

**Comportamento di elementi in c.a. di strutture
esistenti con armatura trasversale danneggiata
localmente da corrosione**

Alessandra Festuccia
Roma, 27 settembre 2017



Sapienza Università di Roma

*Dipartimento di Ingegneria Strutturale
e Geotecnica*

Relatore:
Prof. Ing. Salvatore PERNO

Coordinatore del Corso di Dottorato di
Ricerca in Ingegneria Strutturale e
Geotecnica:
Prof. Ing. Franco BONTEMPI

ABSTRACT

The subject of this research is the study of the behavior of existing structures damaged by corrosion.

The tragic earthquakes recently occurred, have clearly demonstrated the high vulnerability of existing buildings with reinforced concrete structures. In the methods provided for the evaluation of vulnerability of the structure, however, the building is generally considered "new" i.e. with its structure free of damages. Actually a structure does not maintain its initial mechanical and functional characteristics during the entire life. One of the most common problems related to the durability of existing reinforced concrete structures is linked to the corrosion of the reinforcements. In fact, the reinforcement corrosion is known to be the primary cause responsible for the decrease of the load capacity.

The corrosion attack, in fact, reduces the geometrical and mechanical characteristics of the reinforcements and induces the formation and progression of cracks in concrete or cover delamination, sometimes heavily influencing also the bond mechanism between steel and concrete. In essence, the performance of reinforced concrete structures can be strongly reduced, also for the substantial reduction of the ductility. These issues highlight the need to study a method for the evaluation of structural damage induced by corrosion, to provide an estimate of the residual strength capability and to establish the security level of the corroded structures.

In this context, it has been studied the experimental data available in the literature, concerning the effects of corrosion on reinforced concrete structures, and one of the fundamental aspects emerged is the variation of the collapse mechanism of corroded beams. In particular, beams designed for obtaining a flexural failure have shown a shear collapse related to stirrups corrosion and cover delamination. While the flexural problem has been widely studied in the literature, the problems related to shear is still open. The context of the present research aims to investigate the behaviour of reinforced concrete structures damaged by corrosion of the stirrups. The aim of the research is therefore to evaluate the residual strength capacity of the reinforced concrete structures affected by corrosion of the transverse reinforcements, by constructing a theoretical model validated by experimental results.

With this research it has been focused attention on the behaviour and performance aspects of reinforced concrete beams subjected to corrosion of transverse reinforcements. In this regard it has been conducted an experimental activity aimed to investigate the mechanism of collapse and the residual load bearing capacity of reinforced concrete beams affected by corrosion of the stirrups. Specifically, static tests on six specimens of the beam in real scale have been conducted, with the aim to evaluate their residual strength capacity. The tests involve conventional 4PBT (4 breaking point test) where the loading span is appropriately selected to induce shear failure. The beams have been designed and instrumented according to similar studies carried out in literature in order to get comparable results. The tests performed are the 4PBT in order to get uniform bending in the central part of the beam, equal to $l/3$, and uniform shear in the lateral parts, always equal to $l/3$ length. All the beams have the same geometry, concrete mixture and longitudinal reinforcement: they differ only in transverse reinforcement. The specimens have been designed to obtain a shear failure, and are divided according to different types depending on the different stirrup scheme. A type in the area where it is expected the shear failure does not have stirrups. Another has transverse reinforcement, not symmetrical to favorite the failure in a specific part of the beam, and finally, to investigate the behavior of reinforced concrete beams affected by corrosion of the stirrups, one of these types of beam is designed with stirrups "inverted U" shaped, i.e. without the leg of the stirrups at the bottom face of the beam, in order to simulate a destructive corrosive attack of the bottom leg of the stirrups, because indications of literature have highlighted the difficulty to proceed effectively with an effective selective and localized corrosion.

In order to explain the shear-resistant mechanisms of the different types of reinforced concrete beams it has been evaluated the basic mode to transfer shear between transverse reinforcement and concrete. It was developed an analysis model for each type of reinforced concrete beam, to evaluate the shear strength according to different patterns based on methods provided in national codes (NTC 2008), european codes (EN 1992 -1 -1: 2005), and international codes (ACI 318 -2011), for the estimation of the shear strength in absence or presence of transverse reinforcement. It was developed a finite element model (FEM) that simulates the behavior of specimens of reinforced concrete beams with destructive corrosive attack of the bottom leg of the stirrups. The behavior of steel and concrete materials, and the study of the bond at the interface between steel and concrete are based on models of the CEB-FIP Model Code 1990 and of the FIB Model Code for Concrete Structures 2010. It was made a 2D model of the beam where the concrete was modelled as plate, and the cracking of the concrete was modelled with smeared crack approach. The top and bottom tensile reinforcements and the stirrups where it is not expected the shear failure were modelled as embedded reinforcement in the plate elements, which means that a perfect bond between the reinforcements and the surrounding concrete was assumed. The stirrups where it is expected the shear failure were all modelled with truss elements, including an appropriate bond-slip model in interface elements. All analysis are performed without taking account of the safety coefficients.

For proper validation of the numerical model, a comparison between the experimental and numerical results has been carried out.

Also a simple model has been implemented to investigate the ultimate load bearing capacity of an open stirrup. With a simple bilinear model, based on FIB 2010, bond and anchorage of the bars have been simulated. Analytical and experimental results have been compared.

SOMMARIO

ABSTRACT	I
LISTA DELLE FIGURE	IV
LISTA DELLE TABELLE	VIII
NOMENCLATURE.....	X
1. INTRODUZIONE.....	1
1.1 Obiettivo della tesi.....	3
1.2 Organizzazione della tesi	4
2. EFFETTI DELLA CORROSIONE SULLE BARRE D'ARMATURA.....	6
2.1 Durabilità delle strutture in cemento armato	6
2.2 La corrosione.....	8
2.2.1 Carbonatazione	12
2.2.2 Attacco da cloruri.....	16
2.3 Conseguenze fondamentali della corrosione su travi in cemento armato.....	19

2.4 Possibili cause della corrosione	24
2.5 Prevenzione della corrosione	25
3. ADERENZA DELLE BARRE D'ARMATURE CORROSE	28
3.1 Meccanismo di aderenza tra acciaio-calcestruzzo.....	28
3.2 Modalità di rottura per aderenza	31
3.3 Misura della resistenza di aderenza.....	33
3.4 Fattori che influenzano la resistenza di aderenza	34
3.4.1 Geometria della barra.....	34
3.4.2 Diametro della barra.....	35
3.4.3 Resistenza dell'acciaio.....	36
3.4.4 Resistenza del calcestruzzo.....	36
3.4.5 Copriferro.....	37
3.5 Modelli di aderenza.....	37
3.5.1 Modello di aderenza CEB-FIP Model Code (1990).....	37
3.5.2 Modello di aderenza FIB Model Code for Concrete Structures (2010)	40
4. PROVE SPERIMENTALI DI LABORATORIO	43
4.1 Configurazione dei campioni di trave in cemento armato	43
4.2 Proprietà dei materiali.....	47
4.2.1 Campagna di prove sul calcestruzzo	47
4.2.2 Campagna di prove sulle barre d'acciaio	50
4.3 Setup di prova	53
4.4 Risultati.....	59
5. MODELLAZIONE.....	73
5.1 Meccanismi base di trasferimento del taglio	74
5.1.1 Forza di taglio della zona di compressione.....	75
5.1.2 Effetto dell'ingranamento degli inerti.....	75
5.1.3 Effetto spinotto	76

5.1.5	Effetto “pettine”	76
5.1.5	Effetto ad arco.....	77
5.2	Metodi di analisi per calcolare la resistenza a taglio	77
5.2.1	Resistenza a taglio secondo le norme NTC 2008.....	78
5.2.2	Resistenza a taglio secondo le norme UNI EN 1992 - 1-1: 2005	82
5.2.3	Resistenza a taglio secondo le norme ACI 318 - 2011.....	84
5.2.4	Resistenza a taglio delle travi con staffe aperte inferiormente	86
5.3	Modello di analisi ad elementi finiti	91
5.3.1	Modellazione del calcestruzzo	94
5.3.2	Modellazione dell’armatura	100
5.3.3	Interfaccia acciaio-calcestruzzo	101
5.4	Confronti analitici-sperimentali.....	103
6.	CONCLUSIONI.....	111
7.	BIBLIOGRAFIA	114

LISTA DELLE FIGURE

Fig. 2.1 - Processi catodici e anodici sulla superficie della barra d'acciaio.....	9
Fig. 2.2 - Schema generale del processo di corrosione (Tuutti, 1982).	10
Fig. 2.3 - Andamento schematico del processo di corrosione	11
Fig. 2.4 - Relazione umidità – velocità di carbonatazione.....	13
Fig. 2.5 - Profondità del fronte carbonatato ($s = K \cdot \sqrt{t}$) in funzione del tempo e di K.....	14
Fig. 2.6 - Valori massimi, minimi e medi della velocità di corrosione in calcestruzzo carbonatato al variare dell'umidità ambientale.	15
Fig. 2.7 - Profili di diffusione dei cloruri nel calcestruzzo, dopo 10 anni di esposizione con una concentrazione superficiale del 5%, per valori del coefficiente di diffusione apparente pari rispettivamente a 10^{-11} , 10^{-12} e 10^{-13} m ² /s.....	18
Fig. 2.8 - Tempo necessario per raggiungere con meccanismo diffusivo una concentrazione di cloruri dell'1% alle diverse profondità nel calcestruzzo (concentrazione superficiale supposta pari al 5%)......	18
Fig. 2.9 - Effetti della corrosione sulla capacità di resistenza residua (CEB-FIP, 2000)	20
Fig. 2.10 - Influenza della corrosione sulle modalità di collasso della trave.....	24
Fig. 2.11 - Influenza della corrosione sul grafico momento – curvatura.	24
Fig. 2.12 - Cause di corrosione su 10000 casi esaminati (Patterson, 1984).....	25
Fig. 3.1 - (a) Meccanismo di aderenza nelle barre lisce, (b) barre ad aderenza migliorata (Bamonte e Gambarova, 2007).	29

Fig. 3.2 - Tensione di aderenza – scorrimento (FIB Bulletin n. 10, 2000).....	30
Fig. 3.3 – (a) Rottura per pull-out – (b) Rottura per splitting.	32
Fig. 3.4 – Meccanismo di rottura per aderenza (a) $a/c > 0.15$ - (b) $a/c < 0.10$ (Rehm, 1968).....	33
Fig. 3.5 - (a) Pull-out Test - (b) Beam Test.....	34
Fig. 3.6 - Aderenza per carichi monotoni (CEB-FIP Model Code, 1990).	38
Fig. 3.7 – Relazione tensione di aderenza-scorrimento (CEB Model Code for Concrete Structures, 2010).	40
Fig. 3.8 – Relazione tensione di aderenza-scorrimento con rottura per pull-out o per splitting (CEB Model Code for Concrete Structures, 2010).	42
Fig. 4.1 - Tipologia di trave A.....	45
Fig. 4.2 - Tipologia di trave B.....	45
Fig. 4.3 - Tipologia di trave C.....	46
Fig. 4.4 - Prova brasiliana o di trazione indiretta.....	50
Fig. 4.5 - Banco di prova	54
Fig. 4.6 – Schema di carico e strumentazione di prova.....	55
Fig. 4.7 – Strumentazione di prova (LVDT).	55
Fig. 4.8 – Strumentazione di prova (deformometro millesimale).	56
Fig. 4.9 – Forze agenti durante le fasi di carico.....	58
Fig. 4.10 - Deformazioni diagonali nel reticolo (campione 1B).....	59
Fig. 4.11 - Deformazioni diagonali nel reticolo (campione 3B).....	60
Fig. 4.12 - Deformazioni diagonali nel reticolo (campione 5C).	60
Fig. 4.13 - Deformazioni diagonali nel reticolo (campione 6C).	61
Fig. 4.14 - Mappa delle fessure campione 2A.....	62
Fig. 4.15 - Mappa delle fessure campione 4A.....	62
Fig. 4.16 - Mappa delle fessure campione 1B.....	63
Fig. 4.17 - Mappa delle fessure campione 3B.....	63
Fig. 4.18 - Mappa delle fessure campione 5C.....	64
Fig. 4.19 - Mappa delle fessure campione 6C.....	64
Fig. 4.20 - Dettaglio campione 1B.....	68
Fig. 4.21 - Dettaglio campione 3B.....	68
Fig. 4.22 – Diagramma carico-spostamento campioni di trave tipologia A.	69
Fig. 4.23 – Diagramma carico-spostamento campioni di trave tipologia B.	70
Fig. 4.24 – Diagramma carico-spostamento campioni di trave tipologia C.	70

Fig. 4.25 – Diagramma carico-spostamento campioni di trave tipologia C corrispondente al primo step di carico (carico di prima fessurazione).....	71
Fig. 4.26 - Diagramma a barre con carichi di rottura per tipologie dei campioni di trave.	72
Fig. 5.1 – Meccanismi di resistenza a taglio.....	74
Fig. 5.2 - Inclinazione del puntone di calcestruzzo per il campione 1B.	81
Fig. 5.3 - Inclinazione del puntone di calcestruzzo per il campione 1B.	81
Fig. 5.4 – Modello a traliccio UNI EN 1992 - 1-1: 2005.	82
Fig. 5.5 – Relazione aderenza-scorrimento utilizzata.....	87
Fig. 5.6 – Schematizzazione del modello di analisi per travi con staffe aperte inferiormente.....	88
Fig. 5.7 – Metodo di analisi semplificato: confronto per barre di diversa lunghezza ...	89
Fig. 5.8 – Confronto metodo di analisi semplificato e evidenze sperimentali.	91
Fig. 5.8 - <i>Smeared crack model</i> (Diana - Midas FEA).	92
Fig. 5.9 - <i>Fixed crack model</i> (Diana - Midas FEA).	93
Fig. 5.10 – Immagine del modello FEM.....	94
Fig. 5.11: Confronto delle curve di legame del calcestruzzo in compressione nel caso confinato e nel caso non confinato.....	97
Fig. 5.12 – Curve per il legame a compressione disponibili in Diana -Midas FEA.....	98
Fig. 5.13 – Curve per il legame a trazione disponibili in Diana -Midas FEA.	99
Fig. 5.14 - Curve tensione-deformazione per il calcestruzzo: a) modello costante-lineare , b) modello Thorenfeldt -Hordijk.....	100
Fig. 5.15 - Curve tensione-deformazione per le barre d'armatura in acciaio: a) curva elasto-plastica , b) curva elasto-plastico con incrudimento lineare.....	101
Fig. 5.16 – Relazione aderenza-scorrimento CEB-FIP Model Code 1990 e FIB Model Code for Concrete Structures 2010.	102
Fig. 5.17 – Riduzione della relazione aderenza-scorrimento a causa della corrosione.	102
Fig. 5.18 – Relazione aderenza-scorrimento utilizzata nelle analisi FEM.	103
Fig. 5.19 – Analisi FEM: controllo in forze.....	104
Fig. 5.19 – Analisi FEM: controllo in spostamento.....	105
Fig. 5.20 – Diagramma carico-spostamento: confronto modello analitico (controllo in forze) e sperimentale.	105

Fig. 5.21 – Diagramma carico-spostamento: confronto modello analitico (controllo in spostamento) e sperimentale.	107
Fig. 5.22 – Diagramma carico-spostamento: confronto modello analitico (controllo in forze) e sperimentale, includendo nelle analisi il modello proposto da Vecchio e Collins. ..	109

LISTA DELLE TABELLE

Tab. 3.1 – Parametri per definire la relazione tensione di aderenza-scorrimento (CEB-FIP Model Code, 1990).....	39
Tab. 3.2 – Parametri per definire la relazione tensione di aderenza-scorrimento (FIB Model Code for Concrete Structures, 2010).....	41
Tab. 4.1 – Caratteristiche fondamentali dei campioni di trave realizzati.....	46
Tab. 4.2 – Caratteristiche geometriche dei campioni di trave disponibili in letteratura.	47
Tab. 4.3 – Risultati della prova sclerometrica.	48
Tab. 4.4 – Risultati della prova ultrasonica.	49
Tab. 4.5 – Risultati delle prove distruttive.....	49
Tab. 4.6 – Risultati della prova di trazione indiretta.	50
Tab. 4.7 – Dati caratteristici del campione di barra $\phi 20$	51
Tab. 4.8 – Tensione di snervamento e tensione di carico di rottura del campione di barra $\phi 20$	51
Tab. 4.9 – Dati caratteristici del campione di barra $\phi 8$	52
Tab. 4.10 – Tensione di snervamento e tensione di carico di rottura del campione di barra $\phi 8$	52
Tab. 4.11 – Dati caratteristici del campione di barra $\phi 6$	52

Tab. 4.12 – Tensione di snervamento e tensione di carico di rottura del campione di barra $\phi 6$	53
Tab. 4.13 – Risultanze delle prove di trazione eseguite su campioni di barra $\phi 20$, $\phi 8$, e $\phi 6$	53
Tab. 4.14 – Livelli di carico per le fessure.	65
Tab. 4.15 – Risultati a rottura dei campioni di trave.	69
Tab. 4.16 – Risultati a rottura dei campioni per tipologia di trave.	71
Tab. 5.1 – Risultati verifica a taglio trave tipologia A.	78
Tab. 5.2 – Risultati verifica a taglio trave tipologia B.	79
Tab. 5.3 - Confronto del carico di rottura ottenuto dai test sperimentali e dai codici nazionali (NTC 2008), europei (UNI EN 1992 - 1-1: 2005), ed internazionali (ACI 318 -2011).	85
Tab. 5.4 – Relazione tra le dimensioni del massimo aggregato d_{max} e G_{F0} (CEB-FIP Model Code 1990).....	95
Tab. 5.5 – Dati utilizzati nell’analisi FEM per le barre d’armatura $\phi 20$, $\phi 8$, e $\phi 6$	100
Tab. 5.6 – Parametri dei materiali utilizzati nelle analisi FEM.	104

NOMENCLATURE

A_{sl} Area dell'armatura longitudinale

A_{sw} Area dell'armatura trasversale

V_c Forza di taglio della zona di compressione del calcestruzzo

V_d Azione spinotto

V_a Azione dell'ingranamento degli inerti

V_{Rd} Capacità di resistenza a taglio

V_{Rcd} Resistenza di calcolo a "taglio compressione"

V_{Rsd} Resistenza di calcolo a "taglio trazione"

V_n Capacità di resistenza nominale a taglio

V_c Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo

V_s Resistenza a taglio offerta dall'armatura trasversale

d Altezza utile della sezione

b_w Larghezza minima della sezione

s Passo delle barre di armatura trasversali

ϕ Diametro delle barre
 α Angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
 θ Angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave
 ρ_l Rapporto geometrico di armatura longitudinale corrispondente a A_{sl}
 σ_{cp} Tensione media di compressione nella sezione
 σ_y Tensione di snervamento dell'armatura in acciaio
 σ_u Tensione ultima dell'armatura in acciaio
 τ Tensione di aderenza
 s Scorrimento
 f_{ck} Resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo
 f_{cm} Resistenza a compressione media del calcestruzzo
 f'_{cd} Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima
 f_{ct} Resistenza a trazione del calcestruzzo
 f_y Tensione di snervamento dell'armatura in acciaio
 f_u Tensione ultima dell'armatura in acciaio
 ϵ_{yd} Deformazione allo snervamento dell'armatura in acciaio
 ϵ_u Deformazione ultima dell'armatura in acciaio
 P_{max} Carico di rottura
 E_{cm} Modulo elastico del calcestruzzo
 E_s Modulo di Young dell'acciaio
 G_F Energia di frattura
 d_{max} Dimensioni del massimo aggregato

1

INTRODUZIONE

Oggetto della presente ricerca è lo studio del comportamento di strutture esistenti danneggiate da corrosione.

I drammatici eventi sismici verificatisi recentemente hanno chiaramente mostrato l'elevata vulnerabilità del patrimonio edilizio esistente in cemento armato. In Italia una quota consistente degli edifici in cemento armato, non essendo concepita con criteri antisismici, presenta caratteristiche costruttive condizionanti in termini di vulnerabilità; l'inadeguato livello di sicurezza offerto dalle strutture nei confronti delle azioni sismiche rappresenta la causa principale di danni e di perdite di vite umane.

L'evoluzione scientifica che si è avuta negli ultimi anni, con la conseguente evoluzione normativa, ha sicuramente permesso di progettare strutture in grado di soddisfare gli stati limite richiesti, ma la quasi totalità delle costruzioni esistenti in Italia è stata edificata in un periodo in cui da un lato la conoscenza delle strutture e delle azioni era limitata e dall'altro le normative non risultavano sufficientemente adeguate dal punto di vista tecnico. E' evidente che l'abbattimento e la ricostruzione di edifici esistenti progettati e realizzati in maniera non conforme a quanto richiesto dalle attuali prescrizioni nella maggior parte dei casi non è una strategia perseguibile a causa di fattori di tipo sia sociale che economico. Di qui la necessità di intensificare gli studi mirati alla corretta valutazione e quantificazione della capacità degli edifici esistenti per poter in fase successiva valutare efficaci tecniche di rinforzo strutturale di tipo locale e/o globale.

Nei metodi forniti, tuttavia, la prestazione dell'edificio è generalmente valutata "a nuovo" ovvero lo stesso privo di qualsivoglia danno pregresso. Nella realtà una struttura non sempre mantiene inalterate le caratteristiche meccaniche e funzionali originarie durante l'intera vita.

Una delle problematiche più diffuse, legate alla durabilità delle strutture esistenti in cemento armato, è quella legata alla corrosione delle armature. L'attacco della corrosione infatti riduce le caratteristiche geometriche e meccaniche delle armature colpite, e induce l'espulsione del calcestruzzo, influenzando talora pesantemente anche il meccanismo dell'aderenza acciaio-calcestruzzo. In sostanza la prestazione strutturale in condizione di servizio ed allo stato limite ultimo può risultare fortemente ridotta, quest'ultima anche per via della sostanziale riduzione della duttilità. Questi aspetti evidenziano la necessità di studiare un metodo per la valutazione del danno strutturale indotto dalla corrosione per fornire una stima della capacità di resistenza residua ed in ultima analisi per stabilire il livello di sicurezza delle strutture corrose.

A tal proposito sono state esaminate alcune esperienze sperimentali in letteratura, riguardanti gli effetti della corrosione sulle strutture in cemento armato, ed uno degli aspetti fondamentali emerso è la variazione del meccanismo di rottura. In particolare, travi progettate per rottura a flessione, una volta sottoposte a corrosione, hanno mostrato una rottura a taglio per via della corrosione delle staffe. Infatti la corrosione delle armature, causa principale di degrado, spesso interessa maggiormente o pressoché esclusivamente l'armatura trasversale, in particolare le staffe, per la loro maggior esposizione (minor ricoprimento di calcestruzzo) e per il ridotto diametro iniziale se confrontato con quello delle armature longitudinali. La perdita di resistenza delle staffe, peraltro più che proporzionale alla perdita di sezione, può alterare le resistenze strutturali variando appunto in certi casi il meccanismo di collasso atteso con conseguente perdita di duttilità. Mentre il problema flessionale è stato ampiamente studiato, le problematiche relative al taglio sono rimaste ancora aperte.

In questo ambito si colloca la presente ricerca che si pone l'obiettivo di indagare il comportamento delle strutture in cemento armato danneggiate dalla corrosione delle staffe. Scopo della ricerca è quindi valutare la capacità di resistenza residua delle strutture in cemento armato affette da corrosione delle armature trasversali, costruendo un modello teorico validato da risultati sperimentali.

1.1 Obiettivo della tesi

Lo studio affrontato nella presente tesi si colloca nell'ambito della ricerca sul comportamento di strutture esistenti di cemento armato ordinario interessate da degrado per corrosione delle armature trasversali. Attualmente, ogni previsione di comportamento globale dei fabbricati viene troppo spesso condotto mediante modelli riferiti alla struttura integra ovvero risulta difficile dosare il danneggiamento al fine della valutazione della riduzione della risposta a livello di elemento.

La tesi esamina il problema della perdita di resistenza a taglio per corrosione del ramo inferiore della staffa, problema questo la cui trattazione non è stata riscontrata in letteratura. L'obiettivo della tesi quindi è quello di fornire un contributo alla valutazione della perdita di resistenza a taglio di travi con staffe parzialmente corrose.

A tale proposito è stata condotta un'attività sperimentale finalizzata ad indagare il comportamento e gli aspetti prestazionali di travi in cemento armato affette da corrosione delle staffe. Nello specifico sono state svolte prove di tipo statico su sei campioni di trave, per le quali l'effetto scala non potesse alterare le risultanze, con lo scopo di valutare la capacità di resistenza residua delle stesse. Tutte le travi hanno identica geometria, miscela cementizia e armatura longitudinale, e differiscono solo per l'armatura trasversale. Queste sono state progettate per ottenere sempre una rottura a taglio, e si articolano secondo diverse tipologie a seconda del differente schema di staffatura presente. Una tipologia nella zona dove è attesa la rottura a taglio non presenta staffatura. Un'altra ha armature trasversali con diametro minore e passo delle staffe maggiore rispetto alla restante parte della trave. Infine, per indagare il caso di staffe pesantemente affette da corrosione, una di queste tipologie di trave è stata progettata con staffe conformate ad "U rovescia", cioè senza ramo inferiore all'intradosso della trave, al fine di simulare un attacco corrosivo distruttivo delle staffe all'intradosso, evenienza questa ricorrente nel caso di strutture pesantemente corrose. È stata operata tale scelta poiché indicazioni di letteratura hanno evidenziato la difficoltà di procedere in maniera efficace con una effettiva corrosione selettiva e localizzata.

Al fine di interpretare i meccanismi resistenti a taglio delle differenti tipologie di travi in cemento armato, sono state valutate le modalità di trasmissione degli sforzi tra armatura trasversale e matrice di calcestruzzo. È stato elaborato un modello di analisi per ogni tipologia di trave in cemento armato che valuta la capacità resistente a taglio secondo i differenti schemi di armatura trasversale, sulla base di metodi forniti per la stima del taglio resistente. È stato inoltre creato un semplice modello per tenere in conto la possibile rottura per sfilamento delle staffe aperte (senza ramo inferiore all'intradosso della trave) ed è stato

elaborato un modello ad elementi finiti (FEM) che simula il comportamento dei campioni di trave in cemento armato con attacco corrosivo distruttivo del ramo inferiore delle staffe. Tutte le analisi sono eseguite senza ovviamente tener conto dei coefficienti di sicurezza.

1.2 Organizzazione della tesi

Il presente capitolo (capitolo 1) contiene l'introduzione della tesi con gli obiettivi del lavoro di ricerca ed il layout della tesi.

Il capitolo 2 presenta un'introduzione generale al fenomeno della corrosione con uno studio dello stato dell'arte sulle conseguenze fondamentali che la corrosione ha sulle strutture in cemento armato.

Il capitolo 3 presenta il problema dell'aderenza tra barre d'armatura e calcestruzzo, fortemente influenzato dalla corrosione delle barre. Si è focalizzata l'attenzione sul comportamento dell'aderenza acciaio-calcestruzzo da un punto di vista generale, sulle modalità di rottura per aderenza, sulla misurazione della resistenza di aderenza, e sui fattori che la influenzano, tra cui la corrosione, che modifica il meccanismo di aderenza all'interfaccia acciaio-calcestruzzo.

Il capitolo 4 contiene l'attività sperimentale svolta, con riferimento alle scelte progettuali operate per stabilire la configurazione dei campioni di trave in cemento armato, al setup di prova, alla campagna sperimentale per la caratterizzazione dei materiali acciaio e calcestruzzo, ed ai risultati ottenuti dai test effettuati sui campioni di trave.

Nel capitolo 5 vengono trattati i meccanismi base di trasferimento del taglio tra armatura trasversale e calcestruzzo ed è presente una valutazione sui metodi forniti nei codici nazionali (NTC 2008), europei (UNI EN 1992 - 1-1: 2005), ed internazionali (ACI 318 - 2011) per la stima del taglio resistente in assenza o in presenza di armatura trasversale. È stato elaborato un semplice modello creato ad hoc per tenere in conto la possibile rottura per sfilamento delle staffe aperte. Contiene inoltre lo sviluppo di un modello ad elementi finiti (FEM) per i campioni di trave con attacco corrosivo distruttivo del ramo inferiore delle staffe. Il comportamento dei materiali acciaio e calcestruzzo, e lo studio del legame di aderenza dell'interfaccia acciaio-calcestruzzo si basano sui modelli del codice CEB-FIP 1990 e sui modelli del codice FIB 2010. È stato realizzato un modello 2D di trave in cui il blocco di calcestruzzo è stato modellato come *plate*, con comportamento non lineare secondo l'approccio *smeared crack model*. Le barre d'armatura longitudinali superiori ed inferiori e le staffe non interessate da rottura a taglio sono state modellate come *embedded reinforcement*, assumendo così una perfetta aderenza tra l'armatura ed il calcestruzzo circostante. Le staffe

con attacco corrosivo distruttivo del ramo inferiore, interessate da rottura a taglio, sono state modellate con elementi *truss*, includendo negli elementi di interfaccia un opportuno modello legame di aderenza. Il capitolo 5 presenta anche la comparazione tra modello sperimentale e numerico.

Il capitolo 6 raccoglie le conclusioni della ricerca con osservazioni sui possibili sviluppi futuri del lavoro.

2

EFFETTI DELLA CORROSIONE SULLE BARRE D'ARMATURA

In questo capitolo sono riportate informazioni base sul problema della corrosione con il dettaglio sulle principali conseguenze strutturali delle strutture in cemento armato affette da corrosione delle armature, con particolare riferimento alla valutazione della perdita di aderenza, alla valutazione della perdita di duttilità, ed alla valutazione della capacità di resistenza strutturale residua.

2.1 Durabilità delle strutture in cemento armato

L'idea di durabilità, come presa di coscienza dei spesso frequenti fenomeni di degrado di una struttura in cemento armato, si è palesata in un periodo relativamente recente. Il progredire dei metodi dell'analisi strutturale, con la realizzazione di opere sempre più snelle ed una costante ricerca di leggerezza strutturale, unitamente all'uso più diffuso di tecniche di prefabbricazione, ha comportato il frequente impiego di spessori sottili e dimensioni ridotte senza però avere un'adeguata cura nello studio dei dettagli costruttivi. A tutto ciò si è aggiunta una scarsa manutenzione per cui anche costruzioni concepite con un corretto impianto strutturale si sono degradate in tempi brevi. Si è così presa coscienza del problema

del degrado delle strutture ed è stata posta una maggiore attenzione a livello professionale ed un maggiore senso di responsabilità dei vari operatori nei riguardi di una rispondenza temporale dell'opera alla sua concezione originaria.

La normativa italiana ha definito nel DM 14 gennaio 2008 la durabilità come la *“conservazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali e delle strutture, proprietà essenziale affinché i livelli di sicurezza vengano mantenuti durante tutta la vita dell'opera, deve essere garantita attraverso una opportuna scelta dei materiali e un opportuno dimensionamento delle strutture, comprese le eventuali misure di protezione e manutenzione”*. Le norme tecniche per le costruzioni italiane hanno recepito il concetto di durabilità sulle costruzioni in cemento armato dalla normativa europea come l'esigenza di trasferire all'opera i livelli di sicurezza, definiti in fase di progetto, per un tempo stabilito pari alla vita utile di progetto. Questa definizione è legata ai parametri e alle condizioni ambientali e fisiche che la influenzano. In una definizione data dal comitato FIP/CEB la durabilità viene espressa come *“l'attitudine di un'opera a sopportare attacchi di agenti aggressivi di diversa natura mantenendo inalterate le caratteristiche meccaniche e funzionali originarie”*.

Alla definizione di durabilità si accompagna quella di vita di servizio, intesa come *il periodo, successivo alla costruzione dell'opera, durante il quale tutte le proprietà mantengono valori accettabili nelle condizioni ordinarie di servizio*, in modo da soddisfare esigenze progettuali per un prefissato periodo di tempo. La relazione fra durabilità e vita di servizio è stata definita durante il workshop CEB RILEM tenutosi nel 1986 a Bologna sulla durabilità delle costruzioni in cemento armato, identificando la vita di servizio dal punto di vista tecnico, economico e funzionale, come segue:

- vita di servizio tecnica - *Technical Service Life (TSL)*: periodo di tempo oltre il quale viene raggiunta una condizione di servizio inaccettabile. Questo aspetto, nell'ambito dell'approccio agli stati limite, è legato al concetto di sicurezza come stato limite ultimo ed al concetto di esercizio come stato limite di servizio;
- vita di servizio funzionale - *Functional Service Life (FSL)*: periodo di tempo oltre il quale la struttura diventa obsoleta dal punto di vista funzionale. La durata funzionale dipende da eventuali modifiche nel tempo rispetto alle esigenze operative previste in sede di progetto;
- vita di servizio economica - *Economical Service Life (ESL)*: periodo di tempo oltre il quale una sostituzione totale della struttura è economicamente più vantaggiosa rispetto al suo mantenimento in servizio attraverso opere di manutenzione.

Pertanto *il progettare per la durabilità* si deve tradurre in una durata tecnica dell'opera almeno uguale o maggiore al periodo di tempo oltre il quale viene meno il mantenimento di un livello minimo di prestazione riferito alla sicurezza ed a caratteristiche di tipo funzionali, economiche ed estetiche.

Le indicazioni normative al momento si limitano all'esposizione di principi di carattere generale. Occorre invece che la durabilità venga considerata come presupposto fondamentale nelle fasi di pianificazione, progetto, esecuzione, e periodo d'uso dell'opera. Diviene necessaria l'attivazione di idonee procedure per la garanzia di durabilità di un'opera, con riferimento ai seguenti aspetti:

- il progetto, al fine di ridurre errori in sede di progettazione della tipologia costruttiva;
- l'esecuzione, al fine di individuare e correggere errori in sede di costruzione;
- la manutenzione, come controllo che i livelli di sicurezza rimangano inalterati nel tempo.

Le conseguenze di un mancato controllo possono comportare evidenti ammaloramenti che riducono la prestazione strutturale e rendono le opere in termini di vulnerabilità pesantemente influenzate. Nelle strutture in cemento armato la problematica più diffusa e condizionante di deterioramento è la corrosione delle barre d'armatura.

2.2 La corrosione

Il termine corrosione indica il complesso delle reazioni elettrochimiche che alterano la superficie di un materiale metallico a contatto con l'ambiente esterno.

In condizioni normali il calcestruzzo, per la sua elevata alcalinità ($\text{pH}=13-14$), è l'ambiente ideale per proteggere le barre d'acciaio. In soluzioni alcaline, con $\text{pH}>11.5$ (considerata come soglia di sicurezza) e in assenza di cloruri, la barra d'acciaio si ricopre di un sottilissimo film di ossido che lo protegge. In queste condizioni, dette di passività, non può avvenire corrosione. Il processo di corrosione nelle strutture in cemento armato è dovuto all'ossidazione dell'acciaio, e può accadere per differenti motivi: o a causa di un attacco di cloruri, o, indipendentemente dalla presenza di cloruri, quando il $\text{pH}<9$ perché si innesca la carbonatazione che fa sì che la protezione alcalina sia assente e lo strato passivante venga distrutto.

In assenza di cloruri e di carbonatazione, nel cemento armato avvengono due reazioni chimiche. La reazione anodica, che è la dissoluzione dell'acciaio, provoca l'ossidazione della barra d'armatura ed il rilascio di elettroni Fe^{2+} . La reazione catodica utilizza l'ossigeno che si

diffonde dall'acciaio nel calcestruzzo attraverso i pori e le fessure dello stesso per produrre ioni OH^- . I prodotti delle reazioni anodiche e catodiche reagiscono per formare una pellicola stabile, e questo film oltre ad essere stabile è passivo e aiuta a prevenire la corrosione.

Reazione anodica (ambiente acido)

Anodo: $2\text{Fe} = 2\text{Fe}^{2+} + 4e^-$ (ossidazione del ferro e rilascio di elettroni)

Reazione catodica (ambiente basico)

Catodo: $\text{O}_2 + 2\text{H}_2\text{O} + 4e^- = 4\text{OH}^-$ (consumo di elettroni e riduzione della quantità di ossigeno in contatto con le barre)

In presenza di cloruri e di carbonatazione, la corrosione dell'acciaio nel calcestruzzo inizia. Lo strato passivo dell'acciaio è rotto, gli ioni cloruro ed i carbonati sono introdotti nel cemento armato e tendono ad attaccare il film passivo esistente promuovendo in tal modo il processo di corrosione. Se la corrosione è causata da un attacco di cloruri o dalla carbonatazione, la reazione chimica rimane la stessa, ma gli ioni cloruro hanno la stessa carica del OH^- e concorrono con esso a formare film per lo più non passivi con Fe^{2+} , che peggiorano ulteriormente il processo di corrosione. Le reazioni anodiche e catodiche sono i primi passi che portano al processo di formazione di ruggine Fe_2O_3 . Quando il volume di ruggine è completamente formato, questo può indurre un'espansione volumetrica nell'interfaccia acciaio/calcestruzzo dovuta alla corrosione, da 3 a 5 volte il volume iniziale della barra, che può causare nel calcestruzzo fessurazione, spalling, e possibili distacchi del copriferro.

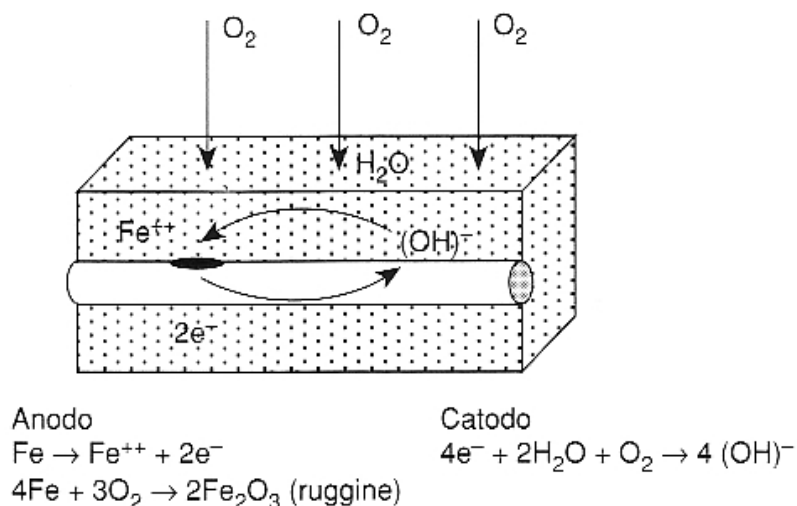


Fig. 2.1 - Processi catodici e anodici sulla superficie della barra d'acciaio.

Nella reazione elettrochimica che induce la corrosione delle barre d'armatura è sempre possibile individuare quattro processi parziali:

- processo anodico, in cui c'è ossidazione dell'acciaio con formazione di prodotti di corrosione e liberazione di elettroni;
- trasporto di elettroni all'interno dell'acciaio dalla zona anodica a quella catodica;
- processo catodico, in cui c'è riduzione di ossigeno o idrogeno che consuma gli elettroni liberati all'anodo;
- trasporto di ioni all'interno dell'elettrolita.

I quattro processi debbono necessariamente avere la stessa velocità, perché il numero di elettroni liberati nell'unità di tempo dalla reazione anodica, cioè la corrente scambiata alla superficie della barra, deve eguagliare quello degli elettroni consumati al catodo.

Il processo di corrosione nelle strutture in cemento armato può essere semplificato da un modello introdotto da Tuutti nel 1982 in cui divide la vita di servizio di strutture in cemento armato (come mostrato in Fig. 2.2) in due fasi nettamente distinte:

- una fase di innesco della corrosione, in cui si producono i fenomeni che portano alla perdita delle condizioni di passività cioè alla distruzione locale o generalizzata del film protettivo,
- una fase di propagazione della corrosione, cioè quella dell'attacco che può essere più o meno veloce e si ha a partire dal momento in cui il film protettivo viene distrutto.

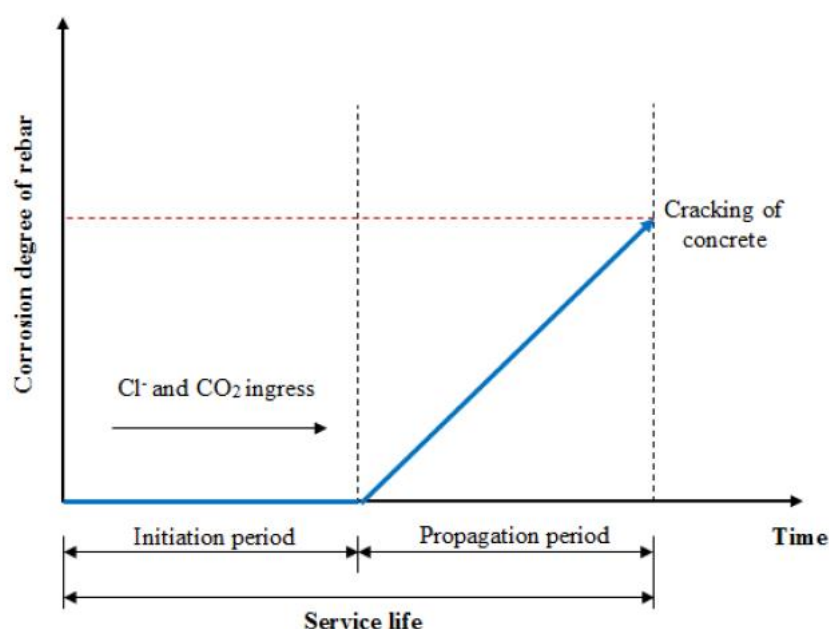


Fig. 2.2 - Schema generale del processo di corrosione (Tuutti, 1982).

Il fenomeno è governato dal potenziale e dal pH dell'ambiente in cui è posta l'armatura, e di conseguenza si sottolinea l'importanza della carbonatazione e della penetrazione dei cloruri che influenzano sia il pH del cemento che il suo potenziale.

Volendo riassumere i parametri che influenzano la corrosione si possono suddividere in parametri di innesco e parametri di propagazione. Come mostrato in Fig. 2.3 sul tempo di innesco agiscono cloruri e carbonatazione, sul tempo di propagazione agiscono disponibilità di O_2 , temperatura, e conducibilità elettrica del calcestruzzo (reciproco della resistività).

Per quanto riguarda l'umidità relativa, questa una volta superato il valore minimo che permette il compiersi del processo elettrochimico di corrosione, influenza la propagazione fino a un certo valore aumentando la conducibilità elettrica. Oltre tale soglia avviene una saturazione progressiva dei pori che rallentano l'afflusso di O_2 verso l'interno del calcestruzzo con conseguente diminuzione del pericolo di corrosione dell'armatura.

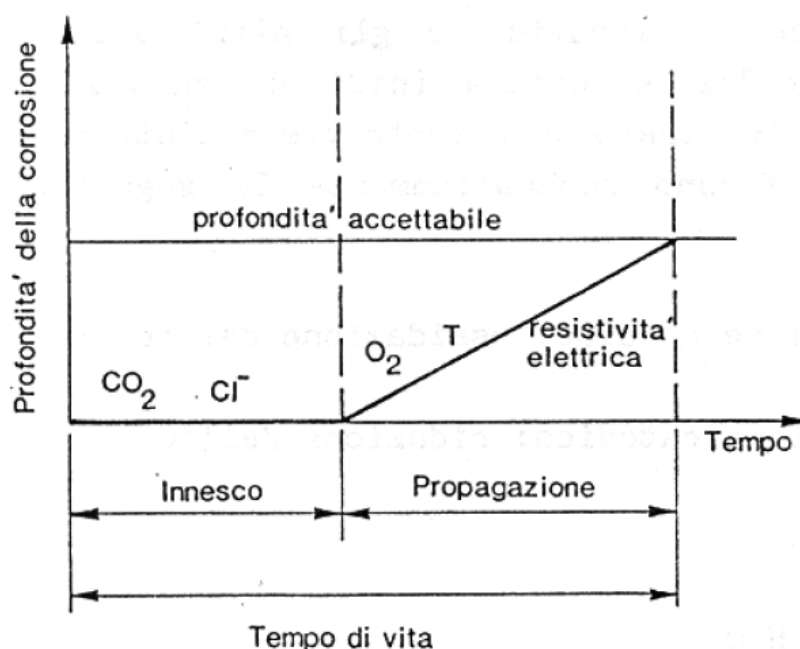


Fig. 2.3 - Andamento schematico del processo di corrosione

I parametri di innesco e di propagazione influenzano il tempo di vita del calcestruzzo, ovvero il tempo oltre il quale è necessario intervenire a salvaguardia dell'integrità della struttura, ed è inteso come somma del tempo di innesco e tempo di propagazione.

Nel tempo il calcestruzzo può perdere le caratteristiche protettive per tre motivi:

- Carbonatazione, poiché l'alcalinità del calcestruzzo può progressivamente essere neutralizzata dall'anidride carbonica proveniente dall'ambiente esterno e quando il $pH < 9$ inizia la carbonatazione e si distrugge il film passivo.

- Cloruri, poiché nel calcestruzzo possono penetrare questi ioni fino a raggiungere le armature e se si supera un tenore critico di cloruri (indicativamente dell'ordine di 0,4-1% del contenuto in peso di cemento) può rompersi il film protettivo.
- Correnti disperse, poiché nel caso di strutture interessate da campi elettrici che interferiscono con le armature il film protettivo può venir distrutto nelle zone in cui la corrente esce dalle armature per entrare nel calcestruzzo.

A seconda della tipologia di fenomeno che induce la corrosione si ha una corrosione uniforme o localizzata. La corrosione da carbonatazione risulta uniforme su tutta la superficie dell'armatura. I cloruri in generale producono una corrosione localizzata (pitting), con attacchi penetranti che si configurano come crateri (pit) circondati da zone non corrose; solo nel caso di elevati tenori di cloruri, soprattutto al diminuire del pH, il film può essere distrutto su ampie zone per cui la corrosione appare di tipo generalizzato. Con il fenomeno delle correnti disperse la corrosione è localizzata, in quanto si concentra laddove le correnti lasciano le armature.

Nel seguito si analizzano nello specifico la carbonatazione e l'attacco da cloruri, che sono i due fenomeni corrosivi che avvengono più frequentemente nelle strutture in cemento armato.

2.2.1 Carbonatazione

L'anidride carbonica CO_2 sempre presente nell'atmosfera, in tenori variabili da 0,04% in ambiente rurale a 0,2% in ambiente cittadino, quando viene a contatto con il calcestruzzo tende a neutralizzarne i suoi componenti alcalini.

La carbonatazione non provoca alcun danno al calcestruzzo, mentre produce importanti conseguenze nei confronti delle armature. Infatti il pH presente nei pori del calcestruzzo si riduce dai valori iniziali, in genere compresi tra 13 e 14, a valori vicini alla neutralità che sono valori di pH ben al di sotto di 11,5, considerato come il minimo valore necessario per assicurare, in assenza di cloruri, le condizioni di passività.

La reazione di carbonatazione procede dalla superficie esterna del calcestruzzo fino ad interessare gli strati più interni. La determinazione sperimentale dello spessore carbonatato si effettua in maniera semplice spruzzando su una superficie di rottura del calcestruzzo una soluzione alcoolica di fenolftaleina. Le zone a pH superiore a 9 assumono la colorazione rosa tipica della fenolftaleina in ambiente basico, mentre quelle carbonatate non si colorano.

L'andamento della penetrazione della carbonatazione nel tempo segue una legge del tipo:

$$s = K \cdot t^{1/n}$$

dove: s è lo spessore dello strato carbonatato e t il tempo.

La velocità di penetrazione, $ds/dt = (K/n) \cdot t^{(1-n)/n}$, tende quindi a diminuire nel tempo.

In calcestruzzi porosi l'esponente n vale circa 2 e quindi si ottiene un andamento parabolico: $s = K \cdot \sqrt{t}$. In calcestruzzi compatti, la diminuzione nel tempo della velocità di carbonatazione è più marcata, per cui $n > 2$. In calcestruzzi molto impervi la velocità tende praticamente ad annullarsi nel tempo.

Il coefficiente K , che esprime la velocità con cui avanza la carbonatazione, dipende sia da fattori ambientali (umidità, temperatura, contenuto di anidride carbonica) sia da fattori legati al calcestruzzo stesso (alcalinità, porosità).

Il fattore da cui è maggiormente dipendente la velocità di penetrazione di carbonatazione del calcestruzzo è il tenore di umidità del calcestruzzo. Il trasporto dell'anidride carbonica all'interno del materiale è veloce in fase gassosa, cioè attraverso i pori riempiti di aria, e molto più lento nei pori riempiti di acqua (velocità in aria / velocità in acqua = 10^4), per cui la velocità di diffusione diminuisce al crescere dell'umidità relativa (più marcatamente al di sopra dell'80%) fino ad annullarsi nel calcestruzzo saturo. Inoltre la carbonatazione avviene soltanto in presenza di acqua, quindi non si verifica per tenori di umidità inferiori al 40%. Pertanto l'intervallo di umidità relativa pericoloso per la carbonatazione è compreso tra 50 e 80%, e la velocità di carbonatazione in funzione dell'umidità segue un andamento simile a quello rappresentato nel diagramma.

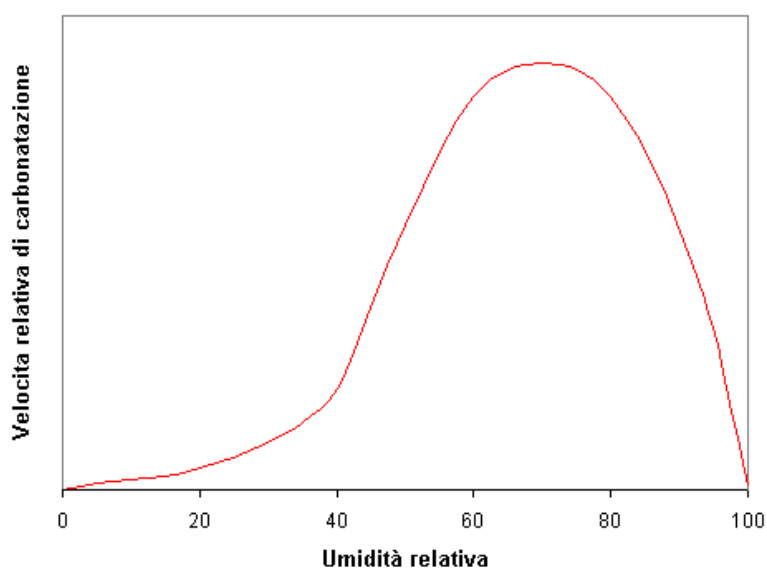


Fig. 2.4 - Relazione umidità – velocità di carbonatazione.

Inoltre altro parametro da considerare è l'aumento della temperatura che, a parità di altre condizioni ed in particolare dell'umidità, fa crescere la velocità di penetrazione.

Anche la porosità del calcestruzzo influenza notevolmente la velocità di penetrazione della carbonatazione. La diminuzione del rapporto acqua/cemento, determinando una diminuzione della porosità della pasta cementizia, consente di rallentare la penetrazione della carbonatazione, pertanto il calcestruzzo deve essere adeguatamente stagionato.

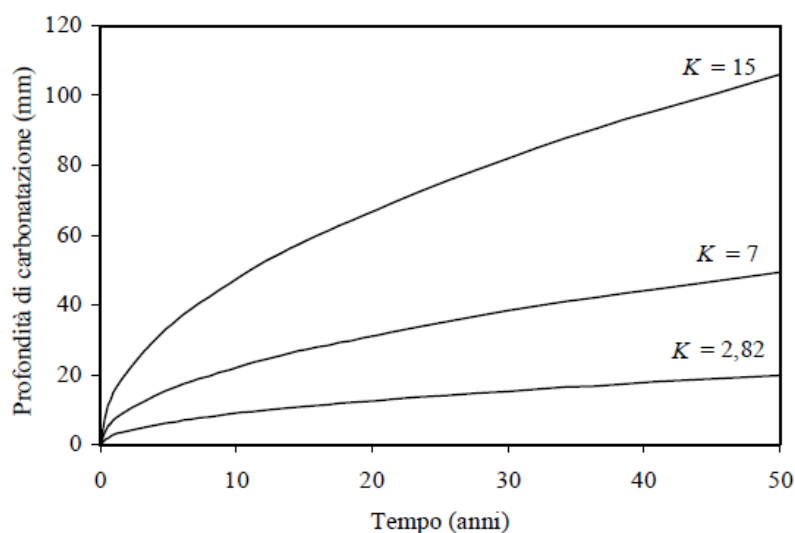


Fig. 2.5 - Profondità del fronte carbonatato ($s = K \cdot \sqrt{t}$) in funzione del tempo e di K.

Dalla Fig. 2.5 si può osservare che il fronte carbonatato risulta inferiore a 20 mm, che per molte strutture è lo spessore minimo di copriferro, dopo 50 anni solo se K è inferiore a 2,82. Questo significa che solo con calcestruzzi molto compatti 20 mm di copriferro portano a un periodo di innesco superiore a 50 anni.

Una volta che il fronte carbonatato ha raggiunto le armature, depassivandole, la corrosione può aver luogo se sono presenti acqua e ossigeno. Se si escludono solo le condizioni di completa e permanente saturazione del calcestruzzo, l'ossigeno è in grado di raggiungere la superficie delle armature in quantità sufficienti per permettere lo svolgimento del processo corrosivo. In realtà la velocità di corrosione è determinata principalmente dalla resistività del calcestruzzo, che è influenzata prevalentemente dal contenuto d'acqua nel calcestruzzo, mentre hanno un ruolo secondario le caratteristiche del calcestruzzo (tipo di cemento, rapporto acqua/cemento, maturazione, etc) che sono invece importanti nel determinare la velocità di penetrazione della carbonatazione cioè il tempo di innesco.

Con calcestruzzi di buona qualità, la velocità di corrosione risulta trascurabile per umidità relative minori di 80%. Infatti spesso si introduce il fattore tempo di bagnato, cioè la

frazione di tempo in cui l'umidità relativa risulta superiore al 80%, per esprimere la penetrazione dell'attacco nel tempo t . Si suppone cioè che la corrosione propaghi solo durante il tempo di bagnato. Si è osservato che la velocità di corrosione tende a diminuire nel tempo, infatti i prodotti di corrosione, non in grado di passivare le armature, interferiscono con il processo corrosivo riducendone la velocità.

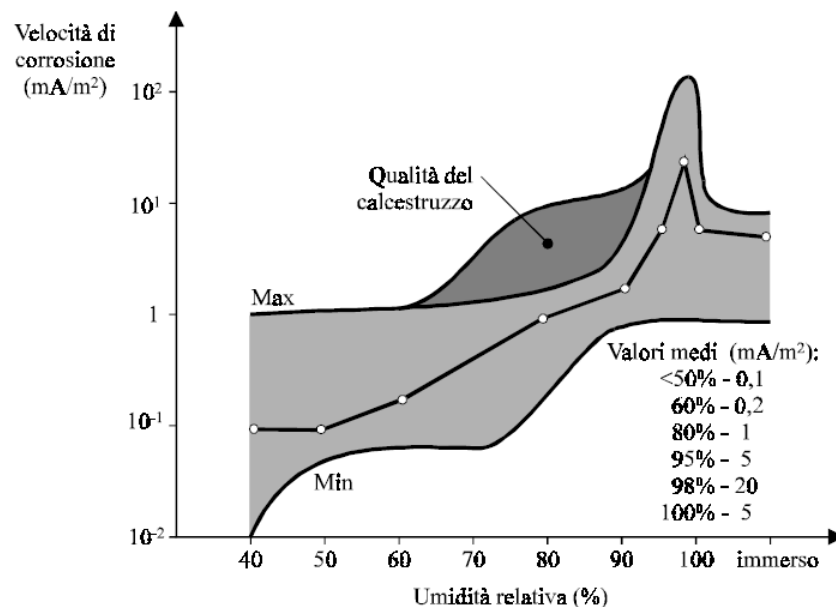


Fig. 2.6 - Valori massimi, minimi e medi della velocità di corrosione in calcestruzzo carbonatato al variare dell'umidità ambientale.

Dalla Fig. 2.6 si può osservare che le velocità massime di corrosione (100-200 $\mu\text{m}/\text{anno}$) si raggiungono solo in vicinanza delle condizioni di saturazione, mentre i valori massimi tipici per molte delle condizioni ambientali riscontrabili con l'esposizione agli agenti atmosferici è compresa tra 5 e 50 $\mu\text{m}/\text{anno}$. I valori medi sono pressappoco un ordine di grandezza inferiore. Pertanto risulta evidente che la velocità di corrosione da carbonatazione è da ritenersi trascurabile, se non in condizioni di elevata umidità o in presenza di condense sulla superficie del calcestruzzo di durata e frequenza tali da far variare il tenore d'acqua a livello delle armature.

Siccome nelle condizioni in cui la velocità di carbonatazione è massima (UR 50-80%), la velocità di penetrazione della corrosione è modesta e viceversa, le situazioni peggiori sono quelle caratterizzate da alternanza di condizioni di umidità bassa con altre ad alta umidità, come succede nel caso di calcestruzzo esposto alla pioggia.

2.2.2 Attacco da cloruri

La presenza di cloruri nel calcestruzzo può essere dovuta all'impiego di materie prime (acqua, aggregati, additivi) nonostante le normative attuali per il progetto delle strutture in calcestruzzo armato vietano l'uso di materie prime che ne contengono una significativa concentrazione, oppure possono penetrare dall'ambiente esterno (ambiente marino, sali antigelo).

La corrosione può insorgere solo quando la concentrazione dei cloruri raggiunge un valore sufficientemente elevato nel calcestruzzo a contatto con le armature. La quantità di cloruri necessaria a danneggiare il film protettivo delle armature dipende dal potenziale delle armature, che è legato alla quantità di ossigeno che raggiunge la loro superficie. Di conseguenza, quando il calcestruzzo è esposto all'atmosfera l'attacco corrosivo può aver luogo per un contenuto di cloruri relativamente modesto e l'ossigeno può raggiungere facilmente le armature; mentre quando il calcestruzzo è immerso in mare o comunque l'apporto di ossigeno risulta ostacolato con un potenziale delle armature quindi basso è necessario un tenore molto più elevato.

L'innescò della corrosione ha luogo quando la quantità di cloruri nella soluzione dei pori del calcestruzzo è tale da portare a valore critico del rapporto $[Cl^-]/[OH^-]$. Noto il pH del calcestruzzo, quindi la concentrazione degli ioni OH^- , è possibile determinare il contenuto critico di cloruri, che solitamente viene espresso in percentuale rispetto alla massa di cemento nel calcestruzzo. Con calcestruzzi non carbonatati c'è il rischio di corrosione per un contenuto critico di cloruri superiore a 0,4-1% in massa rispetto al contenuto di cemento.

Nella maggior parte dei casi i cloruri provengono dall'esterno e la corrosione inizia quando il loro tenore raggiunge il valore critico alla superficie delle armature. Il tempo di innescò della corrosione dipende dal tenore di cloruri sulla superficie esterna del calcestruzzo, dalle caratteristiche della matrice cementizia, dallo spessore di copriferro e dal contenuto critico di cloruri.

Per descrivere la penetrazione nel tempo dei cloruri all'interno del calcestruzzo, e quindi il tempo per raggiungere le armature, si utilizzano generalmente i profili di concentrazione che si ottengono applicando la seconda legge di Fick che descrive i processi diffusivi non stazionari. In realtà, solo nel calcestruzzo completamente saturo d'acqua la penetrazione dei cloruri avviene con un meccanismo di pura diffusione, infatti nella maggioranza delle situazioni, oltre a quello diffusivo, operano anche altri meccanismi di trasporto. Ma l'esperienza ha dimostrato che, anche in presenza di altri meccanismi di penetrazione, utilizzando un'equazione formalmente identica a quella che rappresenta la

seconda legge di Fick si riescono a prevedere con buona approssimazione i profili di concentrazione dei cloruri nel tempo. Si considera solitamente il contenuto totale di cloruri e si introduce un coefficiente di diffusione effettivo (o apparente) ricavato sperimentalmente:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_{ce} \frac{\partial^2 C}{\partial x^2}$$

dove: C = contenuto totale di cloruri (% in peso rispetto al cemento o al calcestruzzo) al tempo t (s) e alla distanza x dalla superficie del calcestruzzo (cm); D_{ce} = coefficiente di diffusione effettivo dei cloruri (cm^2/s). Supponendo che il contenuto superficiale di cloruri (C_s) si mantenga costante nel tempo, si ottiene la seguente soluzione:

$$C_x = C_s \left(1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{D_{ce} t}} \right)$$

che consente di valutare il contenuto di cloruri C_x alla profondità x e al tempo t. Pertanto, noti D_{ce} e C_s , è possibile valutare l'evoluzione temporale dei profili di concentrazione dei cloruri nel copriferro e quindi, in particolare, stimare l'istante in cui verrà raggiunto il contenuto critico per l'innescio della corrosione. In questa relazione vi sono tre assunzioni implicite, non sempre verificate nella realtà: il contenuto superficiale di cloruri (C_s) rimane costante in tutto il periodo di esposizione; il coefficiente di diffusione effettivo (D_{ce}) non cambia durante il periodo di esposizione; il calcestruzzo è omogeneo per cui D_{ce} non varia in funzione della profondità. Il valore di C_s , nel caso di strutture in ambiente marino, entro pochi mesi si porta a un valore che poi si mantiene costante. Questo valore dipende dalla posizione della struttura, dall'orientamento della sua superficie, dalla concentrazione dei cloruri nell'atmosfera e dalle condizioni di esposizione in relazione ai venti o alle piogge. I valori di D_{ce} variano in genere da $10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$ a $10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$ in funzione delle caratteristiche del calcestruzzo, in particolare dalla permeabilità del calcestruzzo e dai fattori che la determinano quali: il rapporto acqua/cemento, le modalità di messa in opera, la maturazione, la presenza di fessurazioni, il tipo di cemento.

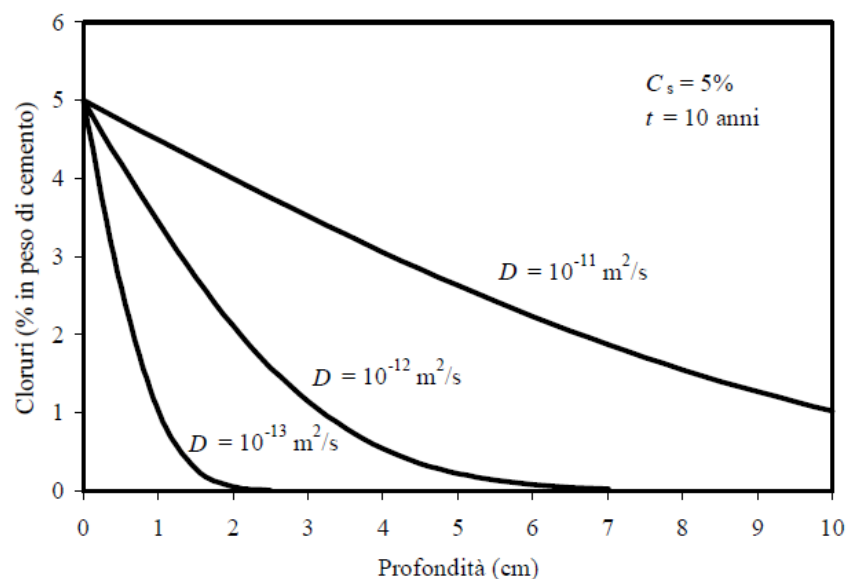


Fig. 2.7 - Profili di diffusione dei cloruri nel calcestruzzo, dopo 10 anni di esposizione con una concentrazione superficiale del 5%, per valori del coefficiente di diffusione apparente pari rispettivamente a 10^{-11} , 10^{-12} e $10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$.

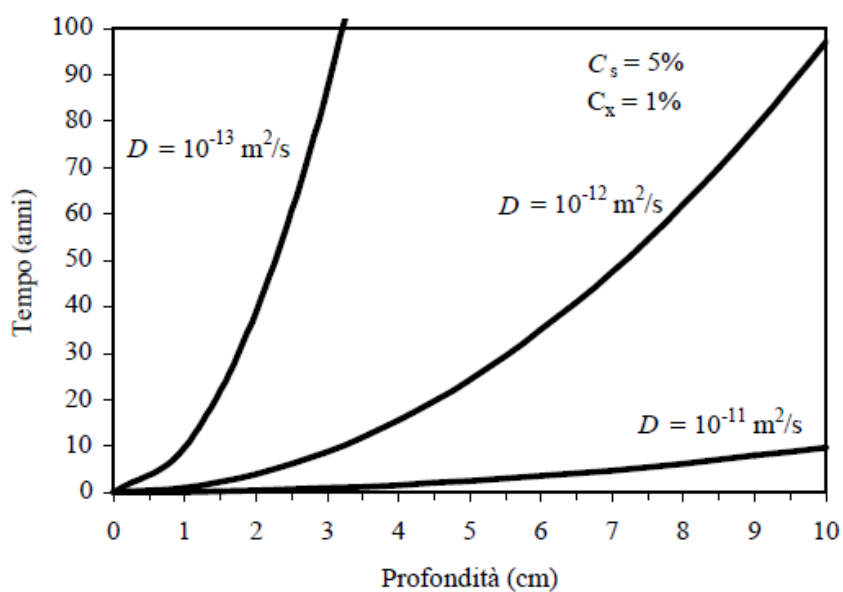


Fig. 2.8 - Tempo necessario per raggiungere con meccanismo diffusivo una concentrazione di cloruri dell'1% alle diverse profondità nel calcestruzzo (concentrazione superficiale supposta pari al 5%).

Nel caso di strutture esposte all'atmosfera, una volta che l'attacco localizzato si è innescato, la velocità di corrosione può passare da qualche decina di $\mu\text{m}/\text{anno}$ a un $1 \text{ mm}/\text{anno}$, al crescere del tenore di umidità dal 70 al 95% e del tenore di cloruri dall'1 al 3% (in peso rispetto al cemento).

In pratica, quindi, in strutture contaminate da cloruri l'attacco corrosivo, una volta innescato, può portare in tempi molto brevi a riduzioni inaccettabili della sezione delle armature anche nelle comuni condizioni di esposizione atmosferica.

Il limite inferiore dell'umidità relativa in corrispondenza al quale la velocità di corrosione diviene trascurabile dipende dalle caratteristiche del calcestruzzo, dal contenuto di cloruri alla superficie del calcestruzzo e dal tipo di sale da cui provengono. In ogni caso questo limite risulta molto minore di quello che rende trascurabili gli effetti di corrosione prodotti dalla carbonatazione. In presenza di alti tenori di cloruri, soprattutto di quelli più igroscopici come i cloruri di calcio o di magnesio, anche per umidità relative esterne pari al 40-50% la velocità media di penetrazione dell'attacco può risultare superiore a 2 mA/m².

Nel caso di strutture permanentemente e completamente immerse in acqua, anche supposto che le condizioni per l'innescio della corrosione vengano raggiunte (ma in genere non succede), il ridottissimo apporto di ossigeno alle armature mantiene la velocità di corrosione su valori molto bassi e pertanto gli effetti dell'attacco corrosivo risultano trascurabili anche dopo tempi molto lunghi.

2.3 Conseguenze fondamentali della corrosione su travi in cemento armato

L'acciaio diventa vulnerabile alla corrosione quando si rompe il film passivo che protegge l'armatura, o per carbonatazione o per attacco dei cloruri. Quando si verifica la corrosione delle barre d'armatura nel calcestruzzo, di tipo generalizzato o di tipo localizzato, possono occorrere diversi problemi che influenzano l'integrità e la vita di servizio di una struttura in cemento armato, tra cui: riduzione del diametro delle barre di armatura, riduzione dell'aderenza tra acciaio e calcestruzzo, e fessurazione del calcestruzzo.

Gli effetti della corrosione sulla capacità di resistenza residua sulle strutture in cemento armato sono ben rappresentati in un documento del CEB-FIP 2000 in Fig. 2.9.

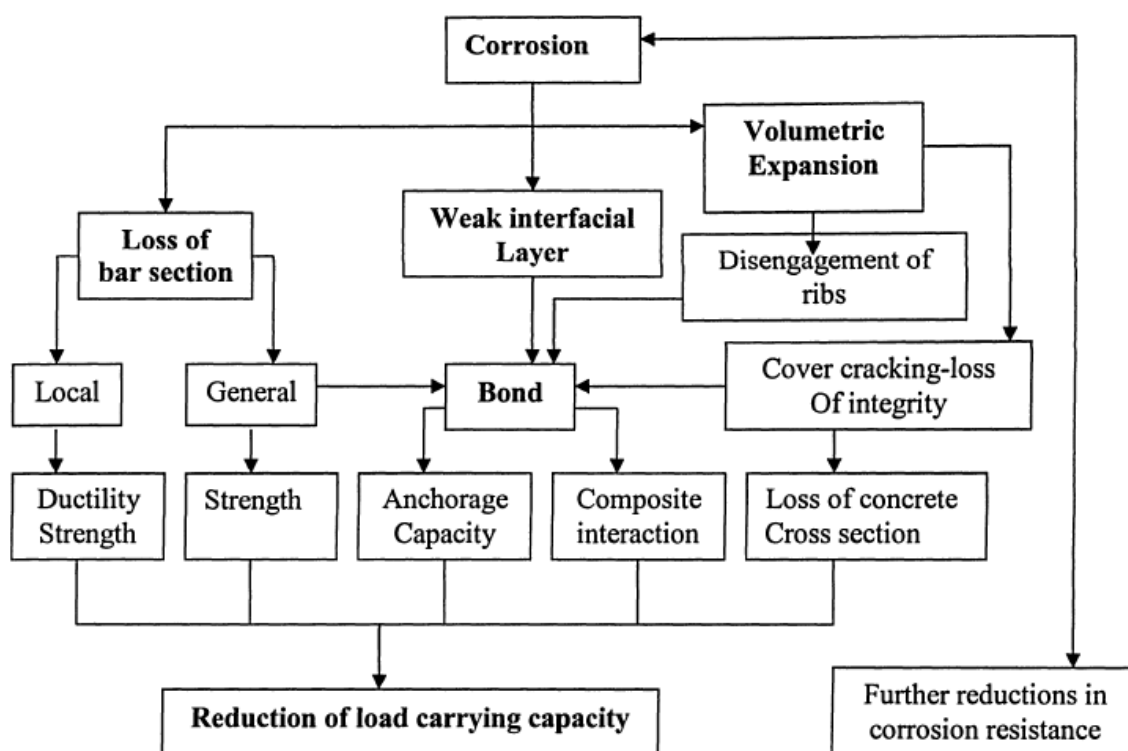


Fig. 2.9 - Effetti della corrosione sulla capacità di resistenza residua (CEB-FIP, 2000)

La corrosione delle armature, come mostrato nella Fig. 2.9, porta alla riduzione del diametro delle barre, a livelli di interfaccia deboli, e ad espansione volumetrica. La riduzione del diametro delle barre, minacciata sia dalla corrosione generalizzata che localizzata, induce una riduzione della capacità di resistenza e diminuisce la duttilità delle strutture in cemento armato. La corrosione rende inoltre l'interfaccia debole, influenzano pesantemente l'aderenza tra le barre e il calcestruzzo circostante. L'espansione volumetrica dovuta alla corrosione induce fessurazione, con andamento generalmente parallelo a quello delle barre, spalling con disgregazione del calcestruzzo o anche delaminazione con totale distacco del calcestruzzo di copriferro. Il distacco totale del copriferro è a volte favorito da cicli di gelo-disgelo.

Le conseguenze strutturali dovute alla corrosione delle armature interessano perciò fondamentalmente tre filoni di ricerca: quello relativo alla valutazione della perdita di aderenza, alla valutazione della perdita di duttilità, ed alla stima della resistenza strutturale residua.

Per quanto riguarda l'aderenza tra acciaio e calcestruzzo in presenza di barre corrose, sono stati condotti diversi studi che utilizzano prove sperimentali per lo più basate su prove di tipo pull-out e/o analisi agli elementi finiti. I risultati sperimentali mostrano ampia dispersione, principalmente a causa delle differenti condizioni di prova, sia a causa della tipologia di barre (ad aderenza migliorata o lisce) sia per la geometria dei particolari costruttivi (ricoprimento e presenza o meno di armatura trasversale) (Berra et al. 1997; Fang et al. 2004). Ciononostante, alcuni caratteri generali e di base possono essere evidenziati. Nella fase iniziale della corrosione, l'espansione del prodotto di corrosione conduce ad un aumento della resistenza di aderenza, specie nelle barre lisce. Infatti, per bassi livelli di corrosione e in generale tali da non indurre fessurazione, l'aderenza può aumentare anche del 20-40% rispetto al caso di assenza di corrosione (Clark, et al. 1994). Per esempio, gli aumenti sono stati osservati fino al 2% del grado di corrosione in Xu et al. (2010), allo 0.4% in Mangat et al. (1999) ed all'1~3% in Huang (2014), che risultano dal maggiore attrito intorno alla barra di armatura a causa della maggiore rugosità superficiale. Tuttavia, con l'aumento progressivo della corrosione, l'espansione del volume genera tensioni circonferenziali nel calcestruzzo prossimo all'interfaccia e induce fessure longitudinali nel calcestruzzo stesso. Il progredire della fessurazione longitudinale riduce la pressione di contatto all'interfaccia acciaio-calcestruzzo e fa diminuire di conseguenza la resistenza di aderenza. Infatti la maggior parte dei test presenti nello stato dell'arte ha trovato un andamento decrescente della resistenza di aderenza con il progredire della corrosione (Al-Sulaimani et al. 1990). La perdita di aderenza comunque può assumersi lineare con l'incremento di corrosione da un certo livello in poi ed è fortemente riscontrabile anche in presenza di penetrazione di attacco dell'ordine del millimetro (Rodriguez et al. 1995). Questo effetto può essere significativo, come alcuni test hanno riferito che il 2% di perdita di diametro della barra d'acciaio causa una riduzione dell'80% della resistenza di aderenza (Auyeung et al. 2000). Si è anche osservato che ad alti livelli di corrosione, rimane solo un piccolo valore residuo della resistenza di aderenza.

Fang et al. (2004) hanno testato una serie di campioni corrosi con diversi tipi di barre (ad aderenza migliorata e lisce) e diverse condizioni di confinamento (con e senza armatura trasversale). È stato accelerato il processo di corrosione attraverso la corrosione elettrolitica, lasciando le barre di armatura trasversali isolate e non sottoposte a corrosione. I risultati delle prove di pull-out dimostrano che la performance di aderenza varia. Per i campioni con armature ad aderenza migliorata ed armatura trasversale, è stata osservata una piccola riduzione di aderenza, mentre per quelli con armature ad aderenza migliorata non confinata, il livello di corrosione svolge un ruolo molto più importante nel degrado

dell'aderenza, già con una perdita di massa di acciaio del 9% . Per i campioni con armature lisce, anche se è stato segnalato un aumento iniziale nella resistenza di aderenza, i campioni con armature di confinamento tendevano a mantenere la resistenza di aderenza a livelli più alti di corrosione (anche a più del 5%), mentre per quelli senza il confinamento trasversale, una rapida diminuzione della resistenza di aderenza era riportata a livelli di corrosione inferiore (2~4% della perdita di massa di acciaio). L'esperimento condotto da Fang et al. (2004) è stato analizzato in un modello ad elementi finiti da Lundgren (2007), applicando, per rappresentare il meccanismo di aderenza, nell'interfaccia tra l'acciaio ed il calcestruzzo elementi di interfaccia come sviluppati dal modello Lundgren (2002).

Al momento le indicazioni fornite hanno per lo più carattere qualitativo e, oltre a segnalare la necessità di uniformare maggiormente le prove per dare una maggiore evidenza statistica alle risultanze, pongono in evidenza la necessità di una loro applicazione sistematica per una corretta modellazione del fenomeno.

Per quanto riguarda la valutazione della perdita di duttilità, gli effetti della corrosione sono stati studiati da Yoon et. al (2000) e Cairns J. (1998). La corrosione, e in particolare la corrosione localizzata (pitting), provoca la riduzione del diametro della barra che sembra influenzare pesantemente sia la tensione media di snervamento dell'acciaio che la deformazione ultima dell'acciaio. Infatti, all'aumentare del carico, il pitting fa sì che la deformazione plastica si localizzi in tratti di lunghezza limitata con conseguente comportamento d'insieme più fragile, diminuendo conseguentemente la duttilità a livello di sezione, di elemento e di struttura. Risultati simili sono stati riportati da Palsson R. et al. (2002) che ha testato una serie di campioni di armature in acciaio non danneggiati e danneggiati da corrosione, presi da un ponte abbandonato in cemento armato, dimostrando che la duttilità delle barre diminuisce drasticamente a causa di un grave attacco corrosivo.

Per quanto riguarda la stima della capacità di resistenza residua di strutture corrose, sono state compiute valutazioni sia per via teorica che sperimentale su travi in cemento armato generalmente attraverso prove di flessione su quattro punti (Capozzucca et al. 1993, Rodriguez et al. 1995,1996, Mangat et al. 1999). Gli autori riscontrano un effetto rilevante sia sulla capacità portante ultima sia sulla deformabilità, a causa della corrosione delle barre. In particolare Rodriguez et al. trovano che travi con bassa percentuale di armatura ($\rho = 0.5\%$) hanno una modalità di collasso flessionale legata a rottura dell'acciaio teso con significativa fessurazione del calcestruzzo, mentre travi con alta percentuale di armatura ($\rho = 1.5\%$) mostrano ancora modalità di collasso flessionale ma per schiacciamento del

calcestruzzo compresso cui si accompagna spesso instabilità delle barre in compressione. Entità di corrosione dell'ordine del 14% sul diametro comportano riduzioni di resistenza del 45%. Valori simili hanno trovato Mangat et al. con una corrosione del 10% sul diametro della barra ed una conseguente riduzione di resistenza del 25%.

Castel et al. (2000) studia l'influenza della corrosione naturale sul comportamento globale delle travi mediante prove sperimentali. Le travi sono state esposte all'ambiente salino per 14 anni e contemporaneamente e costantemente sottoposte ad un carico che fornisce un momento flettente pari a quello di servizio. In queste prove sperimentali viene sottolineato che la perdita di aderenza tra acciaio e calcestruzzo, a causa della corrosione, non influisce sul meccanismo di rottura delle travi, anche se la corrosione fa diminuire la deformazione ultima nell'acciaio inducendo una forte riduzione di duttilità delle barre di armature, riducendo la capacità di carico ultimo.

Altro aspetto cruciale sottolineato dagli autori (Rodriguez et al. 1996, Mangat et al. 1999) è legato alla possibilità, per l'elemento corrosivo, che si venga a variare il meccanismo di rottura. In particolare, travi progettate per ottenere una rottura per flessione hanno mostrato una rottura per taglio dovuto alla corrosione delle staffe ed alla delaminazione del copriferro.

Riporto a tal proposito la sperimentazione di Perno et al. (2005) su travi in cemento armato testate attraverso prove di flessione su quattro punti in cui la posizione del carico, e quindi il rapporto tra momento e taglio, è stata opportunamente selezionata per passare da rottura per flessione a rottura per taglio. Le modalità di collasso e le caratteristiche della trave sono state valutate variando la percentuale di acciaio a trazione, la percentuale di armatura trasversale e la luce di taglio. I risultati hanno permesso di definire gli intervalli delle variabili di cui sopra in cui le diverse modalità di collasso rimangono invariate indipendentemente dal livello di corrosione e le zone di transizione in cui la modalità di collasso si trasferisce da rottura per flessione a rottura per taglio. Dai risultati sperimentali si osserva infatti in Fig. 2.10 che al diminuire della resistenza (a causa della corrosione) a parità di rapporto tra momento ultimo e taglio ultimo, travi non corrose che si sarebbero rotte a flessione, quando sottoposte a corrosione, si rompono a taglio.

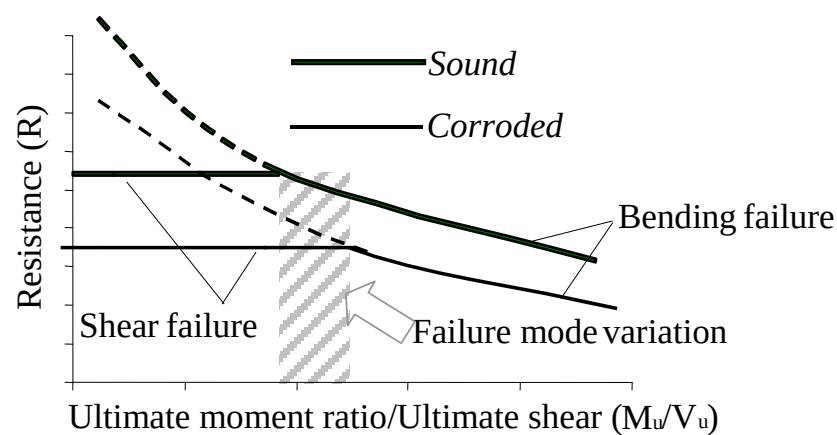


Fig. 2.10 - Influenza della corrosione sulle modalità di collasso della trave.

Inoltre in Fig. 2.11 dai risultati sperimentali si osserva che, a fronte di un'uniforme riduzione del 30% sia dello snervamento che del momento resistente ultimo, la curvatura ultima si riduce anche del 65% (riduzione di duttilità).

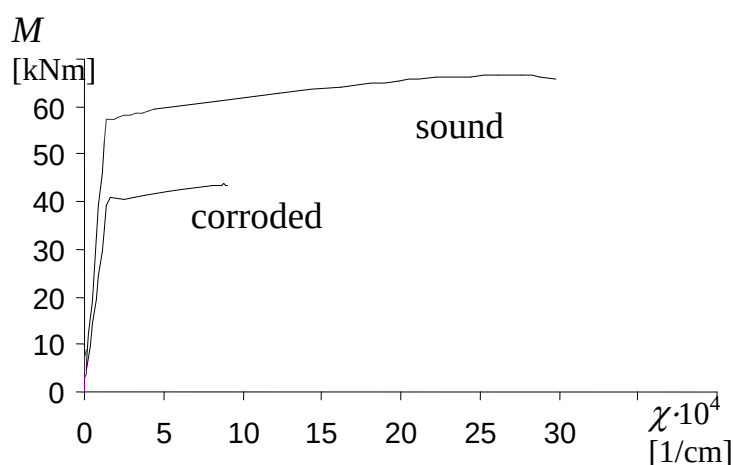


Fig. 2.11 - Influenza della corrosione sul grafico momento - curvatura.

2.4 Possibili cause della corrosione

Come si osserva in Fig. 2.12 la stragrande maggioranza delle cause che inducono la corrosione, oltre a cattive condizioni di manutenzione ed a un cattivo comportamento dei materiali, sono da ricondurre a errori in sede di progetto o in sede di realizzazione dell'opera.

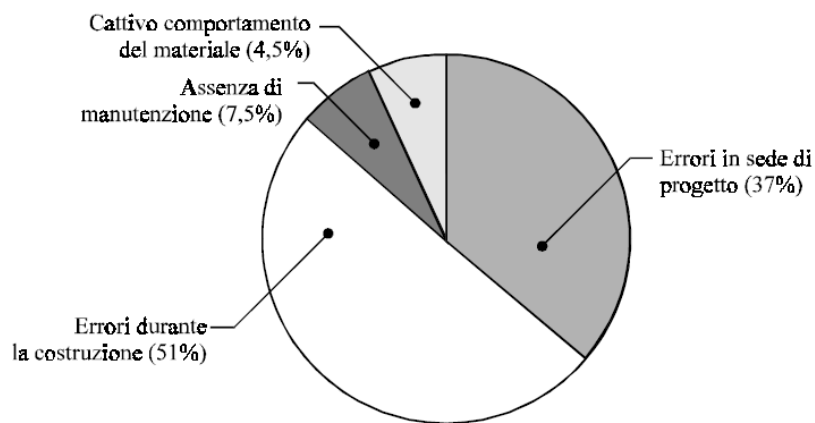


Fig. 2.12 - Cause di corrosione su 10000 casi esaminati (Patterson, 1984).

Gli errori in sede di progetto di un'opera sono attribuibili a:

- fessurazione del calcestruzzo dovuta ad un errato schema strutturale (errata distribuzione degli sforzi);
- adozione di una tipologia costruttiva che favorisce l'instaurarsi di condizioni locali molto aggressive;
- quantità e posizione delle barre di armatura inadatta a consentire una buona costipazione del calcestruzzo;
- tipo e quantità di cemento, tipo di aggregato, rapporto acqua/cemento e spessore del copriferro inadeguati rispetto dalle condizioni ambientali.

Mentre gli errori in sede di costruzione di un'opera sono attribuibili a:

- calcestruzzo poroso (vespai) per insufficiente compattazione che non ricopre interamente le armature;
- spessori di copriferro ridotti rispetto a quelli di progetto;
- fessurazione del calcestruzzo prodotta da inadeguati provvedimenti di stagionatura.

2.5 Prevenzione della corrosione

La prevenzione della corrosione delle armature e delle altre forme di degrado interessa tutte le fasi che portano alla realizzazione di un'opera in calcestruzzo ed alla successiva manutenzione. Inizia in sede di progetto dell'opera, nel momento della concezione dell'opera, del calcolo della struttura, del disegno dei suoi particolari costruttivi, e della scelta dei materiali da utilizzare. Si sviluppa poi in sede di costruzione dell'opera e della sua realizzazione con la preparazione, la messa in opera, la costipazione e la

maturazione del calcestruzzo e con l'eventuale applicazione di misure speciali di prevenzione aggiuntiva. Continua inoltre per tutta la sua vita di servizio con interventi programmati di ispezione e manutenzione.

Essendo la corrosione delle armature un problema di deterioramento precoce della maggior parte delle strutture in cemento armato, è necessario sviluppare strategie di protezione per garantire una vita di servizio di maggiore durata, compreso l'utilizzo di inibitori della corrosione aggiuntivi. Uno dei primari aspetti per la prevenzione della corrosione è la corretta progettazione del calcestruzzo, in quanto l'utilizzo di un calcestruzzo di alta qualità con un basso rapporto acqua/cemento rende il calcestruzzo più denso e meno permeabile. Altro aspetto da tenere in considerazione è la profondità del copriferro che più è maggiore e più è grande il tempo di innesco della corrosione e più sarà grande la distanza per gli agenti aggressivi per raggiungere la barra d'armatura.

Sono stati inoltre sviluppati nuovi metodi e impiegati nuovi materiali che possono essere adottati per aumentare la durata delle strutture in cemento armato. Per esempio è stato dimostrato che l'uso dell'acciaio inossidabile può aumentare la resistenza alla corrosione (Alonso et al. 2007). Alcuni ricercatori hanno anche dimostrato che per ridurre l'effetto della corrosione delle armature possono essere impiegati anche rivestimenti protettivi o inibitori della corrosione. Gli inibitori della corrosione sono sostanze chimiche addizionate al cemento che agiscono o formando una pellicola impermeabile sulla superficie dell'acciaio o interferendo sia con la reazione anodica che catodica, o entrambe. Sono ampiamente utilizzati per ritardare la corrosione dell'acciaio nelle strutture in cemento armato probabilmente per la loro facilità di applicazione. I tipi generali di inibitori della corrosione sono divisibili in tre gruppi: anodici, catodici, e da assorbimento (Justnes 2003, Gaidis 2004).

Gli inibitori anodici reagiscono con gli ioni di corrosione delle armature aumentando la polarizzazione dell'anodo e formano un film protettivo sulla superficie che gradualmente ricopre tutta la superficie in acciaio e il processo di corrosione si arresta. Gli inibitori anodici devono essere presenti in quantità sufficiente per fornire l'inibizione efficace, in quanto non lo sono se usati in quantità troppo piccole. Sono importanti per l'acciaio due tipi di inibitori anodici: un tipo comprende agenti ossidanti come nitriti, nitrati e cromati, e l'altro tipo include silicati, fosfati e borati, i quali richiedono ossigeno sciolto per diventare efficaci.

Gli inibitori catodici influenzano la reazione catodica reagendo con gli ioni ossidril per accelerare i composti insolubili nel catodo ed impedire l'accesso ai sali di ossigeno quali lo zinco, il magnesio ed il calcio. Gli inibitori catodici influenzano la reazione catodica anche formando uno strato di idrogeno assorbito sulla superficie del catodo, come l'arsenico, il

bismuto e alcuni composti organici. Gli inibitori catodici sono considerati sicuri perché la zona catodica attiva viene ridotta indipendentemente dalla quantità di inibitore utilizzato.

Gli inibitori da assorbimento vengono assorbiti dalla superficie della barra d'armatura. Questi sono lunghe molecole organiche con catene laterali che possono limitare sulla superficie dell'acciaio la diffusione di ossigeno, intrappolare gli ioni metallici, e ridurre il tasso di dissoluzione.

3

ADERENZA DELLE BARRE D'ARMATURE CORROSE

Questo capitolo raccoglie informazioni sul meccanismo di aderenza tra acciaio e calcestruzzo, sulle modalità di rottura per aderenza, sulle misure della resistenza di aderenza, e sui fattori che influenzano l'aderenza, tra cui la corrosione che modifica il meccanismo di aderenza all'interfaccia acciaio-calcestruzzo.

3.1 Meccanismo di aderenza tra acciaio-calcestruzzo

Il comportamento delle strutture in cemento armato e la loro performance strutturale è fortemente influenzata dal comportamento di aderenza tra acciaio e calcestruzzo.

L'aderenza può essere definita come l'interazione tra acciaio e calcestruzzo circostante, quindi come il trasferimento di forze tra barre d'armatura e calcestruzzo.

In accordo con Park and Paulay (1975) e Lutz and Gergely (1967) l'aderenza in strutture in cemento armato è composta da tre meccanismi distinti: l'adesione chimica, l'attrito, e l'ingranamento meccanico.

- 1) Adesione chimica: l'adesione è il legame chimico che si genera sulla superficie di contatto tra le barre d'armatura e il calcestruzzo circostante, che consiste

nell'interazione a livello microscopico tra le particelle di cemento. Questa può essere persa a carichi davvero bassi provocando uno scorrimento tra barre d'armatura e calcestruzzo; la perdita di adesione si può avere per uno scorrimento di 0,05 millimetri (FIB Model Code for Concrete Structures, 2010).

- 2) Attrito: l'attrito è la resistenza contro uno spostamento parallelo tra il calcestruzzo e la superficie delle barre d'armatura, influenzato dalla forza di compressione perpendicolare alla superficie di contatto e dalla rugosità della stessa. Nelle strutture in cemento armato l'attrito può derivare dalla forza di confinamento nell'interfaccia acciaio/calcestruzzo, dalle forze di compressione esterne perpendicolari all'interfaccia, e/o dalla forza di chiusura a causa delle armature e/o connettori (FIB Model Code for Concrete Structures, 2010).
- 3) Ingranamento meccanico: l'ingranamento è l'ancoraggio meccanico delle nervature contro la superficie del calcestruzzo, che hanno un ruolo significativo nelle barre ad aderenza migliorata a livelli di carico elevati, quindi con l'aumentare degli scorrimenti relativi tra acciaio e calcestruzzo.

L'adesione chimica e l'attrito giocano un ruolo fondamentale nelle barre lisce, mentre per le barre ad aderenza migliorata è l'ingranamento meccanico tra le nervature delle barre d'armatura e il calcestruzzo ad essere il meccanismo che governa il fenomeno dell'aderenza tra acciaio e calcestruzzo (Bamonte e Gambarova, 2007). (Fig. 3.1)

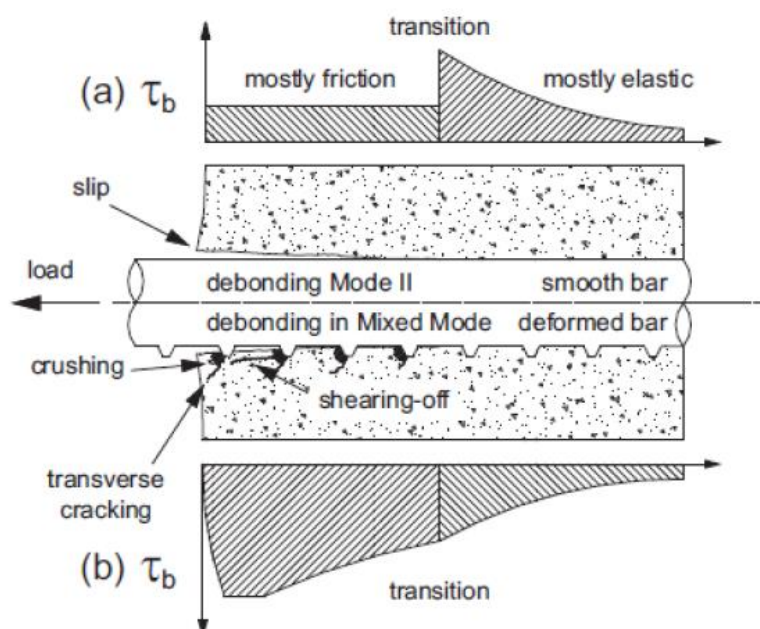


Fig. 3.1 - (a) Meccanismo di aderenza nelle barre lisce, (b) barre ad aderenza migliorata (Bamonte e Gambarova, 2007).

In accordo con FIB Bulletin n. 10 (2000), come mostrato in Fig. 3.2, il comportamento di aderenza tra acciaio e calcestruzzo può essere descritto attraverso quattro fasi.

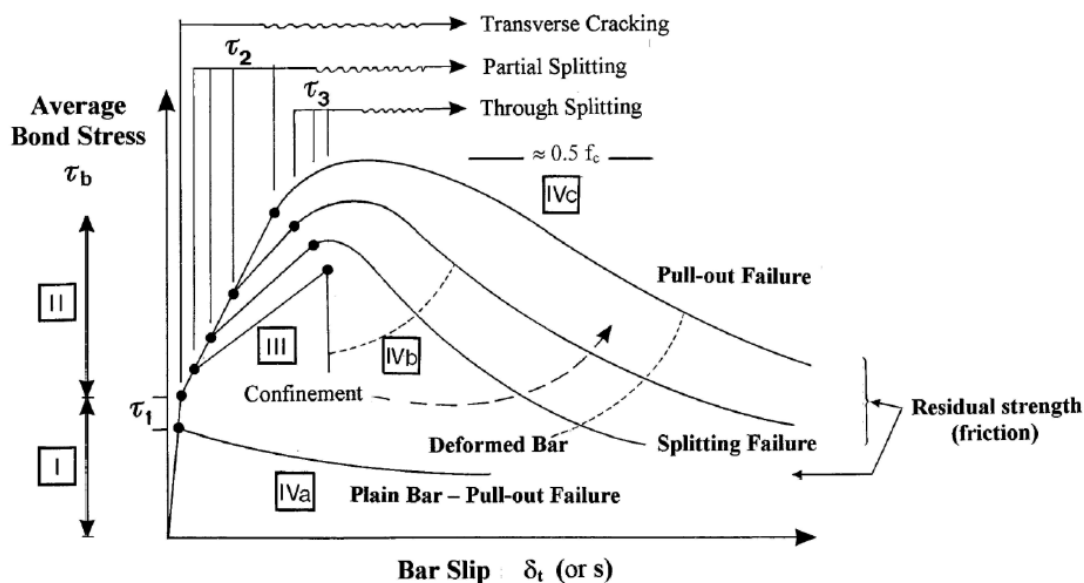


Fig. 3.2 - Tensione di aderenza – scorrimento (FIB Bulletin n. 10, 2000).

Fase I (calcestruzzo non fessurato). Per bassi livelli di tensioni di aderenza, il meccanismo principale di resistenza è, nella maggior parte dei casi, l'adesione chimica tra la matrice di calcestruzzo e la superficie della barra d'acciaio. In questa fase, per le barre di acciaio lisce la resistenza si basa solo sull'adesione chimica e fisica. Queste barre hanno basse prestazioni di aderenza, denotando che l'adesione chimica e fisica gioca un ruolo minore rispetto al caso di barre ad aderenza migliorata, ed offrono una resistenza minima. Come visto in Fig. 3.2, la relazione tensione-scorrimento di questo meccanismo spiega le tensioni di aderenza basse, con $\tau < \tau_1$ dove $\tau_1 = 0,2-0,8 f_{ct}$ (FIB Bulletin n. 10, 2000). Si noti che lo spostamento relativo della barra viene sempre misurato con riferimento alla situazione di calcestruzzo indisturbato e si compone di due parti, lo scorrimento relativo all'interfaccia e le deformazioni di taglio nel calcestruzzo.

Fase II (prima fessura del calcestruzzo). Si ha quando si forma la prima fessura, aumentano le tensioni di aderenza con $\tau > 0,2-0,8 f_{ct}$, si perde l'adesione chimica e fisica e l'aderenza è dovuta all'attrito. Le alte tensioni in cima alle nervature provocano lo schiacciamento locale del calcestruzzo con la presenza di microfessurazioni trasversali che permettono alla barra di scorrere. Tuttavia queste azioni, cioè le nervature che spingono contro il calcestruzzo circostante, rimangono limitate nella parte superiore delle nervature e piccole da non indurre allo splitting del calcestruzzo.

Fase III (fessurazione del calcestruzzo). Si verifica quando i valori della tensione di aderenza aumentano con $\tau > 1-3 f_{ct}$. Quando il calcestruzzo si separa dalla barra d'armatura in una prima fessura, la circonferenza della superficie di calcestruzzo precedentemente in contatto con la barra aumenta, e sono quindi indotte delle tensioni di trazione radiali (τ_2). Di conseguenza, lo strato di calcestruzzo circostante la barra esercita una condizione di confinamento sulla barra, e, a causa dell'aumento di tali tensioni, si possono sviluppare delle fessure longitudinali. Quando si avvicina la massima capacità in termini di trasferimento di aderenza, il calcestruzzo si schiaccia direttamente davanti alle nervature. Il calcestruzzo compattato, che si estende di fronte alla nervatura ad una distanza fino a tre volte l'altezza della nervatura, forma un cuneo piatto e questo tende a spingere il calcestruzzo più lontano dalla barra. Quindi si generano ulteriori tensioni di trazione radiali (τ_3) che possono causare la rottura per splitting. La grandezza di τ_3 dipende dal grado di confinamento.

Fase IV (rottura). L'inizio dipende dal livello di armatura trasversale. Dopo il raggiungimento del valore di tensione di aderenza τ_3 , le fessure longitudinali rompono tutto il copriferro. Le staffe che circondano le barre possono ancora contribuire all'efficienza dell'aderenza, nonostante gli elevati valori di scorrimento. Questo stadio porta a rottura per splitting o per pull-out.

3.2 Modalità di rottura per aderenza

Sono molti i fattori che possono influenzare il tipo di rottura, tra cui: il grado di confinamento, le armature trasversali, le dimensioni del copriferro, ed il diametro delle barre di armatura. La rottura per splitting si verifica quando le tensioni radiali, e di conseguenza quelle circonferenziali, provocano fessure longitudinali che si propagano in superficie, ed è tipico quando il diametro della barra è grande e/o il copriferro è piccolo. La rottura per pull-out è causata dal taglio nel calcestruzzo tra le nervature delle barre di armatura. Generalmente accade quando il copriferro è grande e/o sono sufficienti le barre di armatura trasversali. La rottura per splitting è più debole rispetto alla rottura per pull-out.

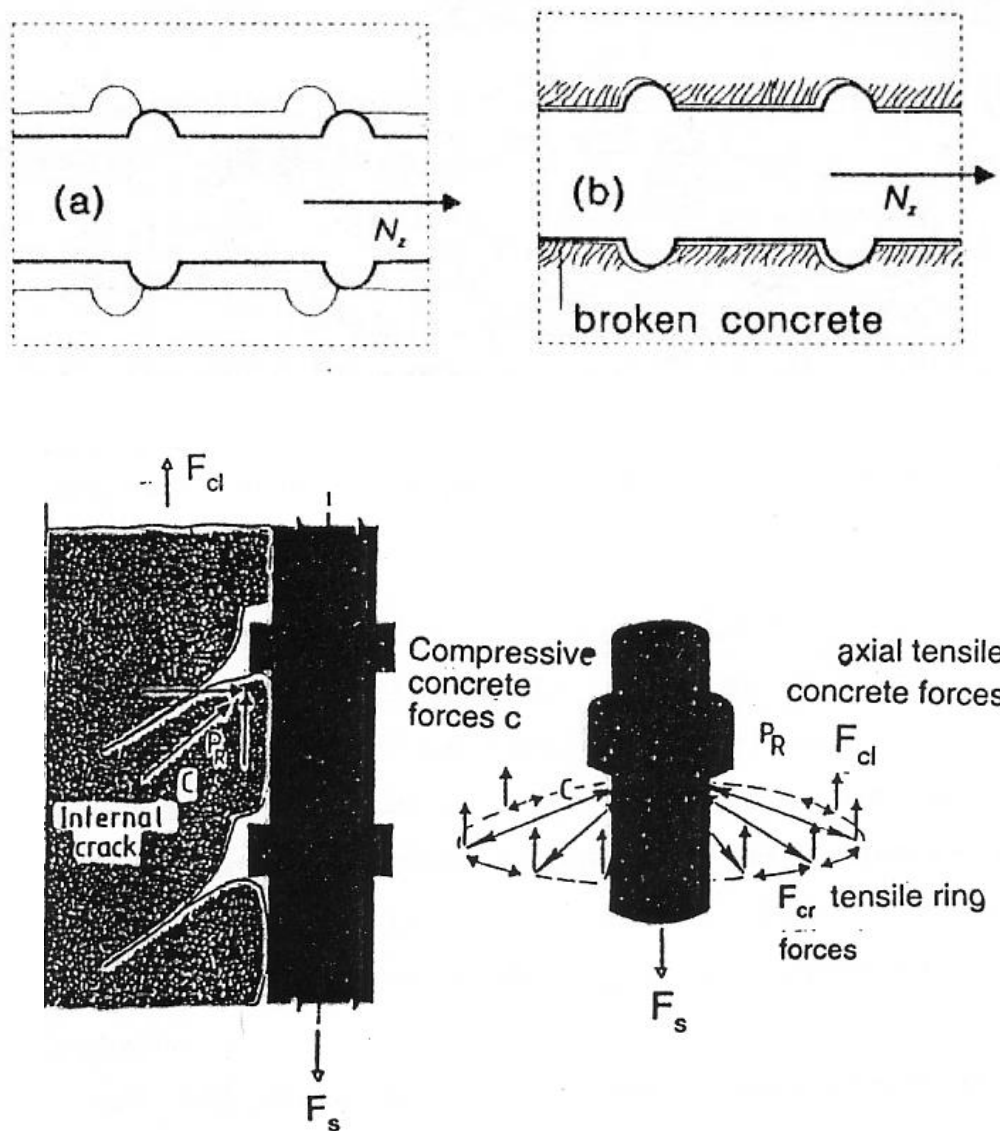


Fig. 3.3 – (a) Rottura per pull-out – (b) Rottura per splitting.

In accordo con Rehm (1968), la rottura per aderenza tra barre ad aderenza migliorata e calcestruzzo può verificarsi a causa dei motivi seguenti:

- 1) rottura per pull-out del calcestruzzo;
- 2) rottura per splitting del calcestruzzo.

Rehm (1968) è riuscito a mettere in relazione per barre ad aderenza migliorata la modalità di rottura per aderenza con il parametro geometrico a/c (il rapporto tra l'altezza delle nervature e lo spazio che intercorre tra due nervature). Quando le nervature sono alte e poco distanziate tra loro, è la sollecitazione di taglio a governare il comportamento e la barra si può rompere per pull-out. Quando lo spazio che intercorre tra due nervature è maggiore di circa 10 volte l'altezza della nervatura, il calcestruzzo parzialmente schiacciato può formare un cuneo di fronte alla nervatura e la rottura è normalmente dovuta alla

scissione del calcestruzzo circostante, quindi per splitting. I due tipi di meccanismi di rottura associati alla nervatura sono mostrati nella Fig. 3.4.

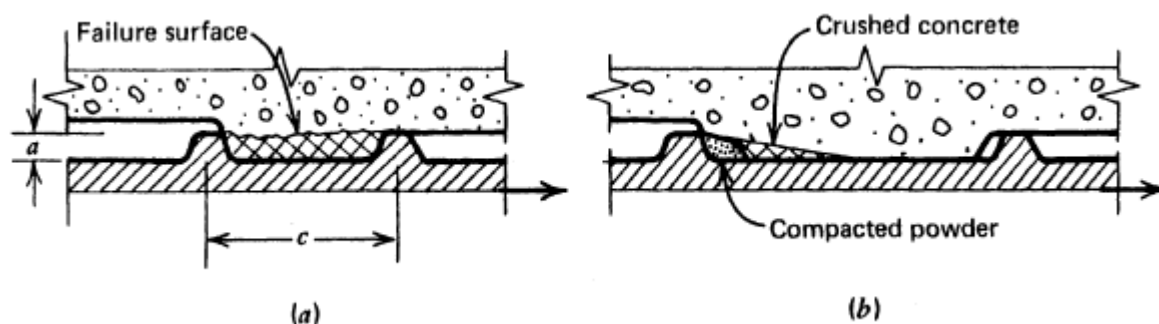


Fig. 3.4 – Meccanismo di rottura per aderenza (a) $a/c > 0.15$ - (b) $a/c < 0.10$ (Rehm, 1968).

3.3 Misura della resistenza di aderenza

Ci sono diversi tipi di test che possono essere utilizzati per misurare l'aderenza tra acciaio e calcestruzzo, e tra i più comuni ci sono il pull-out test ed il beam test. Questi test rappresentano dei semplici metodi per misurare la resistenza di aderenza a diversi livelli di carico, ed ognuno dei due presenta vantaggi e svantaggi, come descritto da diversi ricercatori (Oliver et al. 2002 e Ferguson et al., 1955).

Nel pull-out test la barra di acciaio è inserita in un blocco di calcestruzzo per una lunghezza nota. La barra di acciaio viene direttamente sottoposta a forza di estrazione, fin quando si raggiunge lo snervamento della barra stessa o la rottura per pull-out. È valido per testare ridotte lunghezze di aderenza, ha il vantaggio della semplicità e consente di calcolare simultaneamente la resistenza di aderenza e lo scorrimento tra le barre d'armatura e il calcestruzzo. Può portare a tre tipi generali di rottura: (1) rottura per pull-out, in cui il calcestruzzo circostante la barra di acciaio si rompe a taglio generato dalle nervature delle barre, (2) rottura per splitting, dove si formano fessure radiali intorno alle armature che raggiungono l'esterno della superficie del calcestruzzo tali da indurre la disgregazione del calcestruzzo e (3) snervamento della barra d'acciaio. Lo svantaggio risiede nel fatto che i test di pull-out non rappresentano direttamente lo stato di sollecitazione delle travi in cemento armato, pertanto non è usato per stabilire valori di resistenza di aderenza ai fini di una progettazione strutturale. Tuttavia, questo tipo di test è molto utile per confrontare la relazione tensione di aderenza-scorrimento per differenti miscele di calcestruzzo o differenti livelli di corrosione. Un test di pull-out è stato standardizzato nelle raccomandazioni tecniche RILEM del 1983.

Nel beam test lo schema di prova è quello di trave appoggiata sottoposta ad un sistema di carico e dotata di un sistema di misurazione di spostamento delle barre. Questo metodo di prova mira a determinare gli effetti della configurazione della superficie delle barre d'armatura ad aderenza migliorata sulla resistenza di aderenza. Il beam test ha il vantaggio di tenere in conto anche l'influenza della flessione, in quanto, essendo simile ad una trave in cemento armato soggetta a flessione, riesce a evidenziare bene il meccanismo di aderenza dei campioni di trave in cemento armato sotto carico di flessione.

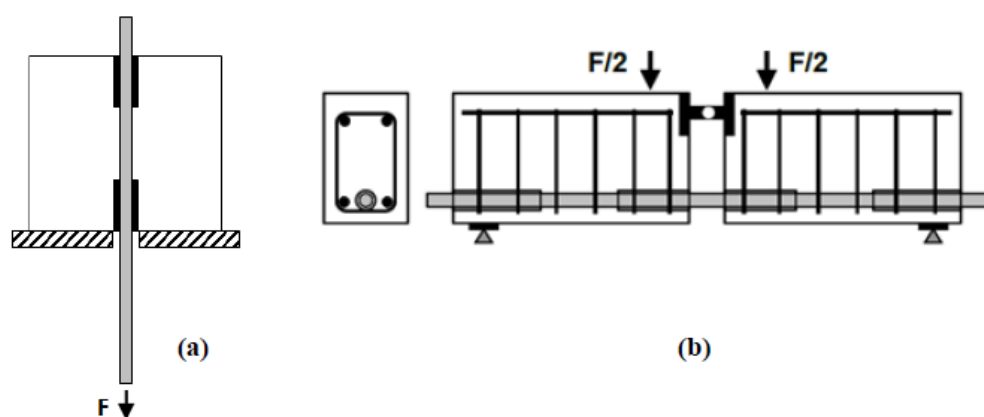


Fig. 3.5 - (a) Pull-out Test - (b) Beam Test

Queste due tipologie di test servono a determinare la resistenza di aderenza ma anche a fornire una base per la determinazione delle caratteristiche prestazionali dell'aderenza tra le barre d'armatura ed il calcestruzzo.

3.4 Fattori che influenzano la resistenza di aderenza

Sono diversi i fattori che influenzano l'aderenza tra acciaio e calcestruzzo, tra cui la geometria ed il diametro della barra, la resistenza dell'acciaio, la resistenza del calcestruzzo, il copriferro, ed altri fattori ambientali tra cui la corrosione come già discusso in precedenza.

3.4.1 Geometria della barra

La geometria delle barre d'armatura in acciaio contribuisce in larga misura alla resistenza di aderenza. E' stato dimostrato che le barre ad aderenza migliorata, poiché beneficiano dell'ancoraggio meccanico fornito dalle nervature, hanno proprietà di aderenza migliori rispetto alle barre lisce.

A tal proposito sono state condotte un certo numero di ricerche per determinare l'influenza della geometria della nervatura sulla resistenza di aderenza e sulla modalità di rottura per aderenza.

Il documento ACI 408 del 2003 ha riportato una corrispondenza tra la resistenza di aderenza della barra d'armatura e l'area relativa della nervatura R_r , definita come area normale della nervatura proiettata sull'asse della barra diviso il perimetro della barra nominale moltiplicato per il centro della distanza tra due nervature. I risultati riportati mostrano che per barre non confinate, l'area relativa della nervatura non influenza la resistenza di aderenza, mentre per barre confinate la resistenza di aderenza aumenta con l'aumento dell'area relativa della nervatura. In questo modo la resistenza di aderenza della barra d'armatura risulta essere funzione dell'area relativa della nervatura, ed in generale, aumentando l'area relativa della nervatura aumenta la resistenza di aderenza. Darwin e Graham (1993) infatti hanno scoperto che la risposta aderenza-scorrimento è in relazione con l'area relativa della nervatura ed hanno constatato che in condizioni di basso confinamento la resistenza di aderenza è indipendente da tale parametro, ed in presenza di armatura trasversale o di un copriferro più grande quindi con maggiore confinamento, la resistenza di aderenza aumenta con l'aumento della area relativa della nervatura.

Rehm (1957) e Lutz (1967) hanno dimostrato che per barre con angolo delle nervature alto, maggiore di 40 gradi rispetto l'asse della barra, lo scorrimento si verifica attraverso la compressione del calcestruzzo davanti alle nervature della barra, mentre nelle barre con angolo delle nervature piccolo, lo scorrimento si verifica con scorrimento relativo delle nervature col calcestruzzo con la nervatura che tende a spingere fuori il calcestruzzo dalla barra.

Rehm (1968) ha inoltre messo in relazione il problema dell'aderenza con il parametro geometrico a/c (altezza delle nervature diviso lo spazio che intercorre tra due nervature) ed ha trovato la performance più soddisfacente di aderenza per barre con c piccolo quando il rapporto a/c è di circa 0,065.

3.4.2 Diametro della barra

La tensione di aderenza che si sviluppa tra barra d'armatura in acciaio ed il calcestruzzo circostante è fortemente influenzata dalla dimensione della barra. Il documento ACI 408 del 2003 riporta che barre con diametri più grandi sviluppano una resistenza di aderenza inferiore rispetto alle barre con diametro più piccolo. L'influenza del diametro della barra sulla resistenza di aderenza è stata studiata da molti ricercatori, che riportano in

generale uno stesso andamento crescente della resistenza di aderenza con la diminuzione della dimensione del diametro delle barre. Riporto le evidenze sperimentali di Ichinose et al. (2004) che hanno studiato l'influenza della dimensione della barra sulla resistenza di aderenza in dipendenza dal livello di confinamento. Hanno trovato che la resistenza di aderenza diminuisce con l'aumentare della dimensione della barra per i campioni con basso confinamento e rottura per splitting, mentre questo effetto è trascurabile per campioni con elevato confinamento e rottura per pull-out.

3.4.3 Resistenza dell'acciaio

In generale l'influenza della tensione dell'acciaio è considerata trascurabile in campo elastico. Tuttavia i risultati sperimentali di alcuni ricercatori tra cui Bigaj (1995) hanno mostrato che una volta che le barre d'armatura raggiungono lo snervamento, si ha un ramo discendente non lineare nella relazione aderenza-scorrimento sia per effetto del softening del calcestruzzo circostante sia per effetto del softening della barra d'armatura snervata. Quando è l'attrito a dominare il meccanismo di aderenza la tensione dell'acciaio diventa più significativa perché a causa dello snervamento si ha un aumento delle deformazioni nell'acciaio ed un conseguente aumento delle tensioni le quali non possono essere trascurate.

3.4.4 Resistenza del calcestruzzo

Il meccanismo di aderenza si basa sulle tensioni di trasferimento dalle barre d'armatura al calcestruzzo con le forze di compressione e di taglio nell'interfaccia. Infatti l'aderenza dipende sia dalla resistenza del calcestruzzo a compressione f_c che dalla resistenza del calcestruzzo a trazione f_{ct} , che hanno un ruolo fondamentale nei modi di rottura rispettivamente per rottura per splitting e per pull-out.

Sono stati condotti diversi studi a tal proposito che dimostrano che l'aumento della tensione di aderenza risulta essere correlato ad un aumento sia della resistenza a compressione che a trazione del calcestruzzo. Martin (1982) con il pull-out test ha rilevato che per uno scorrimento che varia tra 0,1 e 1 mm, la tensione di aderenza è proporzionale alla resistenza a compressione quando questa varia da 16 a 50 N/mm². Ha inoltre osservato che per valori piccolissimi di scorrimento inferiori a 0,01 mm e per valori elevati di

scorrimento superiori ad 1 mm, l'influenza della resistenza a compressione del calcestruzzo è meno importante.

Arel e Yazici (2012) hanno variato la resistenza del calcestruzzo da 13.46 a 75.40 N/mm² ed hanno studiato l'effetto sulla resistenza di aderenza tra acciaio e calcestruzzo della variazione sia della resistenza a compressione che a trazione del calcestruzzo. Essi hanno scoperto che la resistenza di aderenza aumenta con un incremento sia della resistenza a compressione che della resistenza a trazione del calcestruzzo.

3.4.5 Copriferro

Il copriferro è la distanza dalla superficie della barra alla faccia esterna del calcestruzzo; più è grande il copriferro e maggiore è il confinamento, che può far aumentare l'aderenza prima della rottura, fornendo protezione contro le fessure trasversali. Può inoltre influenzare il tipo di rottura per aderenza. Infatti alcuni ricercatori, tra cui Tepfers (1973), hanno osservato che il copriferro e il passo delle armature trasversali influenzano significativamente il tipo di rottura, e con copriferro piccolo si ha rottura per splitting mentre con copriferro più grande la capacità di aderenza sarà superiore e si verifica rottura per pull-out.

3.5 Modelli di aderenza

3.5.1 Modello di aderenza CEB-FIP Model Code (1990)

Per aderenza, o meglio per tensione di aderenza, si intende la tensione che si sviluppa lungo l'interfaccia acciaio-calcestruzzo, e modifica la tensione lungo la barra trasferendo il carico al calcestruzzo circostante.

In accordo con CEB-FIP Model Code (1990), che si basa sul modello proposto da Eligehausen et al. (1983), le tensioni di aderenza tra calcestruzzo e barra d'armatura, per carico monotono, possono essere calcolate come funzione dello scorrimento relativo nel seguente modo:

$$\tau = \tau_{\max} \left(\frac{s}{s_1} \right)^\alpha$$
$$0 \leq s \leq s_1$$

$$\tau = \tau_{\max}$$

$$s_1 \leq s \leq s_2$$

$$\tau = \tau_{\max} - (\tau_{\max} - \tau_f) \left(\frac{s - s_2}{s_3 - s_2} \right)$$

$$s_2 \leq s \leq s_3$$

$$\tau = \tau_f$$

$$s_3 \leq s$$

Come si osserva in Fig. 3.6, dopo un tratto di crescita non lineare per $s < s_1$ seguito da un plateau per $s_1 < s < s_2$ la curva decresce linearmente fino al valore di aderenza ultima per uno scorrimento s_3 assunto pari alla distanza netta tra le nervature della barra ad aderenza migliorata per calcestruzzo confinato.

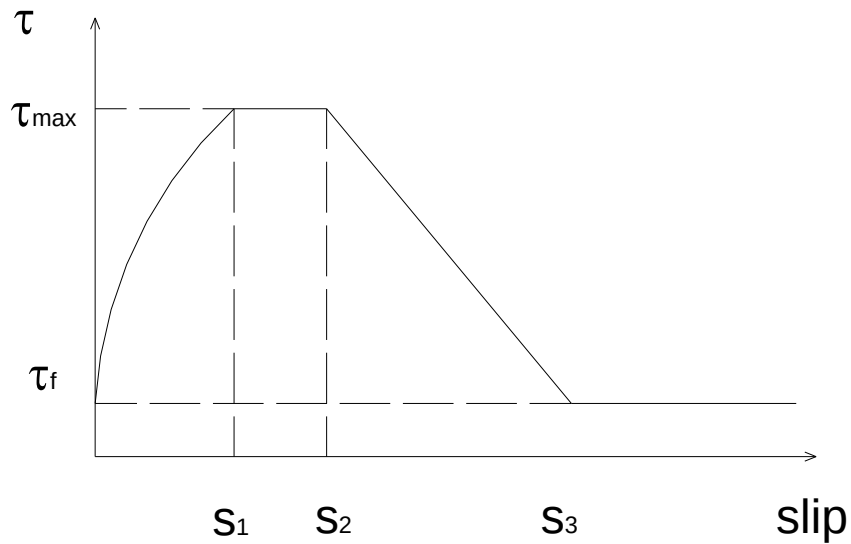


Fig. 3.6 - Aderenza per carichi monotoni (CEB-FIP Model Code, 1990).

Per la relazione, come riportato in Tab. 3.1, vengono proposti differenti valori dei termini s_1 , s_2 , s_3 , α , $\tau_{\max}$, τ_f , a seconda che il calcestruzzo sia non confinato (rottura per splitting) e confinato (rottura per taglio del calcestruzzo fra le nervature).

	2	3	4	5
VALORE	CALCESTRUZZO NON CONFINATO		CALCESTRUZZO CONFINATO	
	Condizione di aderenza (mm)		Condizione di aderenza (mm)	
	Buona	Tutti gli altri casi	Buona	Tutti gli altri casi
S1	0.6	0.6	1.0	
S2	0.6	0.6	3.0	
S3	1	2.5	distanza netta tra le nervature	
α	0.4		0.4	
$\tau_{\max}$	$2 \sqrt{f_{ck}}$	$1 \sqrt{f_{ck}}$	$2.5 \sqrt{f_{ck}}$	$1.25 \sqrt{f_{ck}}$
τ_f	$0.15 \tau_{\max}$		$0.40 \tau_{\max}$	

Tab. 3.1 – Parametri per definire la relazione tensione di aderenza-scorrimento (CEB-FIP Model Code, 1990).

Le relazioni proposte trascurano l'effetto dimensionale delle nervature e sono valide solo se il calcestruzzo non è soggetto a tensioni laterali. Le colonne 2 e 3 della tabella sono valide per un copriferro $c = \phi_s$ e un minimo di armatura trasversale pari a:

$$A_{st} = 0.25 \cdot n \cdot A_s$$

dove: A_{st} = area di calcestruzzo interessata dallo splitting; n = numero di barre interessate; A_s = area di una barra di diametro ϕ_s .

Le colonne 4 e 5 sono valide per ricoprimento $c > 5\phi_s$ o in presenza di armature trasversali di area $A_{st} > n \cdot A_s$ o per una pressione trasversale $p > 7.5 \text{ N/mm}^2$. Per valori di copriferro, di armatura o di pressione trasversale, intermedi a quelli visti, si interpolano linearmente i valori in tabella.

I valori in tabella sono validi ad una distanza $x > 5\phi_s$ dalla fessura trasversale successiva; per quelle parti dell'armatura che sono a distanza inferiore, i valori di τ e s sono ridotti dal fattore $\lambda = 0.2 x / \phi_s \leq 1$.

3.5.2 Modello di aderenza FIB Model Code for Concrete Structures (2010)

Il FIB Model Code for Concrete Structures (2010) descrive e aggiorna la relazione tra le tensioni di aderenza, tra calcestruzzo e barra d'armatura, e lo scorrimento. La curva multilineare, che è usata per modellare la relazione tensione di aderenza-scorrimento, si calcola nel seguente modo:

$$\tau = \tau_{\max} \left(\frac{s}{s_1} \right)^\alpha \quad 0 \leq s \leq s_1$$

$$\tau = \tau_{\max} \quad s_1 \leq s \leq s_2$$

$$\tau = \tau_{\max} - (\tau_{\max} - \tau_f) \left(\frac{s - s_2}{s_3 - s_2} \right) \quad s_2 \leq s \leq s_3$$

$$\tau = \tau_f \quad s_3 \leq s$$

Come si osserva in Fig. 3.7, dopo un tratto di crescita non lineare per $s < s_1$, per $s_1 < s < s_2$ la curva è costante, e per $s_2 < s < s_3$ decresce linearmente fino al valore di aderenza ultima per uno scorrimento pari a s_3 .

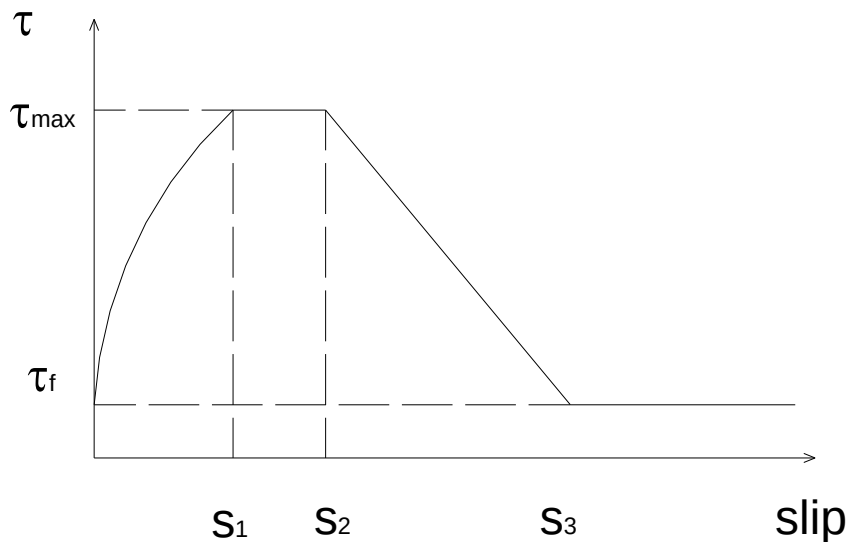


Fig. 3.7 – Relazione tensione di aderenza-scorrimento (CEB Model Code for Concrete Structures, 2010).

Come riportato in Tab. 3.2, per la relazione vengono proposti differenti valori dei termini s_1 , s_2 , s_3 , α , $\tau_{\max}$, τ_f , a seconda che il calcestruzzo ci sia rottura per pull-out o rottura per splitting. La rottura per pull-out è valida per calcestruzzo ben confinato, con copriferro $\geq 5\phi$ e distanza netta tra le barre $\geq 10\phi$. La rottura per splitting è valida per $\phi \leq 20$ mm e altre restrizioni per quanto riguarda il copriferro.

	2	3	4	5	6	7
VALORE	ROTTURA PER PULL-OUT		ROTTURA PER SPLITTING			
	Condizione di aderenza (mm)		Condizione di aderenza (mm)			
	Buona	Tutti gli altri casi	Buona		Tutti gli altri casi	
			non confinato	staffe	non confinato	staffe
S1	1.0	1.8	1.0	1.0	1.8	1.8
S2	2.0	3.6	S1	S1	S1	S1
S3	distanza netta tra le nervature	distanza netta tra le nervature	1.2 S1	distanza netta tra le nervature	1.2 S1	distanza netta tra le nervature
α	0.4		0.4			
$\tau_{\max}$	$2.5 \sqrt{f_{ck}}$		$7.0 \left(\frac{f_{ck}}{20} \right)^{0.25}$	$8.0 \left(\frac{f_{ck}}{20} \right)^{0.25}$	5.0	$5.5 \left(\frac{f_{ck}}{20} \right)^{0.25}$
τ_f	$0.4 \tau_{\max}$		0	$0.40 \tau_{\max}$	0	$0.40 \tau_{\max}$

Tab. 3.2 – Parametri per definire la relazione tensione di aderenza-scorrimento (FIB Model Code for Concrete Structures, 2010).

Osservando i dati presenti in tabella si evince che la relazione tensione di aderenza-scorrimento varia a seconda che ci sia rottura per pull-out o rottura per splitting, ed in generale offre valori più grandi della tensione di aderenza con rottura per pull-out e valori più piccoli della tensione di aderenza con rottura per splitting.

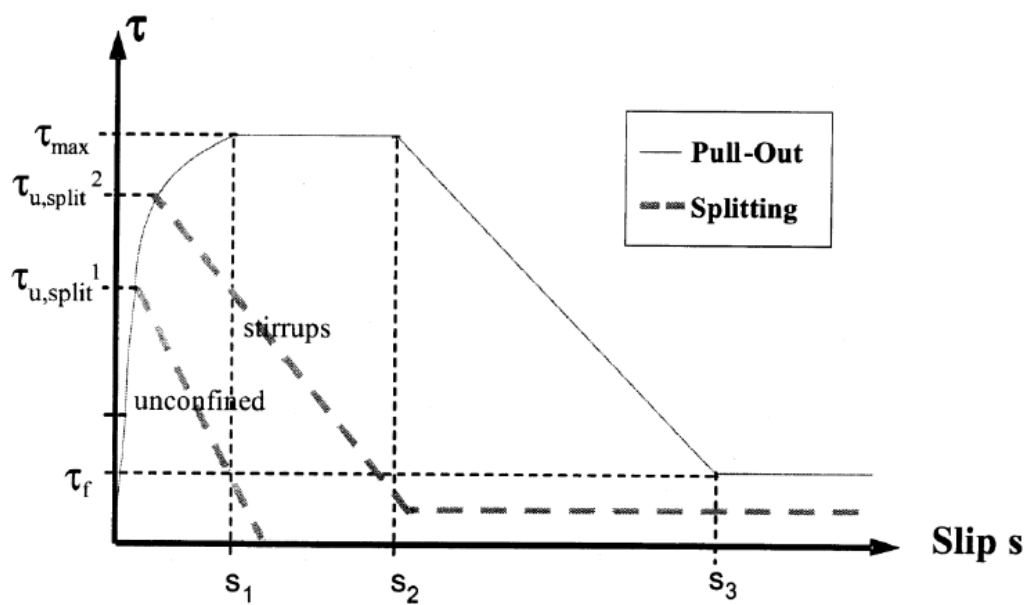


Fig. 3.8 – Relazione tensione di aderenza-scorrimento con rottura per pull-out o per splitting (CEB Model Code for Concrete Structures, 2010).

4

PROVE SPERIMENTALI DI LABORATORIO

Il lavoro effettuato riporta la sperimentazione fisica compiuta, mirata a valutare l'influenza della corrosione delle barre d'armatura trasversali sul meccanismo di collasso di travi in cemento armato e sulla loro capacità portante residua. Nello specifico sono state svolte prove di tipo statico su sei campioni di trave, per le quali l'effetto scala non potesse alterare le risultanze, con lo scopo di indagare il comportamento e gli aspetti prestazionali delle stesse. I test realizzati sono prove di flessione su quattro punti (4PBT) con carichi concentrati ai terzi della luce in modo da avere una zona centrale, pari ad $l/3$, sottoposta a momento costante, mentre le zone laterali, sempre di lunghezza $l/3$, sono a taglio costante. I campioni di trave in cemento armato sono stati testati nel Laboratorio Materiali e Strutture presso la Facoltà di Ingegneria di "Sapienza" Università di Roma.

Questo capitolo presenta una descrizione dettagliata dei campioni di prova costruiti per questo programma di ricerca e ne raccoglie in maniera critica le risultanze ottenute.

4.1 Configurazione dei campioni di trave in cemento armato

Per questa campagna sperimentale sono state progettate sei travi in cemento armato. Tutte le travi hanno identica geometria, miscela cementizia e armatura longitudinale, e

differiscono solo per l'armatura trasversale. Le travi sono a sezione rettangolare di 180 x 270 mm ed hanno una lunghezza di 3000 mm. L'armatura longitudinale e trasversale è progettata per ottenere sempre una rottura a taglio. Queste si articolano secondo diverse tipologie a seconda del differente schema di staffatura presente. In pratica sono state realizzate tre diverse tipologie di trave, per ognuna delle quali sono stati preparati due campioni, definite: tipo A) tipo B) e tipo C). Nel tratto di trave ove è attesa, o meglio pilotata, la rottura per taglio, il tipo A) non presenta armatura trasversale. Il tipo B) ha staffature con diametro della barra più piccolo e passo maggiore rispetto alla restante parte della trave. Il tipo C) è simile al tipo B) ma con staffe conformate ad "U rovescia", cioè senza ramo inferiore all'intradosso della trave. Nello specifico, le armature longitudinali inferiori sono 4 con diametro 20 mm e quelle superiori sono 2 con diametro 20 mm. Le staffe presenti su $l/3$ della trave dove è attesa la rottura a taglio nel tipo B) e C) sono di diametro 6 mm con passo 200 mm, mentre sulla restante parte della trave, sia nel tipo A) B) e C), sono di diametro 8 mm con passo 150 mm.

Si intende soffermare l'attenzione sulla scelta operata per il campione di tipo C), progettato con staffa aperta all'intradosso al fine di simulare un attacco corrosivo distruttivo del ramo inferiore delle staffe. La scelta effettuata non prevede espulsione del copriferro ma simula il problema reale e purtroppo frequente di ricoprimento scarso o assente.

Indicazioni di letteratura hanno evidenziato la difficoltà di procedere in maniera efficace con una effettiva corrosione selettiva e localizzata. Infatti, dopo una disamina del problema e dello stato dell'arte, sono emerse le difficoltà nelle operazioni di corrosione accelerata delle barre d'armature, mediante passaggio di corrente nelle armature dei campioni immersi in soluzione salina, di fornire una corrosione localizzata in determinate zone come da progetto. Infatti la corrosione risulta in queste applicazioni troppo spesso non controllabile nella sua localizzazione, con frequenti fenomeni di pitting, che andrebbero a snaturare lo spirito della prova.

Nel caso specifico la scelta di lasciare un ricoprimento importante delle armature longitudinali tese, e quindi migliorare la risposta del meccanismo di aderenza delle stesse, non influisce sulla risposta generale durante l'esecuzione della prova in quanto non essendo presenti barre longitudinali interrotte prima dell'appoggio, anche in caso di assenza di copriferro non si innescerebbero scorrimenti tali da ridurre il trasferimento di forze tra acciaio e calcestruzzo intorno alla barra. Vale la pena ricordare che tutte le barre longitudinali tese risultano ulteriormente ancorate dalla presenza della reazione dell'appoggio all'estremità della trave.

Nelle seguenti immagini (Fig. 4.1, 4.2, 4.3) il dettaglio sulle diverse tipologie di travi in cemento armato testate (tipo A, B, e C).

TIPO A - N. 2 TRAVI SENZA ARMATURA TRASVERSALE

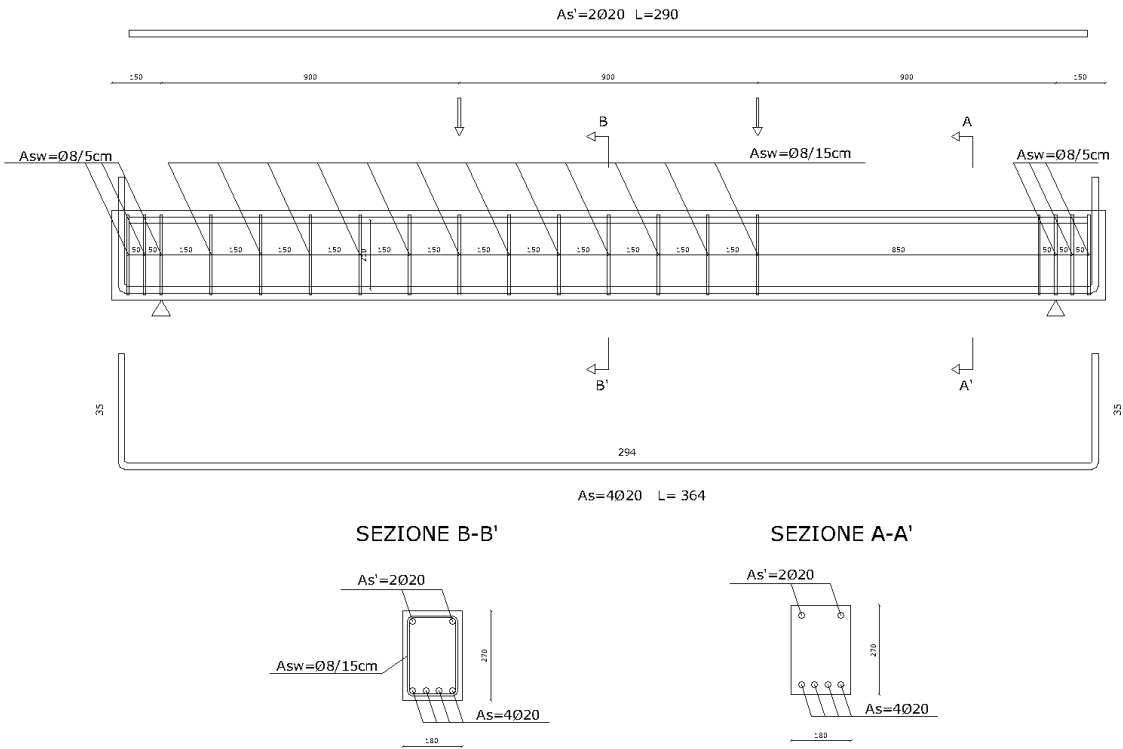


Fig. 4.1 - Tipologia di trave A.

TIPO B - N. 2 TRAVI CON ARMATURA TRASVERSALE $\phi 6/20$

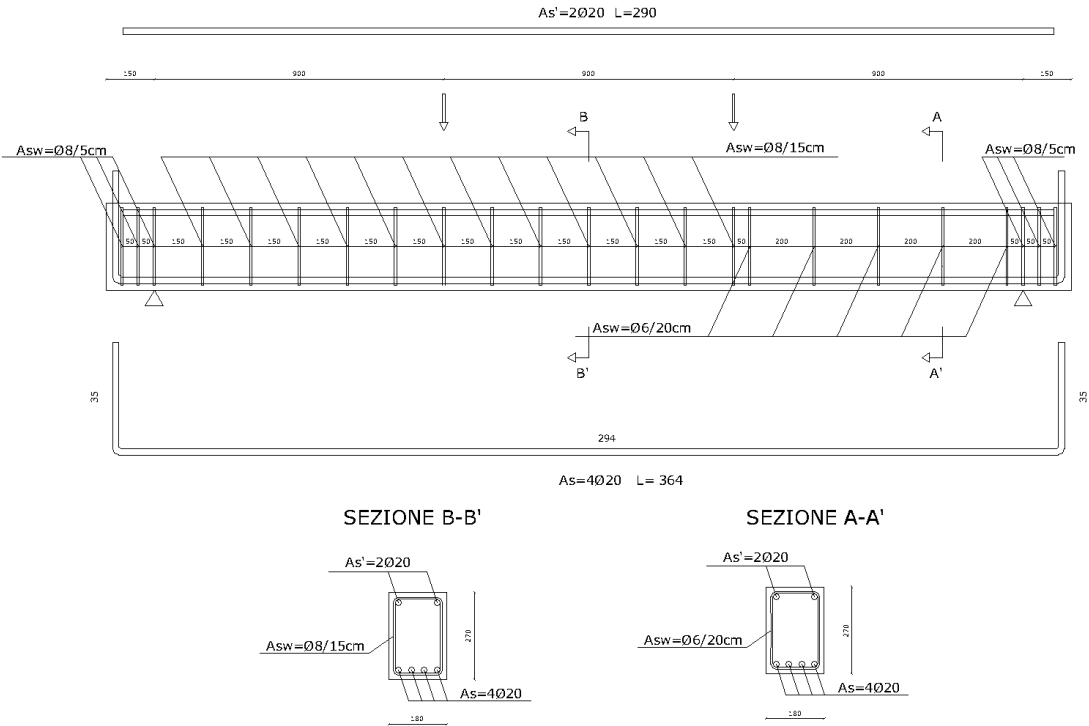


Fig. 4.2 - Tipologia di trave B.

TIPO C - N. 2 TRAVI CON ARMATURA TRASVERSALE $\phi 6/20$ INTERROTTE

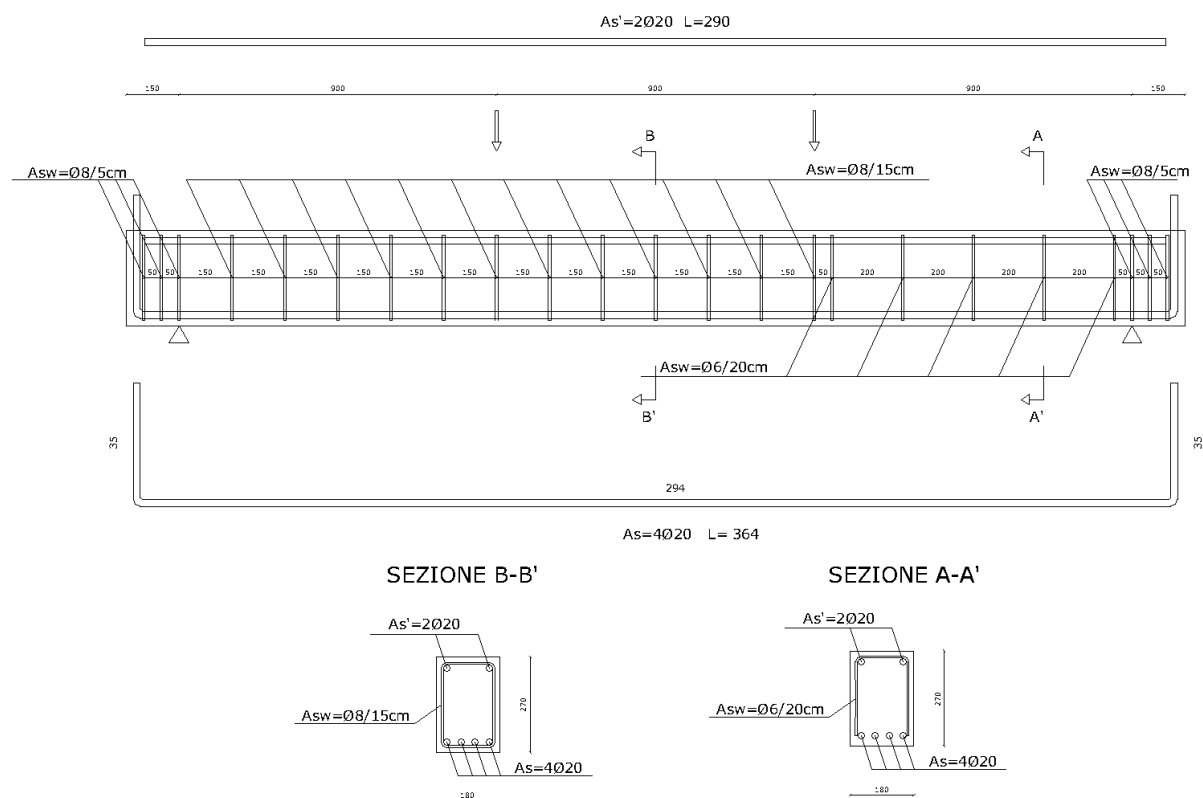


Fig. 4.3 - Tipologia di trave C.

Nelle seguente tabella sono sintetizzate le caratteristiche fondamentali di ogni campione di trave in cemento armato. Nelle ultime due colonne si riporta l'armatura trasversale presente su $l/3$ della trave dove è attesa la rottura a taglio e sulla restante parte di trave.

Campione	Tipologia	b (cm)	h (cm)	L (cm)	Arm. Long.	Arm. Trasv.	Arm. Trasv. ($l/3$ di trave con rottura a taglio)
1	B	27	18	300	$4\phi 20 + 2\phi 20$	$\phi 8/15$	$\phi 6/20$
2	A	27	18	300	$4\phi 20 + 2\phi 20$	$\phi 8/15$	no staffe
3	B	27	18	300	$4\phi 20 + 2\phi 20$	$\phi 8/15$	$\phi 6/20$
4	A	27	18	300	$4\phi 20 + 2\phi 20$	$\phi 8/15$	no staffe
5	C	27	18	300	$4\phi 20 + 2\phi 20$	$\phi 8/15$	$\phi 6$ aperta/20
6	C	27	18	300	$4\phi 20 + 2\phi 20$	$\phi 8/15$	$\phi 6$ aperta/20

Tab. 4.1 – Caratteristiche fondamentali dei campioni di trave realizzati.

Le travi in cemento armato sono state progettate in modo da poter confrontare i risultati delle prove sperimentali con i risultati disponibili in letteratura per strutture

corrose. Inoltre le dimensioni delle travi sono state scelte in modo da soddisfare requisiti di compatibilità con le attrezzature di prova disponibili in laboratorio. In Tab. 4.2 si riportano le caratteristiche geometriche di alcuni campioni di trave disponibili in letteratura.

Autori	Base (cm)	Altezza (cm)	Lunghezza (cm)
Castel et al.	28	15	300
Mangat et al.	10	15	91
Rodriguez et al.	15	20	230

Tab. 4.2 – Caratteristiche geometriche dei campioni di trave disponibili in letteratura.

Le caratteristiche meccaniche di progetto del calcestruzzo e dell'acciaio sono state scelte in base alla corrente produzione industriale, presente nel patrimonio edilizio residenziale esistente sul territorio italiano. Le caratteristiche meccaniche dell'acciaio sono risultate di poco discordanti a quanto atteso. Purtroppo, mentre le caratteristiche meccaniche dell'acciaio sono risultate prossime a quanto atteso, le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo sono risultate essere sensibilmente maggiori rispetto a quanto desiderato. Il dettaglio sulle proprietà dei materiali calcestruzzo e acciaio è riportato di seguito.

4.2 Proprietà dei materiali

Le travi in cemento armato sono state realizzate con calcestruzzo, non C25/30 come da progetto, ma con calcestruzzo inquadabile, ineffetti, come C45/55; l'acciaio è risultato inquadabile come B450C:

- Calcestruzzo (C45/55): $f_{cm} = 54 \text{ N/mm}^2$

Valutazioni effettuate mediante controlli non distruttivi e controlli distruttivi.

- Acciaio (B450C): $f_y = 538 \text{ N/mm}^2$ (barre $\phi 20$) - 557 N/mm^2 (barre $\phi 8$) - 566 N/mm^2 (barre $\phi 6$)

Valutazioni effettuate mediante prove di trazione.

4.2.1 Campagna di prove sul calcestruzzo

Per ricavare il valore della resistenza a compressione del calcestruzzo delle travi testate sono state effettuate prove non distruttive e prove distruttive. I metodi di prova utilizzati per le prove non distruttive sono il metodo sclerometrico ed il metodo ultrasonico,

mentre per le prove distruttive si è preferito far riferimento a campioni di calcestruzzo direttamente prelevati mediante carotaggio, piuttosto ai prelievi che accompagnavano la fornitura. Questa scelta è risultata la più opportuna anche a valle delle risultanze delle prove eseguite sulle travi. Per la stima delle proprietà meccaniche del calcestruzzo è stato utilizzato anche il metodo combinato Sonreb, che mette in relazione i risultati delle prove non distruttive e delle prove distruttive. I campioni sono stati testati nel Laboratorio Materiali e Strutture presso la Facoltà di Ingegneria di “Sapienza” Università di Roma.

Per le misure sclerometriche è stato utilizzato uno sclerometro di cui era stata controllata la taratura. Su ogni trave è stata pulita accuratamente la superficie della faccia longitudinale su cui sono stati effettuati dodici punti di misurazione con lo sclerometro. I dodici valori per tutte le travi sono riportati in Tab. 4.3, opportunamente mediati escludendo valori anomali (uno in eccesso e uno in difetto). In seguito, tramite il grafico che correda lo strumento, è stato anche ricavato il valore della resistenza a compressione.

Identificazione Elemento Strutturale	α	Indice di Rimbalzo (I_R)												I_{Rm}
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
TRAVE 1B	0	44	47	42	43	44	43	50	42	47	47	45	44	44,60
TRAVE 6C	0	43	46	42	44	46	48	50	45	43	45	46	46	45,20
TRAVE 5C	0	49	48	46	48	44	47	50	46	48	43	45	43	46,40
TRAVE 2A	0	38	46	46	46	44	42	45	41	41	43	42	44	43,40
TRAVE 3B	0	47	42	43	47	41	48	46	45	47	52	44	46	45,50
TRAVE 4A	0	38	42	44	40	43	48	44	45	48	46	47	45	44,40

Tab. 4.3 – Risultati della prova sclerometrica.

I valori della resistenza a compressione del calcestruzzo, ottenuti mediante correlazione sul grafico riportato sullo strumento, risultano mediamente attorno ai 510 Kg/cm² ed i 545 Kg/cm² (resistenza cubica).

Sono state effettuate quindi le prove ultrasoniche, che consistono nel misurare il tempo impiegato dalle onde soniche di adeguata frequenza ad attraversare un mezzo compreso tra due trasduttori collocati ad una data distanza, ricavandone la velocità di propagazione.

Identificazione Elemento Strutturale	Distanza tra le sonde L	Tempo di percorrenza T	Velocità di propagazione Vc
	(m)	(μs)	(m/s)
TRAVE 1B	0,18	37,5	4800,00
TRAVE 6C	0,18	38	4736,84
TRAVE 5C	0,18	41	4390,24
TRAVE 2A	0,18	38,5	4675,32
TRAVE 3B	0,18	39	4615,38
TRAVE 4A	0,18	39	4615,38

Tab. 4.4 – Risultati della prova ultrasonica.

Sono stati successivamente eseguiti tre prelievi di campione di calcestruzzo, testato poi in laboratorio.

Dimensioni (mm)		h/d	Massa volumica (kg/m ³)	Resistenza a compressione (N/mm ²)
φ	h			
94	186	2/1	2325	54,04
94	189	2/1	2338	54,19
94	188	2/1	2336	53,81

Tab. 4.5 – Risultati delle prove distruttive.

I valori ottenuti tramite prelievi di carote di calcestruzzo porta ad un valor medio di resistenza a compressione pari a 54.01 N/mm². Tali valutazioni sono costruite sui dati ottenuti dalle prove riguardanti campioni cilindrici con H/D = 2.

Non riguardando i carotaggi tutti e sei i campioni, si è deciso di effettuare una ulteriore indagine non distruttiva estesa a tutti i campioni mediante metodo combinato Sonreb. La correlazione effettuata, fra le risultanze delle prove non distruttive e distruttive, si basa su una resistenza calcolata su una forma esponenziale del tipo:

$$R = a \times S^{m1} \times V^{m2}$$

con S pari all'indice sclerometrico medio e V la velocità di ultrasuoni. Il coefficiente "a" e gli esponenti "m1" ed "m2" sono calcolati sulla scorta dei dati sperimentali ottenuti da prove su carote precedute da determinazione di indice di rimbalzo e velocità degli ultrasuoni.

I valori sono stati calcolati mediante regressione lineare multipla operata sui logaritmi dei valori disponibili.

Sulla scorta di tali valori dei coefficienti, la relazione diventa:

$$R = 65.7 \times S^{-0.014} \times V^{-0.017}$$

In buona sostanza il valore ottenuto mediante metodo combinato Sonreb ha confermato il valore medio ottenuto dai carotaggi, pertanto la resistenza a compressione risulta essere pari a: 54 N/mm².

Su due campioni cilindrici di calcestruzzo, questa volta preparati in fase di getto, sono state effettuate due prove di trazione indiretta ossia brasiliana, come riportato in Fig. 4.4, con lo scopo di stimare la resistenza a trazione del calcestruzzo.



Fig. 4.4 - Prova brasiliana o di trazione indiretta.

La resistenza media a trazione del calcestruzzo così stimata è risultata essere pari a 3.61 N/mm², (vedi Tab. 4.6).

Dimensioni (mm)		P rottura (t)	Resistenza a trazione (N/mm ²)
φ	h		
155	310	26,1	3,46
155	310	28,4	3,76

Tab. 4.6 – Risultati della prova di trazione indiretta.

4.2.2 Campagna di prove sulle barre d'acciaio

Sono stati effettuati alcuni prelievi di barre d'armatura, con lo scopo di effettuare sugli stessi prove di trazione al fine di ottenere il valore della tensione di snervamento e di carico

di rottura dell'acciaio. I campioni sono stati sottoposti a prova di trazione presso il Laboratorio Materiali e Strutture della Facoltà di Ingegneria di "Sapienza" Università di Roma.

Per verificare la qualità e le caratteristiche di resistenza dell'acciaio usato nelle travi in cemento armato testate, sono state realizzate delle prove di trazione su tre campioni di barra $\phi 20$, $\phi 8$, e $\phi 6$.

Il primo campione testato è la barra longitudinale $\phi 20$, per il quale è stato ottenuto:

diametro	20	mm
lunghezza campione	101,3	cm
peso	2,441	kg
carico di snervamento	16900	kg
carico di rottura	20500	Kg
lo	100	mm
lu	110	mm

Tab. 4.7 – Dati caratteristici del campione di barra $\phi 20$.

σ_y	538	N/mm ²
σ_{ult}	653	N/mm ²

Tab. 4.8 – Tensione di snervamento e tensione di carico di rottura del campione di barra $\phi 20$.

Il secondo campione testato è la barra trasversale $\phi 8$, per la quale i risultati vengono riportati nella seguente tabella, del tutto simile alla precedente:

diametro	8	mm
lunghezza campione	112,5	cm
Peso	0,349	kg
carico di snervamento	2800	kg
carico di rottura	3230	kg
lo	100	mm
lu	108	mm

Tab. 4.9 – Dati caratteristici del campione di barra $\phi 8$.

σ_y	557	kg/cm ²
σ_{ult}	643	kg/cm ²

Tab. 4.10 – Tensione di snervamento e tensione di carico di rottura del campione di barra $\phi 8$.

Il terzo campione testato è la barra trasversale $\phi 6$, per il quale sono stati ottenuti i seguenti dati:

diametro	6	mm
lunghezza campione	120,7	cm
peso	0,260	kg
carico di snervamento	1600	kg
carico di rottura	1800	Kg
lo	100	mm
lu	107	mm

Tab. 4.11 – Dati caratteristici del campione di barra $\phi 6$.

σ_y	566	N/mm ²
σ_{ult}	637	N/mm ²

Tab. 4.12 – Tensione di snervamento e tensione di carico di rottura del campione di barra $\phi 6$.

Tutti i campioni sono stati pesati prima dell'esecuzione delle prove per valutare il diametro della barra tonda liscia equipesante.

Le misure lo ed lu sono state ottenute segnando la barra ad intervalli regolari ovvero ogni 10 mm, e misurando dopo la prova la lunghezza di questi tratti. Questo è stato fatto durante la prova al fine di misurare l'allungamento dell'acciaio, infatti i dati lo ed lu ci danno un'idea dell'allungamento a rottura della barra d'armatura in acciaio.

Le risultanze delle prove eseguite sono qui di seguito riassunte e riportate:

Ident.	$\varnothing$ [mm]	ϵ_y [%]	ϵ_u [%]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
1	20	0,0026	0,1031	538	653
2	8	0,0027	0,0831	557	643
3	6	0,0027	0,0730	566	637

Tab. 4.13 – Risultanze delle prove di trazione eseguite su campioni di barra $\phi 20$, $\phi 8$, e $\phi 6$.

4.3 Setup di prova

Per le travi in cemento armato sono stati previsti test con configurazione di trave appoggiata, con una distanza tra gli appoggi di 2700 mm. Per il conferimento delle azioni è stata adottata una macchina oleodinamica Mohr e Federhaff con $F_{max} = 5000$ kN, dotata di trave di carico in acciaio lunga 5000 mm. La trave in acciaio, mossa verso l'alto dal pistone della macchina, e, a riposo, posizionata su rotaie che consentono facilmente un suo eventuale spostamento per facilitare l'allestimento della prova e quindi di disporre in maniera opportuna i campioni sotto carico, è dotata di appoggi a profilo cilindrico a distanza regolabile. Come già detto, la configurazione di prova prevista è quella di trave appoggiata alle estremità e caricata su due punti ai terzi della luce, pertanto si è interposto tra il piatto superiore di contrasto della macchina ed il provino un trave ripartitrice, in modo da distribuire equamente la forza applicata (reazione offerta dalla macchina) sui due punti di carico. Tale trave ripartitrice è in acciaio ed è composta da due profili *IPE240* accoppiati di lunghezza pari a 1200 mm, sufficientemente irrigidita tramite cartelle in acciaio saldate in

prossimità delle zone di trasferimento del carico. Nelle due sezioni di carico sono stati interposti cilindri in acciaio per riprodurre la condizione di puntualità del carico. Tra i cilindri e la trave sono stati posizionati piatti di acciaio con il compito di evitare inutili concentrazioni di carico che potrebbero innescare rotture, certamente indesiderate nello spirito della prova.



Fig. 4.5 - Banco di prova

Prima di posizionare la strumentazione, le travi, nella zona della trave dove è attesa la rottura a taglio, sono state dipinte di bianco per una migliore visualizzazione del quadro di fessurazione, sia in fase iniziale che in fase di raggiungimento del carico ultimo. Inoltre è stata disegnata su una faccia laterale una griglia con maglie 50 x 50 mm, in modo da poter desumere da ogni eventuale immagine un riferimento per ogni fotogramma del quadro fessurativo.

La strumentazione di prova è finalizzata per rilevare nel corso delle prove le seguenti grandezze fisiche:

- forza generata dall'attuatore oleodinamico della macchina di prova: cella di carico resistiva fondo scala 5000 kN;
- spostamenti verticali in corrispondenza della mezzera della trave, delle sezioni di carico, a 450 mm dagli appoggi, ed in prossimità degli appoggi, per un totale di sette punti di misura finalizzati a descrivere la deformata della trave (sette trasduttori di spostamento LVDT);

- deformazioni della trave nel tratto sollecitato a flessione e taglio dove si attende la rottura a taglio: mediante deformometro millesimale con basi di misura disposte su una faccia;

- evoluzione del quadro fessurativo dello stesso tratto di trave: mediante l'utilizzo della camera digitale e la successiva fase di analisi delle immagini.

Si riporta in Fig. 4.6 lo schema di carico e la strumentazione di prova adottata in tutti i test sui sei campioni di trave in cemento armato.

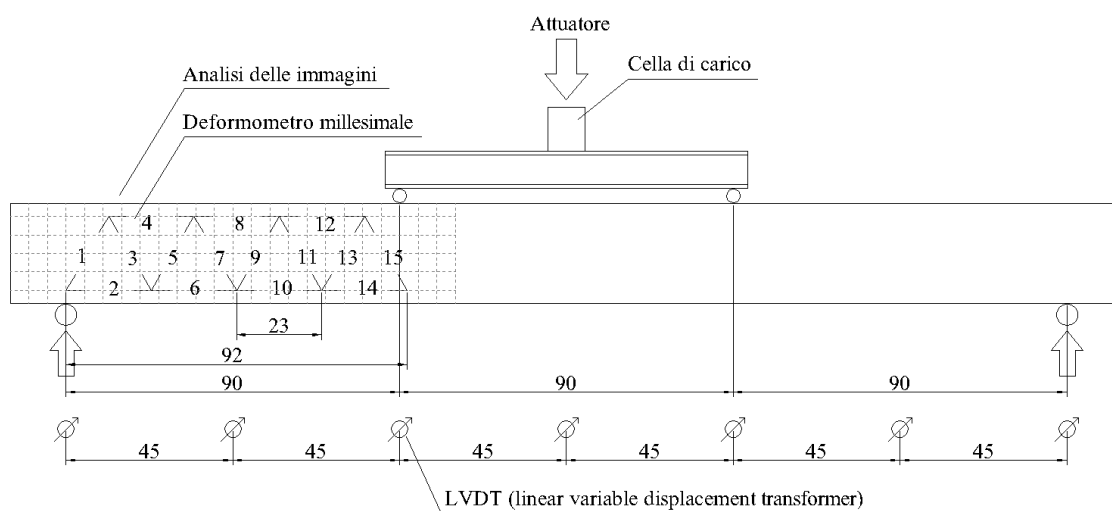


Fig. 4.6 – Schema di carico e strumentazione di prova.

Nelle immagini seguenti si riportano le strumentazioni di prova adottate in fase di esecuzione delle prove in particolare: LVDT e deformometro millesimale.

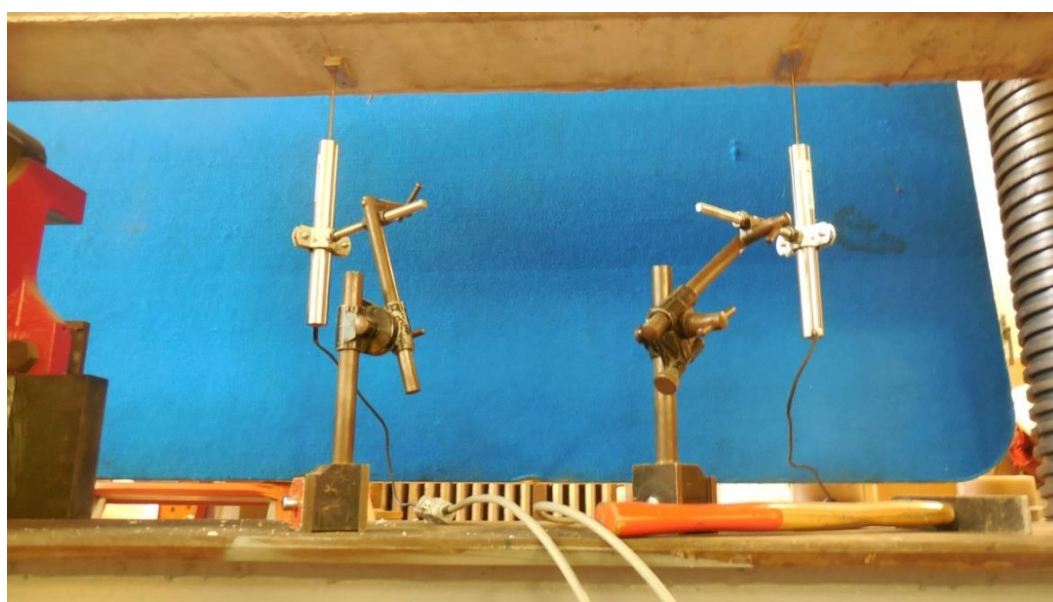


Fig. 4.7 – Strumentazione di prova (LVDT).



Fig. 4.8 – Strumentazione di prova (deformometro millesimale).

Si intende soffermare l'attenzione sui metodi utilizzati per l'acquisizione delle deformazioni in direzione diagonale, in particolare sul deformometro millesimale e sull'analisi delle immagini.

Per quanto riguarda il deformometro millesimale, questo è uno strumento di misura adatto a valutare le variazioni di ampiezza quindi lo spostamento relativo tra due punti che si trovano a cavallo di una fessura, con una precisione dell'ordine del millesimo di millimetro. È risultato pertanto particolarmente affidabile per il monitoraggio durante l'esecuzione della prova del quadro fessurativo. Il deformometro millesimale è costituito da una barra alla cui estremità sono montati due perni ortogonali all'asse principale della stessa che servono per impugnare correttamente lo strumento e due punte coniche da inserire in apposite basette per eseguire la lettura. Uno di questi perni è fisso, mentre l'altro, montato su un dispositivo di scorrimento meccanico, è libero di oscillare lungo l'asse principale dello strumento, e tali movimenti del perno mobile vanno ad agire su un comparatore digitale che ne misura gli spostamenti. I punti di misura vengono identificati attraverso il posizionamento delle basette, ossia piastrine in acciaio con una piccola cavità, adatta a quella dello strumento in maniera tale da garantire la massima stabilità nella misurazione, che attende la punta dei tastatori del deformometro. Lo strumento utilizzato è stato ottenuto riadattando uno strumento già presente in laboratorio, con un intervento meccanico. È stata operata una disposizione delle basette secondo una maglia a triangoli equilateri, con lati e quindi basi di lettura di 230 mm, in modo da permettere di tenere sotto controllo non soltanto i movimenti della fessura, in apertura o chiusura, ma allo stesso

tempo di controllare le deformazioni in direzione diagonale dovute alle sollecitazioni di taglio. Difatto l'inclinazione del triangolo equilatero è stata così scelta in maniera tale da mantenere sempre uguale la misurazione e con lo scopo di ridurre l'errore durante la fase di acquisizione delle deformazioni diagonali a taglio a valori trascurabili. Infatti la lesione a taglio attesa è inclinata di 22° ed in tale modo l'errore nell'acquisizione dei dati è ridotto a circa l'1%.

Altro metodo di misurazione utilizzato per l'acquisizione delle deformazioni in direzione diagonale sono lo scatto delle immagini mediante camera digitale e la successiva analisi delle immagini, in quanto tale metodo permette il monitoraggio delle fessure in maniera affidabile con una precisione dell'ordine del centesimo di millimetro. Questo metodo si compone essenzialmente di due fasi: la prima comprende la preparazione e l'esecuzione delle fotografie e la seconda consiste nell'analisi vera e propria delle immagini acquisite. A tale scopo sono necessari dei strumenti semplici quali una macchina fotografica, un cavalletto, ed una griglia di riferimento. La griglia di riferimento, realizzata con maglie 50 x 50 mm, funziona come punto di riferimento per calibrare il fotogramma, ovvero eliminare l'errore prospettico, e scalare allo stesso modo le differenti immagini. Non è necessario garantire la massima stabilità del punto di presa dei fotogrammi in quanto con l'ausilio della griglia di riferimento l'immagine può essere calibrata e scalata nello stesso modo. Conviene comunque non variarlo di molto per non modificare la definizione di una immagine e quindi l'accuratezza delle misurazioni da un'immagine all'altra. La risoluzione di una fotografia non dipende unicamente dalla distanza dalla quale la si scatta, ma anche dalla qualità della macchina fotografica che si utilizza. È stata utilizzata una macchina fotografica con una risoluzione di 12 Megapixel che restituisce immagini composte da 3000 righe e 4000 colonne di Pixel. Pertanto per iniziare l'acquisizione dei fotogrammi con la macchina fotografica questa deve essere posta su un cavalletto (da posizione circa fissa) e con messa a fuoco costante. Adottati questi accorgimenti nella fase di esecuzione delle immagini, si passa all'acquisizione delle fotografie ed alla loro analisi. Il grosso del lavoro viene svolto rapidamente da un programma attraverso cui è stato possibile seguire, fotogramma dopo fotogramma, l'andamento fessurativo della trave. Lo studio e l'analisi vera e propria delle immagini si svolge rapidamente ed ha come finalità la valutazione dell'ampiezza di una fessura. Per ogni scatto il programma, che si basa sulla griglia di riferimento, permette di effettuare la calibrazione e di scalare le immagini, in modo da ottenere una corretta misurazione. Tali valutazioni acquisiscono maggiore importanza dal confronto con i dati ottenuti mediante deformometro millesimale. Infatti i dati ottenuti dall'analisi delle

immagini sono stati utilizzati per avere un confronto diretto con i dati ottenuti mediante deformometro millesimale, al fine di garantire la massima accuratezza dei risultati ottenuti.

Si prevedono prove di flessione a quattro punti di natura statica a spostamento controllato. Le forze sono disposte ad una distanza pari a 90 cm ($1/3$ della luce totale) dagli appoggi. L'apparato sperimentale è progettato per raggiungere taglio costante nei due lati della trave e momento flettente costante sulla parte centrale della trave.

Tutte le prove sperimentali saranno effettuate secondo la stessa modalità di prova, in particolare ogni test sarà composto da una sequenza di due cicli di carico statici che seguono i seguenti passi:

- step 1 – carico di prima fessurazione;
- step 2 – carico ultimo.

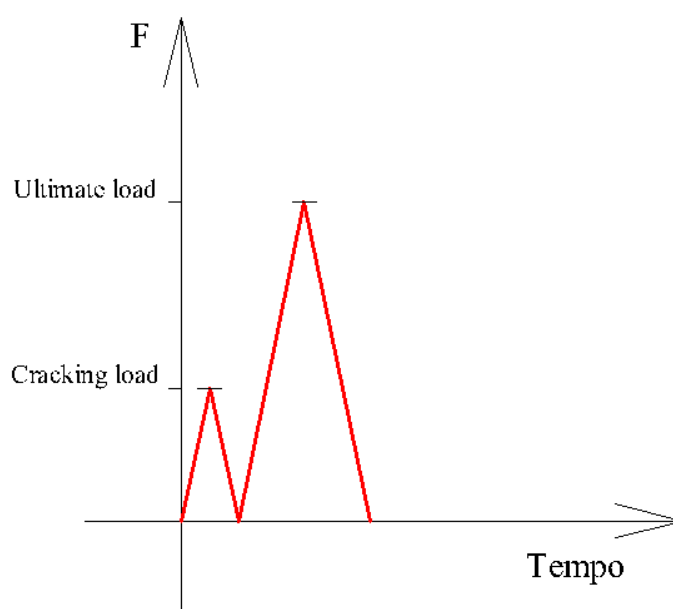


Fig. 4.9 – Forze agenti durante le fasi di carico.

Ogni ciclo consiste nell'applicare lentamente il carico fino all'attivazione del meccanismo richiesto, dopodiché il carico viene rimosso e si riparte col nuovo ciclo.

È stata operata la scelta di procedere con carichi monotonici al fine di catturare con il primo ciclo statico la prima fessurazione della trave, con lo scopo di arrivare in fase successiva fino al carico di rottura.

4.4 Risultati

I campioni di trave in cemento armato esaminati hanno avuto tutti una rottura per taglio a differenti carichi di rottura a seconda della differente tipologia di trave.

Prima di testare i campioni di trave tutte le prove sono state documentate mediante una identica metodologia. Tutte le fessure visibili sono state segnate in modo da seguire l'andamento fessurativo delle differenti travi ai diversi incrementi di carico, e la larghezza delle fessure sono state misurate mediante deformometro millesimale e confrontate con l'analisi delle immagini. Le immagini sono state scattate agli stessi step di carico in cui veniva effettuata l'acquisizione dei dati mediante deformometro millesimale.

Vengono di seguito riportati in fig. 4.10, 4.11, 4.12, e 4.13, per i campioni di trave di tipologia B e C, i diagrammi che riportano le deformazioni diagonali nel reticolo con maglie 50 x 50 mm ottenute mediante deformometro millesimale. Tali valori successivamente confrontati con l'analisi delle immagini hanno fornito valori pressoché corrispondenti. I dati diagrammati si riferiscono solamente alle zone interessate dalla rottura a taglio. Le larghezze delle fessure variano da 0,1 mm a circa 3,0 mm.

Per i campioni di trave di tipologia A, in cui non sono presenti armature trasversali, non sono stati riportati tali diagrammi in quanto non hanno mostrato segni di deformazioni di taglio fino al raggiungimento della rottura, che è avvenuta senza preavviso.

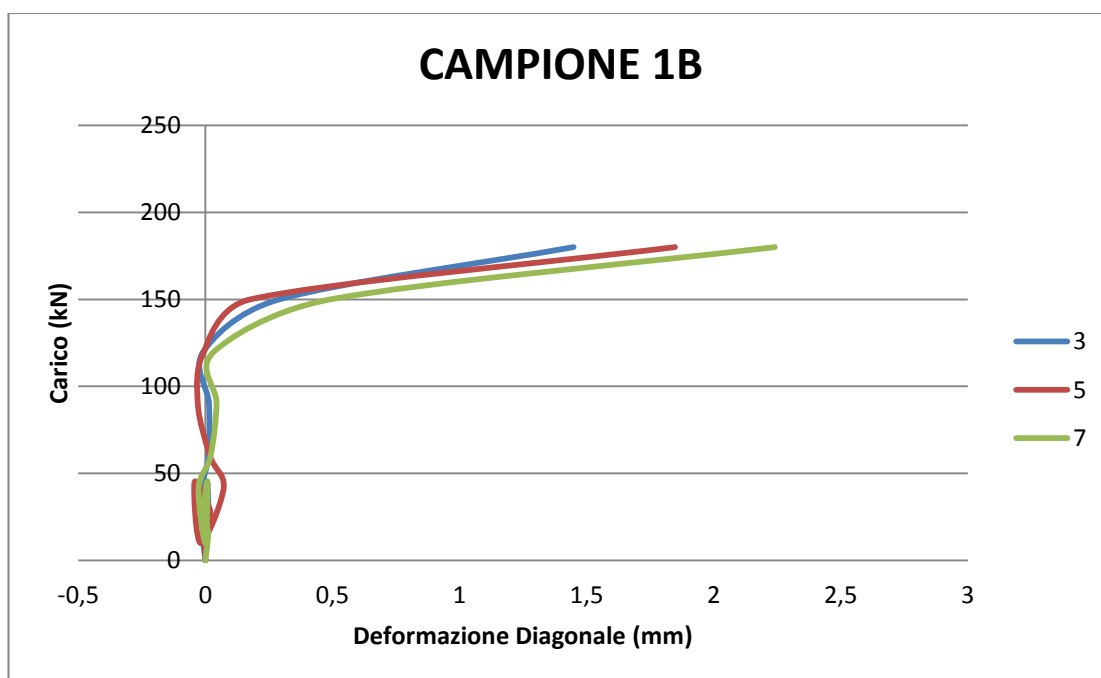


Fig. 4.10 - Deformazioni diagonali nel reticolo (campione 1B).

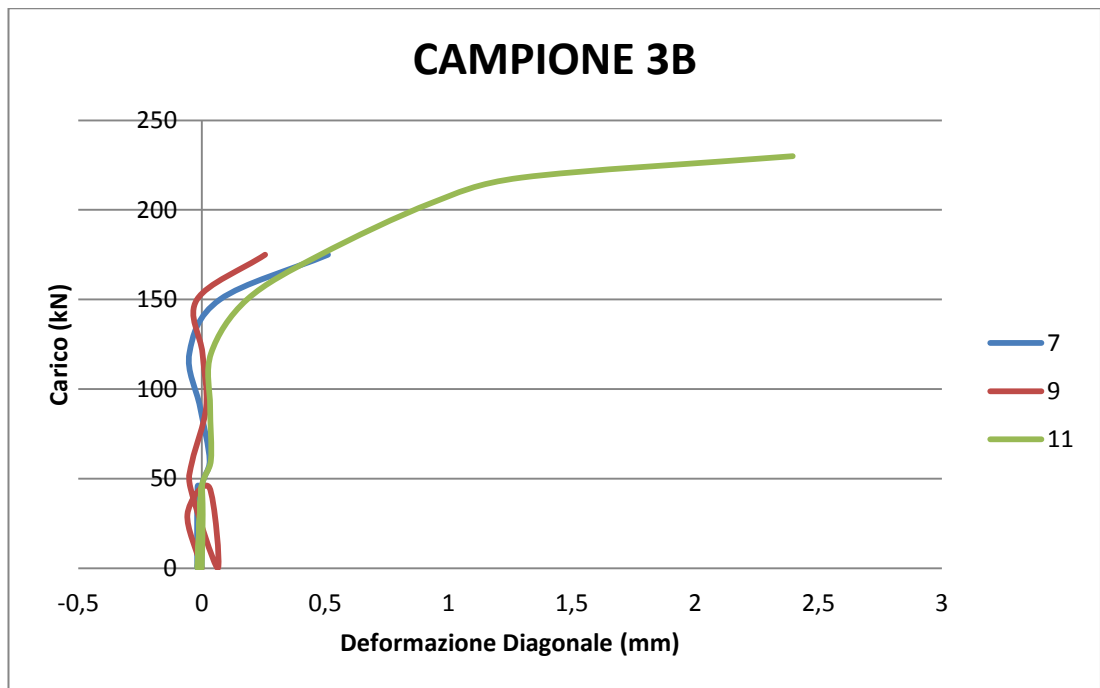


Fig. 4.11 - Deformazioni diagonali nel reticolo (campione 3B).

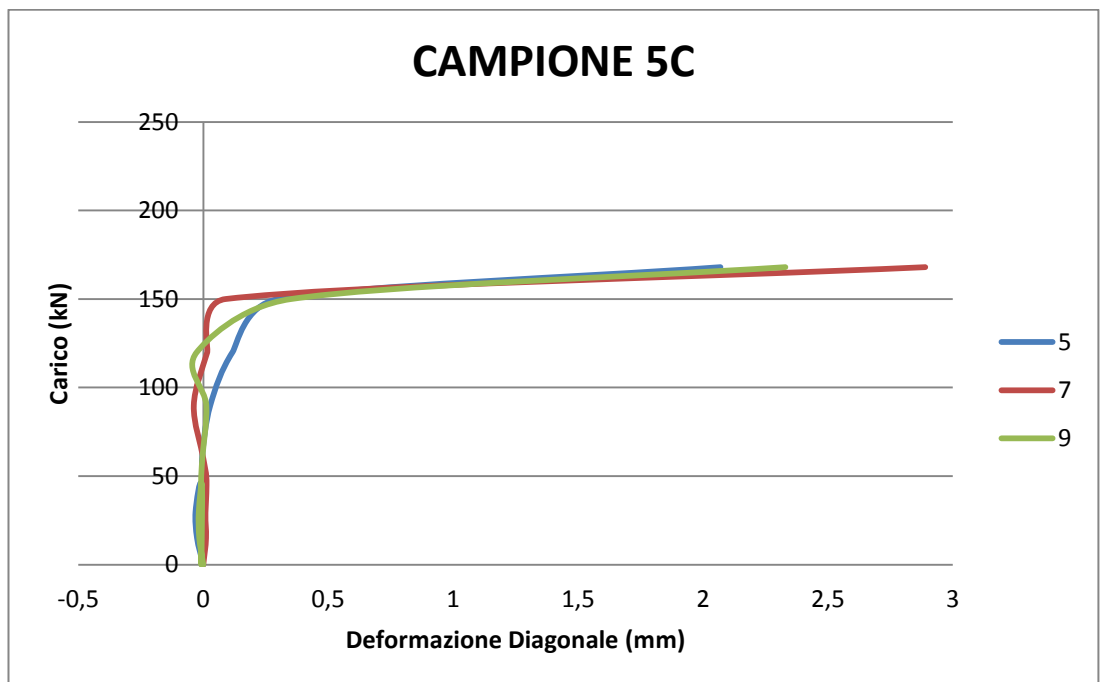


Fig. 4.12 - Deformazioni diagonali nel reticolo (campione 5C).

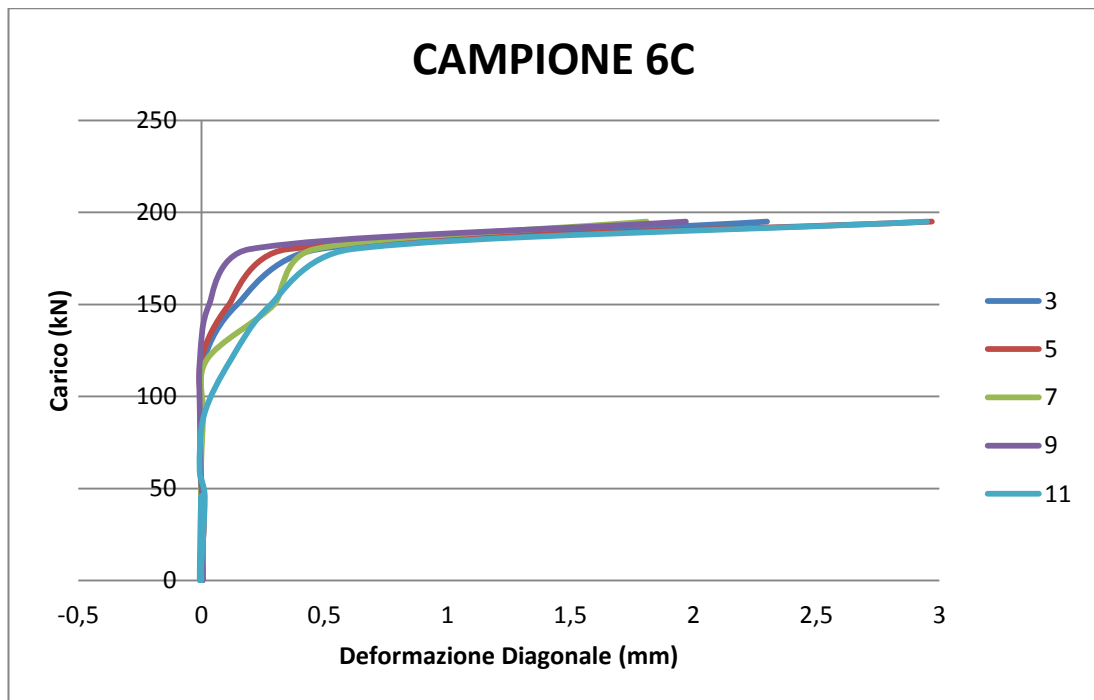


Fig. 4.13 - Deformazioni diagonali nel reticolo (campione 6C).

Nel campione di trave 3B non è stato possibile acquisire i dati per l'asse 7 e 9 fino a carico di rottura poiché il punto di acquisizione è stato interessato da una fessura.

I campioni di trave sono stati accuratamente fotografati da vari angoli, per documentare l'andamento fessurativo delle travi ad ogni step di carico. Si riportano le fotografie delle travi testate in laboratorio, ordinate per tipologia di trave (A, B, C), con lo scopo di visualizzare per ognuna la mappa delle fessure. In Fig. 4.14 e 4.15 si riporta la mappa delle fessure dei campioni di tipo A, in Fig. 4.16 e 4.17 si riporta la mappa delle fessure dei campioni di tipo B ed in Fig. 4.18 e 4.19 si riporta quella dei campioni di tipo C.



Fig. 4.14 - Mappa delle fessure campione 2A.

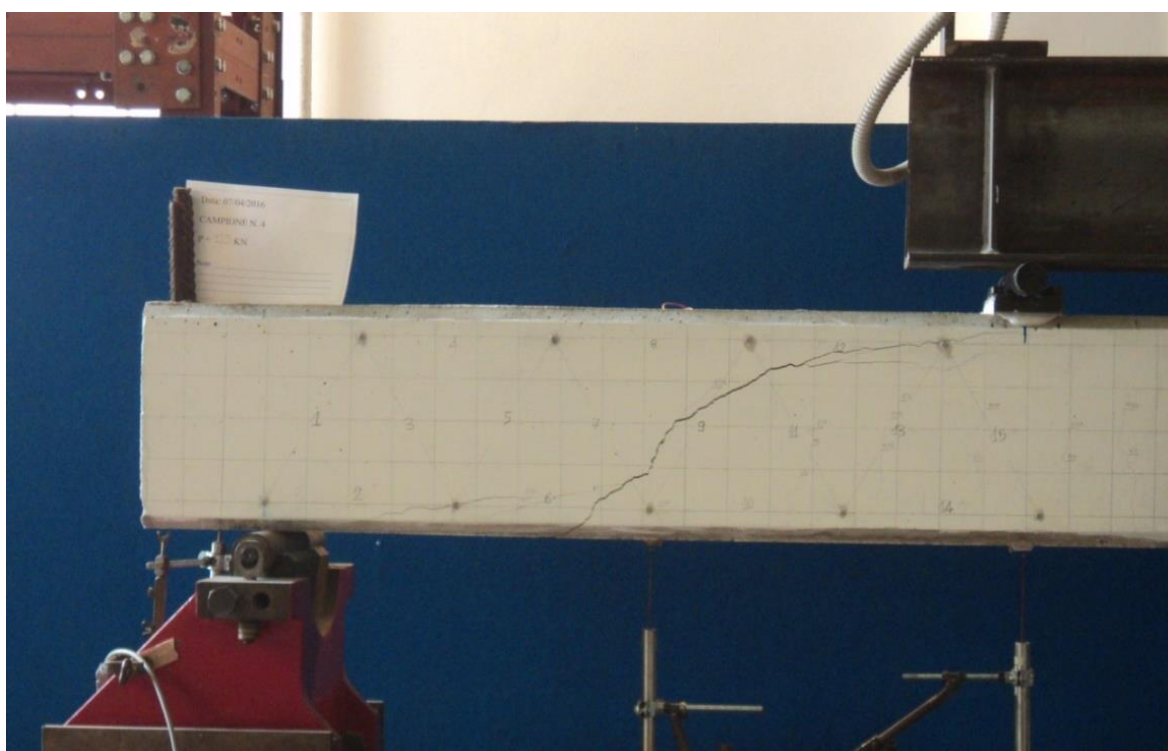


Fig. 4.15 - Mappa delle fessure campione 4A.

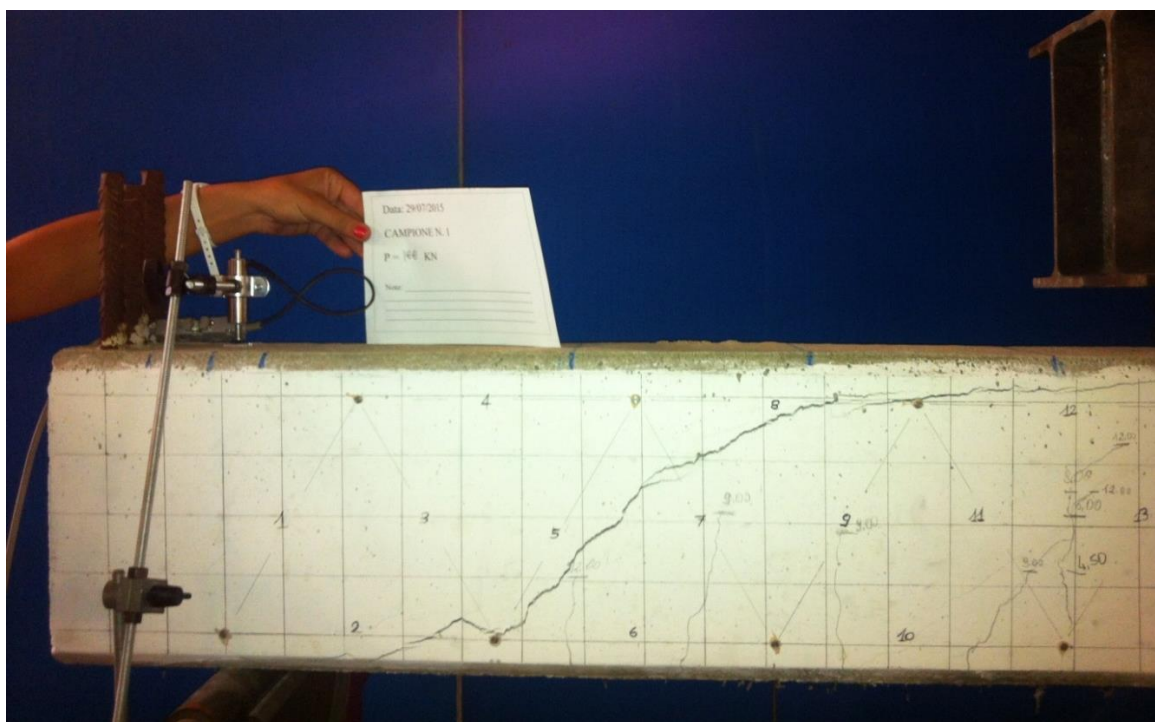


Fig. 4.16 - Mappa delle fessure campione 1B.

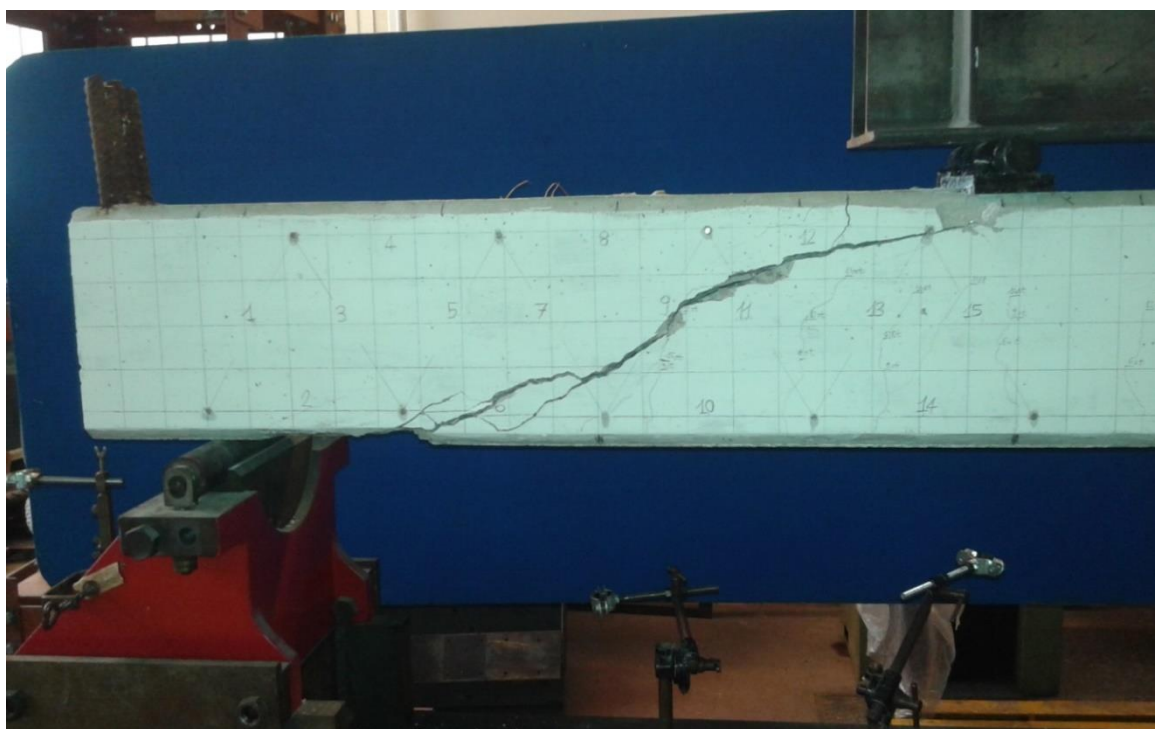


Fig. 4.17 - Mappa delle fessure campione 3B.

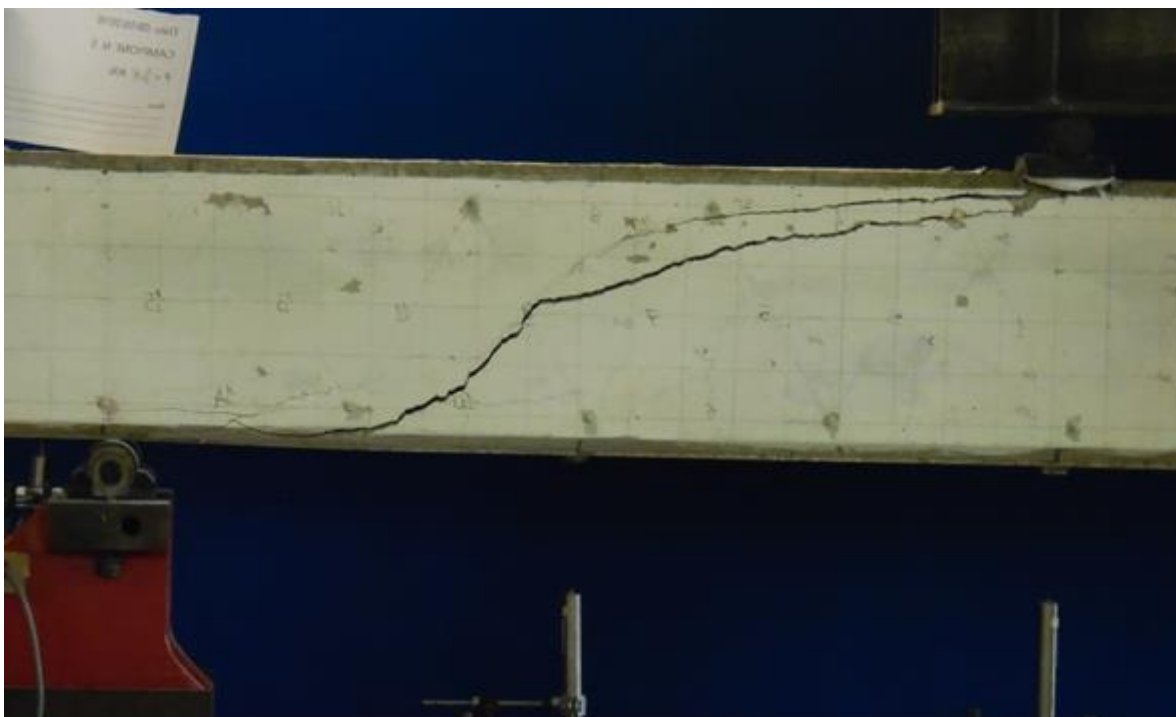


Fig. 4.18 - Mappa delle fessure campione 5C.



Fig. 4.19 - Mappa delle fessure campione 6C.

I risultati delle travi in cemento armato esaminate mettono in evidenza, sia per le travi non armate, armate, che con corrosione distruttiva delle staffe, che il comportamento è governato dal taglio.

In tutti i campioni la fessurazione comincia con lo sviluppo di fessure, apparse in corrispondenza del carico di prima fessurazione, sulla parte bassa delle travi (intradosso)

che in fase iniziale si sono sviluppate in direzione verticale (cioè perpendicolare all'asse principale delle travi). Tali fessure, man mano il carico è stato incrementato, nella zona centrale della trave tendono a rimanere verticali ed a svilupparsi verso l'alto, mentre nelle zone laterali, dove è attesa la rottura a taglio, tendono dopo la prima fase di sviluppo verticale a propagarsi in direzione inclinata. Infatti spesso, alle fessure verticali (fessure da flessione) nella zona centrale della trave, si affiancano fessure inclinate sulle due zone laterali (fessure da taglio).

Nella seguente tabella si riportano i livelli di carico raggiunti per le differenti tipologie di trave (A, B, C) per il carico di prima fessurazione, la prima fessura a taglio, e la rottura a taglio.

CAMPIONE TRAVE	PRIMA FESSURA A FLESSIONE P (KN)	PRIMA FESSURA A TAGLIO P (KN)	ROTTURA A TAGLIO P (KN)
1B	35,1	151,56	187,98
3B	60,43	164,4	230,63
2A	40,57	120,39	120,39
4A	44,61	125,61	125,61
5C	45,2	120,19	172,72
6C	48,32	122,3	195,19

Tab. 4.14 – Livelli di carico per le fessure.

Sono stati osservati le prime fessure a flessione a livelli di carico di 35-60 kN, di solito distribuite equamente nella parte bassa della trave. Il carico di prima fessurazione stimato è di 45 kN, pertanto anche in fase sperimentale si è riscontrato circa tale valore. Man mano che il carico è stato aumentato, le fessure si sono sempre più propagate. Le fessure a taglio sono iniziate a livelli di carico che vanno da 120 a 165 kN in funzione del campione di trave. Per i campioni di tipo A il carico della prima fessura a taglio ha coinciso con il carico di rottura per taglio dei campioni, che è stata di tipo fragile. I campioni di trave di tipologia B hanno mostrato le prime lesioni a taglio ad un carico di 150-165 kN mentre i campioni di trave di tipologia C hanno mostrato le prime lesioni a taglio ad un carico inferiore rispetto i campioni di tipo B che è circa pari a 120-125 kN.

Nei due campioni di trave di tipo A, cioè senza armatura trasversale, la rottura è da considerarsi fragile in quanto, non essendo presenti staffe che forniscono confinamento, la rottura in entrambe i campioni (2A e 4A) è avvenuta senza preavviso. Altra considerazione

da fare è che la fessura a taglio che ha portato a rottura le due travi si è aperta in corrispondenza della stessa zona delle travi dove era attesa la rottura a taglio sia per il campione 2A che 4A, ed è iniziata a circa 550 mm dall'estremità dei campioni ed ha seguito la stessa inclinazione in entrambe i campioni.

Per i campioni di tipo B e C la fessurazione è iniziata con lo sviluppo di lesioni verticali; a carichi maggiori la fessurazione ha interessato le due zone laterali con andamento inclinato. Con l'ulteriore incremento di carico, una delle lesioni inclinate è aumentata di ampiezza: la rottura per taglio ha determinato il carico ultimo. Infatti da una osservazione visiva delle prove, la rottura dei campioni di tipo B e C è stata disciplinata da un tipico modello di rottura per taglio.

Nei campioni di tipo C, cioè con attacco distruttivo del ramo inferiore delle armature trasversali, la rottura per taglio è stata raggiunta nei campioni corrosi con un carico ultimo inferiore rispetto al caso dei campioni integri di tipo B. Anche la formazione della prima lesione a taglio nei campioni corrosi si è verificata ad un carico inferiore rispetto ai campioni integri. Infatti è da porre particolare attenzione alla capacità di resistenza ultima delle travi con armature trasversali corrose. Nei campioni di tipo C, è stata inoltre osservata una più ampia fessurazione, a carichi inferiori rispetto i campioni di tipo B, comprese le fessure inclinate provenienti dalle staffe aperte, in cui vi è stato un attacco corrosivo distruttivo del ramo inferiore delle staffe.

Nei due campioni di tipo C la fessura a taglio è iniziata a circa 400 mm dall'estremità dei campioni e si è aperta nella zona laterale della trave dove era attesa la rottura a taglio in corrispondenza dei medesimi punti in entrambe i campioni 5C e 6C seguendo la stessa inclinazione.

La rottura per splitting, da una osservazione visiva delle prove, nei campioni di tipo C risulta essere non troppo evidente. Infatti il copriferro non è piccolo e la staffa è posta piuttosto internamente, ed inoltre si ricorda che si è deciso di riprodurre la corrosione delle staffe simulando un attacco corrosivo distruttivo del ramo inferiore delle staffe e non operando mediante una effettiva corrosione localizzata sulle stesse. Pertanto le fessure parallele alla staffa, che costituiscono un tipico modello di fessura per splitting, nei campioni di tipo C sono risultate essere poco visibili.

Anche altri ricercatori hanno studiato tramite test di laboratorio la condizione di corrosione delle armature trasversali, mediante però corrosione accelerata sulle barre, che

ha portato ad ottenere una rottura per splitting più evidente. Anche loro hanno osservato una importante riduzione della capacità portante ultima.

Regan et al. (2004) hanno testato travi con armature a taglio non opportunamente chiuse. È stata osservata una relativamente grande riduzione della capacità portante delle travi, nonostante il fatto che l'effetto della delaminazione del copriferro come risultato della corrosione delle staffe non sia stato preso in considerazione. Altra considerazione fatta è che un deterioramento significativo dell'aderenza c'è solo quando il livello di corrosione della staffa è molto elevato, quindi per situazioni che si avvicinano alla condizione in cui alcuni rami della staffa si sono rotti su alcuni punti di corrosione e/o sono quasi interamente consumati da corrosione uniforme.

Higgins et al. (2006) hanno studiato la resistenza a taglio di travi con staffe corrose in cui la corrosione delle armature flessionali è impedita. Essi hanno osservato un'estesa fessurazione, delaminazione parziale del copriferro e riduzione della capacità di resistenza residua. Il danno sul calcestruzzo da corrosione delle armature trasversali dipende dal loro passo, poiché quando il passo delle staffe diminuisce, anche la quantità di corrosione richiesta diminuisce. Quando le staffe sono ampiamente distanziate, i danni al calcestruzzo sono più localizzati.

Per i due campioni di tipo B la fessura a taglio si è sempre aperta nella zona laterale della trave dove era attesa la rottura a taglio, ma in corrispondenza di punti diversi nei campioni 1B e 3B. La fessura a taglio per il campione 1B è iniziata a circa 350 mm dall'estremità dello stesso mentre per il campione 3B è iniziata a circa 400-450 mm dall'estremità del campione, ed hanno seguito una differente inclinazione. In particolare il campione 3B ha confermato l'inclinazione attesa di 22° mentre il campione 1B si è rotto a taglio con una inclinazione differente. È stato infatti riportato di seguito il dettaglio in fig. 4.20, 4.21, per i campioni di trave di tipologia B per soffermare l'attenzione sulle fessure a taglio che si sono formate in fase di esecuzione delle due prove. Nello specifico si intende sottolineare che:

- il campione 1B è interessato da una fessura a taglio che attraversa una armatura trasversale;
- il campione 3B è interessato da una fessura a taglio che attraversa due armature trasversali, e nella parte terminale della fessura attraversa anche una terza armatura trasversale.

Questo spiega la differenza di carico di rottura, in quanto il campione 1B non ha sviluppato a pieno la sua capacità portante. È pertanto da considerare affidabile il carico di rottura raggiunto per il campione 3B.

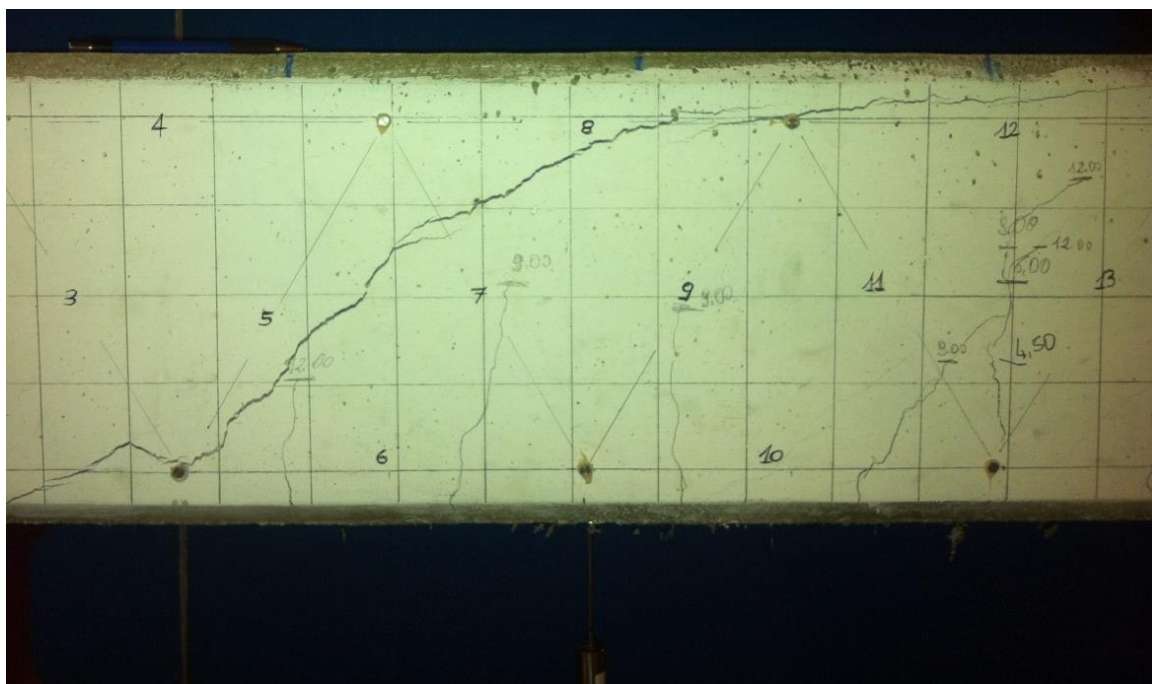


Fig. 4.20 - Dettaglio campione 1B.

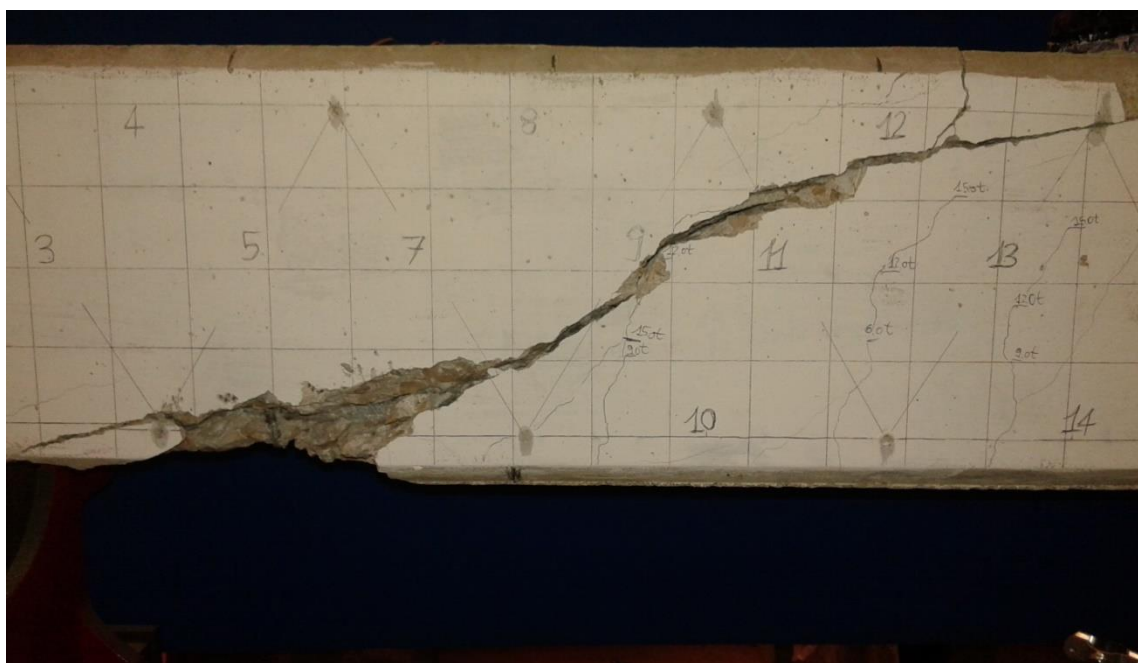


Fig. 4.21 - Dettaglio campione 3B.

Il comportamento strutturale delle travi in cemento armato esaminate è riassunto e discusso sulla base delle curve carico-spostamento.

Si riportano nella seguente tabella i risultati ottenuti per ogni tipologia di trave, indicando il carico di rottura, e gli spostamenti verticali in corrispondenza della mezzeria della trave (f_{mid}), dei punti di applicazione del carico (f_1, f_2), a 45 cm dagli appoggi (f_{01}, f_{02}), ed in prossimità degli appoggi (f_{001}, f_{002}).

CAMPIONE TRAVE	CARICO DI ROTTURA P_{max} (KN)	SPOST. VERT. f_{001} (mm)	SPOST. VERT. f_{01} (mm)	SPOST. VERT. f_1 (mm)	SPOST. VERT. f_{mid} (mm)	SPOST. VERT. f_2 (mm)	SPOST. VERT. f_{02} (mm)	SPOST. VERT. f_{002} (mm)
1B	187,98	-0,113	9,475	13,249	14,71	12,416	7,096	-0,067
2A	120,39	-0,459	3,249	5,782	6,881	5,871	3,477	-0,421
3B	230,63	-1,195	9,409	15,042	17,325	14,513	8,288	-1,263
4A	125,61	-0,273	4,004	6,619	7,941	6,803	3,881	-0,465
5C	172,72	-0,743	6,342	10,918	13,632	12,444	8,673	-0,643
6C	195,19	-0,63	10,066	13,77	15,466	13,022	7,179	-0,824

Tab. 4.15 – Risultati a rottura dei campioni di trave.

Si riportano nelle seguenti figure i diagrammi carico-deformazione con la deformazione presa in mezzeria della trave, per le differenti tipologie di travi in cemento armato: tipologia A in Fig. 4.22, tipologia B in Fig. 4.23, tipologia C in Fig. 4.24.

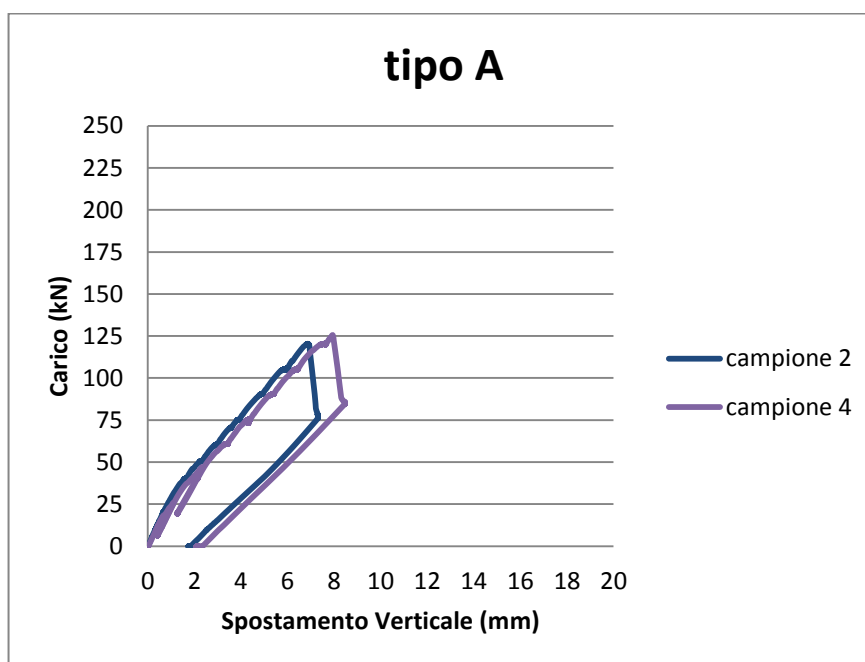


Fig. 4.22 – Diagramma carico-spostamento campioni di trave tipologia A.

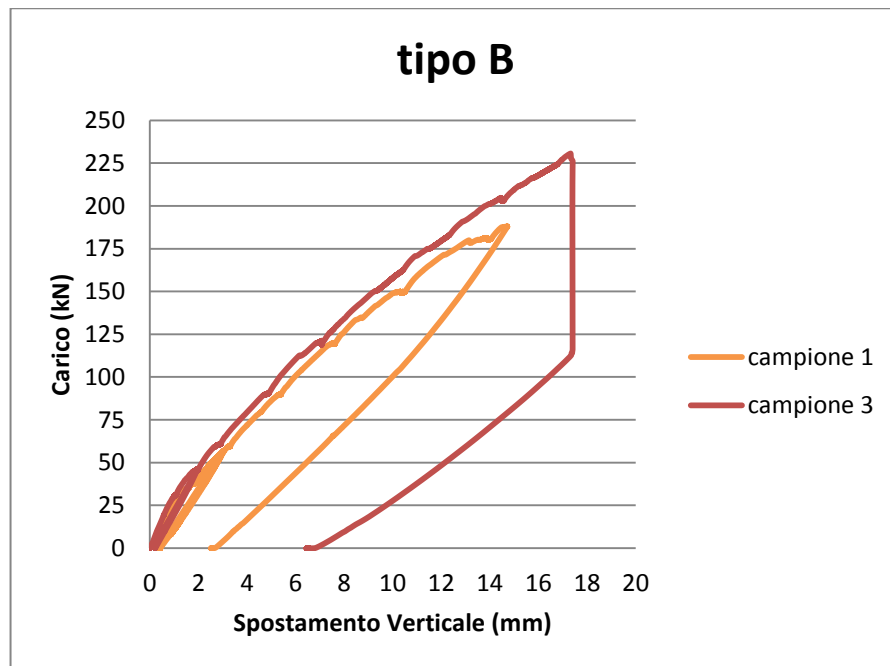


Fig. 4.23 – Diagramma carico-spostamento campioni di trave tipologia B.

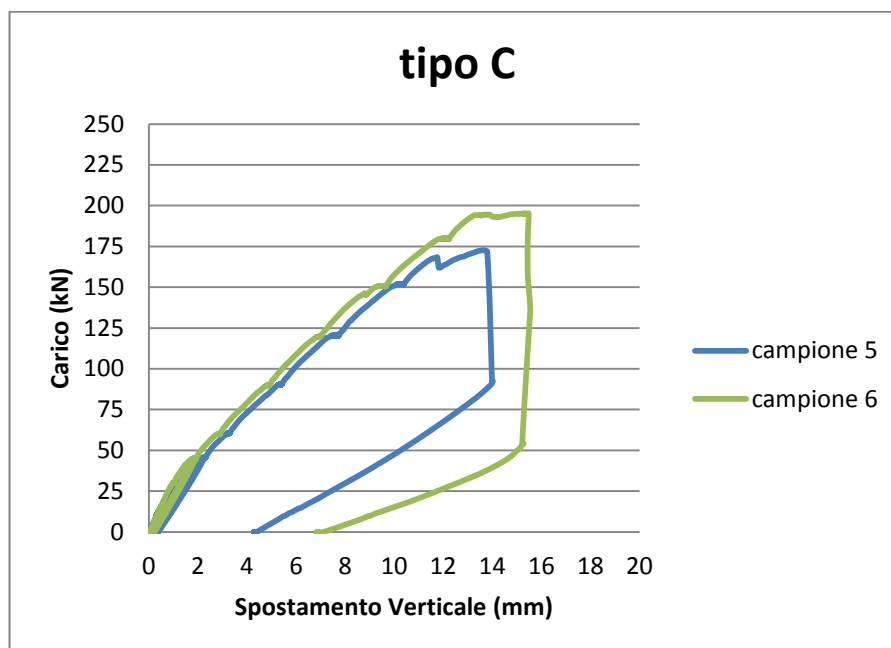


Fig. 4.24 – Diagramma carico-spostamento campioni di trave tipologia C.

Si riporta anche nella immagine seguente per la tipologia di trave C il diagramma carico-spostamento con riferimento al primo ciclo di carico statico che corrisponde allo step del carico di prima fessurazione.

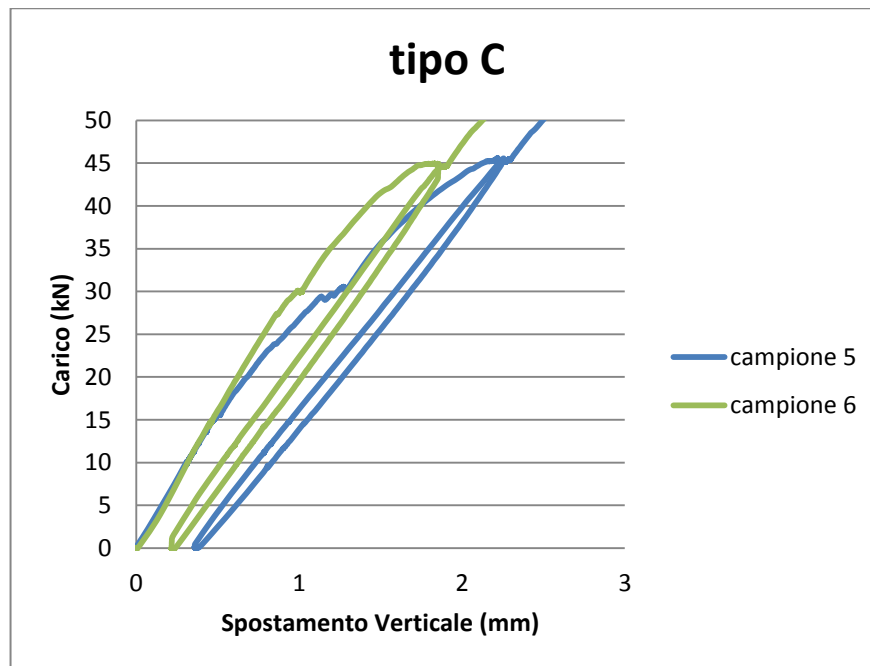


Fig. 4.25 – Diagramma carico-spostamento campioni di trave tipologia C corrispondente al primo step di carico (carico di prima fessurazione).

Volendo riassumere i dati ottenuti da questo programma sperimentale si riporta nella seguente tabella un confronto tra i carichi di rottura medi ottenuti per la tipologia di trave A, B, e C, tenendo conto del fatto che per i campioni di trave di tipo B sono state considerate affidabili solamente le risultanze ottenute per il campione 3B.

CAMPIONE	TIPOLOGIA TRAVE	CARICO DI ROTTURA	CARICO DI ROTTURA
		Pmax (KN)	Pmax (KN)
1	B	187,98	230,63
3	B	230,63	
2	A	120,39	123,00
4	A	125,61	
5	C	172,72	183,96
6	C	195,19	

Tab. 4.16 – Risultati a rottura dei campioni per tipologia di trave.

Si può constatare che rispetto ai campioni di trave di tipologia B armati ed integri, che si sono rotti per taglio ad un carico di rottura di 230.63 KN, i campioni di trave non armati, di tipologia A, hanno mostrato una riduzione del carico di rottura, inteso come capacità portante ultima della trave, del 46.7%, in quanto i due campioni di trave di tipologia A si sono rotti per taglio ad un carico di rottura medio di 123 KN. Invece per quanto riguarda i

campioni di trave armati e con attacco corrosivo distruttivo del ramo inferiore delle staffe, di tipologia C, anch'essi hanno mostrato una riduzione del carico di rottura del 20.2%, ed i due campioni di trave di tipologia C si sono rotti per taglio ad un carico di rottura medio di 183.96 kN.

Tali valutazioni sono state riassunte in un diagramma a barre, in Fig. 4.26, che riporta i carichi di rottura raggiunti per le diverse tipologie dei campioni di trave.

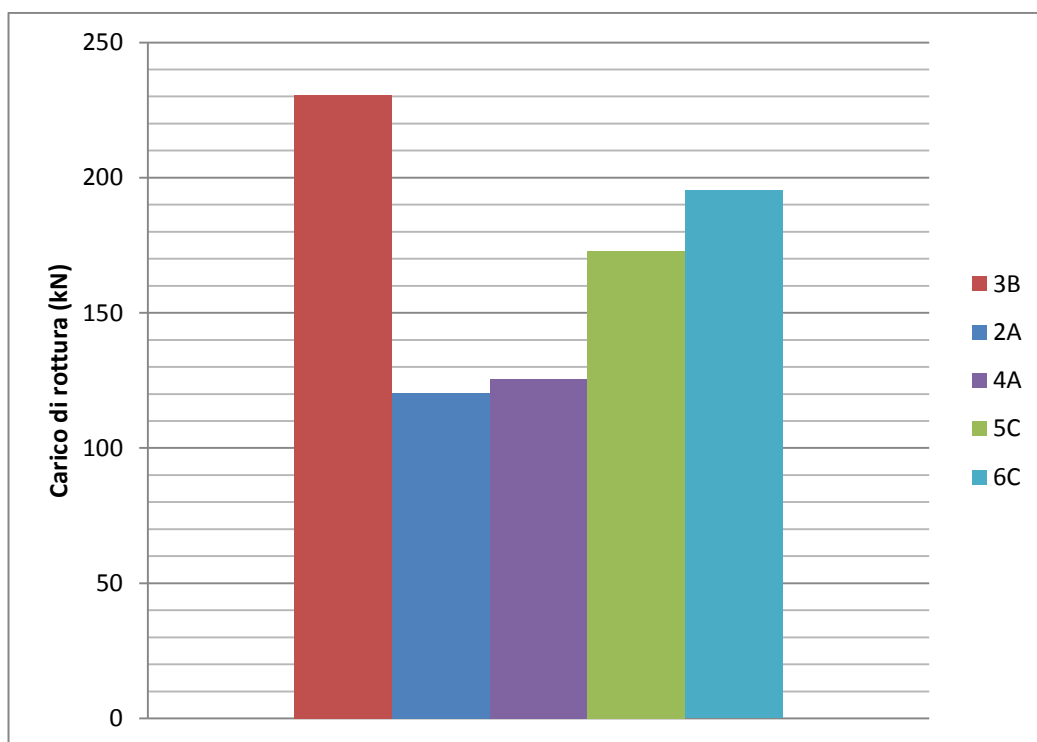


Fig. 4.26 - Diagramma a barre con carichi di rottura per tipologie dei campioni di trave.

Appare utile per quanto riguarda i campioni di trave armati e simulanti il caso di attacco corrosivo distruttivo del ramo inferiore delle staffe (tipologia C), effettuare un confronto con i risultati del tipo B, non già sui valori ultimi del taglio resistente ma sul valore del decadimento rapportato al taglio trazione del caso specifico esaminato. Il decadimento così valutato si attesta intorno al 39%.

5

MODELLAZIONE

Nel presente capitolo vengono discussi i meccanismi base di trasferimento del taglio tra armatura trasversale e matrice di calcestruzzo. È stata effettuata una valutazione dei metodi forniti nei codici nazionali (NTC 2008), europei (UNI EN 1992 - 1-1: 2005), ed internazionali (ACI 318 -2011), per la stima del taglio resistente in assenza o in presenza di armatura trasversale, per i campioni di trave di tipologia A e tipologia B. Contiene inoltre per i campioni di trave di tipologia C con attacco corrosivo distruttivo del ramo inferiore delle staffe un semplice modello creato ad hoc per tenere in conto la possibile rottura per sfilamento delle staffe e lo sviluppo di un modello ad elementi finiti (FEM). Il comportamento dei materiali acciaio e calcestruzzo, e lo studio del legame di aderenza dell'interfaccia acciaio-calcestruzzo si basano sui modelli del codice CEB-FIP 1990 e sui modelli del codice FIB 2010. È stato realizzato un modello 2D di trave in cui il blocco di calcestruzzo è stato modellato come *plate*, le barre d'armatura interessate dalla corrosione come *truss*, e l'interfaccia acciaio-calcestruzzo assegnando un opportuno legame di aderenza. Tutte le analisi vengono eseguite senza tener conto dei coefficienti di sicurezza. Per opportuna validazione tra modello sperimentale e numerico, nel capitolo è presentata la comparazione tra i risultati ottenuti durante la fase sperimentale ed i risultati ottenuti con il modello numerico.

5.1 Meccanismi base di trasferimento del taglio

In accordo con Park and Paulay, il totale della forza di taglio in una sezione fessurata di trave in cemento armato, come mostrato in Fig. 5.1, è trasferita principalmente dalla combinazione di tre contributi:

- 1) forza di taglio della zona di compressione V_c ,
- 2) azione spinotto V_d trasmessa dall'armatura a flessione,
- 3) azione dell'ingranamento degli inerti V_a trasmessa attraverso la fessura inclinata.

Questo è valido per travi snelle dove a/d è maggiore di 2.0-3.0. Questa condizione può essere indicata nella forma:

$$V = V_c + V_a + V_d$$

che rappresenta la somma dei singoli contributi, in una trave senza barre d'armatura trasversali.

Per le travi rettangolari, dopo che si è formata una fessura inclinata, la percentuale della forza di taglio trasferita dai vari meccanismi è la seguente: non più del 20 per cento dalla forza di taglio del calcestruzzo non fessurato nella zona di compressione, il 50-70 per cento dall'azione dell'ingranamento degli inerti, ed il 15-25 per cento dall'azione spinotto.

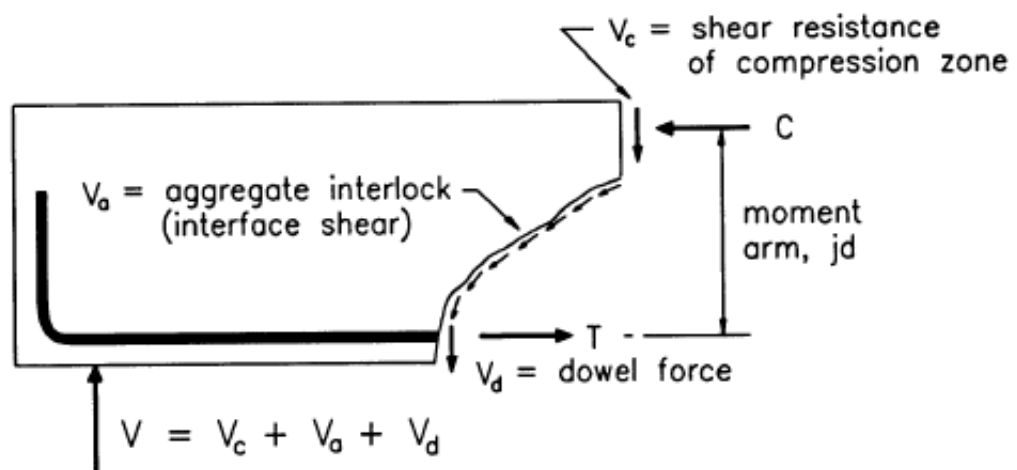


Fig. 5.1 – Meccanismi di resistenza a taglio.

Altro meccanismo resistente da tenere in considerazione nel trasferimento della forza di taglio, in travi non armate a taglio, è il comportamento a “pettine”.

Invece in travi relativamente corte, dove a/d è minore di 2.0-3.0, il carico viene trasferito direttamente dai punti di carico ai vincoli a causa di un'azione ad arco.

Tutti questi contributi sono meglio appresso specificati.

5.1.1 Forza di taglio della zona di compressione

In una trave in cemento armato, dopo lo sviluppo di fessure a flessione, una certa quantità di taglio viene trasferita dal calcestruzzo nella zona di compressione.

È chiaro che la rottura per taglio nella zona di calcestruzzo non fessurato è riconosciuta come rottura combinata per compressione e per taglio. La posizione dell'asse neutro in una trave dopo la fessurazione a flessione dipende prevalentemente dal modulo elastico del calcestruzzo e dalla percentuale di acciaio longitudinale perché il modulo elastico dell'acciaio è pressoché fisso. Pertanto, la forza di taglio trasportata dal calcestruzzo non fessurato nella zona di compressione può essere rappresentata dalla resistenza a compressione del calcestruzzo e dalla percentuale di acciaio longitudinale, poiché la resistenza del calcestruzzo ed il modulo elastico del calcestruzzo sono funzione della resistenza a compressione del calcestruzzo.

5.1.2 Effetto dell'ingranamento degli inerti

Studi sperimentali hanno dimostrato che una grande parte della forza totale di taglio su una trave senza armatura trasversale viene trasferita attraverso le fessure dall'ingranamento degli inerti. Infatti dopo l'apertura della fessura, gli inerti rimangono ingranati con le corrispondenti cavità rendendo ancora possibile la trasmissione di forze tangenziali, almeno fin quando l'ampiezza della fessura non diviene tanto grande da separare completamente le facce.

Tra le molte variabili, i fattori più importanti sono la larghezza della fessura e la resistenza del calcestruzzo. Dal momento che la larghezza delle fessure a flessione è approssimativamente proporzionale alla deformazione dell'armatura tesa, la larghezza delle fessure a rottura diventa più piccola quando la percentuale di acciaio longitudinale aumenta. Per quanto riguarda la resistenza del calcestruzzo, quando questa è alta anche la forza di ingranamento degli inerti aumenta.

5.1.3 Effetto spinotto

Quando si formano fessure indotte dal carico su una trave appoggiata, una certa quantità della forza di taglio viene trasferita mediante l'azione spinotto delle barre longitudinali. I principali fattori che influenzano questa azione sono la rigidezza flessionale delle barre longitudinali e la resistenza del calcestruzzo circostante. Qualche altro contributo nell'azione spinotto può essere fornito dal numero e dalla disposizione delle barre longitudinali, dalla spaziatura delle fessure flessionali, e dalla quantità di copriferro.

L'effetto spinotto si sviluppa grazie all'elevata rigidezza delle barre longitudinali, considerate come travi incastrate nei due blocchi contigui separati dalla fessura e quindi di piccolissima luce. Perché questo meccanismo sia efficace occorre che il calcestruzzo vincoli effettivamente le barre, infatti in assenza di staffe questo è affidato alla sola resistenza del calcestruzzo del copriferro che è generalmente modesta. Quando essa viene superata la barra si deforma distaccando il calcestruzzo che la ricopre. Per questo motivo il contributo dell'effetto spinotto, specialmente nelle travi prive di staffe, è piccolo.

5.1.5 Effetto “pettine”

Il comportamento a “pettine” è schematizzabile attraverso un modello in cui si assimila il funzionamento del calcestruzzo compreso tra due fessure a quello di una mensola incastrata. Nello specifico, le fessure indotte dal carico su una trave appoggiata dividono la zona tesa in un numero di blocchi, ognuno dei quali possono essere considerati agenti come una mensola con la sua base nella zona di compressione del calcestruzzo e la sua estremità libera appena oltre l'armatura flessionale.

Pertanto il contributo resistente è funzione della rigidezza della mensola:

- decresce all'aumentare della luce della mensola con l'avanzare della fessurazione;
- decresce al restringimento della sezione incastrata a seguito della propagazione della fessura;
- è funzione della resistenza a trazione del calcestruzzo.

La resistenza offerta dipende in sostanza in larga misura dalla resistenza a trazione del calcestruzzo e dalla profondità della sezione critica a mensola. La profondità è spesso piuttosto piccola, soprattutto in fase avanzata di fessurazione.

5.1.5 Effetto ad arco

Nelle travi in cemento armato relativamente corte, i carichi applicati vengono trasferiti direttamente ai vincoli mediante un'azione ad arco. I principali fattori che influenzano questa azione è il rapporto tra la luce e l'altezza dell'analogo arco e la resistenza del puntone compresso di calcestruzzo. Il rapporto tra la luce e l'altezza dell'analogo arco è circa pari al rapporto tra la luce di taglio e la profondità della trave. La resistenza del puntone di compressione è strettamente correlata alla resistenza a compressione del calcestruzzo ed all'area dell'armatura a trazione.

5.2 Metodi di analisi per calcolare la resistenza a taglio

Possono essere usati diversi metodi di analisi per calcolare la resistenza a taglio di travi in cemento armato in assenza di armatura trasversale ed in presenza di armatura trasversale.

Sono infatti disponibili, per la previsione della resistenza a taglio, diverse espressioni nella letteratura e nei codici di calcolo delle normative a livello nazionale, europeo, ed internazionale. In particolare, i codici qui considerati sono: il codice nazionale presente nel regolamento edilizio italiano, Norme Tecniche per le Costruzioni con il Decreto Ministeriale del 14-01-2008, qui brevemente indicate come NTC 2008; i codici europei dei quali qui si riportano le UNI EN 1992 - 1-1: 2005; ed il codice americano ACI 318-2011. Questi includono sia il classico metodo *strut and tie* per quello che riguarda le NTC 2008 e le UNI EN 1992 - 1-1: 2005 che il tradizionale approccio ACI in cui la resistenza a taglio è valutata come somma del contributo offerto dal calcestruzzo e del contributo offerto dalle armature trasversali.

Queste valutazioni sono state effettuate per i campioni di trave di tipologia A, senza armatura trasversale, e per i campioni di trave di tipologia B, con armatura trasversale.

Per quello che riguarda i campioni di trave di tipologia C, che presentano un attacco corrosivo distruttivo del ramo inferiore delle staffe, verrà trattato più avanti il metodo agli elementi finiti (FEM) sviluppato.

5.2.1 Resistenza a taglio secondo le norme NTC 2008

La resistenza a taglio V_{Rd} degli elementi sprovvisti di armature trasversali resistenti a taglio deve essere valutata, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo come segue:

$$V_{Rd} = (0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

dove:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Al fine di valutare il carico ultimo atteso per i campioni di trave di tipologia A, senza staffature, la capacità resistente a taglio è stata valutata secondo la metodologia sopra riportata. I risultati ottenuti sono contenuti in Tab. 5.1.

Dati sezione e materiale			
Base [cm]		18	f_{cm} [N/mm ²] 54
Altezza [cm]		27	Copriferro [cm] 3,5
Verifica a Taglio			
k	ρ_l	Taglio Resistente di Progetto V_{Rd} [kN]	
1,86	0,0129	58,32	

Tab. 5.1 – Risultati verifica a taglio trave tipologia A.

La resistenza a taglio così valutata per i campioni di trave di tipo A è risultata pari a 58.32 kN.

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)$$

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot (A_{sw} / s) \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

dove: d è l'altezza utile della sezione (mm), b_w è la larghezza minima della sezione (mm), $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$), A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale, s è l'interasse tra due armature trasversali consecutive, α è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave, θ è l'angolo dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave, $f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$ è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima, α_c è un coefficiente maggiorativo pari a 1 per membrane non compresse.

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

Per i campioni di trave di tipologia B, con armatura trasversale, è stata così valutata la resistenza a taglio, con lo scopo di calcolare il carico ultimo atteso, e tali valutazioni sono riportate in Tab. 5.2.

Dati sezione e materiale						
Base [cm]		18	f _{cm} [N/mm ²]		54	
Altezza [cm]		27	f _{yd} [N/mm ²] fi 6		566	
Copriferro [cm]		3,5	f _{yd} [N/mm ²] fi 20		538	
Armatura						
Diametro staffe [mm]		6	Passo [cm]		20	
Area staffe a 2 braccia [mm ² /m]		282,74	Diametro arm. long. [mm]		20	
Verifica a Taglio						
θ per V _{Rsd} =V _{Rsd}		cotgθ	cotgθ	α _c	V _{Rsd} [kN]	V _{Rcd} [kN]
11,35		4,98	2,5	1	84,62	301,28
Taglio Resistente di Progetto V _{Rd} [kN]						84,62

Tab. 5.2 – Risultati verifica a taglio trave tipologia B.

Per i campioni di trave di tipologia B la resistenza a taglio così calcolata è risultata pari a 84.62 kN.

Per tali valutazioni è stato utilizzato il metodo detto "di inclinazione variabile del traliccio" che consiste nell'analizzare un modello di traliccio isostatico, generalizzazione di quello di Mörsch, nel quale si considera una generica inclinazione θ (compresa tra 21-22° e

45°) del puntone compresso ed una inclinazione α (compresa tra 45° e 90°) dell'armatura a taglio.

L'inclinazione del puntone di calcestruzzo è valutata come segue:

$$1 \leq \cot \theta = \sqrt{\frac{s b_w \alpha_c f'_{cd}}{A_{sw} f_{yd} \sin \alpha}} - 1 \leq 2.5$$

Se il valore di $\cot \theta$ così calcolato risulta essere nell'intervallo tra 1 e 2.5, il taglio resistente della trave può essere determinato attraverso la formulazione della resistenza di calcolo a “taglio compressione” o della resistenza di calcolo a “taglio trazione” poiché la rottura è attribuibile ad una rottura simultanea del calcestruzzo e dell'acciaio. Altrimenti, se il valore di $\cot \theta$ supera 2.5, allora la rottura deve essere attribuita all'armatura in acciaio e la resistenza di calcolo a “taglio trazione” va valutata assumendo nel calcolo un valore di $\cot \theta$ pari a 2.5. Analogamente, se il valore di $\cot \theta$ è inferiore a 1, la rottura deve essere attribuita al puntone di calcestruzzo e nel calcolo della resistenza di calcolo a “taglio compressione” $\cot \theta$ va assunto pari a 1.

Nei campioni di trave in cemento armato di tipologia B, nelle valutazioni effettuate mediante metodo di inclinazione variabile del traliccio, il valore di $\cot \theta$, cioè l'inclinazione del puntone compresso di calcestruzzo, è risultato essere maggiore di 2.5. La resistenza a taglio è stata quindi calcolata mediante la formulazione della resistenza di calcolo a “taglio trazione” considerando $\cot \theta$ pari a 2.5.

Nelle successive immagini sono state riportate tali valutazioni per i campioni di trave 1B e 3B (rispettivamente in Fig. 5.2 ed in Fig. 5.3). Come già discusso in precedenza i risultati ottenuti per il campione di trave 1B non sono considerati affidabili; anche l'inclinazione θ del puntone compresso di calcestruzzo non risulta essere pari a quello calcolato e validato dai codici di calcolo. Nel campione di trave 3B la $\cot \theta$ è risultata essere pari a 2.5 con una inclinazione θ del puntone di calcestruzzo pari a circa 22°.

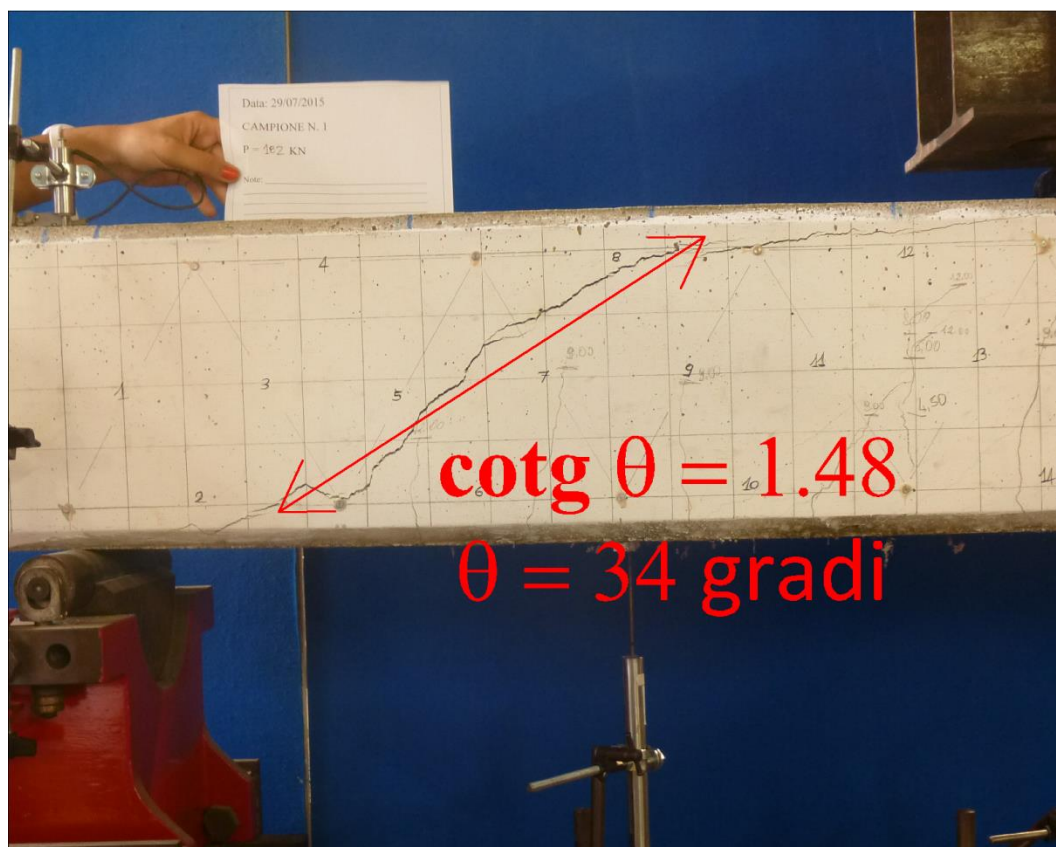


Fig. 5.2 - Inclinazione del puntone di calcestruzzo per il campione 1B.

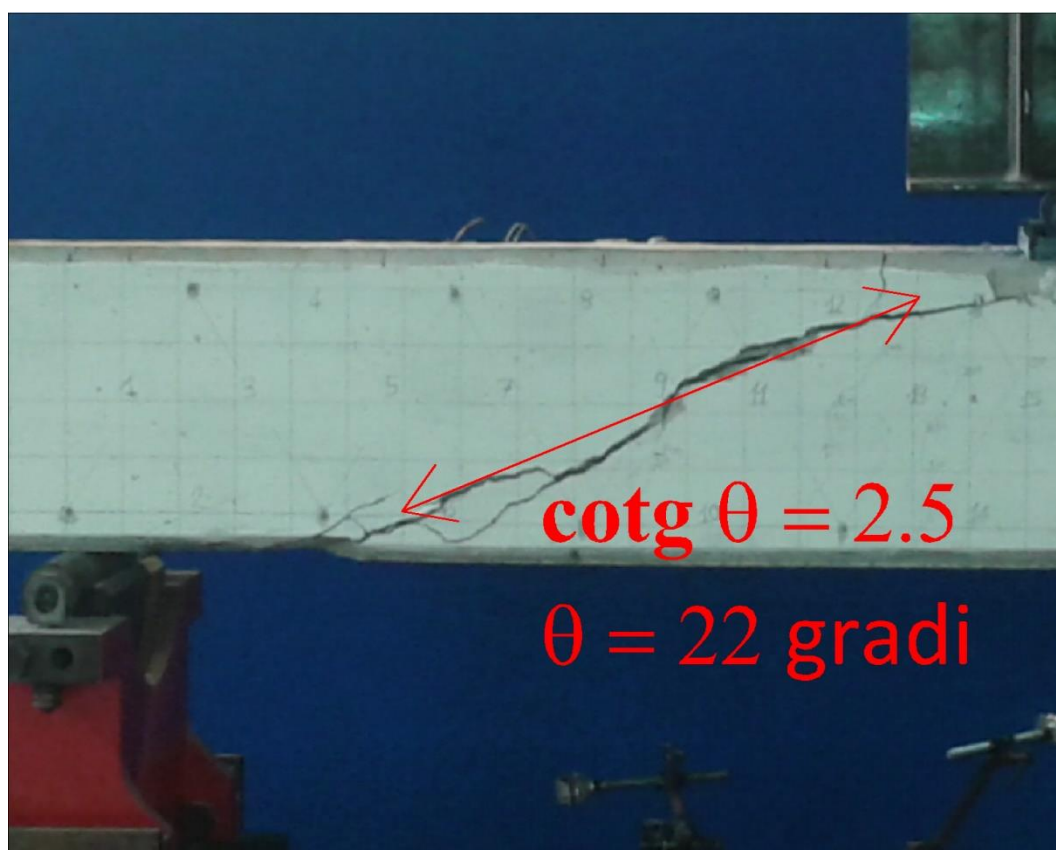


Fig. 5.3 - Inclinazione del puntone di calcestruzzo per il campione 1B.

5.2.2 Resistenza a taglio secondo le norme UNI EN 1992 - 1-1: 2005

La resistenza a taglio V_{Rd} degli elementi sprovvisti di armature trasversali resistenti a taglio deve essere valutata, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo come segue:

$$V_{Rd} = (C_{Rdc} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

dove:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale dove A_{sl} è l'area dell'armatura tesa ($\leq 0,02$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

d è l'altezza utile della sezione (in mm).

Il valore raccomandato per $C_{Rd,c}$ è $0,18/\gamma_c$, e quello per k_1 è 0,15.

Il progetto di elementi con armatura a taglio è basato su un modello a traliccio (Fig. 5.4). I valori limite per l'angolo θ dei puntoni d'anima inclinati rispetto all'asse della trave sono:

$$1 \leq \cotg \theta \leq 2,5$$

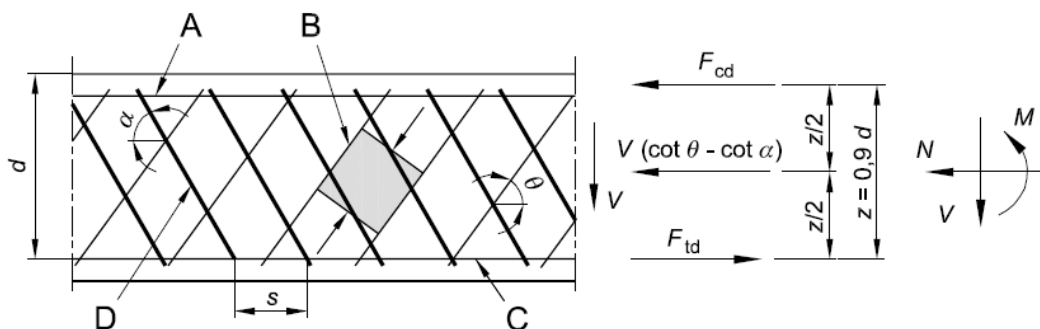


Fig. 5.4 – Modello a traliccio UNI EN 1992 - 1-1: 2005.

Nella figura sono adottate le seguenti notazioni:

- A è il corrente compresso;
- B sono i puntoni;
- C è il corrente teso;
- D è l'armatura a taglio;

- α è l'angolo compreso tra l'armatura a taglio e l'asse della trave perpendicolare alla forza di taglio;
- θ è l'angolo compreso tra il puntone compresso di calcestruzzo e l'asse della trave perpendicolare alla forza di taglio;
- F_{td} è il valore di progetto della forza di trazione nell'armatura longitudinale;
- F_{cd} è il valore di progetto della forza di compressione nella direzione dell'asse longitudinale dell'elemento;
- b_w è la larghezza minima della zona compresa tra i correnti tesi e compressi;
- z è il braccio della coppia interna, per un elemento di altezza costante, corrispondente al massimo momento flettente nell'elemento considerato, che nello studio del comportamento a taglio di elementi di calcestruzzo armato senza forza assiale, si può generalmente utilizzare il valore approssimato di $z = 0,9d$.

Il taglio resistente di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutato sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio, e la resistenza a taglio V_{Rd} è la minore delle due sotto definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

Il taglio resistente offerto dal calcestruzzo si valuta con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_{cw} \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

Il taglio resistente offerto dall'armatura trasversale si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot (A_{sw} / s) \cdot f_{ywd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \sin \alpha$$

dove: d è l'altezza utile della sezione (mm), b_w è la larghezza minima della sezione (mm), A_{sw} è l'area dell'armatura a taglio, s è il passo delle staffe, α è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave, θ è l'angolo dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave, f_{ywd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio, f_{cd} è la resistenza a compressione del calcestruzzo, α_{cw} è un coefficiente maggiorativo che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale pari a 1 per membrane non precomprese, $v_1 = 0,6$ per $f_{ck} \leq 60$ MPa e $v_1 = 0,9 - f_{ck} / 200 > 0,5$ per $f_{ck} \geq 60$ MPa.

Come nel metodo fornito dalla normativa italiana NTC 2008, entrambe si basano su un modello *strut and tie* secondo lo schema a traliccio illustrato in Fig. 5.4. Infatti nei due metodi, NTC 2008 e UNI EN 1992 - 1-1: 2005, non vi sono differenze nel calcolo della resistenza a taglio sia per elementi privi di armatura trasversali che per elementi dotati di armatura trasversali, se non per il termine v_1 che per le NTC 2008 è pari a 0,5 e per le UNI EN 1992 - 1-1: 2005 è pari a 0,6 per $f_{ck} \leq 60$ MPa ed a $0,9 - f_{ck} / 200 > 0,5$ per $f_{ck} \geq 60$ MPa.

Pertanto le valutazioni fatte con le UNI EN 1992 - 1-1: 2005 per i campioni di trave in cemento armato di tipologia A, senza armatura trasversale, e di tipologia B, con armatura trasversale, sono del tutto simili a quelle effettuate con le NTC 2008.

5.2.3 Resistenza a taglio secondo le norme ACI 318 - 2011

Le ACI 318 del 2011 per quanto attiene le verifiche a taglio, forniscono un taglio resistente nominale come somma di due contributi:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_c = 2 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_s = (A_v f_y d) / s$$

Il primo, V_c è il taglio resistente fornito dal calcestruzzo, ed il secondo, V_s è il taglio resistente fornito dall'armatura trasversale.

Gli altri termini sono: f'_c è la resistenza a compressione del calcestruzzo, A_v è l'area dell'armatura trasversale, f_y è la resistenza allo snervamento dell'acciaio delle armature trasversali, d è l'altezza utile della sezione, ed s è il passo dell'armatura trasversale.

Un'equazione più dettagliata per il contributo a taglio del calcestruzzo si basa sulla forma empirica ottenuta dai risultati di test su travi senza armatura trasversale sollecitate a taglio, riportata di seguito:

$$V_c = (1.9 \lambda \sqrt{f'_c} + 2500 \rho_w ((V_u d) / M_u)) b_w d \leq 3.5 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

Dove:

V_u , M_u rappresentano i valori fattorizzati di taglio e momento nella sezione di progetto

ρ_w è la percentuale di armatura definita come $\rho_w = A_s / (b_w d)$

$\lambda = 1$ per calcestruzzi ordinari

Comunque $V_u d / M_u \leq 1$ e $\sqrt{f'_c} \leq 100 \text{ Psi} = 0.689 \text{ N/mm}^2$.

Secondo il metodo sopra riportato delle ACI 318 del 2011, il taglio resistente fornito dal calcestruzzo V_c è risultato essere pari a 54.57 kN, ed il taglio resistente fornito dall'armatura trasversale pari a 37.61 kN.

Pertanto per i campioni di trave di tipologia A, senza armatura trasversale, la resistenza a taglio così valutata è risultata pari a 54.57 kN, mentre per i campioni di trave di tipologia B, con armatura trasversale, la resistenza a taglio è risultata pari a 92.17 kN.

In generale, quindi, i valori della resistenza a taglio indicati dall'ACI 318 del 2011 sono più elevati in caso di presenza di armatura trasversale di quelli riportati nelle normative

tecniche italiane NTC 2008 e nei codici europei UNI EN 1992 - 1-1: 2005, e similari in caso di assenza di armatura trasversale.

Di seguito viene riportato in Tab. 5.3 un confronto tra il carico di rottura ottenuto dai test effettuati in laboratorio sui campioni di trave in cemento armato, di tipologia A e B, ed il carico ultimo ottenuto dai modelli di analisi, per la stima del taglio resistente in assenza o in presenza di armatura trasversale, basati sui codici nazionali (NTC 2008), europei (UNI EN 1992 - 1-1: 2005), ed internazionali (ACI 318 -2011).

CAMPIONE TRAVE	CARICO DI ROTTURA Pmax (KN)	CARICO DI ROTTURA Pmax (KN)	NTC 2008 EC2 2005 Taglio Resistente Vu (KN)	NTC 2008 EC2 2005 CARICO ULTIMO Pu atteso (KN)	ACI 308 - 2011 Taglio Resistente Vu (KN)	ACI 308 - 2011 CARICO ULTIMO Pu atteso (KN)
1B 3B	187,98 230,63	230,63	84,62	169,24	92,17	184,34
2A 4A	120,39 125,61	123	58,32	116,64	54,57	109,14

Tab. 5.3 - Confronto del carico di rottura ottenuto dai test sperimentali e dai codici nazionali (NTC 2008), europei (UNI EN 1992 - 1-1: 2005), ed internazionali (ACI 318 -2011).

Si può constatare che i campioni di trave in cemento armato di tipologia A hanno raggiunto un carico di rottura ottenuto dai test sperimentali effettuati in laboratorio di 123 KN, pertanto non si discosta molto dal carico di rottura ottenuto mediante le valutazioni fatte per la stima del taglio resistente in assenza di armatura trasversale, basate sui codici nazionali (NTC 2008), europei (UNI EN 1992 - 1-1: 2005), ed internazionali (ACI 318 - 2011). Nello specifico le valutazioni fatte mediante i codici sottostimano di circa il 5/11% il valore di carico ultimo ottenuto tramite i test sperimentali.

I campioni di trave in cemento armato di tipologia B hanno raggiunto un carico di rottura ottenuto dai test sperimentali effettuati in laboratorio di 230.63 KN. Invece le valutazioni fatte per la stima del taglio resistente in presenza di armatura trasversale, basate sui codici nazionali (NTC 2008), europei (UNI EN 1992 - 1-1: 2005), ed internazionali (ACI 318 - 2011) sottostimano il carico di rottura di un +20% rispetto ai valori ottenuti tramite i test sperimentali. Probabilmente tali codici sottostimano altri meccanismi di resistenza a taglio.

5.2.4 Resistenza a taglio delle travi con staffe aperte inferiormente

Si ricorda che per i campioni di tipo C, in questo studio, il degrado per corrosione delle armature non è simulato mediante una effettiva corrosione selettiva ma considerando un attacco corrosivo distruttivo del ramo inferiore delle stesse.

È evidente che tale problema specifico non può essere valutato nei metodi di analisi disponibili con la semplice riduzione del diametro, e quindi dell'area, dell'armatura interessata da corrosione, cioè nel caso in cui la perdita di resistenza a taglio risulta pressochè proporzionale alla perdita di sezione per corrosione. Bensì, in assenza del ramo inferiore delle staffe, viene meno il meccanismo preso in conto nel modello taglio-trazione proprio del funzionamento a traliccio con equilibrio ai nodi nella risposta di una trave sollecitata a flessione e taglio, in cui la risposta strutturale è affidata alla trazione massima legata allo snervamento dell'armatura trasversale. Vanno pertanto colte le differenze nella risposta strutturale di una trave con staffe chiuse e una trave con staffe aperte inferiormente. La resistenza a taglio-trazione, nel caso di staffa aperta, è perlopiù affidata alla aderenza che si sviluppa lungo i bracci verticali della stessa, prima che si verifichi lo sfilamento, caso questo in cui il contributo degrada rapidamente fino ad annullarsi.

A tal proposito è stato sviluppato un modello di analisi in grado di seguire oltre il limite della fase elastica iniziale il legame di aderenza-scorrimento che si può sviluppare lungo il ramo verticale delle staffe. La relazione aderenza-scorrimento, riportata nel dettaglio nel paragrafo 5.3.3, considera la riduzione della resistenza di aderenza indotta da un attacco corrosivo distruttivo del ramo inferiore della barra d'armatura trasversale e considera il ridotto ricoprimento e l'assenza di confinamento. Tale relazione aderenza-scorrimento, come riportato in Fig. 5.5, è una curva bilineare assimilabile ad una spezzata composta da un ramo elastico fino al raggiungimento della massima tensione di aderenza ($5,0 \text{ N/mm}^2$ con uno scorrimento di 1.8 mm) ed un successivo ramo discendente fino al raggiungimento dello scorrimento massimo (2.16 mm), oltre il quale non vi è più alcun significativo contributo (sfilamento della barra).



Fig. 5.5 – Relazione aderenza-scorrimento utilizzata.

È stato dapprima realizzato un modello di analisi composto da 11 aste di ugual lunghezza, pari ciascuna a 3 volte il diametro della barra (nello specifico valendo 6 mm il diametro della staffa in esame, risulta $3\varnothing = 18$ mm) per una lunghezza totale di 198 mm, valore questo che corrisponde circa alla lunghezza effettiva del ramo verticale delle staffe del modello fisico (il copriferro nei campioni è risultato essere pari a circa 35 mm).

Nell'immagine che segue si riporta la schematizzazione del modello di analisi adottato (Fig. 5.6).

A ciascuna asta viene assegnato un vincolo concentrato elastico bilineare, di rigidezza costante a tratti, ricavata dalla relazione tensione di aderenza-scorrimento sopra esposta. La soluzione del problema lineare, in termini di spostamenti, è pertanto fornita dalla soluzione di un sistema di 11 equazioni di equilibrio e fornisce la soluzione, al limite del comportamento elastico, per il caso di forza F esterna applicata in cui nei vincoli elastici si raggiunge al più lo spostamento di 1.8 mm (picco di aderenza).

L'equazione generica di equilibrio riferita all'equilibrio di un tratto intermedio appare nella forma:

$$K_i u_i + N_{i-1,i} - N_{i,i+1} = 0 \quad \text{ovvero}$$

$$K_i u_i + (EA/l_{i-1,i})(u_i - u_{i-1}) - (EA/l_{i,i+1})(u_{i+1} - u_i) = 0$$

È evidente che all'ulteriore aumentare della forza si abbandona un completo comportamento elastico, andando i vincoli che più si spostano ($u > 1.8$ mm) ad essere governati nella loro risposta dal ramo discendente.

Quindi, a partire dal primo passo elastico, il passo successivo per mantenere un comportamento linearizzabile prevede 10 vincoli in campo elastico e 1 in ramo discendente. Il problema per la definizione della soluzione del nuovo passo quindi prevede un comportamento elastico per le molle numerate da 1 a 10 con definizione della trazione applicata in corrispondenza della molla n. 10 in modo da ottenere nel punto uno spostamento pari sempre a 1,8 mm. La forza totale applicata quindi corrisponde a tale forza più il contributo della forza nel nodo 11 di cui si conosce lo spostamento pari appunto a 1,8 mm più l'allungamento elastico dell'ultima asta lunga 18 mm (soggetta a questo punto a forza nota). Per i passi successivi si procede variando il vincolo nel quale si raggiunge il valore di spostamento di 1,8 mm (soglia limite primo tratto elastico).

Tale modo di procedere non trova applicazione ovviamente nel caso in cui già il primo passo di calcolo comporta il raggiungimento di una forza superiore a quella di snervamento della barra.

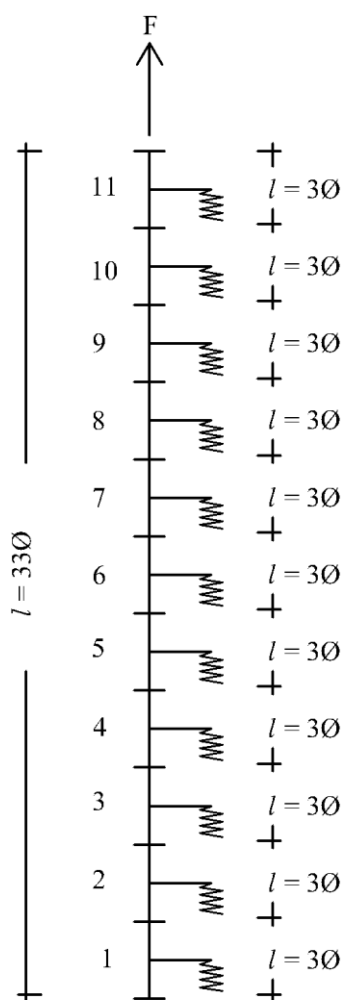


Fig. 5.6 – Schematizzazione del modello di analisi per travi con staffe aperte inferiormente.

Tale modello è stato replicato per lunghezze totali via via minori (con passo di riduzione della lunghezza totale ovviamente di 18 mm) per avere una panoramica completa al variare della lunghezza del tratto inferiore della barra, al di là della fessura diagonale che si forma per taglio.

Con tale modello speditivo di analisi si intende cogliere anche un'eventuale duttilità di risposta della barra in incipiente sfilamento.

Le risultanze di tali analisi sono meglio illustrate nella fig. 5.7.

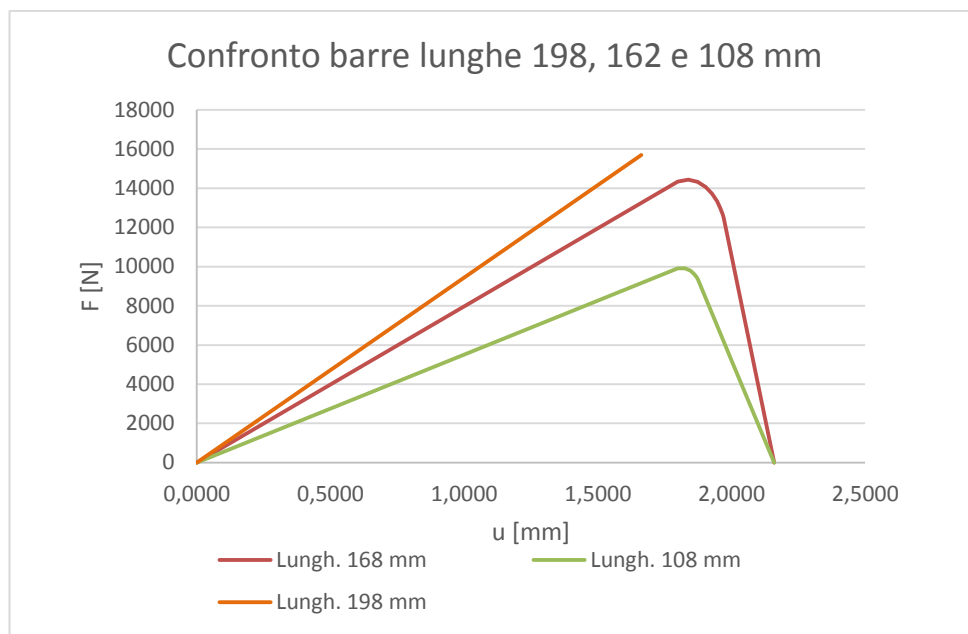


Fig. 5.7 – Metodo di analisi semplificato: confronto per barre di diversa lunghezza.

Appare altresì evidente che, formalmente, tali spostamenti non corrispondono né all'allungamento totale del ramo della staffa, né all'apertura della fessura per taglio poiché:

non viene computato il contributo agli spostamenti dovuti alla deformazione del tratto superiore del braccio (braccio chiuso al vertice della staffa) né eventuali spostamenti al vertice della staffa (in corrispondenza del gancio o della piega).

Gli spostamenti così calcolati non corrispondono allo scorrimento fra acciaio e calcestruzzo al lembo della fessura (devono essere depurati dall'effetto della deformazione del calcestruzzo).

Le approssimazioni apportate in tal senso non hanno effetto sull'entità della forza massima ma solamente sugli spostamenti totali. È altresì immediato vedere che le correzioni legate alla deformabilità del tratto superiore sono tanto più sensibili quanto più il tratto inferiore è corto e quindi conferisce correttivi più importanti ove più il contributo della staffa risulta sofferente in termini di spostamento.

Il modello consente comunque di localizzare la rottura nel tratto in esame: la lesione, caratterizzata da una pendenza all'incirca tale per cui $\cotg \theta = 2,5$ può in effetti interessare un numero di staffe variabile fra due e tre.

Traslando, sempre con passo discretizzato e pari a 45 mm, la lesione in direzione parallela alla linea d'asse della trave, è stata individuata la posizione della lesione rispetto all'effettiva distribuzione delle staffe per la quale la trazione resistente delle staffe direttamente interessate raggiunge il valore di minimo. Esattamente ciò si verifica per:

1° staffa tagliata a 54 mm dall'armatura tesa ($F_{\max} = 5,063 \text{ kN} \times 2 \text{ bracci} = 10,13 \text{ kN}$)

2° staffa tagliata a 134 mm dall'armatura tesa ($F_{\max} = 12,310 \text{ kN} \times 2 \text{ bracci} = 24,62 \text{ kN}$)

Nell'equilibrio alla traslazione verticale il contributo al taglio fornito dalle staffe risulterebbe pari a 34,75 kN

Producendo lo stesso calcolo nel caso di staffe integre, considerando la forza allo snervamento di un braccio di staffa pari a 15,70 kN, il contributo al taglio risulterebbe pari a

$$15,70 \text{ [kN]} \times 2 \text{ bracci} \times 2 \text{ staffe} = 62,80 \text{ kN}$$

Il caso di staffe aperte comporterebbe quindi una perdita totale sul taglio resistente pari a :

$$\Delta V_R = 62,80 - 34,75 = 28,05 \text{ kN}$$

A fronte di un valore sperimentale che si attesta intorno a 23,05 kN.

Riguardo alla posizione della lesione si noti nella fig. 5.8 come in effetti la previsione porti a un risultato prossimo a quello reale.

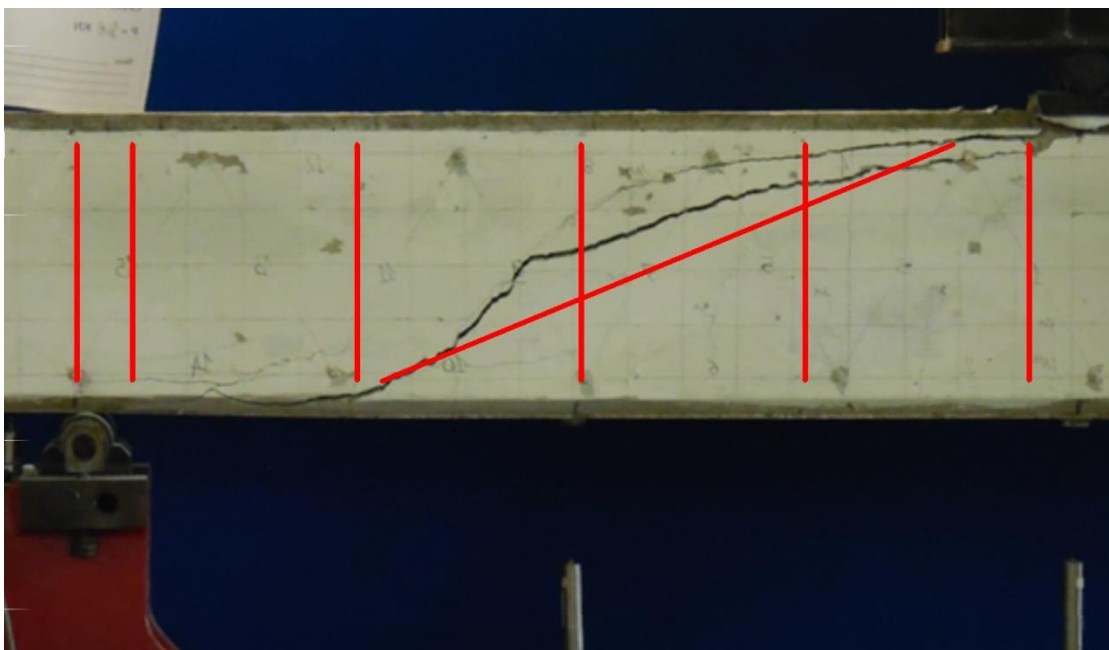


Fig. 5.8 – Confronto metodo di analisi semplificato e evidenze sperimentali.

5.3 Modello di analisi ad elementi finiti

Per i campioni di trave in cemento armato di tipologia C, con staffe conformate ad “U rovescia” cioè senza ramo inferiore all'intradosso della trave al fine di simulare un attacco corrosivo distruttivo, è stato sviluppato un modello di analisi ad elementi finiti (FEM): in pratica è stato realizzato un modello 2D di trave in cemento armato in cui il calcestruzzo viene modellato con elementi *plate*, con spessore pari alla larghezza della trave, a comportamento non lineare, al fine di investigare l'andamento fessurativo ai diversi incrementi di carico. Le barre d'armatura interessate dalla corrosione sono state modellate con elementi *truss* ed è stato implementato un legame di aderenza opportuno per l'interfaccia acciaio-calcestruzzo delle armature trasversali.

Il carico esterno è stato gradualmente imposto al modello nel rispetto del piano di carico adottato nella sperimentazione fisica. È stata effettuata un'analisi statica incrementale, adottando il metodo dell'equilibrio, con soluzione al passo utilizzando il metodo di Newton-Raphson.

Per il calcestruzzo si è utilizzato un modello costitutivo basato sulla meccanica della frattura non lineare applicando un modello a fessure fisse secondo lo *smeared crack model* (Diana - Midas FEA).

Nello *smeared crack model*, cioè un modello al continuo con fratture distribuite, proposto da Rashid nel 1968, si immaginano infinite fessure, con apertura infinitamente

piccola, distribuite in tutto il corpo, considerato un mezzo continuo. Quindi nello *smeared crack model* si presuppone che le fessure prodotte localmente sono uniformemente distribuite e disperse su una vasta superficie, senza che gli elementi discreti vengano utilizzati nel descrivere geometricamente le fessure.

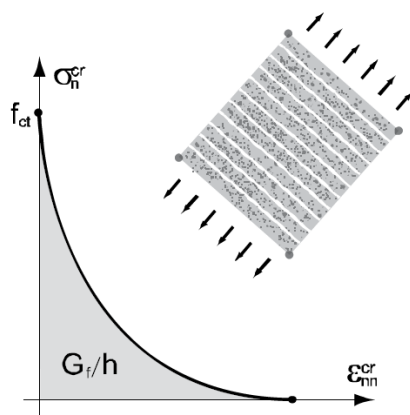


Fig. 5.8 - *Smeared crack model* (Diana - Midas FEA).

Questo approccio è spesso utilizzato per analisi di strutture in cemento armato con ragionevole quantità di armatura, e si presta bene ad essere implementato nell'ambito del metodo agli elementi finiti, risultando relativamente semplice e poco oneroso: i comportamenti del continuo e delle fratture vengono trattati in maniera unica nel contesto della meccanica del continuo. Tuttavia l'approccio presenta delle limitazioni, in quanto necessita di utilizzare legami costitutivi softening per simulare il decremento delle tensioni all'aumentare delle deformazioni e, una volta superato il picco, rende la risposta del sistema dipendente dalla discretizzazione adottata per il dominio (mesh dependency). La determinazione dell'ampiezza della frattura, nell'ambito dello *smeared crack approach*, viene determinata attraverso il calcolo dell'aderenza-scorrimento lungo le barre d'armatura in acciaio.

Lo *smeared crack model* può essere ulteriormente classificato come modello a deformazione totale (*total strain crack model*). Il modello a deformazione totale nello *smeared crack model* utilizza direttamente la deformazione totale, senza passare dal calcolo delle componenti della deformazione. Anche il suo algoritmo è semplice perché il modello a deformazione totale usa solo un rapporto tensione-deformazione per il comportamento a trazione, includendo le fessure, ed uno per il comportamento a compressione. Il modello a deformazione totale utilizzato è a fessure fisse, vale a dire che gli assi delle fessure rimangono invariati e legati all'orientamento iniziale. Quindi, non appena la tensione principale di trazione raggiunge il valore di resistenza a trazione del calcestruzzo, la frattura

si forma ortogonalmente alla corrispondente direzione principale, mantenendo costante la propria direzione.

Il codice di calcolo tratta le proprietà del calcestruzzo come materiale isotropo prima della fessurazione e ortotropo dopo la fessurazione. Come tale, le tensioni normali e le tensioni di taglio vengono calcolate sulle superfici delle fessure, dal momento che si assume che le direzioni delle fessure rimangano invariate nel modello a fessura fissa.

In buona sostanza, questo modello è risultato riflettere realisticamente le caratteristiche fisiche del processo di formazione del primo quadro fessurativo.

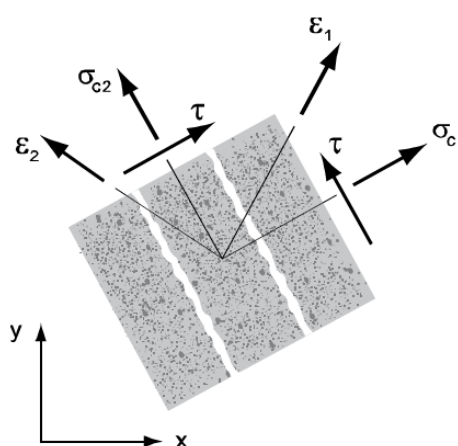


Fig. 5.9 - Fixed crack model (Diana - Midas FEA).

Il campione è stato modellato con una dimensione dell'elemento della mesh di 10 mm, sia per il calcestruzzo che per le armature longitudinali e trasversali. La larghezza di banda della fessura è stata assunta pari alla dimensione dell'elemento; questa scelta è stata successivamente verificata al fine di ottenere una buona approssimazione della zona di localizzazione nelle analisi. Per il calcestruzzo in compressione e trazione, sono stati adottati rispettivamente un modello costante ed un modello lineare, come successivamente specificato nel dettaglio. Le armature in acciaio sono state modellate secondo un modello elasto-plastico. Le barre d'armatura longitudinali superiori ed inferiori e le staffe non interessate da rottura a taglio sono state modellate come *embedded reinforcement* nell'elemento *plate* (calcestruzzo). È stata così assunta una perfetta aderenza tra l'armatura ed il calcestruzzo circostante. Resta inteso che l'uso di questo modello è stato limitato alla zona di trave non di interesse. Le staffe con attacco corrosivo distruttivo del ramo inferiore, nella zona interessata da rottura a taglio, sono state modellate con elementi *truss*, includendo negli elementi di interfaccia un modello aderenza-scorrimento. Le proprietà del materiale calcestruzzo e acciaio ed il legame dell'interfaccia acciaio-calcestruzzo, utilizzate nelle analisi, sono meglio dettagliate in seguito.

Per eliminare alcuni problemi legati alla parziale assenza di vincoli interni, circostanza questa che introduceva labilità nel sistema, negli elementi simulanti le staffe aperte all'intradosso (staffe corrose) sono state inserite delle molle elastiche con rigidezza molto piccola per non alterare la risposta del modello.

Si riporta nella seguente figura un'immagine esplicativa del modello di analisi ad elementi finiti (FEM) realizzato.

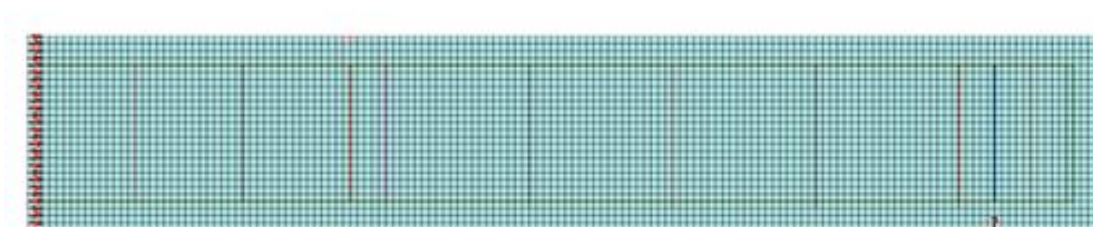


Fig. 5.10 – Immagine del modello FEM.

5.3.1 Modellazione del calcestruzzo

Per l'analisi non lineare 2D è stata utilizzata per il calcestruzzo una resistenza a compressione di 54 N/mm² come risultato dalle prove non distruttive e distruttive effettuate, ed una resistenza a trazione di 3.61 N/mm² come risultato dalle prove di trazione indiretta. L'energia di frattura ed il modulo di Young sono stati calcolati a partire dalla resistenza a compressione.

L'analisi ad elementi finiti (FEM) è stata confrontata con il lavoro sperimentale, quindi è importante avere parametri quanto più precisi possibili per riprodurre in maniera efficace il comportamento delle travi in cemento armato sottoposte ai test di laboratorio.

Il modulo elastico del calcestruzzo è stato valutato mediante le formulazioni fornite dalle normative tecniche italiane NTC 2008, ed è determinato a partire dalla resistenza a compressione secondo la seguente formula:

$$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$$

Il modulo elastico è quindi pari a 36487 N/mm².

L'energia di frattura è stata calcolata e ne sono stati confrontati i suoi valori mediante tre codici: CEB-FIP Model Code 1990, FIB Model Code for Concrete Structures 2010, e le "Linee guida sul calcestruzzo strutturale" italiane della Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Servizio Tecnico Centrale.

L'energia di frattura è definita come l'energia per unità di superficie che è consumata nella formazione e nell'apertura di tutte le fessure in un processo di frattura. Essa è una

caratteristica intrinseca del materiale e definisce il lavoro necessario per far propagare di un'area unitaria la frattura. Come per la resistenza a trazione, sarebbe raccomandabile determinare l'energia di frattura tramite delle prove, ma in assenza di dati sperimentali sull'energia di frattura questa può essere calcolata mediante le formulazioni presenti nel CEB-FIP Model Code 1990 come di seguito riportato:

$$G_F = G_{F0} \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{0.7}$$

dove: $f_{cm0} = 10 \text{ N/mm}^2$ e G_{F0} dipende dalle dimensioni del massimo aggregato d_{max} (8 ÷ 32 mm) riportate nella seguente tabella.

$d_{max} \text{ (mm)}$	$G_{F0} \text{ (Nmm/mm}^2\text{)}$
8	0.025
16	0.030
32	0.058

Tab. 5.4 – Relazione tra le dimensioni del massimo aggregato d_{max} e G_{F0} (CEB-FIP Model Code 1990).

Le dimensioni dell'aggregato sono risultate essere pari a 24 mm, si è pertanto ricavato il valore di G_{F0} e calcolata l'energia di frattura che è risultata pari a 0.143 N/mm.

Nel CEB-FIP Model Code 1990 l'energia di frattura non era determinata solamente dalla resistenza a compressione del calcestruzzo ma anche dalla dimensione degli aggregati. L'energia di frattura di un calcestruzzo normale dipende principalmente dal rapporto acqua/cemento, dal contenuto di cemento, dalla dimensione massima dell'aggregato e dall'età del calcestruzzo. Tuttavia il tipo e la forma di aggregato sembrano influenzare l'energia di frattura molto più della dimensione dell'aggregato. Pertanto nel FIB Model Code for Concrete Structures 2010 viene tolta la dipendenza dell'energia di frattura dalla dimensione massima dell'aggregato, e l'energia di frattura, in assenza di prove, viene determinata come segue:

$$G_f = 73 (f_{cm})^{0.18}$$

L'energia di frattura calcolata per calcestruzzo con resistenza a compressione media di 54 N/mm^2 è pari a 0,150 N/mm.

Secondo le "Linee guida sul calcestruzzo strutturale" italiane, in mancanza di prove specifiche, l'energia di frattura è determinata come segue:

$$G_f = 0.2 \alpha_F (f_{cm})^{0.7}$$

dove: $\alpha_F = 10 + 1.25 d_a$, essendo d_a la dimensione massima dell'aggregato ed è = 8 ÷ 32 mm.

In tale modo, considerando come dimensione massima dell'aggregato 24 mm, l'energia di frattura è pari a 0,131 N/mm.

Anche la resistenza a trazione, nonostante siano state effettuate prove in laboratorio per stimarne il suo valore, è stata valutata con diversi codici.

Nel CEB-FIP Model Code 1990 la resistenza a trazione del calcestruzzo è calcolata dalla resistenza a compressione secondo la seguente equazione:

$$f_{ctm} = f_{ctk0,m} \left(\frac{f_{ck}}{f_{ck0}} \right)^{\frac{2}{3}}$$

dove: $f_{ctk0,m} = 1.4 \text{ N/mm}^2$ e $f_{ck0} = 10 \text{ N/mm}^2$.

La resistenza a compressione caratteristica del calcestruzzo è calcolata a partire dalla seguente formulazione:

$$f_{cm} = f_{ck} + \Delta f \rightarrow f_{ck} = f_{cm} - \Delta f$$

dove: $\Delta f = 8 \text{ N/mm}^2$ e pertanto $f_{ck} = 46 \text{ N/mm}^2$.

La resistenza a trazione così calcolata è quindi pari a 3.87 N/mm^2 .

Come dal FIB Model Code for Concrete Structures 2010, la resistenza a trazione del calcestruzzo è determinata, a seconda delle classi di calcestruzzo, dalla resistenza a compressione come segue:

$$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{\frac{2}{3}} \text{ per classi di calcestruzzo } \leq \text{C50/60}$$

Avendo una resistenza a compressione f_{ck} pari a 46 N/mm^2 la resistenza a trazione va calcolata per le classi di calcestruzzo $\leq \text{C50/60}$, e così valutata la resistenza a trazione del calcestruzzo è pari a 3.86 N/mm^2 .

Nelle normative tecniche italiane NTC 2008 la resistenza a trazione è calcolata con la medesima formulazione del FIB Model Code for Concrete Structures 2010, secondo la seguente equazione:

$$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{\frac{2}{3}} \text{ per classi di calcestruzzo } \leq \text{C50/60}$$

La resistenza a trazione del calcestruzzo risulta essere quindi pari a 3.86 N/mm^2 .

Si può notare che la resistenza a trazione calcolata con i codici di cui sopra è risultata circa pari a 3.86 N/mm^2 , quindi maggiore rispetto al valore ottenuto mediante prova di 3.61 N/mm^2 . Per l'analisi ad elementi finiti (FEM) si è considerata la resistenza a trazione ottenuta mediante prove in laboratorio. L'energia di frattura invece varia da $0,131 \text{ N/mm}$ a $0,150 \text{ N/mm}$. Dal momento che non ci sono dati affidabili per quanto riguarda le specifiche degli aggregati delle travi quindi dati certi sul valore dell'energia di frattura, si è deciso di eseguire l'analisi con i diversi valori di energia di frattura, al fine di ottenere una migliore correlazione tra gli esperimenti e le analisi FEM.

In questa tipologia di analisi, la risposta è fortemente dipendente dal comportamento del materiale calcestruzzo, a compressione ed a trazione, pertanto dalla relazione tensione-deformazione che si utilizza.

Per la definizione di un corretto legame a compressione è importante valutare la presenza o meno, negli elementi strutturali, di staffe con passo più o meno fitto, che generano un'azione di contrasto laterale nella zona racchiusa dalle staffe, che fa sì che ci sia un incremento di resistenza. Pertanto va valutata la condizione di confinamento attivo (sforzi trasversali prodotti da forze esterne applicate) e di confinamento passivo (sforzi trasversali prodotti dall'azione dell'armatura trasversale che impedisce l'espansione laterale del calcestruzzo).

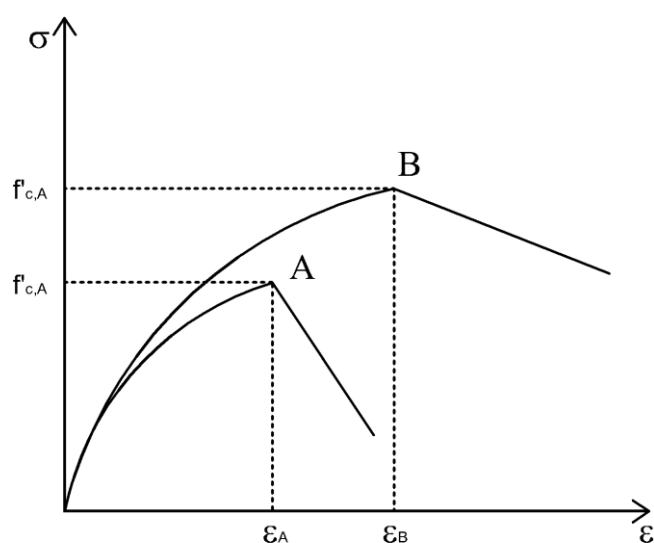


Fig. 5.11: Confronto delle curve di legame del calcestruzzo in compressione nel caso confinato e nel caso non confinato.

Come riportato nella immagine sopra, il confinamento fornisce vantaggi legati a:

- maggiore tensione massima raggiungibile nel caso confinato rispetto al non confinato;
- maggiore deformazione in corrispondenza della massima tensione nel caso confinato rispetto al non confinato;
- curva di degradazione con pendenza minore nel caso confinato rispetto al caso non confinato.

Nel programma ad elementi finiti utilizzato (Diana - Midas FEA) sono disponibili diverse curve predefinite e/o definite dall'utente per modellare la funzione di base a compressione (come riportato in Fig. 5.12), che rappresentano differenti proposte esistenti in letteratura.

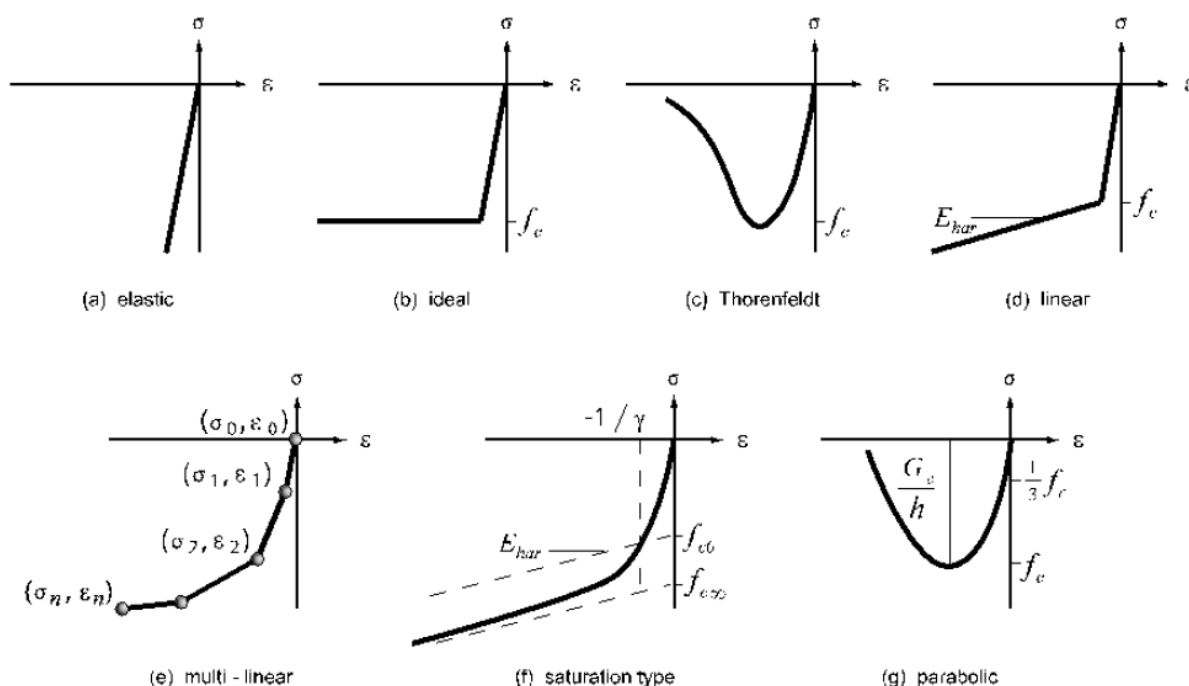


Fig. 5.12 – Curve per il legame a compressione disponibili in Diana -Midas FEA.

Le curve utilizzate nelle analisi FEM per descrivere il legame a compressione del calcestruzzo sono la curva costante e la curva hardening suggerita da Thorenfeldt et. al. (1987), tenendo conto della situazione presente di poco confinamento. In ultima analisi si è ritenuto opportuno procedere con il ben noto legame costitutivo parabola rettangolo ovvero costante.

Per quanto riguarda il comportamento a trazione del calcestruzzo, il primo aspetto da evidenziare, rispetto al comportamento a compressione, è senza dubbio la minore resistenza ed il comportamento più fragile del materiale. La resistenza a trazione è circa il 10% rispetto alla resistenza a compressione del calcestruzzo. Fino al valore massimo della resistenza a trazione il comportamento del materiale si presenta lineare, ma in questo tipo di analisi risulta essere maggiormente significativa la fase di scarico fino all'annullarsi della tensione di trazione. Il ramo di softening può essere modificato sommando alla resistenza offerta dagli inerti il contributo dovuto alla trazione per aderenza che si sviluppa con le barre d'acciaio. Questo è l'approccio che viene utilizzato nell'analisi ad elementi finiti. Altro fattore di notevole importanza nella descrizione del comportamento a trazione del calcestruzzo, è l'energia di frattura che rappresenta l'energia necessaria per creare una superficie unitaria di frattura libera da tensioni.

Nel programma ad elementi finiti utilizzato (Diana - Midas FEA), sono presenti differenti legami trazione-apertura di fessura, e la funzione di base a trazione può essere definita con comportamento elastico, ideale, fragile, lineare, esponenziale, Hordijk, multi-lineare e con comportamento definito dall'utente (come riportato in Fig. 5.13). Tali legami rappresentano le diverse proposte esistenti in letteratura, per cui il comportamento, su applicazioni pratiche, da un punto di vista qualitativo è molto simile. Nel caso specifico sono state considerate la curva di softening lineare e la curva di softening non lineare suggerita da Hordijk (1991). In entrambe i modelli la funzione softening è data in base alla energia di frattura, che viene messa in relazione con la larghezza di banda della fessura.

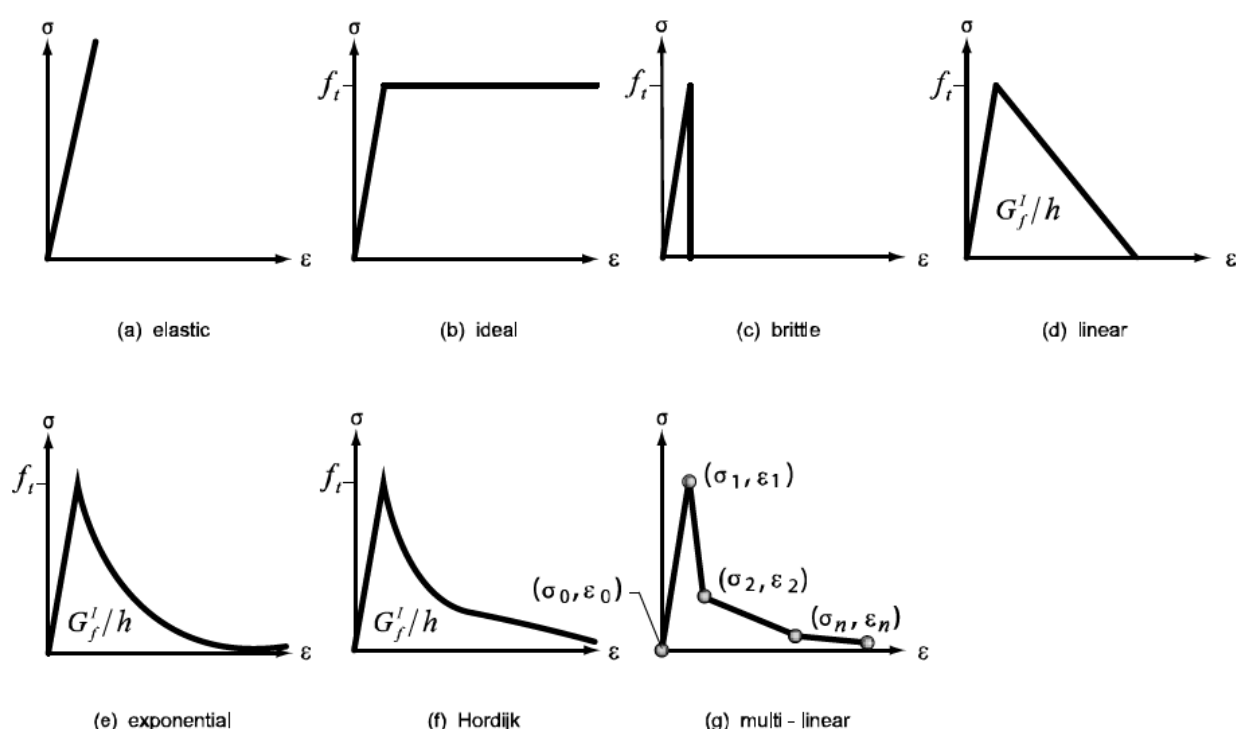


Fig. 5.13 – Curve per il legame a trazione disponibili in Diana -Midas FEA.

Per descrivere il legame a trazione del calcestruzzo, la curva utilizzata è quella lineare, per cui la legge costitutiva per il softening è rappresentata da una legge lineare tra tensioni e apertura della fessura.

In buona sostanza, per il calcestruzzo in compressione e trazione, sono stati pertanto considerati rispettivamente i modelli costante e lineare, ed i modelli di Thorenfeldt e Hordijk, e tali curve tensione-deformazione sono riportate nella seguente immagine.

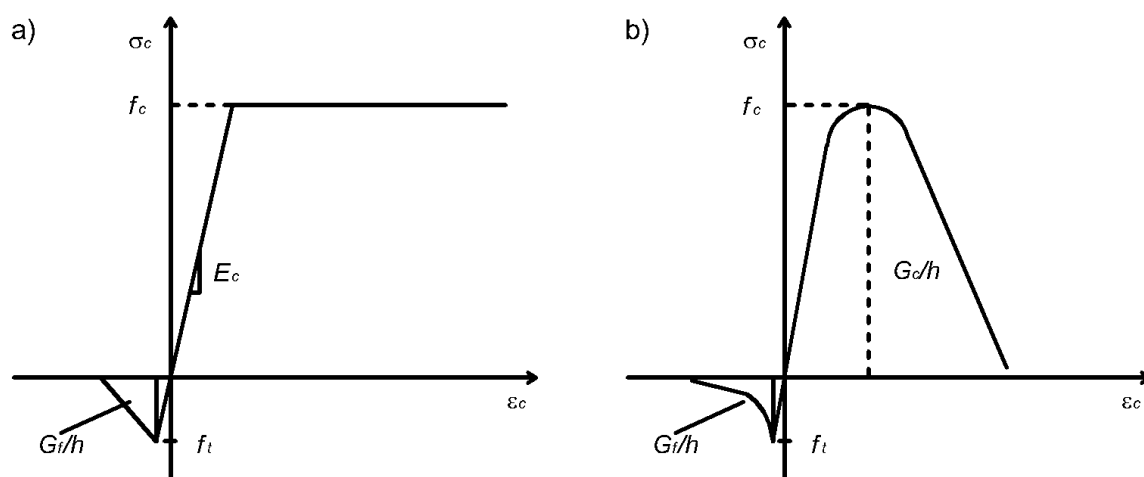


Fig. 5.14 - Curve tensione-deformazione per il calcestruzzo: a) modello costante-lineare , b) modello Thorenfeldt -Hordijk.

Come già espresso, la scelta è poi ricaduta per il legame a compressione nella curva costante e per il legame a trazione nella curva lineare, con cui si è ottenuta un migliore accordo con le risultanze sperimentali.

5.3.2 Modellazione dell'armatura

Per quanto riguarda le barre d'armature in acciaio sono state effettuate prove di trazione per le barre $\phi 20$, $\phi 8$, e $\phi 6$ dalle quali sono stati ricavati: tensione di snervamento e tensione a rottura, deformazione di snervamento e deformazione ultima, ed il modulo di Young. La prova di trazione è sufficiente ad individuare le caratteristiche meccaniche dell'acciaio, che come materiale ha comportamento simmetrico in trazione e compressione.

Nella seguente tabella sono riportati i dati ottenuti dai test e poi utilizzati nell'analisi ad elementi finiti (FEM).

Ident.	$\varnothing$ [mm]	ϵ_y [%]	ϵ_u [%]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	E [N/mm ²]
1	20	0,0026	0,1031	538	653	210000
2	8	0,0027	0,0831	557	643	210000
3	6	0,0027	0,0730	566	637	210000

Tab. 5.5 – Dati utilizzati nell'analisi FEM per le barre d'armatura $\phi 20$, $\phi 8$, e $\phi 6$.

Per quanto riguarda il legame costitutivo dell'acciaio, come riportato nella seguente immagine, nelle applicazioni numeriche sono state considerate le curve tensione-deformazione elasto-plastica ed elasto-plastica con incrudimento lineare.

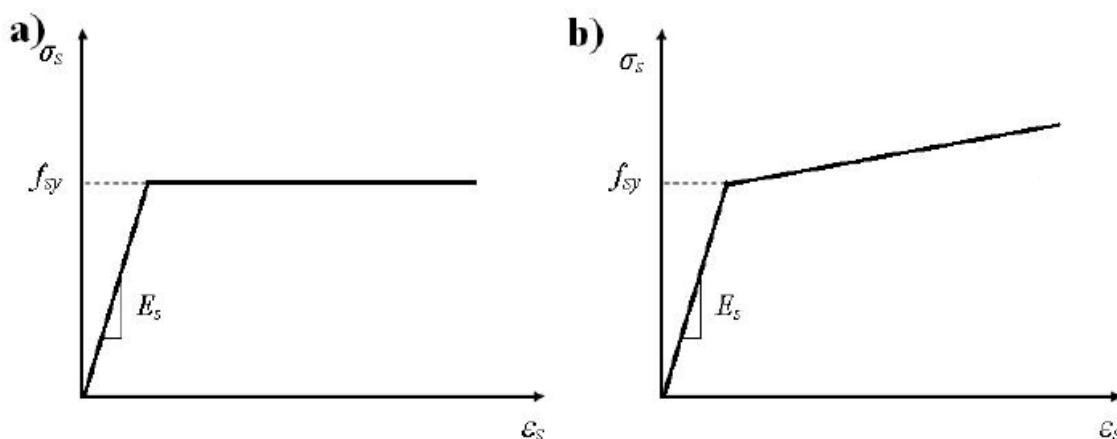


Fig. 5.15 - Curve tensione-deformazione per le barre d'armatura in acciaio: a) curva elasto-plastica , b) curva elasto-plastico con incrudimento lineare.

In realtà è stato poi valutato che l'incrudimento influisce poco sul comportamento in quanto le barre d'armature in acciaio non raggiungono lo snervamento, e pertanto, è determinante solo il modulo di Young. E' stata quindi adottata una curva tensione-deformazione elasto-plastica.

5.3.3 Interfaccia acciaio-calcestruzzo

La relazione tensione di aderenza-scorrimento all'interfaccia acciaio-calcestruzzo è stata valutata e ne sono stati confrontati i loro valori mediante le formulazioni presenti nel CEB-FIP Model Code 1990 e nel FIB Model Code for Concrete Structures 2010 (vedi 3.5).

Per quanto riguarda il CEB-FIP Model Code 1990 viene considerata la situazione di calcestruzzo non confinato e rottura per splitting (vedi colonna 3 della Tab. 3.1). Per il FIB Model Code for Concrete Structures 2010 viene considerata la situazione di rottura per splitting per le staffe "CEB-FIP 2010 1" (vedi colonna 7 della Tab. 3.2) e per il calcestruzzo non confinato "CEB-FIP 2010 2" (vedi colonna 6 della Tab. 3.2). Tali valutazioni sono riportate in Fig. 5.16.

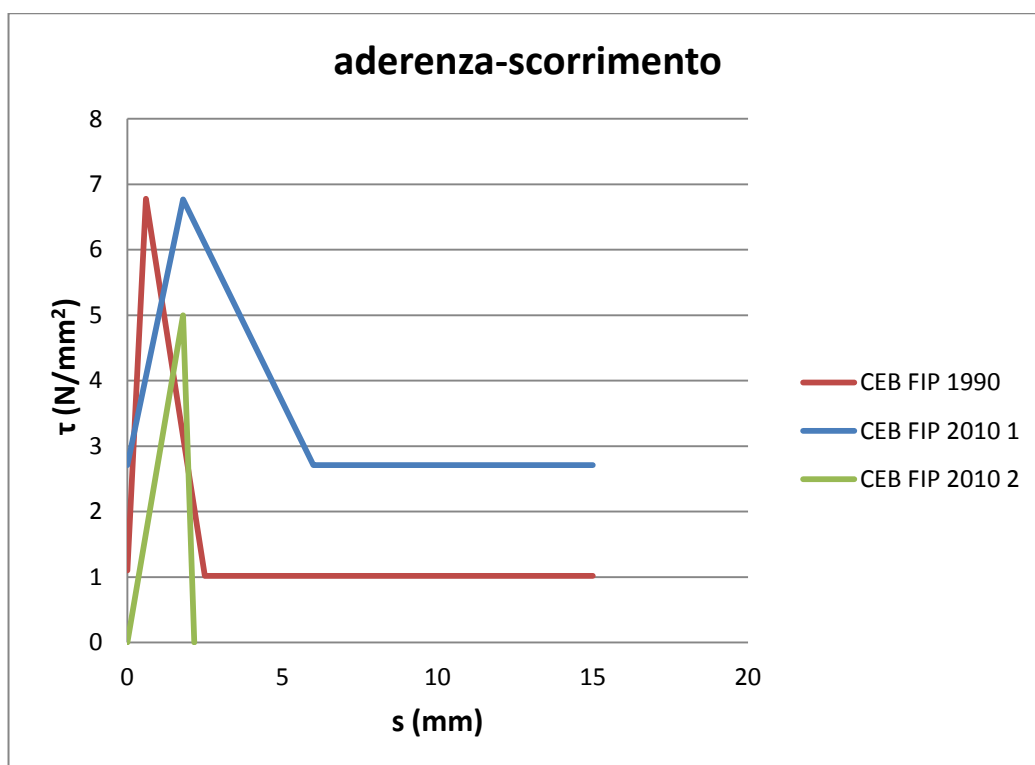


Fig. 5.16 – Relazione aderenza-scorrimento CEB-FIP Model Code 1990 e FIB Model Code for Concrete Structures 2010.

Con lo scopo di considerare la riduzione della resistenza di aderenza indotta dalla corrosione, che nel caso specifico comporta un attacco distruttivo del ramo inferiore delle barra d'armatura trasversale, questa si è valutata calcolando la relazione aderenza-scorrimento come da "CEB-FIP 2010 2", considerando la situazione di rottura per splitting per il calcestruzzo non confinato, come riportato in Fig. 5.18. Tale relazione aderenza-scorrimento è risultata essere la più soddisfacente per riprodurre tale problema specifico.

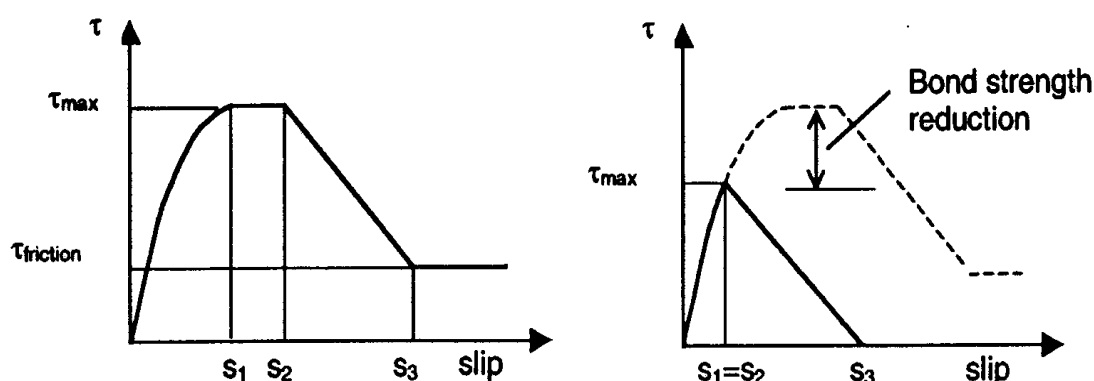


Fig. 5.17 – Riduzione della relazione aderenza-scorrimento a causa della corrosione.

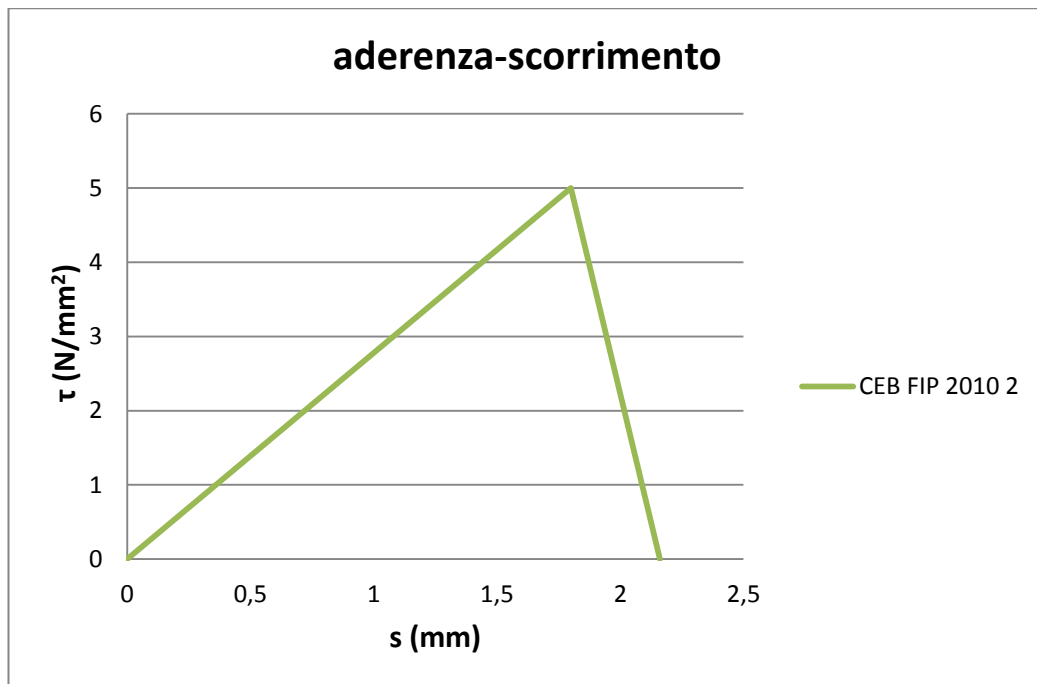


Fig. 5.18 – Relazione aderenza-scorrimento utilizzata nelle analisi FEM.

5.4 Confronti analitici-sperimentali

L'analisi agli elementi finiti (FEM) è stata sviluppata al fine di caratterizzare il contributo della componente di danno dovuta ad un attacco corrosivo distruttivo del ramo inferiore delle staffe sia in termini di una riduzione della capacità portante che di una riduzione della capacità deformativa di una trave.

I risultati delle analisi, confrontati con i risultati sperimentali, indicano la necessità di procedure di controllo per identificare e quantificare il danno da corrosione delle staffe che può condurre ad una riduzione delle prestazioni di una struttura. La resistenza a taglio, ottenuta con le analisi e confrontate con i valori sperimentali, hanno indicato che, con analisi opportunamente modificate per incorporare il danno da corrosione, si può ragionevolmente prevedere la capacità portante residua di travi in cemento armato danneggiate da corrosione delle armature trasversali.

Nella seguente tabella sono stati riportati tutti i parametri dei materiali utilizzati nelle analisi, che meglio hanno prodotto un confronto tra modello analitico e sperimentale.

Parametri materiali	Simboli	Valore	Commenti
Resistenza a compressione media calcestruzzo	f_{cm}	54 N/mm ²	calcolata tramite test
Resistenza a trazione calcestruzzo	f_{ct}	3,61 N/mm ²	calcolata tramite test
Modulo elastico calcestruzzo	E_c	36487 N/mm ²	calcolato tramite NTC 2008
Energia di frattura	G_f	0,150 N/mm	calcolata tramite FIB 2010
Larghezza di banda della fessura	h	10 mm	predefinita in Diana - Midas FEA
Resistenza allo snervamento acciaio	$f_y \phi 20$	538 N/mm ²	calcolata tramite test
	$f_y \phi 8$	557 N/mm ²	
	$f_y \phi 6$	566 N/mm ²	
Modulo elastico acciaio	E_s	210000 N/mm ²	calcolato tramite test

Tab. 5.6 – Parametri dei materiali utilizzati nelle analisi FEM.

L'analisi agli elementi finiti (FEM) è stata condotta sia in controllo in forze che in controllo in spostamento, al fine di poter cogliere al meglio i comportamenti softening dei materiali. Il carico esterno (in forze o in spostamento) è stato gradualmente imposto con un'analisi statica incrementale utilizzando lo schema iterativo di Newton-Raphson.

Si riporta nella seguente immagine il modello FEM adottato, sia per il caso di controllo in forza, che per il caso di controllo in spostamento (Fig. 5.19).

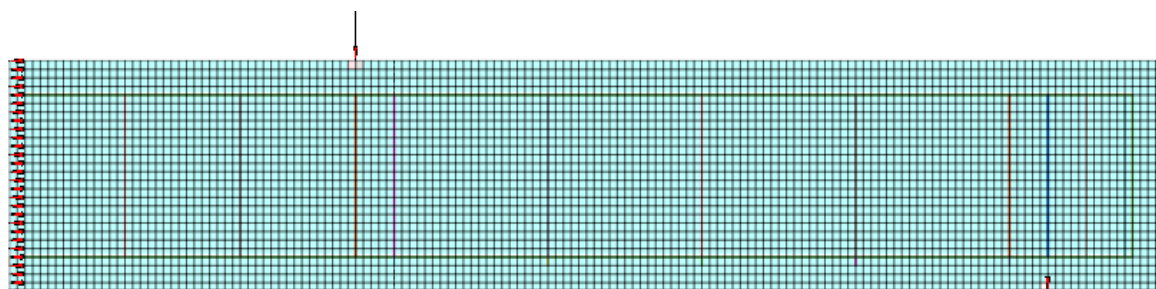


Fig. 5.19 – Analisi FEM: controllo in forze.

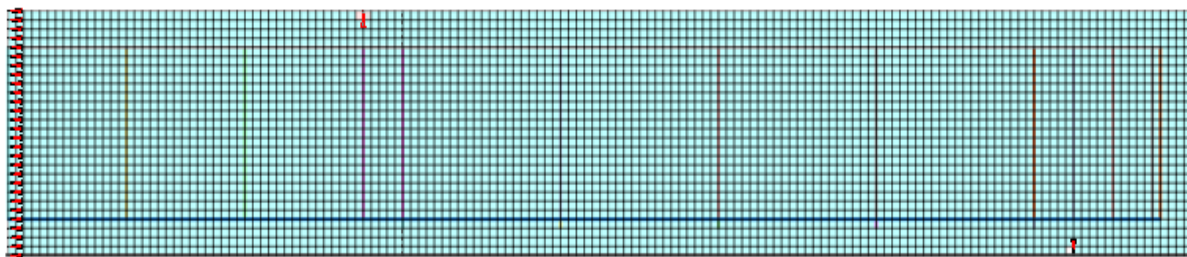


Fig. 5.19 – Analisi FEM: controllo in spostamento.

La mesh adottata modella nello specifico mezza trave, assumendo quindi la simmetria della risposta, in effetti non vera nella realtà fisica della prova sperimentale, stante la armatura dei prototipo riprodotti non simmetrica. L'effetto di questa approssimazione risulta però nella sostanza poco importante, vista la fragilità del sistema riscontrata. Con l'assenza di un ramo cadente nella risposta, l'unico che sarebbe stato realmente influenzato dall'approssimazione condotta.

Il confronto tra modello analitico e sperimentale è riassunto e discusso sulla base delle curve carico- spostamento, con lo spostamento verticale preso in mezzeria della trave.

Si riporta nella immagine seguente il confronto tra i risultati ottenuti mediante modello analitico in controllo in forze ed i risultati ottenuti mediante sperimentazione per i campioni di trave in cemento armato 5C e 6C.

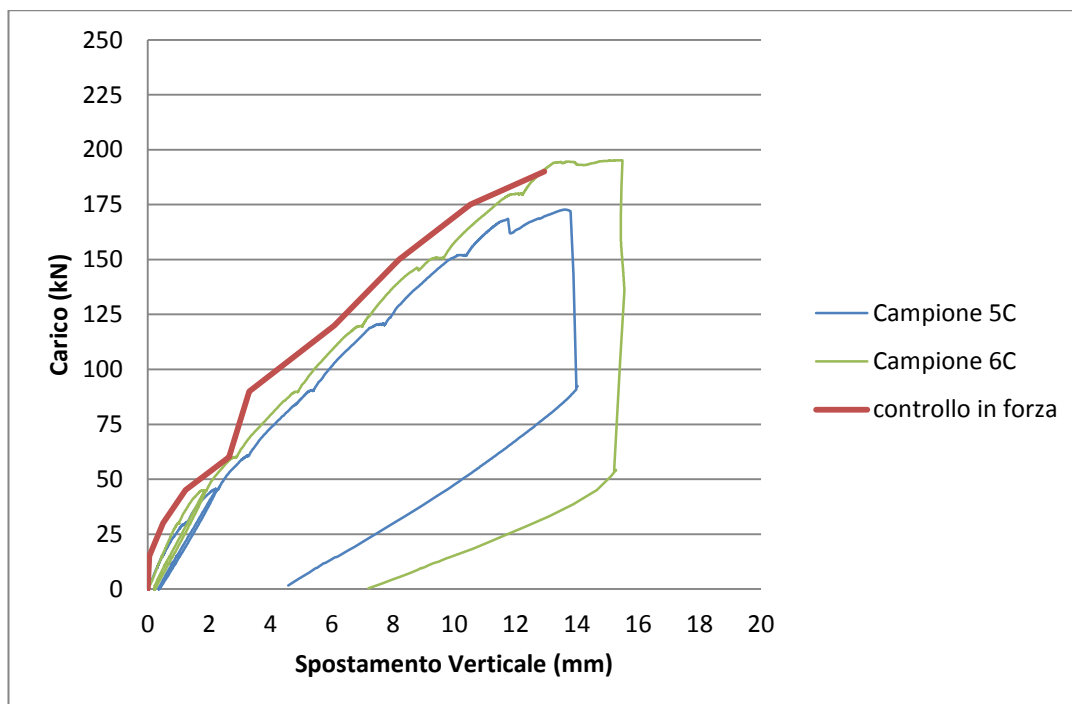


Fig. 5.20 – Diagramma carico-spostamento: confronto modello analitico (controllo in forze) e sperimentale.

Osservando la Fig. 5.20, si può vedere che vi è una buona correlazione tra il modello analitico ed il modello sperimentale per i campioni di trave 5C e 6C, con staffe aperte inferiormente.

All'inizio, l'analisi mostra un comportamento leggermente più rigido, anche perché i campioni di trave a inizio prova risultavano già in parte fessurati probabilmente per ritiro. Si noti comunque come la rigidezza del modello numerico si avvicini alla rigidezza sperimentale del primo ciclo di carico. Infatti nel modello numerico non sono stati implementati i due cicli di carico statici, quello per il raggiungimento del carico di prima fessurazione e quello per il raggiungimento della rottura delle travi, ma nelle analisi è stato aumentato il carico fino al raggiungimento della rottura. Dopo lo sviluppo delle prime fessure nell'analisi, la curva segue un andamento simile ai due campioni, e raggiunge un carico massimo inferiore rispetto il campione 6C e maggiore rispetto il campione 5C. Gli spostamenti in mezzzeria della trave osservati nelle analisi sono più vicini al campione 5C rispetto al campione 6C.

Andando a spiegare nel dettaglio i risultati ottenuti, in primo luogo, la fessura a flessione è stata osservata nei campioni 5C e 6C per un livello di carico di 45-50 kN, mentre nelle analisi per carichi leggermente più grandi di 55-60 kN. Per quanto attiene il livello di carico che causa l'apertura delle fessure per taglio, la previsione numerica concorda piuttosto bene con le risultanze sperimentali (circa 120 kN). La rottura a taglio nell'analisi è raggiunta per un carico ultimo di circa 190 kN. I test sperimentali hanno fornito un carico di rottura a taglio di 172.72 kN per il campione 5C e 195.19 kN per il campione 6C.

Anche per quanto riguarda lo spostamento verticale in mezzzeria della trave si evidenzia una buona correlazione tra i risultati ottenuti mediante modello numerico e test sperimentali. La freccia massima della trave nell'analisi è risultata essere di circa 13 mm, quindi di poco discordante da quella ottenuta dalla sperimentazione sul campione 5C, che è risultato pari a 13.63 mm. Il campione 6C ha fornito in fase sperimentale uno spostamento massimo un po' maggiore, pari a 15.47 mm. Pertanto, a rottura la freccia massima è più piccola nelle analisi che nelle prove. Ciò è probabilmente legato al fatto che le barre d'armature modellate con perfetta aderenza forniscono scorrimenti e quindi spostamenti minori.

In sostanza si può affermare che, confrontando il modello analitico in controllo in forze ed il modello sperimentale, c'è una buona correlazione su:

- Relazione carico-spostamento in mezzzeria della trave, in termini di:
 - Carico massimo,

- Spostamento massimo,
- Rigidezza.

Il confronto tra modello analitico e sperimentale con l'analisi in controllo in spostamento è riportato nella seguente immagine (Fig. 5.21).

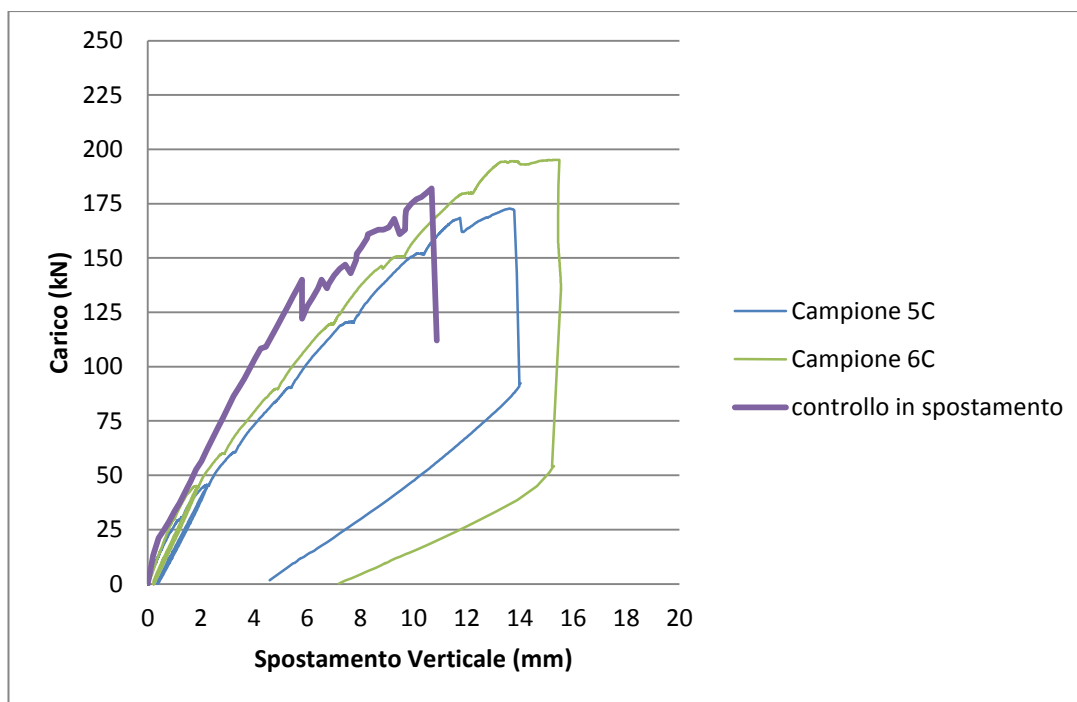


Fig. 5.21 – Diagramma carico-spostamento: confronto modello analitico (controllo in spostamento) e sperimentale.

L'analisi in controllo in spostamento ha mostrato risultati meno soddisfacenti rispetto l'analisi in controllo in forza, anche se dovrebbe cogliere meglio il comportamento strutturale quando vengono invocati i comportamenti softening dei materiali. L'analisi non riesce a cogliere a pieno la capacità portante della trave a causa di problemi di instabilità anche se coglie piuttosto bene la rigidezza. L'analisi viene interrotta prima del raggiungimento del carico massimo.

L'approccio utilizzato nelle analisi FEM, lo *smeared crack approach*, prevede che fenomeni di apertura/formazione di discontinuità a livello micromeccanico possono essere trattati imponendo un decadimento di rigidezza e resistenza del materiale nel punto.

In altri termini le proprietà del materiale, assunte all'inizio del processo come elastiche e lineari, variano in ragione del raggiungimento della condizione limite, sulla base

di un determinato criterio. In pratica il comportamento del materiale fessurato viene modellato imponendo un quadro di microfratture.

Tale analisi è in letteratura comunque riconosciuta come fortemente dipendente dalla mesh adottata, stante il problema legato alla sostituzione di una condizione di discontinuità (apertura della fessura) con una condizione che può imporre forti gradienti di deformazione in zone limitate. A questo si aggiungono errori possibili dovuti alla naturale riduzione dell'ampiezza delle zone interessate dai fenomeni di evoluzione e quindi alle maggiori concentrazioni che oltre certi livelli cominciano a manifestarsi.

Questi fattori portano molto spesso ad avere problemi di instabilità nelle analisi FEM, a volte in analisi la cui stabilità attesa è senza dubbio maggiore, stante nel caso specifico la modalità di conferimento dell'azione esterna applicata.

Sono state effettuate comunque differenti analisi, sia in controllo in forze che in spostamento, cercando di ottenere un modello più prossimo a quello reale. Si è agito su diversi parametri, che caratterizzano il comportamento dei materiali, in particolare:

- energia di frattura con i valori ottenuti mediante le differenti formulazioni nei codici (da 0,131 N/mm a 0,150 N/mm).
- resistenza a trazione considerando il valore calcolato con le differenti formulazioni nei codici (3.86 N/mm²) e non quello ottenuto mediante prova di trazione indiretta (3.61 N/mm²).
- risposta del calcestruzzo: curva di softening descritta dall'espressione di Hordijk, per il calcestruzzo a trazione, invece della curva di softening lineare.
- risposta del calcestruzzo: curva descritta dall'espressione di Thorenfeldt, per il calcestruzzo a compressione costante, invece della curva costante.
- effetto della fessurazione trasversale con il modello proposto da Vecchio e Collins, che induce una riduzione della resistenza e della rigidezza del calcestruzzo.

Andando a riassumere, le analisi mostrano i risultati migliori, in termini di confronto con i campioni testati in laboratorio, considerando la resistenza a trazione valutata mediante prova di trazione indiretta sul calcestruzzo (pari a 3.61 N/mm²) e non mediante l'ausilio dei codici, e l'energia di frattura maggiore valutata mediante l'ausilio dei codici pari a 0,150 N/mm.

Si riporta nella seguente immagine il risultato ottenuto includendo nelle analisi in controllo in forze l'effetto della fessurazione con il modello proposto da Vecchio e Collins,

sempre riassunto sulla base delle curve carico-spostamento confrontate con quelle ottenute in fase sperimentale durante i test effettuati in laboratorio.

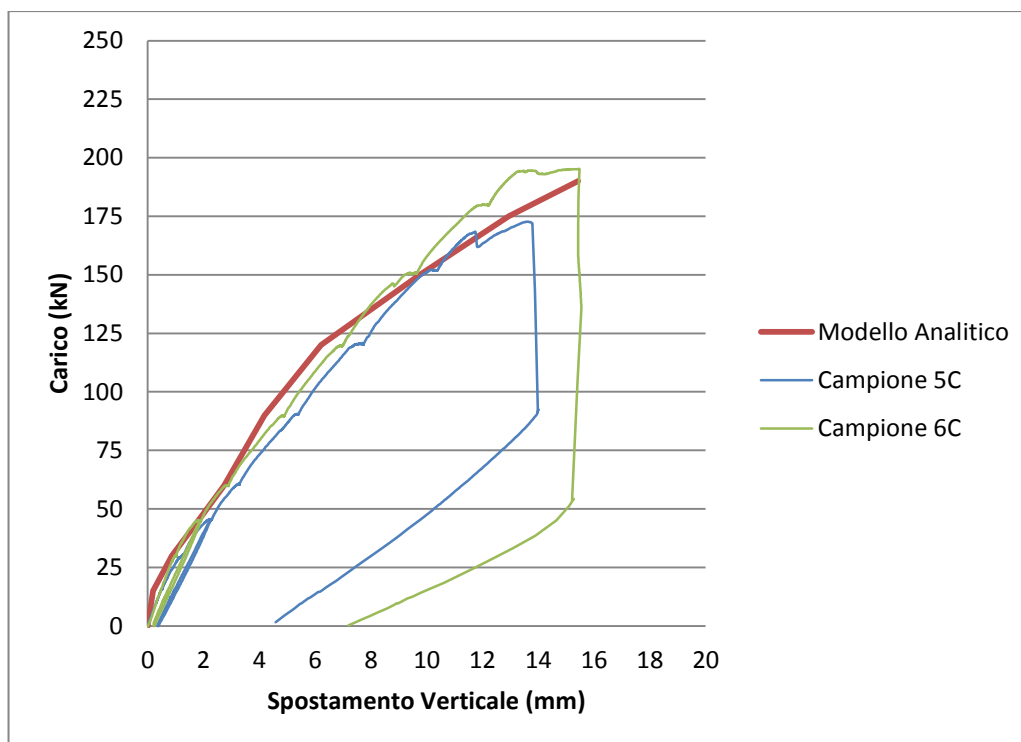


Fig. 5.22 – Diagramma carico-spostamento: confronto modello analitico (controllo in forze) e sperimentale, includendo nelle analisi il modello proposto da Vecchio e Collins.

Con tale modello si raggiunge uno spostamento massimo verticale preso in mezzzeria della trave pari a circa 15 mm, quindi maggiore rispetto l'analisi in cui non si è considerato nessun effetto della fessurazione laterale e più vicino al valore di spostamento massimo, pari a 15.47 mm, ottenuto per il campione di trave 6C. Nelle fasi iniziali l'analisi mostra un comportamento del tutto simile a quello dei campioni di tipologia C testati in laboratorio. Nella parte terminale mostra però un andamento meno rigido rispetto le risultanze sperimentali.

Si intende sottolineare che tutte le analisi condotte al fine di simulare il comportamento di travi in cemento armato soggette ad un attacco corrosivo distruttivo del ramo inferiore delle staffe (quindi staffa aperta inferiormente) sono state effettuate inserendo gli stessi parametri dei materiali calcestruzzo e acciaio riscontrati in fase sperimentale indipendentemente dal danno della corrosione. L'effetto dovuto al danno da corrosione è stato preso in considerazione inserendo una opportuna relazione resistenza di aderenza-scorrimento. Pertanto, è interessante notare che l'unica differenza dei parametri

implementati nelle analisi è la relazione tensione di aderenza-scorrimento, al fine di simulare tale problema specifico di danneggiamento da corrosione.

6

CONCLUSIONI

Scopo di questo studio è fornire un contributo volto a comprendere meglio gli effetti della corrosione delle armature trasversali su travi in cemento armato sottoposte a corrosione e, in particolare, sulla loro capacità portante residua. Il lavoro è stato affrontato con un'attività sperimentale su sei campioni di trave in cemento armato e lo sviluppo di modelli di analisi tradizionali, alla base dei codici nazionali (NTC 2008), europei (UNI EN 1992 - 1-1: 2005), ed internazionali (ACI 318 -2011), di un semplice modello creato ad hoc per tenere in conto la possibile rottura per sfilamento delle staffe e di un modello ad elementi finiti (FEM) 2D non lineare per i campioni di trave con attacco corrosivo distruttivo del ramo inferiore delle staffe. Al fine di validare i risultati è stato effettuato un confronto tra i test sperimentali condotti in laboratorio ed i modelli di analisi.

I campioni, tutti progettati per rompersi a taglio, presentavano tre tipologie di armatura trasversale: A) assente, B) presente e integra, C) con stesso diametro e passo del caso B) ma con ramo inferiore assente (staffe conformate ad U rovescia). Per tutti i campioni il carico ultimo è stato dettato da rotture a taglio, differente per le tre tipologie.

Nello specifico i campioni di trave armati trasversalmente e a staffe chiuse (tipo B) sono quelli ad aver dimostrato chiaramente il carico di rottura più elevato, e sensibilmente superiore a quello stimabile con i metodi tradizionali alla base delle normative (ordine di grandezza + 20%).

I campioni di tipologia A hanno mostrato valori più prossimi a quelli attesi (fra il 5% e l'11% in più).

Per quanto riguarda i campioni di trave armati e simulanti il caso di attacco corrosivo distruttivo del ramo inferiore delle staffe (tipologia C), appare utile effettuare un confronto con i risultati del tipo B, non già sui valori ultimi del taglio resistente ma sul valore del decadimento rapportato al taglio trazione del caso specifico esaminato. Il decadimento così valutato si attesta intorno al 39%.

Per i campioni di tipologia C il confronto tra risultati sperimentali ed analitici è stato effettuato sviluppando un semplice modello basato sulla resistenza della staffa soggetta a sfilamento e un modello più completo ad elementi finiti sia in controllo in forze che in controllo in spostamento.

Il primo, pur nella semplicità, ha fornito risultati confermati dalla sperimentazione. Anche per quanto attiene al secondo, i risultati del modello ad elementi finiti (FEM) 2D non lineare con un'analisi in controllo in forze ha mostrato una buona correlazione con i risultati degli esperimenti per quanto riguarda il carico ultimo, lo spostamento verticale massimo, e la rigidità. In realtà lo spostamento verticale massimo raggiunto a rottura è risultato essere di poco inferiore a quello ottenuto in fase sperimentale. L'analisi in controllo in spostamento non coglie a pieno la capacità portante della trave a causa di problemi di instabilità, e si interrompe prima del raggiungimento del carico massimo.

Si può comunque affermare che con analisi opportunamente modificate per tenere in debito conto il danno, si può ragionevolmente prevedere la capacità portante residua di travi in cemento armato danneggiate da corrosione delle armature trasversali. Infatti per descrivere l'effetto della corrosione con le analisi FEM è stato sufficiente implementare su staffe modellate con elementi *truss* una opportuna tensione massima di aderenza per ottenere risultati soddisfacenti.

Le conclusioni che si possono trarre sulla base del confronto tra le risultanze ottenute in fase sperimentale per i campioni di tipo C e quelle ottenute mediante analisi ad elementi finiti sono le seguenti:

- L'analisi 2D mostra risultati sufficientemente validi per quanto riguarda il carico ultimo, la freccia massima e la rigidità.
- La resistenza a trazione valutata mediante prova sperimentale di trazione indiretta, più bassa rispetto ai valori desunti con le consuete formule dalla resistenza a compressione, porta a risultanze di analisi più aderenti alla risposta reale.

Gli obiettivi futuri sono sicuramente volti ad affinare le risultanze ottenute con la modellazione FEM. Ulteriori sviluppi sono soprattutto volti ad ottenere migliori indicazioni sulla effettiva perdita della capacità portante di elementi con staffe interessate da corrosione distruttiva. Questi possono essere condotti studiando anche sperimentalmente l'influenza del diametro della staffa e dell'altezza della trave (è evidente che per travi più basse la perdita attesa sia maggiore). Tali passi sembrano essere necessari prima di poter proporre in maniera consapevole un coefficiente riduttivo del contributo dell'armatura trasversale.

Lo studio dovrebbe infine essere esteso al problema di azioni cicliche, con inversione delle sollecitazioni, con le possibili ricadute anche sulla risposta a momento flettente per via del mancato vincolo offerto alle armature longitudinali compresse.

BIBLIOGRAFIA

Abosrra, L. (2010). "Corrosion of steel reinforcement in concrete", PhD Thesis, Bradford University, UK.

ACI Committee 318-2011 (2011), "Building Code Requirements for Reinforced Concrete", American Concrete Institute, pp. 161-174.

ACI Committee 408 (1991), "Bond under cyclic loading-state of the art", ACI Materials Journal, Vol. 88, pp. 669-673.

Alonso, M.C.G., Escudero, M.L., Miranda, J.M., Vega, M.I., Capilla, F., Correia, M.J., Salta, M., Bennani, A. and Gonzalez, J.A. (2007), "Corrosion behaviour of stainless steels reinforcing bars embedded in concrete". Cement and Concrete Research, Vol. 37, pp. 1463-1471.

Al-Sulaimani, G. J., Kaleemullah, M., & Basunbul, I. A. (1990). "Influence of corrosion and cracking on bond behaviour and strength of reinforced concrete members", ACI Structural Journal, 87(2).

A.K. Azad, S. Ahmad, S.A. Azher, (2007), "Residual strength of corrosion-damaged reinforced concrete beams", ACI Mater. J. 104, pp. 40-47.

Arel, H. S. and Yazici, S. (2012). "Concrete reinforcement bond in different concrete classes". Construction and Building Material, 36, pp. 78-83.

ATC, (1996), "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", ATC-40 Report, Volumes 1 and 2, Applied Technology Council, Redwood City, California.

Auyeung, Y., Balaguru, P., & Chung, L. (2000). "Bond behaviour of corroded reinforcement bars", ACI Materials Journal, 97(2).

Bamonte, P. , Gambarova, P. G. (2007). "High-Bond Bars in NSC and HPC: Study on Size Effect and on the Local Bond-Stress Stress-Slip Law", ASCE - Journal of Structural Engineering, 133(2), pp. 225-234.

Bazant, Z. P., and Oh, B. H. (1983). "Crack Band Theory for Fracture of Concrete", Materials and Structures, Vol. 16, No. 93, pp. 155-177.

Bazant, Z. P., and Sun, H. H., (1987). "Size Effect in Diagonal Shear Failure: Influence of Aggregate Size and Stirrups", ACI Materials Journal, V. 84, No. 4, pp. 259-272.

Bazant, Z. P., and Kezmi, M. T., (1991). "Size Effect on Diagonal Shear Failure of Beams without Stirrups", ACI Structural Journal, V. 88, No. 3, pp. 268-276.

Berra, Castellani, and Coronelli (1997), "Bond in reinforced concrete and corrosion of bars", Edinburgh: Engineering Technics Press, pp. 349-356.

Bigaj A. J. (1995). "Bond behaviour of deformed bars in NSC and HSC: experimental study". Delft University of Technology, Department of Civil Engineering.

Cairns J., (1998). "Assessment of effects of reinforcement corrosion on residual strength of deteriorating concrete structures". Proc. of the First International Conference on behaviour of damaged structures, Rio de Janeiro.

Capozucca R., Cerri M., Mariotti A., Menditto G., (1993), "Behaviour of r.c. structures subject to reinforcement corrosion", Proc. of the fifth International Conference on Structural Faults and Repairs, Edinburgh.

Castel A., Francois R., Arliguie G., (2000), "Mechanical behaviour of corroded reinforced concrete beams", Part 1: Experimental study of corroded beams, Materials and Structures, 33, pp. 539-544.

Clark LA, Saifullah M (1994). "Effect of corrosion rate on the bond strength of corroded reinforcement", In: Swamy RN (ed) Corrosion and corrosion protection of steel in concrete, Sheffield Academic Press, Sheffield, pp 591-602.

Comitee Euro-International du Béton, Second International workshop with RILEM, Bologna, (1986).

CEB-FIP Model code 1990, first draft (1990). Comitee Euro-International du Béton, Bulletin d'information, No.195-196.

Darwin, D. and Graham, E. (1993). "Effect of Deformation Height and Spacing on Bond Strength of Reinforcing Bars". ACI Structural Journal, 90(6), pp. 646- 657.

Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008, (2008). "Norme Tecniche per le Costruzioni", Ministero delle Infrastrutture, Roma, Italy.

Eurocode 2 , UNI EN 1992 - 1-1: 2005 (2005). Design of Concrete Structures – Part 1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardization (CEN).

Fang, C., K. Lundgren, L. Chen and C. Zhu (2004). "Corrosion influence on bond in reinforced concrete", *Cement and Concrete Research* 34(11): pp. 2159-2167.

Fenwick, R. C., and Paulay, T., (1968), "Mechanisms of Shear Resistance of Concrete Beams", *Proceedings, ASCE*, V. 94, No. ST10, pp. 2325-2350.

Ferguson, P. M., Turpin, R. D. and Thompson, J. N. (1955). "Minimum bar spacing as a function of bond and shear strength". *American Concrete Institute Journal*, 50(10), pp. 869-888.

FEMA 440, (2005), "Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures", prepared by the Applied Technology Council (ATC-55 Project) for the Department of Homeland Security Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.

FEMA 356, (2000), "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", prepared by the American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

FIB Bulletin n. 10 (2000). "Bond of Reinforcement in Concrete", *Fédération Internationale du Béton*, Lausanne, Switzerland.

FIB Model Code for Concrete Structures 2010, First complete draft (2010). Bulletin 55, Volume 1, *Federation Internationale du Béton*, Lausanne.

Gaidis, J.M. (2004), "Chemistry of corrosion inhibitors", *Cement and Concrete Composites*, Vol. 26, pp. 181-189.

Gastebled, O. J., and May, L. M., (2001), "Fracture Mechanics Model Applied to Shear Failure of Reinforced Concrete Beams without Stirrups," *ACI Structural Journal*, V.98, No.2, pp.184-190.

Guralnick, S. A., (1959). "Shear Strength of Reinforced Concrete Beams", *Proceedings, ASCE*, V. 85, No. ST1, pp. 1-42.

Higgins C and Farrow III WC (2006). "Tests of reinforced concrete beams with corrosion-damaged stirrups". *ACI Structural Journal* 103(1): 133-141.

Hordijk, D. A., (1991), "Local approach to fatigue of concrete", PhD thesis, Delft University of Technology.

H.S. Lee, F. Tomosawa, and T. Noguchi, (1998), "Fundamental study on evaluation of structural performance of reinforced concrete beam damaged by corrosion of longitudinal tensile main rebar by finite element method", *Journal of Structural and Construction Engineering*, pp. 43-50.

Huang, C.-H (2014). "Effects of rust and scale of reinforcing bars on the bond performance of reinforcement concrete", *Journal of Materials in Civil Engineering* 26(4): pp. 576-581.

Ichinose, T., Kanayama, Y., Inoue, J. E. and Bolander, J. R. (2004). "Size effect on bond strength of deformed bars". *Construction and Building materials*, 18(7), pp. 549-558.

J. Cairns, (1995), "Strength in shear of concrete beams with exposed reinforcement", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Structures and Buildings* 110, pp. 176–185.

Jin-Keun Kim and Yon-Dong Park (1997), "Prediction of Shear Strength of Reinforced Concrete Beams without Web Reinforcement", *Acı Materials Journal*, Technical Paper, Title no. 93-M24.

Justnes, H. (2003), "Inhibiting chloride induced corrosion of concrete bars by calcium nitrite addition", *Corrosion, Nace*, Paper No. 03287, USA.

Yoon, S., Wang, K., Weiss, W.J., and Shah, P.S., (2000), "Interaction between Loading, Corrosion, and Serviceability of Reinforced Concrete", *ACI Materials Journal*, Vol. 97, No. 6, pp. 637-644.

Y.X. Zhao, J. Chen, W.L. Jin, (2009), "Design of shear strengths of corroded reinforced concrete beams", *Int. J. Model. Identif. Control* 7, pp. 190–198.

Lundgren, K. (2002). "Modelling the effect of corrosion on bond in reinforced concrete". *Magazine of Concrete Research* 54(3): 165-173.

Lundgren, K. (2007). "Effect of corrosion on the bond between steel and concrete: an overview". *Magazine of Concrete Research*, 59(6), 447-461.

Lutz, L.A., and Gergely, P. (1967), "Mechanics of Bond and Slip of Deformed Bars in Concrete", *ACI Journal Proceedings*, Vol. 64, No. 11, pp. 711-721.

Mangat, P. S. and M. S. Elgarf (1999), "Bond characteristics of corroding reinforcement in concrete beams", *Materials and Structures* 32: pp. 89-97.

Mangat P.S., Elgarf M.S. (1999), "Flexural Strength of Concrete Beams with Corroding Reinforcement", *ACI Structural Journal*.

Martin, H. (1982), "Bond Performance of Ribbed Bars (Pull-Out-Tests) - Influence Of Concrete Composition and Consistency", *International Conference - Bond in Concrete*, Paisley, Scotland, pp. 289-299.

Oliver, J., Huespe, A. E., Pulido, M. D. G. and Chaves, E. (2002). "From continuum mechanics to fracture mechanics: the strong discontinuity approach". *Engineering Fracture Mechanics*, 69, pp. 113-136.

Palsson R., Mirza M.S., (2002). "Mechanical response of corroded steel reinforcement of abandoned concrete bridge", *ACI Structural Journal*, 99 (2), pp. 157-162.

Park, R., and Paulay, T. (1975), "Reinforced Concrete Structures," John Wiley & Sons, Inc. N.Y.

Perno S., Rinaldi Z., Valente C., Pardi L., (2005), "Experimental evaluation of the load bearing capacity of corroded beams", Fifth International Conference on Bridge Management, University of Surrey Guildford UK.

Rehm, G. (1957), "The Fundamental law of Bond," Proceedings, Symposium on Bond and Crack Formation in Reinforced Concrete, Stockholm, RILEM, Paris, Pub. Tekniska Hogskolans Rotaprinttryckeri, Stockholm.

Rehm, G. (1968), "The Basic Principles of the Bond between Steel and Concrete", Translation No. 134, Cement and Concrete Association, London, pp. 66.

Regan PE and Kennedy Reid IL (2004). "Shear strength of RC beams with defective stirrup anchorages". Magazine of Concrete Research 56(3): 159-166.

RILEM Technical Recommendations (1983). "Bond test for reinforcement steel. 2. Pull-out Test", TC9-RC.

Rodriguez J., Ortega L. M., Casal J., Diez J. M. (1996), "Corrosion of reinforcement and service life of concrete structures", 7th International Conference on Durability of Building Materials and Components, Stockholm.

Rodriguez J., Ortega L.M., Casal J., Diez J.M. (1995), "Load carrying capacity of concrete structures with corroded reinforcement", Int. Conf. S.F.&R, London.

Tepfers, R. (1979), "Cracking of Concrete Cover along Anchored Deformed Reinforcing Bars", Magazine of Concrete Research, Vol. 31, No. 106, pp. 3-12.

Tepfers, R. (1973), "A theory of Bond Applied to Overlapped Tensile Reinforcement Splices for Deformed Bars", Division of Concrete Structures, Chalmers University of Technology, Goteborg, Sweden, Publication 73:2, pp. 328.

Thorenfeldt, E., Tomaszewicz, A., and Jensen, J. J., (1987), "Mechanical properties of high-strength concrete and applications in design", In Proc. Symp. Utilization of High-Strength Concrete (Stavanger, Norway), (Trondheim), Tapir.

Tuutti, K. (1982), "Corrosion of steel in concrete Research Report", Stockholm: Swedish Cement and Concrete Research Institute, pp. 469.

RINGRAZIAMENTI

Giunta al termine di questi tre anni di dottorato di ricerca, non posso esimermi dal ringraziare tutte le persone che hanno condiviso con me questo periodo, che mi ha portato ad approfondire un argomento per me di grande fascino.

Il primo sincero ringraziamento è senza dubbio rivolto al mio Tutor, il Prof. Salvatore Perno, grazie al quale ho portato a termine questo progetto di ricerca, che ha rappresentato per me una guida scientifica che con i suoi preziosi contributi ha accompagnato e arricchito lo sviluppo di questa ricerca. È ancora al mio Tutor che va il sincero apprezzamento per avermi dato sempre validi suggerimenti per la riuscita delle prove sperimentali presso il Laboratorio Materiali e Strutture della Facoltà di Ingegneria di “Sapienza” Università di Roma.

Desidero inoltre esprimere un doveroso ringraziamento al Prof. Maurizio De Angelis per essersi sempre dimostrato disponibile durante tutte le fasi del mio lavoro di ricerca.

Un ringraziamento affettuoso va a tutti i colleghi dottorandi, con cui ho condiviso “gioie e dolori” di questo percorso, ed ai miei amici che mi hanno dato fiducia ed entusiasmo.

Infine, il più importante e sentito ringraziamento, va alla mia famiglia, mia madre Paola, mio padre Antonio, e mio fratello Marco, come punto di riferimento di tutta la mia vita, per aver appoggiato sempre le mie scelte e per avermi sempre incoraggiato durante tutto il percorso. Spero di averli resi nuovamente orgogliosi di me. È a loro che dedico questa tesi.

Alessandra