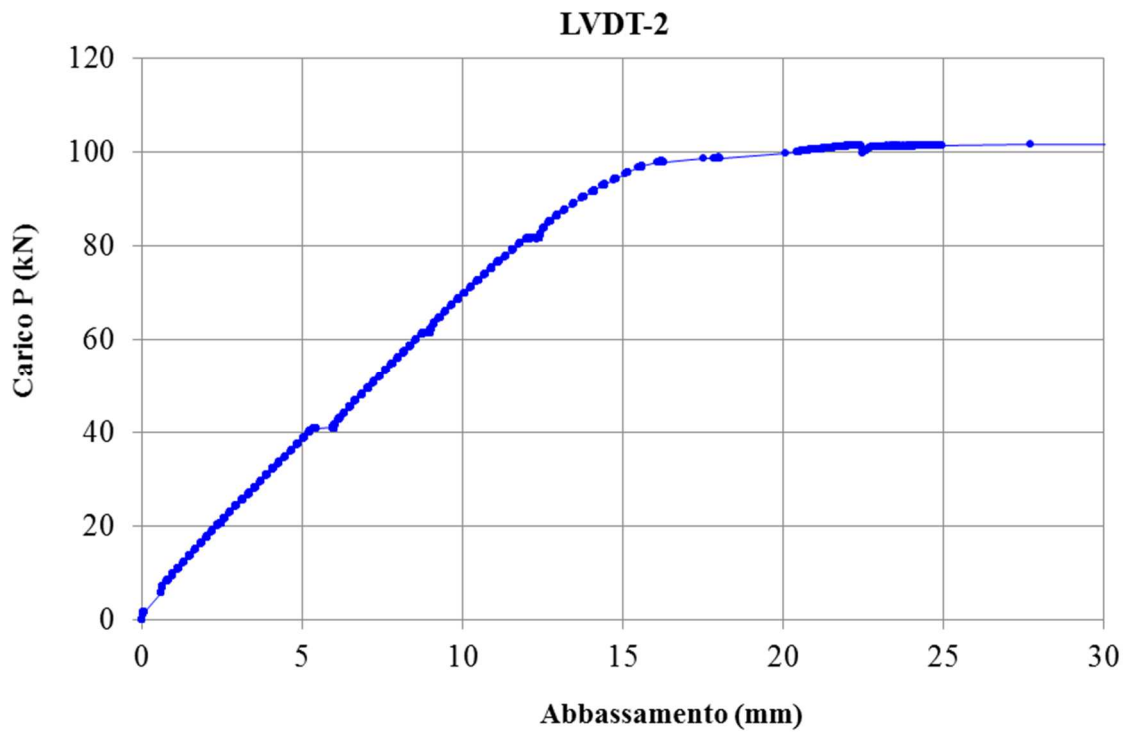


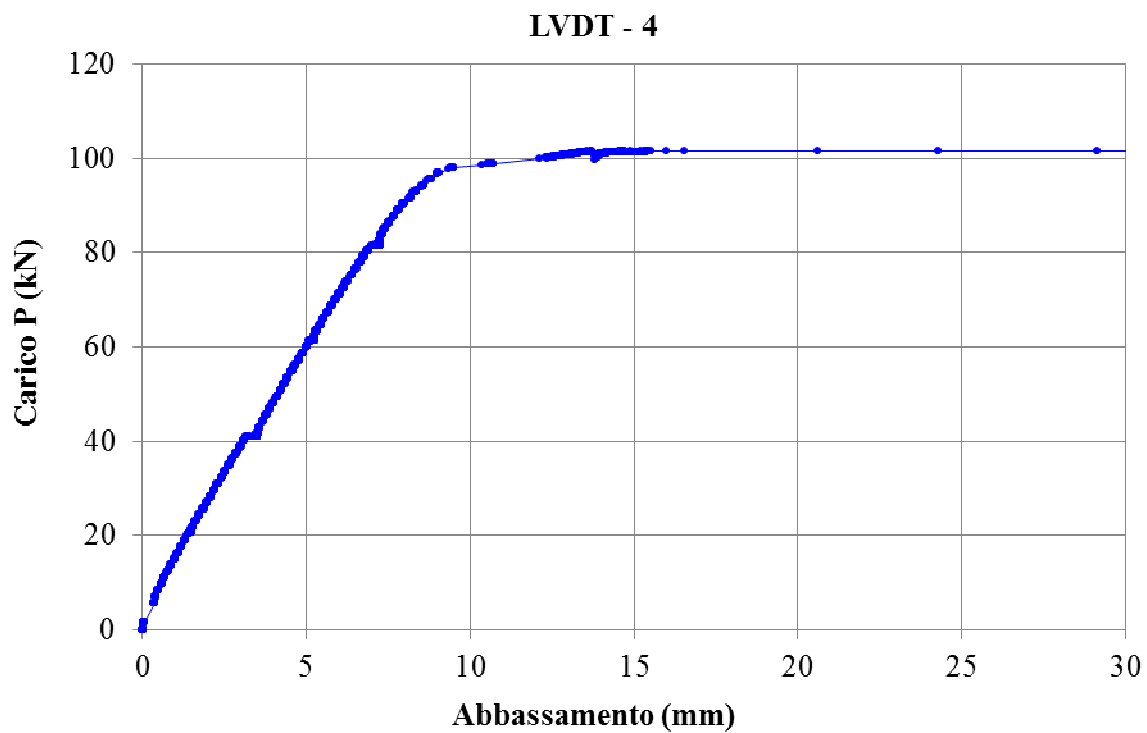
SEZIONE DI ROTTURA 141



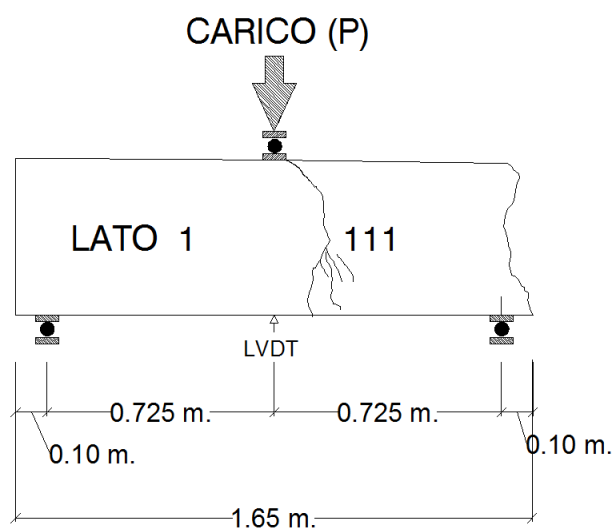
MODALITÀ DI CRISI: FLESSIONE - TAGLIO



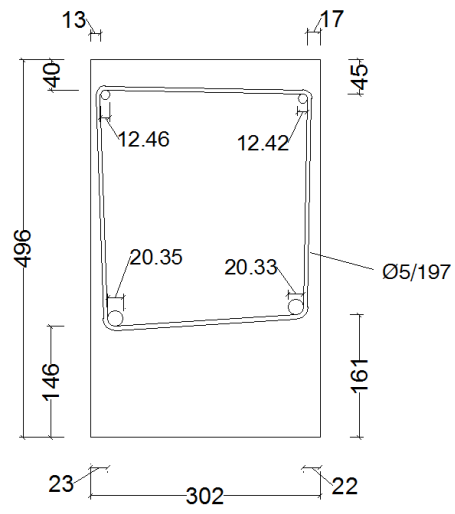




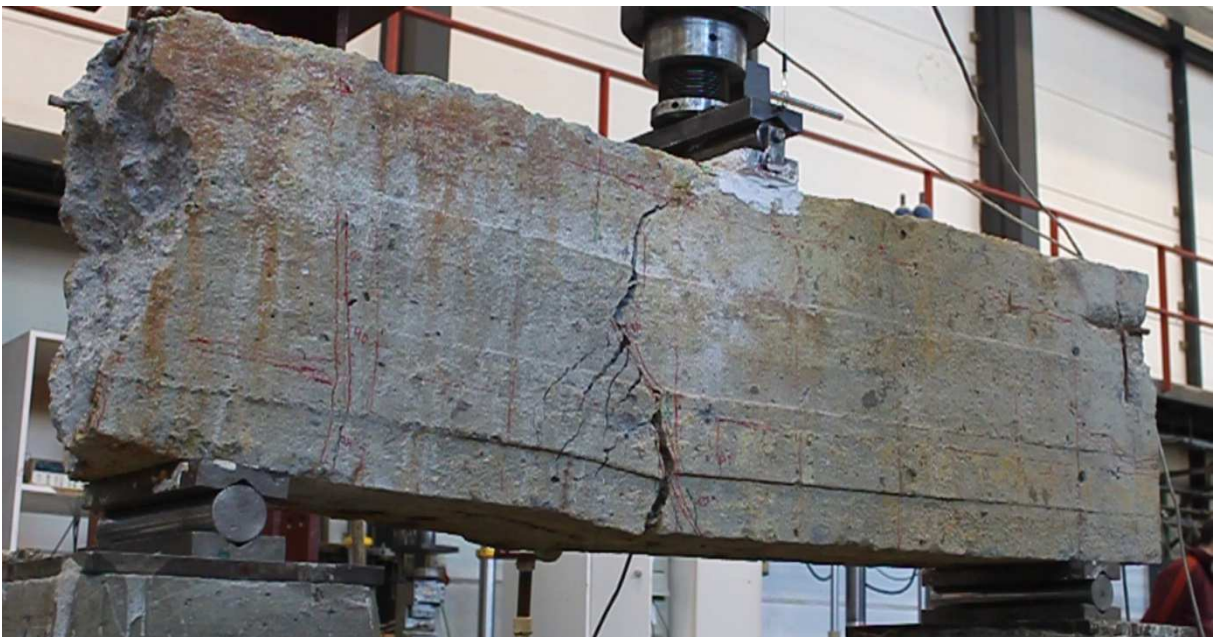
▪ *Prova di carico a 3 Punti – Lato 1*

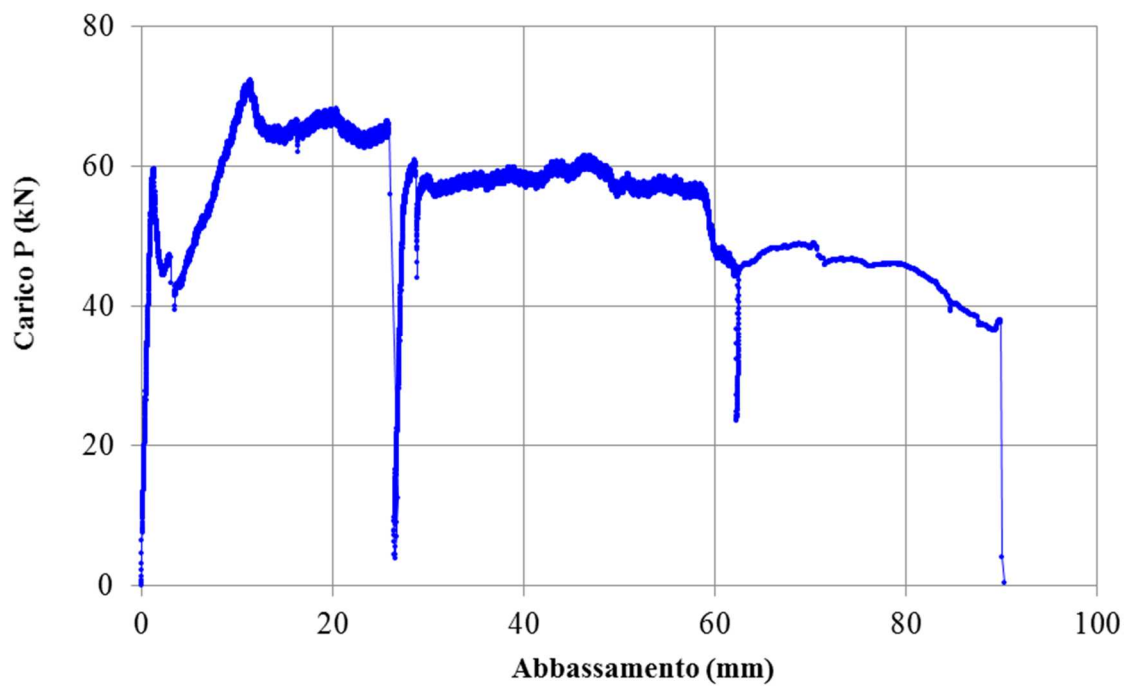


SEZIONE DI ROTTURA 111

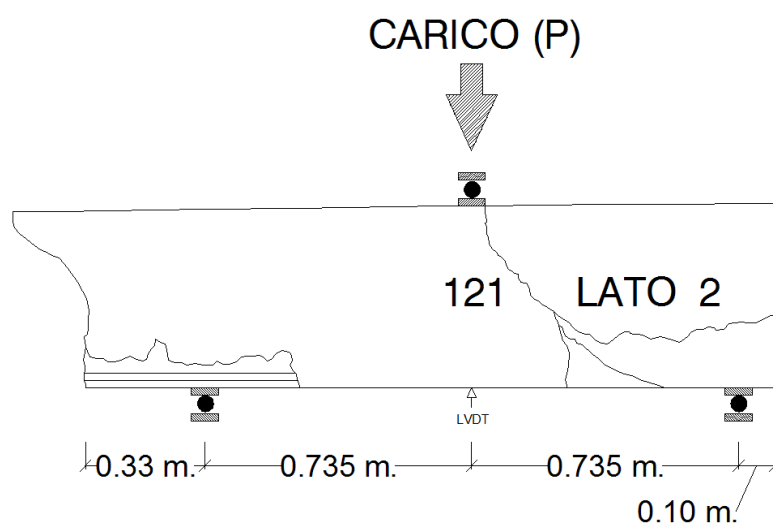


MODALITÀ DI CRISI: TAGLIO

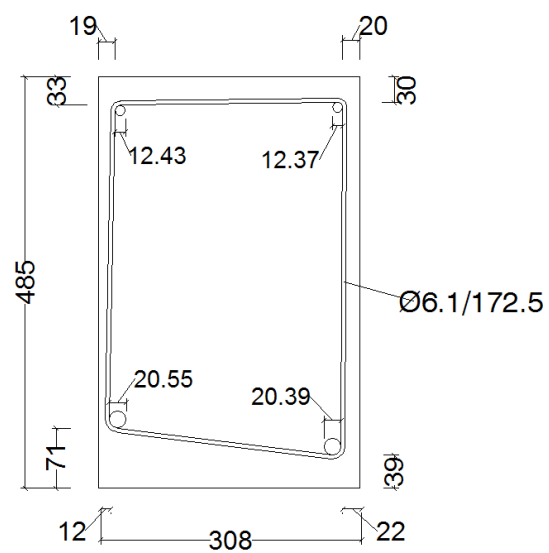




▪ *Prova di carico a 3 Punti – Lato 2*

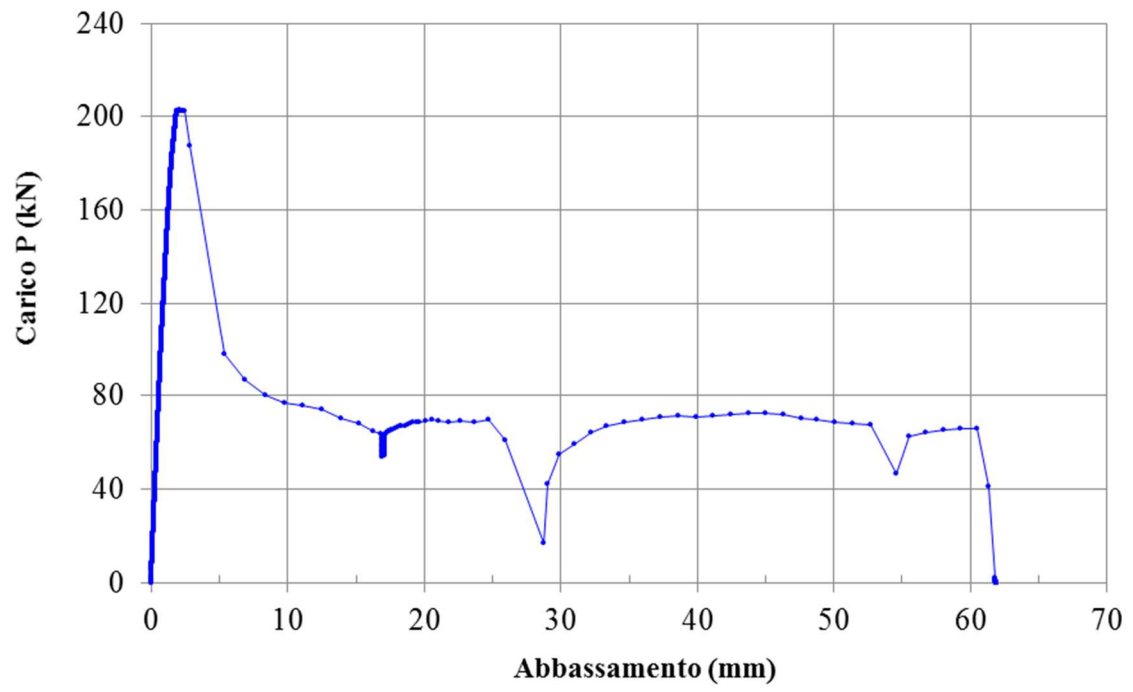


SEZIONE DI ROTTURA 121



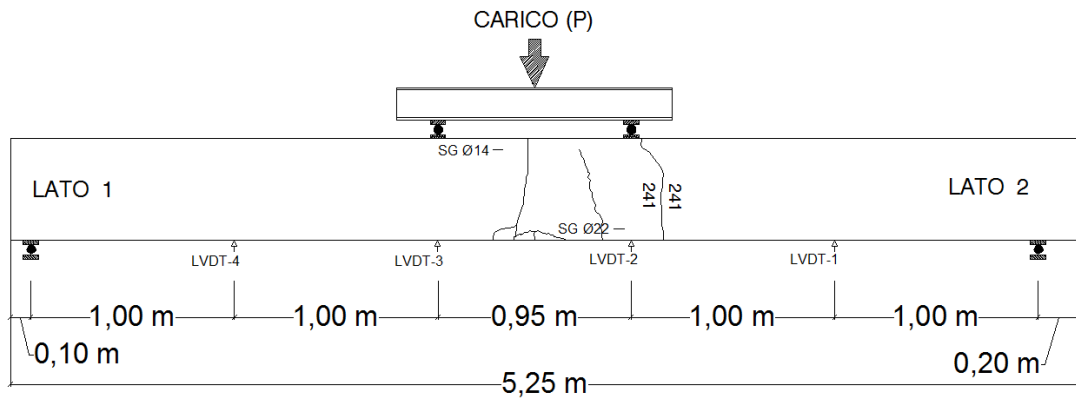
MODALITÀ DI CRISI: TAGLIO + SCORRIMENTO ARMATURA



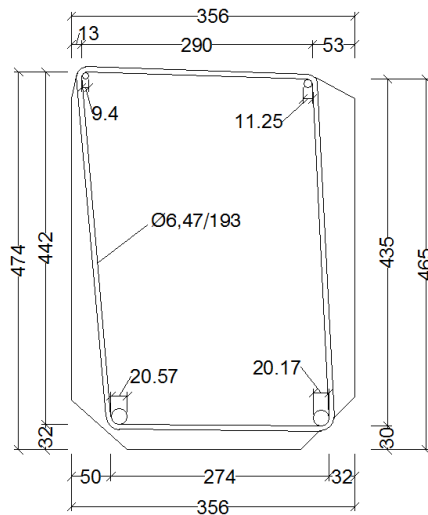


Trave N°2

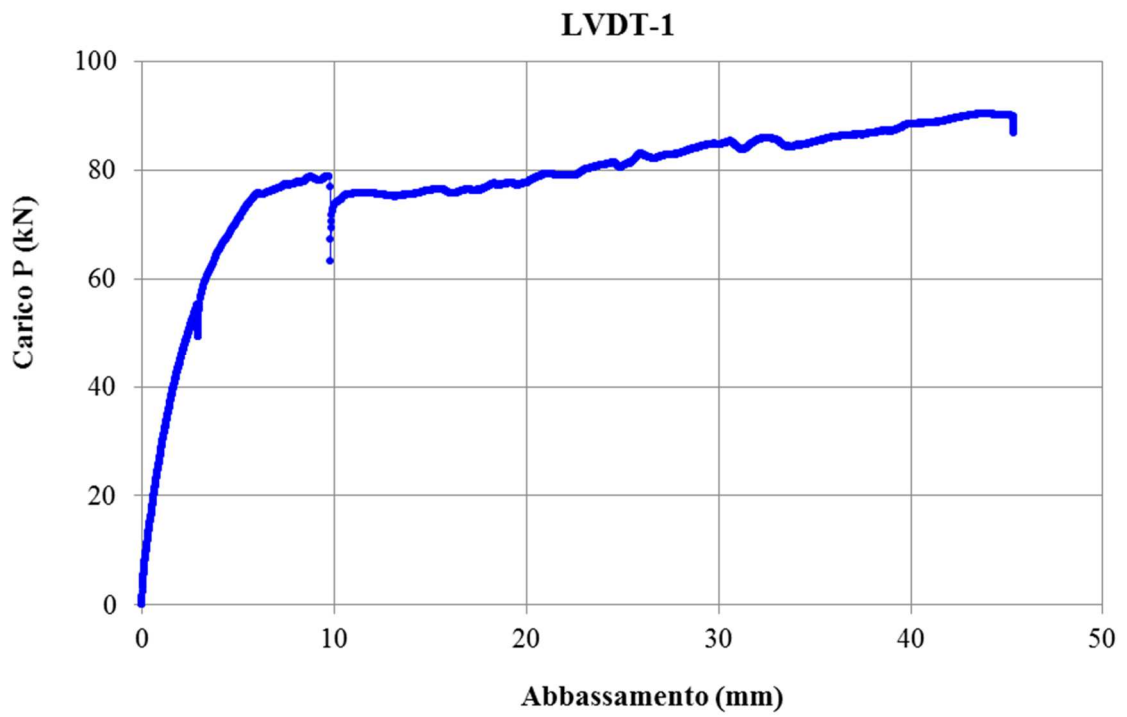
- *Prova di carico a 4 Punti*

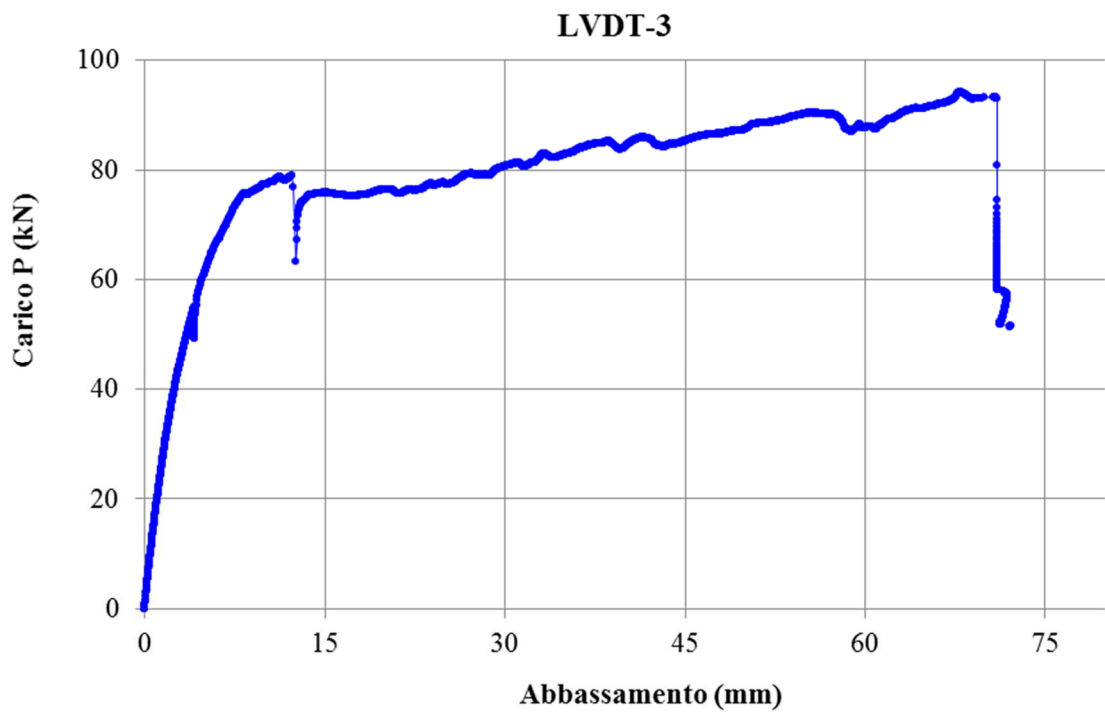
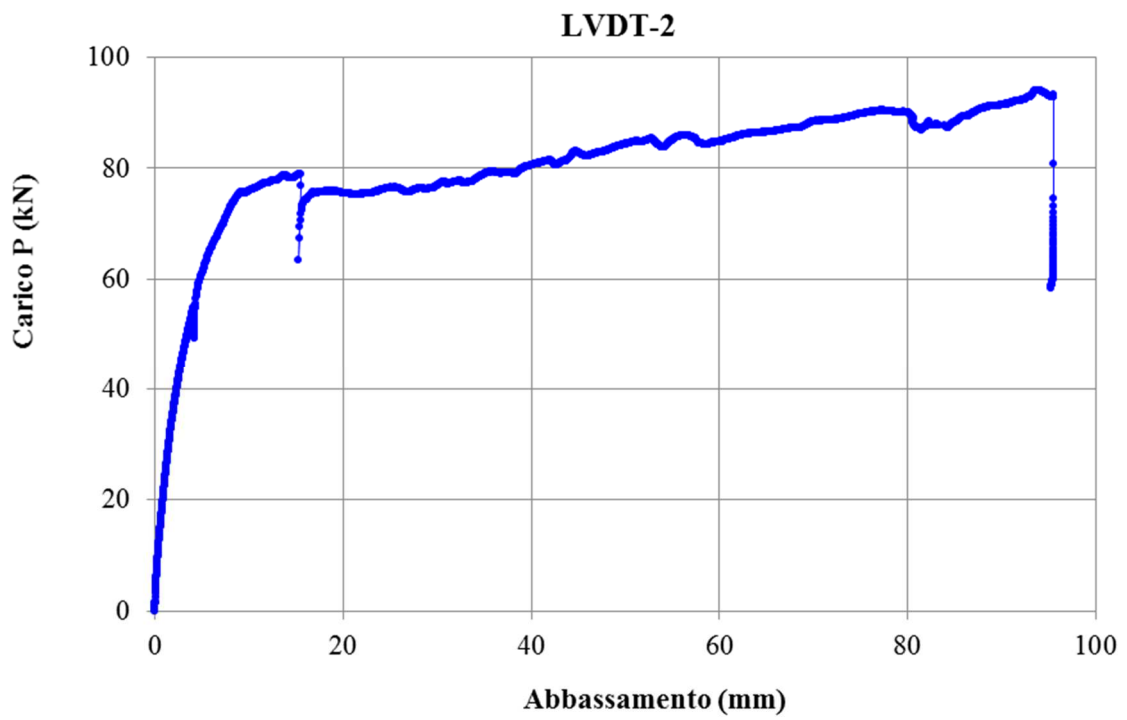


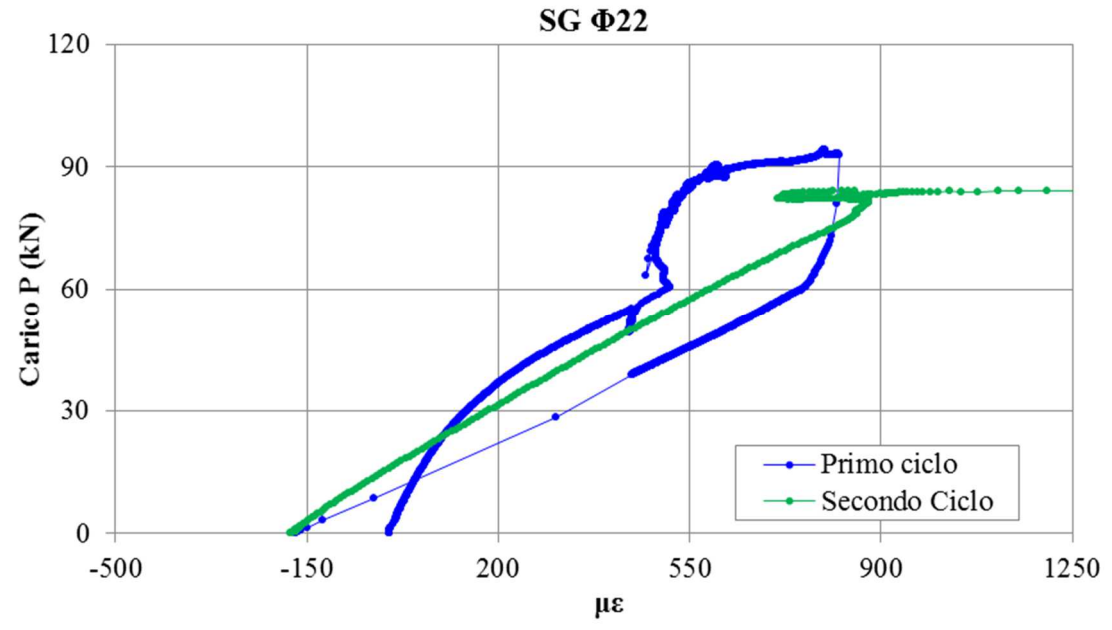
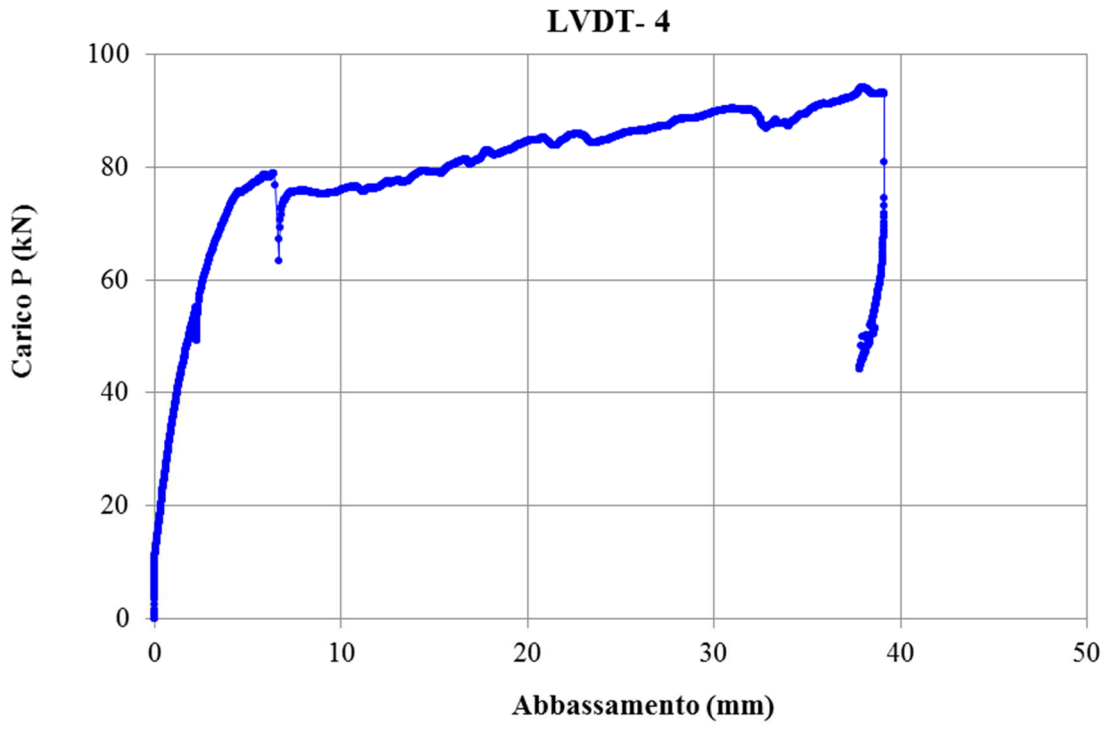
SEZIONE DI ROTTURA 241

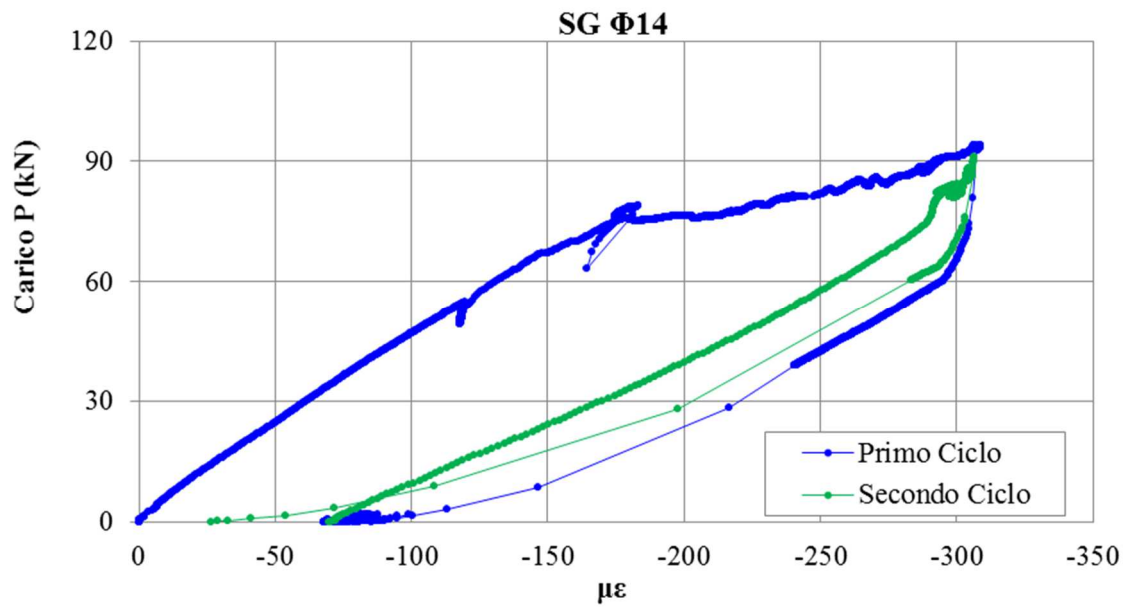


MODALITÀ DI CRISI: FLESSIONE

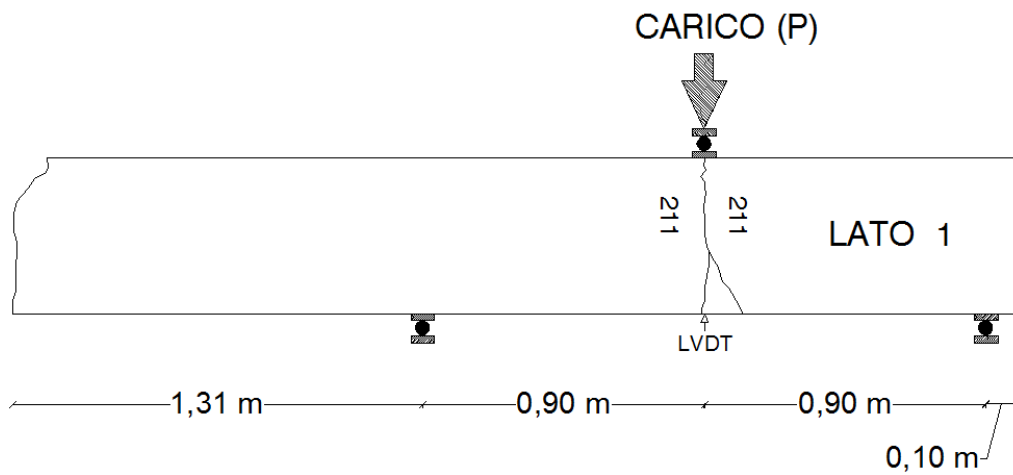




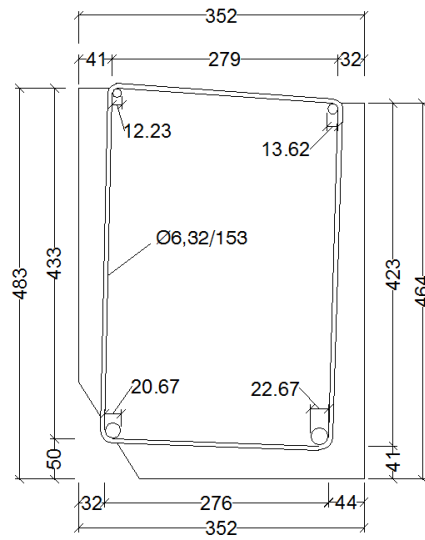




▪ *Prova di carico a 3 Punti – Lato 1*

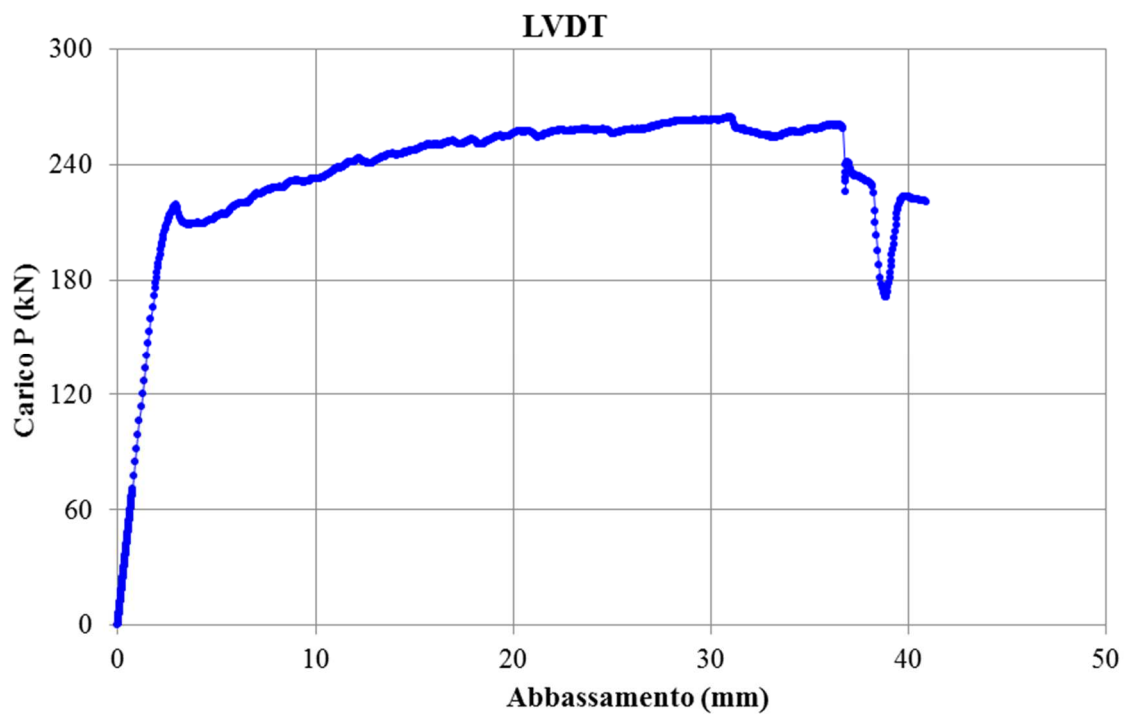


SEZIONE DI ROTTURA 211

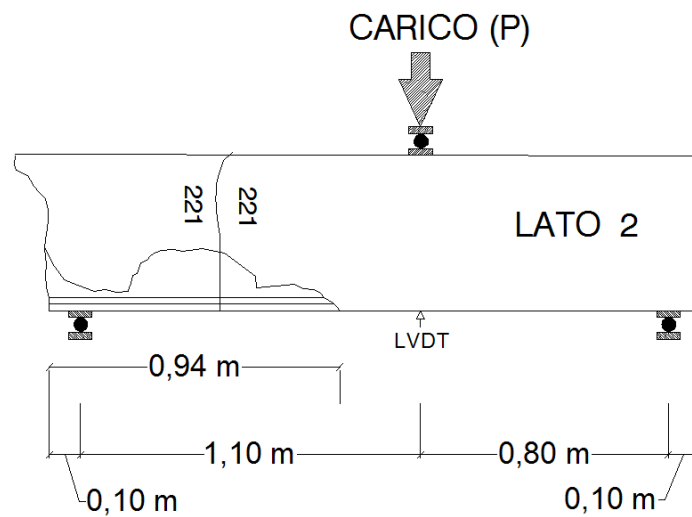


MODALITÀ DI CRISI: FLESSIONE - TAGLIO

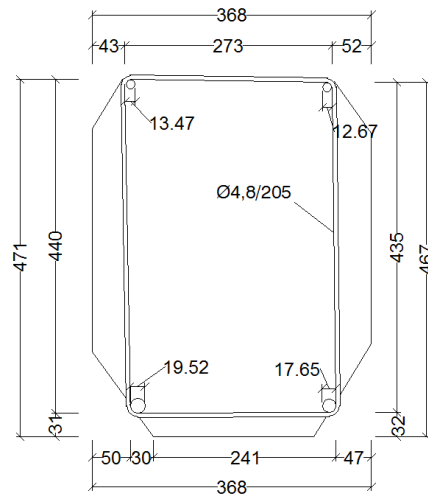




▪ *Prova di carico a 3 Punti – Lato 2*

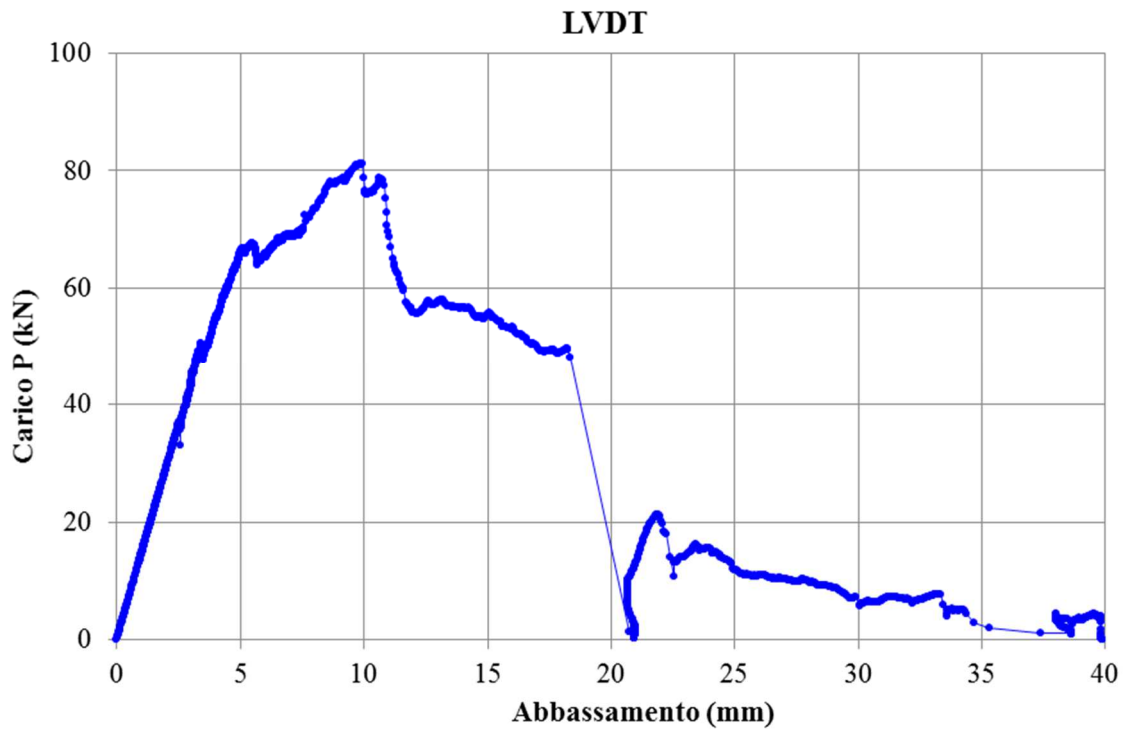


SEZIONE DI ROTTURA 221



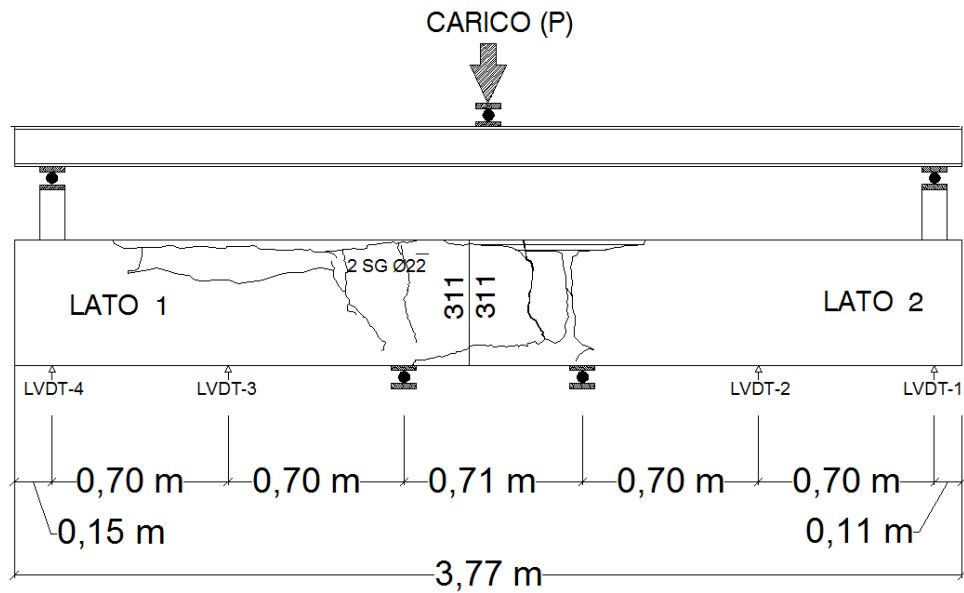
MODALITÀ DI CRISI: TAGLIO



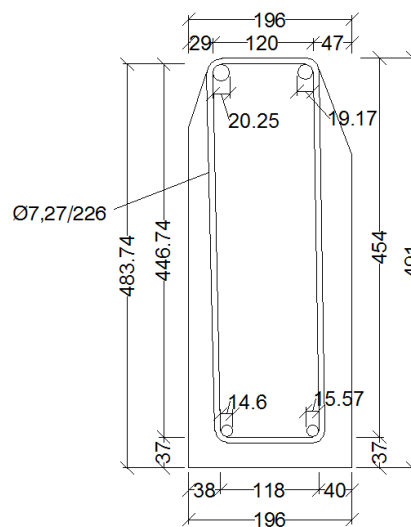


Trave N°3

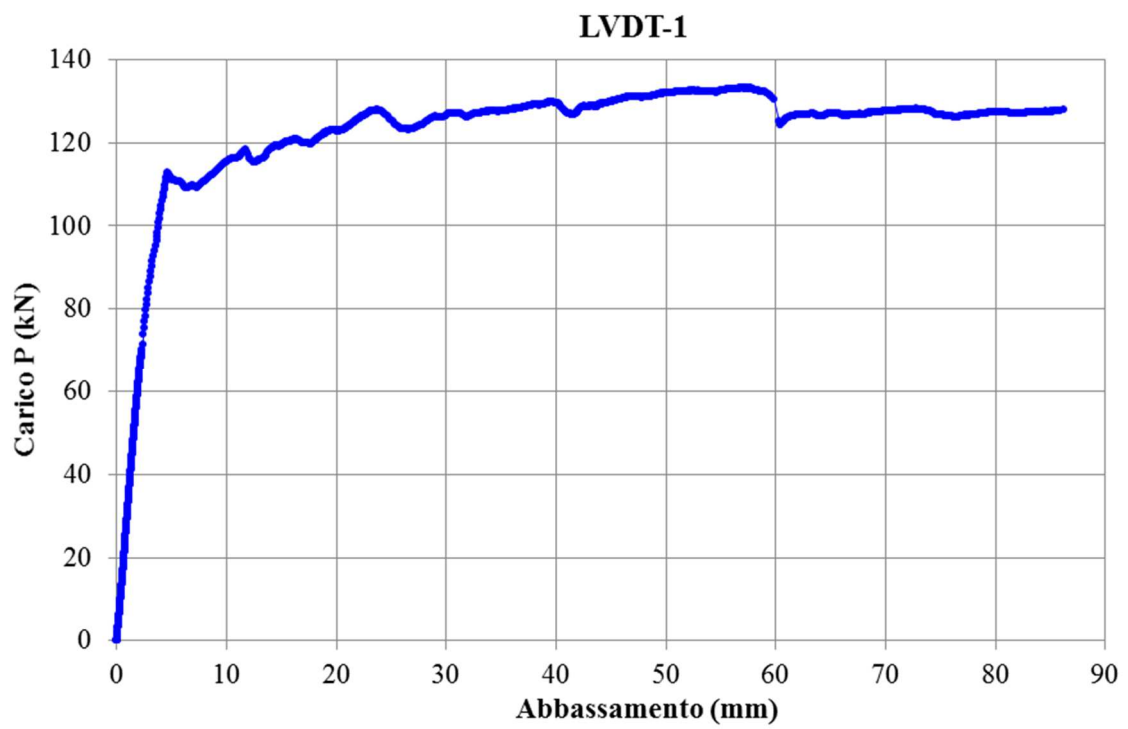
- *Prova di carico a 4 Punti*

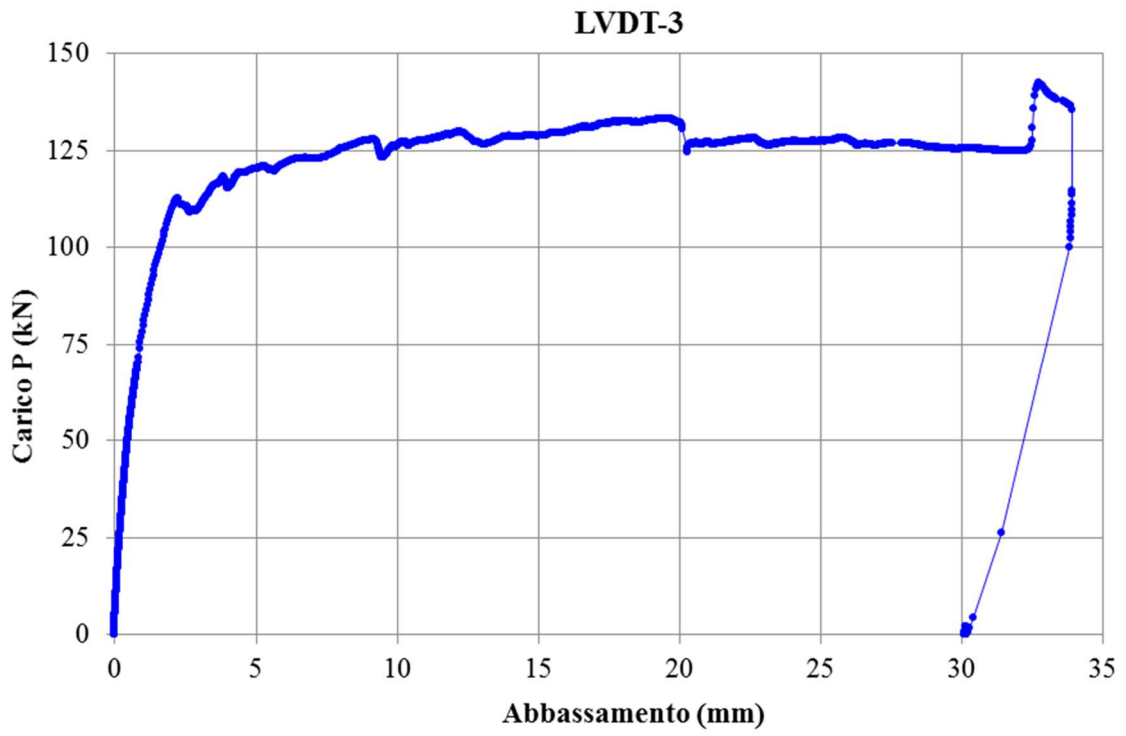
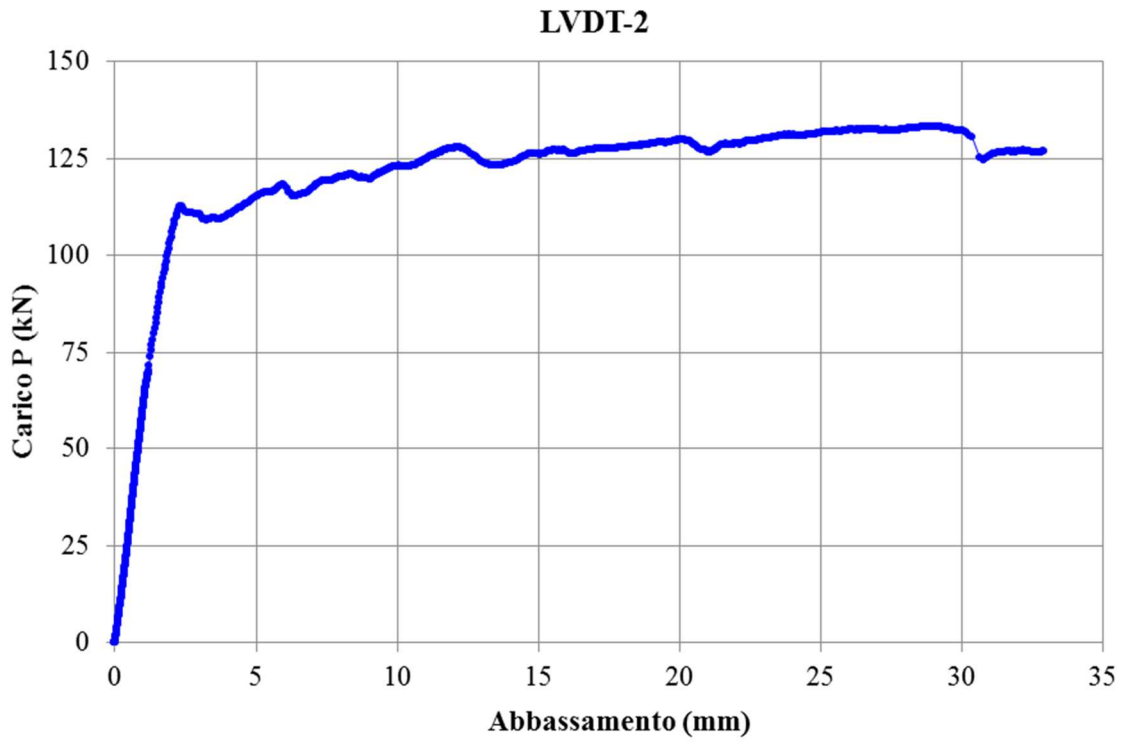


SEZIONE DI ROTTURA 311

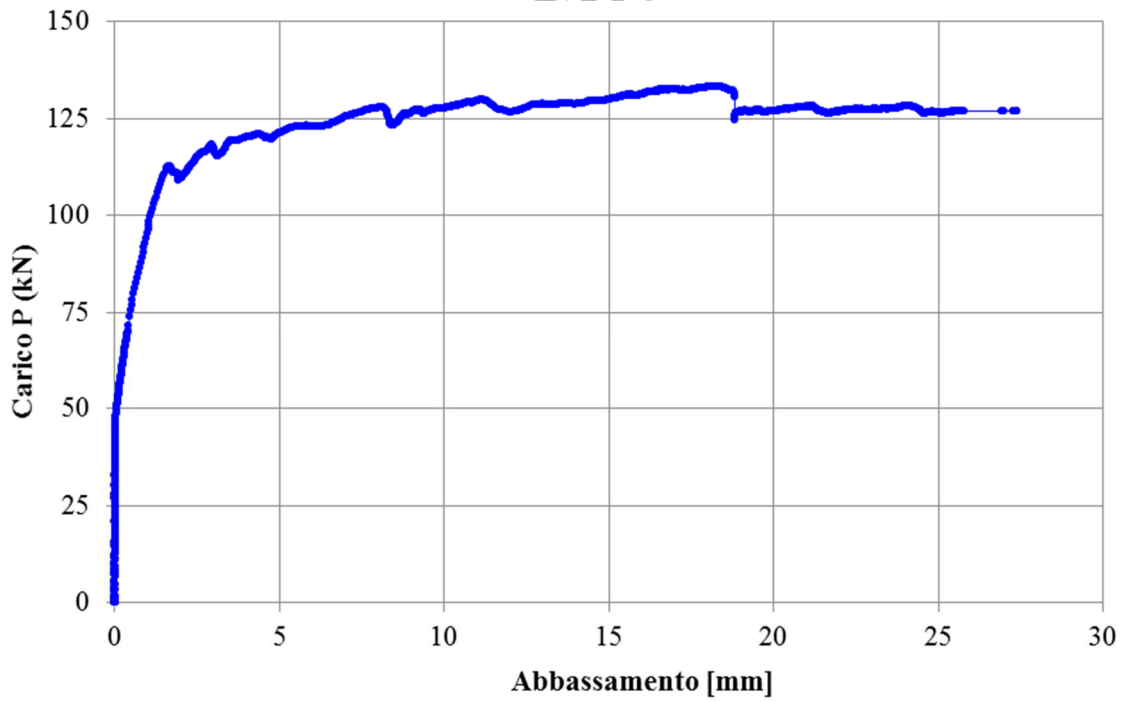


MODALITÀ DI CRISI: FLESSIONE (ROTTURA ARMATURA)

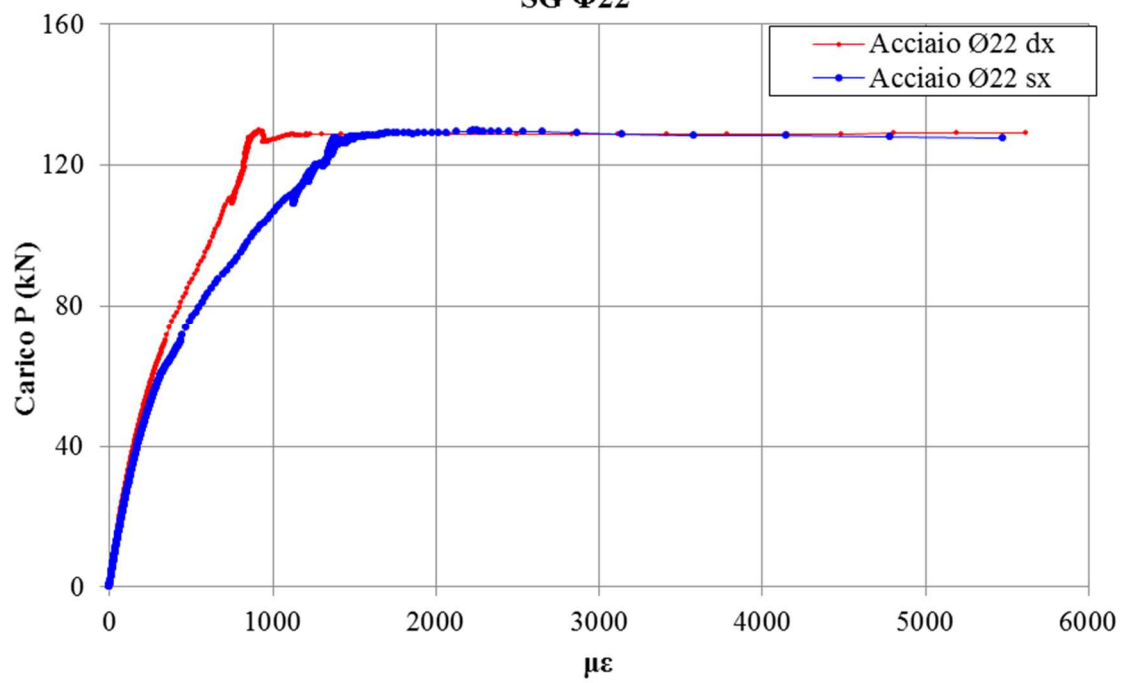




LVDT-4

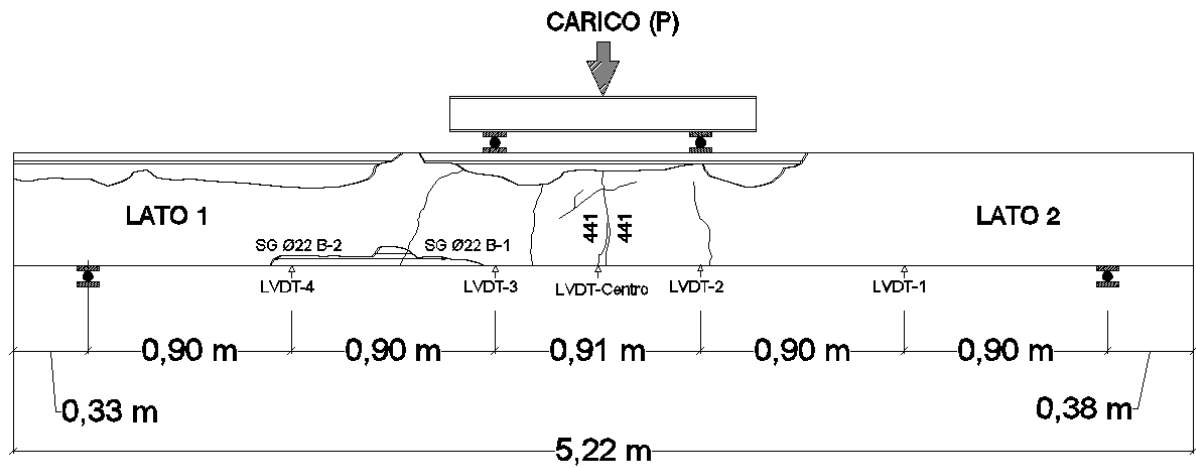


SG $\Phi 22$

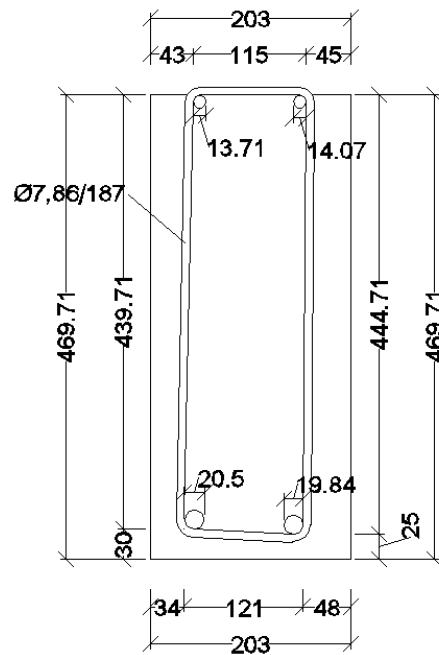


Trave N°4

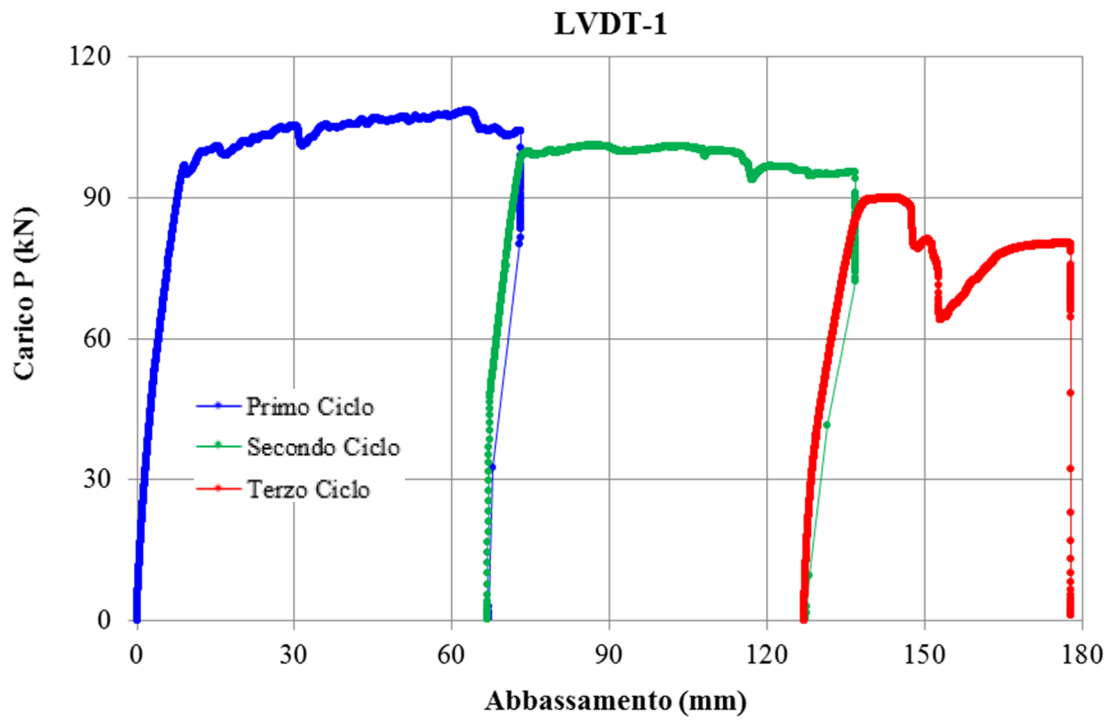
- *Prova di carico a 4 Punti*

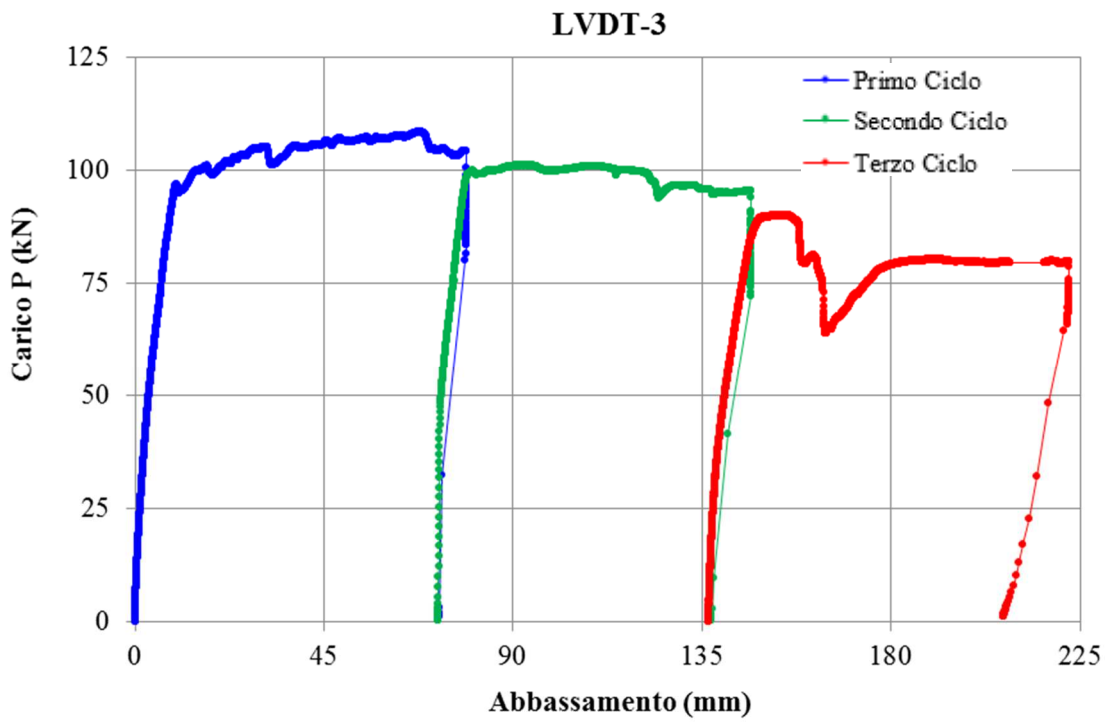
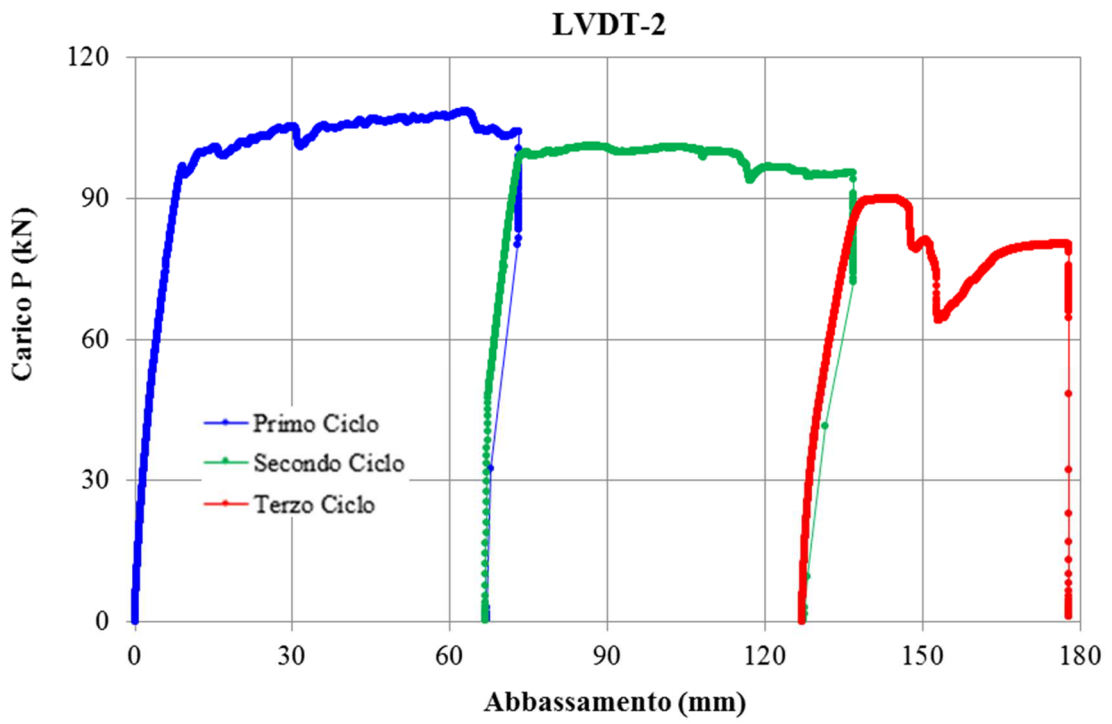


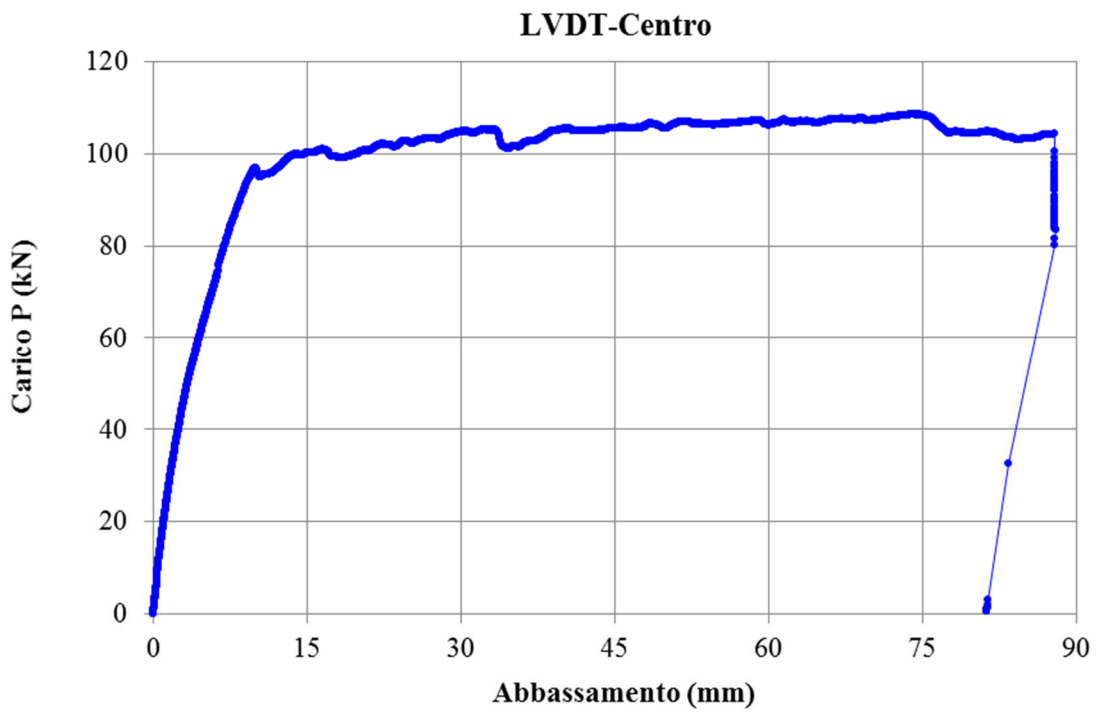
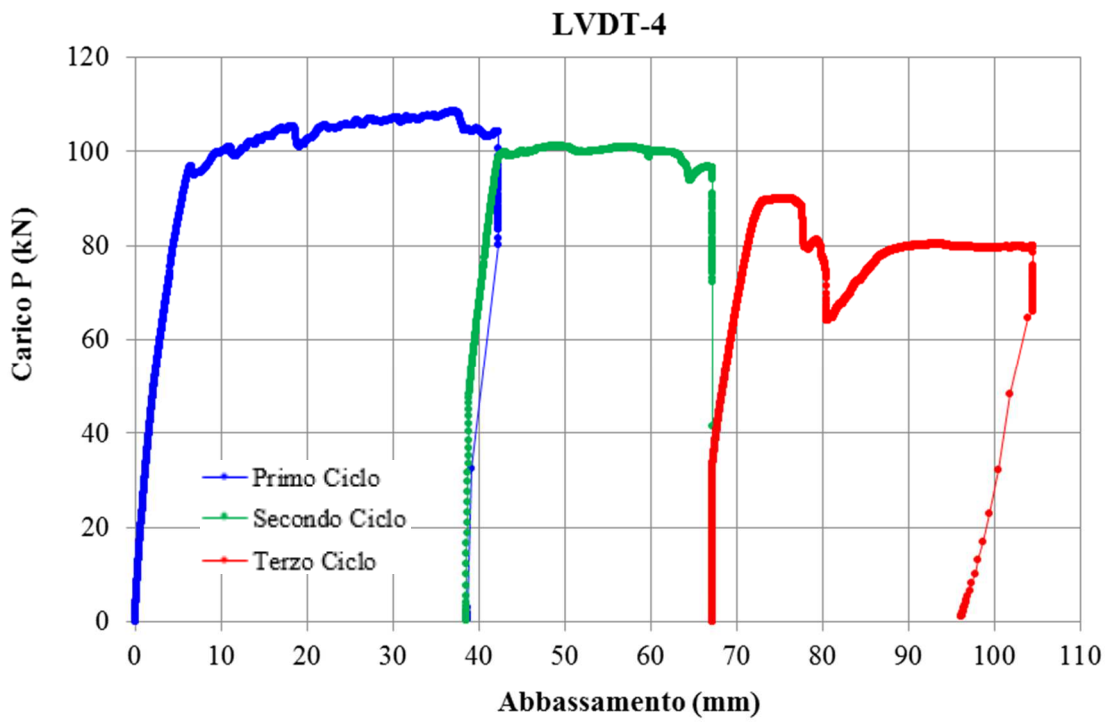
SEZIONE DI ROTTURA 441

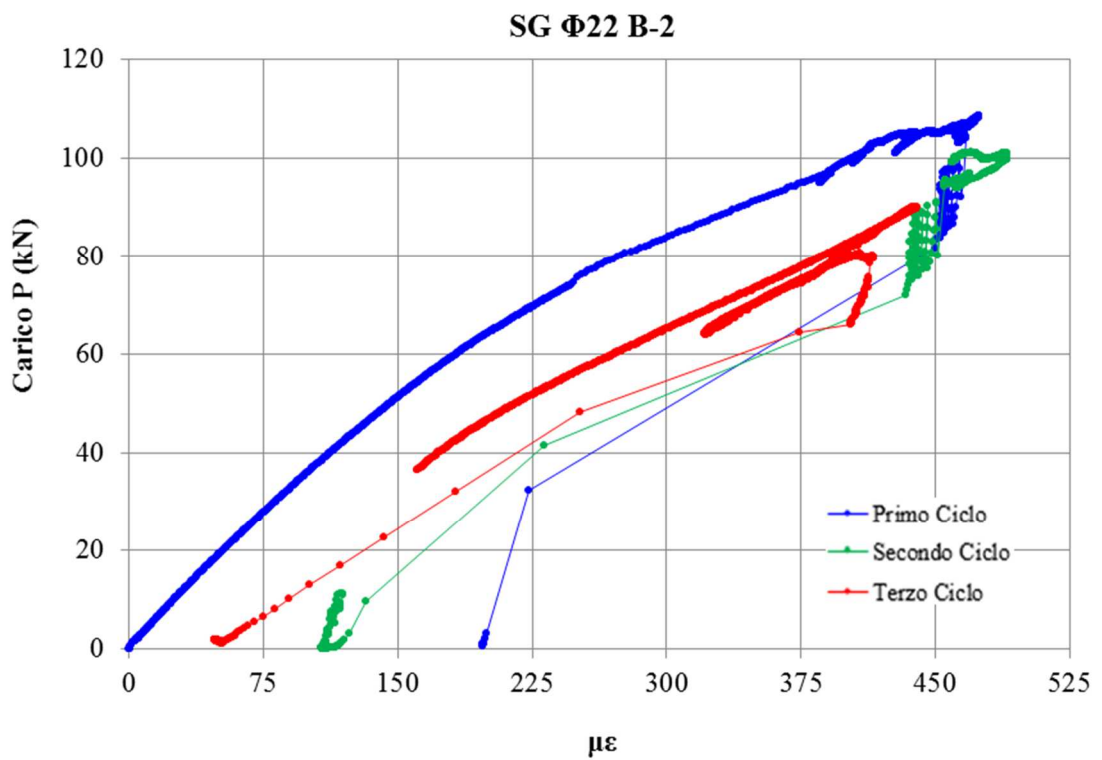
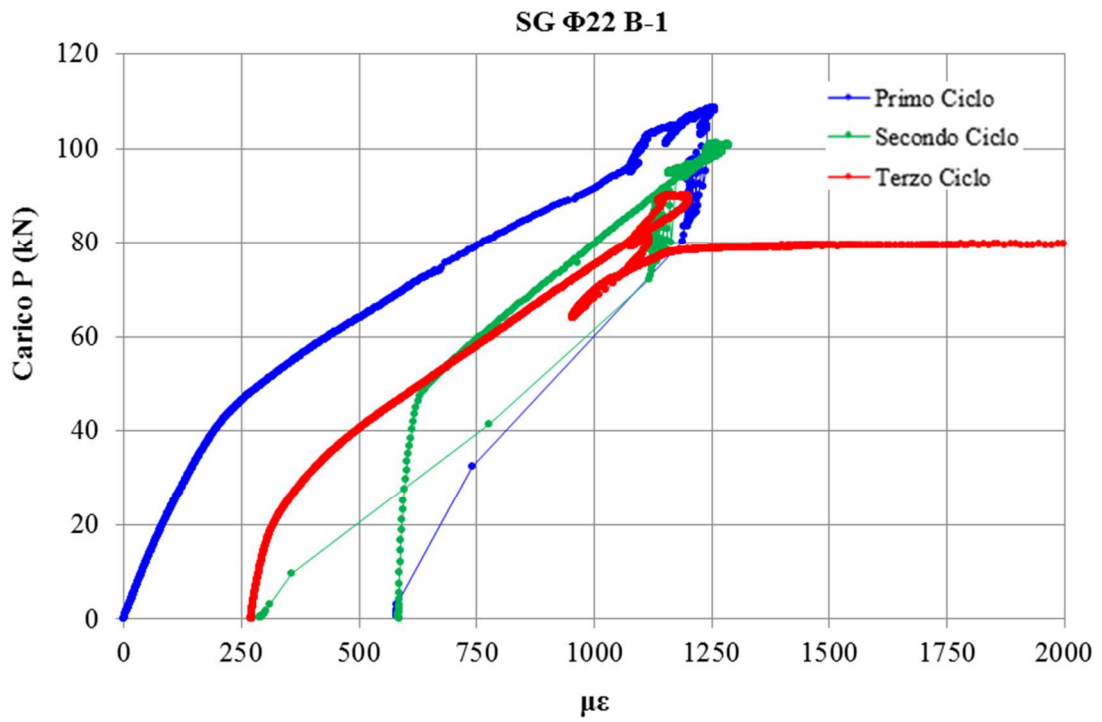


MODALITÀ DI CRISI: FLESSIONE (INSTABILIZZAZIONE ARMATURA COMPRESSA)

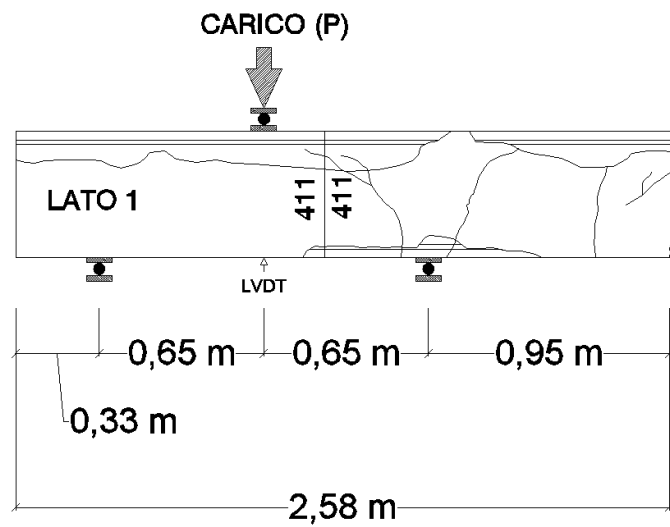




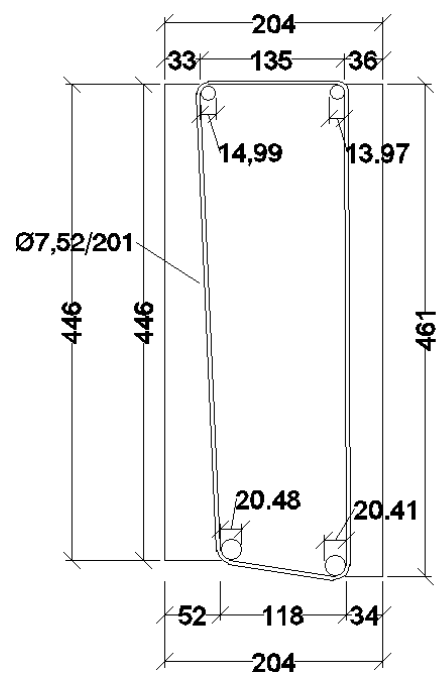




▪ *Prova di carico a 3 Punti – Lato 1*



SEZIONE DI ROTTURA 411

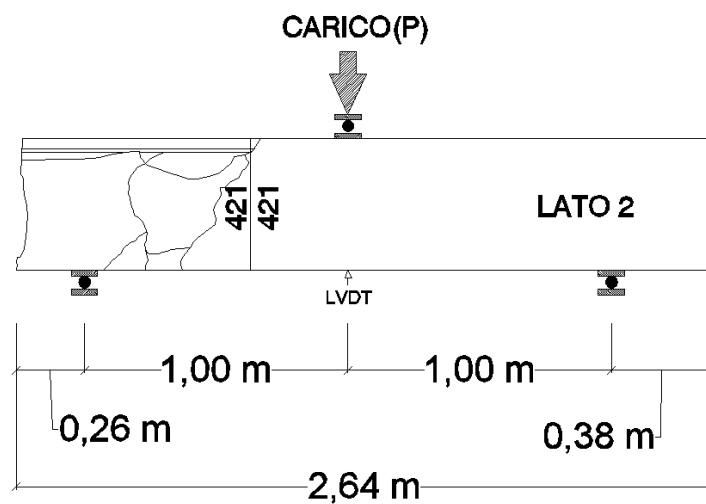


MODALITÀ DI CRISI: TAGLIO

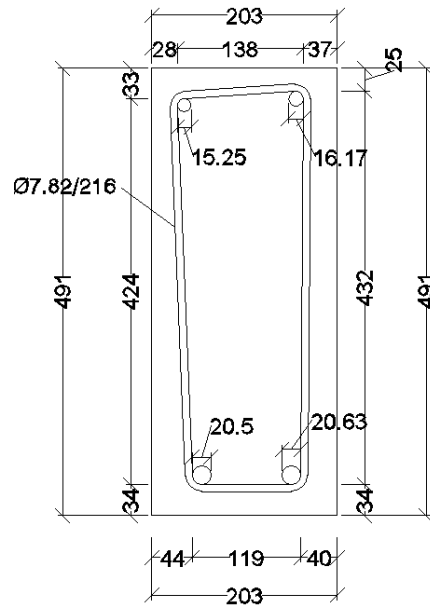


A causa della rottura del LVDT durante il test, non è stato possibile registrare la curva carico-spostamento per la prova a flessione a 3 punti effettuata per la zona 1 della trave 4.

▪ *Prova di carico a 3 Punti – Lato 2*

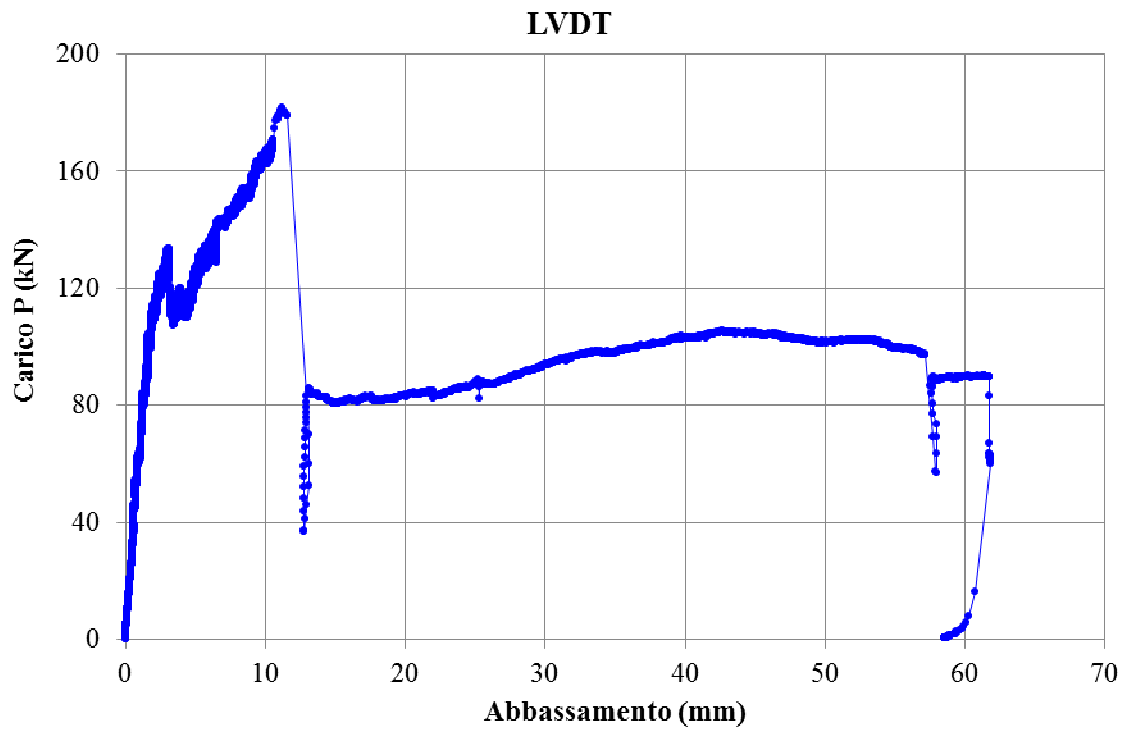


SEZIONE DI ROTTURA 421



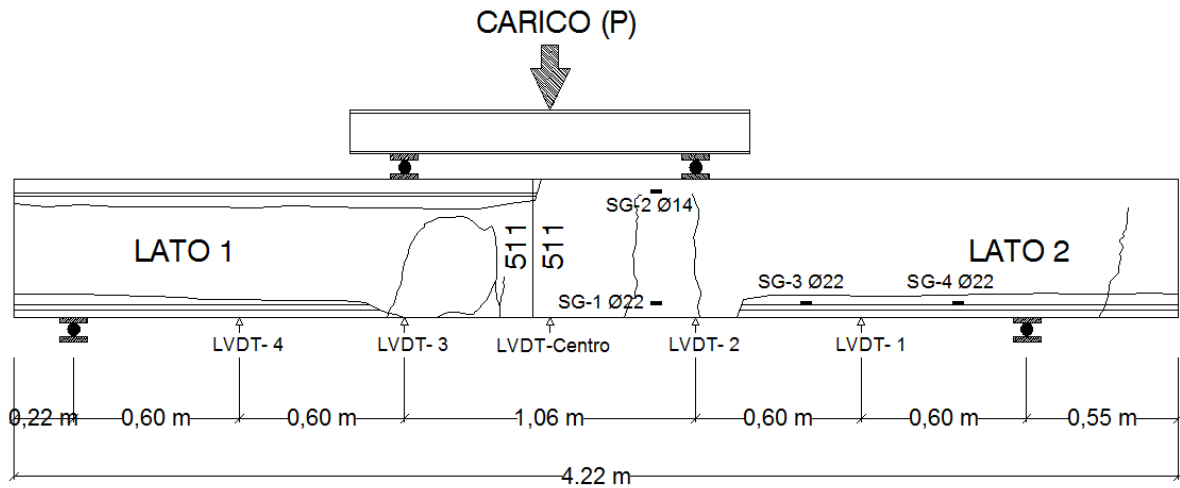
MODALITÀ DI CRISI: TAGLIO + SCORRIMENTO ARMATURA



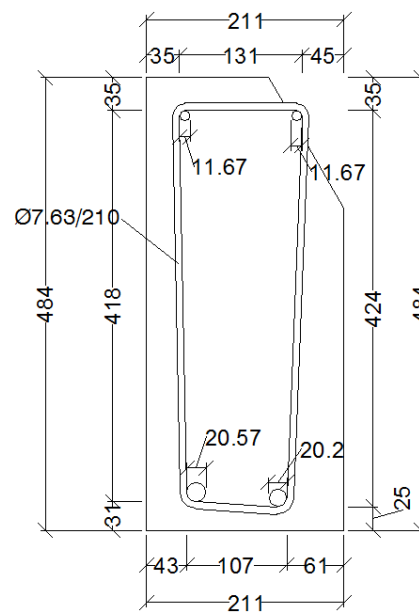


Trave N°5

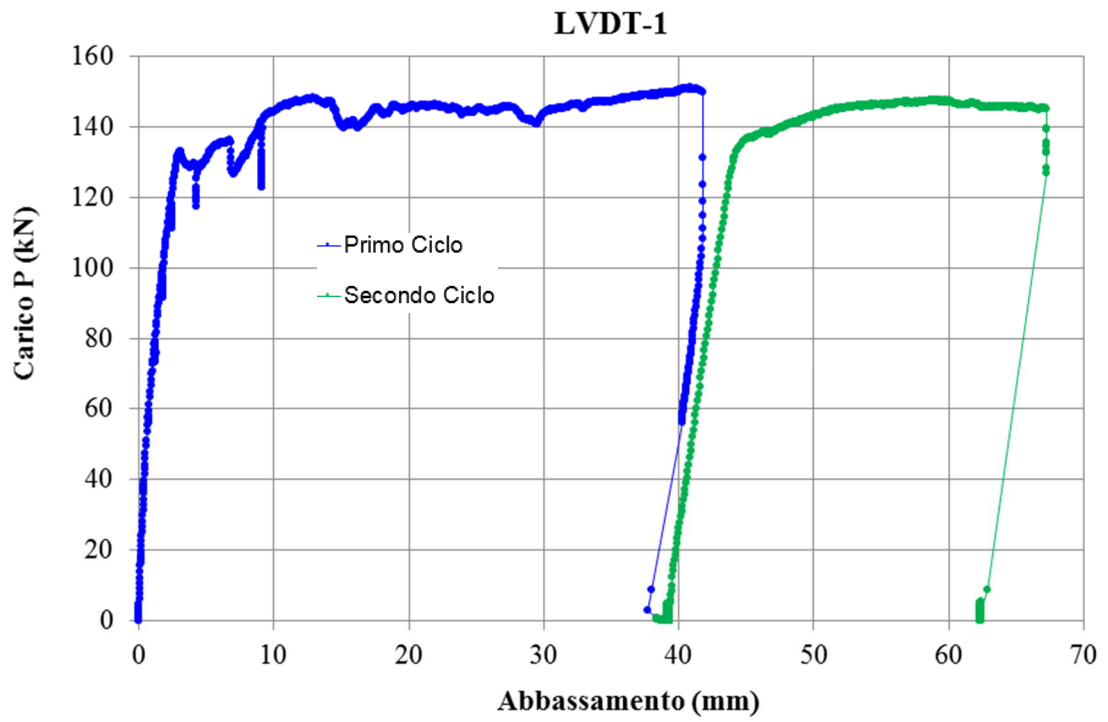
- *Prova di carico a 4 Punti*

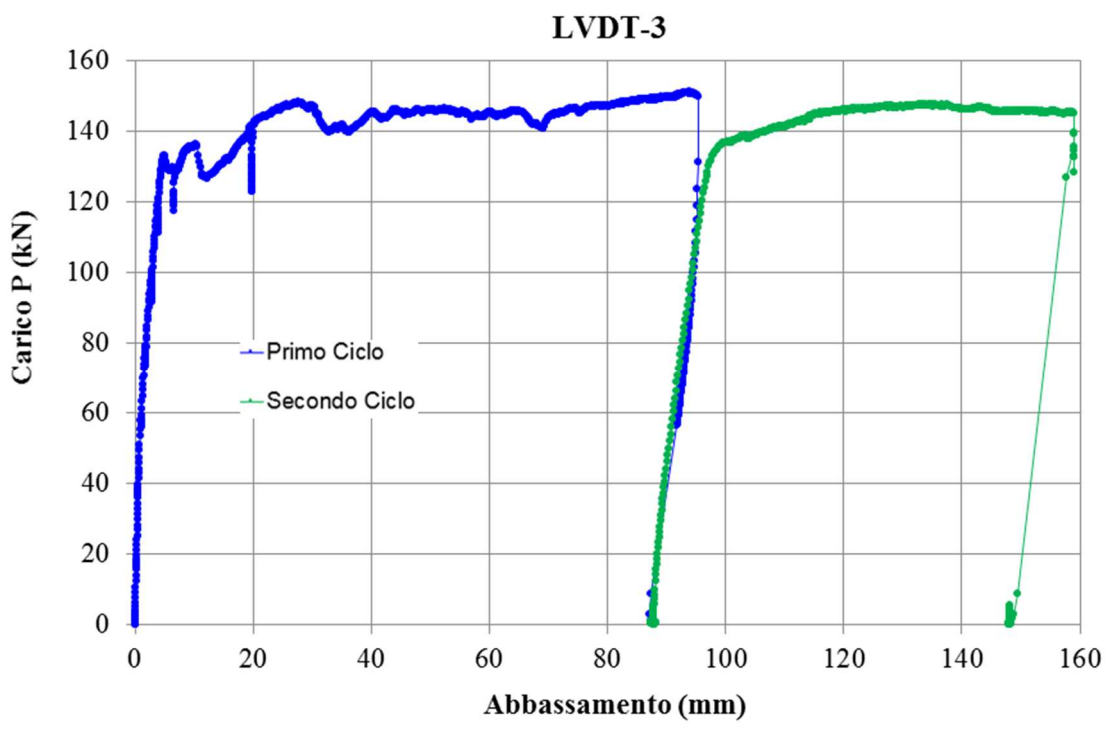
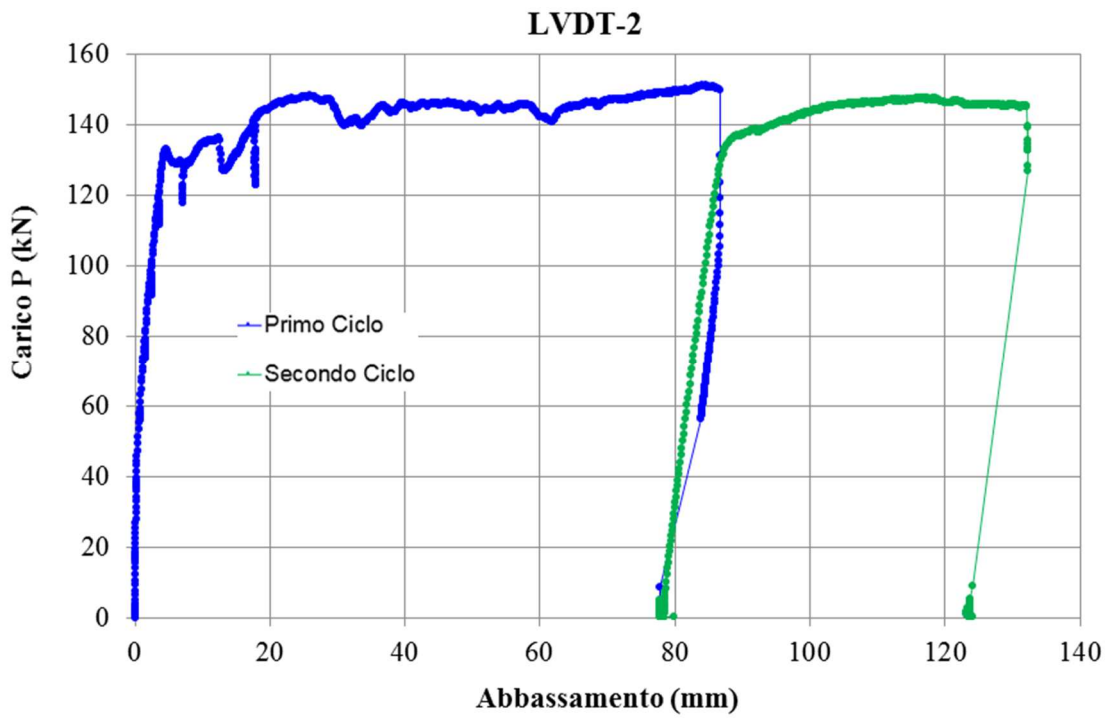


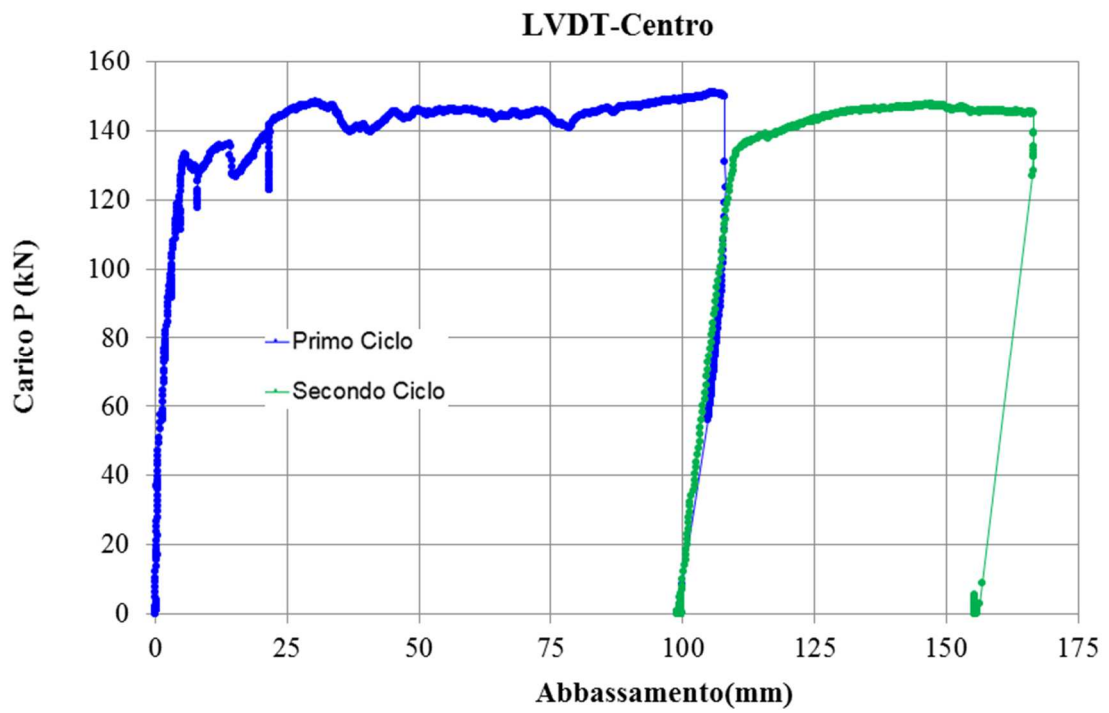
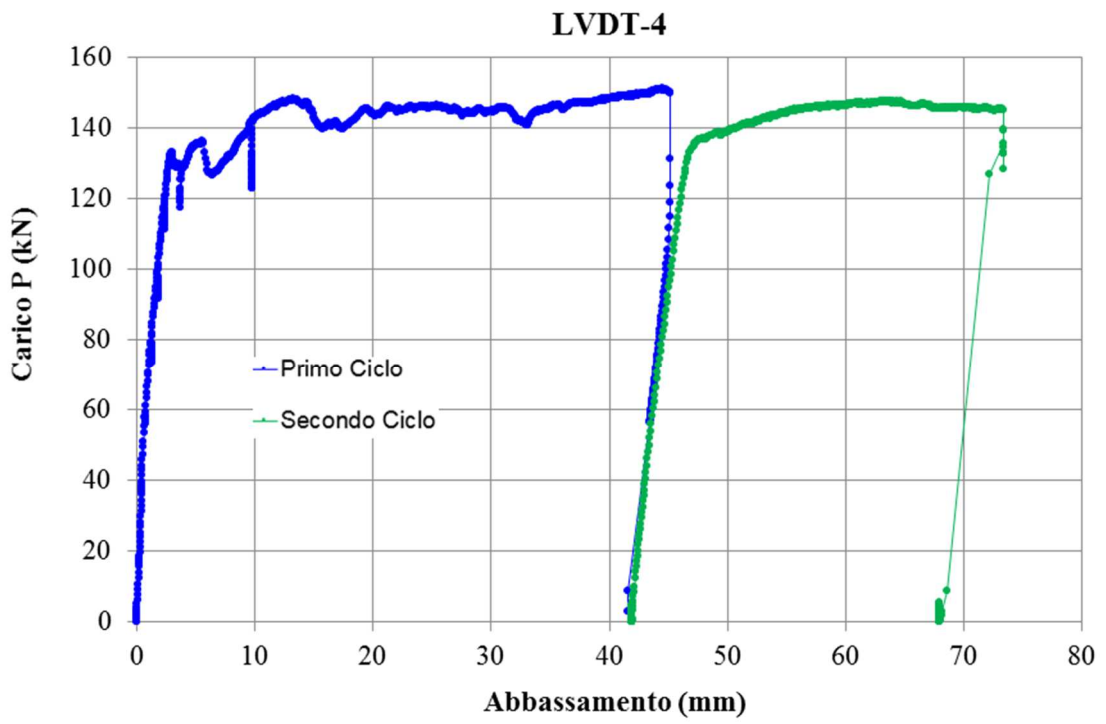
SEZIONE DI ROTTURA 511

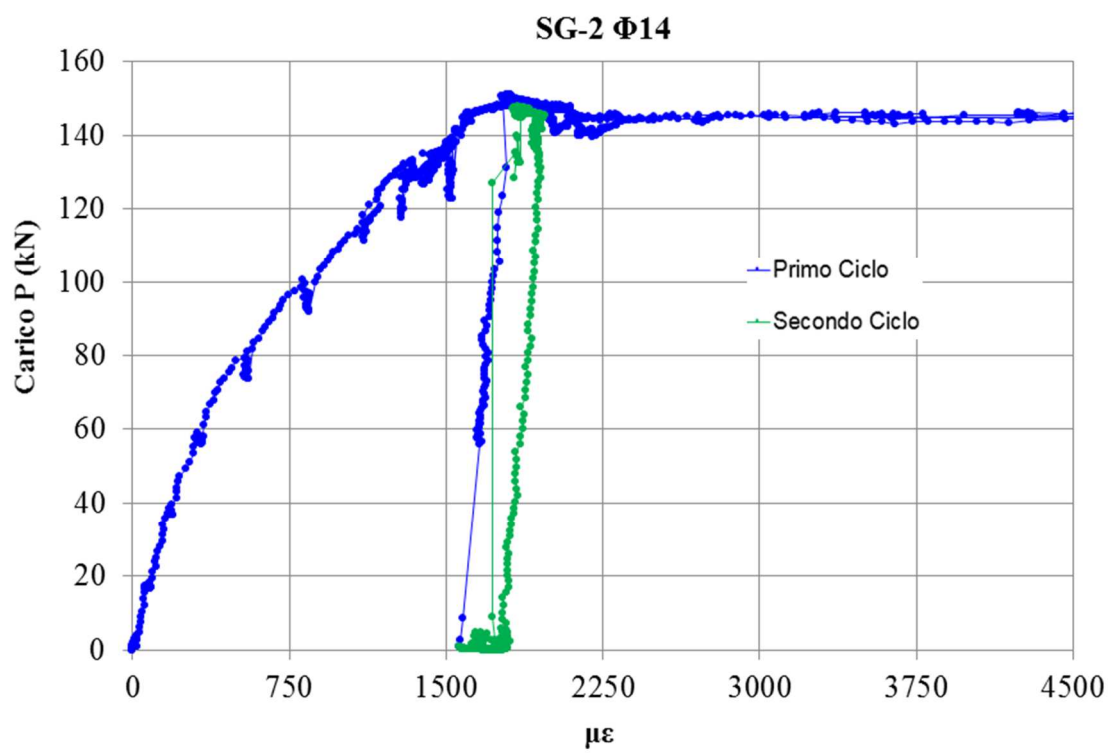
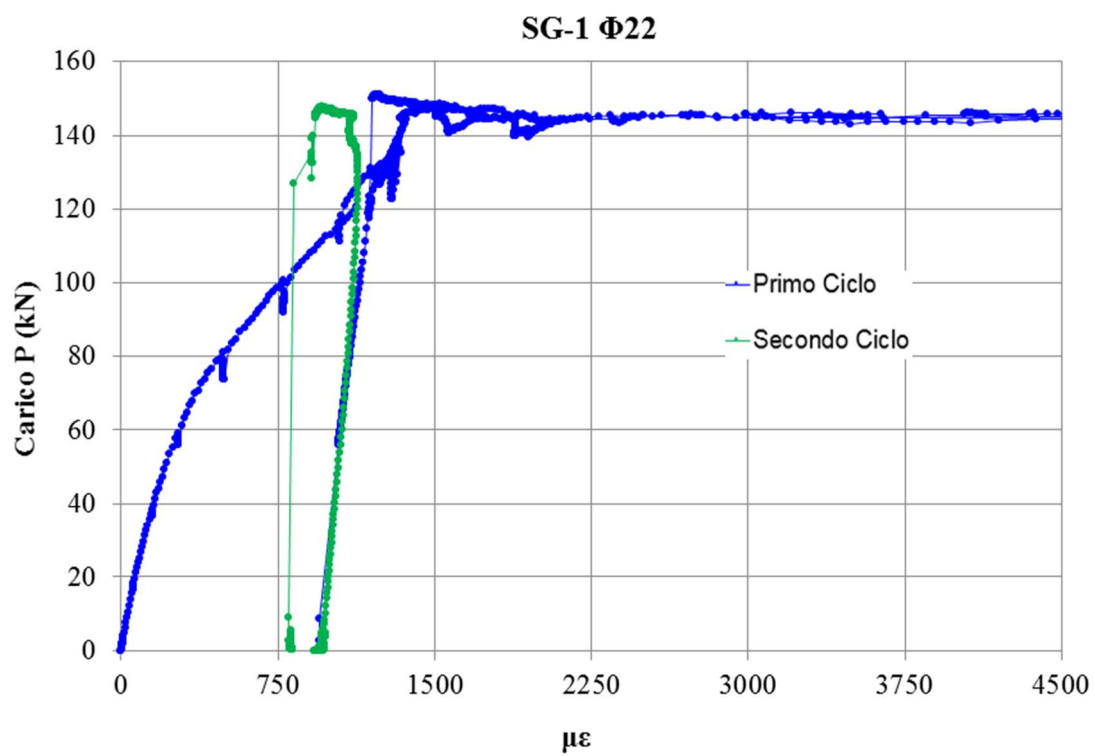


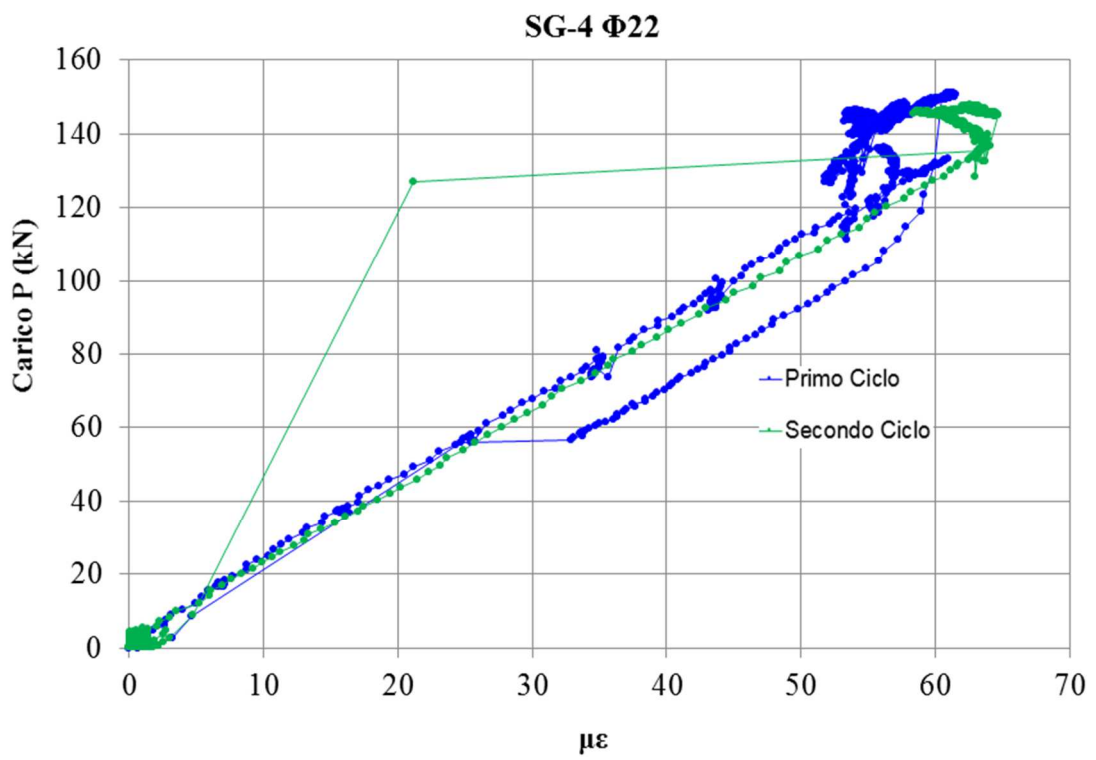
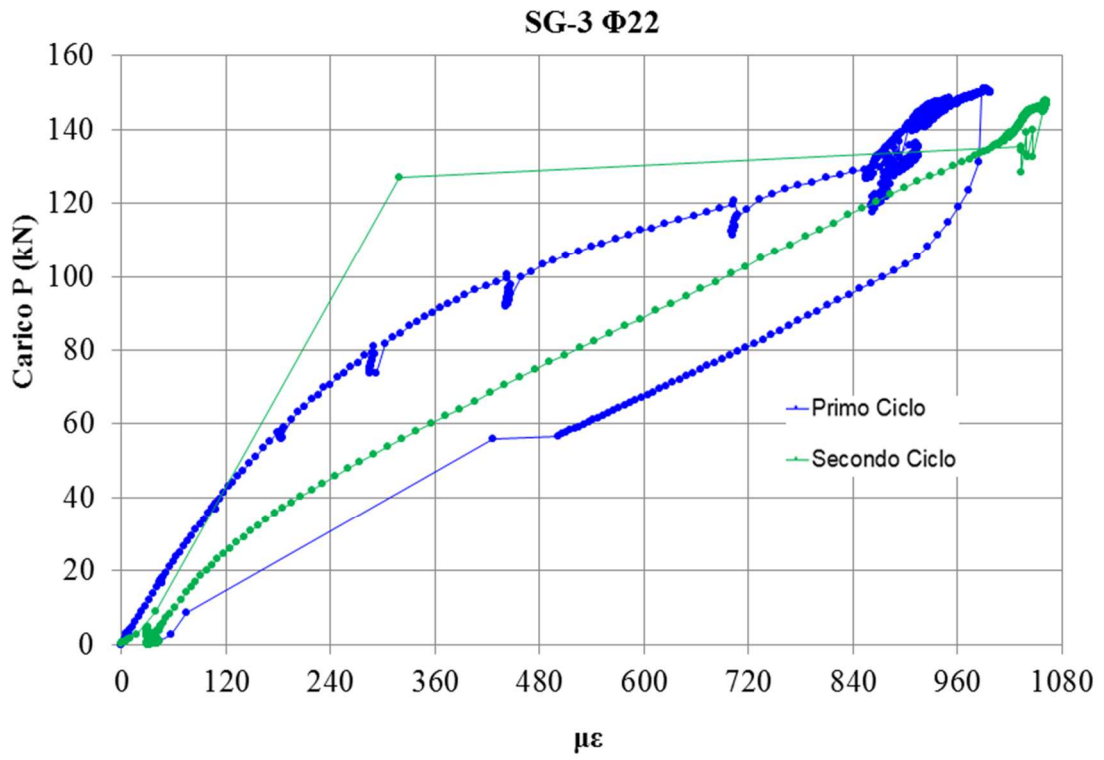
MODALITÀ DI CRISI: FLESSIONE (INSTABILIZZAZIONE ARMATURA COMPRESSA)





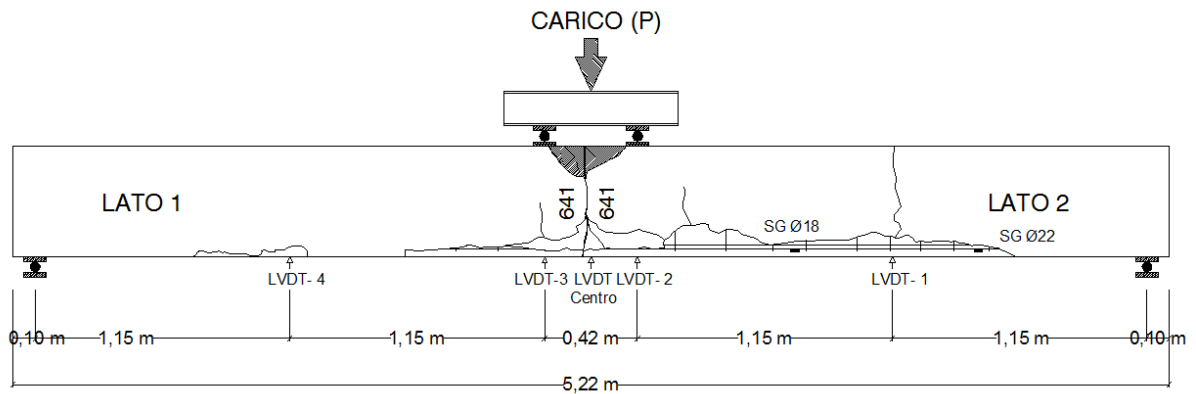




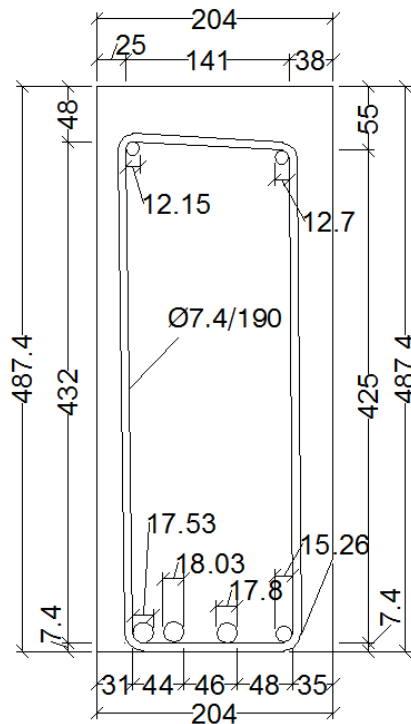


Trave N°6

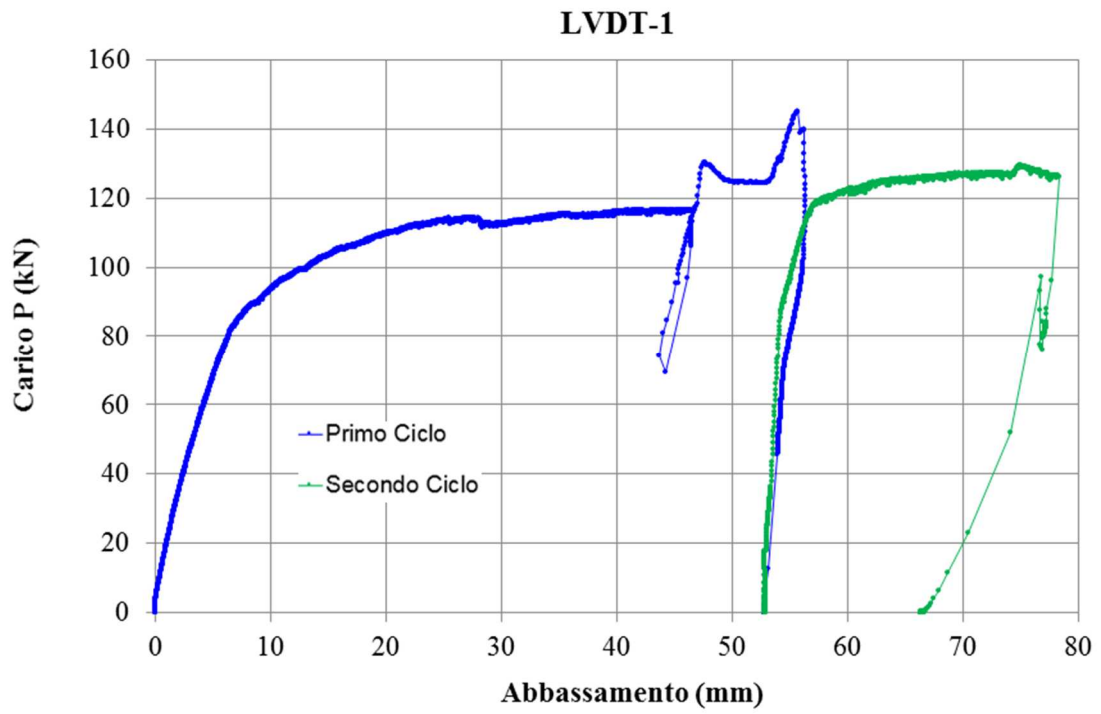
- *Prova di carico a 4 Punti*

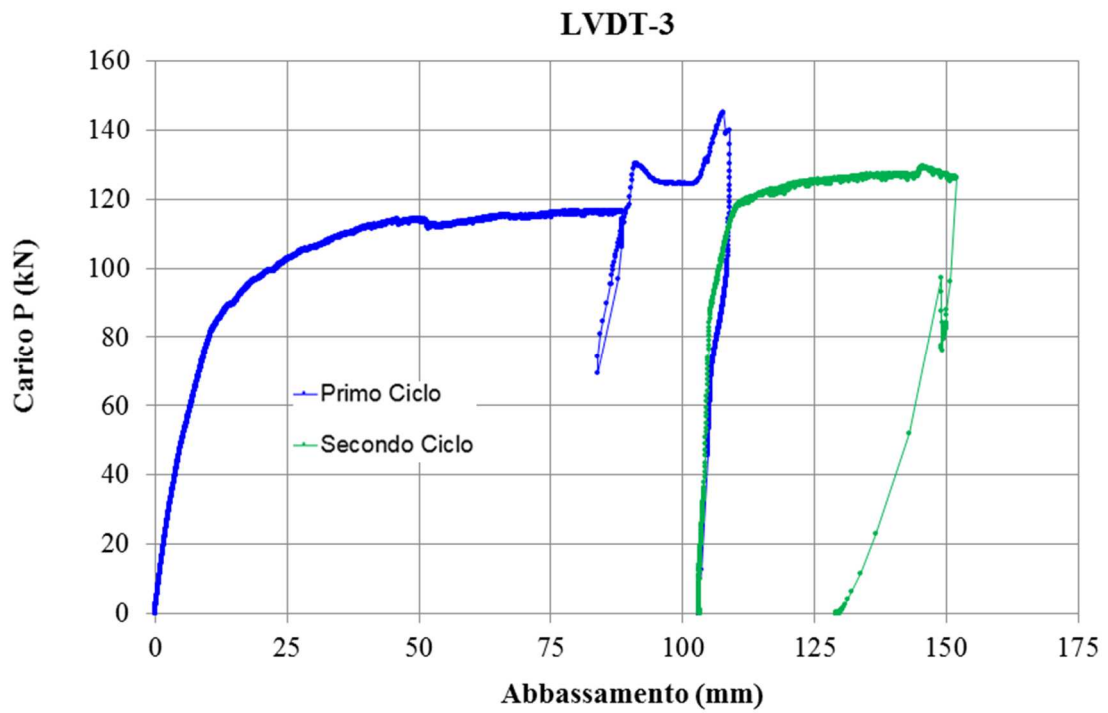
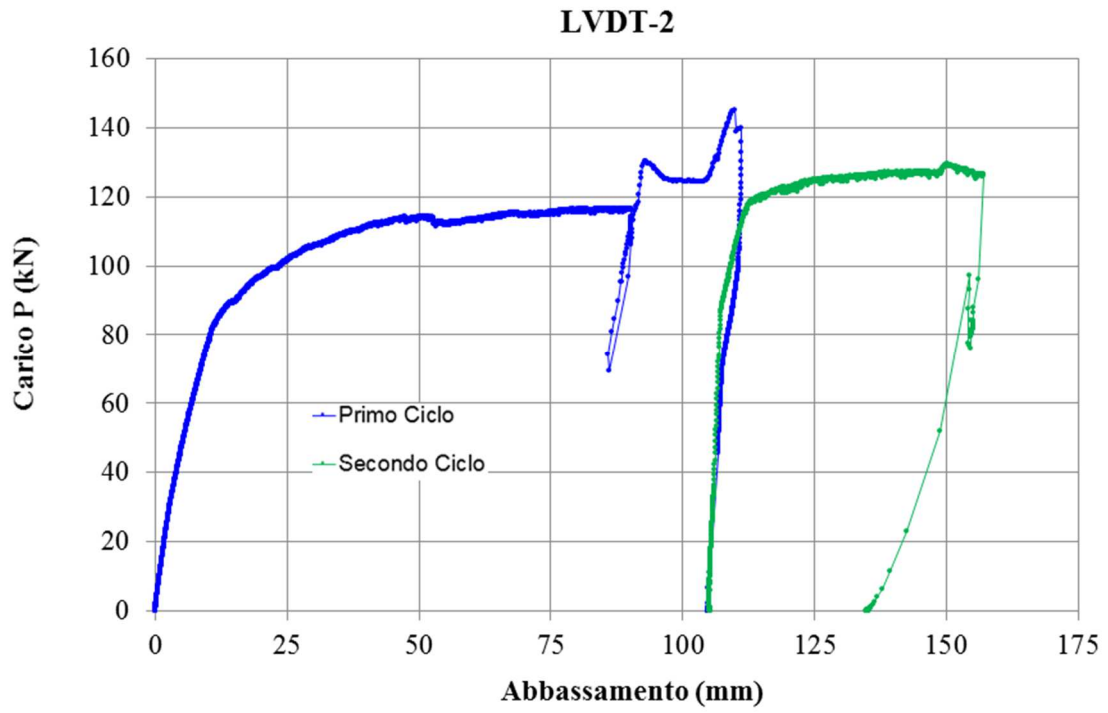


SEZIONE DI ROTTURA 641

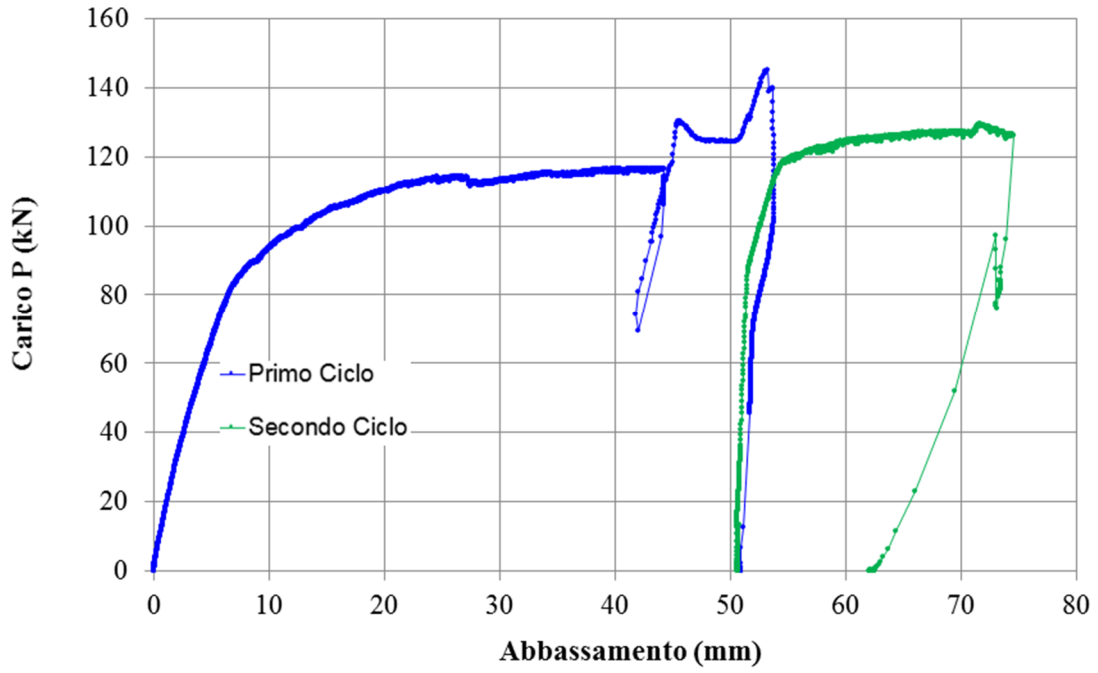


**MODALITÀ DI CRISI: FLESSIONE (SCHIACCIAMENTO CLS +
INSTABILIZZAZIONE ARMATURA COMPRESA)**

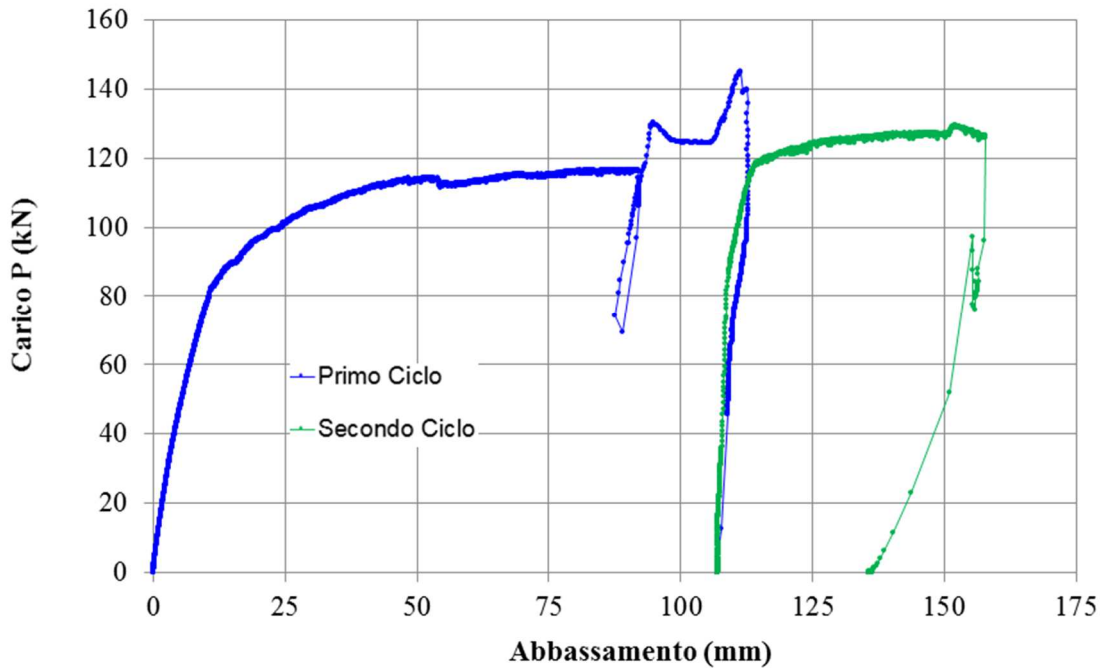


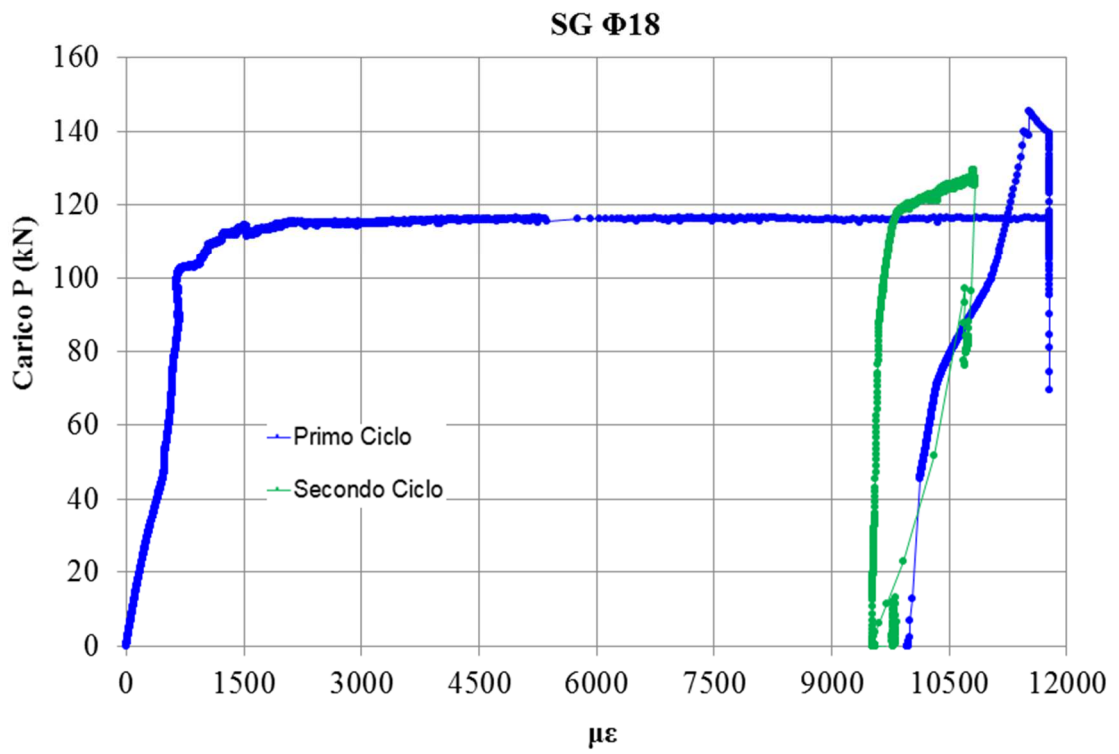
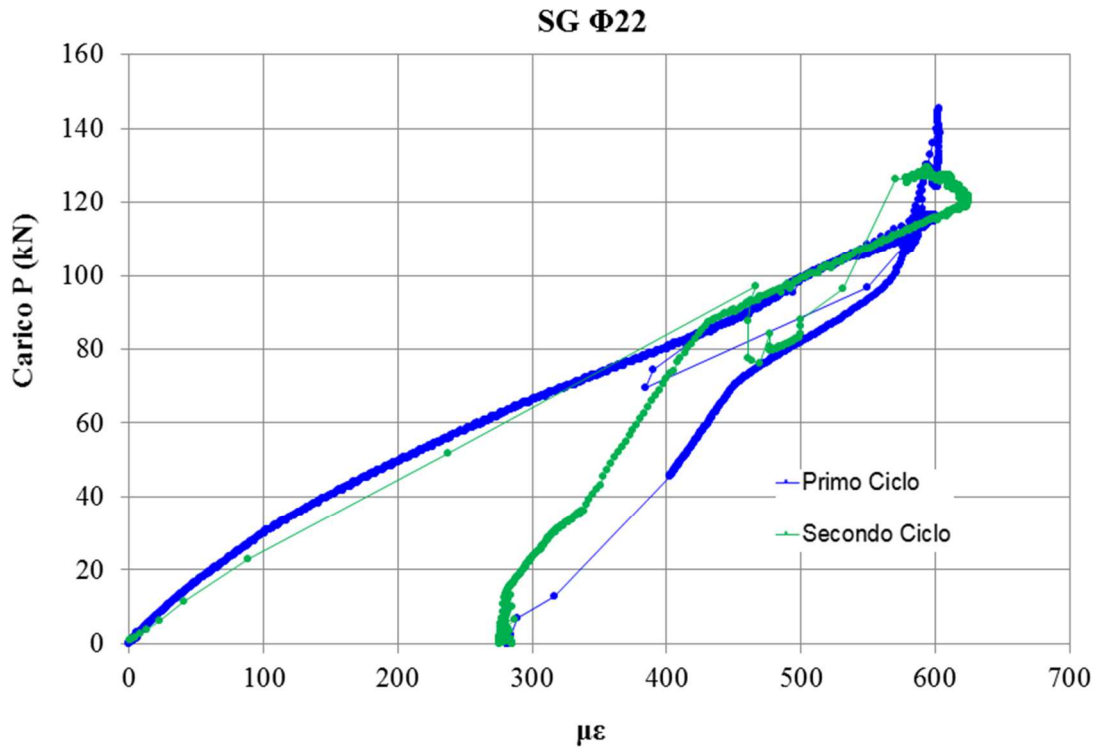


LVDT-4

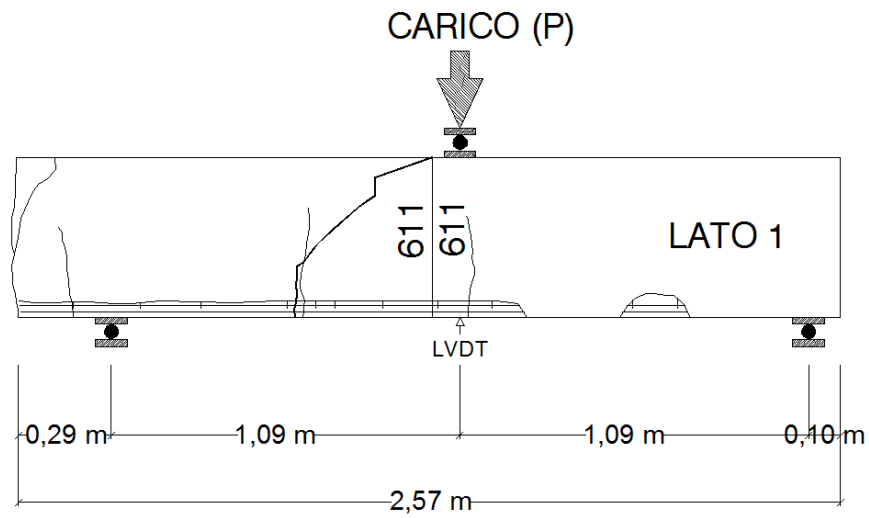


LVDT-Centro

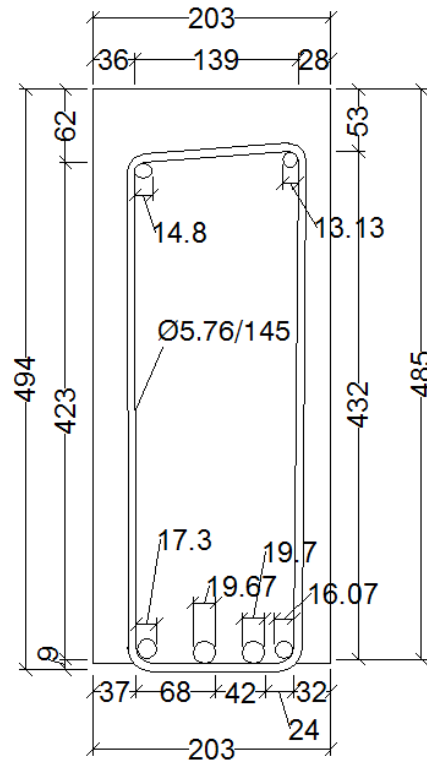




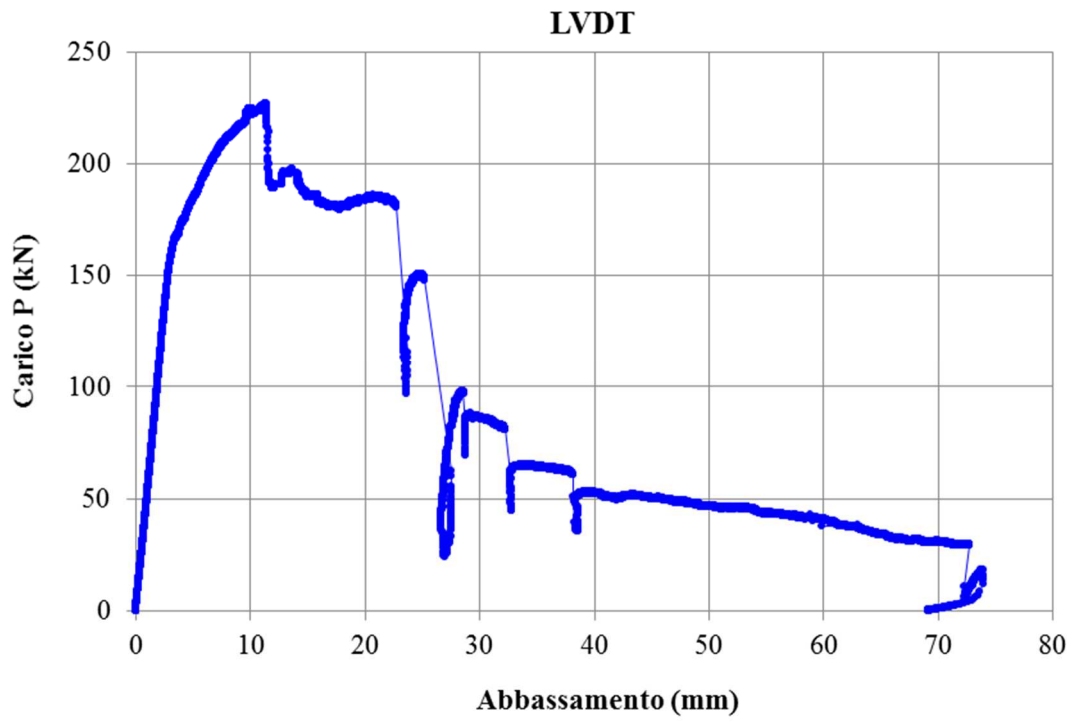
▪ *Prova di carico a 3 Punti – Lato 1*



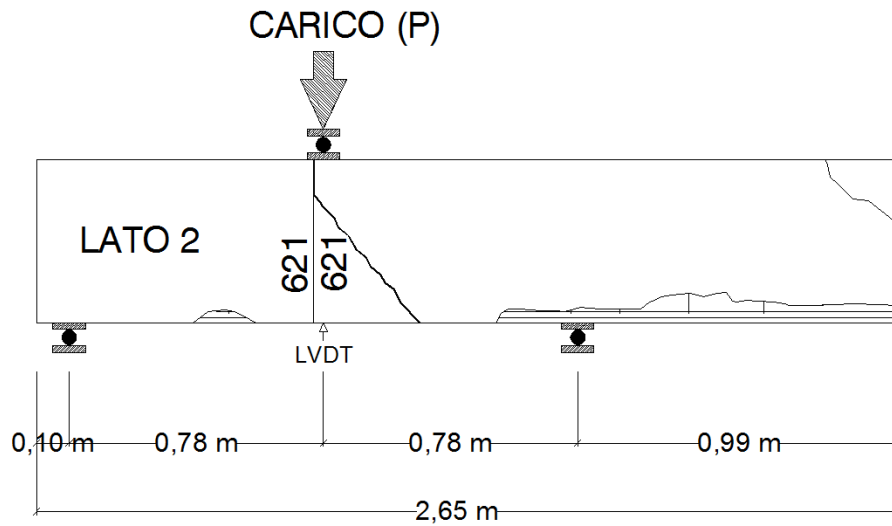
SEZIONE DI ROTTURA 611



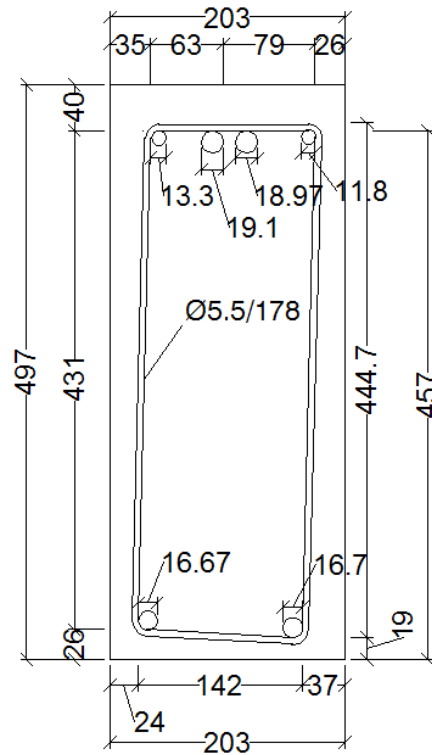
MODALITÀ DI CRISI: TAGLIO + SCORRIMENTO ARMATURA



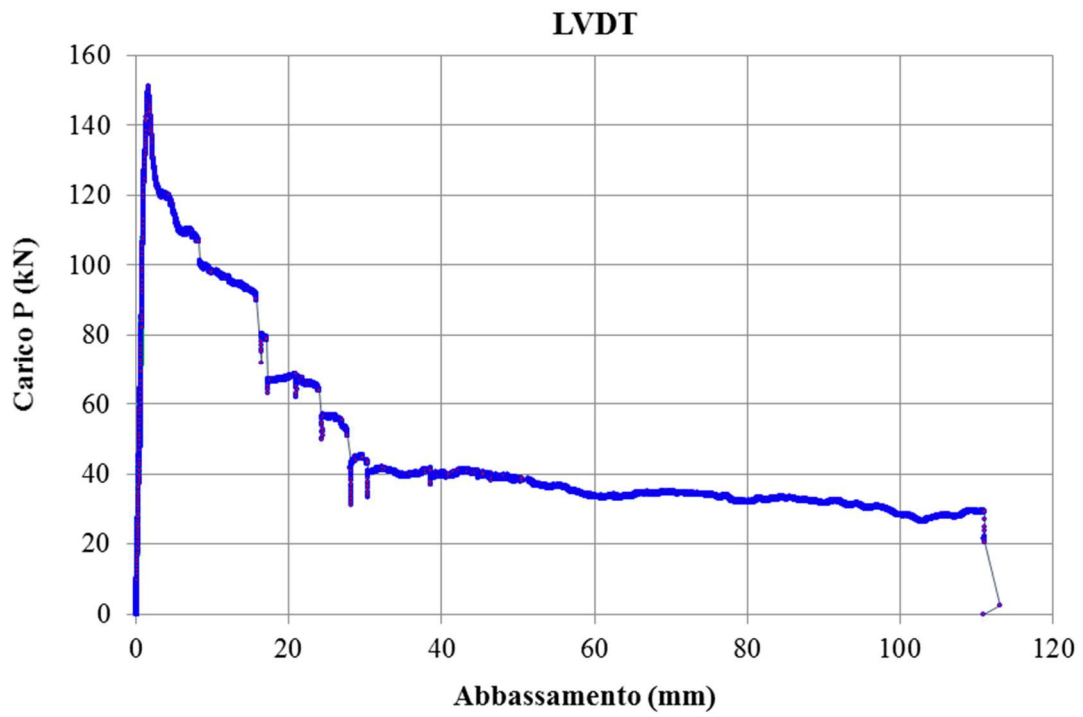
▪ *Prova di carico a 3 Punti – Lato 2*



SEZIONE DI ROTTURA 621

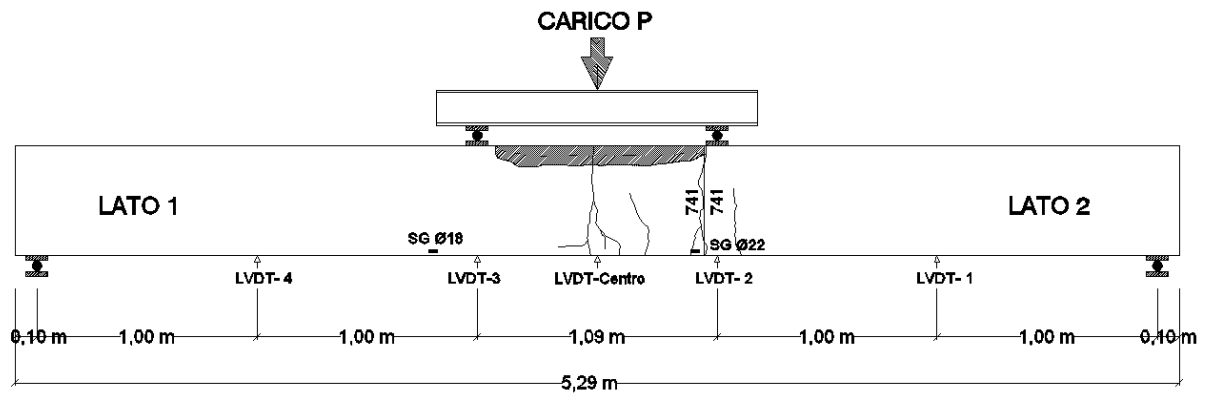


MODALITÀ DI CRISI: TAGLIO + SCORRIMENTO ARMATURA

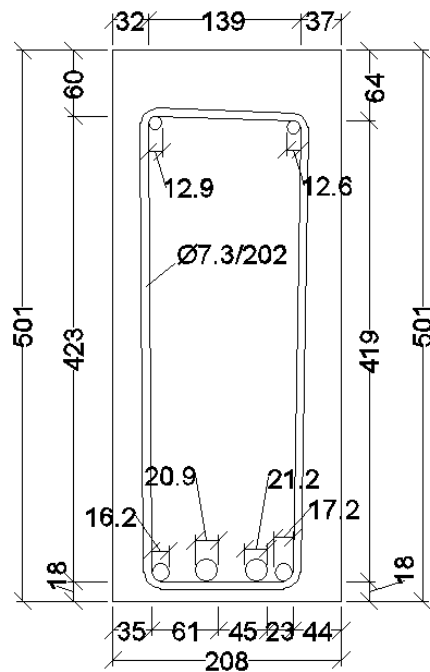


Trave N°7

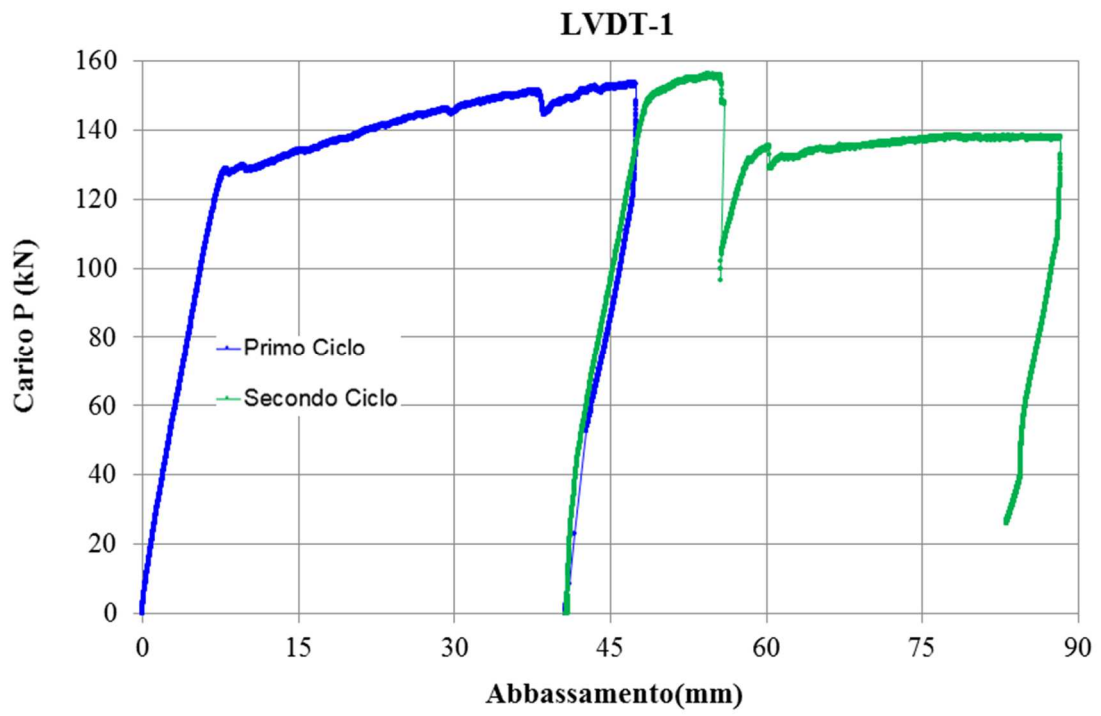
- *Prova di carico a 4 Punti*

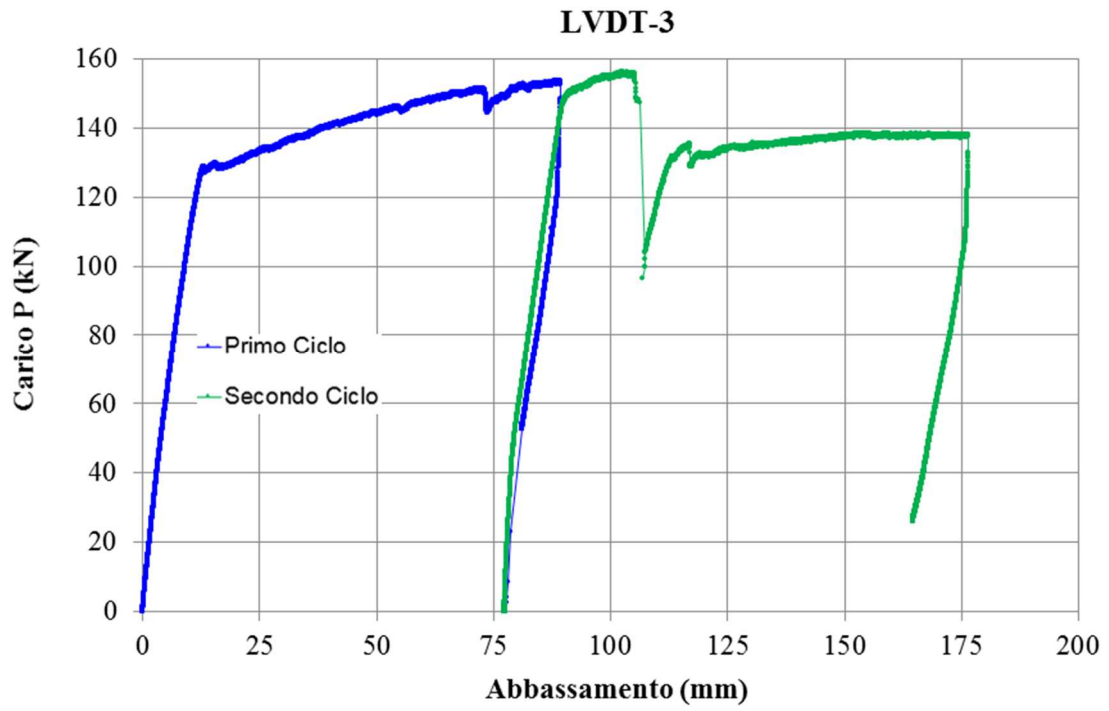
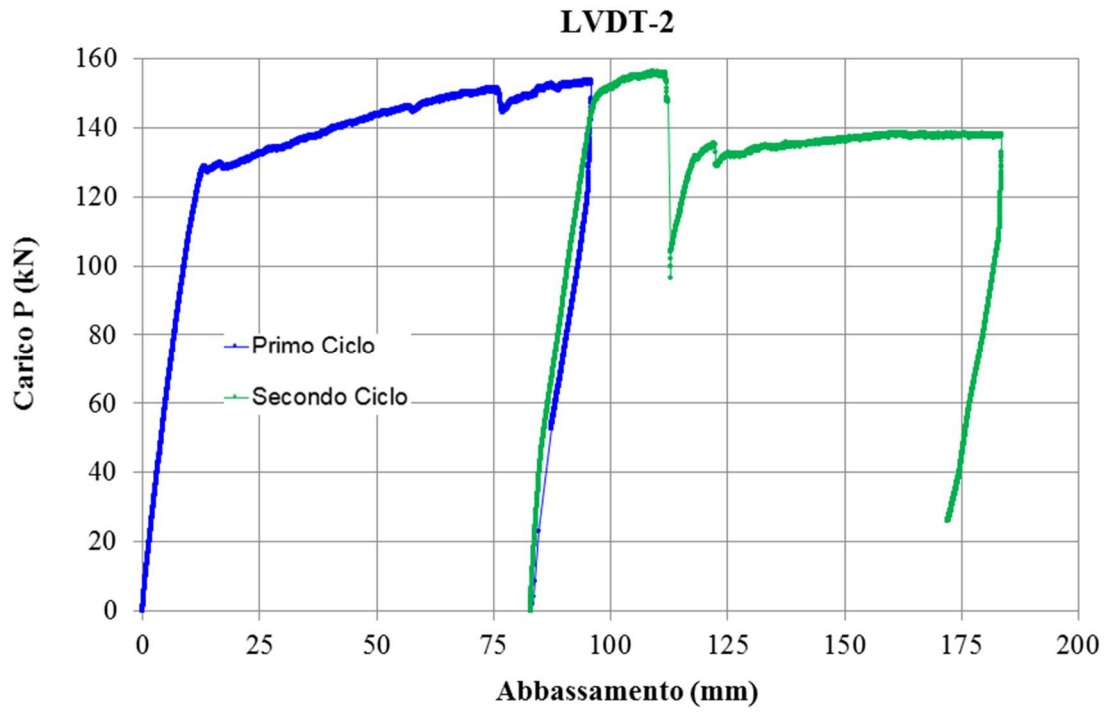


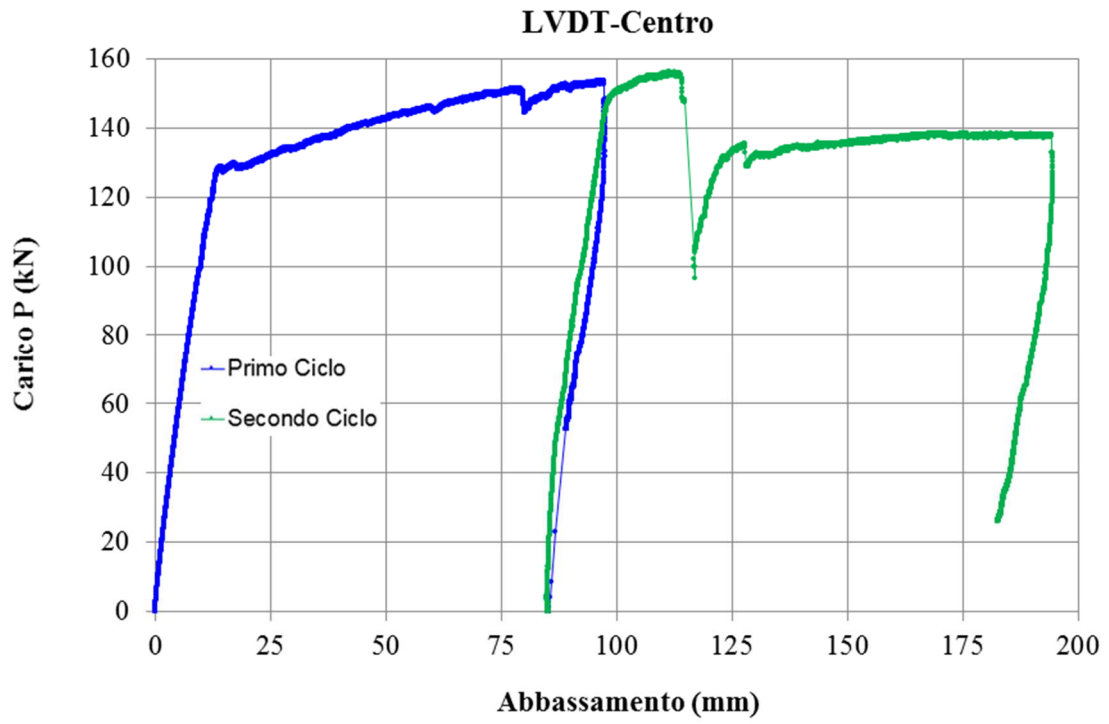
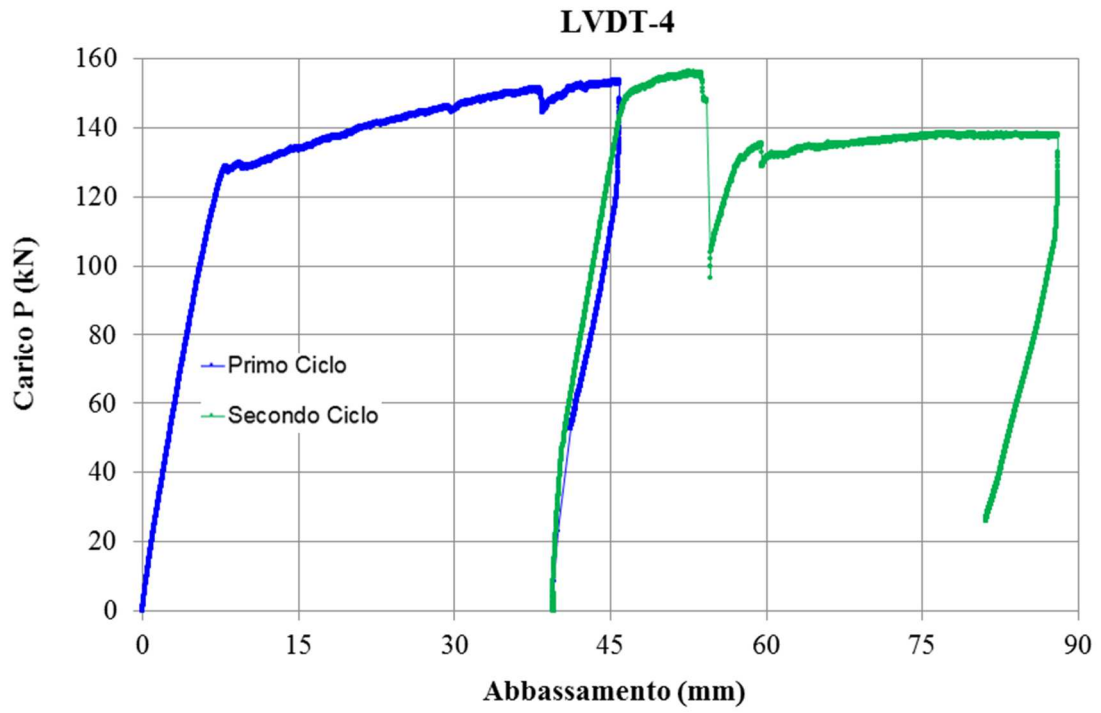
SEZIONE DI ROTTURA 741

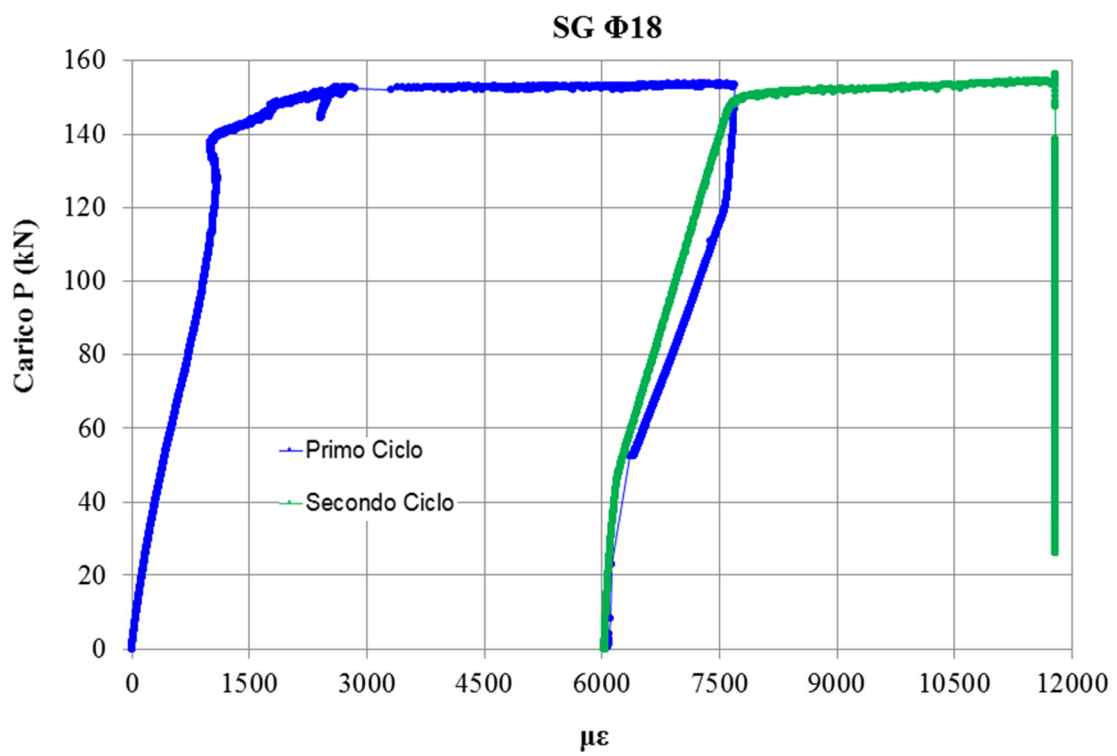
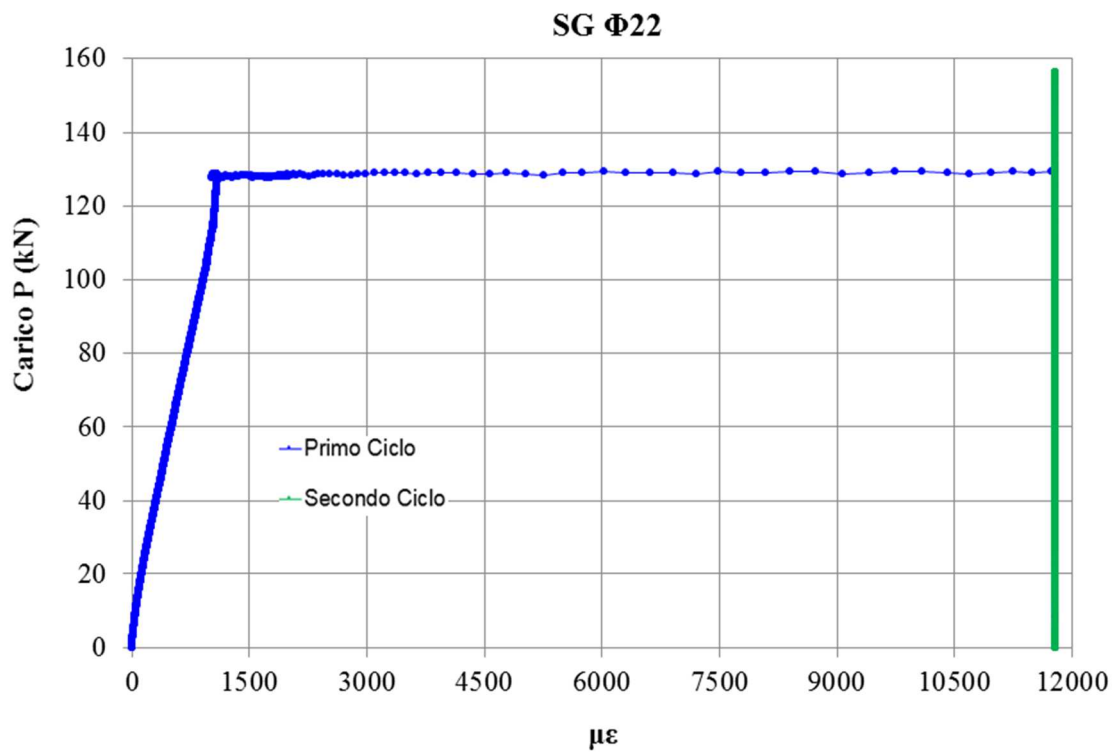


MODALITÀ DI CRISI: FLESSIONE (SCHIACCIAMENTO CLS +
INSTABILIZZAZIONE ARMATURA COMPRESSA)

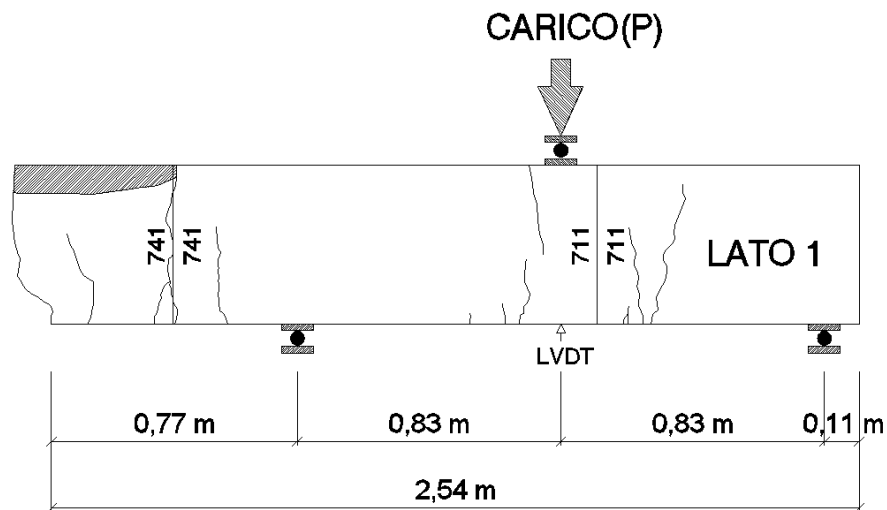




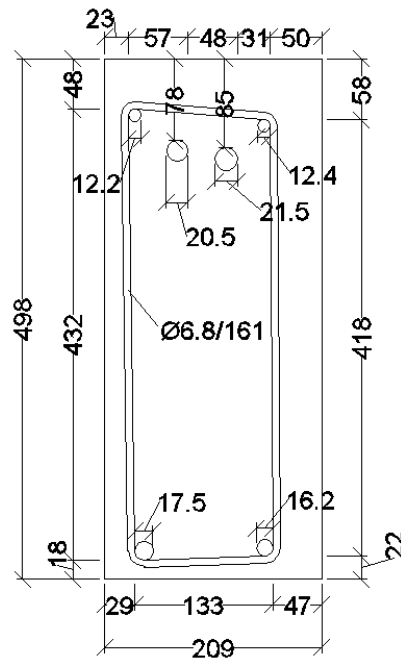




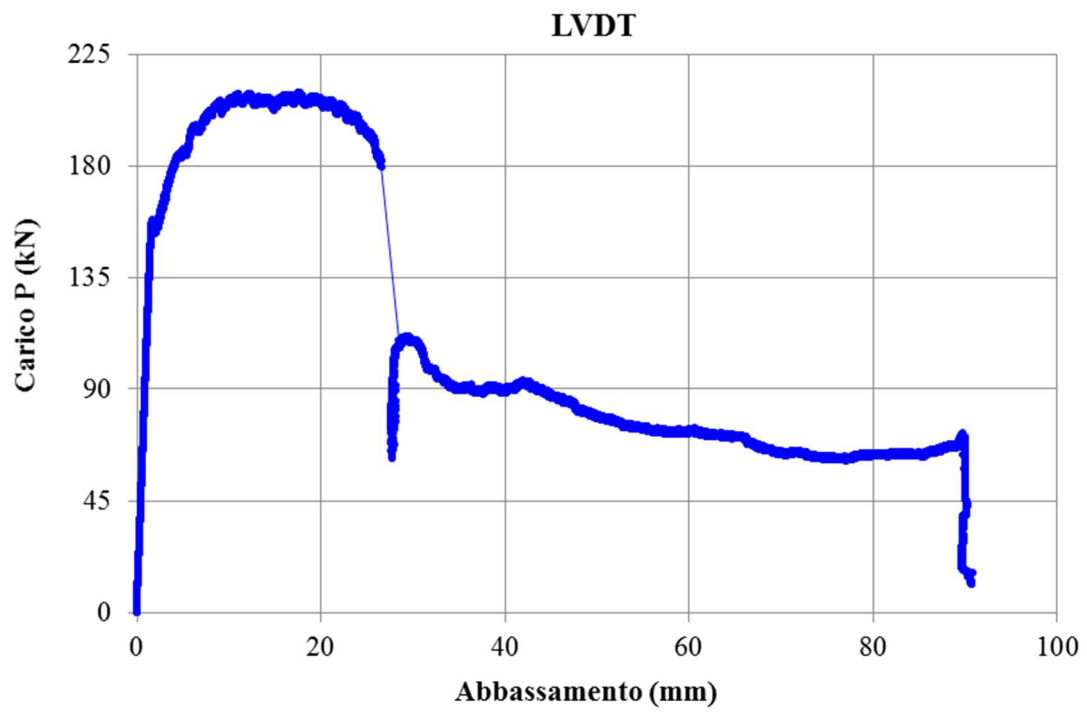
▪ *Prova di carico a 3 Punti – Lato 1*



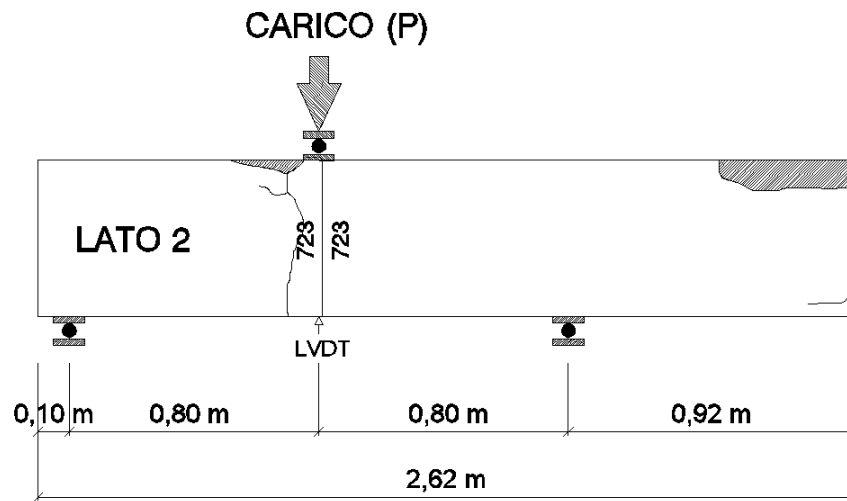
SEZIONE DI ROTTURA 711



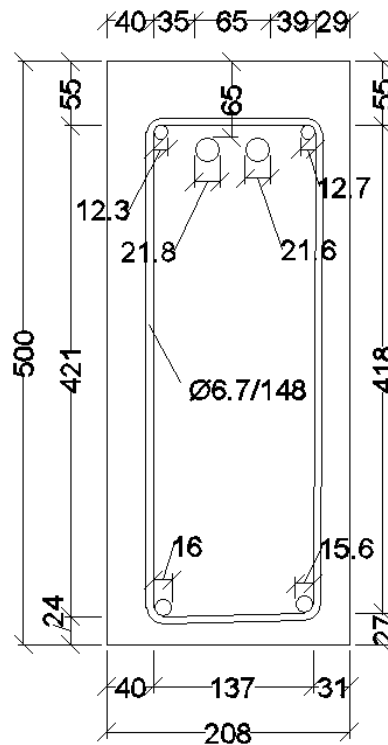
MODALITÀ DI CRISI: FLESSIONE - TAGLIO (SCHIACCIAMENTO CLS + SCORRIMENTO ARMATURA + ROTTURA ARMATURA)



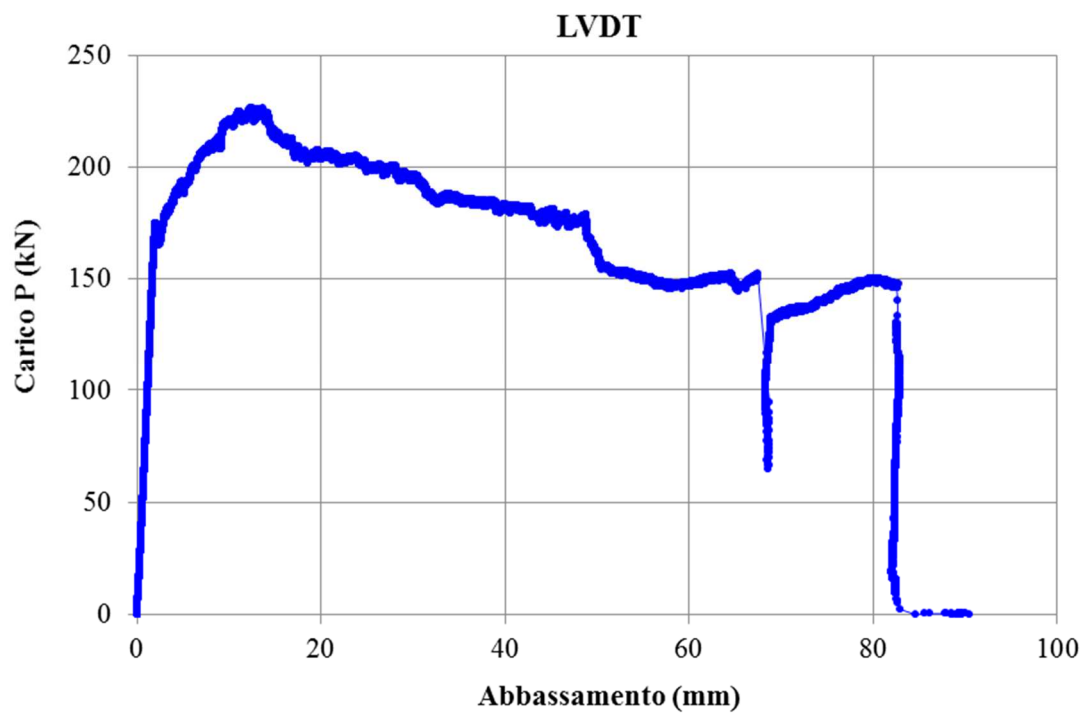
▪ *Prova di carico a 3 Punti – Lato 2*



SEZIONE DI ROTTURA 721

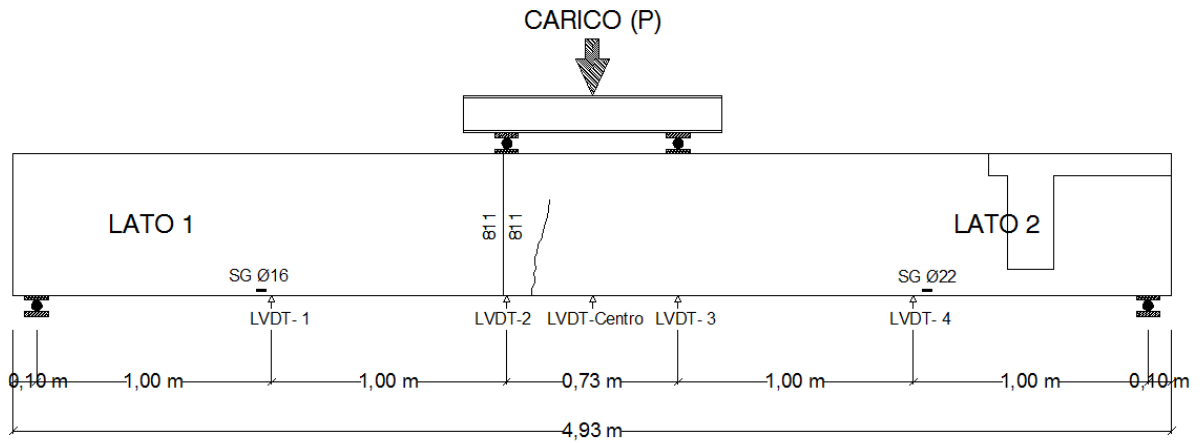


MODALITÀ DI CRISI: FLESSIONE – TAGLIO (SCHIACCIAMENTO CLS + SCORRIMENTO ARMATURA)

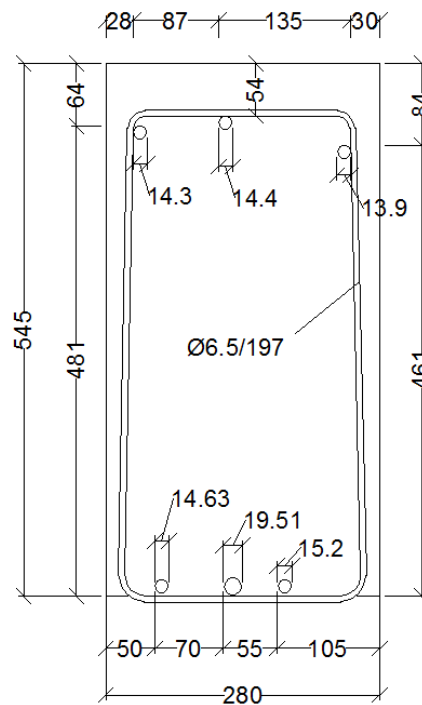


Trave N°8

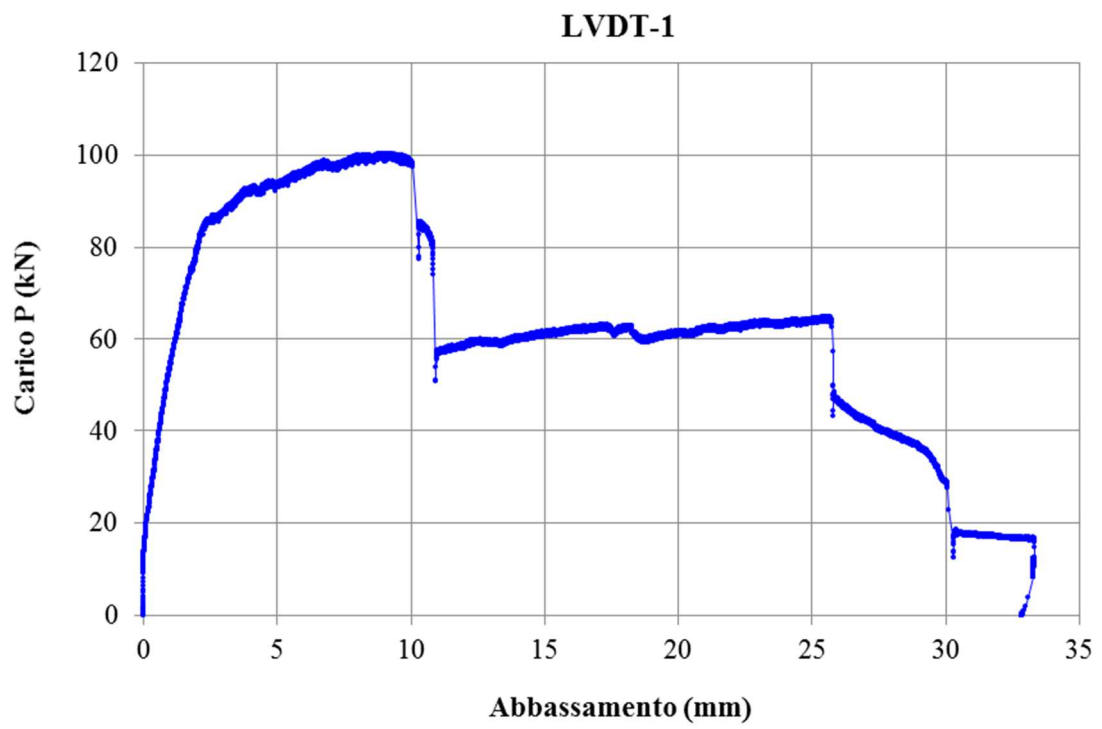
- *Prova di carico a 4 Punti*

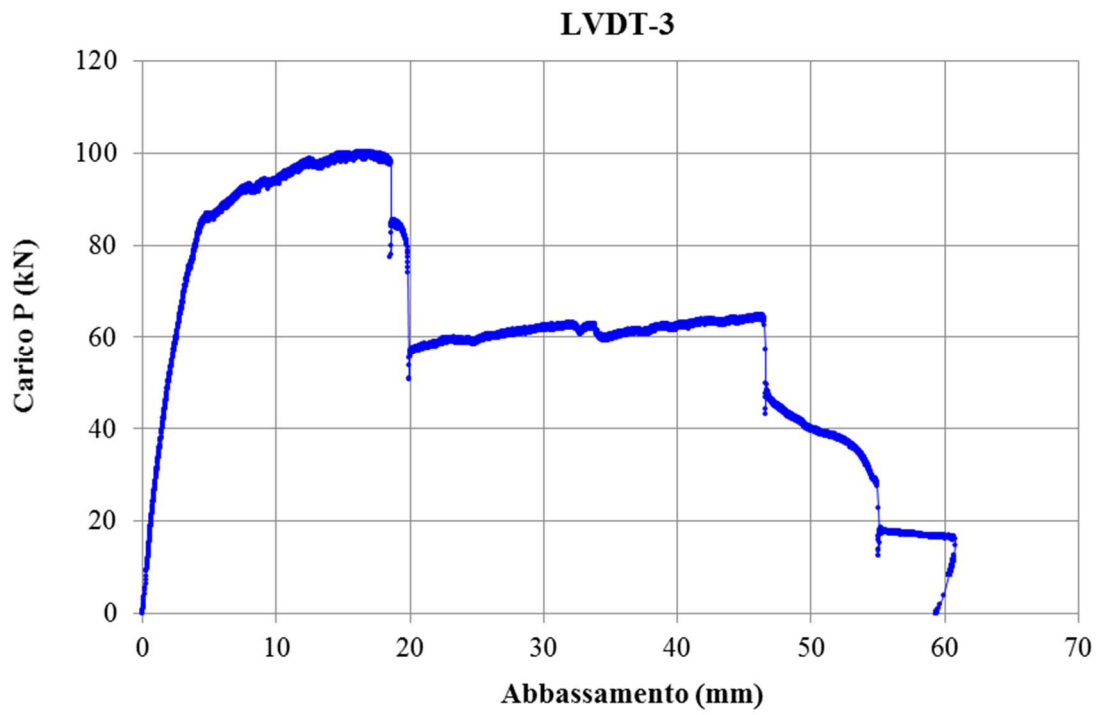
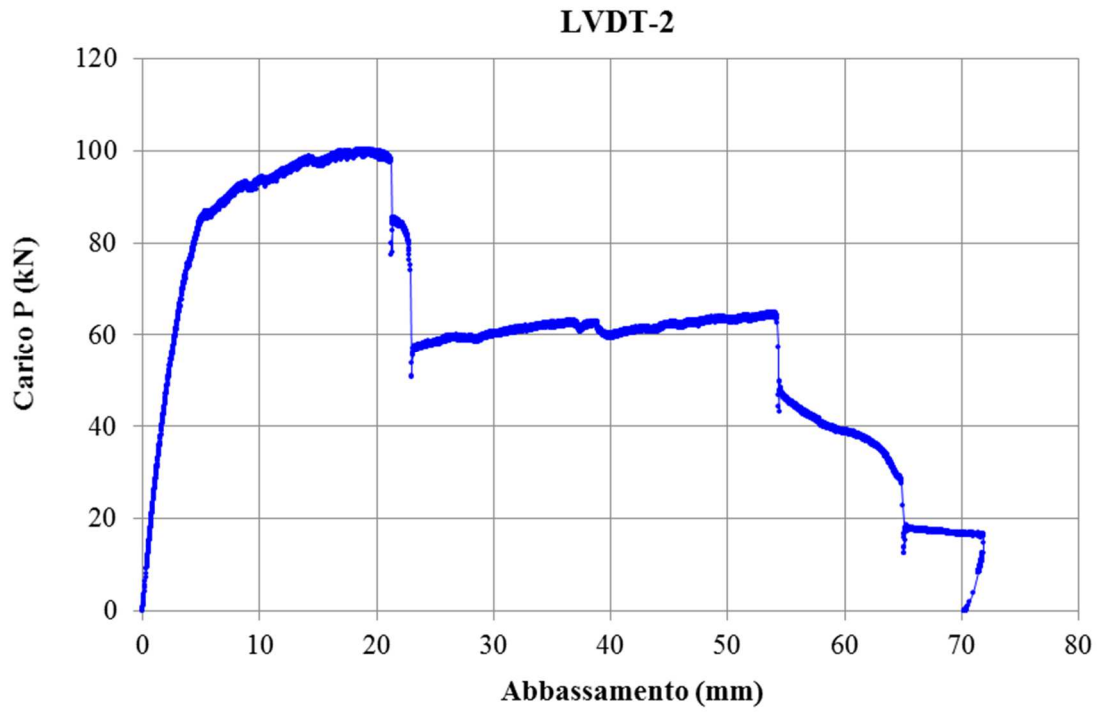


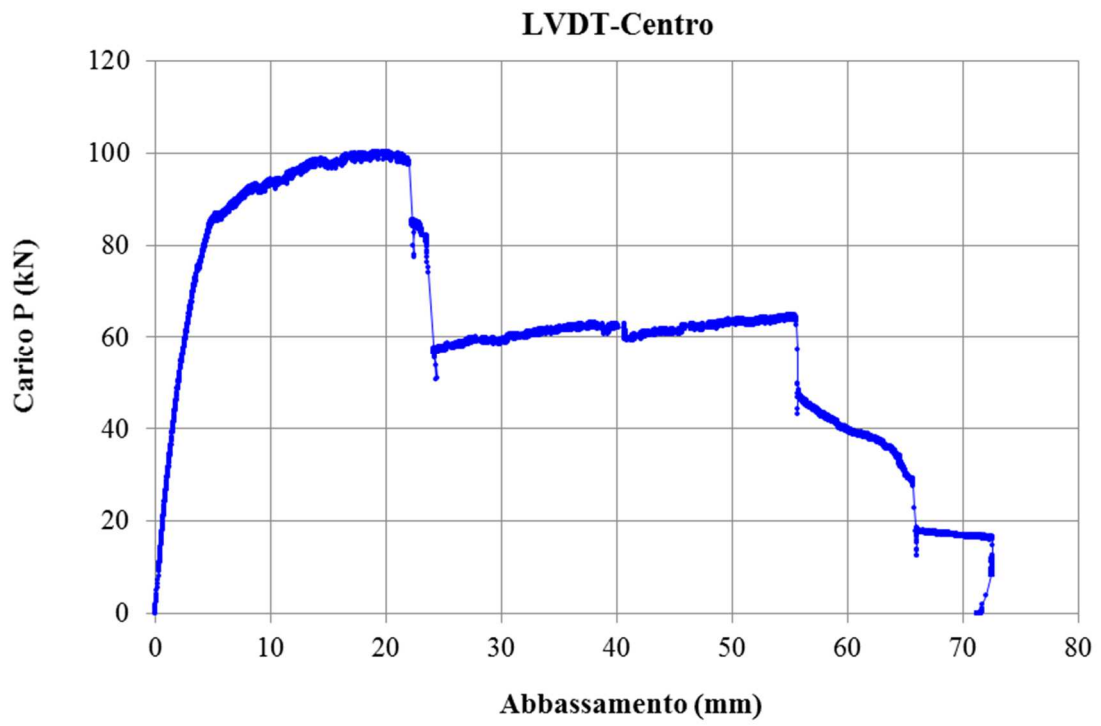
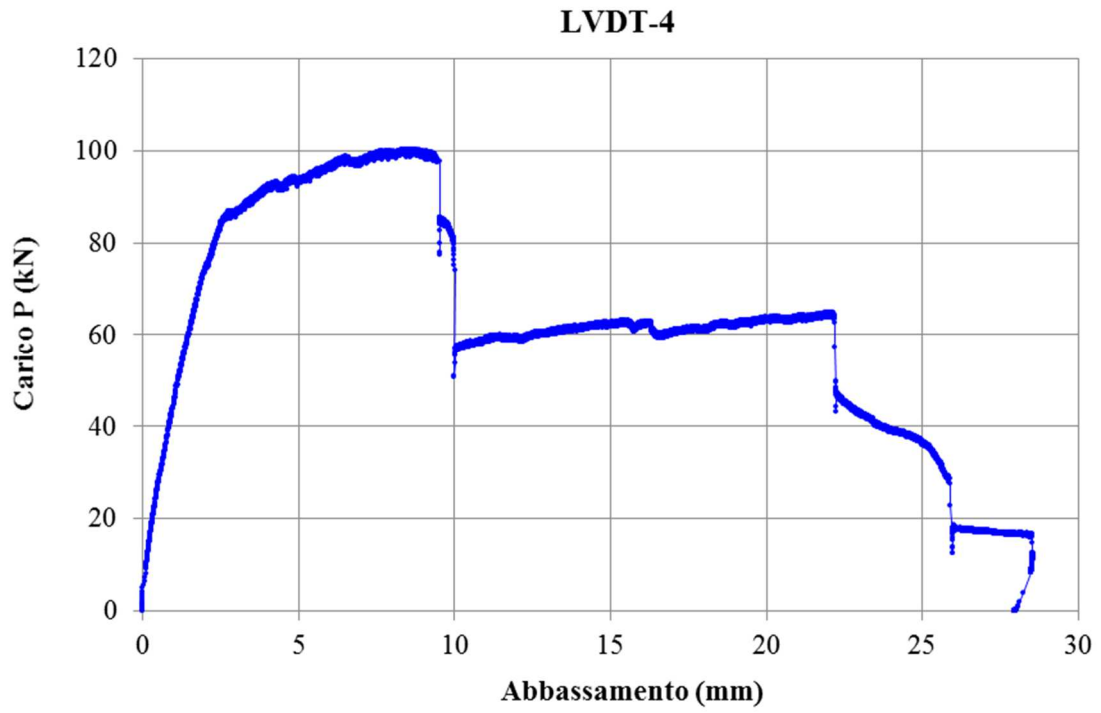
SEZIONE DI ROTTURA 811

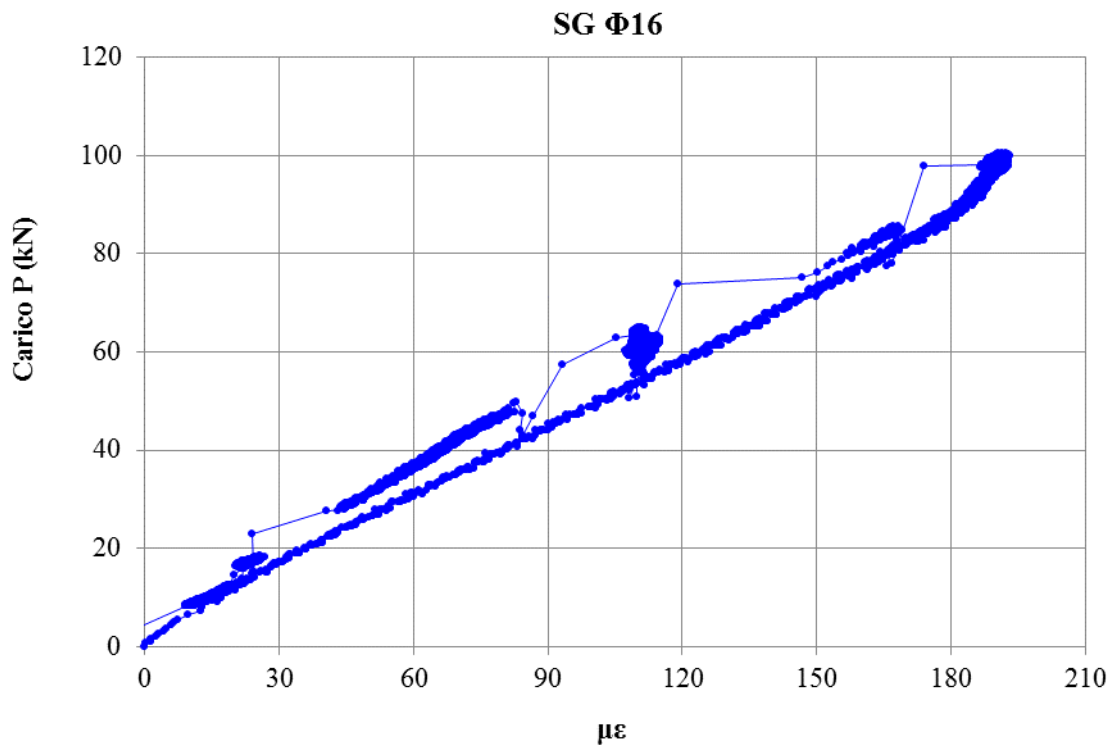
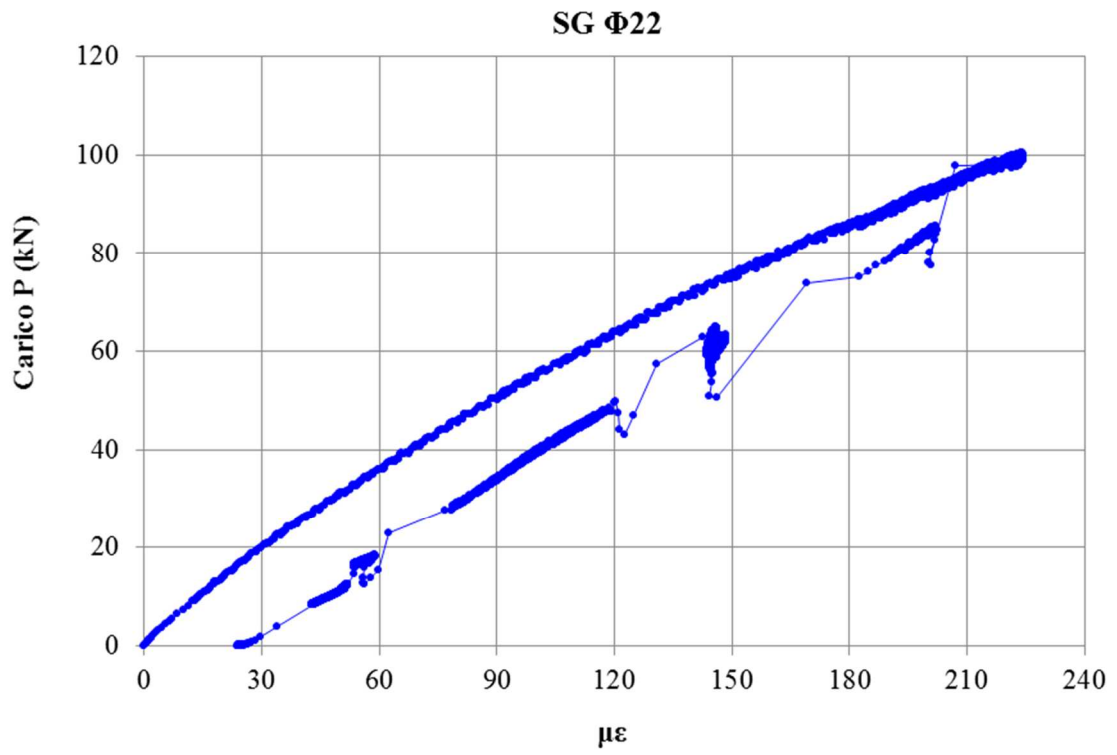


MODALITÀ DI CRISI: FLESSIONE (ROTTURA VARIE ARMATURE)









BIBLIOGRAFIA

- [1] Manual de inspección de obras danadas por corrosión de armaduras, Consejo superior de investigaciones Científicas.
- [2] CONTEVECT - A validated user's manual for assessing the residual service life of concrete structures, EC Innovation Program IN30902I (2001).
- [3] Val D. (2012) Environmental effects, JCSS Probabilistic Model Code Draft document.
- [4] DURACRETE, Probabilistic performance based durability design of concrete structures - Modelling of degradation, The European Union – Brite EuRam III, Contract BRPR-CT95-0132, Project BE95-1347, Document BE95-1347/R4-5 (1998).
- [5] DARTS, Durable and reliable tunnel structures: Deterioration Modelling, European Commission, Growths 2000, Contract GIRD-CT-2000-00467, Project GrDI-25633 (2004).
- [6] Fib, Model code for concrete structures 2010, Fédération Internationale du Béton, fib, Lausanne, Verlag Ernst & Sohn, Berlin (2013).
- [7] JCSS, Probabilistic model code (2001) <http://www.jcss.byg.dtu.dk>.
- [8] Fib, Model code for service life design, Fédération Internationale du Béton, Bulletin 34, Lausanne, Switzerland (2006).
- [9] DURACRETE, Probabilistic performance based durability design of concrete structures –Statistical quantification of the variables in limit state functions, The European Union – Brite EuRam III, Contract BRPR-CT95-0132, Project BE95-1347, Document BE95-1347/R9 (2000).
- [10] Fib, Code-type models for structural behaviour of concrete: Background of the constitutive relations and materials models in the fib model code for concrete structures 2010, Fédération Internationale du Béton, Bulletin 70, Lausanne, Switzerland (2013).

- [11] Bakker R. F. M. (1994) Prediction of service life reinforcement in concrete under different climatic conditions at given cover. Corrosion and Protection of steel in concrete, International Conference, Sheffield, UK, Swamy R.N. Ed.
- [12] CEB Task Group V (1996).
- [13] Tuutti K. (1982) Corrosion of Steel in concrete, Swedish Cement and Concrete Institute, CBI, N° 4-82, Srockholm.
- [14] Andrade C., Alonso C., Garcia D. and Rodriguez J. (1991) Remaining lifetime of reinforced concrete structures: Effect of corrosion on the mechanical properties of the steel. Int. conf. on life prediction of corrodible structures, NACE, Cambridge, UK.
- [15] Garcia M. D. (1995) Aportaciones al comportamiento resistente de estructuras de hormigón armado afectadas por la corrosion de sus armaduras. Tesis doctoral. ETS Arquitectura, UPM.
- [16] Stewart M. G. (2009) Mechanical behaviour of pitting corrosion of flexural and shear reinforcement and its effect on structural reliability of corroding RC beams, *Structural Safety*, 31 (1), pag. 19-30.
- [17] EN 1992-1-1, Design of concrete structures – General rules and rules for buildings, European Committee for Standardization, CEN, Brussels (2004).
- [18] Muttoni A., Schwartz J. and Thürlimann B. (1997) Design of concrete structures with stress fields, Birkhäuser Verlag, Berlin.
- [19] Prieto M., Tanner P., Andrade C., and Fernández M. (2013) Exerimental and numerical study of bond response in structural concrete with corroded steel bars, IABSE Conference on assessment, upgrading and refurbishment of infrastructures, Rotterdam.
- [20] Muttoni A., Fernández Ruiz M. et Kostinic N. (2011) Champs de contraintes et méthode des bielles-et-tirants, Laboratoire de construction en béton IBETON-ENAC, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, EPFL.

- [21] Antonio Mári, Antoni Cladera, Jesús Bairán, Eva Oller, Carlos Ribas (2014) Un modelo unificado de Resistencia a flexion y cortante de vigas esbeltas de hormigón armado bajo cargas puntales y repartidas.
- [22] Milan Holický, Dimitris Diamantidis et al. (2014) Methods for the risk assessment and risk-based management of aging infrastructure.
- [23] Gestión, Organización y Control G.O.C, Structural condition inspection report of Cros Factory in Culleredo (A Coruña). Final report (in Spanish), 2001.
- [24] H.B. Kupfer, K.H. Gerstle, Behaviour of concrete under biaxial stresses, *Journal of Engineering Mechanics Division* 99 (1973) 853-866.
- [25] Fib Task Group 8.2. Constitutive modelling of high strength/high performance concrete. State of the Art Report 2008; *Fib Bulletin* 42:130.
- [26] P.D. Zararis, G.C. Papadakis, Diagonal shear failure and size effect in RC beams without web reinforcement, *J Struct Eng* 127 (2001) 733-742.
- [27] M. Prieto, P. Tanner, "Model uncertainties of bending resistance for corrosion damaged beams" (in Spanish). In: *IV ACHE Congress*, Madrid, 2008.
- [28] JCSS (2001) JCSS Probabilistic Model Code, Joint Committee on Structural Safety.
- [29] Pietro Croce, Milan Holický et al. (2013), Operational methods for the assessment of existing structures.
- [30] Miroslav Sykora, Milan Holický, Miguel Prieto & Peter Tanner, Uncertainties in resistance models for sound and corrosion-damage reinforcing concrete structures according to EN 1992-1-1.
- [31] Tanner P., Lara C., Hingorani R. (2007) Seguridad estructural. Una lucha con incertidumbres (Structural safety. A struggle with uncertainties—in Spanish). *Hormigón y Acero* 245.
- [32] Holický M., Retief J.V., Dunaiski P.E. (2007) The reliability basis of design for structural resistance. In: Zingoni A (ed) *Proc. SEMC 2007*, University of Cape Town. Millpress, Rotterdam, pp 1735–1740.

- [33] Cladera A.Mári AR (2004) Shear design procedure for reinforced normal and high strength concrete beams using artificial neural networks. Part I: beams without stirrups. *Eng Struct* 26:917–926.
- [34] Busse D., Eckfeldt L., Empelmann M. (2013) Assessing the reliability of existing concrete bridges in terms of shear strength. In: Zingoni A (ed) *Proc. SEMC 2013*, Cape Town. CRC Press/Balkema, Leiden, pp 1497–1502.
- [35] Sykora M., Holický M. (2013) Assessment of the model uncertainty in shear resistance of reinforced concrete beams without shear reinforcement. *Transactions of the VSB - Technical University of Ostrava, Civil Engineering Series XII*:195–204.
- [36] Cladera A. Mári AR (2004) Shear design procedure for reinforced normal and high-strength concrete beams using artificial neural networks. Part II: beams with stirrups. *Eng Struct* 26:927–936.
- [37] Hawkins N.M., Kuchma D.A., Mast R.F., Marsh M.L., Reineck K. (2005). Simplified shear design of structural concrete members. Transportation Research Board, NCHRP Report 549:64.
- [38] Cladera A. Mári AR (2007) Shear strength in the new Eurocode 2. A step forward? *Struct Concr* 26:917–966.
- [39] Mensah K.K. (2012) Reliability assessment of structural concrete with special reference to shear resistance (MSc thesis). University of Stellenbosch, Stellenbosch, South Africa.
- [40] Busse D., Eckfeldt L., Empelmann M. (2013) Assessing the reliability of existing concrete bridges in terms of shear strength. In: Zingoni A. (ed) *Proc. SEMC 2013*, Cape Town. CRC Press/Balkema, Leiden, pp 1497–1502.
- [41] Sykora M., Holický M., Krejsa J. (2013) Model uncertainty for shear resistance of reinforced concrete beams with shear reinforcement according to EN 1992-1-1. *Transactions of the VSB-Technical University of Ostrava, Civil Engineering Series* 23:150–159.

- [48] Draft of *fib* bulletin “Partial Factor Methods for Existing Structures”, 2014 (*fib* SAG7).

- [49] Rodriguez J., Ortega L.M., Casal J. (1995) Relation between corrosion and load bearing capacity on concrete beams. Brite Euram Project BREU-CT-0591.

- [50] L’Hostis V (2007) Benchmark des poutres de la Rance. *Revue européenne de génie civil* 11:1–254.

- [51] Bazant Z.P., Yu Q. Gerstle W., Hanson J., Ju W. (2008) Justification of ACI 446 proposal for updating ACI code provisions for shear design of reinforced concrete beams. *ACI Struct J* 105:512–515.

RINGRAZIAMENTI

Con questa tesi si conclude un lungo ed importante capitolo della mia vita durante il quale ho dovuto parallelamente affrontare ed accettare dolorosi cambiamenti dal punto di vista personale. Anche se numerosi sono stati i periodi di sconforto e di scoraggiamento, le soddisfazioni e le gioie provate e le conoscenze acquisite durante questi anni universitari ripagano ampiamente i sacrifici fatti e le difficoltà passate.

Vorrei dedicare queste ultime pagine per ringraziare le persone che hanno contribuito alla nascita e allo sviluppo di questa tesi e a tutte quelle che durante questi anni, anche solo con semplici parole o gesti, mi hanno fornito supporto, motivazione, aiuto e ascolto.

Desidero ringraziare innanzitutto l'Ing. Peter Tanner e l'Ing. Miguel Prieto Rabade dell'Instituto Eduardo Torroja di Madrid, per avermi dato l'opportunità di realizzare il mio progetto di tesi e per avermi fornito costantemente supporto e aiuto durante tutta la mia permanenza. Sin dal primo giorno in cui è iniziata la nostra collaborazione mi avete dimostrato rispetto, fiducia e fatto sentire parte integrante del vostro team di ricerca. Sinceramente, non avrei potuto desiderare dei tutor migliori di voi.

Un'immensa gratitudine va ovviamente al mio relatore in Italia, la Prof.ssa Maria Luisa Beconcini, per avermi dato l'opportunità di sviluppare la tesi presso l'Instituto E. Torroja, e per aver riveduto, corretto e commentato criticamente il mio lavoro.

Un ringraziamento di cuore ai miei genitori, Mary e Mauro, che mi hanno sempre supportato sia economicamente che moralmente. Se oggi sono diventato quello che sono lo devo indubbiamente a voi. Siete stati e sarete per sempre un punto di riferimento e spero che questo traguardo da me raggiunto, sia sempre per voi motivo di orgoglio.

Grazie a mia sorella, Elisa, per aver silenziosamente combattuto insieme a me in questi anni e per avermi sempre aiutato nei momenti di bisogno. La tua perseveranza nello studio e nel lavoro è stata sempre per me fonte di ispirazione.

Un grazie infinito a miei cari nonni, Elsa, Tito, Ugo e Rina, per avermi sempre amato incondizionatamente e per avermi insegnato i valori veri di questa vita.

Ringrazio tutti i ragazzi che hanno condiviso con me questa carriera universitaria. Ricorderò per sempre i momenti passati insieme, le file a mensa, i caffè alle macchinette, le ore passate sui banchi universitari e sono sicuro che fra qualche anno, quando mi rigarderò indietro, proverò nostalgia di tutto questo.

Ringrazio in particolare Matteo (CIP per gli amici) e Lorenzo (GIUNTO per gli amici) con i quali ho condiviso maggiormente gli ultimi anni di studio. Grazie a Matteo per aver instaurato con me uno scambio proficuo di appunti, per le pause caffè e per avermi spronato a partire per l'Erasmus. Probabilmente senza i suoi consigli non sarei mai partito e mi sarei perso una delle esperienze più belle della mia vita. Grazie a Lorenzo per essere stato oltre che un'eccellente e stimato collega anche un amico con il quale condividere la vita al di fuori dell'università.

Grazie a tutti i ragazzi conosciuti in Erasmus che con me hanno condiviso un'esperienza unica e che hanno reso il mio soggiorno a Madrid ancora più indimenticabile.

Ai miei amici di sempre Matteo, Valter, Andrea, Thomas e Alessio devo dire grazie per tutti i momenti passati insieme, per la capacità di farmi ridere e divertire come nessun altro e per aver reso i miei anni di studio più leggeri e spensierati.

Ringrazio il mio gruppo attuale di amici, il personale del ristorante "I Violi", i ragazzi dell'A.S.D Le Furie.

Grazie ai miei cari amici Lucrezia, Elisa e Daniele, per le estati infinite, per le lunghe chiacchierate, per le notti in riva al mare. Grazie per essermi stati sempre vicino e per non avermi fatto mai sentire solo nonostante la grande distanza che da sempre ci separa.

Ultima ma non per questo meno importante, voglio ringraziare la persona a cui è dedicata questa tesi, ovvero il mio amico Giacomo. Il nostro rapporto nato inizialmente fra i banchi di studio si è trasformato ben presto in una forte, solida e leale amicizia. Da quel momento in poi abbiamo condiviso insieme quasi ogni santo giorno, abbiamo sudato e sofferto insieme per raggiungere i nostri obiettivi, abbiamo riso e abbiamo viaggiato. La tua determinazione, la tua voglia di fare, il tuo non arrendersi mai, sono stati per me sempre di grande stimolo e mi hanno aiutato senza ombra di dubbio a raggiungere questo traguardo. Mi sei sempre stato vicino senza mai essere troppo invadente e mi hai sempre offerto il tuo aiuto senza mai chiedere in cambio niente. Dedico a te questa tesi perché per me non sei un semplice collega e nemmeno un semplice amico, per me sei semplicemente molto di più.