

POLITECNICO DI TORINO

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE



TESI DI LAUREA MAGISTRALE

Analisi numerica di travi Gerber soggette a corrosione e valutazione di possibili interventi di rinforzo

Relatore

Prof. Fabio Di Trapani

Candidato

Pasquale Borgese

Correlatori

Prof. Gabriele Bertagnoli

Ing. Marilisa Di Benedetto

ANNO ACCADEMICO 2023/2024

Abstract

In the current infrastructure context, maintenance of existing structures, especially bridges and viaducts, plays a crucial role. Among various bridge types, a widely adopted structural scheme from the 1960s to the 1980s is the Gerber beam. This type of beam, made of ordinary or pre-stressed reinforced concrete, features a reduction in section height at the ends, creating a discontinuous zone and stress concentration. Additionally, the geometry of the half-joint is particularly susceptible to degradation: water from the road surface infiltrates the joint, creating ideal conditions for the advancement of reinforcement bar corrosion. Consequently, existing half-joints require frequent inspection and maintenance activities, often challenging to access for repair and retrofitting interventions.

This thesis aims to evaluate the effectiveness of a steel reinforcement system (steel-jacketing) tested in an experimental campaign conducted at the Polytechnic University of Turin. Designed to adapt to most existing dapped-end beam types, this system aims to reduce the need for invasive interventions on the roadway, minimizing traffic disruptions. Sample beams subjected to three-point bending tests were modeled using the STKO software, a graphical interface for OpenSees. The beam was modeled using 3D solid elements, while reinforcement bars were represented using fiber-section beam elements. Furthermore, an interface element was implemented, appropriately modeled and calibrated, to accurately capture the effects of jet grouting between the beam's web and the slab. After calibration and validation, additional simulations were conducted to investigate the structural response of the retrofitted dapped-end beam in different configurations, not previously assessed during the experimental campaign. Therefore, the obtained results aim to provide an overview of the efficiency and operation of the steel reinforcement system for half-joints, identifying possible improvements to optimize the structural performance further.

Sommario

Nell'attuale contesto infrastrutturale, la manutenzione delle strutture esistenti, in particolare di ponti e viadotti, assume un ruolo di vitale importanza. Tra le varie tipologie di ponti, uno schema strutturale ampiamente adottato tra gli anni '60 e '80 è la trave di tipo Gerber. Quest'ultima, realizzata in calcestruzzo armato ordinario o precompresso, presenta una riduzione dell'altezza della sezione alle estremità, generando una zona di discontinuità e di concentrazione delle tensioni. La geometria del giunto risulta, inoltre, particolarmente sensibile a fenomeni di degrado: l'acqua proveniente dal manto stradale penetra all'interno del giunto, creando condizioni ideali per l'avanzamento del fenomeno di corrosione delle barre di armatura. Pertanto, le selle Gerber dei ponti esistenti richiedono frequenti attività ispettive e di manutenzione, sebbene spesso siano di difficile accesso per interventi di risanamento e consolidamento.

Il presente lavoro di tesi si propone di valutare l'efficacia di un sistema di rinforzo in acciaio (steel-jacketing) testato in una campagna sperimentale condotta presso il Politecnico di Torino. Questo sistema, progettato per adattarsi alla maggior parte delle tipologie di travi Gerber esistenti, ha lo scopo di ridurre la necessità di interventi invasivi sulla carreggiata, limitando la chiusura del traffico veicolare. Le travi campione sottoposte a prove di flessione su tre punti sono state modellate utilizzando il software STKO, interfaccia grafica di OpenSees. La trave è stata modellata utilizzando elementi solidi 3D, mentre le barre di armatura sono state rappresentate mediante elementi beam con sezioni a fibre. Inoltre, è stato implementato un elemento di interfaccia, opportunamente modellato e calibrato, per cogliere con precisione gli effetti della ripresa di getto tra l'anima e la soletta della trave. Dopo una prima fase di calibrazione e successiva validazione dei modelli numerici, sono state eseguite simulazioni aggiuntive per esaminare la risposta strutturale della trave rinforzata con steel-jacketing in configurazioni differenti da quelle valutate nella fase sperimentale. Pertanto, i risultati ottenuti mirano a fornire una panoramica sull'efficienza e il funzionamento del sistema di rinforzo in acciaio per le selle Gerber, identificando possibili miglioramenti per ottimizzarne ulteriormente le prestazioni.

Indice

<i>Abstract</i>	3
<i>Sommario</i>	4
<i>Elenco figure</i>	8
<i>Elenco tabelle</i>	15
1 Introduzione	17
2 Ponti e viadotti a travata Gerber	19
2.1 Cenni storici e criticità	19
2.2 Progettazione e norme di riferimento	22
2.3 Panoramica rinforzi strutturali selle Gerber	26
3 Campagna sperimentale di riferimento	34
3.1 Obiettivo prove sperimentali.....	34
3.2 Descrizione prova sperimentale	38
3.2.1 Trave con armature disposte secondo lo schema A	39
3.2.2 Trave con armature disposte secondo lo schema B.....	43
3.2.3 Rinforzo in acciaio	46
3.2.4 Strumentazioni di prova e materiali.....	49
3.3 Risultati prove sperimentali	51
4 Modellazione numerica	56
4.1 Descrizione modello	56
4.1.1 Definizione del modello.....	56
4.1.2 Legami costitutivi materiali.....	58
4.1.3 Condizioni di vincolo e di carico	70
4.1.4 Architettura mesh.....	75
4.1.5 Impostazioni di analisi.....	77

4.2 Risultati e validazione	79
4.2.1 Trave A, schema statico 1	79
4.2.2 Trave A, schema statico 2	81
4.2.3 Trave B, schema statico 1	84
4.2.4 Riepilogo risultati	87
5 Simulazione numeriche	88
5.1 Confronto comportamento strutturale sella sana, sella corrosa e sella corrosa rinforzata, trave A	89
5.2 Confronto comportamento strutturale sella sana, sella corrosa e sella corrosa rinforzata, trave B	92
5.3 Comportamento strutturale selle con ancoraggio barre longitudinali	95
6 Proposta possibili miglioramenti dell'intervento di rinforzo	104
6.1 Studio dei possibili miglioramenti dell'intervento di rinforzo	104
6.1.1 Dimensionamento rinforzo 1	104
6.1.2 Dimensionamento rinforzo 2	108
6.1.3 Modellazione numerica rinforzi proposti	110
6.2 Risultati rinforzo 1	114
6.3 Risultati rinforzo 2	117
6.4 Discussione e confronto dei risultati	120
6.4.1 Confronto tra i sistemi di rinforzo nello schema statico 1	120
6.4.2 Confronto tra i sistemi di rinforzo nello schema statico 2	121
7 Conclusioni	127
<i>Allegato I</i>	129
<i>Allegato II</i>	134
<i>Bibliografia</i>	140
<i>Ringraziamenti</i>	145

Elenco figure

Figura 1: Sella Gerber di un impalcato in calcestruzzo armato [4]	17
Figura 2: Schema statico usuale di un ponte con selle Gerber [2]	19
Figura 3: Esempio selle Gerber soggette a corrosione [9]	20
Figura 4: Accesso viadotto tramite sistema by-bridge [10].	21
Figura 5: Distinzione tra D-region e B-region della sella Gerber [3]	22
Figura 6: Modelli S&T di una sella Gerber [8], [15].....	23
Figura 7: Confronto della distribuzione delle forze interne nel sistema a mensola (a) e nelle selle Gerber (b) [16]	24
Figura 8: Configurazioni di armature dei diversi provini studiati da Desnerck et al. [18]	25
Figura 9: Gruppi I, II, III, IV [19]	27
Figura 10: Possibili meccanismi di rottura presenti comunemente nelle selle Gerber [12], [19]	27
Figura 11: 12 sistemi di rinforzo testati da Taher [19].....	28
Figura 12: Configurazione di rinforzo in CFRP a uno strato [20]	29
Figura 13: Strumentazione di prova (dimensioni in mm) [20]	30
Figura 14: Dettaglio armatura di una delle travi sottoposte a prova di carico [21]	30
Figura 15: Immagini che evidenziano il distacco delle piastre CFRP verticali e inclinate di una delle selle testate [21].....	31
Figura 16: Setup di prova durante la campagna sperimentale di Atta e Taman del 2015 [22]	31
Figura 17: configurazioni dei diversi sistemi di rinforzo [22]	32
Figura 18: Distinzione parte portante sella Gerber e parte portata sella Gerber.....	34
Figura 19: Rappresentazione schematica della procedura proposta. (a) Struttura originale. (b) Applicazione del rivestimento in acciaio. (c) Sollevamento del ponte e rimozione dei vecchi appoggi. (d) Posizionamento dei nuovi appoggi collegati al sistema di rinforzo in acciaio. (e) Riposizionamento della trave appoggiata. (f) Risultato finale [2].....	35
Figura 20: Esempio sella Gerber con traverso [24].....	36

Figura 21: Esempio sella Gerber con traverso	36
Figura 22: Posizionamento appoggio su sistema di rinforzo [2]	37
Figura 23: Geometria delle travi. Dimensioni in mm. (a) Vista longitudinale. (b) Sezione trasversale. (c) Vista 3D [2].....	38
Figura 24: Layout armature travi testate: (a) Trave A (b)Trave B.....	39
Figura 25: Meccanismo S&T di metà trave A [2].....	39
Figura 26: Schema reticolare per risoluzione S&T trave A [2], [23].....	40
Figura 27: Dettaglio armature schema A [2]	41
Figura 28: Vista 3D, disposizione armature schema A [2].....	41
Figura 29: Disposizione armatura: schema A, lato sano [2], [23].....	42
Figura 30: Meccanismo S&T di metà trave B [2]	43
Figura 31: Schema reticolare per risoluzione S&T trave B [2], [23]	43
Figura 32: Dettaglio armature schema B [2]	44
Figura 33: Vista 3D, disposizione armature schema B [2]	44
Figura 34: Disposizione armatura schema B, lato sano [2], [23]	46
Figura 35: Dettaglio piastra di rinforzo in acciaio [2]	48
Figura 36: Schemi statici delle travi utilizzati durante la prova. (a) Schema statico 1 (b) Schema statico 2 [2].....	49
Figura 37: Legame costitutivo acciaio utilizzato nei campioni sperimentali [2].....	50
Figura 38: Curve di carico-spostamento sperimentali, schema statico 1: (sx) Trave A, (dx) Trave B [2]	51
Figura 39: Quadro fessurativo: (a) Trave A schema statico 1. (b) Trave A schema statico 1 dopo la rimozione del rivestimento in acciaio [2]	52
Figura 40: (d) Meccanismo di collasso. Trave B nello schema statico 1 [2]	52
Figura 41: Curva di carico-spostamento sperimentale, schema statico 2, trave A [2].....	53
Figura 42: Meccanismi di collasso: Trave A nello schema statico 2 [2]	53

Figura 43: Quadro fessurativo sperimentale, trave A, schema statico 1 [2]	54
Figura 44: Quadro fessurativo sperimentale, trave B, schema statico 1 [2].....	54
Figura 45: Quadro fessurativo sperimentale, trave A, schema statico 2 [2]	55
Figura 46: Modello geometrico della trave in 3D.....	57
Figura 47: Modello geometrico del rinforzo in acciaio, vista 3D.....	57
Figura 48: Modello geometrico della singola piastra di carico, vista 3D.....	57
Figura 49: Modello geometrico armature, trave schema A, vista 3D.....	58
Figura 50: Modello geometrico armature, trave schema B, vista 3D	58
Figura 51: Una rappresentazione schematica del processo di calcolo del materiale, in un caso uniassiale rappresentativo [28]	60
Figura 52: Legame costitutivo uniassiale: (a) Legame a trazione (b) Legame a compressione [30].....	61
Figura 53: Legame costitutivo numerico calcestruzzo a trazione ANIMA e SOLETTA	63
Figura 54: Legame costitutivo numerico calcestruzzo a compressione ANIMA e SOLETTA	64
Figura 55: Parametri geometrici utili per definizione resistenza interfaccia [8]	65
Figura 56: Legami costitutivi numerici calcestruzzo a compressione e trazione INTERFACCIA	67
Figura 57: Elemento utilizzato per la modellazione 3D del calcestruzzo[33]	68
Figura 58: Rappresentazione generica legame costituivo materiale acciaio- Hysteretic material [34].....	68
Figura 59: Legame costitutivo Acciaio Hysteretic.....	69
Figura 60: Elemento trave-colonna in fibra, discretizzazione della sezione tipica del calcestruzzo [37].....	69
Figura 61: Modellazione vincolo cerniera/carrello	70
Figura 62: Modellazione schema statico trave, per schema di carico 1.....	70
Figura 63: Modellazione schema statico trave, per schema di carico 2.....	70

Figura 64: Geometria definita dai nodi master. Tetraedro per problemi in continuo 3D [39]	71
Figura 65: Interazione perfetta aderenza barre-calcestruzzo mediante utilizzo ASD Embedded Node Element.....	72
Figura 66: Rappresentazione schematica contatto Zero Length Contact ASD Implex Element [35]	72
Figura 67: Area di applicazione pressione di serraggio.....	73
Figura 68: Applicazione del carico del martinetto idraulico	74
Figura 69: Architettura della mesh	75
Figura 70: Esempio di partizione del modello FEM per analisi in parallelo	76
Figura 71: Curva numerica di carico-spostamento trave A, schema statico 1	79
Figura 72: Danneggiamento a trazione (material damage- d^+), allo spostamento di 6 mm ..	80
Figura 73: Apertura delle fessure in mm (crack width), allo spostamento di 6 mm	80
Figura 74: Tensioni nelle barre in N/mm^2 , allo spostamento di 6 mm	80
Figura 75: Quadro fessurativo sperimentale, trave A, schema statico 1, temine prova [2] ..	80
Figura 76: Curva numerica di carico-spostamento trave A, schema statico 2	81
Figura 77: Danneggiamento a trazione (material damage- d^+), allo spostamento di 7 mm ..	82
Figura 78: Apertura delle fessure in mm (crack width), allo spostamento di 7 mm	82
Figura 79: Tensioni nelle barre in N/mm^2 , allo spostamento di 7 mm	82
Figura 80: Quadro fessurativo sperimentale, trave A, schema statico 2, temine prova [2] ..	82
Figura 81: Danneggiamento a trazione (material damage- d^+), allo spostamento di 15 mm	83
Figura 82: Apertura delle fessure in mm (crack width), allo spostamento di 15 mm	83
Figura 83: Tensioni nelle barre in N/mm^2 , allo spostamento di 15 mm	83
Figura 84: Curva numerica di carico-spostamento trave B, schema statico 2.....	84
Figura 85: Danneggiamento a trazione (material damage- d^+), allo spostamento di 5 mm ..	84
Figura 86: Apertura delle fessure in mm (crack width), allo spostamento di 5 mm.	85

Figura 87: Tensioni nelle barre in N/mm^2 , allo spostamento di 5 mm	85
Figura 88: Quadro fessurativo sperimentale, trave B, schema statico 1, temine prova [2] ..	85
Figura 89: Danneggiamento a trazione (material damage- d^+), allo spostamento di 8 mm ..	85
Figura 90: Apertura delle fessure in mm (crack width), allo spostamento di 8 mm	86
Figura 91: Tensioni nelle barre in N/mm^2 , allo spostamento di 8 mm	86
Figura 92. Confronto carichi di rottura prova numerica e prova sperimentale	87
Figura 93: Schemi statico 2 utilizzato nelle simulazioni numeriche.....	88
Figura 94: Curve carico-spostamento numeriche, trave A: sella sana, sella corrosa, sella corrosa rinforzata	89
Figura 95: Risultati numerici trave A: apertura delle fessure in mm (crack width) e tensioni nelle barre in N/mm^2	90
Figura 96: Curve carico-spostamento numeriche, trave B: sella sana, sella corrosa, sella corrosa rinforzata	92
Figura 97: Risultati numerici trave B: apertura delle fessure in mm (crack width) e tensioni nelle barre in N/mm^2	93
Figura 98: Dettaglio piego armature: trave B (sx) e trave A (dx)	95
Figura 99: Curve carico-spostamento numeriche, trave A con ancoraggio barre longitudinali: sella sana, sella corrosa, sella corrosa rinforzata	96
Figura 100: Risultati numerici trave A, con ancoraggio delle barre longitudinali: apertura delle fessure in mm (crack width) e tensioni nelle barre in N/mm^2	97
Figura 101: Confronto curve carico-spostamento numeriche trave A in assenza o presenza ancoraggio barre longitudinali: sella sana non rinforzata e sella corrosa non rinforzata.....	98
Figura 102: Confronto curve carico-spostamento numeriche trave A in assenza o presenza ancoraggio barre longitudinali: sella corrosa rinforzata.....	99
Figura 103: Confronto risultati numerici, trave A corrosa rinforzata in assenza o presenza di ancoraggio barre longitudinali: apertura delle fessure in mm (crack width), tensioni nelle barre in N/mm^2	100
Figura 104: Curve carico spostamento numeriche, trave B con ancoraggio barre longitudinali: sella sana, sella corrosa, sella corrosa rinforzata	100
Figura 105: Risultati numerici trave B, con ancoraggio delle barre longitudinali: apertura delle fessure in mm (crack width) e tensioni nelle barre in N/mm^2	101

Figura 106: Confronto curve carico-spostamento trave B in assenza o presenza ancoraggio barre longitudinali: sella sana non rinforzata e sella corrosa non rinforzata	102
Figura 107: Confronto curve carico-spostamento numeriche, trave A in assenza o presenza ancoraggio barre longitudinali: sella corrosa rinforzata.....	102
Figura 108: Confronto risultati numerici, trave B corrosa rinforzata in assenza o in presenza di piego delle barre longitudinali: apertura delle fessure in mm (crack width) e tensioni nelle barre in N/mm^2	103
Figura 109: Dimensioni geometriche rinforzo proposto 1, misure in [mm]	105
Figura 110: Valutazione del taglio agente T_d sui bulloni passanti nella soletta, per un determinato carico V_d	106
Figura 111: Meccanismo di rottura a trazione per sfilamento dell'ancorante [40].....	108
Figura 112: Meccanismo di rottura a trazione per rottura conica del calcestruzzo [40]	108
Figura 113: Meccanismo di rottura per scalzamento dell'ancorante [40]	108
Figura 114: Dimensioni geometriche rinforzo proposto 2, misure in [mm]	109
Figura 115: Modellazione numerica rinforzo 1	111
Figura 116: Rappresentazione schematica del vincolo Beam to Solid Coupling[5], [35] ...	112
Figura 117: Legame costitutivo bullone classe 8.8	112
Figura 118: Screen-shot modellazione numerica rinforzo proposto 2.....	113
Figura 119: Curve carico-spostamento numeriche, RINFORZO 1, travi A e B, schema statico 1.....	114
Figura 120: Risultati numerici, RINFORZO 1, trave A e B, schema statico 1: apertura delle fessure in mm (crack width) e tensioni nelle barre in N/mm^2	115
Figura 121: Curve carico-spostamento numeriche, RINFORZO 1, travi A e B, schema statico 2.....	115
Figura 122: Risultati numerici, RINFORZO 1, trave A e B, schema statico 2: apertura delle fessure in mm (crack width) e tensioni nelle barre in N/mm^2	116
Figura 123: Curve carico-spostamento numeriche, RINFORZO 2, trave A e B, schema statico 1.....	117
Figura 124: Risultati simulazioni numeriche, RINFORZO 2, trave con A e B, schema statico 1: apertura delle fessure in mm (crack width) e tensioni nelle barre in N/mm^2	118

Figura 125: Curve carico-spostamento numeriche, RINFORZO 2, trave A e B, schema statico 2.....	118
Figura 126: Risultati numerici, RINFORZO 2, trave A e B, schema statico 2: apertura delle fessure in mm (crack width) e tensioni nelle barre in N/mm ²	119
Figura 127: Curve carico-spostamento numeriche, confronto rinforzi, trave A e B, schema statico 1.....	120
Figura 128: Confronto curve carico-spostamento numeriche, trave A (sx), trave B (dx) schema statico 2.....	121
Figura 129: Confronto apertura delle fessure in mm (crack width), selle con rinforzo originario, rinforzo 1 e rinforzo 2.....	122
Figura 130: Confronto quadri fessurativi: (sx) rottura sella con rinforzo 1 e 2, (dx) rottura sella con rinforzo originario.....	122
Figura 131: Vista 3D rinforzi nello step di collasso delle prove numeriche trave A e B: apertura delle fessure in mm (crack width).....	123
Figura 132: Analisi andamento quadro fessurativo trave A, schema statico 2, rinforzo proposto 2.....	124
Figura 133: Evoluzione quadro fessurativo trave A, comportamento rinforzo durante fase di carico, schema statico 2, rinforzo proposto 2: apertura delle fessure in mm (crack width) e tensioni nelle barre in N/mm ²	126
Figura 134: Curva carico-spostamento: analisi andamento quadro fessurativo trave A, schema statico 2, rinforzo proposto 1.....	134
Figura 135: Evoluzione quadro fessurativo trave A, comportamento rinforzo durante fase di carico, schema statico 2, rinforzo proposto 1: apertura delle fessure in mm (crack width), tensioni nelle barre in N/mm ² e deformata rinforzo.....	135
Figura 136: Curva carico-spostamento: analisi andamento quadro fessurativo trave B, schema statico 2, rinforzo proposto 1.....	136
Figura 137: Evoluzione quadro fessurativo trave B, comportamento rinforzo durante fase di carico, schema statico 2, rinforzo proposto 1: apertura delle fessure in mm (crack width), tensioni nelle barre in N/mm ² e deformata rinforzo.....	137
Figura 138: Curva carico-spostamento: analisi andamento quadro fessurativo trave B, schema statico 2, rinforzo proposto 2.....	138
Figura 139: Evoluzione quadro fessurativo trave B, comportamento rinforzo durante fase di carico, schema statico 2, rinforzo proposto 1: apertura delle fessure in mm (crack width), tensioni nelle barre in N/mm ²	139

Elenco tabelle

Tabella 1: Dettaglio armature schema A [2]	40
Tabella 2: Valori di resistenza stimanti per la trave dal metodo S&T (schema A) [2]	41
Tabella 3: Dettaglio armature schema B [2]	45
Tabella 4: Valori di resistenza stimanti per la trave dal metodo S&T (schema B) [2]	45
Tabella 5: Caratteristiche bulloni rinforzo impiegati nella prova sperimentale [2]	46
Tabella 6: Riepilogo carichi di rottura prove sperimentali [2]	54
Tabella 7: Parametri meccanici Calcestruzzo ANIMA – ASD CONCRETE 3D	63
Tabella 8: Parametri meccanici Calcestruzzo SOLETTA – ASD CONCRETE 3D	63
Tabella 9: Resistenza v_{Rdi} per ripresa di getto trave A - interfaccia very smooth	65
Tabella 10: Resistenza v_{Rdi} per ripresa di getto trave B - interfaccia very smooth	66
Tabella 11: Parametri meccanici Calcestruzzo INTERFACCIA – ASD CONCRETE 3D	67
Tabella 12: Parametri meccanici modellazione piastre in acciaio	69
Tabella 13: Parametri definiti per il contatto ASD Implex Element	73
Tabella 14: Pesi specifici dei materiali del modello numerico	74
Tabella 15: Esempio di numero nodi e numero elementi di ogni singola partizione	75
Tabella 16: Impostazioni di analisi [5], [6], [35]	77
Tabella 17: Confronto carichi di rottura prova numerica e prova sperimentale	87
Tabella 18: Confronto carichi di rottura, trave A: sella sana, sella corrosa, sella corrosa rinforzata	91
Tabella 19: Confronto carichi di rottura, trave B: sella sana, sella corrosa, sella corrosa rinforzata	94
Tabella 20: Parametri definiti per il contatto ASDimplex Element: Rinforzo 1 e 2	113
Tabella 21: Parametrici geometrici calcolo resistenza ancoraggio chimico	129
Tabella 22: Calcolo resistenza di progetto a trazione per sfilamento dell'ancorante $N_{Rd,p}$	130

Tabella 23: Calcolo resistenza di progetto a trazione per rottura conica del calcestruzzo $N_{Rd,c}$	132
Tabella 24: Resistenza di progetto a trazione lato ancoraggio.....	133
Tabella 25: Resistenza di progetto per scalzamento dell'ancorante $V_{Rd,cp}$	133

1 Introduzione

Nell'odierno panorama infrastrutturale, l'attenzione alla manutenzione delle strutture esistenti, in particolare dei ponti e dei viadotti, riveste un'importanza cruciale. Con il passare degli anni, le sfide legate alla durabilità delle strutture in calcestruzzo armato sono aumentate, rendendo imperativo un approccio rivolto alla manutenzione delle costruzioni esistenti, con il fine di preservare la loro sicurezza e la loro funzionalità. I ponti e i viadotti, spesso considerati come la colonna vertebrale della rete dei trasporti, sono soggetti a continui stress ambientali e sollecitazioni dinamiche a causa del traffico veicolare costante. In questo contesto, la manutenzione diventa una funzione strategica, capace non solo di prolungare la vita utile delle strutture, ma anche di offrire vantaggi economici considerevoli. Affrontare tempestivamente e concretamente la manutenzione delle strutture esistenti può rappresentare un investimento intelligente. L'attuazione di riparazioni mirate e interventi preventivi non solo ritardano il deterioramento delle strutture in calcestruzzo, ma possono anche evitare costosi e complessi processi di ricostruzione. Questo approccio contribuisce al risparmio di risorse finanziarie e riduce anche l'impatto ambientale associato alla costruzione ex novo. In uno scenario così vasto, tuttavia, l'attenzione si è concentrata su una particolare tipologia strutturale: i ponti a travata Gerber [1], [2], [3].



Figura 1: Sella Gerber di un impalcato in calcestruzzo armato [4]

Le travi Gerber hanno conosciuto un'ampia diffusione nel corso del XX secolo, soprattutto grazie alla loro capacità di abbreviare significativamente i tempi di costruzione attraverso l'applicazione di semplici elementi prefabbricati. Tuttavia, il patrimonio relativo a questa categoria di ponti è giunto fino a noi con evidenti tracce di ammaloramento, superando spesso i limiti di sicurezza imposti dalle norme. Uno dei principali fattori che contribuisce al danneggiamento di tali strutture è rappresentato dall'azione di agenti atmosferici, i quali

causano il degrado e il conseguente innesco e propagazione di fenomeni corrosivi nelle barre di armatura. Inoltre, è da prendere in considerazione anche la poca e talvolta ostica manutenzione di tali elementi strutturali. Per tale ragione la progettazione di un sistema di rinforzo che garantisca un risanamento delle capacità originarie della sella risulterebbe un'operazione necessaria e vantaggiosa sia in termini di costi che di facilità di intervento. Pertanto, è cruciale che lo studio sia indirizzato al concepimento di un rinforzo, la cui installazione limiti la chiusura del traffico e consenta di recuperare la struttura esistente.

Il seguente lavoro di tesi si è focalizzato sulla modellazione numerica di un sistema di rinforzo per selle Gerber corrose in calcestruzzo armato. Tale sistema di rinforzo, progettato e testato da Bertagnoli et al. [2], è composto da due piastre in acciaio posizionate sui lati dell'anima della trave mediante l'utilizzo di barre filettate. Il rivestimento in acciaio è stato concepito per essere applicato sui ponti esistenti, evitando interventi invasivi sulla carreggiata. Durante la campagna sperimentale di Bertagnoli et al. [2], il rinforzo in acciaio è stato testato su due travi in calcestruzzo armato ordinario con due differenti layout di armatura, mediante una prova a flessione su tre punti. La seguente tesi ha l'obiettivo, innanzitutto, di definire un modello numerico che sia in grado di cogliere i meccanismi di rottura evidenziati durante la campagna sperimentale di riferimento. Le travi campione sono state modellate utilizzando il software STKO [5], interfaccia grafica di OpenSees [6]. In particolare, nei modelli numerici le travi sono state definite utilizzando elementi solidi 3D e le barre di armatura sono state riprodotte mediante elementi beam con sezioni a fibre. Inoltre, è stato necessario calibrare un elemento di interfaccia per cogliere gli effetti della ripresa di getto tra l'anima e la soletta della trave. Dopo aver validato i modelli numerici, per entrambe le travi sono state realizzate delle prove al fine di individuare la capacità ultima delle singole selle in configurazioni non analizzate nei test di laboratorio (sella sana non rinforzata, sella corrosa non rinforzata e sella corrosa rinforzata). Successivamente, sono state effettuate delle simulazioni numeriche per approfondire il comportamento strutturale del rinforzo in acciaio. In particolare, nelle suddette prove è stato studiato l'effetto dell'ancoraggio delle barre longitudinali della soletta all'interno dell'anima della trave. In seguito a tali prove, vengono proposti due rinforzi alternativi concepiti in linea con i principi di progettazione del rinforzo di Bertagnoli et al. [2].

Dunque, la seguente tesi, attraverso la modellazione numerica, propone di analizzare il comportamento strutturale delle selle Gerber soggette a corrosione e di contribuire allo sviluppo di sistemi di rinforzo poco invasivi e di rapida applicazione, facilmente installabili sui semi-giunti dei ponti esistenti.

2 Ponti e viadotti a travata Gerber

2.1 Cenni storici e criticità

La sella Gerber, denominata in inglese anche "Half Joint", prende il nome dal suo inventore, l'ingegnere tedesco Heinrich Gottfried Gerber. Questo dettaglio strutturale è ampiamente presente in ponti e edifici industriali per garantire una connessione efficace ed economica tra gli elementi, rendendo più veloci le operazioni di costruzione e garantendo l'insensibilità ai cedimenti vincolari per via dell'agevole formazione di schemi isostatici. Di seguito, nella Figura 2 è mostrato come l'utilizzo di travi Gerber in un generico impalcato da ponte, introducendo delle sconnessioni nella campata, renda lo schema statico di tipo isostatico, agevolando in questo modo la messa in opera per via del facile impiego di elementi prefabbricati [2], [3].

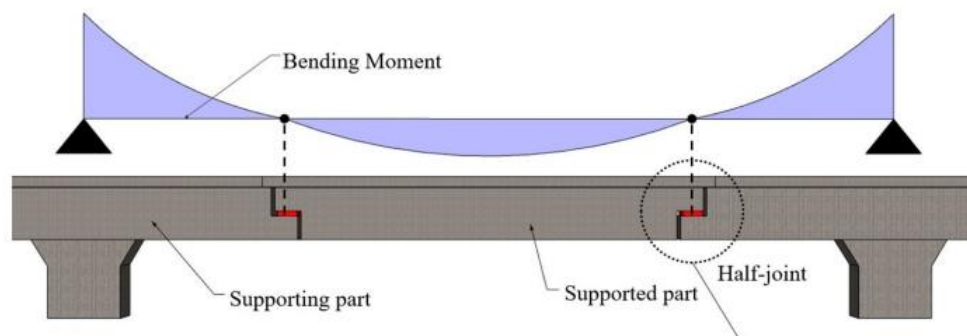


Figura 2: Schema statico usuale di un ponte con selle Gerber [2]

La configurazione strutturale soprastante, tuttavia, presenta alcuni svantaggi. Infatti, un sistema composto da travi semplicemente appoggiate porta ad un aumento del rischio di crollo della struttura poiché il cedimento di una singola parte strutturale può innescare il collasso dell'intero impalcato. Tale problematica non si riscontra nelle travi continue, le quali dispongono di uno schema statico che consente alla struttura di resistere fino al completo esaurimento delle riserve plastiche [3], [7].

Dal punto di vista geometrico, la sella Gerber consiste nella riduzione della profondità della sezione di estremità di una generica trave. Questa riduzione di sezione crea una regione di discontinuità, causando una concentrazione della distribuzione del flusso delle tensioni, definita come zona disturbata (D-Regions). Data la presenza di tale zona disturbata, i modelli tradizionali basati sulla teoria di De Saint Venant non possono essere applicati e, di conseguenza, sono richiesti approcci alternativi come i modelli Strut and Tie (S&T)

dell'Eurocodice-2 (EC2) [8] o i modelli Shear Friction del Prestressed Concrete Institute (PCI) [3], [7].

Seguendo le indicazioni del Decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 493 del 3 settembre 2021, relativo alle "Indicazioni per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza e il monitoraggio dei ponti esistenti", le selle Gerber sono identificate come elementi critici [1].

Una delle problematiche principali dei giunti Gerber è associata alla loro suscettibilità al degrado causato dagli agenti atmosferici. I fenomeni corrosivi che interessano le selle Gerber sono principalmente innescati dagli attacchi da cloruri e dalla carbonatazione: la penetrazione di acqua piovana nel giunto con conseguente ristagno e cicli di bagna-asciuga determina il progressivo avanzamento della corrosione con conseguente degrado del calcestruzzo e riduzione di sezione e resistenza delle barre di armatura, rendendo le zone di giunto particolarmente delicate (Figura 3). Un'ulteriore sfida emersa riguarda la carenza di documentazione adeguata, la quale è in gran parte attribuibile all'epoca in cui queste strutture sono state originariamente costruite. Infine, bisogna tenere conto delle problematiche relative all'ispezione e alla manutenzione dei giunti. Difatti, l'accesso alle selle e ai relativi apparecchi di appoggio è spesso complesso, il che rende difficile l'attuazione di interventi manutentivi sicuri e tempestivi. Pertanto, diventa necessario ricorrere a sistemi di accesso dall'impalcato come il sistema "by-bridge", mostrato in Figura 4 [9].



Figura 3: Esempio selle Gerber soggette a corrosione [9]



Figura 4: Accesso viadotto tramite sistema by-bridge [10].

Dunque, la sella Gerber è un dettaglio costruttivo che presenta molte criticità e può soffrire di un degrado precoce che spesso porta alla formazione di meccanismi di collasso fragili [1], [3].

2.2 Progettazione e norme di riferimento

Come anticipato nel paragrafo precedente, la sella Gerber consiste nella riduzione della profondità della sezione di estremità di una generica trave e può essere suddivisa in due regioni: B-region e D-region. La regione B (da Bernoulli) rappresenta la porzione dell'elemento strutturale in cui vale la teoria di Bernoulli-Navier, secondo cui è possibile applicare l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane. Al contrario, la regione D è una zona in cui non è possibile applicare la teoria menzionata poiché si tratta di un'area di discontinuità in cui si verifica uno stato tensionale bidimensionale e tridimensionale. Tale discontinuità è di tipo geometrico in quanto il flusso delle tensioni è interrotto a causa della brusca variazione della geometria della sella [3], [7], [11].

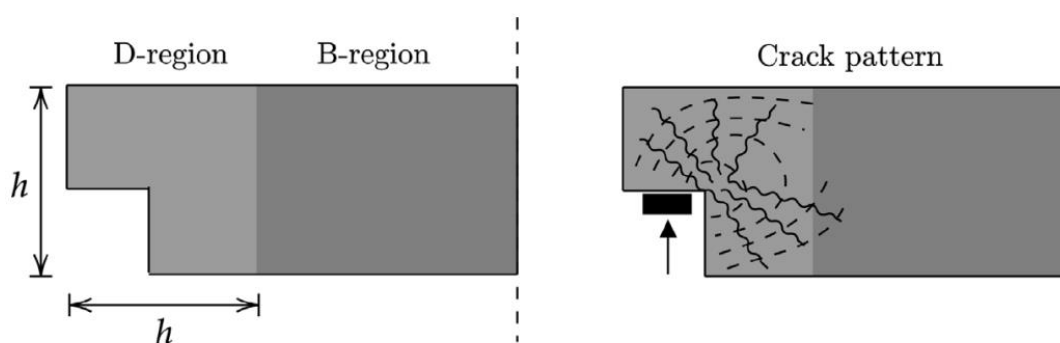


Figura 5: Distinzione tra D-region e B-region della sella Gerber [3]

Esistono numerosi codici, tra cui il PCI [12] e l'Eurocodice [8], che definiscono la modalità di progettazione dei giunti Gerber, ma ogni approccio presenta livelli di accuratezza diversi e non è possibile stabilire a priori quale metodo sia il più affidabile nel calcolo della resistenza. Un approccio ampiamente adottato è il metodo Strut & Tie (S&T), noto anche come tirante-puntone, che offre una metodologia per la progettazione delle zone di discontinuità. Il modello S&T nasce dall'esigenza di rappresentare il meccanismo statico di un elemento in calcestruzzo armato sottoposto ad azioni di flessione e taglio. Il metodo venne introdotto da Ritter nel 1899 sulla base dell'idea di Hennebique e sviluppato negli anni seguenti dallo stesso Ritter e da Morsch (1909) [13]. Furono necessari alcuni anni prima che l'attenzione venisse spostata sul traliccio con inclinazione delle bielle compresse variabile (Chambaud, 1957) come modello per l'interpretazione dei differenti tipi di rottura per taglio [13]. Nel 1975 Thürlimann propose un modello di traliccio con inclinazione delle bielle compresse variabile [13]. Il successivo sviluppo della teoria della plasticità per il calcestruzzo determinò la generalizzazione dei concetti provenienti dall'analogia del traliccio attraverso l'introduzione di campi di compressione discontinui (strut) in equilibrio con le sollecitazioni di trazione (tie), grazie al lavoro della scuola di Thürlimann di Zurigo e della scuola di Stoccarda [13].

Successivamente sempre la scuola tedesca con Schlaich [14] presentò un metodo globale per il progetto delle strutture attraverso il modello strut-and-tie, che permette di impiegare un solo modello per progettare sia le regioni D che le regioni B. Oggi lo S&T è recepito dalle più accreditate normative internazionali [13].

Il metodo S&T è un'applicazione del teorema del limite inferiore della teoria della plasticità. Facendo riferimento alle indicazioni dell'Eurocodice 2 [8], le selle Gerber possono essere progettate utilizzando due diversi modelli di S&T, che eventualmente possono essere sovrapposti tra loro. Nella fattispecie i due modelli risultano essere:

- Un modello “a” con armatura verticale, Figura 6a;
- Un modello “b” con armatura inclinata, Figura 6b.

Una volta individuato il traliccio isostatico è necessario calcolare lo sforzo normale agente all'interno delle varie bielle. Infine, conoscendo lo stato tensionale del traliccio isostatico è possibile calcolare il quantitativo di armatura necessario. L'Eurocodice 2 [8] consente di poter utilizzare anche solo uno dei due tralicci. Se si utilizza solo il sistema reticolare “a” è necessario adottare un'armatura longitudinale superiore alla quale collegare il tirante verticale 3-4 della Figura 6a. Se si utilizza il sistema “b” non è necessario introdurre armatura inferiore nella sella, tuttavia questo potrebbe determinare delle problematiche in esercizio, causando una fessurazione eccessiva. In genere, il dimensionamento delle armature viene eseguito combinando tra loro i due sistemi e affidando a ciascuno di essi la metà della resistenza della sella [8], [14], [15].

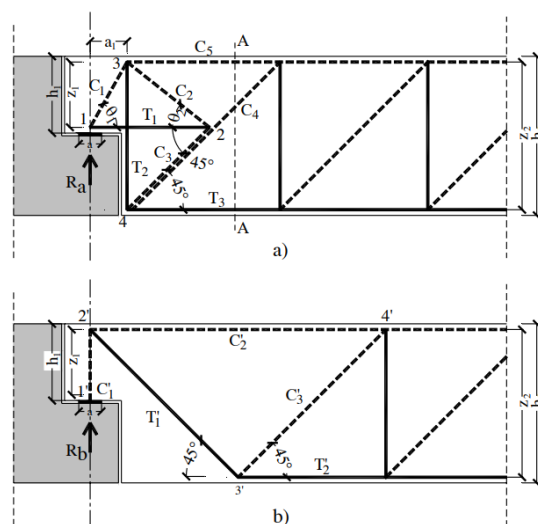


Figura 6: Modelli S&T di una sella Gerber [8], [15]

Nel vasto panorama di ricerca, molti autori si sono dedicati all'analisi di questo argomento, esplorandolo da diverse prospettive. Di seguito, sono riportati alcuni di questi contributi significativi:

- Mattock e Chan del 1979 [16];
- Lu et al. del 2003 [17];
- Desnerck et al. del 2016 [18].

Mattock e Chan [16] proposero una tipologia di progettazione che ideava le selle Gerber come mensole ribaltate, incorporando staffe verticali come rinforzo supplementare. Inoltre, notarono che il posizionamento verticale delle armature immediatamente a destra della risega della sella permette di contrastare la forza di compressione inclinata. In Figura 7 viene raffigurata la distribuzione delle forze interne nel sistema a mensola e in una generica sella Gerber [16].

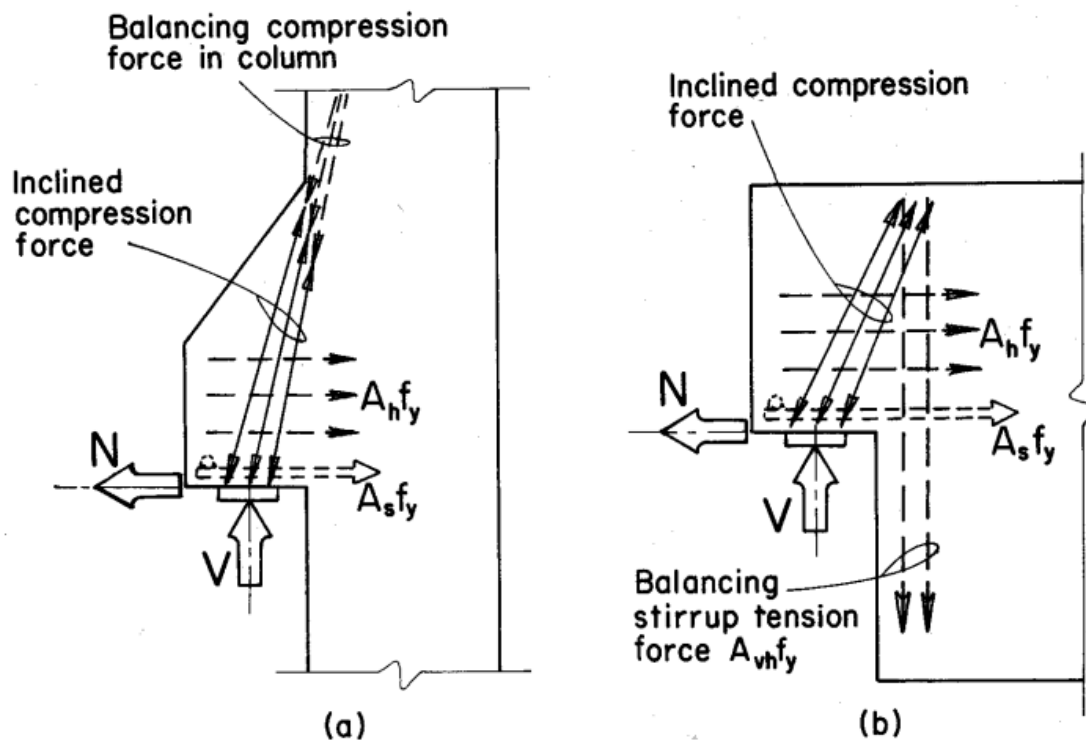


Figura 7: Confronto della distribuzione delle forze interne nel sistema a mensola (a) e nelle selle Gerber (b) [16]

Lu et al. [17] esaminarono gli elementi che esercitano una maggiore influenza sul comportamento strutturale delle selle Gerber. I parametri su cui si concentrò lo studio furono:

- Variazione della resistenza del calcestruzzo;
- Variazione della configurazione delle armature.

I risultati dei test rivelarono che un aumento della resistenza caratteristica del calcestruzzo e della quantità di barre di armatura orizzontali determinava un incremento proporzionale della resistenza ultima della generica sella [17].

Infine, Desnerck et al. [18] analizzarono la risposta strutturale delle selle Gerber, considerando diverse configurazioni di armatura. Questo studio ha fatto emergere come il mancato inserimento di barre ad U di collegamento tra la risega e la trave a sezione piena della sella, causasse una diminuzione della capacità ultima e una rottura fragile. Al contempo, fu dimostrato che la mancanza nello schema di armature della sella Gerber di barre diagonali comportasse una riduzione del 39% della resistenza globale [18].

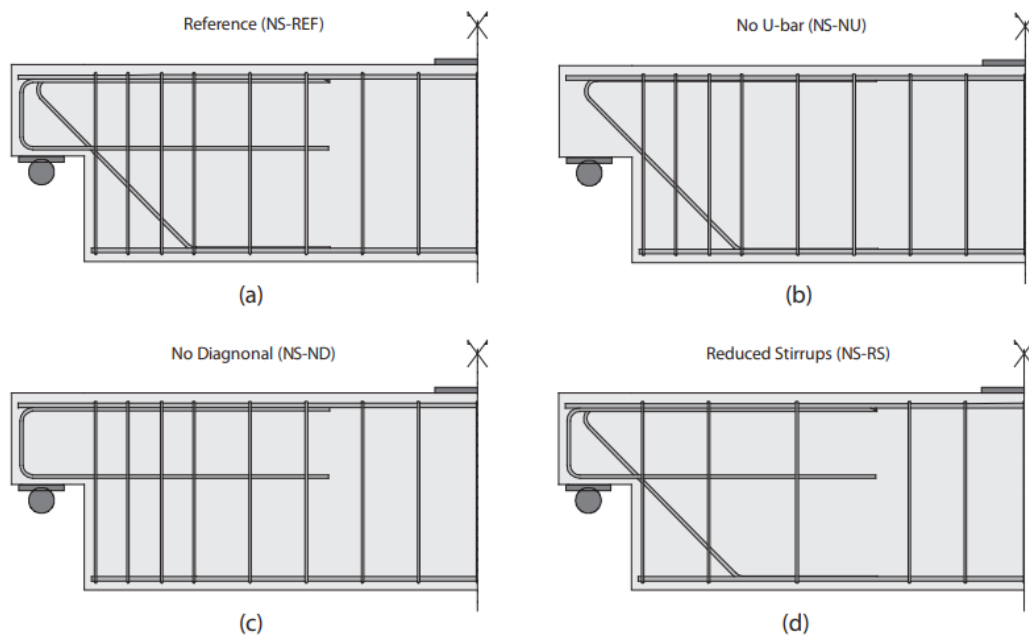


Figura 8: Configurazioni di armature dei diversi provini studiati da Desnerck et al. [18]

2.3 Panoramica rinforzi strutturali selle Gerber

Negli ultimi anni, l'attenzione della ricerca sulle selle Gerber si è focalizzata principalmente sui sistemi di rinforzo e sulla simulazione numerica mediante l'utilizzo di programmi agli elementi finiti (FEM). I sistemi di rinforzo più ampiamente impiegati e studiati possono essere distinti in due macrocategorie:

- Sistemi di rinforzo realizzati mediante l'utilizzo di polimeri rinforzati con fibre (FRP) o polimeri rinforzati con fibre di carbonio (CFRP);
- Sistemi di rinforzo che prevedono l'utilizzo della precompressione esterna [2].

Nel seguente paragrafo viene presentata una panoramica degli studi e delle campagne sperimentali condotte sui sistemi di rinforzo delle selle Gerber. In particolare, si riportano gli studi di:

- Taher, 2005 [19];
- Huang e Nanni, 2005 [20];
- Gyorgy et al., 2021 [21];
- Atta e Taman, 2015 [22].

Taher [19] analizzò il funzionamento di una dozzina di sistemi di rinforzo su quattro gruppi di travi in calcestruzzo armato alla cui estremità erano presenti delle selle. In particolare, i gruppi considerati erano:

- Gruppo I (GI): nelle travi non fu inserito il corretto quantitativo di armatura;
- Gruppo II (GII): nei vari campioni testati fu introdotto volontariamente un ancoraggio dell'armatura longitudinale non corretto;
- Gruppo III (GIII): all'interno delle selle venne posizionata una ridotta quantità di armatura longitudinale;
- Gruppo IV (GIV): all'interno delle selle non furono installate le staffe verticali.

Di seguito in Figura 9 sono riportati gli schemi raffiguranti le armature delle travi testate nella campagna sperimentale di Taher [19].

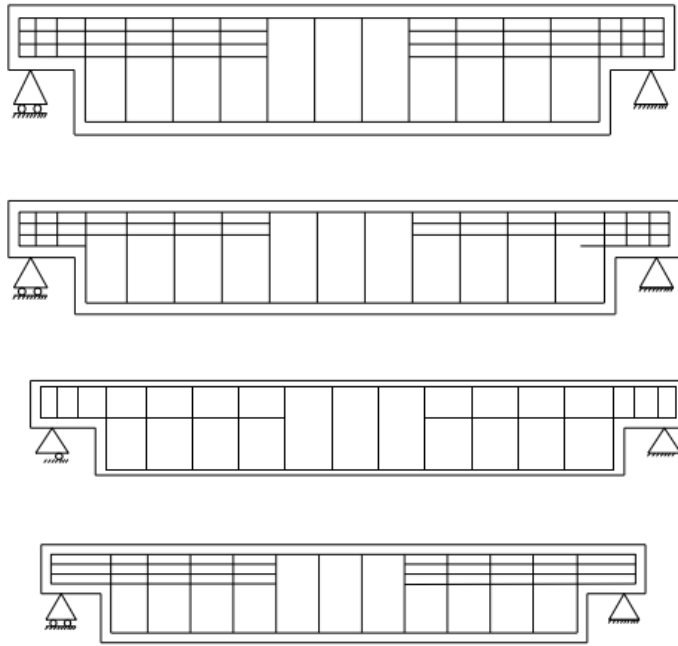


Figura 9: Gruppi I, II, III, IV [19]

Per ciascun gruppo furono testate le selle di 13 travi a scala ridotta attraverso una prova di flessione a 3 punti, totalizzando un numero di campioni pari a 52 travi. Ogni gruppo includeva una trave di controllo con selle progettate secondo la norma PCI [12] e 12 travi con diverse configurazioni di sistemi di rinforzo. Taher [19] concepì le differenti tipologie di rinforzo in funzione dei possibili meccanismi di rottura che si possono verificare comunemente nelle selle Gerber (riportate dal PCI [12] e in Figura 10).

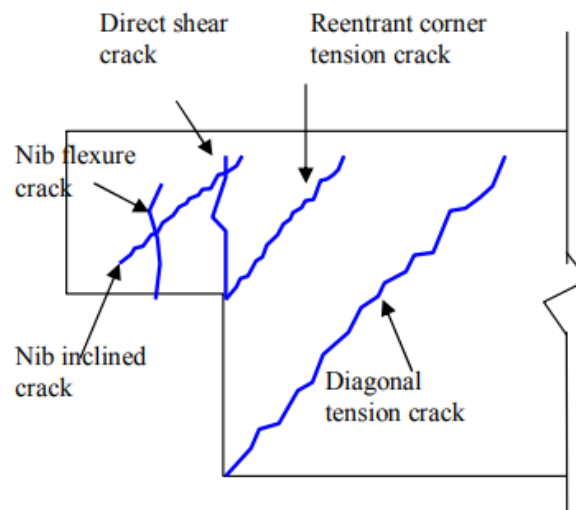


Figura 10: Possibili meccanismi di rottura presenti comunemente nelle selle Gerber [12], [19]

Nello specifico furono testate le seguenti tipologie di rinforzo:

- Bullonatura in acciaio esterna (USB);
- Incamiciatura esterna in acciaio (SPJ);
- Laminati in C-FRP con fibre monodirezionali disposte in orizzontale (H-CF) o in verticale (V-CF);
- Laminati in C-FRP con fibre monodirezionali in combinazione con nastri inclinati in CFRP;
- Angolari esterni in acciaio (ESA);
- Nastri inclinati in C-FRP [19].

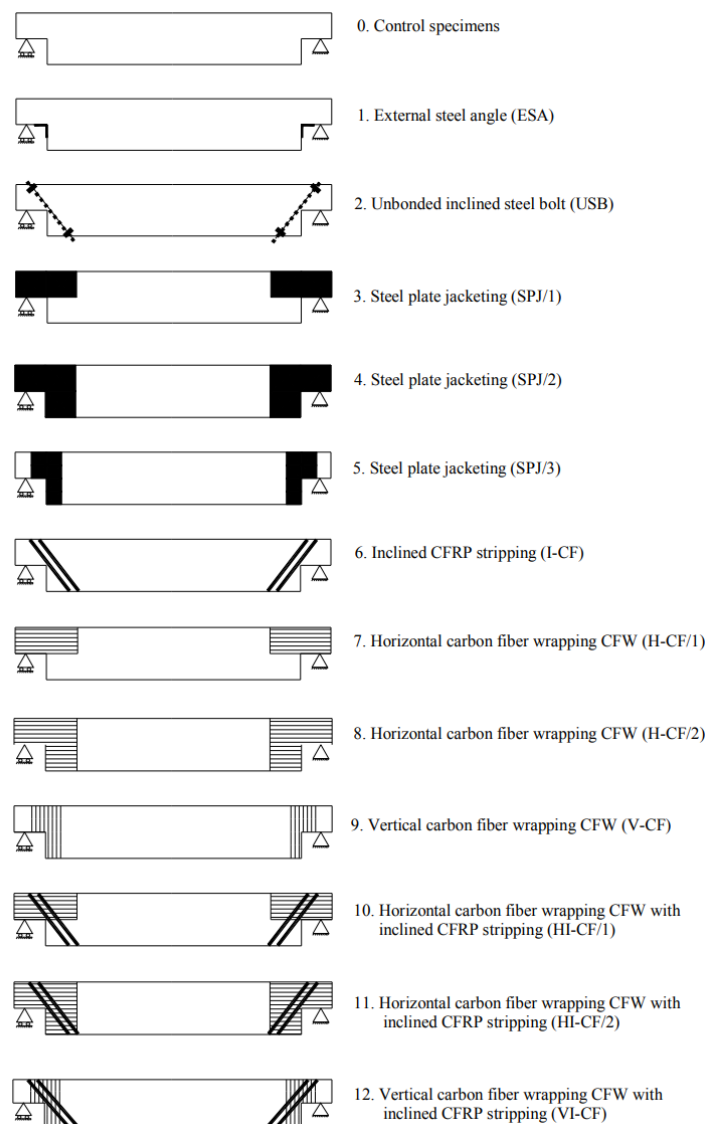


Figura 11: 12 sistemi di rinforzo testati da Taber [19]

Prima dell'applicazione dei vari sistemi di rinforzo, le superfici in calcestruzzo furono trattate per avere una migliore adesione. Al termine della campagna sperimentale di Taher [19], le travi di controllo appartenenti ai gruppi GI e GIII evidenziarono una resistenza maggiore abbinata a una più evidente deformabilità. Inoltre, le travi non rinforzate mostrarono differenti tipologie di collasso in funzione della disposizione dell'armatura. La configurazione HI-CF-2 (Fig. 11) dimostrò di essere la soluzione più efficace, indipendentemente dall'anomalia presente nella disposizione dell'armatura, evidenziando una più semplice applicazione del rinforzo e dimostrando un aumento della capacità ultima e della duttilità della trave rinforzata. Infine, Taher [19] suggerì che il modello S&T da adottare nella progettazione deve essere selezionato in maniera accurata in funzione della tipologia di sistema di rinforzo scelto [19].

Lo studio di Huang e Nanni [20] si concentrò sullo studio della resistenza di travi a doppia T in calcestruzzo, rinforzate con materiale C-FRP (fibre di carbonio in matrice polimerica). La suddetta campagna sperimentale si occupò dell'analisi di selle Gerber appartenenti a tre travi, con una mensola di controllo e una rinforzata con diverse configurazioni di laminato. Complessivamente furono testate cinque travi. Gli autori focalizzarono la loro attenzione sullo studio del comportamento di due tipologie di rinforzo [20]:

- Travi rinforzate con un singolo strato di C-FRP;
- Travi rinforzate con doppio strato di C-FRP con ancoraggio a U [20].

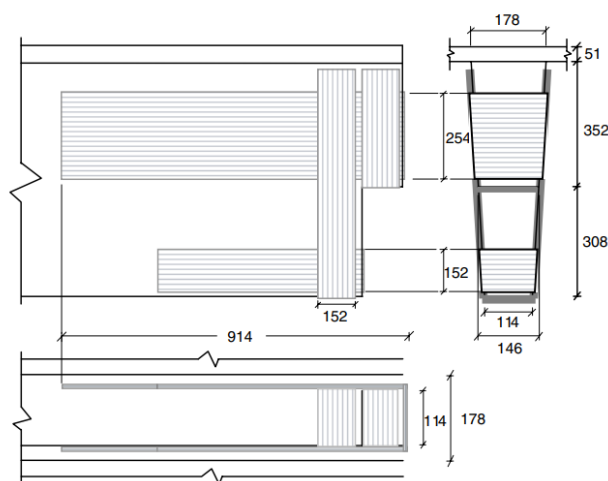


Figura 12: Configurazione di rinforzo in CFRP a uno strato [20]

Il confronto fu effettuato in base a parametri come la formazione di fessure, i meccanismi di rottura e il confronto tra capacità ultima teorica e sperimentale. I risultati mostrarono come il rinforzo C-FRP abbia notevolmente aumentato la capacità ultima delle travi senza ridurre

eccessivamente la duttilità, dimostrando l'efficacia di questo tipo di rinforzo in termini di resistenza globale [20].

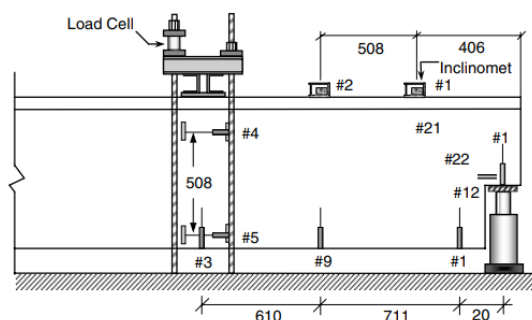


Figura 13: Strumentazione di prova (dimensioni in mm) [20]

Infine, l'ultimo studio qui riportato, è quello di György et al. [21] che utilizza sistemi di rinforzo con materiali fibro-rinforzati. Gli autori studiarono il funzionamento di diversi layout di sistemi di rinforzo utilizzando materiale FRP per travi in calcestruzzo armato. La suddetta campagna sperimentale si concentrò sull'esecuzione di prove di carico sulle estremità di quattro travi in scala ridotta. Le travi furono progettate secondo i modelli S&T prescritti dall'EC2 [8]. Le prove presero in considerazione una trave di controllo testata fino a rottura e tre travi portate fino al valore di carico previsto dal metodo S&T [21].



Figura 14: Dettaglio armatura di una delle travi sottoposte a prova di carico [21]

Successivamente, queste travi furono riparate, rinforzate e sottoposte a nuove prove fino al carico di collasso. Il rinforzo fu realizzato tramite materiale composito in fibra di vetro rinforzata (C-FRP), sotto forma di piastre o fogli, in tre diverse configurazioni. Dalle prove sperimentali emerse che, con il raggiungimento del carico di collasso previsto dallo S&T, l'armatura longitudinale e le staffe verticali all'interno della mensola evidenziavano una

deformazione prossima allo snervamento. Inoltre, si osservò che la formazione della prima fessura in tutti i campioni si formava a partire all'angolo rientrante, con un'angolazione che variava intorno ai 40° . La capacità ultima prevista dal modello S&T risultò essere molto cautelativa e a favore di sicurezza rispetto agli esiti sperimentali. Tutti i campioni rinforzati mostrarono un aumento di rigidità e di resistenza. Inoltre, i campioni rinforzati senza piastre evidenziarono un collasso associato alla progressiva rottura delle fibre del rinforzo, mentre le travi rinforzate con piastre furono caratterizzate da una rottura relativa alla delaminazione delle piastre [21].



Figura 15: Immagini che evidenziano il distacco delle piastre CFRP verticali e inclinate di una delle selle testate [21]

Per quanto concerne gli studi riguardanti i sistemi di rinforzo che prevedono l'utilizzo della precompressione esterna si riporta quello di Atta e Taman del 2015 [22]. Lo studio si focalizzò sull'efficacia di diverse tipologie di precompressione esterna applicate a differenti provini di selle Gerber. A tal proposito, sono state testate in maniera indipendente otto travi, con una prova a flessione su quattro punti [22].

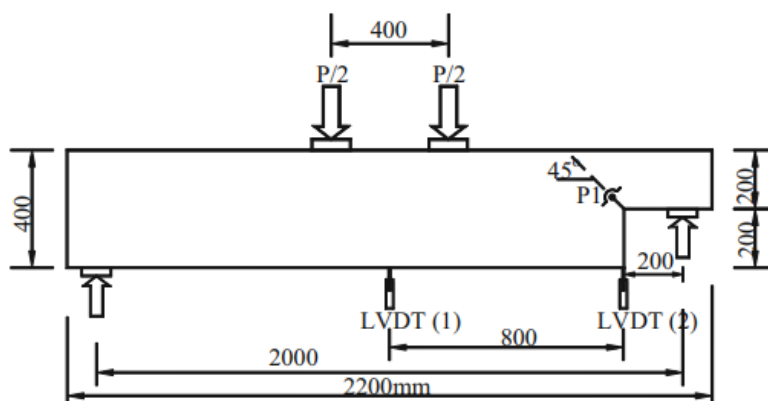


Figura 16: Setup di prova durante la campagna sperimentale di Atta e Taman del 2015 [22]

Le configurazioni dei campioni testati comprendevano:

- Una trave di controllo senza precompressione esterna;
- Sette travi rinforzate con diverse configurazioni di precompressione esterna, di cui un provino rinforzato con precompressione esterna diagonale, quattro provini rinforzati con precompressione esterna verticale e infine due provini rinforzati con precompressione esterna orizzontale [22];

Di seguito nella Figura 17, sono riportati i disegni esplicativi dei provini testati.

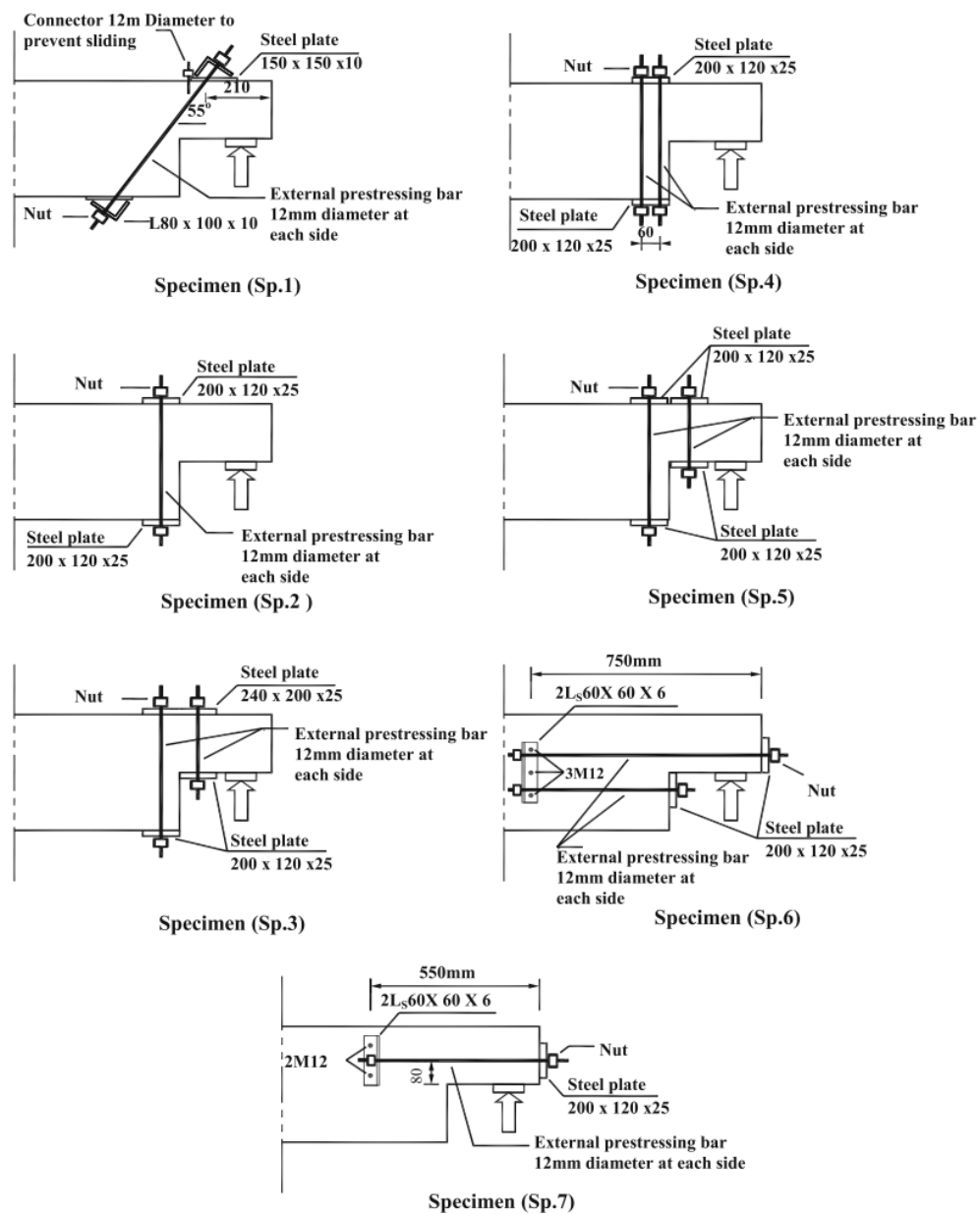


Figura 17: configurazioni dei diversi sistemi di rinforzo [22]

Dalle prove sperimentali emerse che i campioni rinforzati con la precompressione esterna orizzontale (provino 6 e 7) presentavano una rottura nella zona compressa del calcestruzzo a causa della compressione generata dalla precompressione. Questa configurazione presentò la più bassa duttilità e il minor aumento di resistenza tra tutti i sistemi verificati. Le travi con precompressione esterna verticale misero in evidenza un crollo della resistenza associata alla propagazione di una fessura diagonale formatasi a partire dall'angolo rientrante della sella. Tra i diversi sistemi di precompressione verticale, quella con due tiranti, posizionati rispettivamente nella mensola e nel corpo principale della sella (Figura 17 - Sp.5), dimostrò di avere le migliori caratteristiche in termini di aumento di capacità ultima e duttilità [22].

Le campagne sperimentali esaminate e riportate in precedenza trascurano, tuttavia, la complessità di tali interventi di rinforzo sulle selle Gerber, non considerando la difficoltà di accesso a tali aree. Inoltre, è essenziale considerare l'interazione con il traffico veicolare, poiché questa variabile aggiunge un'ulteriore difficoltà alle operazioni di manutenzione. Ad esempio, il montaggio di un sistema di precompressione esterna implica la chiusura di diverse corsie di traffico per un considerevole lasso di tempo. Pertanto, diventa prioritario il concepimento di un rinforzo che sia il meno invasivo possibile per la sede viaria. Inoltre, i rinforzi eseguiti con materiali fibro-rinforzati (FRP o CFRP) hanno dimostrato di avere un'eccessiva variabilità dell'incremento della resistenza della trave, in funzione del posizionamento del rinforzo sulla trave [2], [23].

Su questa scia si colloca lo studio di Bertagnoli et al.[2], nella cui campagna sperimentale è stato testato un sistema di rinforzo composto da due lastre di acciaio, collegate all'anima della trave della serra, mediante il serraggio di barre filettate. L'obiettivo del rinforzo è trasferire per attrito il carico agente sul giunto dalla trave in calcestruzzo alla piastra in acciaio, abbattendo così le sollecitazioni agenti sulla sella. Nel capitolo successivo si riportano i dettagli di tale campagna sperimentale, selezionata da questo lavoro di tesi come studio di riferimento per la modellazione numerica di tale tipologia di rinforzo.

3 Campagna sperimentale di riferimento

3.1 Obiettivo prove sperimentali

Come anticipato nel paragrafo precedente, la maggior parte dei sistemi di rinforzo attualmente applicati sulle selle Gerber danneggiate, in particolare i sistemi di precompressione esterna, risultano essere molto invasivi. Nella fattispecie, la precompressione esterna, richiede la perforazione della soletta e la prolungata chiusura della sede stradale. La chiusura del traffico per l'esecuzione dei lavori comporta inevitabilmente un significativo impatto economico, con conseguente contrazione delle attività commerciali e perdite finanziarie rilevanti nella zona interessata. Per tale ragione lo studio di un sistema di rinforzo che eviti la chiusura del traffico risulta essere fondamentale. Il rinforzo testato durante la campagna sperimentale selezionata (Bertagnoli et al. [2]) ha avuto come obiettivo il risanamento della parte portante della sella Gerber, ovvero la parte strutturale che è soggetta a momento negativo [2].

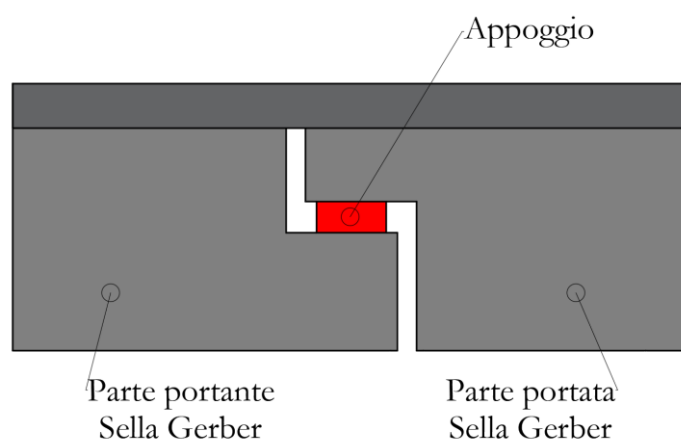


Figura 18: Distinzione parte portante sella Gerber e parte portata sella Gerber

Il sistema di rinforzo proposto da Bertagnoli et al. [2] è costituito da due piastre di acciaio a L in pianta, posizionate su entrambi i lati delle anime delle travi longitudinali. Su tali piastre di acciaio viene imposta una forza di precompressione trasversale mediante bulloni e barre filettate (8.8 o 10.9). La forza di precompressione trasversale si trasmette dalle piastre di acciaio alle anime in calcestruzzo grazie all'attrito generato dalla forza stessa [2].

Il processo di installazione esposto da Bertagnoli et al. [2] si articola in quattro fasi:

- Pulizia della trave e applicazione del rivestimento in acciaio, come mostrato nella Figura 19b;

- Sollevamento della trave portata e rimozione degli appoggi usurati, come illustrato nella Figura 19c;
- Introduzione di nuovi appoggi per collegare gli elementi di rivestimento in acciaio, come indicato nella Figura 19d;
- Riposizionamento della trave portata, come rappresentato nella Figura 19e [2].

L'unica azione che potrebbe necessitare della chiusura totale del traffico è vincolata al sollevamento dell'impalcato. Malgrado questa temporanea chiusura, una volta completata la fase di sollevamento, la funzionalità della sede stradale può essere prontamente ripristinata [2].

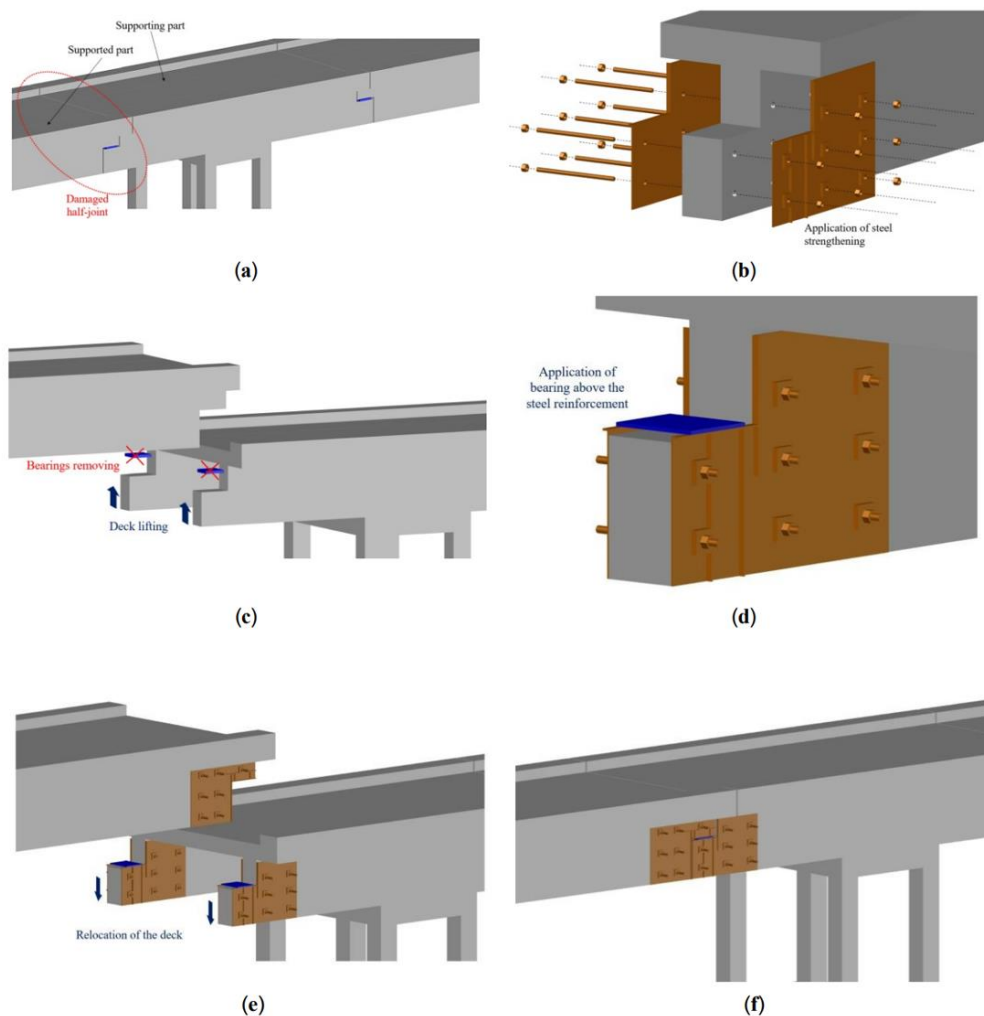


Figura 19: Rappresentazione schematica della procedura proposta. (a) Struttura originale. (b) Applicazione del rivestimento in acciaio. (c) Sollevamento del ponte e rimozione dei vecchi appoggi. (d) Posizionamento dei nuovi appoggi collegati al sistema di rinforzo in acciaio. (e) Riposizionamento della trave appoggiata. (f) Risultato finale [2]

Tuttavia, è doveroso sottolineare che la versione attuale del sistema di rinforzo proposto trovi solamente applicazione su impalcanti privi di un traverso che connette le selle. Si riportano di seguito, per maggiori chiarezza, delle immagini delle selle precedentemente descritte, sulle quali non è possibile installare il sistema di rinforzo proposto da Bertagnoli et al. [2].

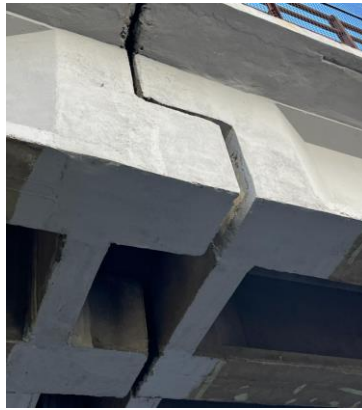


Figura 20: Esempio sella Gerber con traverso [24]



Figura 21: Esempio sella Gerber con traverso

L'installazione del rinforzo dovrebbe trasferire i carichi dell'impalcato dalle piastre d'acciaio all'appoggio, evitando che il flusso di tensioni passi per la sella in calcestruzzo debole e corrosa. Difatti, il nuovo appoggio inserito non è in contatto diretto con la trave in calcestruzzo, ma con le piastre del rinforzo.

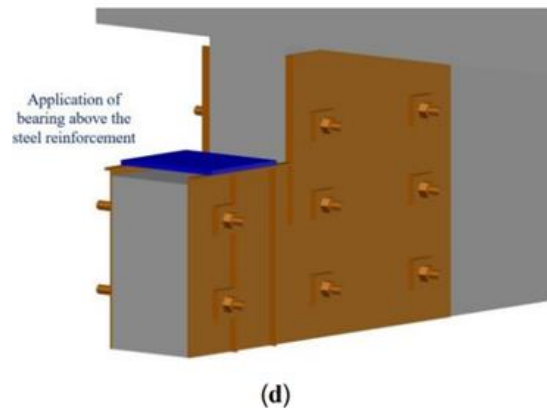


Figura 22: Posizionamento appoggio su sistema di rinforzo [2]

Uno dei passi fondamentali del suddetto studio è stato quello di tenere conto anche della presenza della soletta. In letteratura la maggior parte delle prove eseguite riguarda sezioni di travi rettangolari che trascurano la presenza della soletta. Tuttavia, nelle pratiche costruttive comuni, in particolare quelle per la realizzazione di impalcati in calcestruzzo precompresso, il getto della soletta viene realizzato in opera mentre le travi Gerber, nella maggior parte dei casi, sono prefabbricate. La ripresa di getto comporta la formazione di una superficie debole, la quale deve essere particolarmente attenzionata [2].

Inoltre, nel caso della parte portata della sella Gerber, le piastre del rinforzo in acciaio possono essere congiunte sotto la parte inferiore dell'anima, generando un rivestimento in acciaio a U che consente di avvolgere interamente il corrente teso presente nella parte inferiore. Tuttavia, nel caso della parte portante (parte strutturale soggetta a momento negativo) il corrente teso è collocato all'interno della soletta superiore, quindi le piastre di rinforzo non possono raggiungerla in quanto sarebbe necessario perforare la soletta e verrebbe meno la funzionalità del rinforzo stesso. Pertanto, le due parti della sella Gerber rinforzate sono soggette a uno schema di forze differenti: il rinforzo lavorerebbe più agevolmente per la parte portata della sella e in maniera più complessa per la sezione portante. Questa ricerca ha avuto come obiettivo quello di studiare i meccanismi di resistenza della trave portante rinforzata [2].

In conclusione, lo studio di Bertagnoli et al. [2] ha introdotto nuove prospettive, tra cui l'esecuzione di sperimentazioni sulla parte portante di una sella Gerber (soggetta a momento negativo) e l'implementazione di un sistema di rinforzo per selle corrose meno invasivo rispetto ai sistemi di consolidamento che utilizzano la post-tensione [2].

3.2 Descrizione prova sperimentale

Le prove di carico della campagna sperimentale sono state compiute su due travi realizzate in scala 1:3. Le travi presentano la stessa geometria, ovvero una sezione a T alta 75 cm e una soletta larga 80 cm. La trave ha una lunghezza complessiva di 4,9 m. Ogni trave ha una massa di circa 1.1 tonnellate [2].

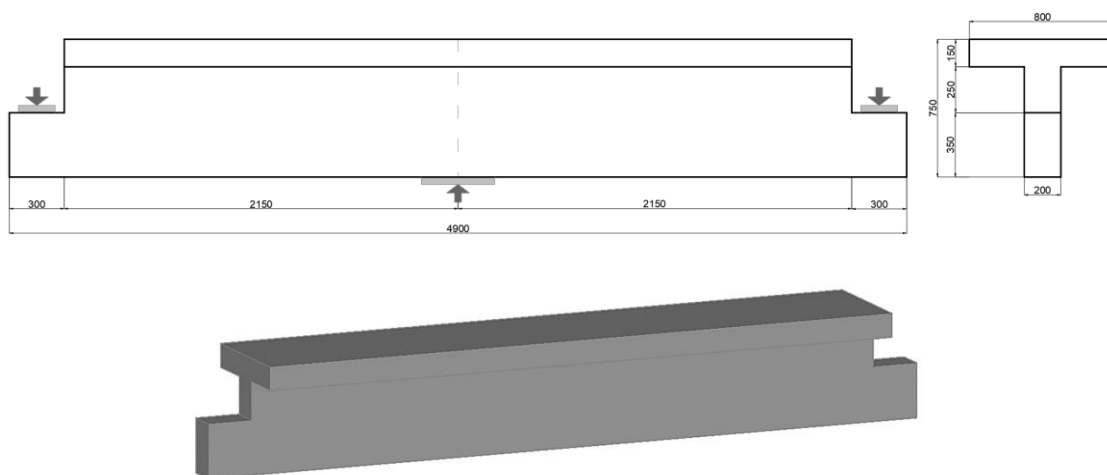


Figura 23: Geometria delle travi. Dimensioni in mm. (a) Vista longitudinale. (b) Sezione trasversale. (c) Vista 3D [2]

La trave che è stata testata rappresenta la parte portante del giunto Gerber, ossia la parte rigidamente collegata alla pila e soggetta a momento negativo. I campioni sono stati sottoposti a test di carico in laboratorio con la soletta rivolta verso il basso e sono stati caricati verticalmente al centro attraverso l'impiego di un martinetto idraulico. Le due travi sono state vincolate su entrambi i lati della trave tramite un carrello e una cerniera. Gli autori hanno dimensionato l'armatura posizionata in mezzeria in modo tale da evitare che la trave abbia delle rotture a flessione e fare in modo che la rottura sia localizzata in prossimità dell'estremità della trave. Le due travi presentano due layout di armatura differenti:

- Schema A: barre longitudinali e staffe verticali (Figura 24 a);
- Schema B: barre longitudinali, staffe verticali e barre inclinate nella zona della risega (Figura 24 b) [2].

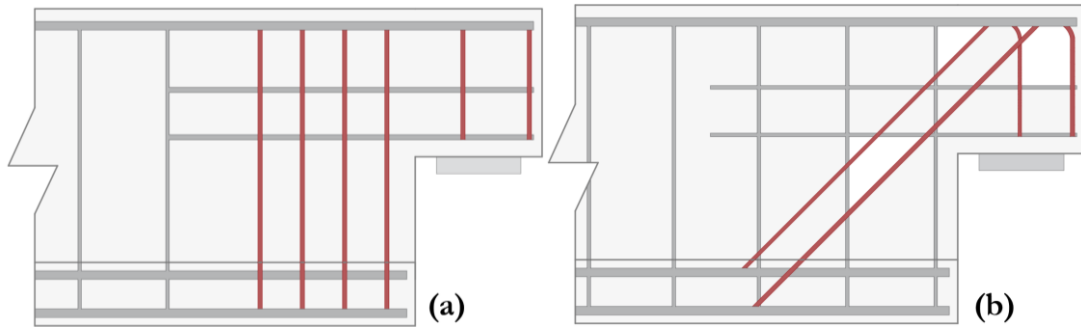


Figura 24: Layout armature travi testate: (a) Trave A (b) Trave B

Le travi sono state progettate mediante l'utilizzo di un modello S&T. In entrambe le travi, l'estremità sinistra è stata realizzata con l'armatura di progetto prevista dallo S&T, mentre quella a destra è stata dotata di un'armatura ridotta per simulare la corrosione sulle barre d'acciaio. Successivamente, il lato contenente l'armatura di diametro ridotto è stato rinforzato mediante l'aggiunta di piastre di acciaio (rinforzo) [2].

Gli autori giustificano la decisione di impiegare armature di diametro inferiore per simulare il deterioramento in quanto la finestra temporale di lavoro concessa dall'ente finanziatore non permetteva l'attuazione di processi di corrosione realistici [2].

3.2.1 Trave con armature disposte secondo lo schema A

La trave con una disposizione di armatura che segue lo schema A (Trave A) riportato nel precedente paragrafo, è stata progettata utilizzando il seguente schema S&T riportato nella Figura 25 [2].

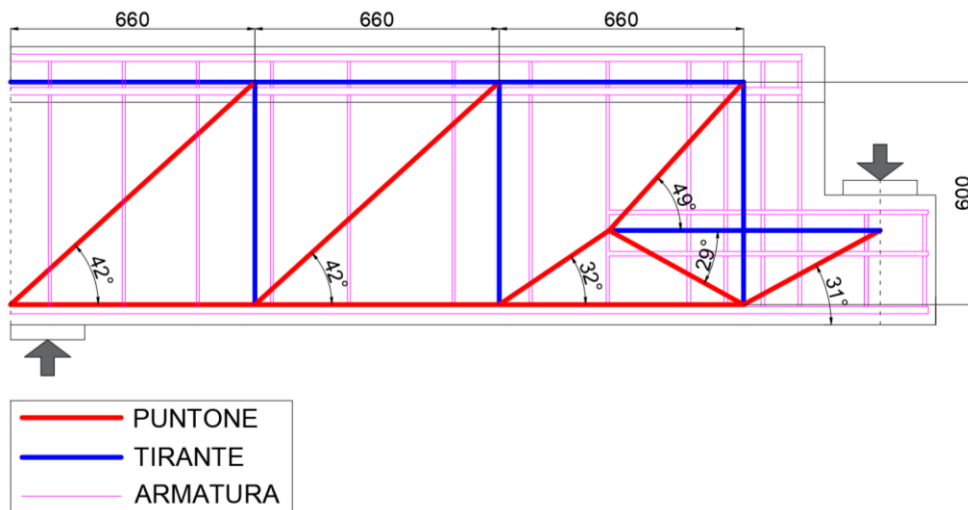


Figura 25: Meccanismo S&T di metà trave A [2]

Lo schema S&T è stato risolto a partire dall'applicazione di una forza unitaria, tenendo conto della quantità di armatura nota, al fine di determinare la resistenza di ciascun elemento strutturale della reticolare. Di conseguenza, la resistenza complessiva del modello S&T, si rivela essere la più bassa tra tutte le resistenze calcolate [2].

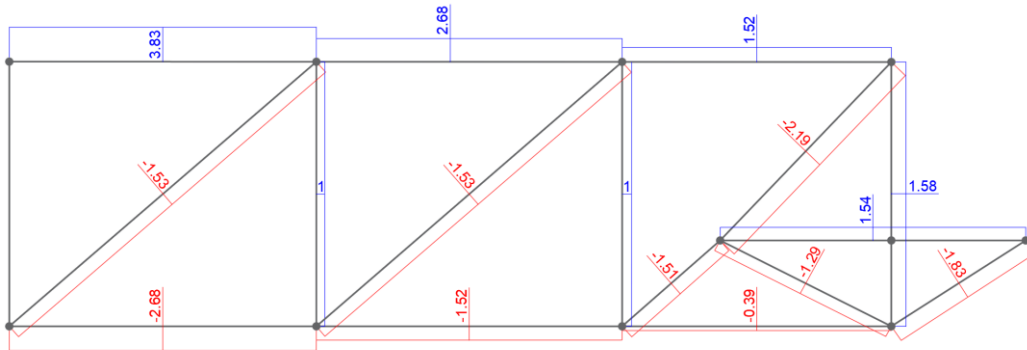


Figura 26: Schema reticolare per risoluzione S&T trave A [2], [23]

Dalla risoluzione dello schema S&T emerge la seguente disposizione di armatura, riportata nella Tabella 1 e nella Figura 27 [2].

Tabella 1: Dettaglio armature schema A [2]

Nomenclatura armature	Dettaglio
As1	4Φ20 L=484 cm
As2	4Φ20 L=484 cm
As3	2Φ20 L=484 cm
As4	2Φ12 L=196 cm
As5	2Φ8 L=196 cm
As6	2Φ8 L=196 cm
As7	2Φ8 L=167 cm
As8	2Φ10 L=180 cm
As9	2Φ6 L=196 cm
As10	2Φ6 L=167 cm
As11	2Φ6 L=180 cm
As12	1Φ6 L=184 cm
Staffe A	Φ8/20 L=184 cm
Staffe B	Φ10/10 L=184 cm
Staffe C	2Φ10 L=104 cm
Staffe D	2Φ6/10 L=184 cm
Staffe E	2Φ6 L=104 cm
Staffe F	Φ8/20 L=184 cm

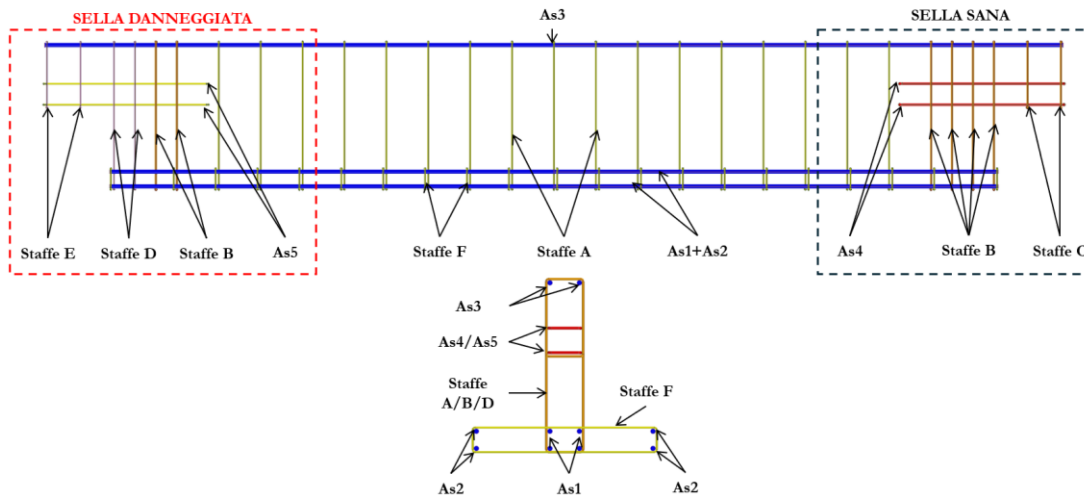


Figura 27: Dettaglio armature schema A [2]

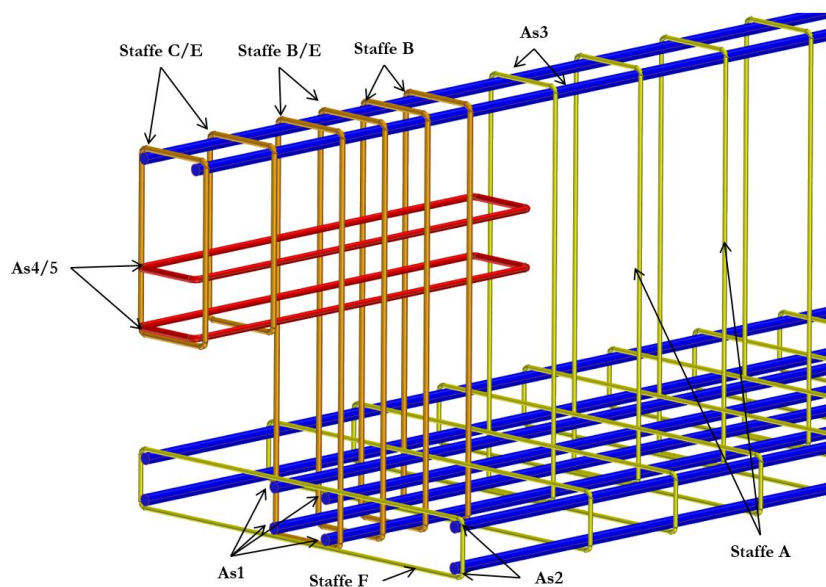


Figura 28: Vista 3D, disposizione armature schema A [2]

Sia il lato sano che il lato danneggiato della trave sono stati progettati in modo da raggiungere il collasso della sella nel puntone di calcestruzzo compresso dopo lo snervamento dell'armatura principale. Nella trave con armatura ortogonale, il collasso si verifica dopo lo snervamento dell'armatura orizzontale As4/5 [2]. In Tabella 2 sono presentati i valori di resistenza per la sella sana e corrosa.

Tabella 2: Valori di resistenza stimanti per la trave dal metodo S&T (schema A) [2]

Prova	Carico di rottura [kN]
Trave A – estremità sana	150
Trave A – estremità corrosa	65

Di seguito è presentata un'immagine (Figura 29) inerente al posizionamento dell'armatura delle trave A prima dell'esecuzione del getto di calcestruzzo, durante la campagna sperimentale [2], [23].

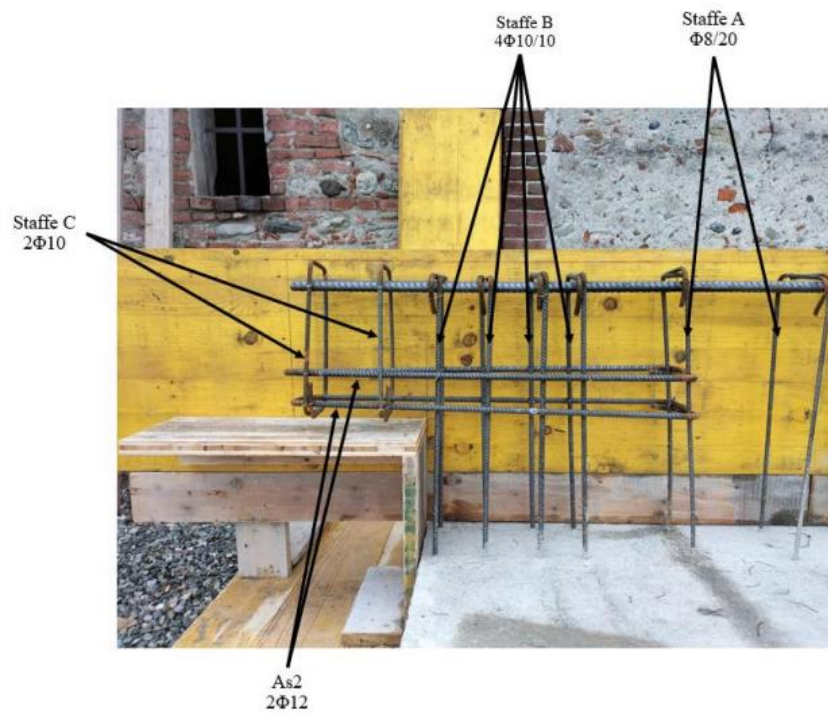


Figura 29: Disposizione armatura: schema A, lato sano [2], [23]

3.2.2 Trave con armature disposte secondo lo schema B

La trave con una disposizione di armatura che segue lo schema B (Trave B) riportato nel paragrafo [3.2] è stata progettata utilizzando lo schema S&T riportato nella Figura 30 [2].

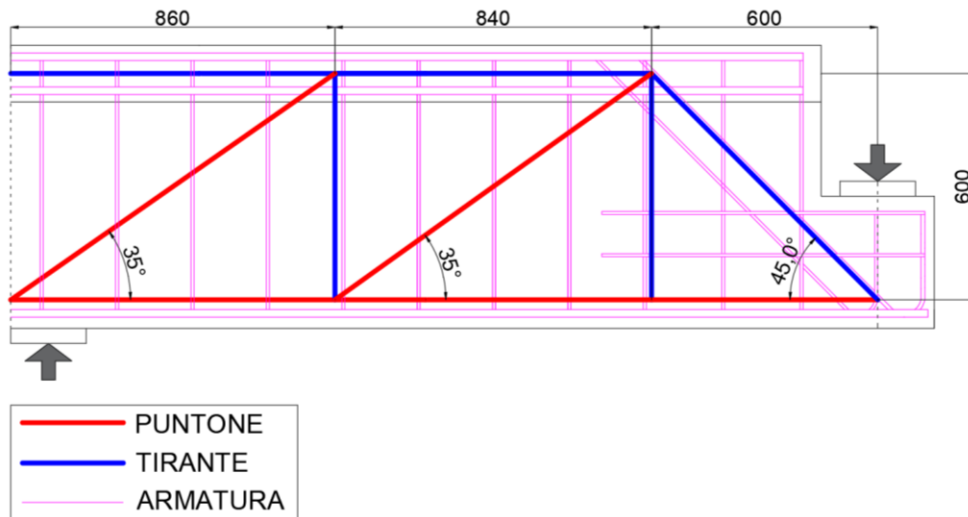


Figura 30: Meccanismo S&T di metà trave B [2]

Lo schema S&T è stato risolto analogamente al calcolo della trave con schema ortogonale, riportato nel paragrafo precedente [2].

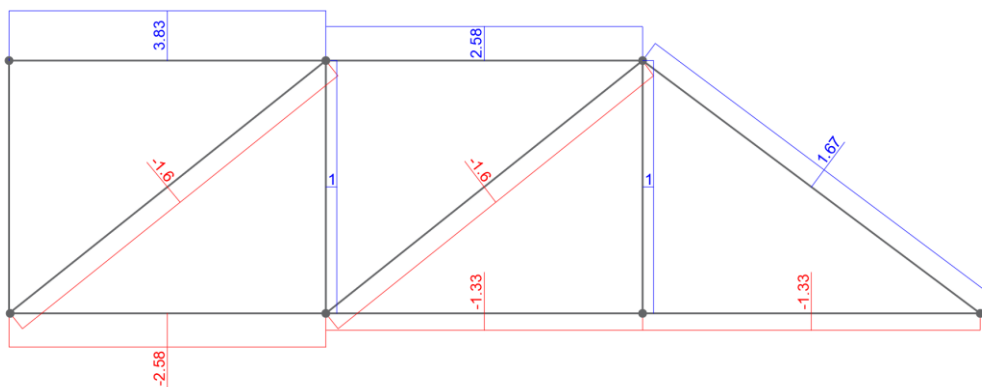


Figura 31: Schema reticolare per risoluzione S&T trave B [2], [23]

Dalla risoluzione del precedente schema S&T emerge la seguente disposizione di armatura, presentata nella Figura 32 [2].

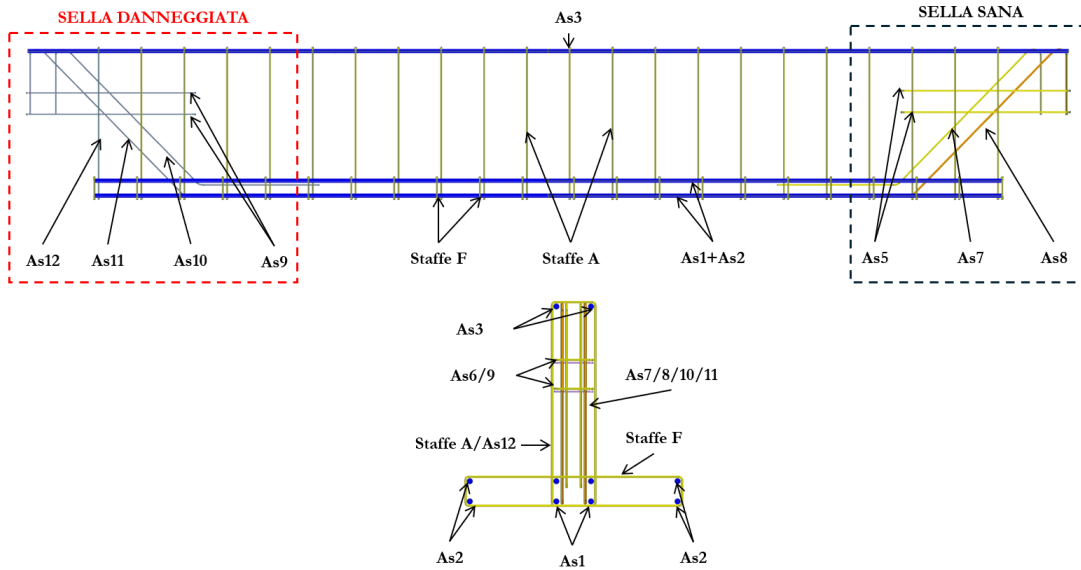


Figura 32: Dettaglio armature schema B [2]

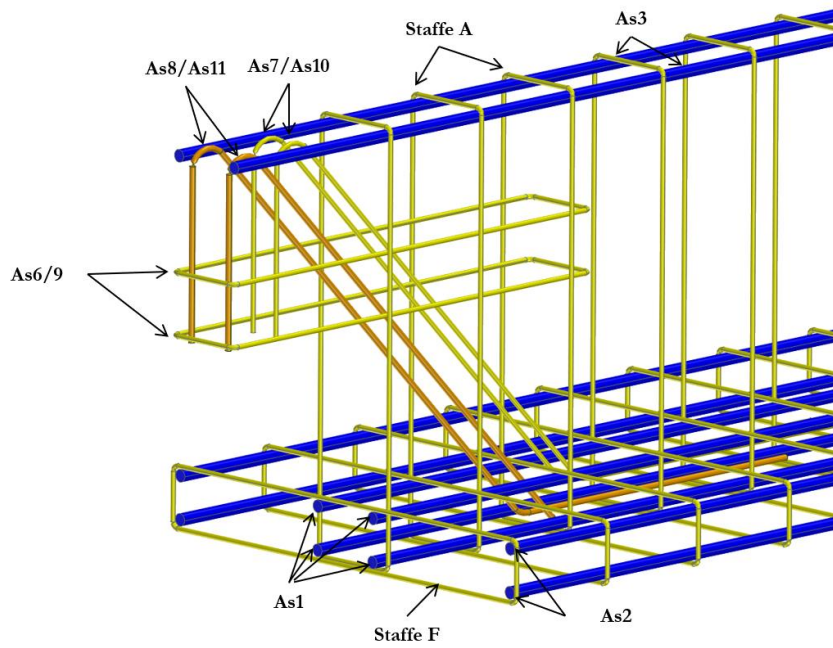


Figura 33: Vista 3D, disposizione armature schema B [2]

In Tabella 3 sono riportati i dettagli delle barre inserite nella trave con armature disposte secondo lo schema B [2].

Tabella 3: Dettaglio armature schema B [2]

Nomenclatura armature	Dettaglio
As1	4Φ20 L=484 cm
As2	4Φ20 L=484 cm
As3	2Φ20 L=484 cm
As4	2Φ12 L=196 cm
As5	2Φ8 L=196 cm
As6	2Φ8 L=196 cm
As7	2Φ8 L=167 cm
As8	2Φ10 L=180 cm
As9	2Φ6 L=196 cm
As10	2Φ6 L=167 cm
As11	2Φ6 L=180 cm
As12	1Φ6 L=184 cm
Staffe A	Φ8/20 L=184 cm
Staffe B	Φ10/10 L=184 cm
Staffe C	2Φ10 L=104 cm
Staffe D	2Φ6/10 L=184 cm
Staffe E	2Φ6 L=104 cm
Staffe F	Φ8/20 L=184 cm

Nella trave B, il collasso si verifica dopo lo snervamento delle barre inclinate As7/10, As8/11 e armatura orizzontale As6/9 [2]. In Tabella 4 sono presentati i valori di resistenza per la sella sana e corrosa [2].

Tabella 4: Valori di resistenza stimanti per la trave dal metodo S&T (schema B) [2]

Prova	Carico di rottura [kN]
Trave B – estremità sana	160
Trave B – estremità corrosa	70

Di seguito è presentata un'immagine (Figura 34) relativa al posizionamento dell'armatura della trave B prima dell'esecuzione del getto di calcestruzzo, durante la campagna sperimentale [2], [23].

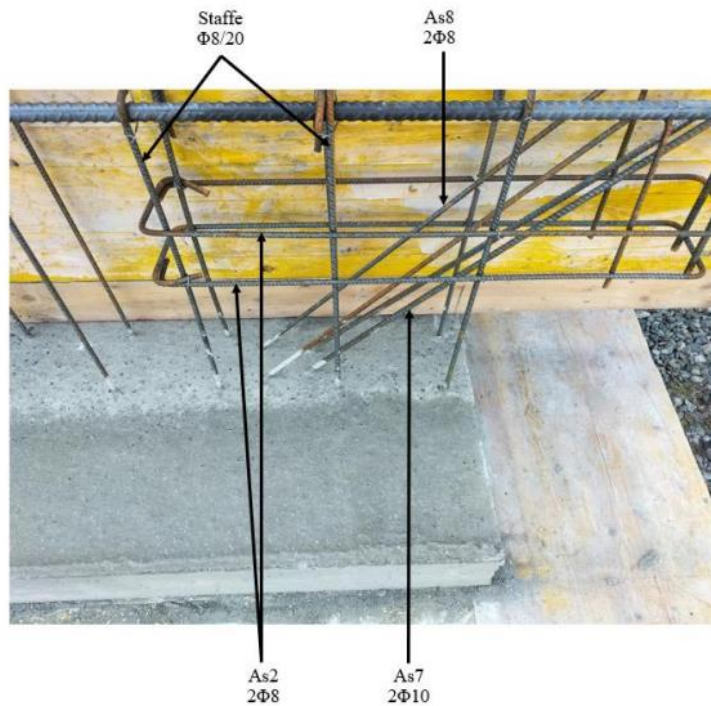


Figura 34: Disposizione armatura schema B, lato sano [2], [23]

3.2.3 Rinforzo in acciaio

Il dimensionamento del sistema di rinforzo è stato realizzato dagli autori [2] per consentire il passaggio dei carichi dall'appoggio alla parte non danneggiata della trave. Pertanto, il rivestimento in acciaio deve essere in grado di reggere almeno il carico ultimo dell'estremità sana e allo stesso tempo non deve slittare sulla parte superiore del calcestruzzo della trave [2].

Il sistema di rinforzo pensato nella campagna sperimentale di riferimento ha previsto l'impiego di bulloni M20 classe 8.8 [2]. In Tabella 5 sono presentati le caratteristiche dei bulloni utilizzati nella prova sperimentale.

Tabella 5: Caratteristiche bulloni rinforzo impiegati nella prova sperimentale [2]

Classe bulloni	8.8
Resistenza a snervamento f_{ym} [N/mm²]	640
Resistenza ultima [N/mm²]	800
Diametro [mm]	20
Area nominale [mm²]	314
Area resistente [mm²]	245
Foro bullone [mm]	22

La forza di precarico per il bullone è stata calcolata nel seguente modo:

$$F_{pc} = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_{S_{resistente}} [kN] \quad \text{Eq. 1}$$

In cui:

- $A_{S_{resistente}}$ è l'area resistente del bullone, [mm];
- f_{ub} è la resistenza ultima del bullone [N/mm²][25].

Per il calcolo della resistenza allo scorrimento del singolo bullone è stata utilizzata la seguente formulazione:

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n_s \mu}{\gamma_{M3}} F_{pc} [kN] \quad \text{Eq. 2}$$

Dove:

- $\mu = 0,3$ è il coefficiente di attrito tra calcestruzzo e acciaio;
- k_s è un coefficiente che dipende dal tipo di foro che nel seguente caso è stato posto pari a 1;
- $n_s=2$ è il numero di superfici di scorrimento;
- γ_{M3} è un coefficiente di sicurezza che viene considerato unitario per avere valori medi di resistenza;
- F_{pc} è la forza di precarico precedentemente calcolata [kN] [2], [25], [26].

Dai calcoli emerge che la resistenza allo scorrimento di ciascun bullone è di $F_{s,Rd} = 75$ kN. Il rinforzo, resistente allo scorrimento tra l'anima in calcestruzzo e le piastre in acciaio, ha una resistenza di progetto di 240 kN, superiore del 60% rispetto alle soluzioni ottenute con il metodo S&T (150 ÷ 160 kN) [2]. Nella Figura 35 viene riportato un dettaglio geometrico del rinforzo proposto dalla campagna sperimentale di riferimento [2].

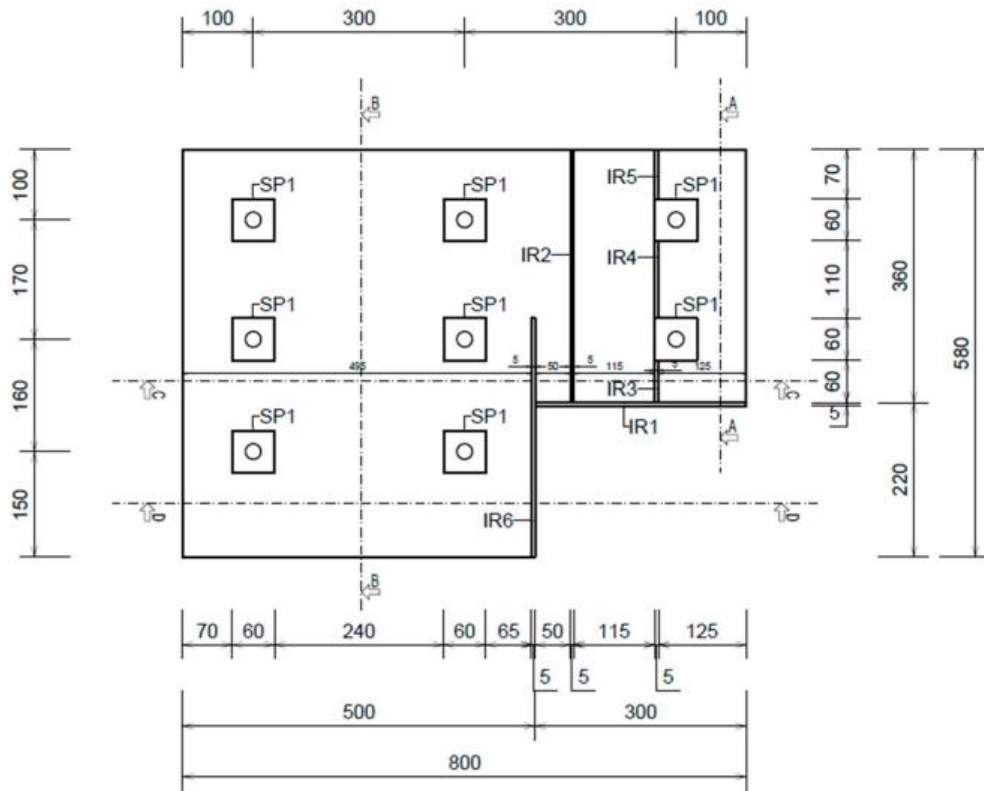
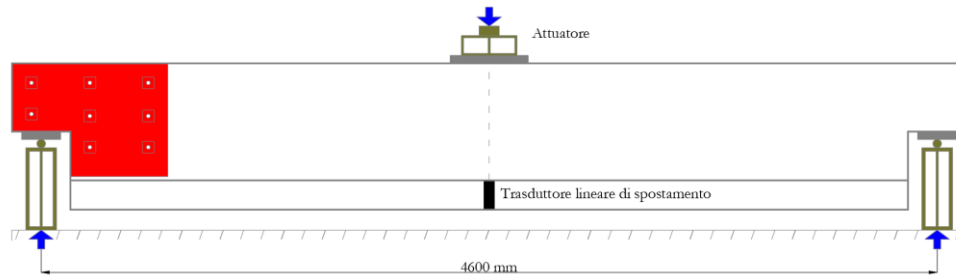


Figura 35: Dettaglio piastra di rinforzo in acciaio [2]

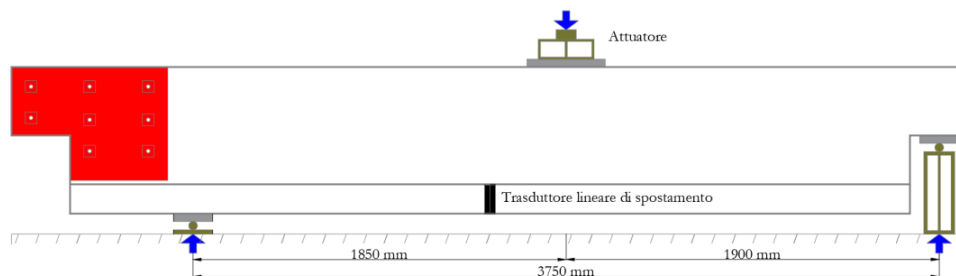
La piastra di rinforzo in acciaio ha uno spessore di 5 mm e si estende per 80 cm sulla superficie della trave in modo tale che possa collegare la zona corrosa con la parte sana. Gli elementi in acciaio SP1 sono blocchi rettangolari e hanno uno spessore di 15 mm e un lato di 60 mm, inseriti per distribuire uniformemente la forza di precarico del bullone e prevenire il collasso locale del calcestruzzo in situazioni di elevata compressione. Gli elementi IR1, IR2, IR3, IR4, IR5 e IR6, hanno uno spessore di 5 mm e una profondità di 15 mm e sono saldati sulla piastra per prevenire l'instabilità del rinforzo nell'area in cui il carico agisce direttamente su esso [2].

3.2.4 Strumentazioni di prova e materiali

Le due travi (schema A e schema B) sono state sottoposte a una prova a flessione su 3 punti seguendo gli schemi statici presentati nella Figura 36 [2].



(a)



(b)

Figura 36: Schemi statici delle travi utilizzati durante la prova. (a) Schema statico 1 (b) Schema statico 2 [2]

L'obiettivo in fase di progetto è stato di far sì che la capacità portante dell'estremità danneggiata e rinforzata fosse comparabile a quella della sella sana. La prova è stata condotta in controllo di spostamento, imponendo una velocità pari ad un millimetro al minuto [2].

Per quanto riguarda i materiali impiegati nella realizzazione delle travi, sono stati eseguiti test sperimentali su diversi campioni di calcestruzzo, in particolare:

- 6 cubi di calcestruzzo con lato 150 mm prelevati prima del getto della soletta;
- 6 cubetti di calcestruzzo con lato 150 mm prelevati prima del getto dell'anima delle travi [2].

I risultati dei test sui cubi di calcestruzzo hanno evidenziato una resistenza media cubica del calcestruzzo di 29,0 MPa per la soletta e di 29,6 MPa per l'anima.

Per quanto concerne l'armatura è stato utilizzato un acciaio laminato a caldo con aderenza migliorata B450C. In particolare, sono stati eseguiti dei test su tre campioni di armatura di 8 mm di diametro e 3 barre di 10 mm di diametro. Nella Figura 37 sono riportate le curve di carico-spostamento dell'acciaio testato con prove di trazione uniassiale da cui è emerso un comportamento duttile, con una tensione media di snervamento di 530 MPa e una deformazione ultima superiore al 10% [2].

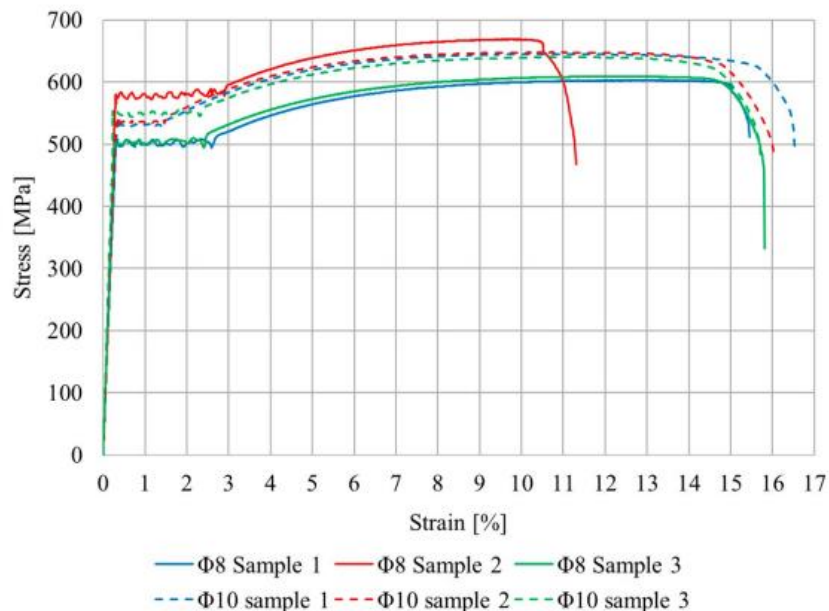


Figura 37: Legame costitutivo acciaio utilizzato nei campioni sperimentali [2]

3.3 Risultati prove sperimentali

In questo paragrafo sono presentati i risultati delle prove di carico eseguite durante la campagna sperimentale di Bertagnoli et al. [2]. Inizialmente le due travi (schema A e schema B) sono state testate nella configurazione di carico 1 (riportata in Figura 36). Le curve di carico spostamento di entrambe le travi, presentate nella Figura 38, hanno evidenziato un analogo andamento fino al momento della rottura [2].

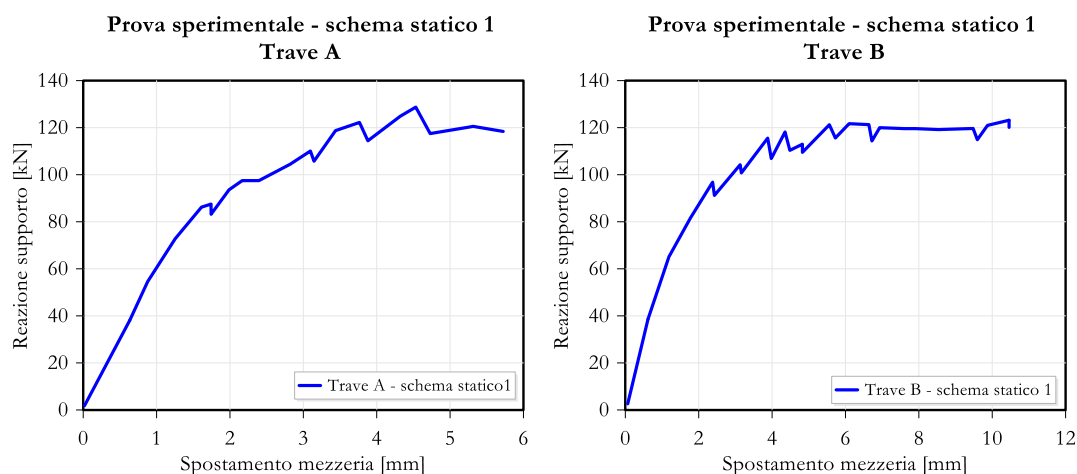
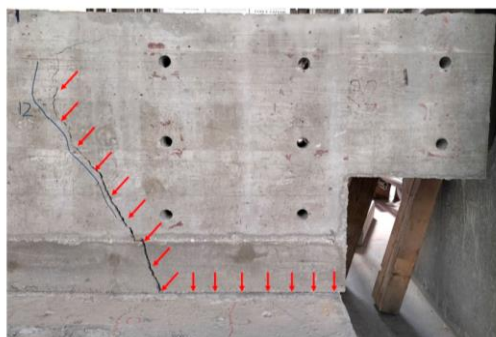


Figura 38: Curve di carico-spostamento sperimentali, schema statico 1: (sx) Trave A, (dx) Trave B [2]

Le due travi hanno raggiunto un carico di collasso pari a 120 kN, tuttavia, i quadri fessurativi dei due campioni al termine della prima prova sono risultati differenti. La trave con armatura disposta secondo schema A ha presentato una rottura in prossimità dell'attacco tra anima e soletta, sull'estremità rinforzata della trave. La fessura si è arrestata alla fine del rinforzo proseguendo verso l'anima della trave, determinando un meccanismo a strappo della sella. Si riporta nella Figura 39 il quadro fessurativo al termine della prova di carico della trave A nello schema statico 1 [2].



(a)



(b)

Figura 39: Quadro fessurativo: (a) Trave A schema statico 1. (b) Trave A schema statico 1 dopo la rimozione del rivestimento in acciaio [2]

Nel caso della trave con armature disposte secondo lo schema B, la fessura ha sempre avuto origine lungo la ripresa di getto tra anima e soletta proseguendo, tuttavia, fino alla mezzeria della trave ed estendendosi in anima generando una fessura inclinata di 60° .

Il meccanismo che ha interessato la trave con schema B risulta essere maggiormente duttile, avendo raggiunto uno spostamento ultimo di 10.5 mm rispetto allo spostamento di 6 mm raggiunto dalla trave con schema A. Nella Figura 40 viene presentato il quadro fessurativo, al termine della prova nello schema statico 1, della trave B [2].

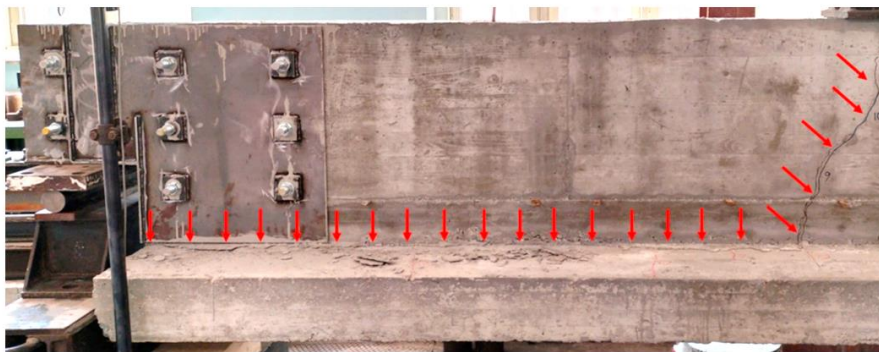


Figura 40: (d) Meccanismo di collasso. Trave B nello schema statico 1 [2]

La trave con schema A è stata sottoposta ad una prova di carico ulteriore variando la posizione delle piastre di carico e di supporto, nella configurazione statica 2, al fine di testare il carico di rottura della sella sana. Nella Figura 41 è riportata la curva di carico dell'estremità sana della trave con schema A [2].

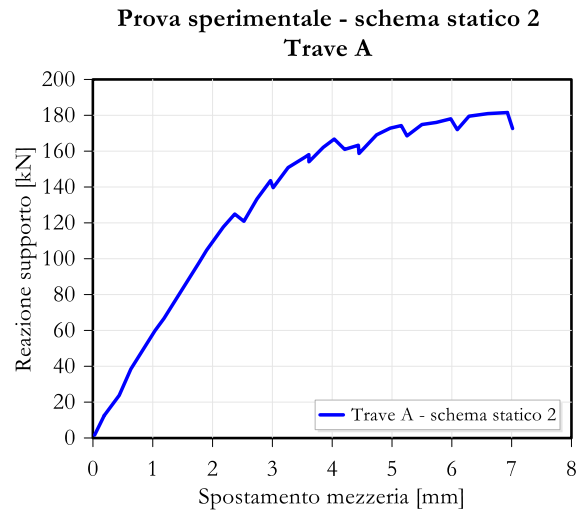


Figura 41: Curva di carico-spostamento sperimentale, schema statico 2, trave A [2]

Nella Figura 42 viene presentato il quadro fessurativo della trave A al termine della prova nello schema statico 2 [2].

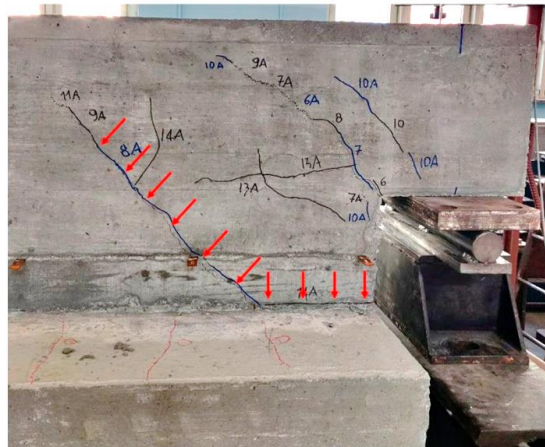


Figura 42: Meccanismi di collasso: Trave A nello schema statico 2 [2]

Come emerge dal grafico riportato in Figura 41, il carico di collasso dell'estremità sana della trave A è di 180 kN. La fessura che ha determinato il collasso parte dalla ripresa di getto, si propaga per un breve tratto proseguendo verso l'anima della trave con un angolo di 45° .

In conclusione, dalla campagna sperimentale di riferimento sono emerse le seguenti osservazioni:

- Il rinforzo in acciaio agisce come un sistema che determina un blocco rigido, che sposta la formazione della fessura oltre la zona rinforzata;

- Nello schema statico 1 per la trave A e B, la fessura ha origine dal piano corrispondente alla ripresa di getto tra anima e soletta;
- Le piastre di acciaio hanno aumentato la resistenza dell'estremità danneggiata considerando il confronto tra i carichi di collasso previsti dallo S&T;
- Non sono state riscontrate fessure sulla superficie di contatto tra rinforzo e calcestruzzo al di sotto del rinforzo, nella zona danneggiata [2].

Inoltre, dall'analisi del quadro fessurativo è emerso come la ripresa di getto abbia determinato un piano di maggiore debolezza determinando in questo modo l'innesco di una fessura di taglio che ha portato alla rottura delle barre che attraversavano l'interfaccia [2]. Nella Tabella 6 sono riassunti i carichi di rottura delle travi valutate durante le prove di laboratorio.

Tabella 6: Riepilogo carichi di rottura prove sperimentali [2]

Prova	Carico di rottura [kN]
Trave A - schema statico 1	120
Trave B - schema statico 1	120
Trave A - schema statico 2	180

Per maggiore chiarezza si riporta in Figura 43, Figura 44 e Figura 45 una fedele riproduzione dei quadri fessurativi delle travi A e B al termine delle prove sperimentali.

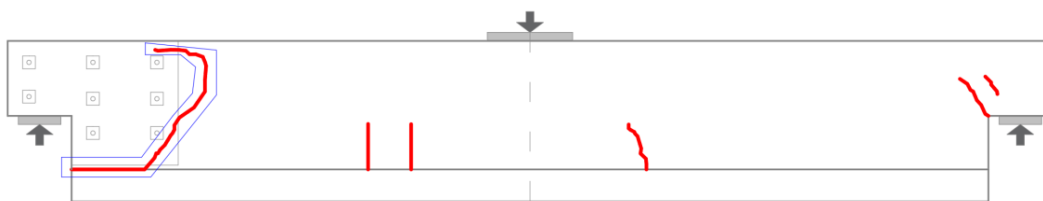


Figura 43: Quadro fessurativo sperimentale, trave A, schema statico 1 [2]

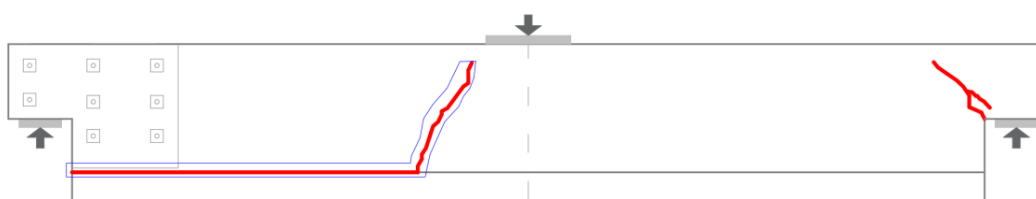


Figura 44: Quadro fessurativo sperimentale, trave B, schema statico 1 [2]

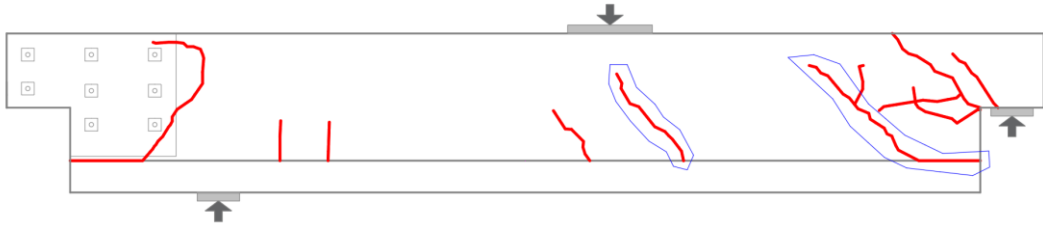


Figura 45: Quadro fessurativo sperimentale, trave A, schema statico 2 [2]

4 Modellazione numerica

L'obiettivo di tale lavoro di tesi è in prima battuta quello di fornire attraverso modelli numerici, opportunamente calibrati e validati, un dataset di prove numeriche che arricchiscano i test di laboratorio e sulle quali poter effettuare successive considerazioni sulla risposta strutturale delle travi, in diverse configurazioni. Infine, il seguente lavoro mira a fornire e a valutare delle possibili proposte alternative al rinforzo originariamente proposto nella campagna sperimentale di Bertagnoli et al. [2].

Per la realizzazione dei modelli numerici, il software utilizzato è STKO (Scientific ToolKit for OpenSees) [5], un'interfaccia grafica per OpenSees (*Open System for Earthquake Engineering Simulation*) [6] sviluppata da ASDEA Software Technology.

Il software STKO è dotato di due sezioni, una relativa al *pre-processing* e un'altra relativa al *post-processing*. Nella fase di *pre-processing* vengono definite le seguenti caratteristiche del modello:

- Geometria della struttura;
- Materiali;
- Condizioni di vincolo;
- Condizioni di carico;
- Struttura della mesh;
- Impostazioni dell'analisi.

Nella fase di *post-processing* è possibile osservare tutti i risultati ottenuti dall'analisi condotta. Inoltre, il programma presenta molti strumenti versatili, come un modulo Python [27], un ambiente CAD e algoritmi avanzati di risoluzione.

4.1 Descrizione modello

Nei seguenti paragrafi vengono presentati i dettagli dei modelli numerici realizzati in STKO per le travi A e B e per le due diverse configurazioni di carico[5].

4.1.1 Definizione del modello

I modelli sono stati realizzati in STKO attraverso l'utilizzo di elementi *solid* per la trave, per il rinforzo e per le piastre di appoggio, mentre le barre di armatura sono state modellate attraverso l'utilizzo di elementi *beam*. Di seguito si riportano alcune catture che restituiscono dei dettagli della modellazione numerica in STKO degli elementi che compongono le due travi [5].

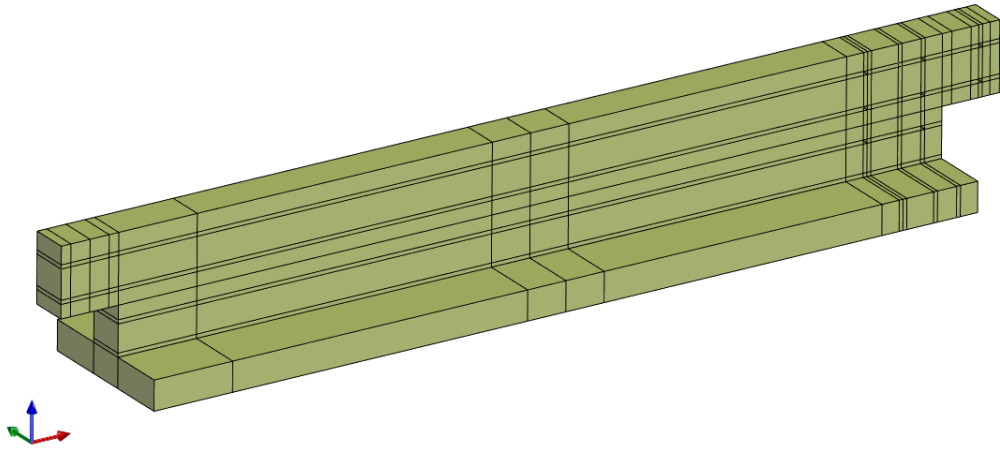


Figura 46: Modello geometrico della trave in 3D

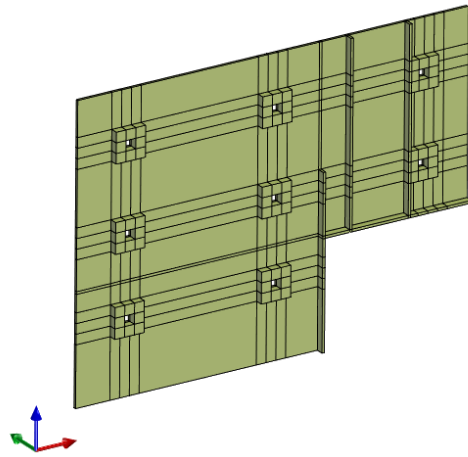


Figura 47: Modello geometrico del rinforzo in acciaio, vista 3D

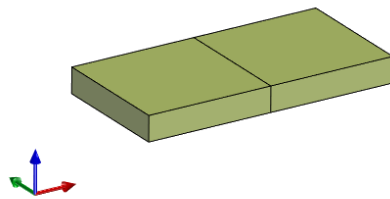


Figura 48: Modello geometrico della singola piastra di carico, vista 3D

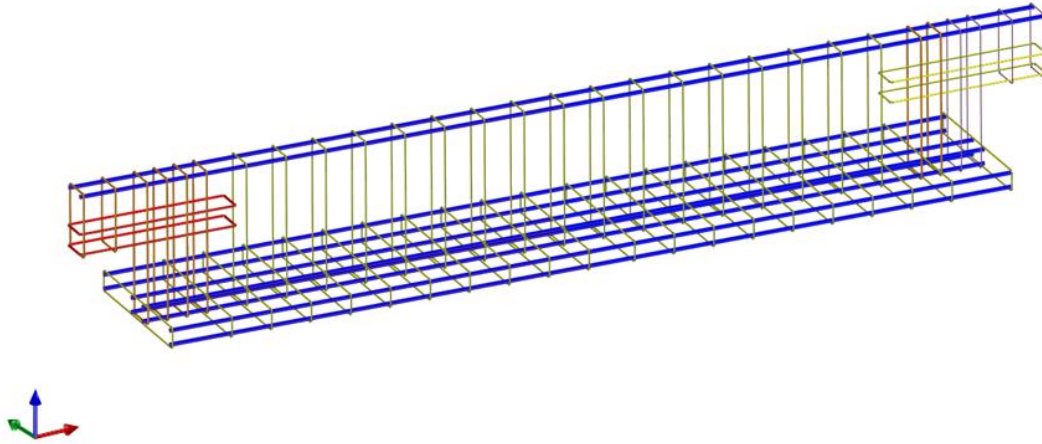


Figura 49: Modello geometrico armature, trave schema A, vista 3D

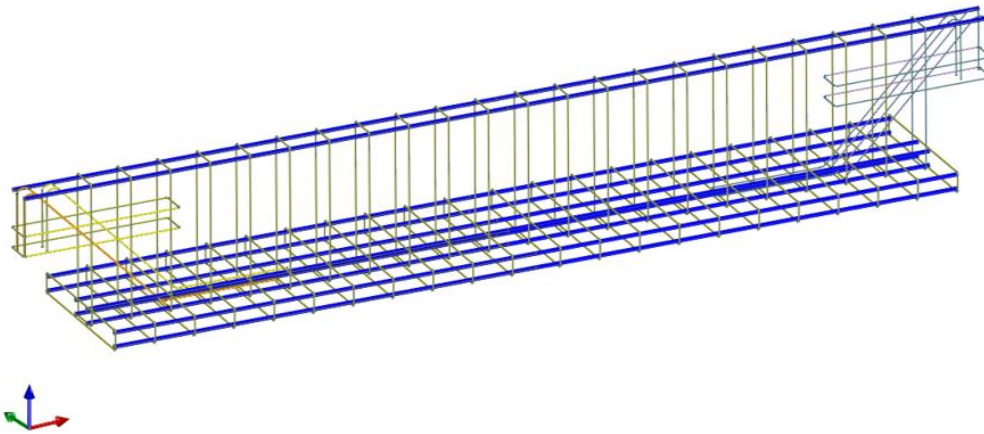


Figura 50: Modello geometrico armature, trave schema B, vista 3D

Le unità di misure utilizzate per la modellazione delle travi sono i millimetri [mm]. Le piastre di supporto hanno dimensioni in pianta 200 x 200 mm e uno spessore di 40 mm. La piastra di carico ha dimensioni in pianta pari a 200 x 400 mm con uno spessore di 40 mm. Le dimensioni geometriche della trave, delle armature e del rinforzo in acciaio fanno riferimento alle informazioni riportate nel paragrafo [3.2.1 e 3.2.2] in Figura 27, Figura 32 e Figura 35.

4.1.2 Legami costitutivi materiali

Per il calcestruzzo si utilizza un materiale nD di tipo *ASDConcrete3D* [28] che si basa sulla teoria del danneggiamento continuo, nella quale il tensore degli sforzi può essere ottenuto esplicitamente dal tensore delle deformazioni totali. Nello specifico, il modello costitutivo implementato per l'*ASDConcrete3D*, calcola il tensore degli sforzi allo step corrente considerando il tensore degli sforzi dello step precedente e l'incremento della componente elastica $C_0: (\varepsilon - \varepsilon_n)$ [28].

$$\sigma = \sigma_n + C_0 : (\varepsilon - \varepsilon_n) \quad \text{Eq. 3}$$

Il tensore degli sforzi è diviso in una parte positiva σ^+ e in una negativa σ^- , utilizzando le tensioni principali positive $\langle \sigma_i \rangle$ e le loro direzioni principali p_i [28]:

$$\sigma^+ = \sum_{i=1}^3 \langle \sigma_i \rangle p_i \otimes p_i \quad \sigma^- = \sigma - \sigma^+ \quad \text{Eq. 4}$$

Dal tensore degli sforzi efficace di prova σ (o dalla sua parte negativa σ^-) sono ottenute due grandezze scalari τ^+ e τ^- , rispettivamente tensioni equivalenti a trazione e compressione [28].

$$\tilde{\tau}^+ = f(\tilde{\sigma}) = H(\tilde{\sigma}_{max}) \left[\frac{1}{1-\alpha} \left(\alpha \tilde{I}_1 + \sqrt{3\tilde{J}_2} + \beta \langle \tilde{\sigma}_{max} \rangle \right) \frac{1}{\phi} \right] \quad \text{Eq. 5}$$

$$\tilde{\tau}^- = f(\tilde{\sigma}^-) = \left[\frac{1}{1-\alpha} \left(\alpha \tilde{I}_1 + \sqrt{3\tilde{J}_2} + \gamma \langle -\tilde{\sigma}_{max} \rangle \right) \right] \quad \text{Eq. 6}$$

In cui:

- I_1 il primo invariante di σ
- J_2 è il secondo invariante deviatorico di σ
- σ_{max} e la tensione principale massima
- $\alpha = 4/33$;
- $\beta = 23/3$;
- $\phi = 10$;
- $\gamma = 3(1 - K_c)/(2K_c - 1)$.

Le tensioni equivalenti τ^+ e τ^- sono poi convertite nel loro rispettivo stato di deformazione \tilde{x}^+ e \tilde{x}^- a partire dalla deformazione plastica equivalente calcolata allo step precedente [28]:

$$\tilde{x}^\pm = \frac{\tilde{\tau}^\pm}{E} + x_{pl,n} \quad \text{Eq. 7}$$

Si impone successivamente l'irreversibilità del danno e della plasticità, tenendo conto della dipendenza dalla velocità (se $\eta > 0$). Le deformazioni correnti vengono aggiornate nel seguente modo [28]:

$$x^\pm = \begin{cases} \frac{\eta}{\eta + \Delta t} x_n^\pm + \frac{\Delta t}{\eta + \Delta t} \dot{x}_n^\pm, & \text{if } x_n^\pm > x_n^\pm \\ x_n^\pm & \text{altri casi} \end{cases} \quad \text{Eq. 8}$$

Successivamente, le deformazioni equivalenti totali sono introdotte nella legge di hardening-softening al fine di ottenere le variabili di danno e plasticità d_{pl}^\pm e d_{cr}^\pm . Pertanto, il tensore degli sforzi effettivo $\bar{\sigma}$ e quello nominale σ sono valutati come riportato di seguito [28]:

$$\bar{\sigma}^+ = (1 - d_{pl}^+) \tilde{\sigma}^+, \quad \bar{\sigma}^- = (1 - d_{pl}^-) \tilde{\sigma}^-, \quad \bar{\sigma} = \bar{\sigma}^+ + \bar{\sigma}^- \quad \text{Eq. 9}$$

$$\sigma = (1 - d_{cr}^+) \bar{\sigma}^+ + (1 - d_{cr}^-) \bar{\sigma}^- \quad \text{Eq. 10}$$

La figura seguente mostra come in una generica direzione il tensore degli sforzi viene corretto dagli indici di danno e plasticità a partire dal tensore degli sforzi elastico.

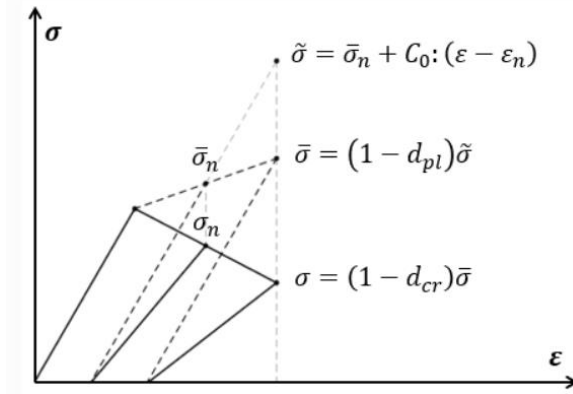


Figura 51: Una rappresentazione schematica del processo di calcolo del materiale, in un caso uniaxiale rappresentativo [28]

Quindi il legame costitutivo adottato è implementato tenendo conto di un modello di danneggiamento a due parametri d^+ e d^- . I parametri suddetti rappresentano l'indice di danneggiamento del calcestruzzo, il quale fornisce informazioni sullo stato di deterioramento del materiale. Quando d^+ e d^- assumono un valore nullo, il materiale è da considerarsi perfettamente sano, mentre quando presentano un valore unitario, il materiale è interamente danneggiato [28], [29], [30]. Gli indici di danneggiamento d^+ e d^- sono calcolati in base alle

leggi di comportamento del calcestruzzo sia in trazione che in compressione. Queste leggi possono essere valutate attraverso le curve di sforzo-deformazione del materiale (Figura 52).

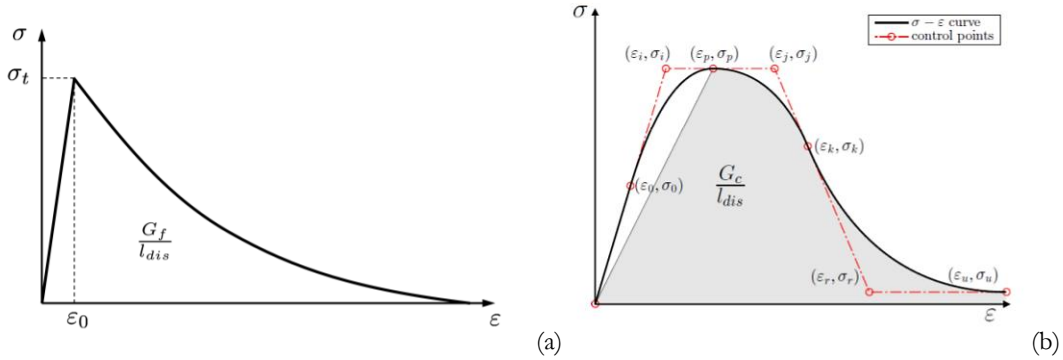


Figura 52: Legge costitutivo uniassiale: (a) Legge a trazione (b) Legge a compressione [30]

Gli indici di danneggiamento a trazione e compressione sono ricavati dalle seguenti formulazioni:

$$d^+(r^+) = 1 - \frac{r_0^+}{r^+} \exp \left\{ \frac{2H_{dis}(r_0^+ - r^+)}{r_0^+} \right\} \quad \text{Eq. 11}$$

$$d^-(r^-) = 1 - \frac{\Sigma(\xi)}{r^-} \quad \text{Eq.12}$$

Con:

- H_{dis} parametro di softening;
- r^+ e r^- indici di danneggiamento a trazione e compressione che considerano l'irreversibilità del danno;
- r_0^+ soglia di danno iniziale [30].

Le leggi di comportamento a trazione e compressione sono definite dai parametri meccanici del materiale e dal valore di energia di frattura corrispondente. La risposta uniassiale è, tuttavia, influenzata dal livello di discretizzazione del modello. Questa dipendenza può essere espressa tramite la seguente relazione:

$$g_f l_{dis} = G_f \quad \text{Eq. 13}$$

Dove:

- G_f rappresenta l'energia di frattura;

- g_f è l'energia di frattura specifica per unità di volume;
- l_{dis} indica la lunghezza della zona danneggiata, considerata equivalente alla lunghezza caratteristica dell'elemento finito ($l_{dis} = l_{ch}$) [30].

Difatti, il materiale *ASDConcrete3D* consente di effettuare una regolarizzazione automatica dell'energia di frattura in funzione della dimensione della mesh. Pertanto, i valori di energia di frattura inseriti nel modello sono poi opportunamente scalati per il livello di discretizzazione del modello [28], [29], [30].

L'energia di frattura a trazione è calcolata sulla base delle formulazioni fornite dal *Fib-Model Code 2010* [31] come di seguito riportato:

$$G_t = 0.073 f_c^{0.18} [N/mm] \quad \text{Eq. 14}$$

In cui:

- f_c è la resistenza a compressione del materiale espressa in MPa.

Per il calcolo dell'energia di frattura a compressione si utilizza la formulazione suggerita in *Guidelines for Nonlinear Finite Element Analysis of concrete structures* [32].

$$G_c = 250 \cdot G_t [N/mm] \quad \text{Eq. 15}$$

I valori calcolati rappresentano un limite superiore e pertanto in assenza di dati sperimentali sono opportunamente calibrati.

I parametri meccanici adottati per il calcestruzzo della soletta e dell'anima sono riportati in Tabella 7 e in Tabella 8. Le caratteristiche meccaniche dei materiali fanno riferimento alla campagna sperimentale di Bertagnoli et al. [2].

Tabella 7: Parametri meccanici Calcestruzzo ANIMA – ASD CONCRETE 3D

Calcestruzzo ANIMA – ASD CONCRETE 3D			
Modulo elastico	E	30000	MPa
Coefficiente Poisson	ν	0.2	
Resistenza a trazione	f_t	2,3	MPa
Energia di frattura a trazione	G_t	0,04	N/mm
Energia di frattura a compressione	G_c	10	N/mm
Resistenza a compressione limite elastico	f_{c0}	14	MPa
Resistenza a compressione di picco	f_{cp}	24,5	MPa
Resistenza a compressione residua	f_{cr}	3	MPa
Deformazione resistenza a compressione di picco	ϵ_{cp}	0.002	

Tabella 8: Parametri meccanici Calcestruzzo SOLETTA – ASD CONCRETE 3D

Calcestruzzo SOLETTA – ASD CONCRETE 3D			
Modulo elastico	E	30000	MPa
Coefficiente Poisson	ν	0.2	
Resistenza a trazione	f_t	2,3	MPa
Energia di frattura a trazione	G_t	0,04	N/mm
Energia di frattura a compressione	G_c	10	N/mm
Resistenza a compressione limite elastico	f_{c0}	14	MPa
Resistenza a compressione di picco	f_{cp}	24	MPa
Resistenza a compressione residua	f_{cr}	3	MPa
Deformazione resistenza a compressione di picco	ϵ_{cp}	0.002	

In Figura 53 e Figura 54 si riportano i legami costitutivi sforzo-deformazione del calcestruzzo a trazione e a compressione della soletta e dell'anima, utilizzati nella modellazione numerica.

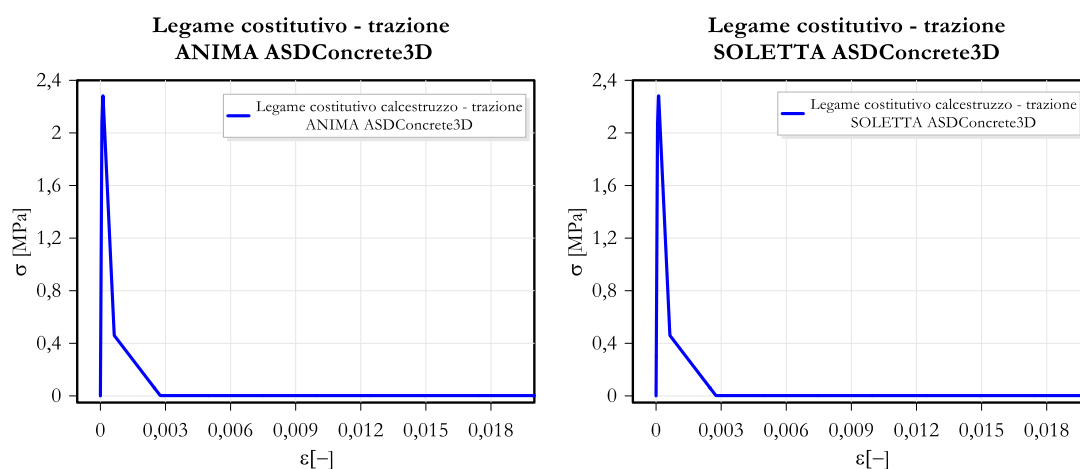


Figura 53: Legame costitutivo numerico calcestruzzo a trazione ANIMA e SOLETTA

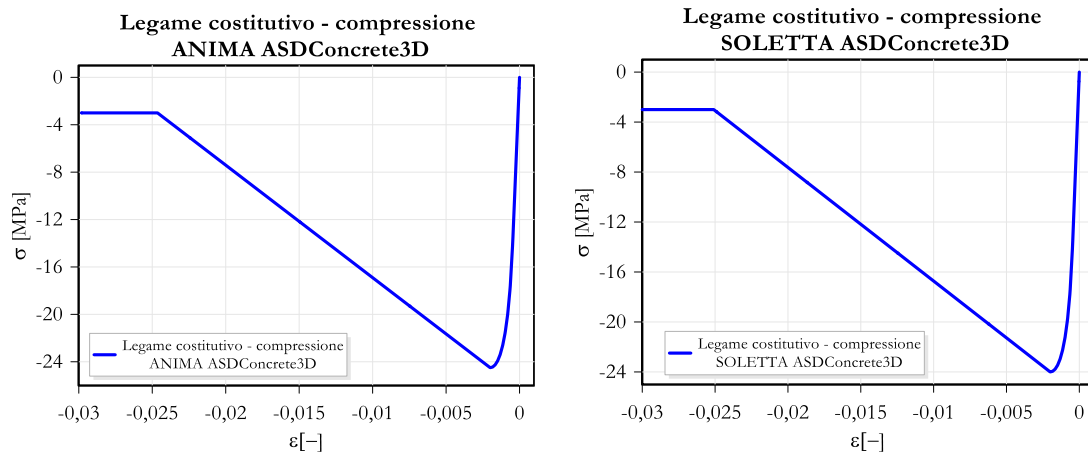


Figura 54: Legame costitutivo numerico calcestruzzo a compressione ANIMA e SOLETTA

Dalle prove sperimentali di Bertagnoli et al. [2] è emerso che le rotture di entrambe le travi (trave A e B) sono fortemente connesse alla ripresa di getto tra anima e soletta. Infatti, per cogliere nei modelli numerici la rottura sperimentale dei campioni testati è stato necessario modellare e calibrare un elemento di interfaccia. La ripresa di getto è stata modellata mediante un elemento solido continuo di spessore 20 mm in prossimità dell'area di attacco tra anima e soletta a cui è stato assegnato un materiale *ASDConcrete3D* di prestazioni ridotte rispetto al calcestruzzo di anima e soletta. In particolare, sono stati degradati parametri meccanici come la resistenza a trazione, l'energia di frattura a trazione e il modulo elastico del calcestruzzo, in modo da simulare gli effetti della ripresa di getto. Per la determinazione della resistenza a taglio-trazione dell'interfaccia (ripresa di getto) si è fatto riferimento al paragrafo 6.2.5 dell'Eurocodice 2 [8].

Nello specifico è indicato che il parametro v_{Rdi} , ovvero lo sforzo di taglio interscambiabile tra due superfici appartenenti a due getti di calcestruzzo eseguiti in momenti differenti, può essere valutato nel seguente modo [8]:

$$v_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0.5 v f_{cd} \quad \text{Eq.16}$$

In cui:

- c (coesione) e μ (coefficiente di attrito) sono i fattori che dipendono dalla rugosità dell'interfaccia;
- f_{ctd} [MPa] è la resistenza a trazione di progetto e nel seguente caso si fa riferimento al valore medio;
- σ_n [MPa] è lo sforzo di compressione ortogonale all'interfaccia;
- $\rho = A_s / A_i$, dove A_s [mm²] è la quantità di armatura che attraversa la ripresa di getto e A_i [mm²] è l'area dell'interfaccia presa in considerazione;
- f_{cd} [MPa] è la resistenza a compressione di progetto;

- $v = 0.6[1 - \frac{f_{ck}}{250}]$, dove f_{ck} è la resistenza a compressione caratteristica;
- α è definito come nella Figura 55 e può variare tra 45° e 90° [8].

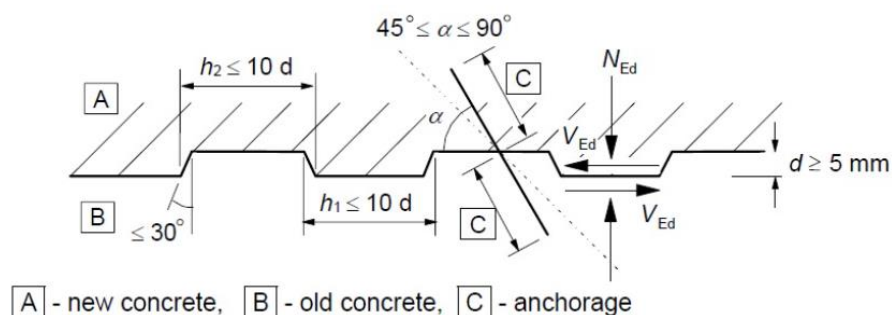


Figura 55: Parametri geometrici utili per definizione resistenza interfaccia [8]

L'Eurocodice 2 [8] fornisce delle indicazioni riguardanti la valutazione dei parametri c e μ , in funzione delle caratteristiche della ripresa di getto. Tra le categorie di ripresa di getto descritte nell'Eurocodice 2 [8], si seleziona la seguente:

- *very smooth*: superficie molto liscia, ottenuta con una cassaforma in acciaio, in plastica o in legno, appositamente preparata $\rightarrow c=0.25$ e $\mu=0.5$ [8].

I valori di v_{Rdi} per interfaccia *very smooth* sono sintetizzati in Tabella 9 e Tabella 10.

Tabella 9: Resistenza v_{Rdi} per ripresa di getto trave A - interfaccia *very smooth*

Trave A, $c=0.25$ e $\mu=0.5$						
	A_{sw} [mm ²]	A_i [mm ²]	ρ	α (rad)	f_{yeff} [MPa]	v_{Rdi} [MPa]
Interfaccia Φ 10/10 "lato corroso"	314	40000	0.0079	1.57	219	1.43
Interfaccia Φ 6/10 "lato corroso"	113	40000	0.0028	1.57	219	0.88
Interfaccia Φ 8/20 "zona centrale"	100	40000	0.0025	1.57	500	1.20
Interfaccia Φ 10/10 "lato sano"	628	70000	0.0090	1.57	309	1.96
valore medio v_{Rdi}						1.37

Tabella 10: Resistenza v_{Rdi} per ripresa di getto trave B - interfaccia very smooth

Trave B, $c=0.35$ e $\mu=0.5$							
	A_{sw_incli} [mm ²]	A_{sw_ver} t [mm ²]	A_{sw} $_{tot}$	A_i [mm ²]	Q_{tot}	f_{yeff} [MPa]	v_{Rdi} [MPa]
Interfacce a 1 Φ 6	0	57	57	20000	0.002 8	144	0.78
Interfacce a Φ 8/20 "lato corroso"	0	100	100	40000	0.002 5	144	0.76
Interfacce a 1 Φ 8 + 2 inclinati Φ 6	113	100	180	40000	0.004 5	144	0.90
Interfacce a Φ /20 "zona centrale"	0	100	100	40000	0.002 5	500	1.20
Interfacce a 1 Φ 8 + 2 inclinati Φ 8 + Φ 10	257	100	282	40000	0.007 1	252	1.46
Interfacce a 1 Φ 8	0	100	100	40000	0.002 5	252	0.89
Interfacce a Φ 8/20 "lato sano"	0	100	100	20000	0.005 0	252	1.21
valore medio							1.03
v_{Rdi}							

Il valore medio di v_{Rdi} è pari a 1.37 MPa per la trave A e 1.03 MPa per la trave B. La differenza nel valore di v_{Rdi} è dovuta al fatto che la trave A in media presenta una densità di armatura passante leggermente superiore a quella della trave B, soprattutto in prossimità della sella.

In seguito alla calibrazione dei modelli numerici è emerso che il valore di resistenza a taglio-trazione da assegnare al calcestruzzo di interfaccia è 0.9 MPa. Tale valore di resistenza è stato attribuito a tutta la ripresa di getto, tenendo conto del fatto che il materiale *ASDConcrete3D* ha un maggiore danneggiamento nei punti in cui è presente una densità di armatura minore. In Tabella 11 sono riepilogati i parametri meccanici assegnati alla ripresa di getto della trave.

Tabella 11: Parametri meccanici Calcestruzzo INTERFACCIA – ASD CONCRETE 3D

Calcestruzzo INTERFACCIA – ASD CONCRETE 3D			
Modulo elastico	E	20000	MPa
Coefficiente Poisson	ν	0.2	
Resistenza a trazione	f_t	0,9	MPa
Energia di frattura a trazione	G_t	0,01	N/mm
Energia di frattura a compressione	G_c	2,5	N/mm
Resistenza a compressione limite elastico	f_{c0}	6	MPa
Resistenza a compressione di picco	f_{cp}	9	MPa
Resistenza a compressione residua	f_{cr}	1.5	MPa
Deformazione resistenza a compressione di picco	ε_{cp}	0.0015	

In Figura 56 sono riportati i legami costitutivi del materiale adottato per la modellazione della ripresa di getto della trave.

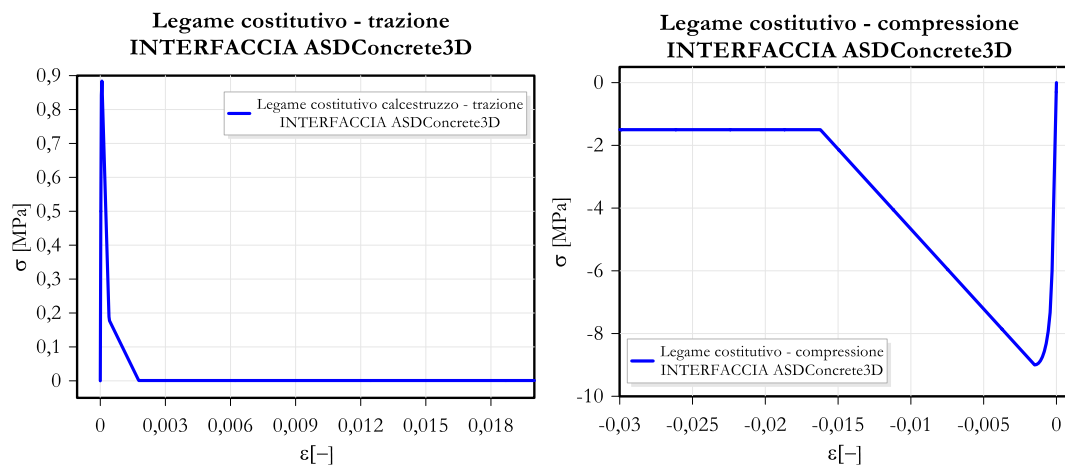


Figura 56: Legami costitutivi numerici calcestruzzo a compressione e trazione INTERFACCIA

Alle travi in calcestruzzo è stato poi assegnato un elemento *Bbar brick* che consiste in un elemento solido 3D a otto nodi, che impiega una formulazione isoparametrica trilineare [33].

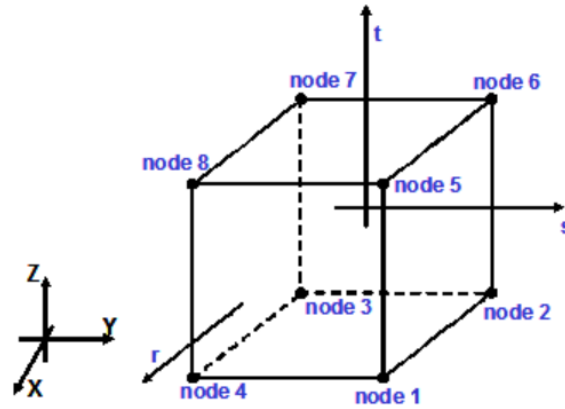


Figura 57: Elemento utilizzato per la modellazione 3D del calcestruzzo [33]

L'acciaio è stato modellato utilizzando il materiale *Hysteretic* [34], [35], un legame definito da tre punti (σ, ϵ) a trazione e tre punti (σ, ϵ) a compressione.

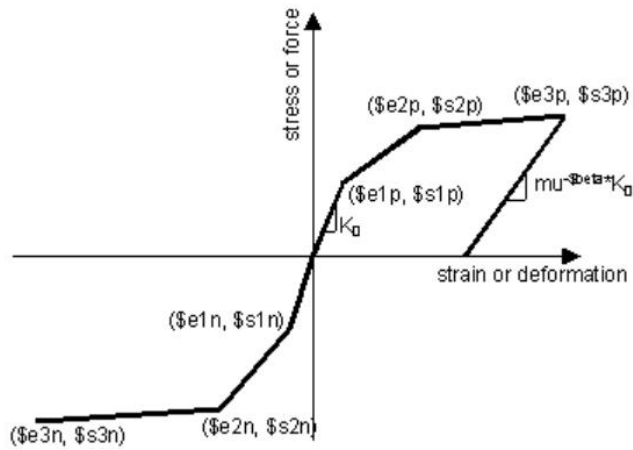


Figura 58: Rappresentazione generica legame costitutivo materiale acciaio- *Hysteretic material* [34]

Tuttavia, per simulare la rottura dell'acciaio è stato inserito il materiale *MinMax*, il quale determina un abbattimento della resistenza del materiale ad una determinata deformazione [34], [35]. In Figura 59 è presentato il legame costitutivo dell'acciaio utilizzato nella modellazione numerica.

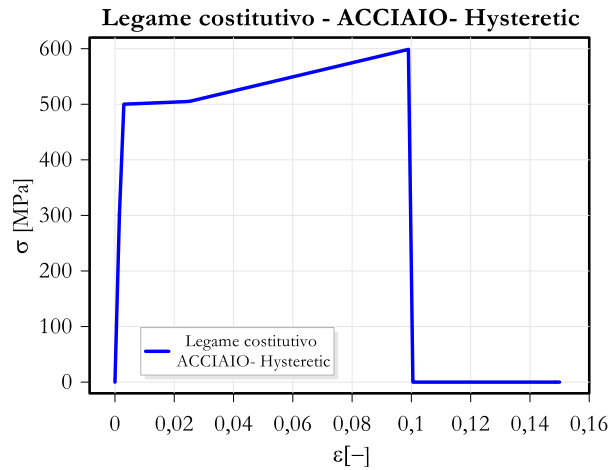


Figura 59: Legame costitutivo Acciaio Hysteretic

Per le barre di armatura è stato scelto un *Force-Based Beam-Column Element* [36]. Mediante la modellazione con elementi beam, l'armatura può essere soggetta alle sei sollecitazioni caratteristiche di una trave nello spazio, ovvero N , T_x , T_y , M_z , M_x e M_y .

Inoltre, per le barre si è scelto un approccio a plasticità distribuita. Infatti, le armature dei modelli sono state definite mediante l'utilizzo della proprietà fisica *special_purpose.BeamSectionProperty*. Tale proprietà combinata al *section.Fiber* permette di definire una sezione a fibre per tutto l'elemento [35].

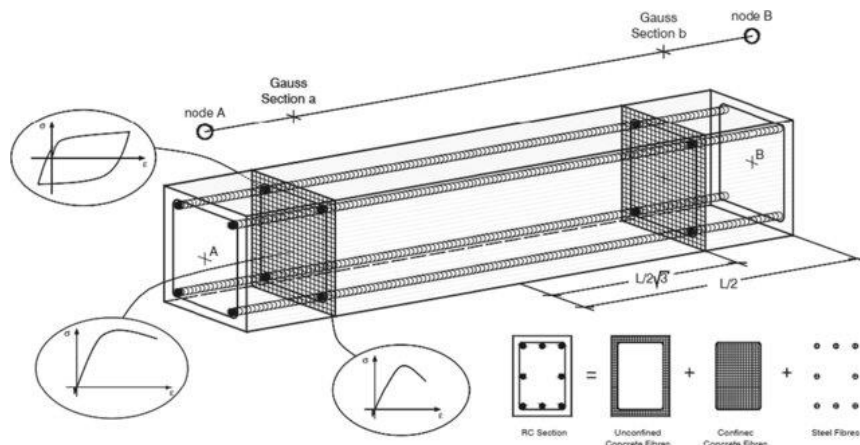


Figura 60: Elemento trave-colonna in fibra, discretizzazione della sezione tipica del calcestruzzo [37]

I supporti e le piastre di rinforzo sono stati modellati, invece, con un materiale elastico isotropo definito in OpenSees come *Elastic Isotropic Material* [38].

Tabella 12: Parametri meccanici modellazione piastre in acciaio

Parametri	Valore
E [MPa]	210000
ν	0.3

4.1.3 Condizioni di vincolo e di carico

Le condizioni di vincolo esterne sono tali da garantire uno schema isostatico. Nello schema statico 1, si posiziona una piastra di appoggio in prossimità della sella sana e un vincolo scorrevole in prossimità della sella danneggiata e rinforzata. Nel punto di mezzeria, invece, viene collocata una piastra di carico in acciaio, sulla quale viene applicato il carico incrementale. Nello schema statico 2, il vincolo scorrevole viene spostato e collocato in asse alla trave a sezione piena, mentre la piastra di carico viene spostata nella mezzeria della nuova luce libera. Nelle figure seguenti viene riportato lo schema di vincolo adottato rispettivamente per i due schemi statici.

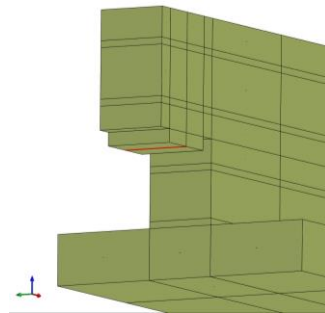


Figura 61: Modellazione vincolo cerniera/carrello

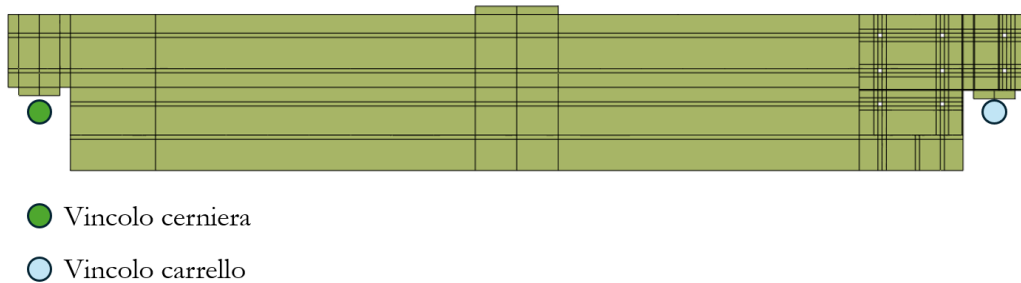


Figura 62: Modellazione schema statico trave, per schema di carico 1

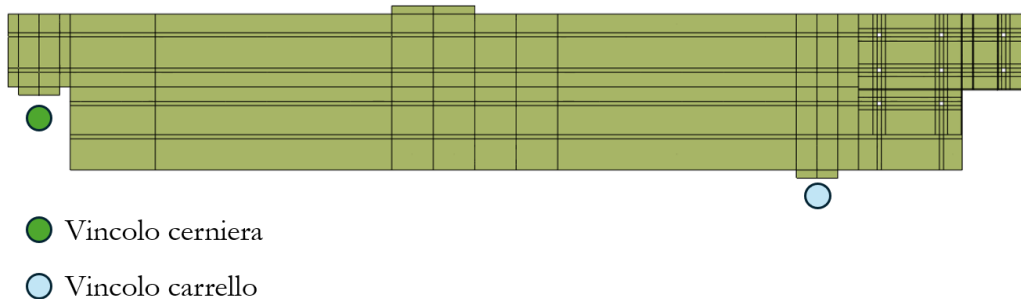


Figura 63: Modellazione schema statico trave, per schema di carico 2

Le barre modellate come elementi *beam* sono annegate nella matrice di calcestruzzo e sono da considerarsi perfettamente aderenti ad esso. Pertanto, si è modellato il vincolo tra le barre in acciaio e il calcestruzzo mediante un'interazione *node-to-element* di tipo *ASD Embedded Node Element* [35]. Il vincolo assegnato tra le barre e la matrice solida della trave consente di vincolare i nodi master (NRi) con i nodi slave (NC), ricreando la condizione di perfetta aderenza. Nel caso specifico il solido in calcestruzzo è l'elemento master mentre le barre di armatura sono selezionate come elementi slave [35]. Nella Figura 64 è presentata la geometria del vincolo *ASD Embedded Node Element* nel caso 3D.

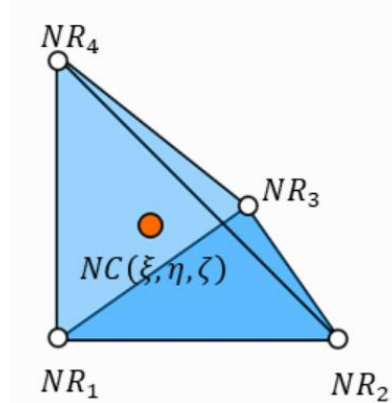


Figura 64: Geometria definita dai nodi master. Tetraedro per problemi in continuo 3D [39]

Di seguito si riportano le equazioni che governano il comportamento dell'elemento *ASD Embedded Node Element*. Per semplicità sono presentate le equazioni del caso 2D, tuttavia le equazioni per il problema 3D possono essere facilmente derivate [35].

$$\begin{aligned}
 UC_x &= \sum_{i=1}^3 N_i(\xi, \eta) UR_{x,i} \\
 UC_y &= \sum_{i=1}^3 N_i(\xi, \eta) UR_{y,i} \\
 \theta C_z &= \sum_{i=1}^3 \left(\frac{\partial N_i(\xi, \eta)}{\partial x} UR_{y,i} - \frac{\partial N_i(\xi, \eta)}{\partial y} UR_{x,i} \right) / 2
 \end{aligned}
 \tag{Eq. 17}$$

L'interazione si basa su un approccio Penalty il cui valore è settato in modo che sia sufficientemente alto da garantire, appunto, la perfetta aderenza. Si utilizza un valore di penalty (K) che sia tre o quattro ordini di grandezza maggiore rispetto al modulo elastico del materiale che costituisce l'elemento master ($K=3 \cdot 10^7$) [35]. In Figura 65 viene riportato il vincolo *ASD Embedded Node Element* tra le barre di armatura e la trave in calcestruzzo della trave.

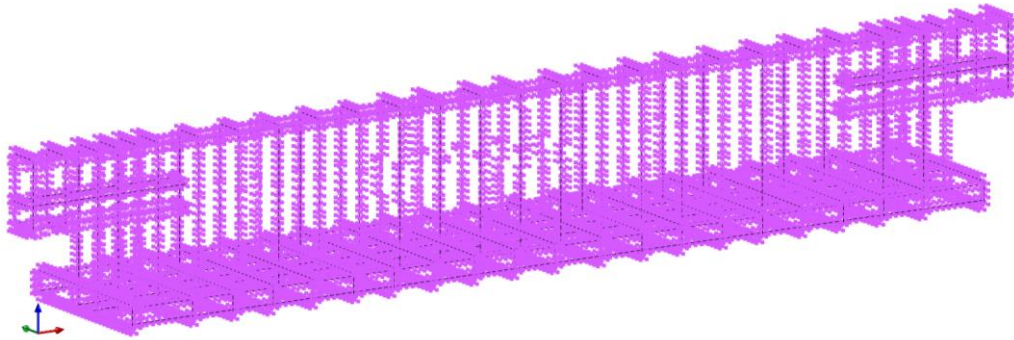


Figura 65: Interazione perfetta aderenza barre-calcestruzzo mediante utilizzo ASD Embedded Node Element

Le piastre di appoggio, la piastra di carico e le piastre del rinforzo sono invece modellate come elementi solidi in contatto con il corpo della trave. Il contatto tra le piastre in acciaio e il calcestruzzo della trave è realizzato con elementi uniassiali di tipo *Zero-Length Contact ASD Implex Element* [35]. Si tratta di un elemento di contatto a due nodi basato sul criterio di Mohr-Coulomb, che può essere utilizzato sia in problemi 2D che 3D. Questo contatto può utilizzare due schemi di integrazione:

- Backward-Euler standard;
- *IMPL-EX*.

Nella seguente modellazione è stata scelto lo schema di integrazione *IMPL-EX*, il quale permette sfruttare metodi misti di integrazione implicita ed esplicita, consentendo di superare eventuali problemi di convergenza in problemi fortemente non lineari [35].

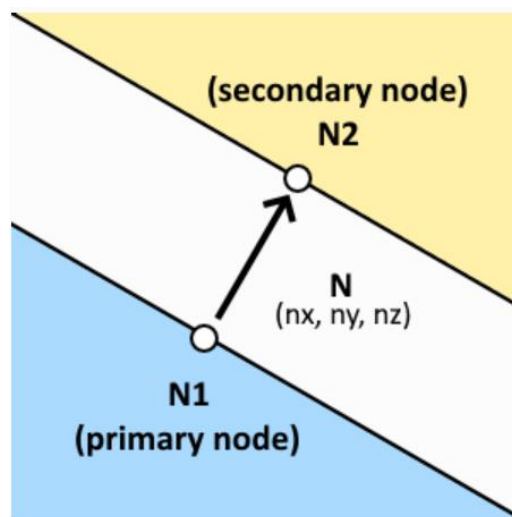


Figura 66: Rappresentazione schematica contatto Zero Length Contact ASD Implex Element [35]

Si tratta di un'interazione *node-to-element* a cui è assegnato un elemento *zero-length* e una proprietà attritiva basata su un approccio penalty [35]. Sono dunque definiti i seguenti parametri:

- K_n (penalty nella direzione normale);
- K_t (penalty nella direzione tangenziale);
- μ (coefficiente di attrito).

I valori adottati sono definiti nella Tabella 13.

Tabella 13: Parametri definiti per il contatto ASD Implex Element

Parametri	Valore
K_n [N/mm]	$1 \cdot 10^{10}$
K_t [N/mm]	$1 \cdot 10^8$
μ	0.5

Il primo stage di analisi è associato all'applicazione del carico di serraggio delle due piastre di rinforzo. Sono state applicate, dunque, delle tensioni distribuite sulla superficie dei dadi di ciascun bollone di serraggio. Nello specifico è stata applicata su ogni dado della piastra una pressione pari a 43 MPa.

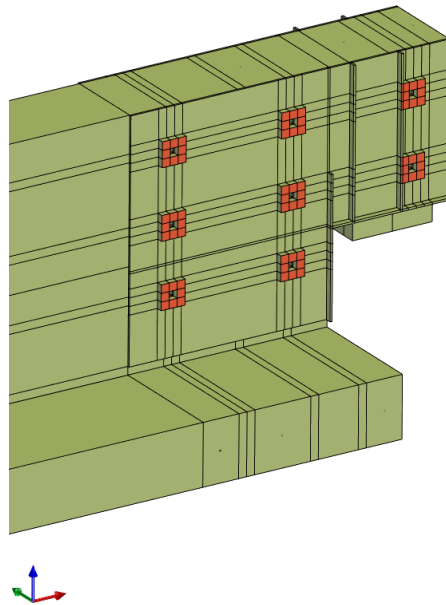


Figura 67: Area di applicazione pressione di serraggio

Il secondo stage di analisi è dovuto all'applicazione del peso proprio della trave. In Tabella 14 sono riportati i pesi specifici inseriti nel modello per il computo del peso proprio delle travi.

Tabella 14: Pesi specifici dei materiali del modello numerico

Materiale	Peso specifico [N/mm³]
Calcestruzzo armato	$2.5 \cdot 10^{-5}$
Acciaio piastre	$7.8 \cdot 10^{-5}$

Il terzo stage di analisi è dovuto all'applicazione del carico di prova attraverso un carico incrementale monotónico sulla superficie della piastra di carico. La prova è effettuata in controllo di spostamento, dove il punto di controllo è posto in mezzeria della trave.

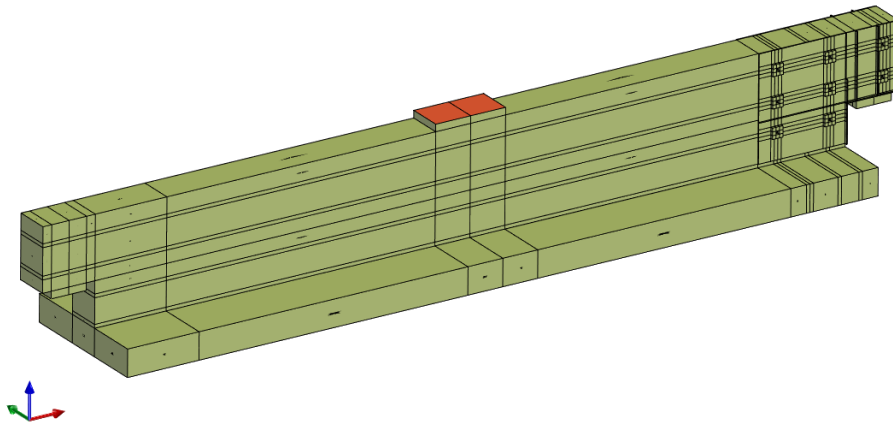


Figura 68: Applicazione del carico del martinetto idraulico

4.1.4 Architettura mesh

Avendo scelto elementi *Bbar brick* [33] per la modellazione degli elementi solidi, la discretizzazione del modello è stata effettuata adottando una mesh di tipo *Structured, Linear e Hexaedric*. La dimensione della mesh adottata è pari a 30 mm.

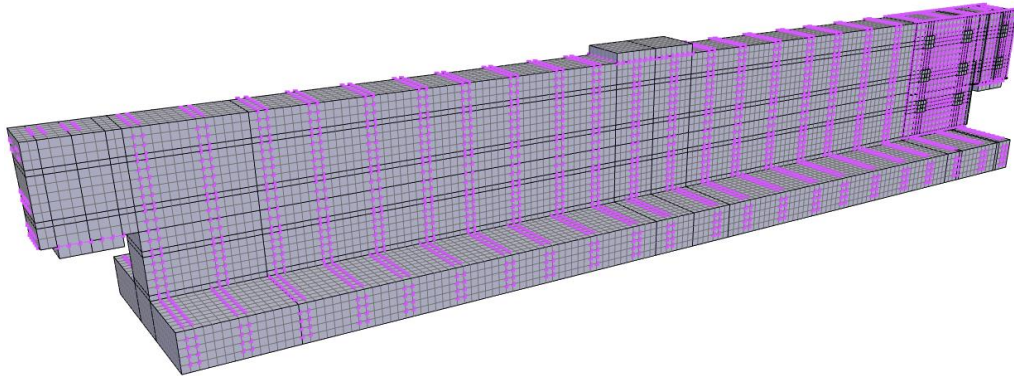


Figura 69: Architettura della mesh

Successivamente, la trave è stata divisa, mediante il comando *mesh partition*, in otto sotto-modelli, come mostrato in Figura 70. Questa divisione consente di effettuare analisi in parallelo con differenti processori e dunque abbattere l'onere computazionale della singola analisi. In Tabella 15: Esempio di numero nodi e numero elementi di ogni singola Tabella 15 sono riportati il numero di nodi e di elementi appartenenti ad ogni singola partizione. Si specifica che il numero degli elementi e dei nodi potrebbe variare in funzione della tipologia di trave modellata.

Tabella 15: Esempio di numero nodi e numero elementi di ogni singola partizione

ID partizione	Numero nodi	Numero Elementi
0	8498	12787
1	8445	12283
2	8115	14033
3	8901	23819
4	7959	13439
5	8138	11803
6	8507	12338
7	8269	13137

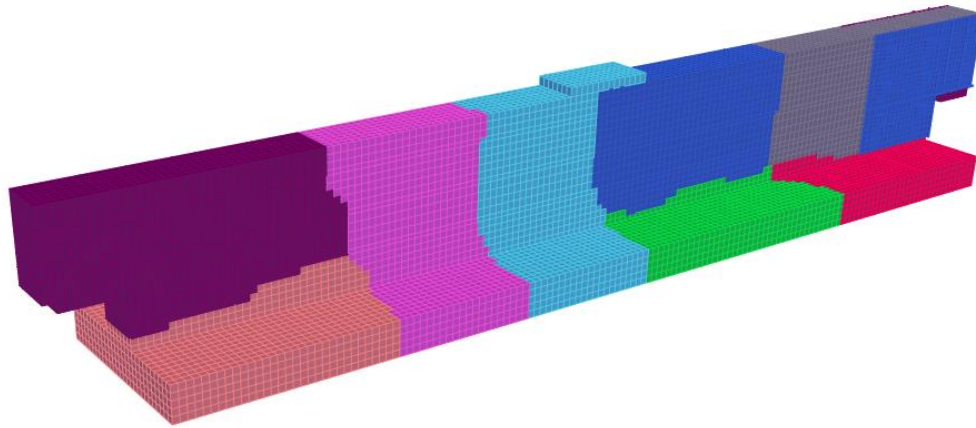


Figura 70: Esempio di partizione del modello FEM per analisi in parallelo

La scelta della grandezza della mesh deriva da un'analisi di sensibilità e da considerazioni di carattere computazionale. Difatti, la mesh di 30 mm ha permesso l'ottenimento di risultati confrontabili con quelli raggiunti con mesh di 25 mm. Utilizzando un processore di medie prestazioni, le analisi svolte con 25 mm richiedono delle tempistiche intorno alle 2-3 ore. Diversamente, la discretizzazione del modello con una mesh di dimensioni pari a 30 mm ha reso possibile condurre analisi in circa 1,5 ore.

4.1.5 Impostazioni di analisi

Una volta realizzato il modello come riportato nei paragrafi precedenti, sono state definite le impostazioni di analisi. Nello specifico viene settato il *MPCORRecorder*, all'interno del quale si stabiliscono gli output che verranno registrati e salvati alla fine di ogni singola analisi. Successivamente sono state scelte le impostazioni di settaggio dell'analisi, *Analysis Command*, le quali vengono riportate in modo sintetico nella Tabella 16 [35].

Tabella 16: Impostazioni di analisi [5], [6], [35]

Impostazioni di analisi	
AnalysisType	Static
Constraints	Penalty method
• <i>alphaS</i>	$1 \cdot 10^{12}$
• <i>alphaM</i>	$1 \cdot 10^{12}$
Numberer Type	Parallel Reverse Cuthill-McKee Numberer
System	Mumps
Algorithm	Krylov-Newton
Test	Norm Displacemnt Increment Test
• <i>tolleranza</i>	0.001
• <i>iterazioni</i>	50
Integrator	Parallel Displacement Control
Analyze	Adaptive Time Step

Dove:

- *AnalysisType*: determina la tipologia di analisi da eseguire, Static per analisi di tipo statico;
- *ConstraintHandler*: determina la modalità con cui le equazioni di vincolo sono applicate nell'analisi;
- *Numberer*: viene utilizzato per determinare il *DOF Numberer object*, il quale specifica come i gradi di libertà sono numerati. Un Reverse Cuthill-McKee Numberer usa lo schema inverso Cuthill-McKee, un algoritmo che permette di scambiare una matrice simmetrica in una matrice a banda più compatta e dunque più semplice da risolvere;

- *System*: si tratta di un'impostazione utilizzata per memorizzare e calcolare il sistema di equazioni nell'analisi. Viene utilizzata la modalità *Mumps* per accelerare la velocità di risoluzione sfruttando più processori logici;
- *Algorithm*: è il metodo utilizzato per la risoluzione di problemi non lineari;
- *Test*: è il test adottato per determinare la convergenza al termine di un processo di iterazione;
- *Integrator*: l'impostazione Parallel Displacement Control consente di avere il controllo di spostamento per un certo grado di libertà di un fissato nodo del modello. Nella fattispecie viene preso un nodo in mezzzeria della trave e su questo fissato il *Control Node*;
- *Analyze*: per la seguente impostazioni di analisi viene scelto l'Adaptive Time Step. Questo settaggio consente di modificare il singolo step temporale per permettere il raggiungimento della convergenza di analisi altamente non lineari [5], [6], [35].

4.2 Risultati e validazione

Nel seguente paragrafo vengono presentati i risultati ottenuti dalle prove numeriche effettuate sui provini appartenenti alla campagna sperimentale di Bertagnoli et al [2]. Si riportano le curve numeriche carico-spostamento della prova di carico a flessione su tre punti e i relativi output ottenuti mediante il software STKO. Nella fattispecie per ogni trave sono presentati i seguenti risultati:

- Danneggiamento a trazione (material damage d^+);
- Apertura delle fessure (crack width), riportate in mm;
- Tensioni nelle barre di armatura, riportate in N/mm^2 .

4.2.1 Trave A, schema statico 1

La curva numerica di carico-spostamento ottenuta per la trave A, testata nello schema statico 1, è riportata in Figura 71.

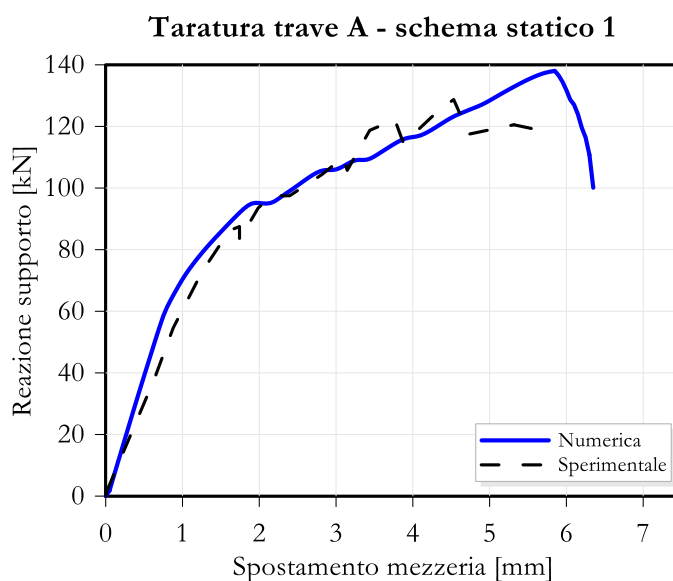


Figura 71: Curva numerica di carico-spostamento trave A, schema statico 1

La curva numerica ottenuta presenta una rigidezza paragonabile a quella sperimentale; tuttavia, in prossimità del punto di rottura il modello numerico presenta un leggero esubero di resistenza di circa 20 kN rispetto alla curva ottenuta nel test in laboratorio. Gli output numerici presentati di seguito fanno riferimento allo step relativo ad uno spostamento di 6 mm.

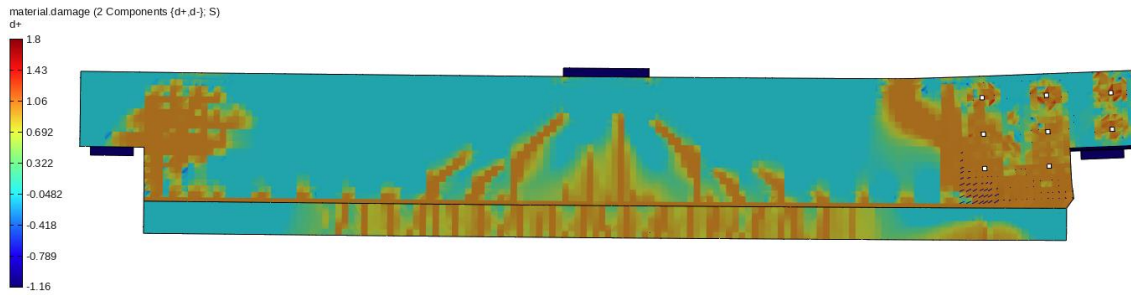


Figura 72: Danneggiamento a trazione (material damage- d^+), allo spostamento di 6 mm

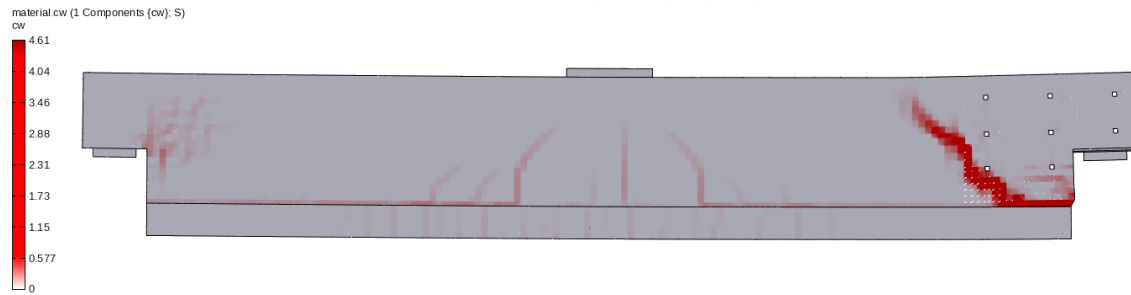


Figura 73: Apertura delle fessure in mm (crack width), allo spostamento di 6 mm

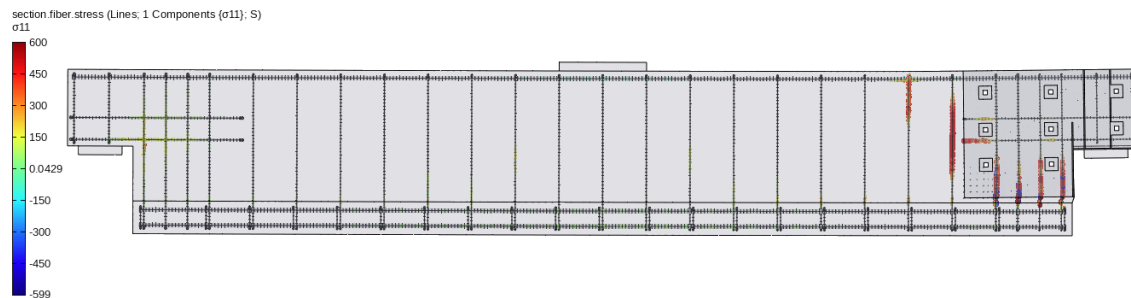


Figura 74: Tensioni nelle barre in N/mm^2 , allo spostamento di 6 mm

Si riporta per maggiore chiarezza in Figura 75 viene proposto il quadro fessurativo al termine della prova sperimentale.

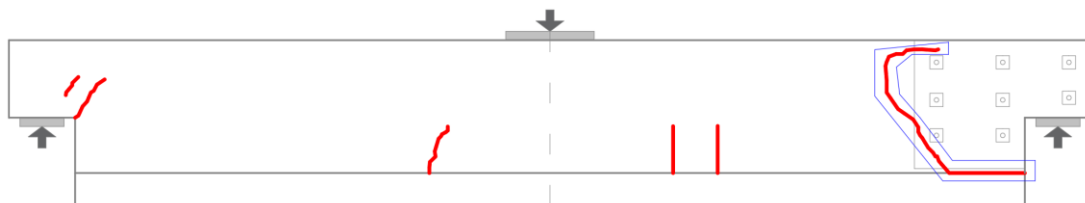


Figura 75: Quadro fessurativo sperimentale, trave A, schema statico 1, termine prova [2]

Dal punto di vista della propagazione delle fessure il modello numerico riproduce fedelmente il meccanismo a strappo dovuto al rinforzo sul lato della sella danneggiata. La presenza del

sistema di rinforzo e del relativo serraggio trasversale implica una concentrazione degli sforzi in prossimità del punto di attacco dell'anima con la soletta. Questo determina lo snervamento delle staffe che attraversano la sezione a T della trave sul lato corroso e la conseguente rottura. Contestualmente alla rottura delle staffe si può osservare la formazione della fessura nel calcestruzzo che si origina alla base del rinforzo e sale verso l'intradosso della soletta con un'inclinazione di circa 45° .

4.2.2 Trave A, schema statico 2

La curva numerica di carico-spostamento ottenuta per la trave A, testata nello schema statico 2, è riportata in Figura 76, in cui si evidenzia il ciclo di carico e scarico realizzato per simulare il test che la trave A ha subito nello schema statico 1, prima di essere portata a rottura nello schema statico 2. Il ciclo di carico e scarico è stato realizzato in modo tale da raggiungere il carico massimo applicato durante la prima fase della prova, ovvero 120 kN.

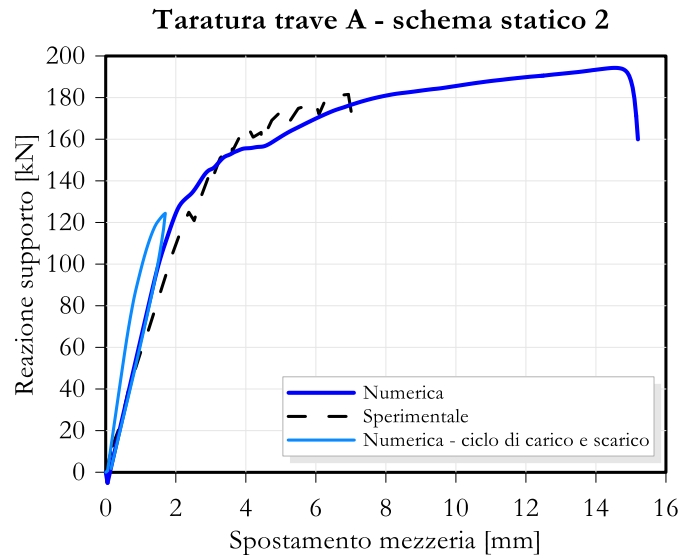


Figura 76: Curva numerica di carico-spostamento trave A, schema statico 2

La curva numerica ripercorre adeguatamente la curva sperimentale, tuttavia, la prova di laboratorio è stata interrotta quando si è raggiunto un plateau di resistenza e non al collasso della trave. Pertanto, portando avanti la prova numerica si è riscontrato che il collasso viene raggiunto ad uno spostamento di 15 mm, con un picco di resistenza di 195 kN. Nelle figure riportate di seguito sono presentati gli output della prova numerica allo spostamento di fine prova sperimentale (7 mm) [2].

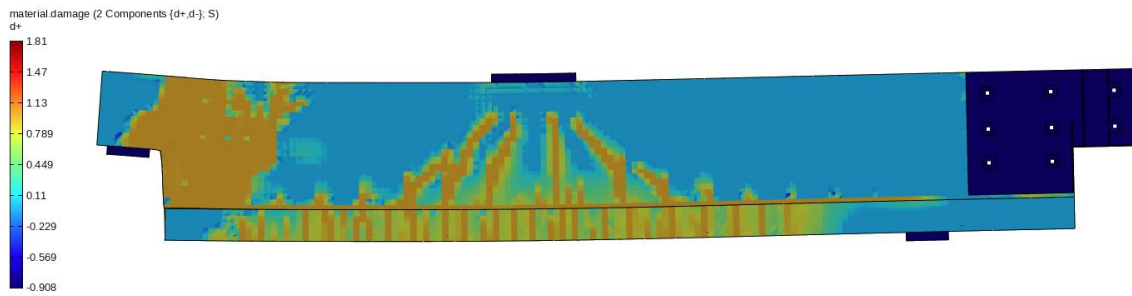


Figura 77: Danneggiamento a trazione (material damage- d^+), allo spostamento di 7 mm

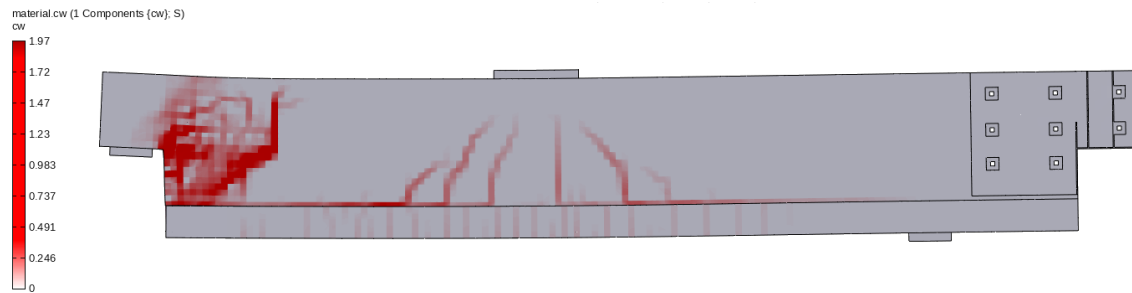


Figura 78: Apertura delle fessure in mm (crack width), allo spostamento di 7 mm

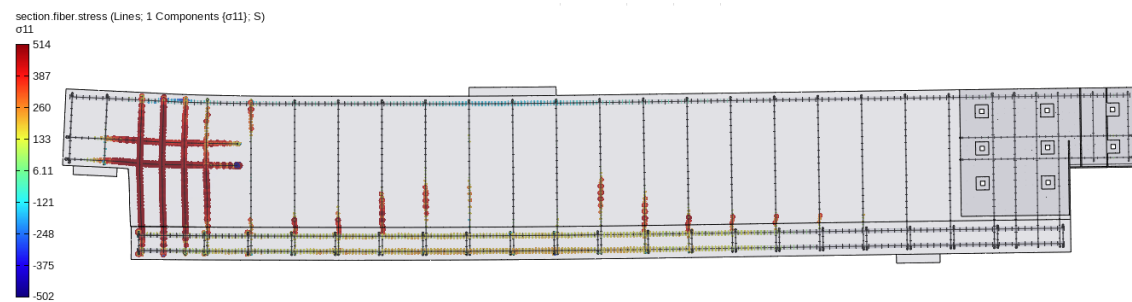


Figura 79: Tensioni nelle barre in N/mm^2 , allo spostamento di 7 mm

Di seguito, in Figura 80 viene riproposto il quadro fessurativo della trave A a fine prova sperimentale (schema statico 2).

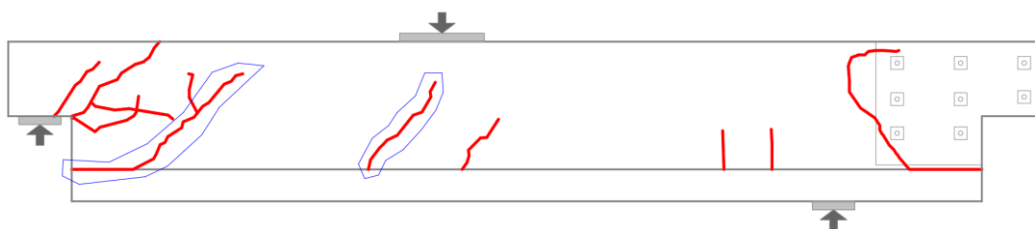


Figura 80: Quadro fessurativo sperimentale, trave A, schema statico 2, termine prova [2]

Confrontando i quadri fessurativi della prova sperimentale con quelli della prova numerica, emerge come il modello FEM sia stato in grado di cogliere le due fessure presenti in mezzeria e sul lato sano (lato sinistro in Figura 80). Inoltre, viene colto il parziale meccanismo di slittamento che si ha nell'estremità sana della trave, in prossimità della ripresa di getto. Nelle figure riportate di seguito sono presentati gli output della prova numerica relativi al termine della prova numerica (15 mm).

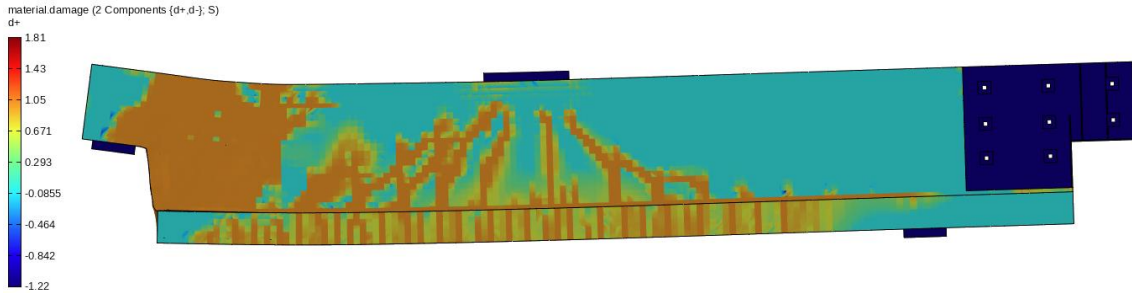


Figura 81: Danneggiamento a trazione (material damage- d^+), allo spostamento di 15 mm

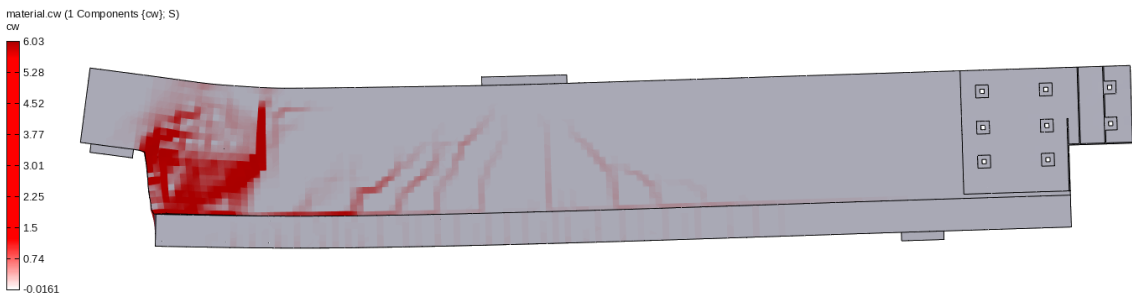


Figura 82: Apertura delle fessure in mm (crack width), allo spostamento di 15 mm

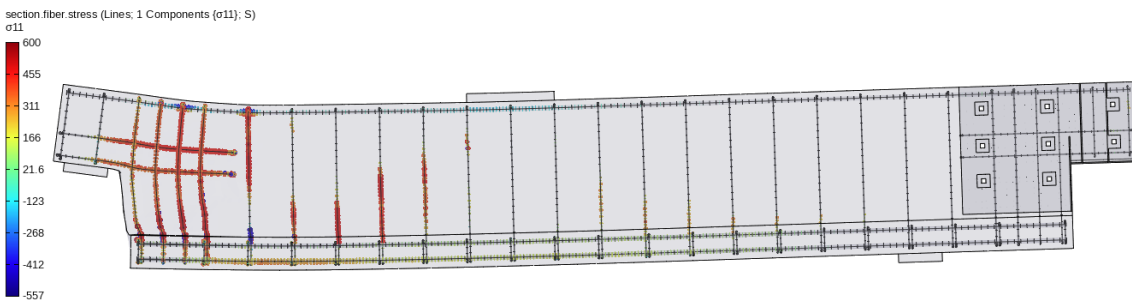


Figura 83: Tensioni nelle barre in N/mm^2 , allo spostamento di 15 mm

Al termine della prova numerica la fessura posta in prossimità del lato sano della trave diventa più marcata, con aperture di 6 mm. Inoltre, le staffe verticali poste in corrispondenza della suddetta fessura raggiungono la tensione di rottura.

4.2.3 Trave B, schema statico 1

La curva numerica di carico-spostamento ottenuta per la trave B, testata nello schema statico 1, è riportata in Figura 84.

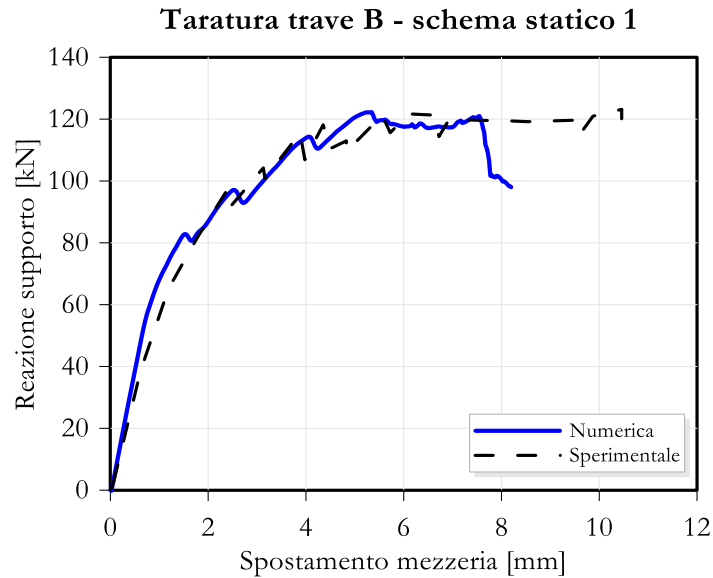


Figura 84: Curva numerica di carico-spostamento trave B, schema statico 2

La curva numerica ripercorre coerentemente il tratto elastico e il carico di collasso della trave, seppur raggiungendo un livello di duttilità inferiore rispetto a quello esibito durante la prova sperimentale. Ripercorrendo l'evoluzione del quadro fessurativo è stato possibile notare come il meccanismo innescato sperimentalmente si è ottenuto numericamente ad uno spostamento di 5 mm come riportato di seguito dagli output estratti dal software (danneggiamento a trazione, crack width e tensioni nelle barre di armatura).

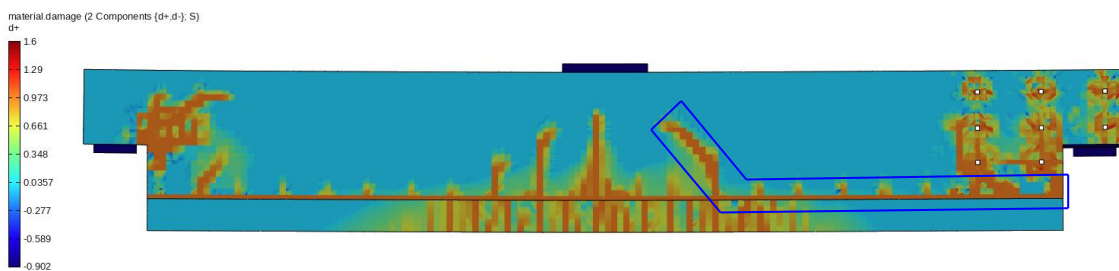


Figura 85: Danneggiamento a trazione (material damage- d^+), allo spostamento di 5 mm

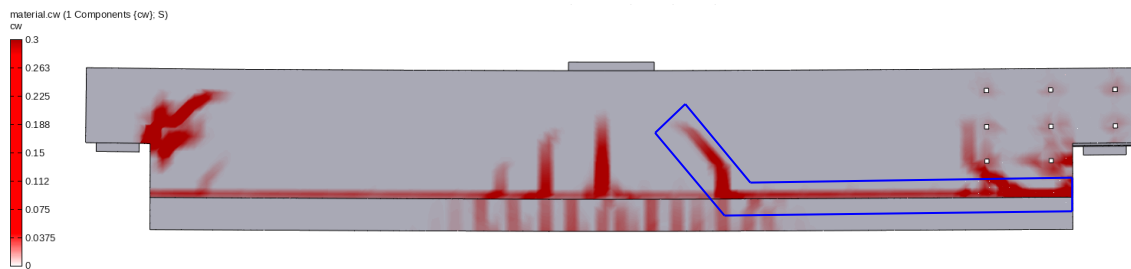


Figura 86: Apertura delle fessure in mm (crack width), allo spostamento di 5 mm.

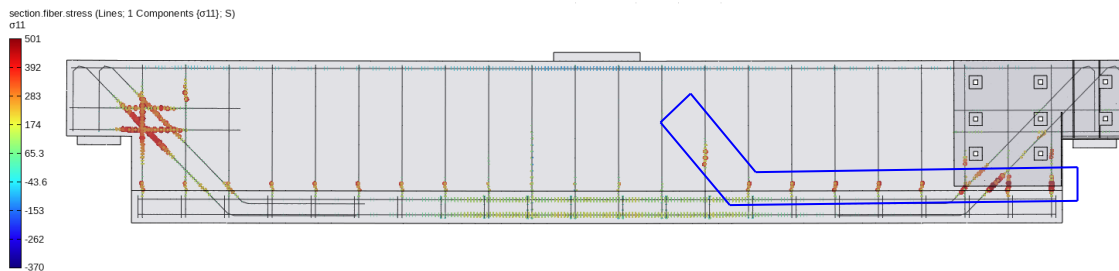


Figura 87: Tensioni nelle barre in N/mm^2 , allo spostamento di 5 mm.

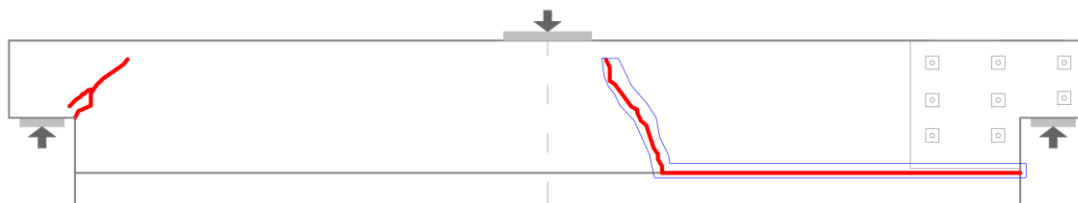


Figura 88: Quadro fessurativo sperimentale, trave B, schema statico 1, termine prova [2]

Al termine della prova numerica, tuttavia, il relativo quadro fessurativo non risulta completamente aderente a quello registrato al termine del test sperimentale. Il meccanismo di collasso che si configura nella trave B presenta il medesimo meccanismo a strappo occorso nella trave A sottoposta a test nello schema statico 1. Di seguito, vengono proposti i risultati del modello FEM, relativi allo step in cui si è presentato il collasso della trave.

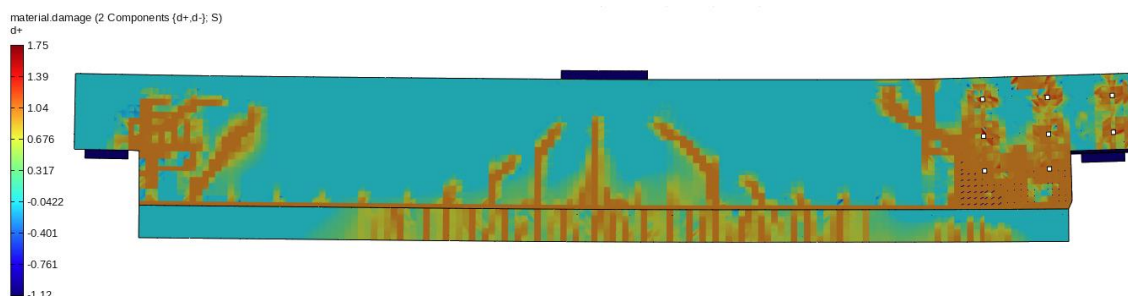


Figura 89: Danneggiamento a trazione (material damage- d^+), allo spostamento di 8 mm

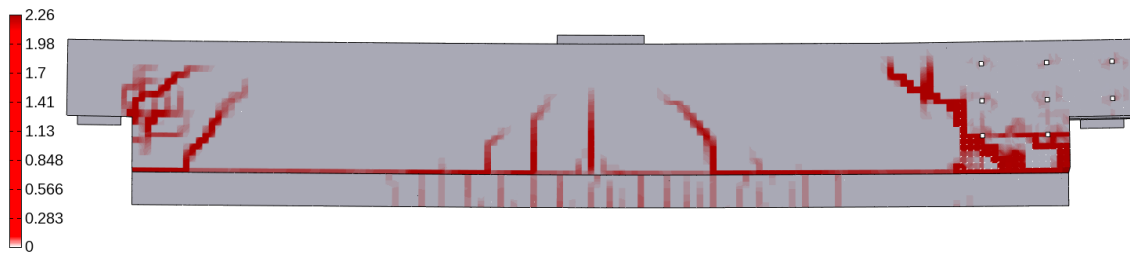


Figura 90: Apertura delle fessure in mm (crack width), allo spostamento di 8 mm

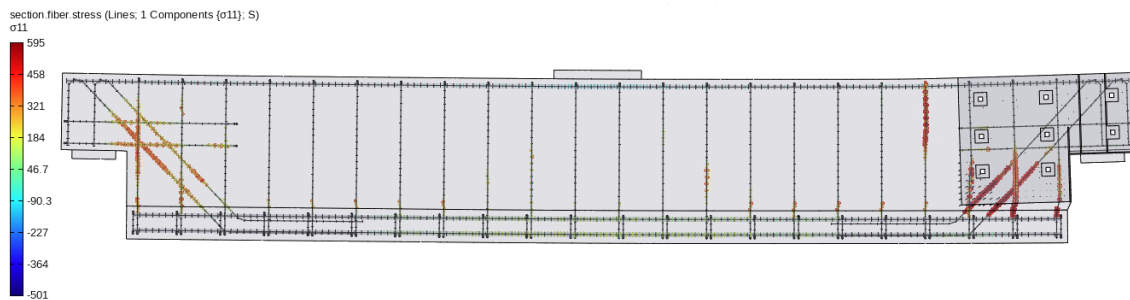


Figura 91: Tensioni nelle barre in N/mm^2 , allo spostamento di 8 mm

Globalmente, il risultato numerico ottenuto per la trave B non è negativo, avendo individuato la rigidezza e il carico ultimo del campione sperimentale. Tuttavia, la risposta globale risulta meno duttile e il quadro fessurativo al termine della prova numerica non riflette completamente quello sperimentale, data la formazione di una fessura lato sella rinforzata non presente a fine prova sperimentale. Questa discrepanza potrebbe essere attribuita ad una maggiore debolezza a livello della ripresa di getto, che potrebbe aver generato per questa trave un maggiore slittamento tra anima e soletta. Tale comportamento specifico potrebbe essere approfondito in uno sviluppo futuro, mediante l'introduzione di una maggiore dilatanza per il materiale interfaccia.

4.2.4 Riepilogo risultati

Nel seguente sotto-paragrafo sono brevemente ricapitolati i carichi di rottura ottenuti con la modellazione numerica. Inoltre, viene presentato un confronto dei carichi ottenuti con i modelli FEM con quelli della prova sperimentale.

Tabella 17: Confronto carichi di rottura prova numerica e prova sperimentale

Trave	Carico di rottura sperimentale [kN]	Carico di rottura numerico [kN]	Differenza percentuale rispetto al carico sperimentale [%]
Trave con armatura ortogonale schema statico 1	120	140	16
Trave con armatura ortogonale schema statico 2	180	180	0
Trave con armatura inclinata schema statico 1	120	120	0

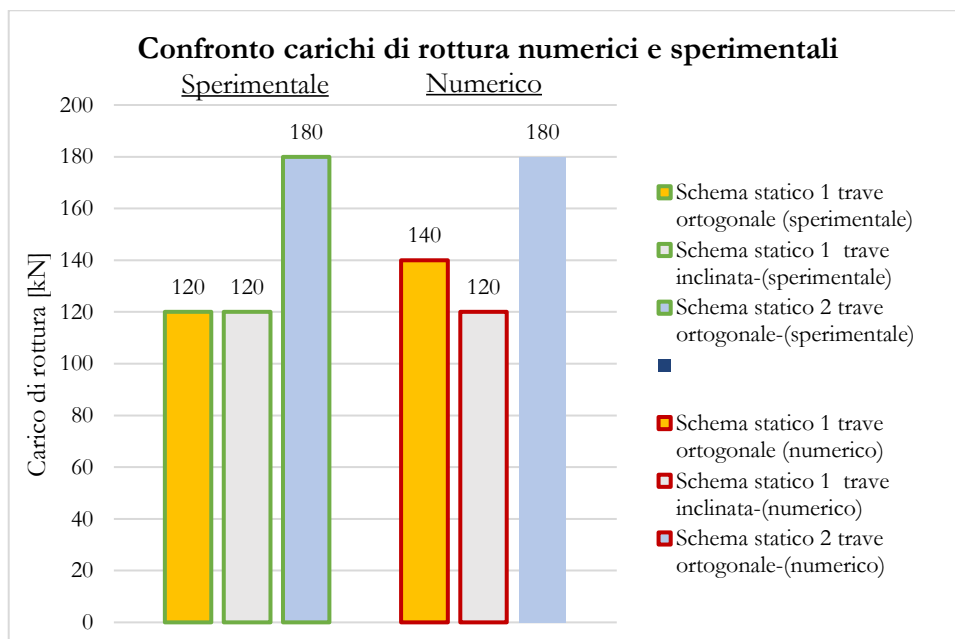


Figura 92. Confronto carichi di rottura prova numerica e prova sperimentale

5 Simulazione numeriche

Nel seguente capitolo verranno esposti i risultati numerici, ottenuti in STKO [5], e relativi a prove non condotte durante la campagna sperimentale di Bertagnoli et al. [2]. Le simulazioni numeriche presentate hanno lo scopo di approfondire la risposta strutturale delle singole selle e del rinforzo in acciaio. Le simulazioni proposte consentono di arricchire i risultati sperimentali con prove ulteriori non valutate in laboratorio. Nello specifico mirano a:

- Determinare la capacità portante delle selle analizzate durante la campagna sperimentale, sia nel caso di armature integre che in quello di armature corrose;
- Valutare l'incremento di resistenza della sella danneggiata mediante l'impiego del sistema di rinforzo in acciaio;
- Analizzare l'interferenza della ripresa di getto sulla formazione del meccanismo di rottura a strappo del rinforzo in acciaio;
- Valutare il comportamento strutturale delle selle a seguito dell'introduzione di armatura passante la ripresa di getto della trave.

Tutte le simulazioni numeriche condotte nel seguente capitolo sono state realizzate mediante una prova di carico a tre punti, utilizzando la configurazione di carico precedentemente definita nel paragrafo [3.2.4] come schema statico 2 (SS2).

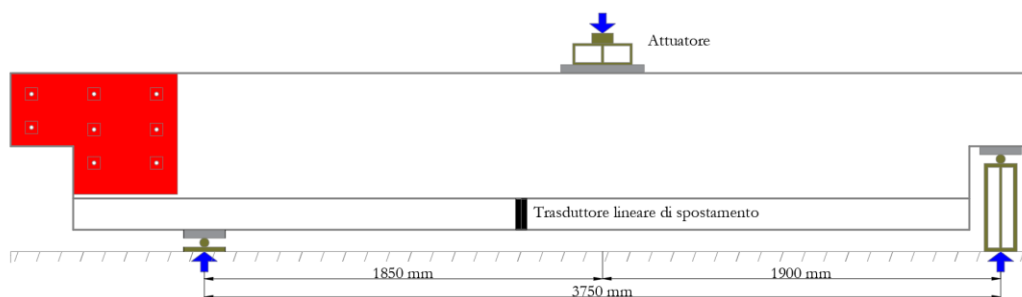


Figura 93: Schema statico 2 utilizzato nelle simulazioni numeriche

Si è adottato lo schema statico 2 in quanto consente di determinare la capacità portante di una singola sella. Diversamente, lo schema statico 1 non è stato utilizzato in quanto la trave si sarebbe trovata in una condizione di asimmetria, a causa della configurazione dei vincoli, e della geometria, non permettendo la valutazione della risposta strutturale della singola sella.

5.1 Confronto comportamento strutturale sella sana, sella corrosa e sella corrosa rinforzata, trave A

Nel seguente paragrafo vengono confrontati i comportamenti strutturali della trave A nelle seguenti configurazioni:

- Sella sana con armatura prevista dal calcolo S&T;
- Sella corrosa;
- Sella corrosa con inserimento del rinforzo in acciaio.

Le travi delle seguenti simulazioni presentano sono modellate allo stesso modo e con le caratteristiche meccaniche delle travi testate nella campagna sperimentale selezionata e descritte nel capitolo 4, relativo alla validazione dei modelli numerici. Le armature inserite nei modelli numerici presentano gli stessi diametri di quelli adottati nelle travi della campagna sperimentale di Bertagnoli et al. [2].

In Figura 94 sono riportate le curve numeriche di carico-spostamento, della trave A testata nello schema statico 2, nelle configurazioni sopraindicate.

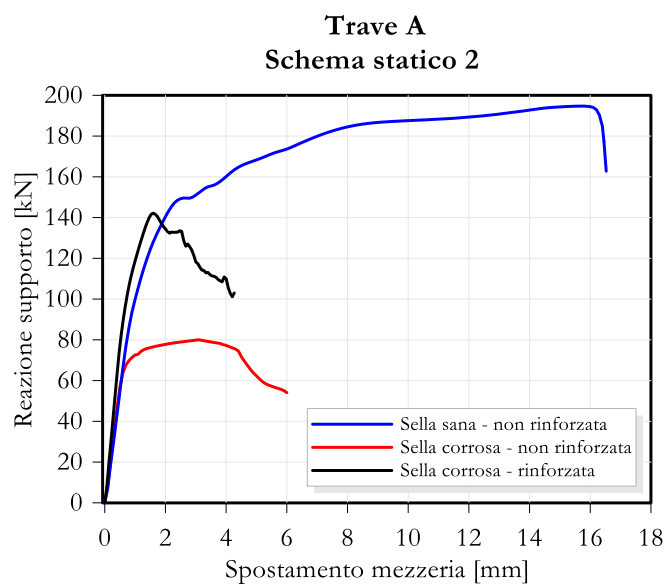
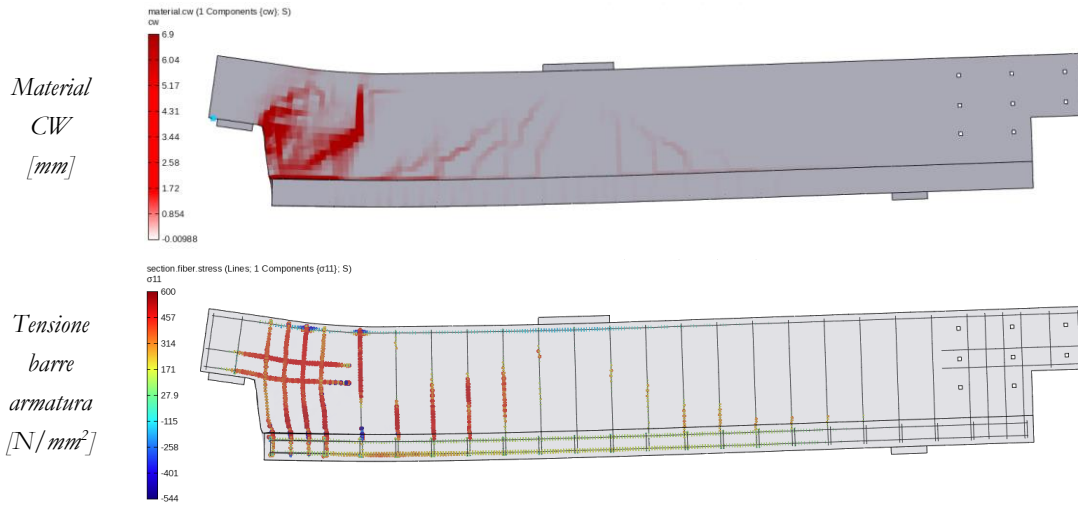


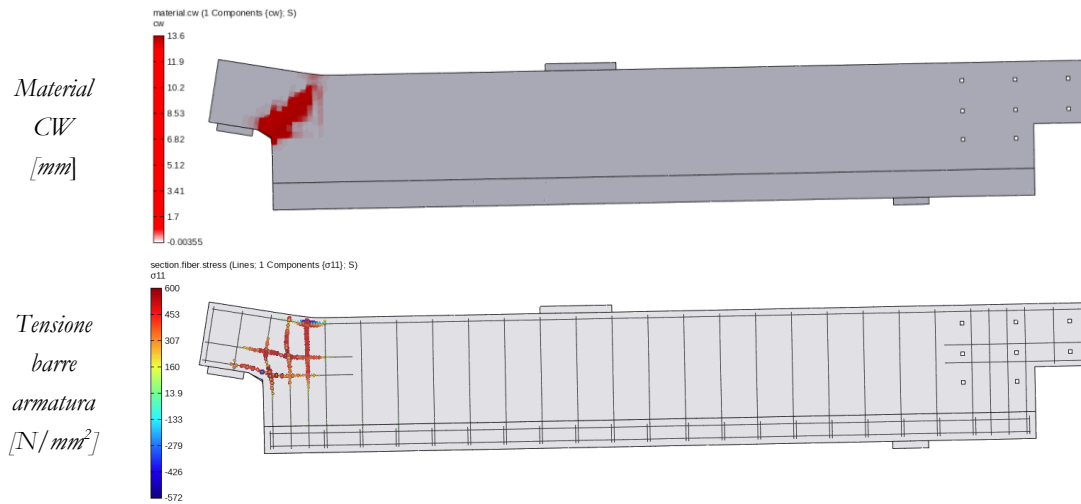
Figura 94: Curve carico-spostamento numeriche, trave A: sella sana, sella corrosa, sella corrosa rinforzata

Nella Figura 95 vengono presentati i risultati al termine delle analisi condotte.

Trave A – Sella sana



Trave A – Sella corrosa



Trave A – Sella corrosa rinforzata

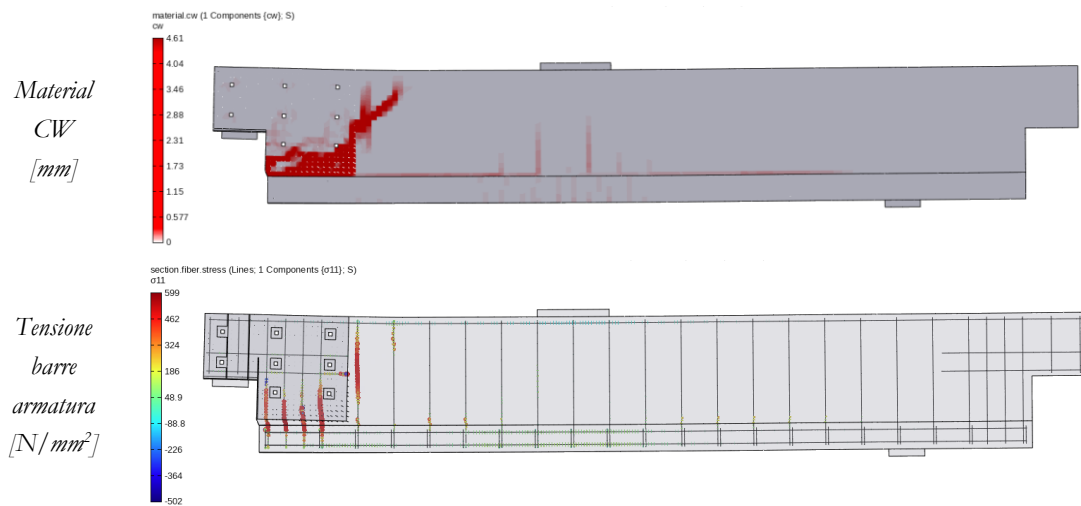


Figura 95: Risultati numerici trave A: apertura delle fessure in mm (crack width) e tensioni nelle barre in N/mm²

Di seguito, in Tabella 18 vengono confrontati i valori di carico di rottura della trave A valutati attraverso il modello numerico, il metodo S&T e le prove sperimentali.

Tabella 18: Confronto carichi di rottura, trave A: sella sana, sella corrosa, sella corrosa rinforzata

Prova	Carico di rottura [kN]			Differenza [%] modello numerico e S&T
	Prova sperimentale	Modello numerico	Calcolo S&T	
Sella sana	180	195	150	30%
Sella corrosa	-	80	65	23%
Sella corrosa rinforzata	120	140	-	-

Dai risultati esposti si può notare come il modello numerico stimi capacità portanti leggermente superiori per la sella sana e per la sella corrosa rispetto alle resistenze previste dal calcolo con lo S&T. Nello specifico, i carichi di rottura per la sella sana e per la sella corrosa valutati tramite i modelli numerici mostrano delle differenze, rispettivamente del 23% e del 30%, rispetto ai valori stimati con il metodo S&T. È fondamentale sottolineare che il sistema di rinforzo installato nella sella corrosa non è in grado di ripristinare interamente la capacità portante presente nella sella sana. Anche in questa circostanza, la rottura nella sella rinforzata si manifesta tramite il meccanismo a strappo, riportato in Figura 39 (paragrafo [3.3]).

Inoltre, si evidenzia che nella trave danneggiata non rinforzata il collasso è dovuto ad una fessura che si concentra in prossimità della risega della sella e non coinvolge l'anima della trave nella sua interezza.

5.2 Confronto comportamento strutturale sella sana, sella corrosa e sella corrosa rinforzata, trave B

Nel seguente paragrafo sono analizzati i comportamenti strutturali della trave B nelle seguenti configurazioni:

- Sella sana con armatura prevista dal metodo S&T;
- Sella corrosa;
- Sella corrosa con inserimento del rinforzo in acciaio.

Le travi delle seguenti simulazioni sono modellate allo stesso modo e con le caratteristiche meccaniche delle travi testate nella campagna sperimentale selezionata e descritte nel capitolo 4, dedicato alla validazione dei modelli numerici. Come già precisato per le simulazioni relative alla trave A (paragrafo [5.1]), anche in questo caso, i diametri delle barre corrose delle travi di tipologia B sono i medesimi di quelli inseriti nei campioni della campagna sperimentale di Bertagnoli et al. [2].

Nella Figura 96 sono presentate le curve numeriche di carico-spostamento della trave B, testata nello schema di carico 2, nelle configurazioni sopraindicate.

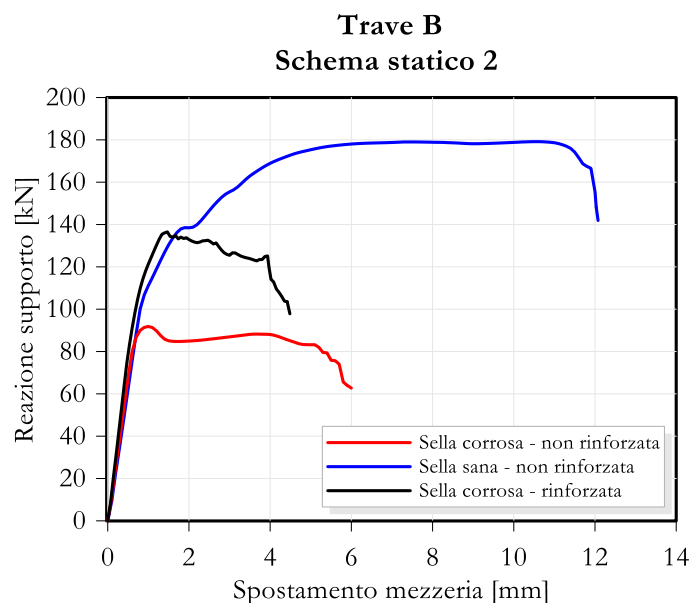
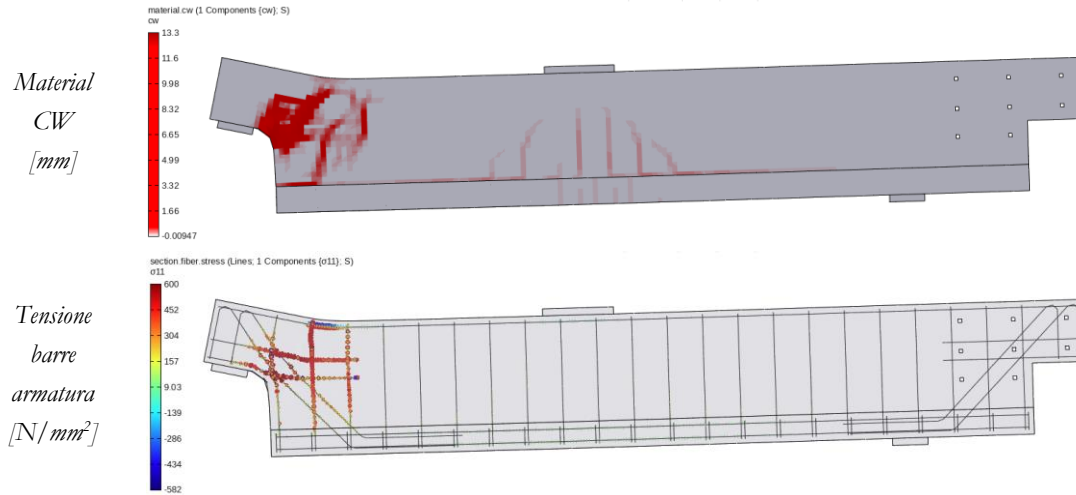


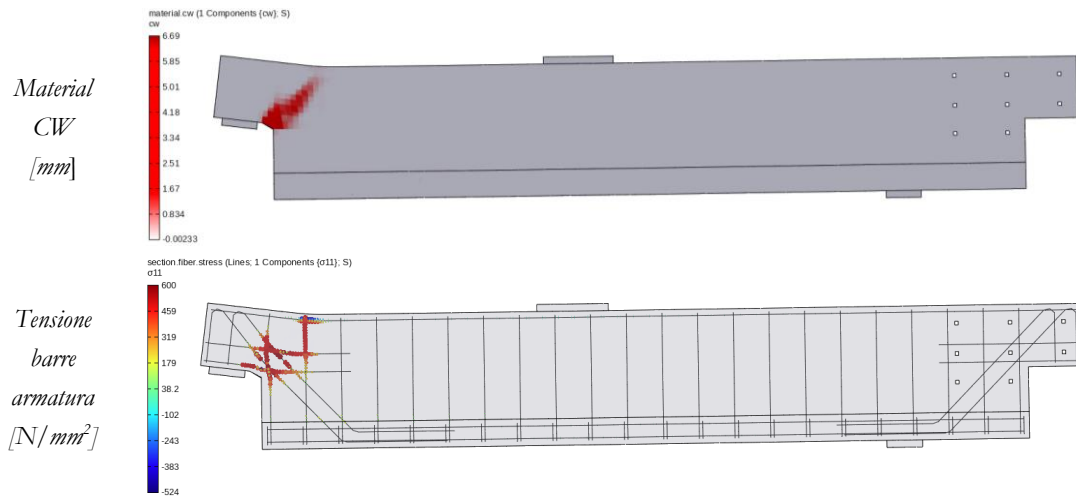
Figura 96: Curve carico-spostamento numeriche, trave B: sella sana, sella corrosa, sella corrosa rinforzata

Nella Figura 97 vengono presentati i risultati derivanti dalle analisi precedentemente citate. Si specifica che gli output riportati fanno riferimento agli step conclusivi delle analisi numeriche.

Trave B – Sella sana



Trave B – Sella corrosa



Trave B – Sella corrosa rinforzata

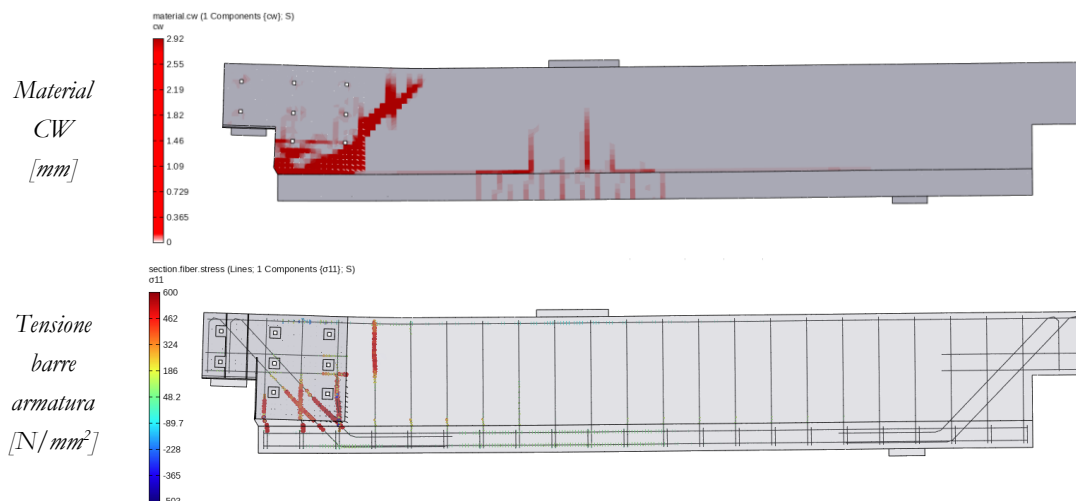


Figura 97: Risultati numerici trave B: apertura delle fessure in mm (crack width) e tensioni nelle barre in N/mm²

Di seguito, in Tabella 19, sono confrontati i valori di carico di rottura per la trave B valutati mediante il modello numerico, il metodo S&T e le prove sperimentali.

Tabella 19: Confronto carichi di rottura, trave B: sella sana, sella corrosa, sella corrosa rinforzata

Prova	Carico di rottura [kN]			Differenza [%] modello numerico e S&T
	Prova sperimentale	Modello numerico	Calcolo S&T	
Sella sana	-	180	160	12.5%
Sella corrosa	-	90	70	28%
Sella corrosa rinforzata	120	130	-	-

Analizzando i risultati precedenti si rileva che i modelli numerici individuano dei carichi di rottura per la sella sana e per la sella corrosa superiori alle resistenze previste dal calcolo con lo S&T. Sia nella sella corrosa che in quella sana si osserva una discrepanza di 20 kN tra i valori di carico ultimo valutati con il metodo S&T e quelli derivanti dalla modellazione numerica. In aggiunta, si nota come il sistema di rinforzo posizionato sulla sella corrosa non riesca a ripristinare la capacità di carico della sella sana, ma allo stesso tempo sia in grado di aumentarne il carico di rottura del 44%. La rottura che si manifesta nella trave rinforzata è riconducibile ad un meccanismo a strappo del blocco sella-rinforzo, presente anche nella trave di tipologia A (Figura 39, paragrafo [3.3]).

Le precedenti simulazioni numeriche, condotte sulle travi A e B, completano il quadro delle prove per la valutazione delle resistenze delle selle in assenza o in presenza di corrosione. Inoltre, le prove numeriche hanno evidenziato come il rinforzo in acciaio sia in grado di aumentare la capacità portante della sella corrosa. Tuttavia, il sistema di rinforzo non riesce a ripristinare completamente i carichi di rottura delle selle in condizioni sane, causando collassi più fragili e impedendo lo sfruttamento completo delle riserve di resistenza della trave.

5.3 Comportamento strutturale selle con ancoraggio barre longitudinali

In questa sezione saranno descritte e analizzate le prove condotte sulle travi Gerber, nelle quali è stato eseguito l'ancoraggio delle barre longitudinali della soletta all'interno dell'anima per valutarne l'effetto. Il piego delle barre ha una lunghezza di 30 cm. Nella Figura 98 sono presenti delle immagini esplicative dell'ancoraggio delle barre longitudinali effettuato nei modelli numerici.

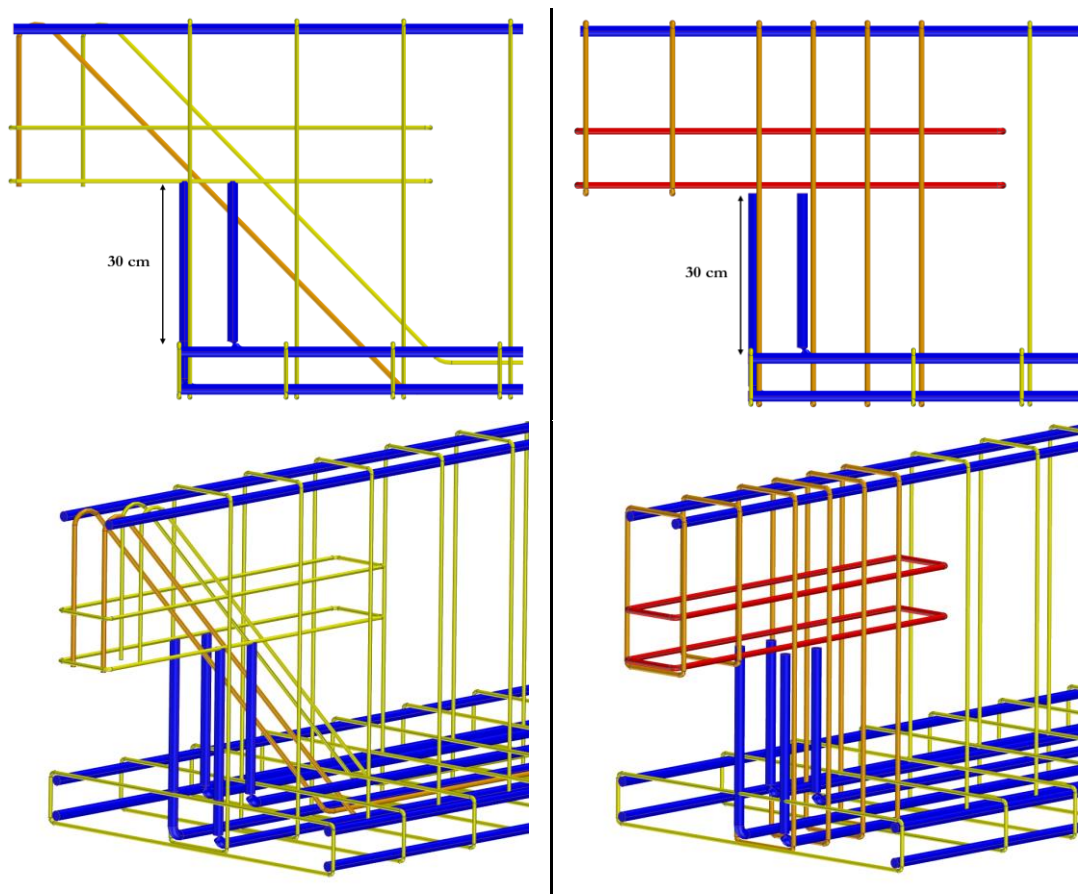


Figura 98: Dettaglio piego armature: trave B (sx) e trave A (dx)

Il piego è stato effettuato per valutare se il meccanismo a rottura della sella corrosa rinforzata sia esclusivamente dovuto alla conformazione del sistema di rinforzo. L'introduzione di un'interfaccia scadente nei modelli numerici consente la localizzazione della plasticizzazione delle staffe in corrispondenza della ripresa di getto come accaduto al in laboratorio.

Nelle figure successive sono presentati i risultati della trave A, sottoposta a test di carico nello schema statico 2, nelle seguenti configurazioni:

- Sella sana con armatura prevista dal calcolo S&T, con piego delle barre longitudinali;
- Sella corrosa, con piego delle barre longitudinali;

- Sella corrosa-rinforzata, con piego delle barre longitudinali.

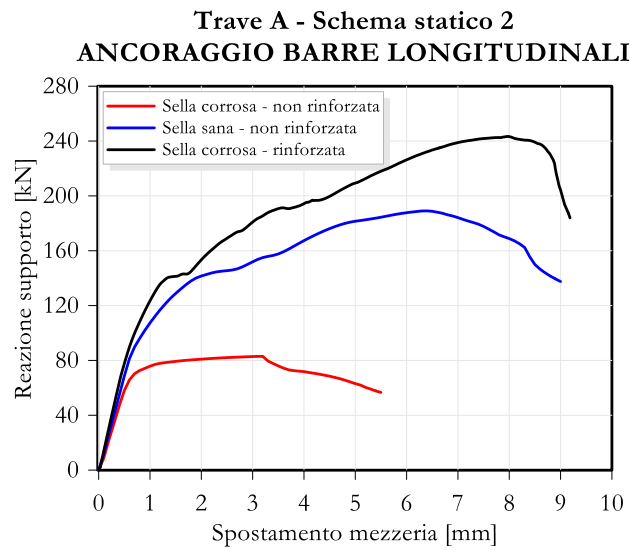
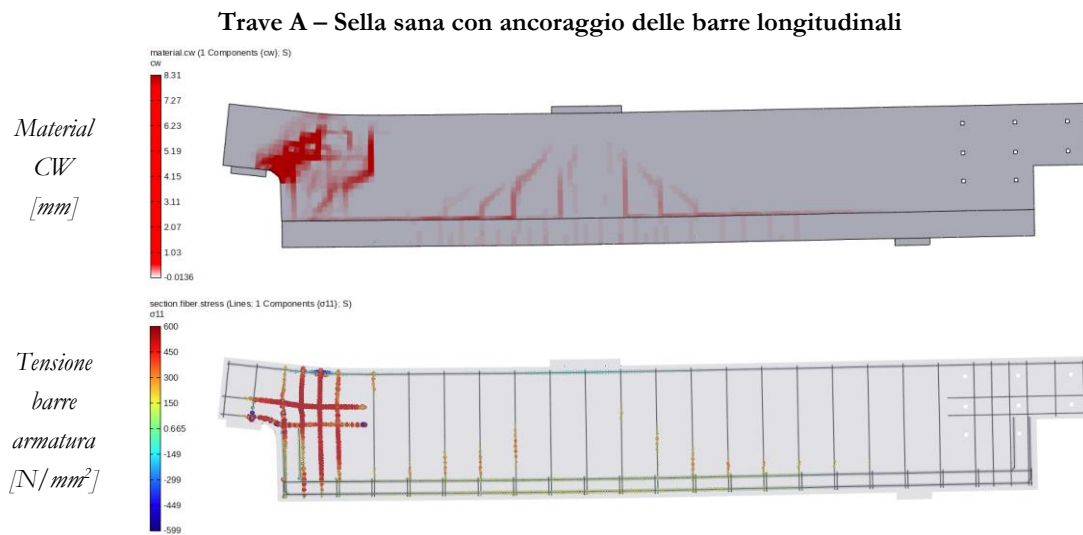
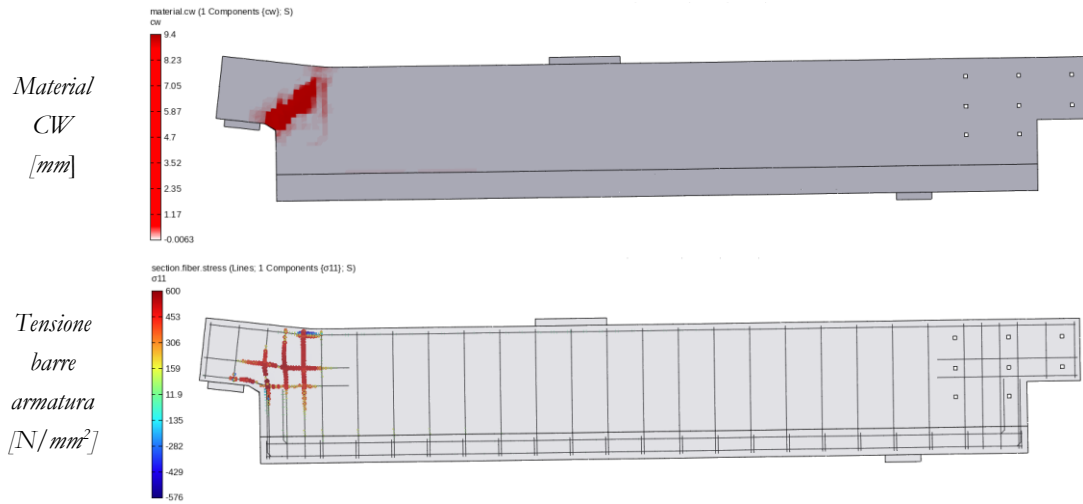


Figura 99: Curve carico-spostamento numeriche, trave A con ancoraggio barre longitudinali: sella sana, sella corrosa, sella corrosa rinforzata

In Figura 100 sono sintetizzati i risultati ottenuti per la trave con layout di armatura ortogonale (trave A). Gli output forniti nel seguito riguardano l'ultima fase delle simulazioni numeriche, durante la quale le travi hanno superato il punto di rottura.



Trave A – Sella corrosa con ancoraggio delle barre longitudinali



Trave A - Sella corrosa rinforzata con ancoraggio delle barre longitudinali

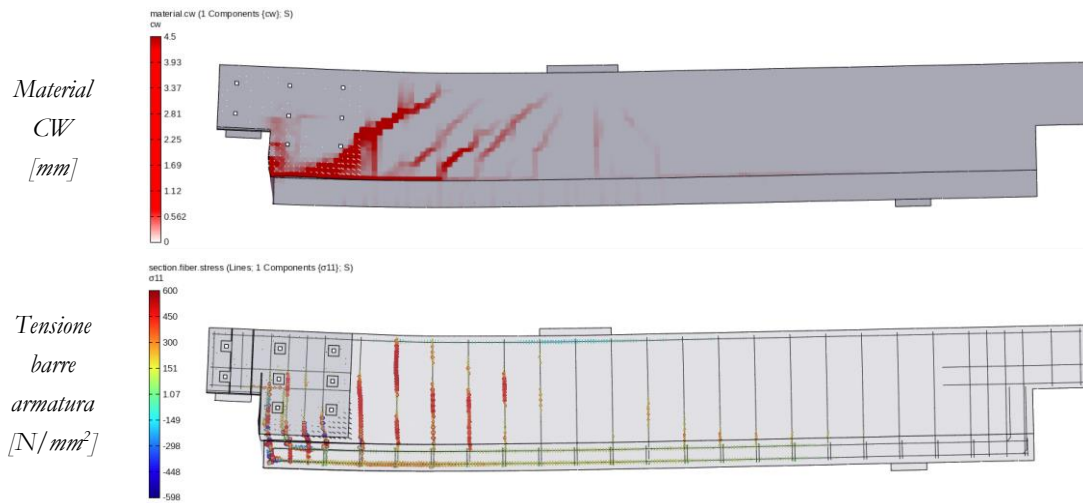


Figura 100: Risultati numerici trave A, con ancoraggio delle barre longitudinali: apertura delle fessure in mm (crack width) e tensioni nelle barre in N/mm²

Di seguito, in Figura 101, è presentato il confronto tra le curve carico-spostamento delle travi A con e senza l'inserimento dell'ancoraggio delle barre longitudinali della soletta.

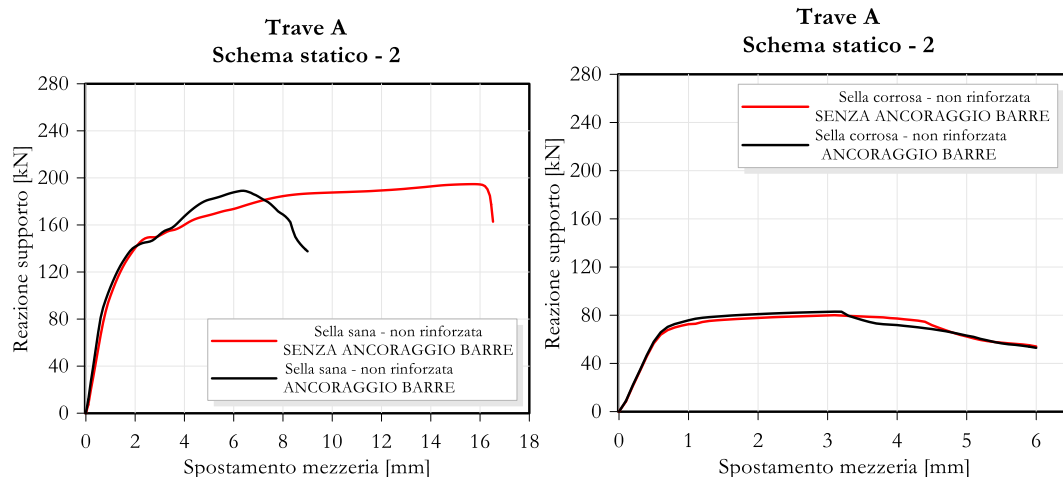


Figura 101: Confronto curve carico-spostamento numeriche trave A in assenza o presenza ancoraggio barre longitudinali: sella sana non rinforzata e sella corrosa non rinforzata

Per quanto riguarda la sella con armatura corrosa, l'inserimento dell'ancoraggio delle barre longitudinali della soletta non comporta cambiamenti significativi né nella curva di carico-spostamento né nel quadro fessurativo. Difatti, l'ancoraggio delle barre della soletta, fermandosi prima della risega della sella, non influenza il meccanismo di rottura della trave presente nelle selle corrose.

Diversamente, la trave con armatura sana mostra un comportamento differente in base alla presenza del piego delle barre longitudinali. Nel caso in cui non venga inserito il piego delle barre longitudinali della soletta, la sella presenta una maggiore duttilità rispetto al caso in cui il piego è stato effettuato. Tale risultato potrebbe essere spiegato considerando che il piego delle barre consente di allontanare la fessura dalla zona di interfaccia concentrando gli sforzi, e dunque il danneggiamento, nella zona della risega, causando lo snervamento delle barre presenti in tale area. Pertanto, il piego comporta una duttilità ridotta della trave.

Nel grafico in Figura 102 viene proposto il confronto delle curve di carico-spostamento per la sella corrosa rinforzata di tipo A, in assenza e in presenza dell'ancoraggio delle barre longitudinali, ottenute in seguito a un test di carico nello schema statico 2.

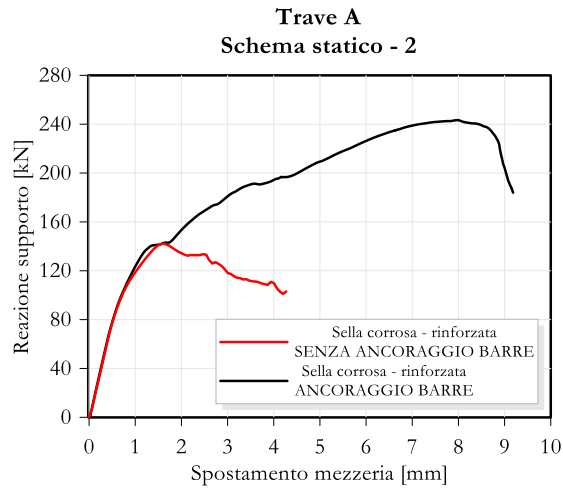
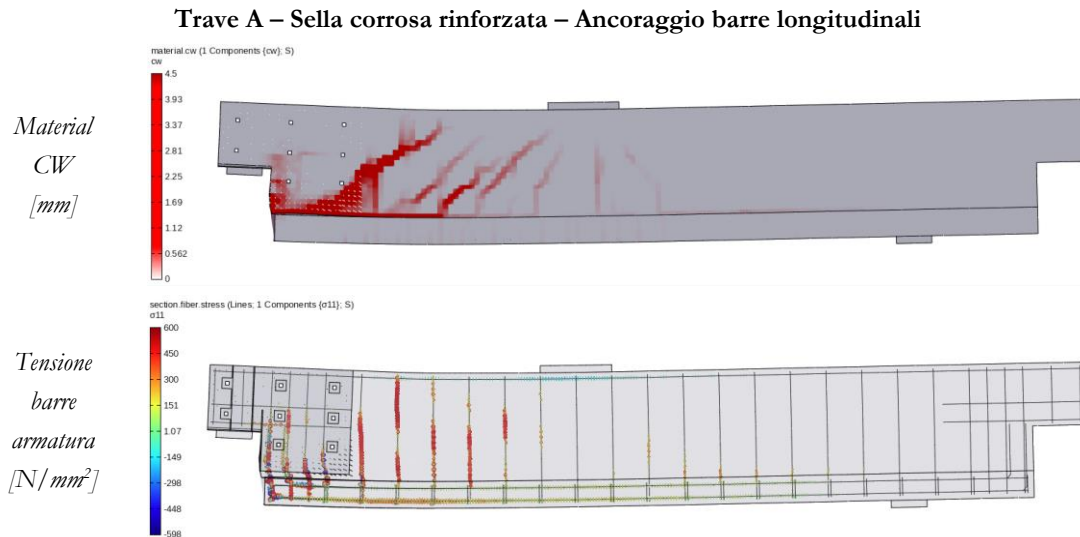


Figura 102: Confronto curve carico-spostamento numeriche trave A in assenza o presenza ancoraggio barre longitudinali: sella corrosa rinforzata

Dal grafico soprastante si evince che il piego delle barre longitudinali nella sella corrosa-rinforzata di tipo A conduce a una resistenza e a uno spostamento a rottura maggiori rispetto a quelli ottenuti nella stessa sella senza piego, testata sperimentalmente. Tale risposta strutturale può essere spiegata considerando che l'armatura aggiuntiva in prossimità della ripresa di getto ritarda notevolmente il meccanismo a strappo del rinforzo.

Di seguito, in Figura 103, viene proposto un confronto tra i quadri fessurativi delle travi di tipologia A con l'applicazione del rinforzo sulla sella danneggiata, in assenza o in presenza di ancoraggio delle barre longitudinali della soletta.



Trave A – Sella corrosa rinforzata – Senza ancoraggio delle barre longitudinali

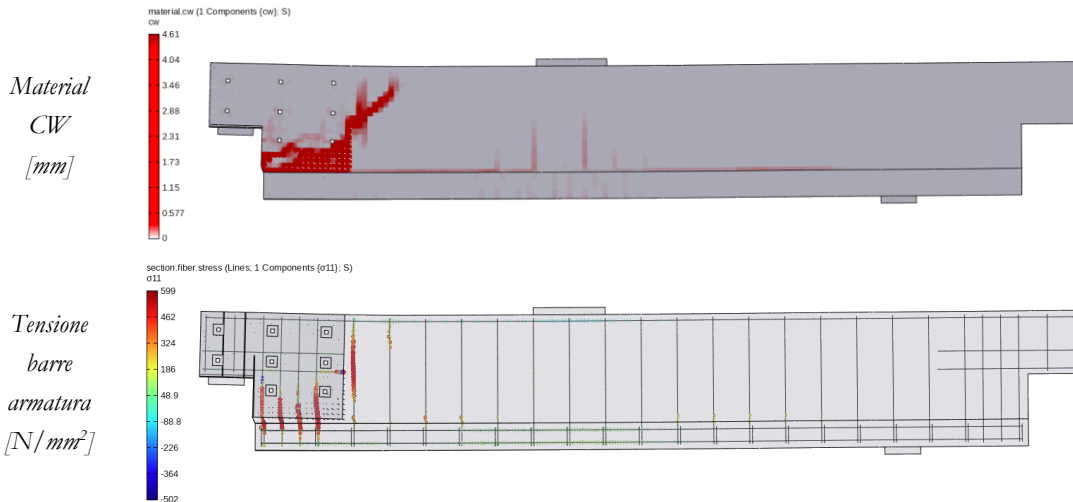


Figura 103: Confronto risultati numerici, trave A corrosa rinforzata in assenza o presenza di ancoraggio barre longitudinali: apertura delle fessure in mm (crack width), tensioni nelle barre in N/mm^2

Analogamente a quanto esposto per la trave A si riportano di seguito i risultati ottenuti per la trave di tipologia B.

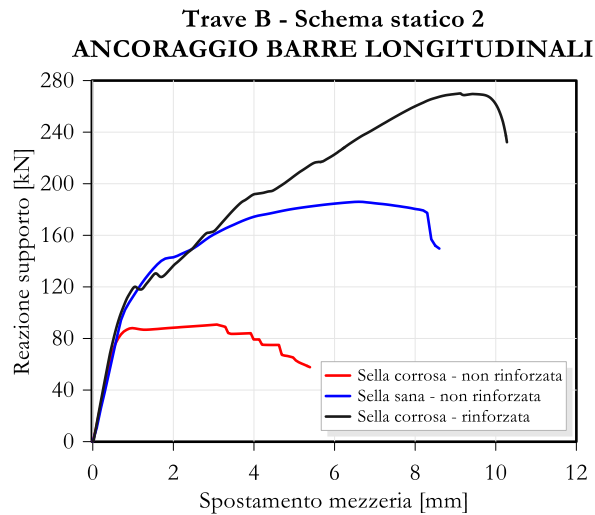
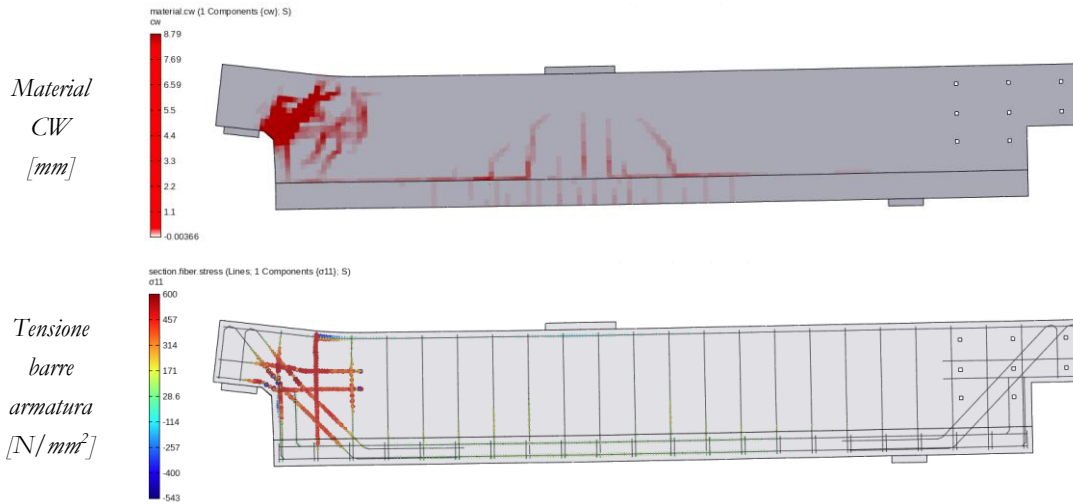
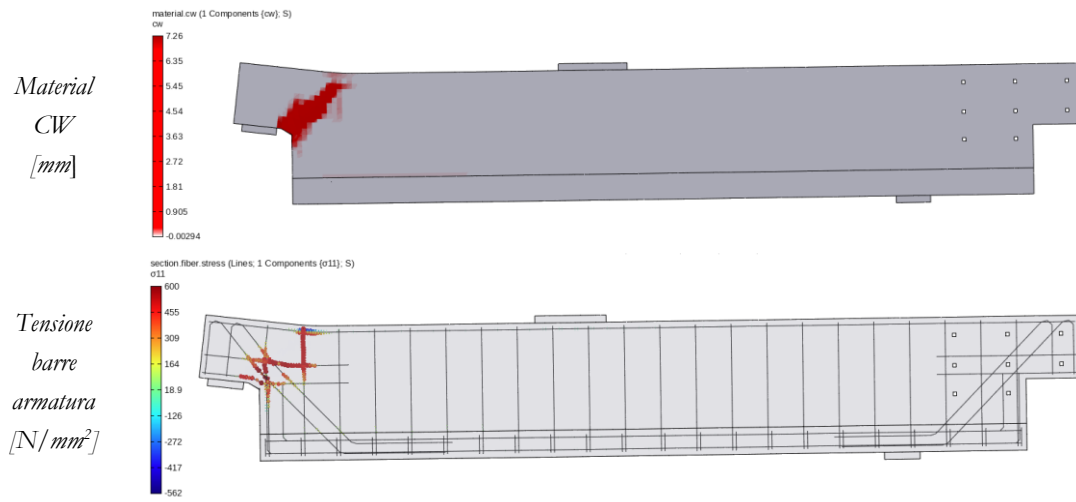


Figura 104: Curve carico spostamento numeriche, trave B con ancoraggio barre longitudinali: sella sana, sella corrosa, sella corrosa rinforzata

Trave B – Sella sana con ancoraggio delle barre longitudinali



Trave B – Sella corrosa con ancoraggio delle barre longitudinali



Trave B - Sella corrosa rinforzata con ancoraggio delle barre longitudinali

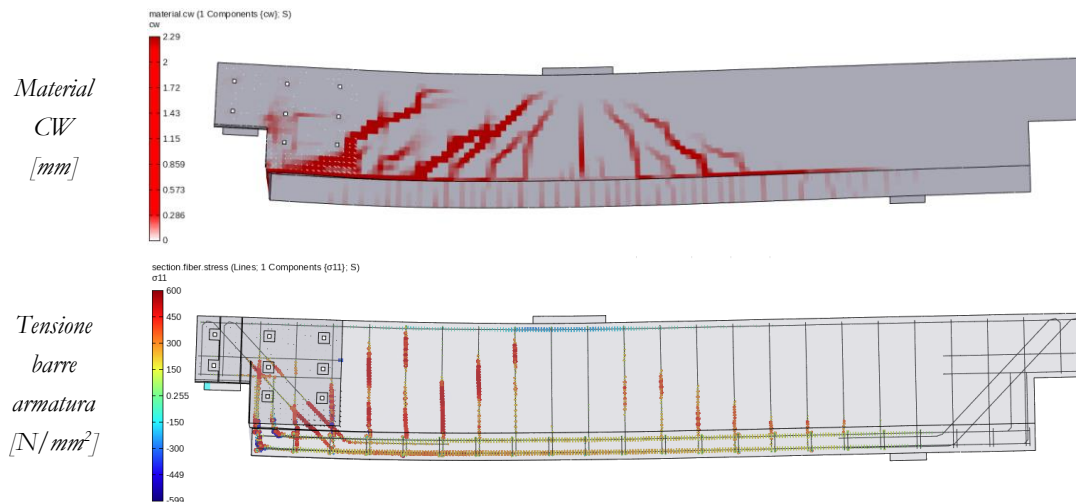


Figura 105: Risultati numerici trave B, con ancoraggio delle barre longitudinali: apertura delle fessure in mm (crack width) e tensioni nelle barre in N/mm²

Nei grafici in Figura 106 sono comparate le curve carico-spostamento delle travi sane e corrose della trave B, sia in presenza che in assenza del piego delle barre longitudinali.

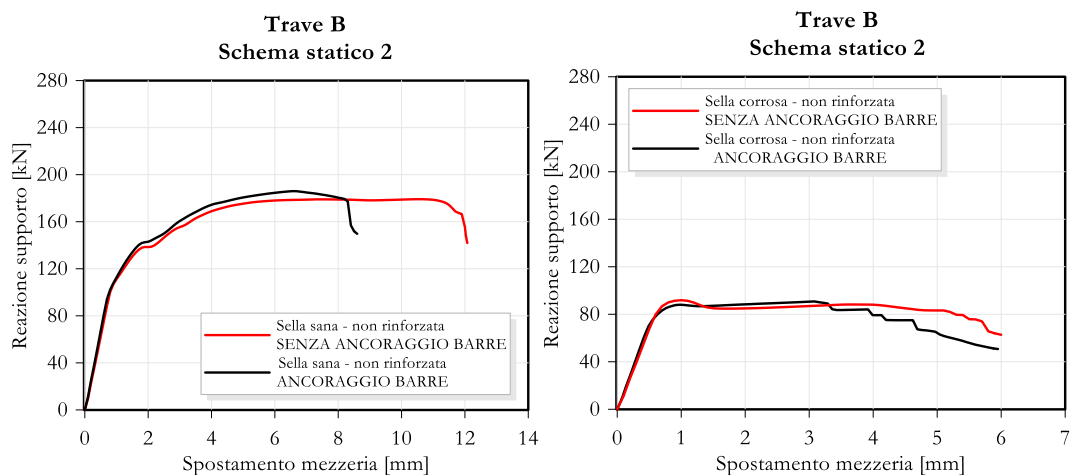


Figura 106: Confronto curve carico-spostamento trave B in assenza o presenza ancoraggio barre longitudinali: sella sana non rinforzata e sella corrosa non rinforzata

Analogamente alla trave di tipologia A, nella configurazione di tipo B con armatura corrosa, l'inserimento dell'ancoraggio non comporta cambiamenti significativi né nella curva di carico-spostamento né nel quadro fessurativo. Anche in questo caso, la trave con armatura sana presenta un comportamento diverso in presenza o meno dell'ancoraggio delle barre longitudinali nell'anima. In particolare, la sella sana manifesta una maggiore duttilità in assenza del piego delle barre longitudinali.

In Figura 107 è presentato un confronto tra le curve carico-spostamento della sella corrosa-rinforzata per la trave di tipologia B, in presenza o in assenza dell'ancoraggio delle barre longitudinali.

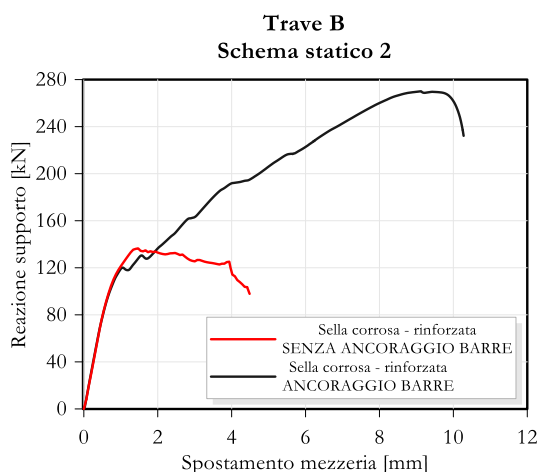


Figura 107: Confronto curve carico-spostamento numeriche, trave A in assenza o presenza ancoraggio barre longitudinali: sella corrosa rinforzata

Di seguito, in Figura 108, viene proposto un confronto tra i quadri fessurativi delle selle corrose-rinforzate di tipologia B, in assenza o in presenza dell'ancoraggio delle barre longitudinali della soletta.

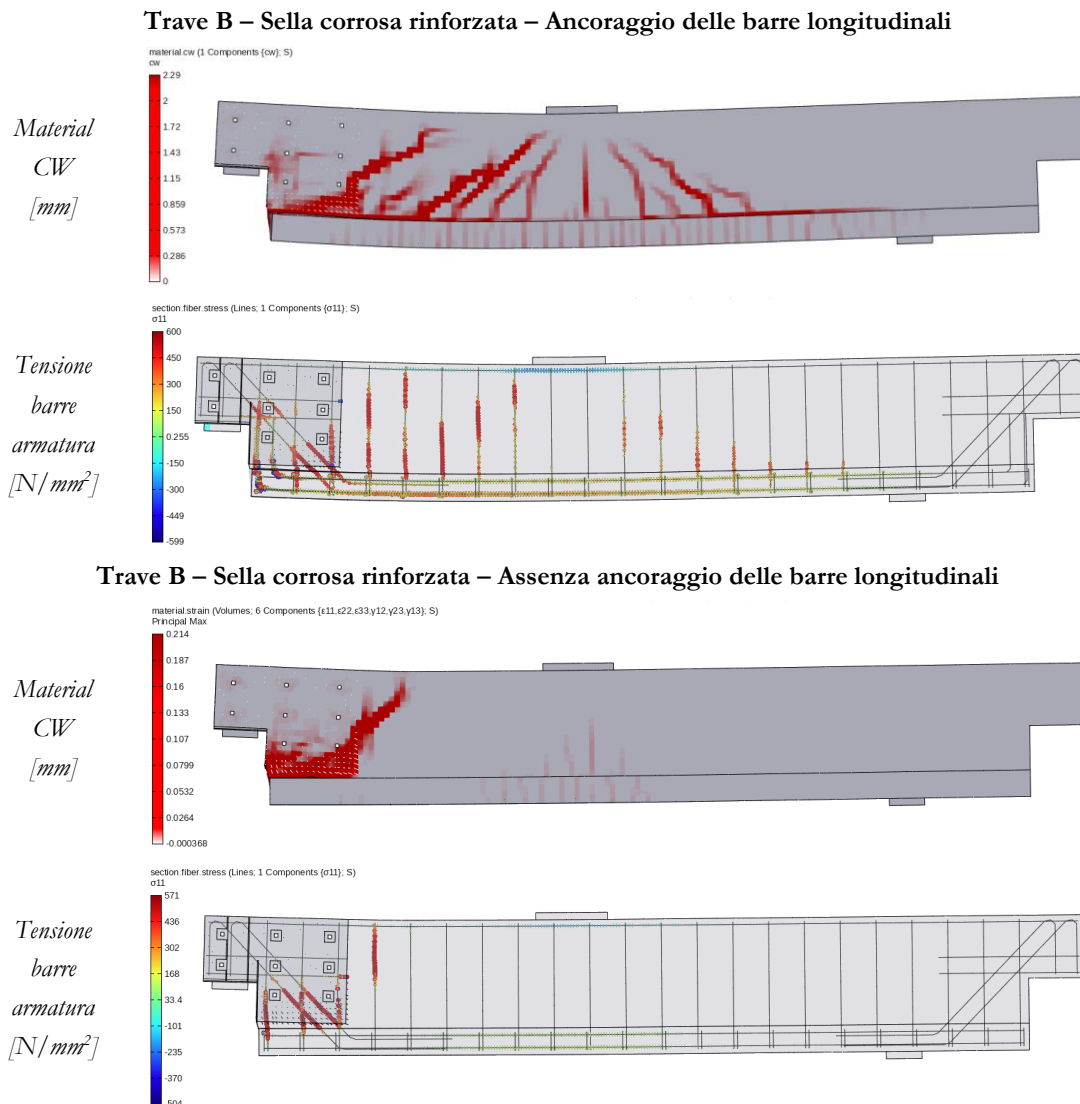


Figura 108: Confronto risultati numerici, trave B corrosa rinforzata in assenza o in presenza di piego delle barre longitudinali: apertura delle fessure in mm (crack width) e tensioni nelle barre in N/mm²

L'analisi svolta sulla trave B conferma quanto dimostrato per la trave A. La presenza del piego delle barre longitudinali ritarda il meccanismo di rottura a strappo del sistema di rinforzo, il che consente di sfruttare maggiormente le riserve di resistenza della trave.

6 Proposta possibili miglioramenti dell'intervento di rinforzo

Nel seguente capitolo verranno proposti dei possibili interventi di rinforzo, alternativi al sistema di steel jacketing discusso nei paragrafi precedenti e testato nella campagna sperimentale di Bertagnoli et al. [2].

6.1 Studio dei possibili miglioramenti dell'intervento di rinforzo

Dalla campagna sperimentale e dalle simulazioni numeriche è emerso che un possibile limite del rinforzo proposto nella campagna sperimentale sia quello di localizzare gli sforzi in corrispondenza del punto di attacco tra anima e soletta, contribuendo alla formazione di un meccanismo di rottura a strappo del blocco sella-rinforzo. Pertanto, il seguente lavoro di tesi mira a verificare se il collegamento rigido del rinforzo con l'intradosso della soletta possa consentire un aumento delle prestazioni del sistema di rinforzo. Nella fattispecie vengono studiati due nuove tipologie di rinforzo:

- Rinforzo 1: formato da due piastre in acciaio a L, fissate all'anima e alla soletta della sella Gerber mediante dei bulloni in acciaio;
- Rinforzo 2: costituito da due piastre in acciaio a L, le quali sono fissate all'anima con dei bulloni passanti e all'intradosso della soletta con delle barre filettate ancorate chimicamente nel calcestruzzo.

I rinforzi proposti sono concepiti cercando di mantenere l'obiettivo del rinforzo precedentemente proposto, ovvero minimizzare l'impatto degli interventi sulla carreggiata per poter ridurre al minimo la necessità della chiusura del traffico veicolare. Nei paragrafi successivi, sono delineati i procedimenti adottati per il dimensionamento dei due rinforzi proposti.

6.1.1 Dimensionamento rinforzo 1

La prima proposta di rinforzo prevede il collegamento della lamiera in acciaio all'anima e alla soletta della trave mediante l'utilizzo di un'unione bullonata sottoposta a taglio e scorrimento. Il principio di funzionamento di tali unioni bullonate è il seguente: grazie alla coppia di serraggio, i bulloni esercitano uno sforzo di precarico che comprime trasversalmente le lamiere. La coppia di serraggio determina una forza resistente d'attrito, $F_{s,rd}$ sulle superfici di contatto che contrasta il movimento relativo delle lamiere. Per questi collegamenti, sono

necessari bulloni ad alta resistenza che non subiscano il fenomeno del rilassamento nel tempo. Di seguito in Figura 109, sono presentate le caratteristiche geometriche del rinforzo.

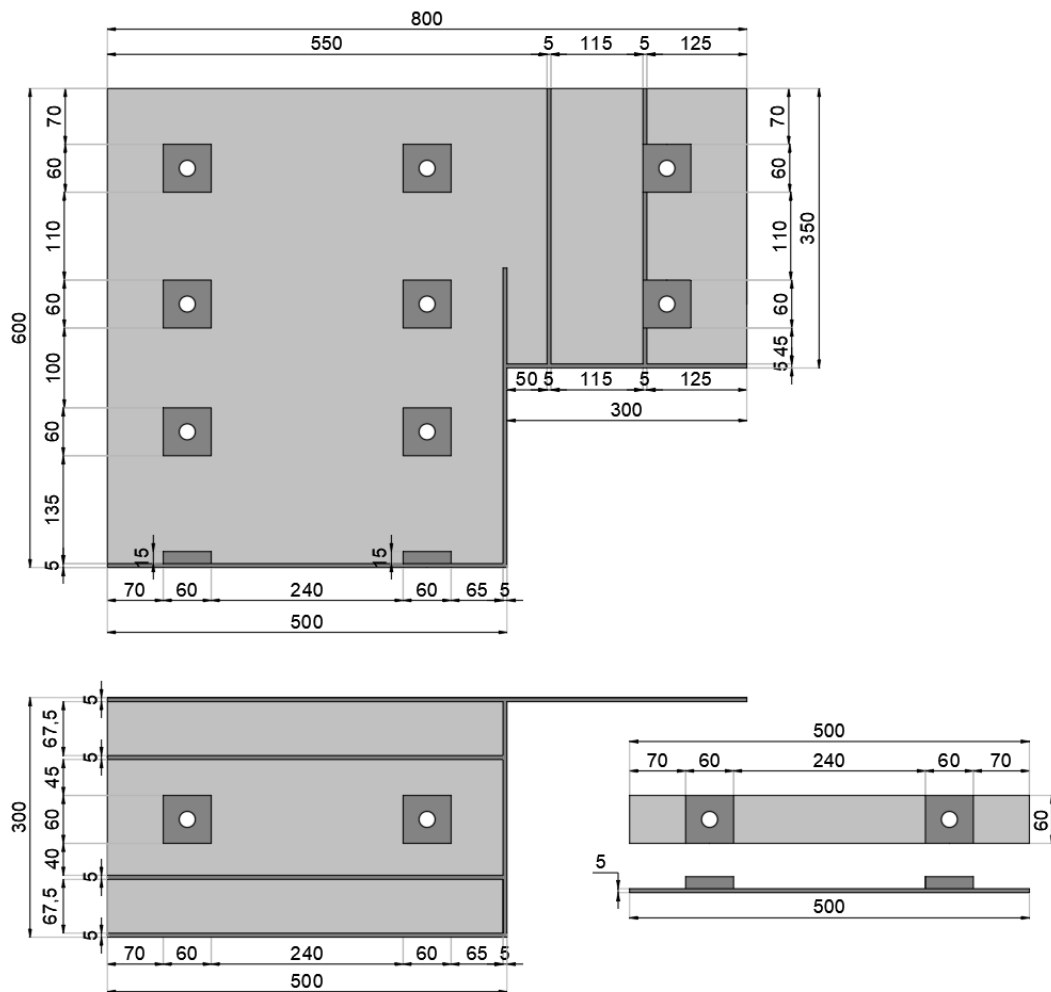


Figura 109: Dimensioni geometriche rinforzo proposto 1, misure in [mm]

Il sistema di rinforzo precedentemente proposto ha come punto di partenza la proposta di Bertagnoli et al. [2], con delle modifiche nel collegamento del rinforzo tra anima e soletta. La differenza sostanziale consiste nel collegamento della piastra di rinforzo all'intradosso della soletta. Il sistema prevede una lamiera di ripartizione, con uno spessore di 5 mm, da posizionare sull'estradosso della soletta. Su tale piastra in acciaio sono posizionati, in corrispondenza dei fori dei bulloni, dei dadi di diffusione aventi dimensioni in pianta di 60x60 mm e uno spessore di 15 mm, il cui scopo è quello di evitare lo schiacciamento del calcestruzzo. Tale collegamento è stato progettato in modo da ripristinare il carico di rottura della sella sana, corrispondente a un valore di 200 kN. Il taglio agente sui bulloni è stato individuato mediante l'equilibrio delle forze riportato in Figura 110. Il dimensionamento dei

bulloni da inserire nel collegamento con la soletta è stato effettuato tramite una verifica a scorrimento della giunzione.

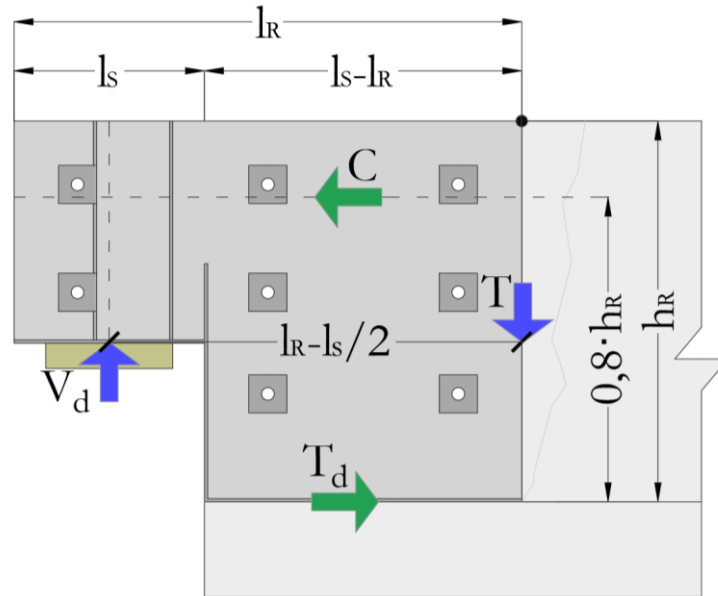


Figura 110: Valutazione del taglio agente T_d sui bulloni passanti nella soletta, per un determinato carico V_d

Risolviendo l'equilibrio alla rotazione delle forze agenti rispetto al punto posto in alto a destra nel rinforzo, si ottiene:

$$V_d \cdot \left(l_R - \frac{l_S}{2} \right) = T_D \cdot (0,8 \cdot h_R) \rightarrow T_d = 270 \text{ kN} \quad \text{Eq. 18}$$

In cui:

- $h_R=500 \text{ mm}$;
- $l_R=800 \text{ mm}$;
- $l_S=300 \text{ mm}$;
- $V_d=200 \text{ kN}$.

Ogni singola piastra riceve metà del taglio agente sull'interfaccia V_d , per cui il dimensionamento viene effettuato considerando un taglio pari a 135 kN. Per il fissaggio della lamiera sono stati scelti bulloni M20 classe 8.8 (caratteristiche riportate in Tabella 5, paragrafo [3.2.3]). Per il calcolo della resistenza allo scorrimento è stato necessario, innanzitutto, definire la forza di precarico, calcolata nel seguente modo:

$$F_{pc} = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_{S_{resistente}} \quad [kN] \quad \text{Eq. 19}$$

Dove:

- f_{ub} è la resistenza ultima del bullone, [N/mm²];
- $A_{Sresistente}$ è l'area resistente del bullone, [mm]²[25].

Dalla seguente equazione si ricava che la forza di precarico è pari a 137 kN.

Per il calcolo della resistenza allo scorrimento del singolo bullone è stata utilizzata la seguente formulazione:

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n_s \mu}{\gamma_{M3}} F_{pc} \quad [kN] \quad \text{Eq. 20}$$

Dove:

- $\mu = 0,3$ è il coefficiente di attrito tra calcestruzzo e acciaio;
- k_s è un coefficiente che dipende dal tipo di foro che nel seguente caso è stato posto pari a 1;
- $n_s=2$ è il numero di superfici di scorrimento;
- γ_{M3} è un coefficiente di sicurezza che viene considerato unitario per avere valori medi di resistenza;
- F_{pc} è la forza di precarico precedentemente calcolata, [kN] [25].

Dai precedenti calcoli emerge che la resistenza allo scorrimento di ciascun bullone $F_{s,Rd}$ è pari a 82.2 kN. Pertanto, si decide di inserire due bulloni per ogni piastra del rinforzo [25], [26].

6.1.2 Dimensionamento rinforzo 2

La seconda proposta di rinforzo prevede che la lamiera del sistema sia collegata all'anima della trave mediante un'unione bullonata, analogamente al rinforzo originario, e alla soletta attraverso un sistema di ancoraggio chimico. La scelta dell'inghisaggio chimico è stata presa in quanto tale operazione può essere eseguita sull'intradosso della soletta senza occupare direttamente la sede stradale. I fissaggi chimici impiegati nei sistemi di ancoraggio strutturale sono composti da due componenti: una resina e un induritore (catalizzatore), i quali vengono mescolati al momento dell'estrusione. Il sistema di ancoraggio chimico offre il vantaggio di evitare la generazione di forze espandenti sulle pareti del materiale base. Pertanto, utilizzando tale tipo di fissaggio, è possibile posizionare gli ancoraggi con un interasse e una distanza dal bordo del materiale di base inferiori rispetto ai fissaggi meccanici [40]. Gli ancoraggi chimici possono essere interessati da differenti meccanismi di rottura tra cui:

- Rottura a trazione per sfilamento dell'ancorante $N_{Rd,p}$;

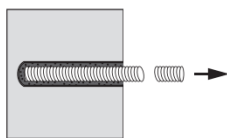


Figura 111: Meccanismo di rottura a trazione per sfilamento dell'ancorante [40]

- Collasso a trazione per rottura conica del calcestruzzo $N_{Rd,c}$;

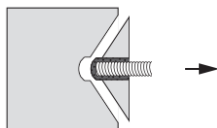


Figura 112: Meccanismo di rottura a trazione per rottura conica del calcestruzzo [40]

- Collasso di progetto per scalzamento dell'ancorante $V_{Rd,cp}$;

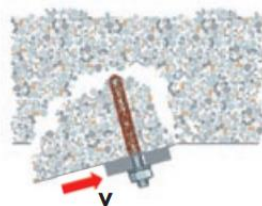


Figura 113: Meccanismo di rottura per scalzamento dell'ancorante [40]

Affinché l'ancoraggio possa garantire le massime prestazioni, è necessario che le varie operazioni di installazione siano coerenti con le indicazioni emesse dalle varie linee guida di riferimento e con le specifiche tecniche previste delle case produttrici [40]. Inoltre, durante la progettazione di suddetti ancoraggi bisogna tenere conto di una serie di fattori, tra cui:

- Al crescere della temperatura di installazione decresce la capacità portante dei sistemi di ancoraggio;
- La resistenza dell'ancorante è influenzata dalla pulizia del foro e dal rispetto dei tempi di indurimento;
- La capacità portate del sistema di ancoraggio, soprattutto a trazione, dipende dal livello di fessurazione del calcestruzzo [40].

Di seguito in Figura 114 sono illustrate le caratteristiche geometriche del rinforzo 2.

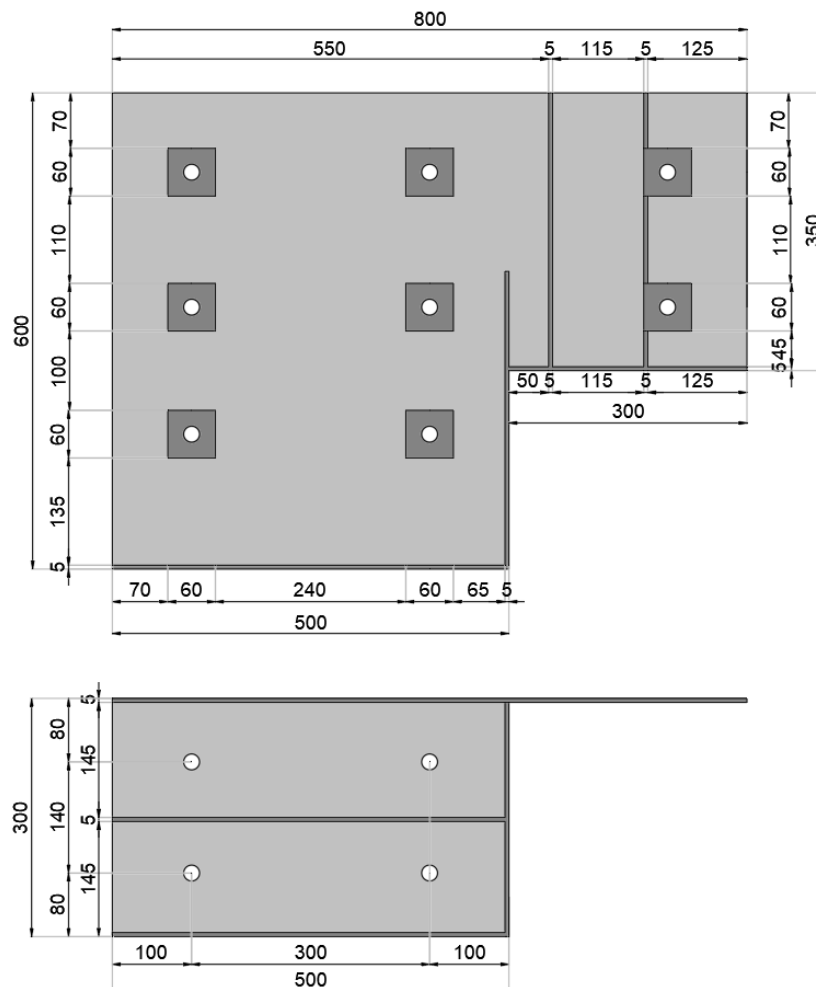


Figura 114: Dimensioni geometriche rinforzo proposto 2, misure in [mm]

Rispetto al rinforzo originario, il rinforzo 2 proposto prevede l'inserimento di una piastra orizzontale, posizionata in corrispondenza dell'intradosso della soletta, ancorata chimicamente con delle barre filettate in acciaio. Il dimensionamento del rinforzo 2 segue lo stesso procedimento analizzato per il rinforzo 1, ovvero determinare il numero di bulloni che sia in grado di reggere il taglio agente in prossimità del punto di attacco anima-soletta, nel momento in cui si configura il meccanismo a strappo del blocco determinato dal rinforzo. Per il calcolo del taglio agente si rimanda al paragrafo [6.1.1]. Per il calcolo della resistenza a taglio dell'ancorante sono state seguite le indicazioni presenti nelle schede di progettazione previste dal produttore scelto [40]. Per brevità di trattazione si riportano i passaggi fondamentali seguiti per la determinazione della resistenza lato ancoraggio chimico (per un maggiore approfondimento si rimanda all'Allegato I). In primo luogo, è stato necessario valutare la resistenza a trazione per sfilamento dell'ancorante $N_{Rd,p}$ e la resistenza a trazione per rottura conica del calcestruzzo $N_{Rd,c}$. Successivamente è stato definito un parametro K , dipendente dal diametro dei bulloni scelti, il quale moltiplicato per il valore minimo tra $N_{Rd,p}$ e $N_{Rd,c}$ permette di ricavare la resistenza a scalzamento dell'ancorante $V_{Rd,cp}$. Utilizzando valori medi e optando per bulloni M20 classe 8.8 si ottiene una resistenza $V_{Rd,cp}$ pari a 52.80 kN. Seguendo le indicazioni previste dal produttore e tenendo conto del taglio agente si inseriscono 4 ancoraggi per rinforzo.

$$n_{bulloni} = \frac{T_d}{V_{Rd,cp}} = 2.55 \rightarrow 4 \text{ barre filettate} \quad \text{Eq. 21}$$

Si specifica che la lunghezza di ancoraggio, pari a 11 cm, è stata definita in funzione delle indicazioni riportate dalle schede di progettazione del produttore dell'ancorante [25], [26], [40].

6.1.3 Modellazione numerica rinforzi proposti

Il rinforzo 1 prevede che sia effettuato il collegamento della piastra orizzontale del sistema alla parte inferiore della soletta mediante un'unione bullonata. Per semplicità sono state modellate le piastre di diffusione e i dadi a cui è assegnata la forza di precarico. La forza di precarico è stata riprodotta analogamente a quanto fatto per la modellazione del serraggio del rinforzo originario descritto nel paragrafo [4.1.4]. Sui dadi di dissipazione è stata applicata una pressione di 43 MPa su entrambi i lati della piastra, in modo tale da simulare il serraggio attuato dai bulloni inseriti. Per maggiore chiarezza si riportano alcune immagini inerenti alla modellazione eseguita con il software STKO [5], [35].

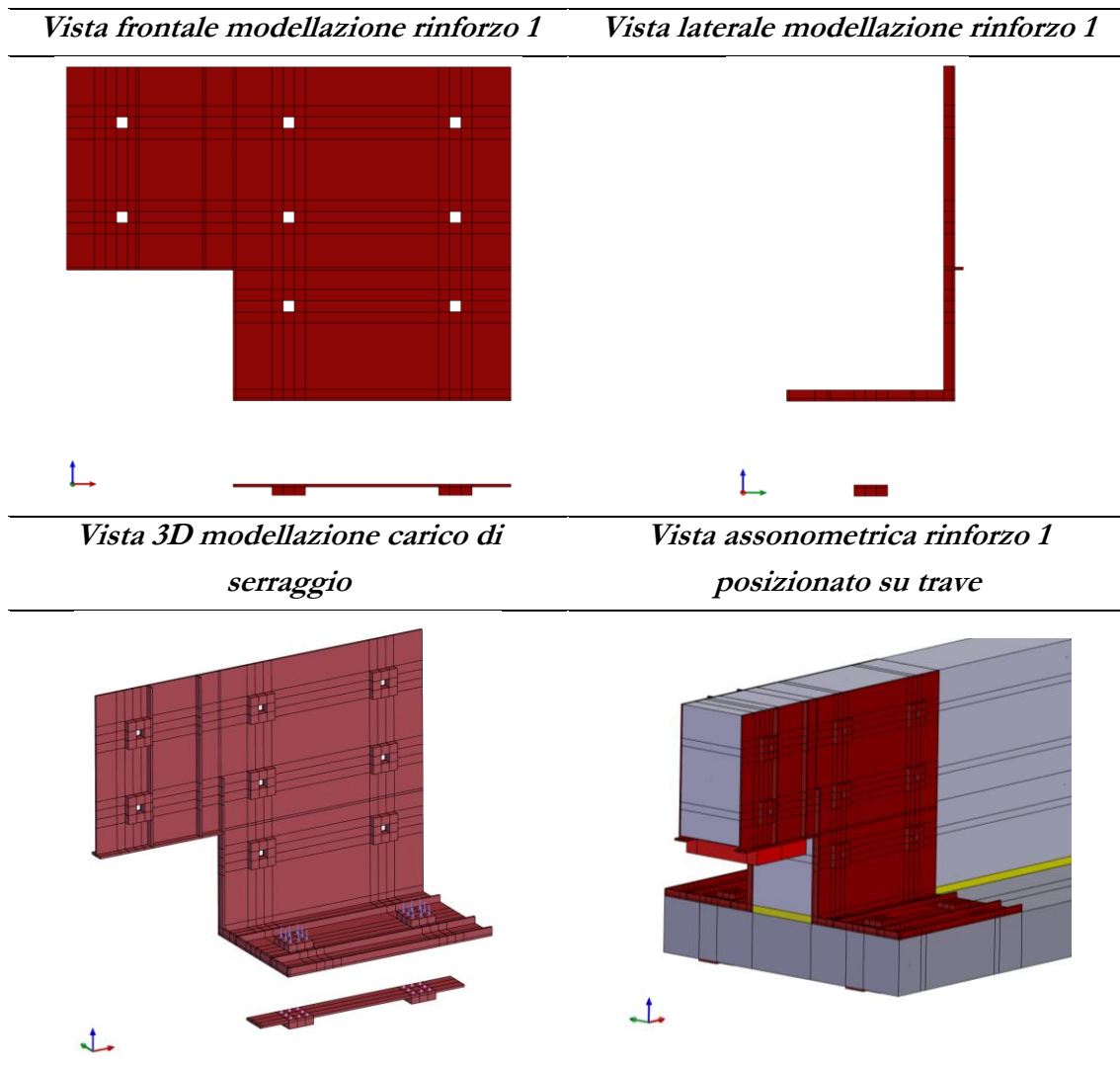


Figura 115: Modellazione numerica rinforzo 1

Il rinforzo 2 presuppone che i bulloni della piastra inferiore siano ancorati chimicamente nella soletta. Per questa tipologia di rinforzo si adotta la modellazione esplicita dei bulloni che sono annegati nel calcestruzzo attraverso un'interazione di tipo *node-to element ASD Embedded Node Element* [5], [35] (discussa precedentemente nel paragrafo [4.1.4]). Nel suddetto caso la soletta è l'elemento master mentre il bullone l'elemento slave. Il collegamento bullone-piastra viene modellato in maniera semplificata mediante l'utilizzo di un'interazione cinematica, ovvero il *Beam to Solid Coupling* [5], [35]. Quest'interazione consente di eseguire un collegamento geometrico tra un elemento beam e una faccia di un elemento solid. Di seguito, in Figura 116, è proposto uno schema rappresentativo del vincolo *Beam to Solid Coupling*.

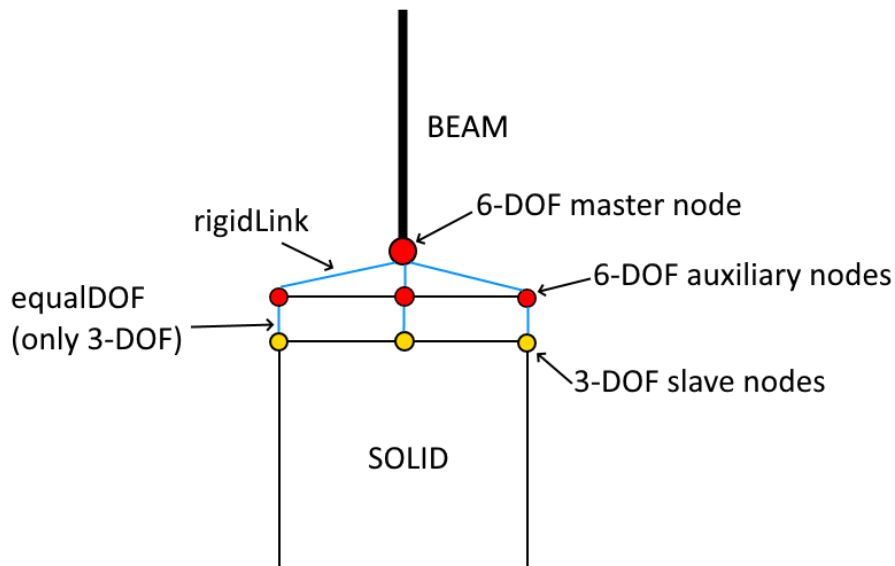


Figura 116: Rappresentazione schematica del vincolo Beam to Solid Coupling[5], [35]

Attraverso questo vincolo, la faccia del solido, la quale deve essere limitata all'area della sezione dell'elemento beam, è rigidamente collegata ad un punto di estremità della trave, in modo tale che gli spostamenti e le rotazioni di questi punti siano identici. Infatti, tale interazione risulta essere una combinazione di un EqualDOF con un RigidLink [5], [35]. I singoli bulloni sono stati modellati tramite degli elementi *Force-Based Beam-Column Element* [36]. Per i bulloni è stato scelto un approccio a plasticità distribuita, mediante l'utilizzo della proprietà fisica *special_purpose.BeamSectionProperty*, abbinata alla proprietà *section.Fiber* [5], [6], [35]. A tali elementi è stata assegnata una legge costitutiva che riproduca il comportamento tenso-deformativo dei bulloni classe 8.8. In Figura 117 è presentato il legame costitutivo semplificato utilizzato per i bulloni.

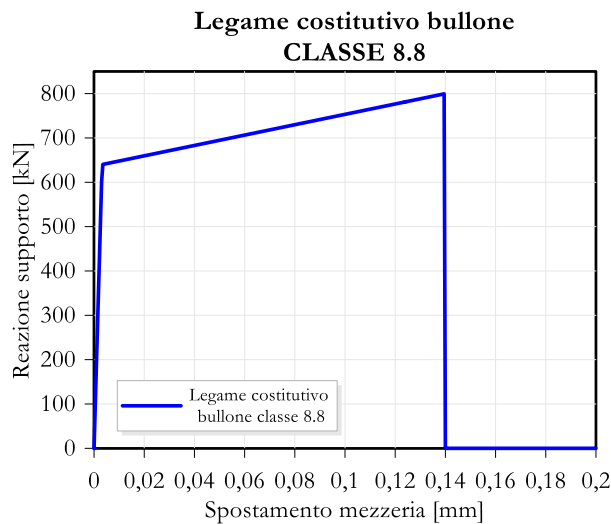


Figura 117: Legge costitutiva bullone classe 8.8

Di seguito in Figura 118 sono riportati alcune immagini inerenti al modello numerico del rinforzo 2.

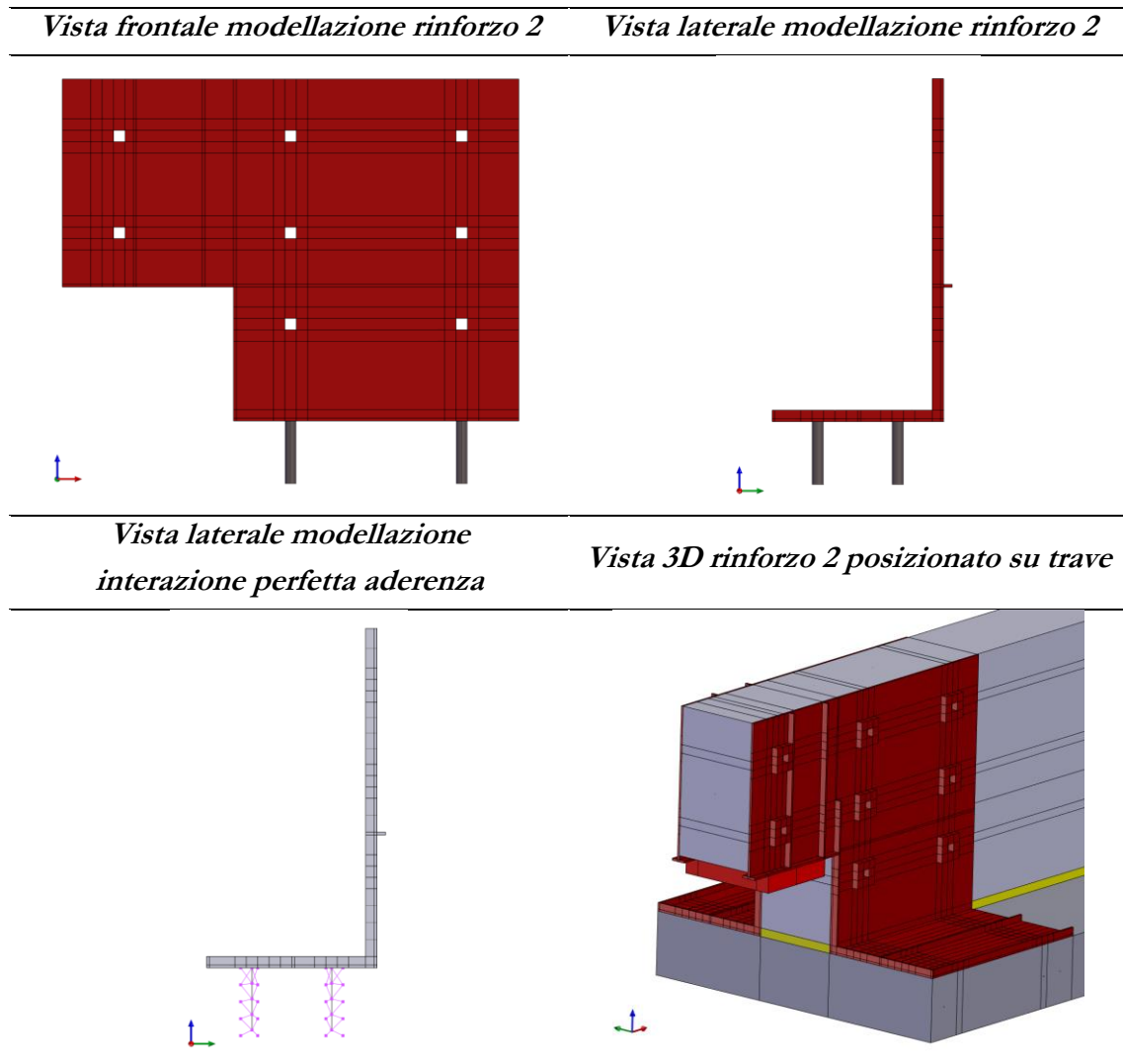


Figura 118: Screen-shot modellazione numerica rinforzo proposto 2

Per entrambi i rinforzi proposti è stata assegnata una superficie attrittiva tra l'acciaio del rinforzo e il calcestruzzo della trave mediante il contatto *Zero Length Contact ASD Implex Element* [41], il quale è stato già analizzato nel paragrafo [4.1.4]. I valori utilizzati per la definizione del contatto sono riassunti in Tabella 20.

Tabella 20: Parametri definiti per il contatto *ASDimplex Element*; Rinforzo 1 e 2

Parametri	Valore
K_n [N/mm]	$1 \cdot 10^{10}$
K_t [N/mm]	$1 \cdot 10^8$
μ	0.5

6.2 Risultati rinforzo 1

La prima proposta di rinforzo è stata testata sulle travi A e B, sia nello schema statico 1 e sia nello schema statico 2.

Di seguito, in Figura 119, sono riportate le curve di carico-spostamento relative al rinforzo proposto 1 testato per entrambe le travi nello schema statico 1.

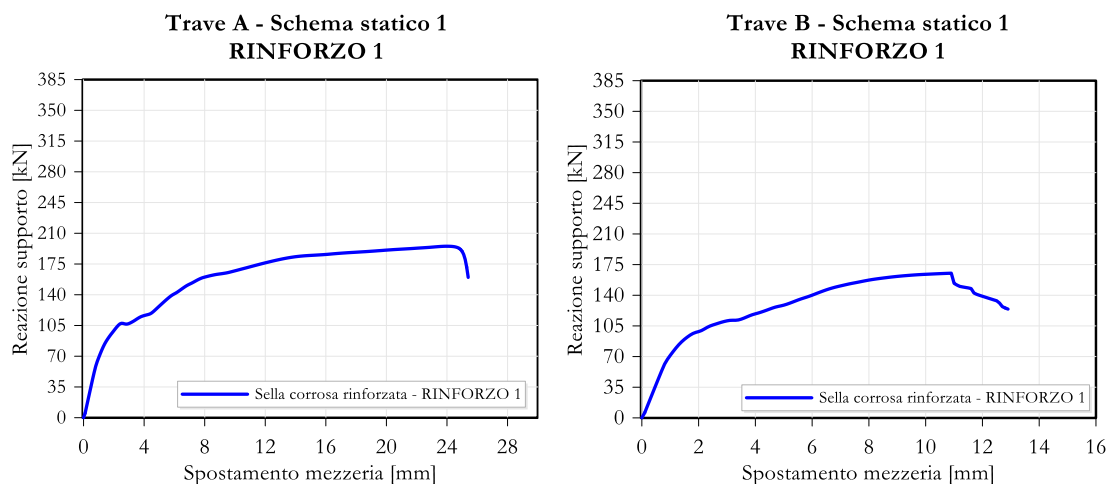
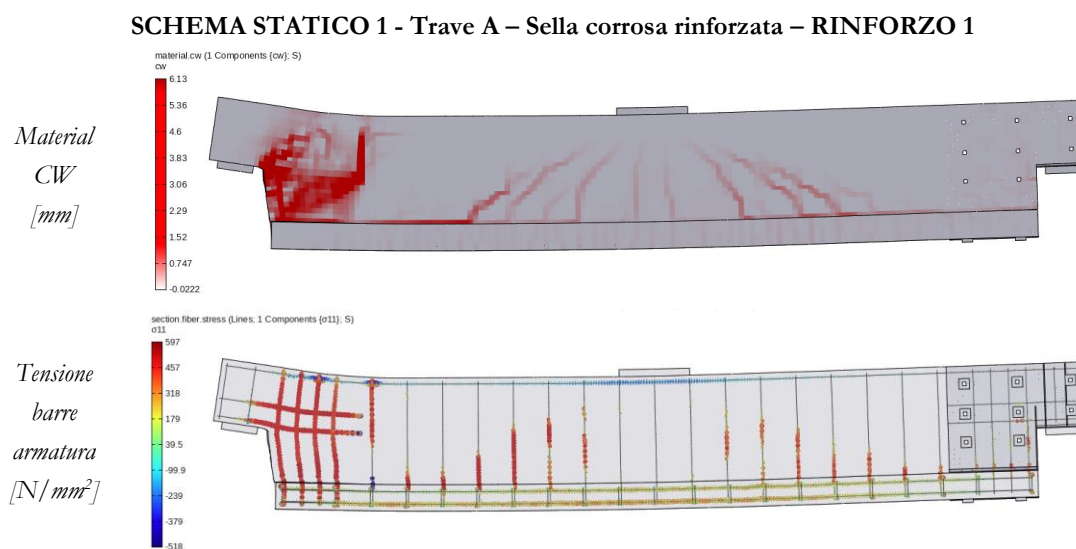


Figura 119: Curve carico-spostamento numeriche, RINFORZO 1, travi A e B, schema statico 1

In Figura 120 sono presentati gli output delle simulazioni numeriche precedentemente citate. I risultati riportati di seguito fanno riferimento agli step di analisi in cui le travi hanno raggiunto la rottura.



SCHEMA STATICO 1 - Trave B – Sella corrosa rinforzata – RINFORZO 1

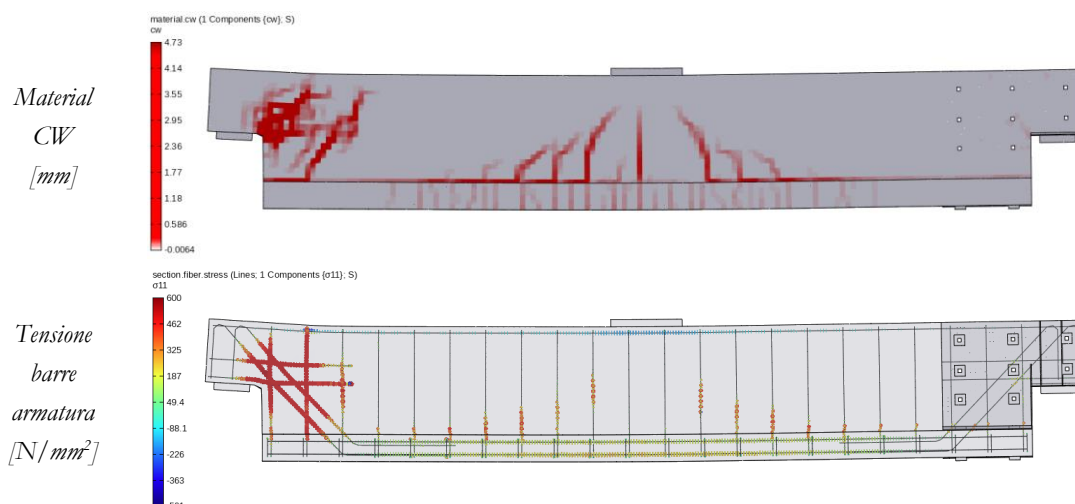


Figura 120: Risultati numerici, RINFORZO 1, trave A e B, schema statico 1: apertura delle fessure in mm (crack width) e tensioni nelle barre in N/mm^2

Successivamente il rinforzo 1 è stato studiato per le due tipologie di travi nello schema statico 2, in modo tale da determinare il carico di rottura della singola sella rinforzata. In Figura 121 sono presentate le curve carico-spostamento per le travi A e B, su cui è stato applicato il rinforzo proposto di tipo 1, testate nello schema statico 2.

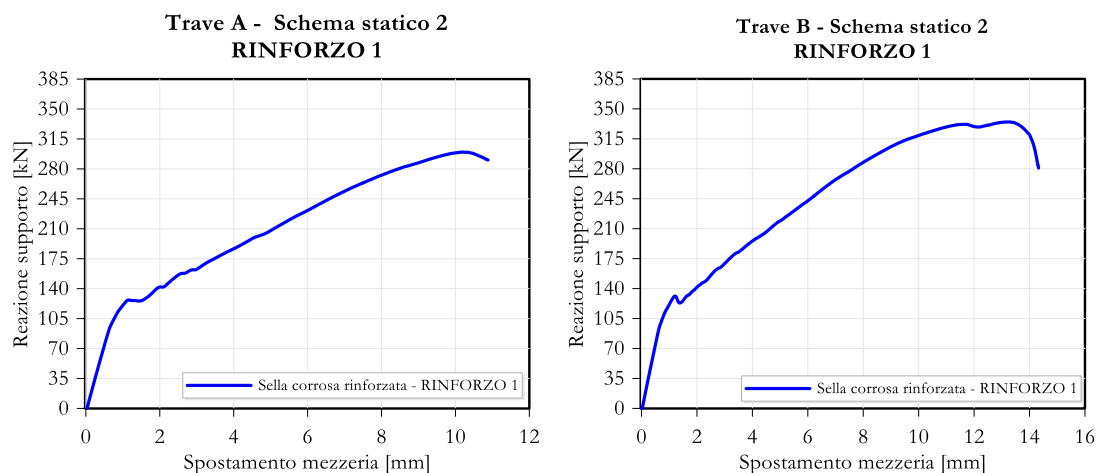
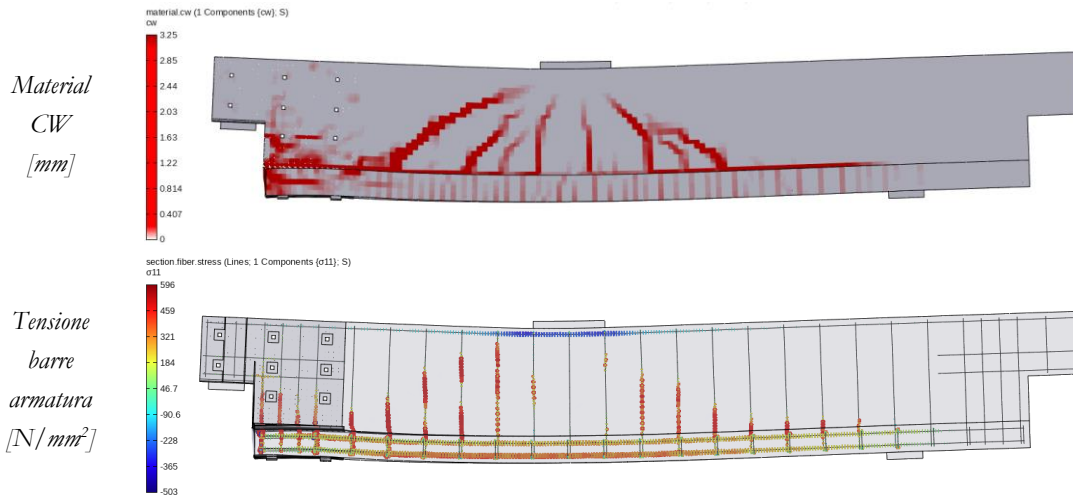


Figura 121: Curve carico-spostamento numeriche, RINFORZO 1, travi A e B, schema statico 2

Di seguito, in Figura 122, sono proposti gli output delle analisi numeriche precedentemente citate. Si specifica che gli output forniti riguardano l'ultima fase delle simulazioni numeriche, nella quale le travi hanno superato il punto di rottura.

SCHEMA STATICO 2 – Trave A – Sella corrosa rinforzata – RINFORZO 1



SCHEMA STATICO 2 - Trave B – Sella corrosa rinforzata – RINFORZO 1

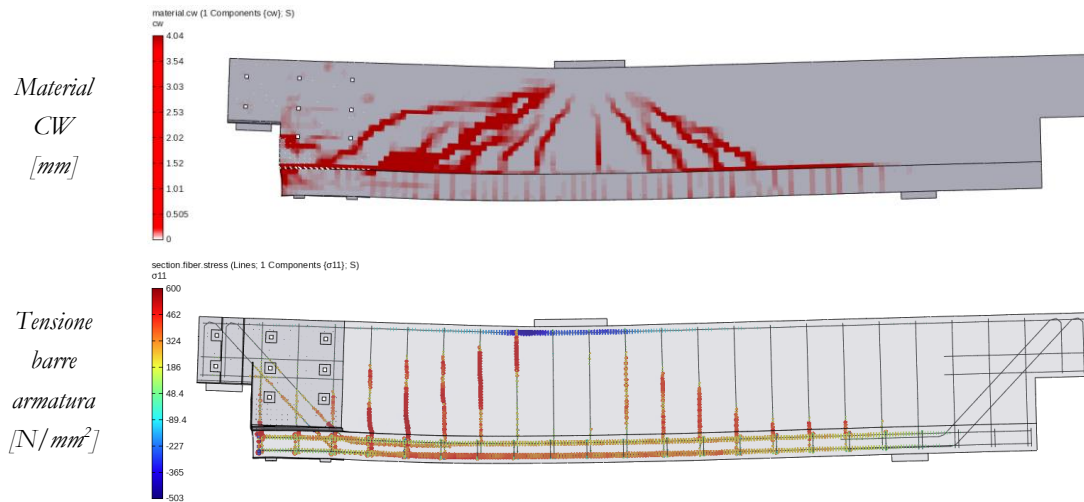


Figura 122: Risultati numerici, RINFORZO 1, trave A e B, schema statico 2: apertura delle fessure in mm (crack width) e tensioni nelle barre in N/mm^2

Dai risultati esposti si può notare che il rinforzo 1, testato nello schema statico 1, sia in grado di spostare il meccanismo di rottura della trave sul lato sano, determinando una maggiore resistenza della sella corrosa. Le analisi svolte con lo schema statico 2 evidenziano come il rinforzo 1, applicato sulla sella corrosa, garantisca dei carichi di rottura pari a 300 kN per la trave A e 330 kN per la trave B.

6.3 Risultati rinforzo 2

Analogamente al rinforzo 1, la seconda proposta di rinforzo è stata testata sia nella configurazione di carico 1 che in quella 2, per le travi di tipologia A e B. Di seguito, in Figura 123, sono riportate le curve di carico-spostamento relative al rinforzo 1 testato per entrambe le travi nello schema statico 1.

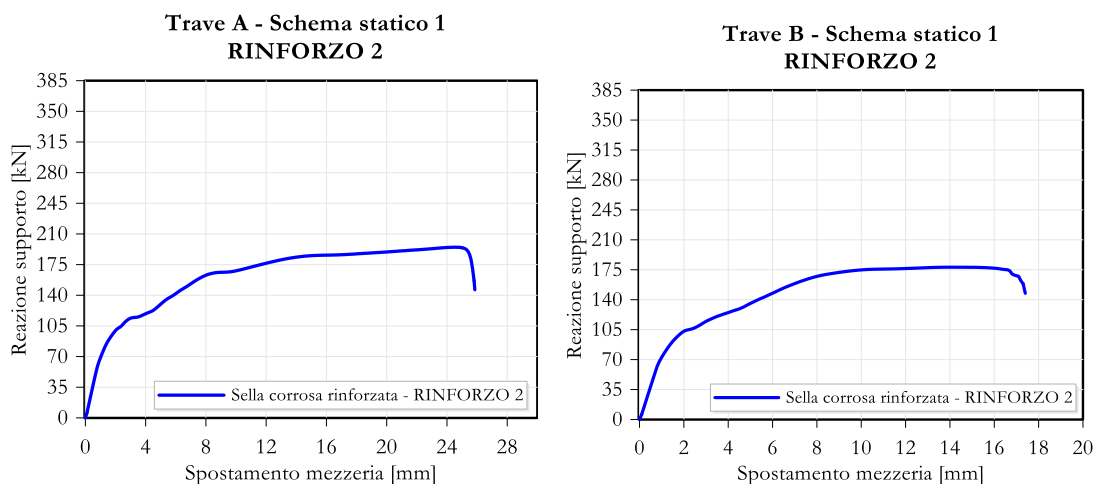
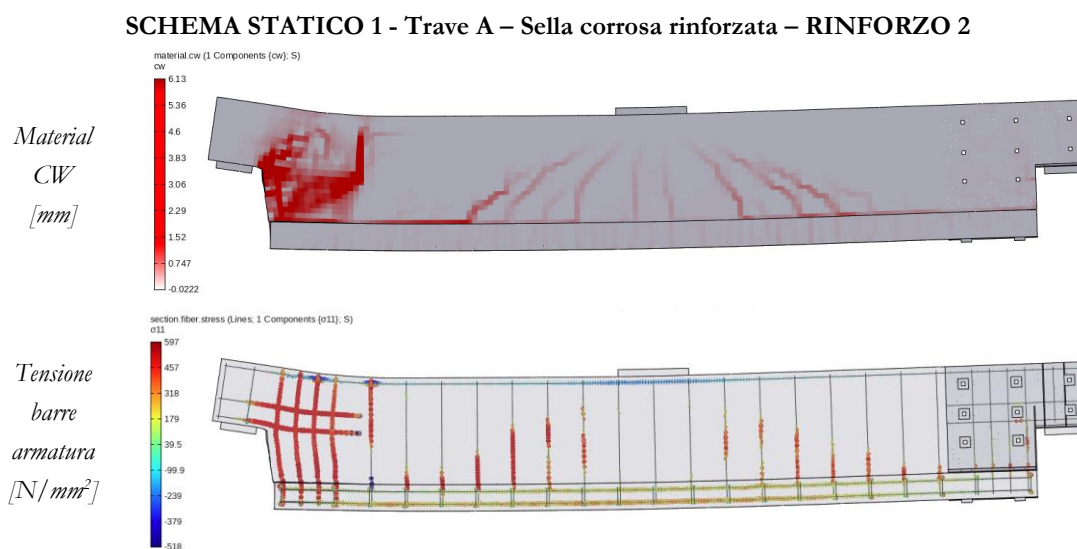


Figura 123: Curve carico-spostamento numeriche, RINFORZO 2, trave A e B, schema statico 1

In Figura 124 sono esposti i risultati delle simulazioni numeriche in precedenza elencate. Si specifica che gli output mostrati sono relativi all'ultimo stadio della simulazione numerica, coincidente con il momento in cui le travi hanno raggiunto il collasso.



SCHEMA STATICO 1 - Trave B – Sella corrosa rinforzata – RINFORZO 2

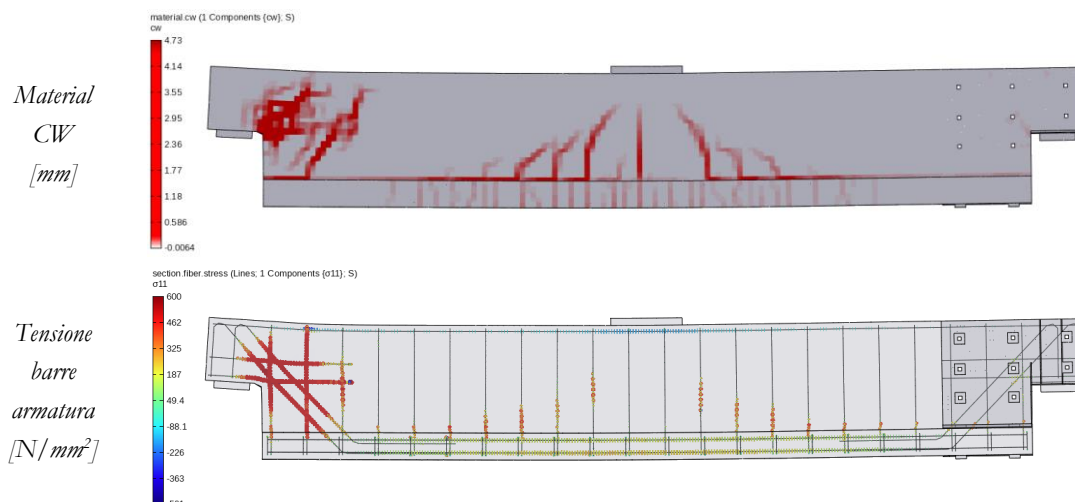


Figura 124: Risultati simulazioni numeriche, RINFORZO 2, trave con A e B, schema statico 1: apertura delle fessure in mm (crack width) e tensioni nelle barre in N/mm^2

Dopodiché, il rinforzo 2 è stato esaminato per entrambe le tipologie di travi nello schema di carico 2. In Figura 125 sono presentate le curve carico-spostamento del rinforzo 2 testato nello schema statico 2 per entrambe le travi.

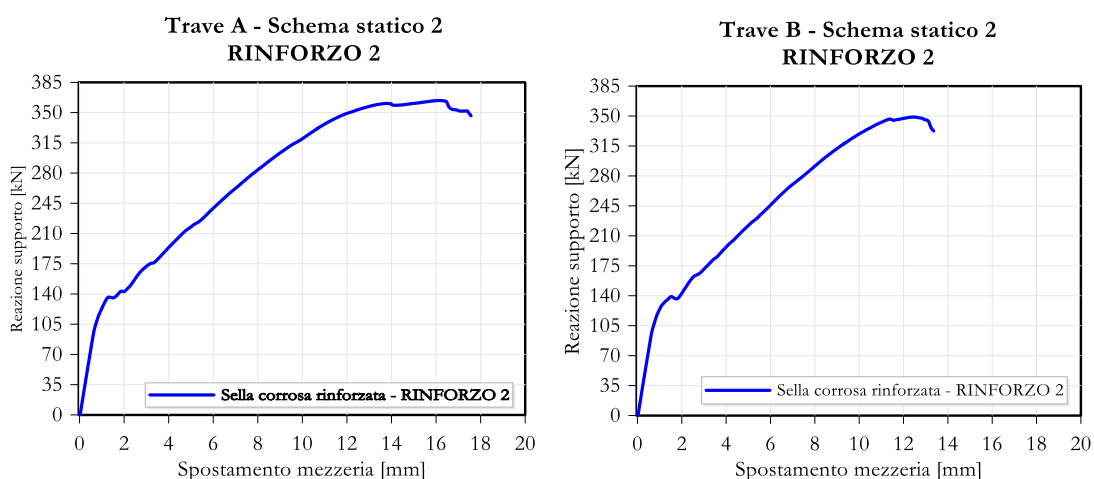
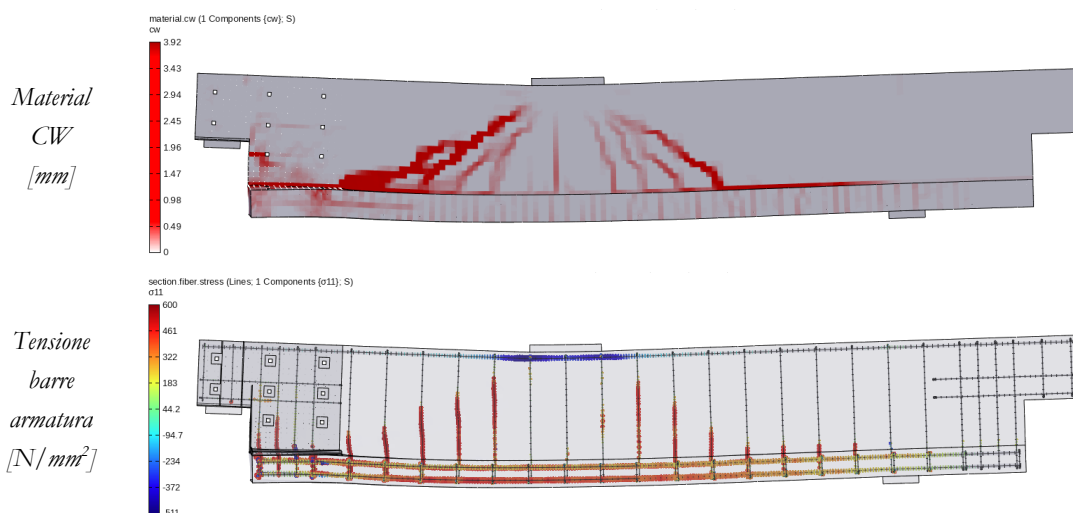


Figura 125: Curve carico-spostamento numeriche, RINFORZO 2, trave A e B, schema statico 2

Nella Figura 126 sono riportati i risultati delle simulazioni numeriche menzionate in precedenza. Gli output presentati di seguito si riferiscono all'ultimo stadio della simulazione numerica, corrispondente al momento in cui le travi hanno subito il collasso

SCHEMA STATICO 2 - Trave A – Sella corrosa rinforzata – RINFORZO 2



SCHEMA STATICO 2 - Trave B – Sella corrosa rinforzata – RINFORZO 2

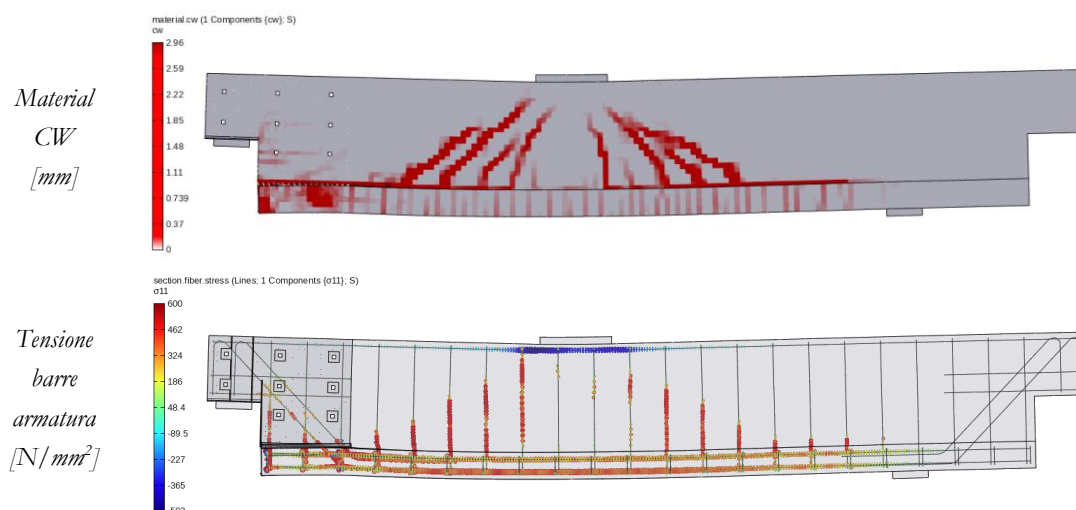


Figura 126: Risultati numerici, RINFORZO 2, trave A e B, schema statico 2: apertura delle fessure in mm (crack width) e tensioni nelle barre in N/mm^2

A valle delle analisi condotte, si può constatare che il rinforzo proposto 2, testato nello schema statico 1, sia in grado di spostare il meccanismo di rottura della trave sul lato sano, analogamente al rinforzo 1. Le analisi svolte con lo schema statico 2 mostrano come il rinforzo proposto 2, applicato sulla sella danneggiata, assicuri dei carichi di rottura pari a 350 kN per entrambe le travi.

6.4 Discussione e confronto dei risultati

In questo paragrafo saranno analizzati e confrontati i risultati delle prove condotte con il rinforzo originario e con le nuove proposte di rinforzo.

6.4.1 Confronto tra i sistemi di rinforzo nello schema statico 1

Nei grafici proposti in Figura 127, sono illustrati i confronti tra le curve carico-spostamento relativi alle tre tipologie di rinforzo, testati nello schema statico 1, sia per la trave A che la trave B.

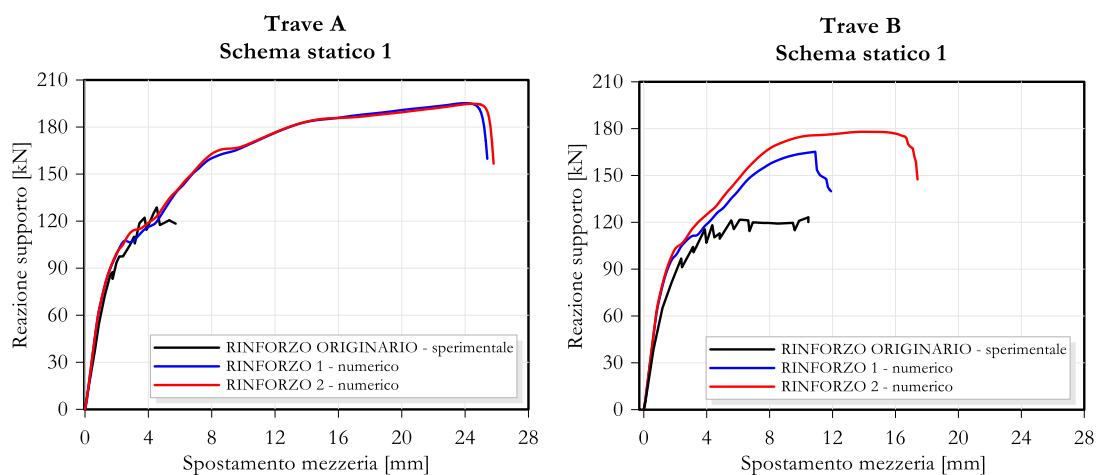


Figura 127: Curve carico-spostamento numeriche, confronto rinforzi, trave A e B, schema statico 1

Dalle precedenti curve emerge come l'inserimento delle nuove tipologie di rinforzo consenta di spostare la rottura delle travi, testate nello schema statico 1, dalla sella corrosa-rinforzata alla sella sana. I rinforzi proposti aumentano il carico di rottura della sella corrosa, superando quello della sella sana. Si osserva come il rinforzo 1 applicato alla trave con disposizione di armatura inclinata (trave B) non riesca a ripristinare interamente la resistenza della sella corrosa, determinando una rottura meno duttile rispetto alle altre prove. Il meccanismo di collasso che si riscontra sul lato sano delle travi testate è il medesimo di quello presente nelle selle provate nello schema statico 2. Nello specifico, il suddetto meccanismo di rottura porta alla formazione di una fessura che si origina dal punto di attacco tra anima e soletta e che si propaga con un'inclinazione di 60° verso l'anima della trave.

Queste simulazioni dimostrano come i nuovi sistemi di rinforzo potrebbero garantire delle resistenze maggiori rispetto a quelle assicurate dal rinforzo originario.

6.4.2 Confronto tra i sistemi di rinforzo nello schema statico 2

Nella seguente sezione è analizzato il comportamento strutturale delle selle, testate nello schema statico 2, per le travi di tipologia A e B nelle seguenti configurazioni:

- Sella corrosa non rinforzata;
- Sella sana non rinforzata;
- Sella corrosa rinforzata con rinforzo originario;
- Sella corrosa rinforzata con rinforzo proposto 1;
- Sella corrosa rinforzata con rinforzo proposto 2.

In Figura 128 sono riepilogate le curve carico-spostamento per la trave di tipologia A e B delle prove precedentemente elencate.

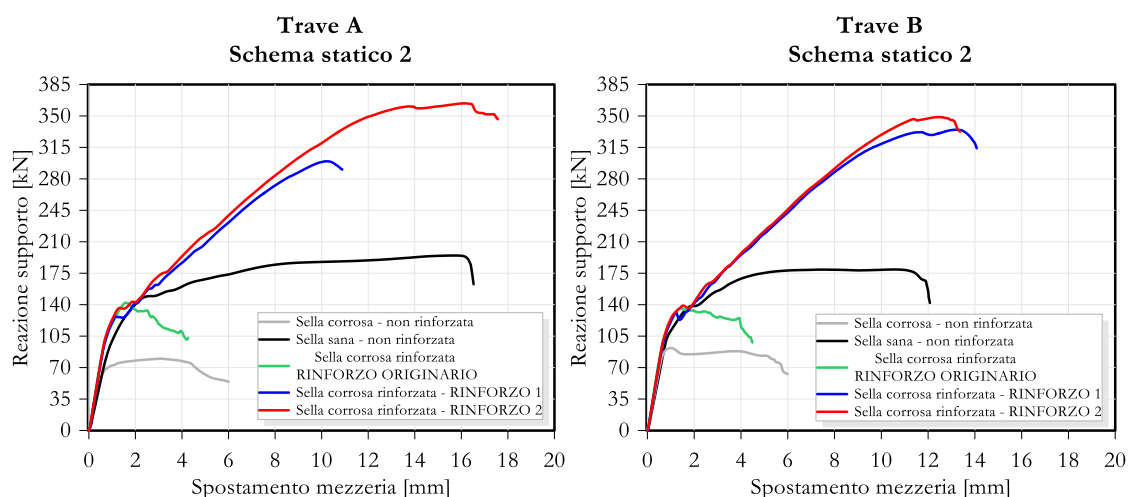


Figura 128: Confronto curve carico-spostamento numeriche, trave A (sx), trave B (dx) schema statico 2

Dalla Figura 128 emerge come i rinforzi proposti 1 e 2 aumentino la resistenza delle selle corrose per la trave A e B, superando i carichi di rottura dell'estremità sana. Il rinforzo 2, con ancoraggio chimico, garantisce per entrambe le tipologie di selle una resistenza di 350 kN, mentre il rinforzo 1 con serraggio consente di ottenere dei carichi leggermente inferiori, rispettivamente di 300 kN per la trave A e 330 kN per la trave B.

Di seguito in Figura 129 viene proposta una panoramica dei quadri fessurativi delle prove effettuate con le diverse tipologie di rinforzo.

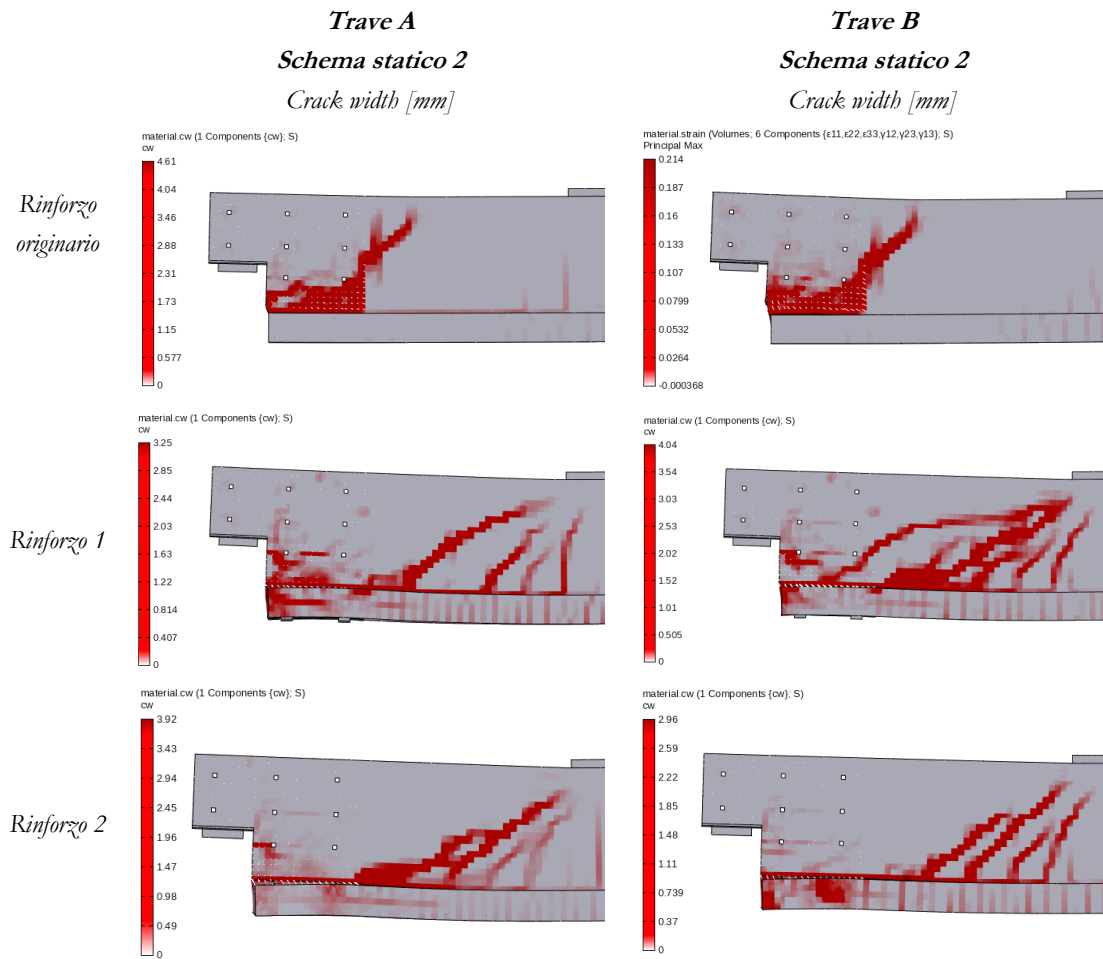


Figura 129: Confronto apertura delle fessure in mm (crack width), selle con rinforzo originario, rinforzo 1 e rinforzo 2

Analizzando la figura soprastante è possibile notare come i rinforzi proposti determinino un meccanismo di rottura caratterizzato dalla propagazione di una fessura che si origina in corrispondenza della parte inferiore del rinforzo e che termina in mezzeria della trave, con un'inclinazione di 40° . Tale meccanismo di collasso è analogo per tutte le selle rinforzate con i nuovi sistemi di rinforzo proposti. La fessura che causa il collasso delle selle rinforzate con i nuovi sistemi proposti interessa inizialmente la zona di attacco tra anima e soletta, per poi propagarsi con un'inclinazione minore verso la mezzeria della trave, come riportato in Figura 130.

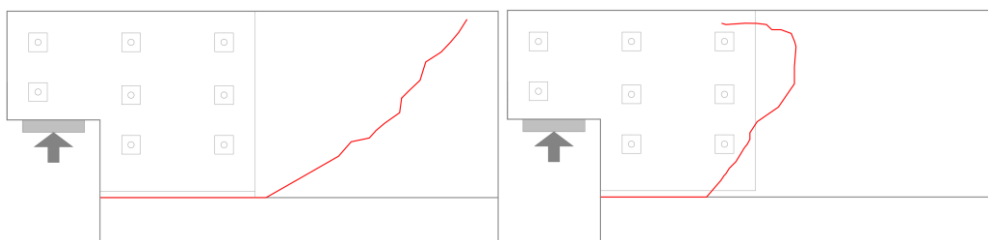


Figura 130: Confronto quadri fessurativi: (sx) rottura sella con rinforzo 1 e 2, (dx) rottura sella con rinforzo originario

L'estensione della piastra di rinforzo in acciaio sull'intradosso della soletta causa la plasticizzazione delle staffe verticali in corrispondenza della ripresa di getto. Tale comportamento si riscontra in tutte le simulazioni numeriche condotte sulle travi di tipo A e di tipo B con entrambi i rinforzi proposti.

Dunque, la modifica del rinforzo originario, tramite l'introduzione di un collegamento solidale con la soletta, evita che si configuri il meccanismo a strappo del blocco rinforzo-sella a carichi dell'ordine di 140-150 kN, consentendo di sfruttare maggiormente le riserve di resistenza della trave.

I rinforzi proposti 1 e 2, così come il rinforzo originario, sono in grado di prevenire la formazione di fessure nell'angolo rientrante della sella e sotto la piastra in acciaio. In Figura 131 sono presentate le viste 3D dei rinforzi al termine delle prove numeriche.

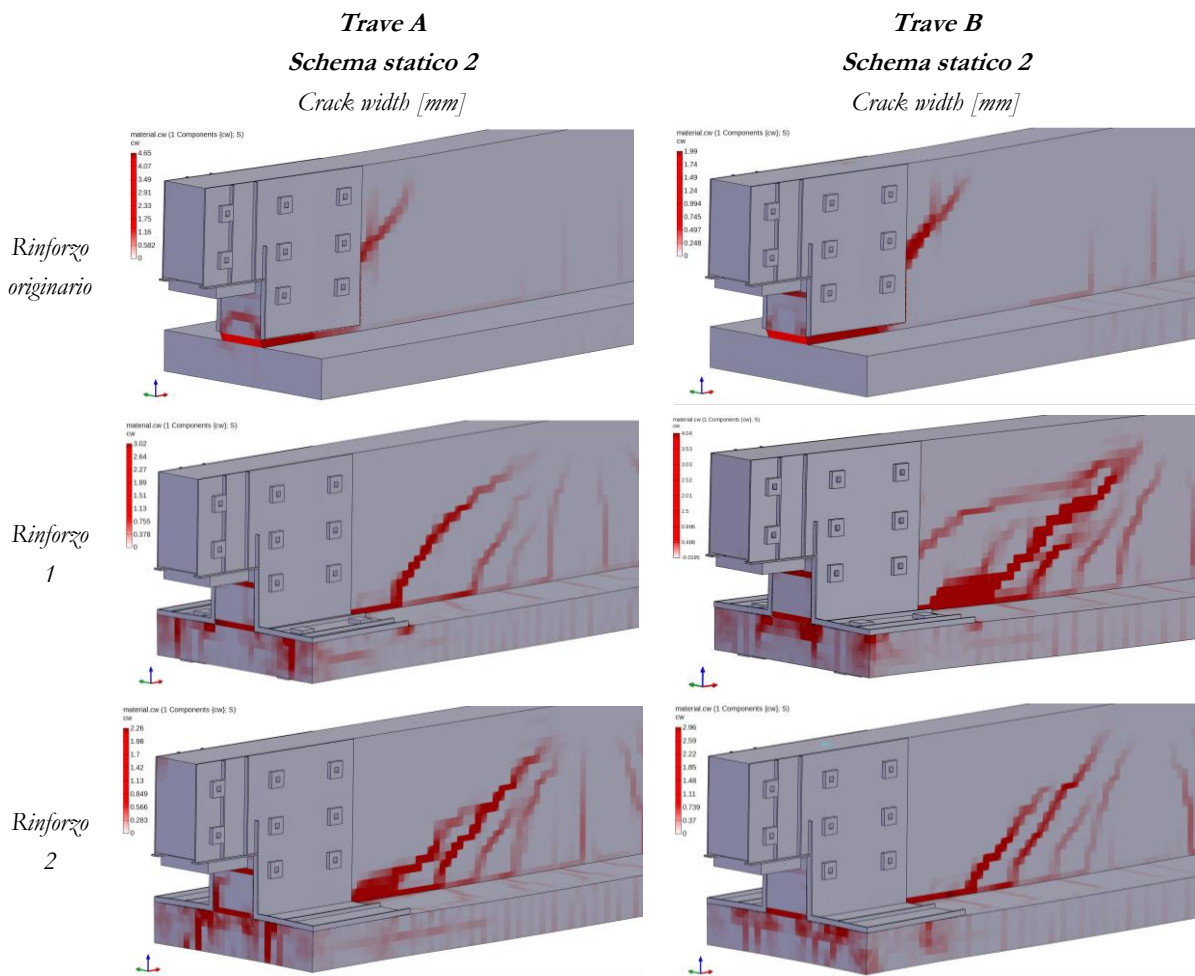


Figura 131: Vista 3D rinforzi nello step di collasso delle prove numeriche trave A e B: apertura delle fessure in mm (crack width)

Nelle seguenti figure viene mostrata l'evoluzione del quadro fessurativo del modello numerico di sella corrosa-rinforzata con una delle tipologie di rinforzo proposto, per comprendere le ragioni della variazione di rigidità della curva di carico-spostamento. Per brevità di trattazione si riportano gli output inerenti alla trave A, rinforzata mediante il sistema 2 con ancoraggio chimico. Per l'andamento delle curve di carico-spostamento delle restanti travi si rimanda all'Allegato II.

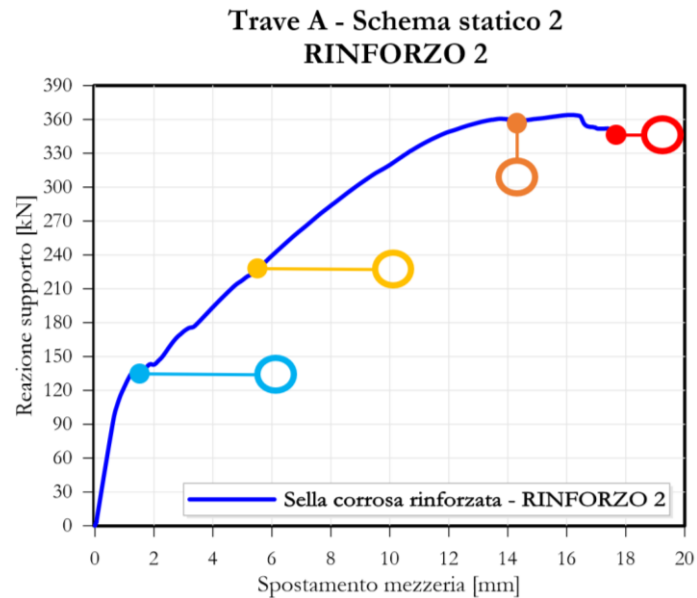


Figura 132: Analisi andamento quadro fessurativo trave A, schema statico 2, rinforzo proposto 2

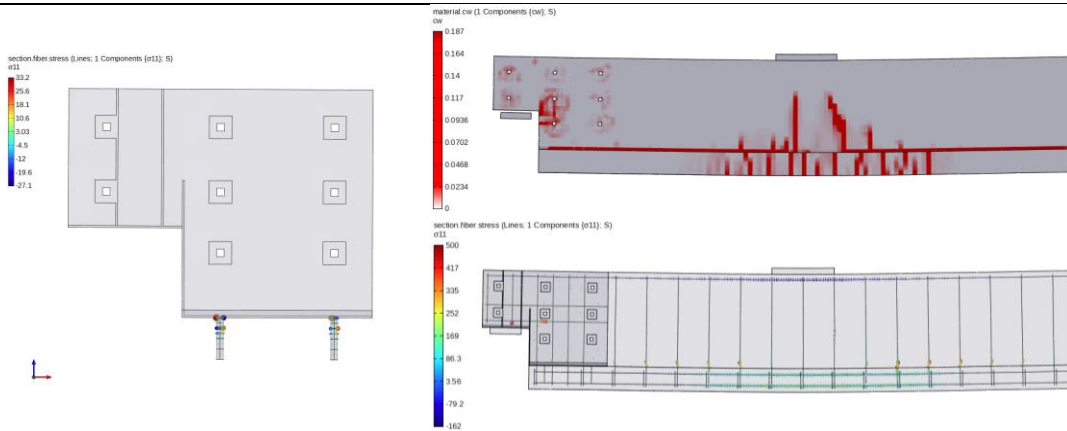
Nel seguito, sono proposti gli output che caratterizzano i cambi di rigidità della curva carico-spostamento della trave A con rinforzo proposto 2.

In particolare, si presentano i seguenti risultati:

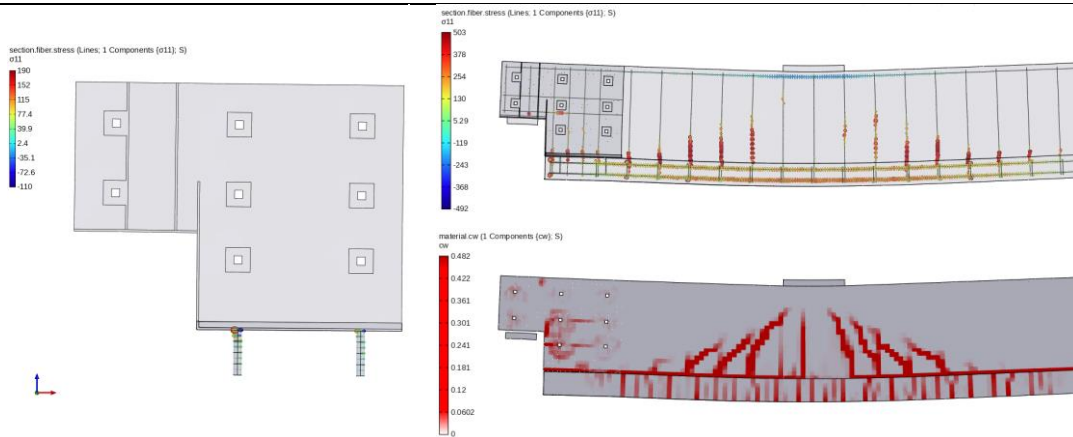
- Tensione delle fibre delle barre filettate dell'ancoraggio in $[N/mm^2]$ (a sinistra);
- Materiale Crack width in $[mm]$ (in alto a destra);
- Tensione delle barre di armatura in $[N/mm^2]$ (in basso a destra).



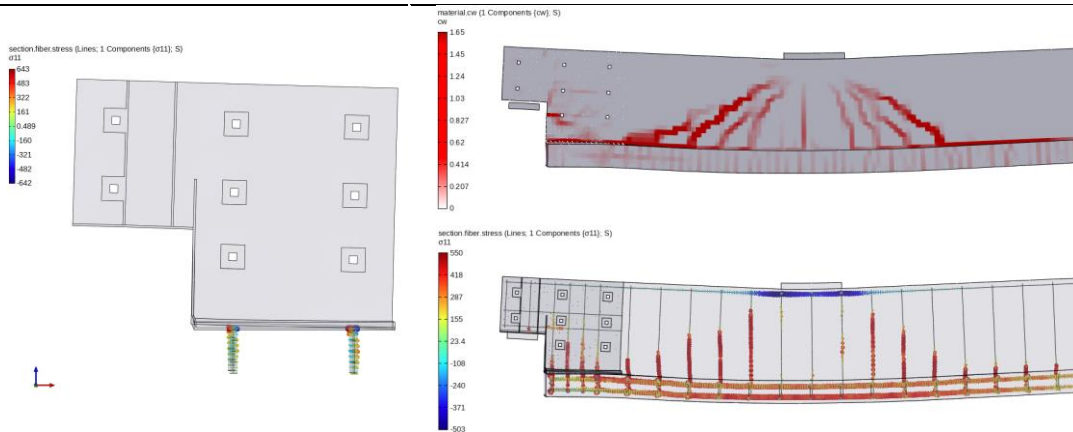
Passo 1: Reazione 150 kN, spostamento 2,4 mm, step 80



Passo 2: Reazione 230 kN, spostamento 5,5 mm, step 161



Passo 3: Reazione 360 kN, spostamento 14 mm, step 350



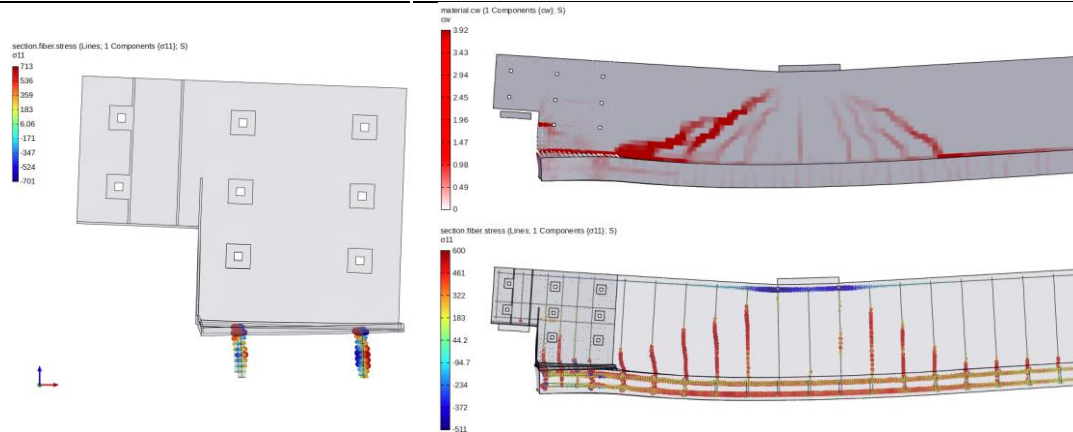


Figura 133: Evoluzione quadro fessurativo trave A, comportamento rinforzo durante fase di carico, schema statico 2, rinforzo proposto 2: apertura delle fessure in mm (crack width) e tensioni nelle barre in N/mm^2

Nel passo 1 si osserva una riduzione di rigidità della curva di carico-spostamento dovuta alla formazione delle prime fessure flessionali al centro della struttura. In questo stadio, le armature e gli ancoraggi del rinforzo non hanno raggiunto lo stato plastico.

Nel passo successivo, le fessure flessionali si sono propagate e diffuse e, contestualmente, si nota una parziale plasticizzazione delle staffe verticali vicino alla zona della ripresa di getto. Gli ancoraggi del rinforzo iniziano a caricarsi a trazione, ma non raggiungono tensioni prossime a quelle di snervamento.

Intorno ai 14 mm di spostamento, si ha la formazione di una fessura che si origina a partire dalla parte bassa del rinforzo, in corrispondenza della ripresa di getto, e che si propaga con un'inclinazione di circa 40° verso la mezzeria della trave. Le staffe verticali in corrispondenza di quest'ultima fessura sono completamente plasticizzate. Per quanto riguarda il rinforzo, solo le estremità delle barre filettate, adiacenti alla piastra a contatto con l'intradosso della soletta, hanno raggiunto lo snervamento.

Nell'ultimo stadio della simulazione, la fessura precedentemente menzionata presenta un'apertura di circa 3 mm e le staffe verticali adiacenti raggiungono il punto di rottura. Le barre filettate del sistema di rinforzo presentano una tensione superiore a quella di plasticizzazione, ma non sono così elevate da raggiungere la tensione di rottura.

La risposta strutturale esposta per la sella di tipologia A rinforzata con il sistema proposto 2 è analoga a quelle che si presentano nelle altre casistiche riportate nell'Allegato II.

7 Conclusioni

Il deterioramento delle strutture esistenti è un argomento ricorrente nell'ambito dell'Ingegneria Civile e che richiede grande attenzione. Nell'attuale contesto delle infrastrutture, i ponti e i viadotti mostrano in molti casi un evidente stato di degrado che può aggravarsi se non si attuano efficaci piani di manutenzione e di monitoraggio. Pertanto, la manutenzione e la riqualificazione delle strutture esistenti giocano un ruolo fondamentale e limitano la realizzazione di costruzioni ex novo, riducendo così l'impatto ambientale e i costi economici.

Il presente lavoro di tesi concentra l'attenzione sui ponti a travata Gerber che rappresentano una tipologia strutturale ampiamente utilizzata tra gli anni '60 e '80. Le travi Gerber sono realizzate mediante una riduzione dell'altezza delle sezioni poste alle loro estremità e consentono di ottenere strutture isostatiche e di più semplice prefabbricazione. Nonostante la sella Gerber garantisca una serie di vantaggi, negli anni il suo impiego è stato fortemente limitato per via di alcune criticità. In particolare, l'acqua piovana che proviene dal manto stradale, se non correttamente raccolta, penetra nel giunto, creando condizioni ottimali per la comparsa del fenomeno della corrosione delle barre di armatura. Di conseguenza, le selle Gerber dei ponti esistenti necessitano di ispezioni e di attività di manutenzione frequenti, sebbene siano spesso di difficile accesso per le operazioni di riparazione e di consolidamento.

La tesi si è focalizzata sulla modellazione numerica di un sistema di rinforzo per selle Gerber corrose in calcestruzzo armato, tramite l'utilizzo del software STKO [5]. Tale sistema di rinforzo, progettato e testato da Bertagnoli et al. [2], è composto da due piastre in acciaio posizionate sui lati dell'anima della trave mediante dei bulloni. Lo scopo del rinforzo consiste nel trasferire il carico per attrito dalla trave in calcestruzzo armato alle piastre in acciaio. Il rivestimento in acciaio è stato concepito per essere applicato sui ponti esistenti, evitando interventi pesanti sulla carreggiata e limitando la chiusura del traffico veicolare. Il rinforzo è stato testato con una prova a flessione su tre punti per due travi progettate con il metodo S&T: una trave è stata realizzata con un layout di armatura che prevede oltre le barre longitudinali anche staffe verticali (trave A), mentre l'altra trave con un layout di armatura che prevede oltre le barre longitudinali e le staffe verticali anche le barre di armatura inclinate (trave B). In entrambe le travi è stata simulata la corrosione su una delle due estremità, riducendo il diametro delle barre previsto dal progetto. In seguito, sulla sella corrosa è stato installato il rinforzo in acciaio. Dalle prove sperimentali sono emerse delle considerazioni interessanti: la trave A ha avuto un collasso di tipo fragile con un meccanismo a strappo della zona rinforzata, mentre la trave B è collassata per una fessura che si è originata nella parte inferiore del rinforzo e si è estesa lungo tutta la ripresa di getto fino alla mezzera della trave [2].

Durante la prima fase di questo lavoro di tesi, è stata compiuta la calibrazione dei modelli numerici delle due travi, individuando la curva carico-spostamento della prova sperimentale e i relativi quadri fessurativi.

Successivamente alla fase di taratura dei modelli numerici, sono state condotte delle simulazioni numeriche aggiuntive per individuare le capacità portanti delle travi nei casi di sella sana, corrosa e corrosa-rinforzata. Nelle simulazioni aggiuntive è emerso che il modello numerico sovrastima i carichi di rottura delle selle sane e delle selle corrose rispetto ai carichi previsti dallo STM. Tale sovrastima può essere spiegata considerando che lo STM tende a sottostimare le capacità portanti, essendo un'applicazione del teorema del limite inferiore della teoria della plasticità. Inoltre, è importante considerare che i risultati ottenuti con i modelli numerici sono in accordo con le prove in laboratorio.

Le ultime simulazioni condotte sui modelli numerici hanno previsto l'inserimento dell'ancoraggio delle barre longitudinali della soletta all'interno dell'anima. Tale modifica ha determinato un aumento della capacità di carico delle selle corrose rinforzate, posticipando il meccanismo di rottura a strappo che è emerso durante la campagna sperimentale.

Infine, sono state proposte due nuove tipologie di rinforzo, che riprendono il design del rivestimento in acciaio testato durante la campagna sperimentale di riferimento. I due nuovi rinforzi prevedono l'estensione della piastra in acciaio sull'intradosso della soletta e il collegamento del rivestimento al calcestruzzo mediante il serraggio di bulloni (rinforzo 1) o tramite l'ancoraggio chimico di barre filettate (rinforzo 2). Tali rinforzi, così come il rinforzo originario, sono ideati nell'ottica di attuare interventi sulle selle Gerber esistenti che siano poco invasivi e che limitino la chiusura del traffico. L'inserimento dei nuovi rinforzi sulle selle danneggiate ha evidenziato, tramite le simulazioni numeriche, un aumento considerevole della capacità portante, pur manifestando al termine delle prove dei meccanismi di rottura a strappo.

Considerando quanto esposto, i possibili sviluppi futuri potrebbero riguardare: un approfondimento aggiuntivo inerente alla modellazione numerica delle riprese di getto, mediante la taratura di ulteriori parametri dell'interfaccia cercando di cogliere più accuratamente il meccanismo a rottura della trave B, e la realizzazione di una nuova campagna sperimentale al fine di verificare le resistenze delle singole selle non rinforzate (sane e corrose) e le prestazioni dei nuovi rinforzi proposti per entrambe le travi (A e B). Inoltre, risulterebbe interessante valutare per eventuali future campagne sperimentali dei processi di corrosione tipici per le barre maggiormente esposte al fenomeno. Nel caso in cui i risultati siano soddisfacenti, i rinforzi potranno essere testati in scala reale e proposti per l'installazione su selle Gerber esistenti.

Allegato I

Il metodo di calcolo proposto si basa sulla linea guida europea ETAG 001-TR029 [42] e sulla relativa certificazione ETA (European Technical Approval) del prodotto utilizzato. Si trascurano la presenza di armatura nel calcestruzzo ed eventuali eccentricità del carico applicato [40]. Di seguito i calcoli svolti per ottenere la resistenza di progetto per scalzamento dell'ancorante $V_{Rd, cp}$.

Tabella 21: Parametri geometrici calcolo resistenza ancoraggio chimico

Tipologia ancoraggio: sistema di ancoraggio composto da una resina ed una barra filettata in acciaio zincato classe 8.8, M20			
Parametro geometrico	Unità di misura	Valore	Note
Diametro nominale punta trapano	mm	24	
Profondità massima infissione	mm	240	
Profondità minima infissione	mm	96	
h_{ef} (infissione scelta)	mm	110	
Spessore supporto minimo	mm	158	verificato
Coppia di serraggio	N·mm	120	
I valori s_{min} e c_{min} rappresentano rispettivamente i valori dell'interasse e della distanza dal bordo al di sotto delle quali non è determinabile analiticamente la resistenza del sistema di ancoraggio.			
Interasse minimo tra gli ancoranti, s_{min}	mm	100	
Distanza minima dai bordi, c_{min}	mm	100	

Tabella 22: Calcolo resistenza di progetto a trazione per sfilamento dell'ancorante $N_{Rd,p}$

Resistenza di progetto a trazione per sfilamento dell'ancorante $N_{Rd,p}$			
$N_{Rd,p} = N_{Rd,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \psi_{w,p} \cdot \psi_c \cdot \psi_{Lp} \cdot \psi_{g,Np}$			
Parametro geometrico	Unità di Misura	Valore	Note
$N_{Rd,p}^0 = N_{Rk,c}^0 / \gamma_{Mc}$			
$N_{rd,p}^0$	kN	30.5	calcestruzzo fessurato, C20/25 valore tabellare
$h_{ef,nom}$	mm	170	Profondità di infissione nominale
I valori s_{cr} e c_{cr} rappresentano rispettivamente i valori dell'interasse e della distanza dal bordo al di sopra delle quali, gli ancoranti non subiscono alcuna diminuzione di portata e possono essere considerati come isolati ai fini della determinazione della resistenza.			
$s_{cr,Np}$ per pull-out	mm	510	
$c_{cr,Np}$ per pull-out	mm	255	
I valori di s_{cr} indicati variano se viene utilizzata una profondità di infissione differente da quella nominale			
$s_{cr,Np} = 3 \cdot h_{ef}$ & $c_{cr,Np} = 0.5 \cdot s_{cr,Np}$			
$s_{cr,Np}$	mm	330	
$c_{cr,Np}$	mm	165	
Presenza di acqua durante l'installazione dell'ancorante - $\Psi_{w,p}$			
$\Psi_{w,p}$	-	1	Si trascura presenza acqua
Classe del calcestruzzo - Ψ_{cls}			
Ψ_{cls}	-	1.04	Coefficiente calcestruzzi differenti dal C20/25
Profondità di infissione differente da quella nominale $h_{ef,nom}$ - Ψ_{Lp}			
$\Psi_{Lp} = h_{ef} / h_{ef,nom}$			
h_{ef}	mm	110	
$h_{ef,nom}$	mm	170	
Ψ_{Lp}	-	0.65	
Incremento resistenza per gruppo di ancoranti - $\Psi_{g,Np}$			
$\psi_{g,Np} = \psi_{g,Np}^0 - \left(\frac{s}{s_{cr,Np}} \right)^{0.5} \cdot (\psi_{g,Np}^0 - 1) \geq 1$			
$\psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{1.8 \cdot N_{Rd,p}^0 \cdot \psi_{w,p} \cdot \psi_c}{\pi \cdot h_{ef} \cdot k \cdot \sqrt{h_{ef} \cdot f_{ck,cube}}} \right)^{1.5} \geq 1$			
n	-	4	Numero ancoraggi
$N_{rd,p}^0$	N	30500	Resistenza sfilamento
$f_{ck,cube}$	N/mm ²	29	Resistenza calcestruzzo
k	-	2.3	Coefficiente calcestruzzo fessurato
h_{ef}	mm	110	Profondità infissione

$s_{cr, Np}$	mm	330	
$c_{cr, Np}$	mm	165	
s	mm	220	Interasse ancoranti
$\Psi_{g, Np}^0$	-	1.99	
$\Psi_{g, Np}$	-	1.18	
Influenza dovuta alla vicinanza di un ulteriore ancorante - $A_{p, N}/A_{p, N}^0$			
$\frac{A_{p, N}}{A_{p, N}^0} = \frac{1 + s/s_{cr, Np}}{2}$			
$A_{p, N}/A_{p, N}^0$	-	0.83	
Influenza dovuta alla vicinanza di un bordo - $A_{p, N}/A_{p, N}^0$			
$\frac{A_{p, N}}{A_{p, N}^0} = \frac{s_{cr, Np} \cdot (c_{cr, Np} + c)}{s_{cr, Np}^2} \cdot \psi_{s, Np} \text{ con } \psi_{s, Np} = \left(0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{c_{cr, Np}} \right) \leq 1$			
c	mm	90	Distanza da bordo esterno
$\Psi_{s, Np}$	-	0.86	
$A_{p, N}/A_{p, N}^0$	-	0.66	
$N_{Rd, p}$	kN	16.19	
γ	-	2.1	
$N_{Rd, p}$	kN	34	Senza fattore di sicurezza

Tabella 23: Calcolo resistenza di progetto a trazione per rottura conica del calcestruzzo $N_{Rd,c}$

Resistenza di progetto a trazione per rottura conica del calcestruzzo $N_{Rd,c}$			
$N_{Rd,c} = N_{Rd,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{w,c} \cdot \psi_{cls,N} \cdot \psi_{Lc} \cdot \psi_{g,Nc} \cdot \psi_{h,sp}$			
Parametro	Unità di misura	Valore	Note
$N_{rd,c}^0$	kN	38	Calcestruzzo fessurato, C20/25 valore tabellare
$h_{ef,nom}$	mm	170	Profondità di infissione nominale
I valori s_{cr} e c_{cr} rappresentano rispettivamente i valori dell'interasse e della distanza dal bordo al di sopra delle quali, gli ancoranti non subiscono alcuna diminuzione di portata e possono essere considerati come isolati ai fini della determinazione della resistenza.			
$s_{cr,Nc}$ per rottura conica cls	mm	510	
$c_{cr,Nc}$ per rottura conica cls	mm	255	
I valori di s_{cr} indicati variano se viene utilizzata una profondità di infissione differente da quella nominale			
$s_{cr,Np} = 3 \cdot h_{ef} \text{ \& } c_{cr,Np} = 0.5 \cdot s_{cr,Np}$			
$s_{cr,Np}$	mm	330	
$c_{cr,Np}$	mm	165	
Classe del calcestruzzo - Ψ_{cls}			
Ψ_{cls}	-	1.04	Coefficiente calcestruzzi differenti da C20/25
Profondità di infissione - Ψ_{Lc}			
$\Psi_{Lc} = (h_{ef}/h_{ef,nom})^{1.5}$			
h_{ef}	mm	110	
$h_{ef,nom}$	mm	170	
Ψ_{Lc}	-	0.52	
Influenza dovuta alla vicinanza di un ulteriore ancorante - $A_{c,N}/A_{c,N}^0$			
$\frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} = \frac{1 + s/s_{cr,Nc}}{2}$			
s	mm	220	Interasse ancoraggio su supporto
$A_{c,N}/A_{c,N}^0$	-	0.83	
Influenza dovuta alla vicinanza di un bordo - $A_{c,N}/A_{c,N0} - \Psi_{g,Nc}$			
$\frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} = \frac{s_{cr,Np} \cdot (c_{cr,Np} + c)}{s_{cr,Np}^2} \cdot \psi_{s,Nc} \text{ con } \psi_{s,Nc} = \left(0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Nc}} \right) \leq 1$			
c	mm	90	Distanza ancoraggio da bordo esterno
$\Psi_{s,Np}$	-	0.86	
$A_{c,N}/A_{c,N0}$	-	0.67	
Incremento resistenza per gruppo di ancoranti - $\Psi_{g,Nc}$			
$\psi_{g,Np} = \psi_{g,Np}^0 - \left(\frac{s}{s_{cr,Np}} \right)^{0.5} \cdot (\psi_{g,Np}^0 - 1) \geq 1$			

$$\psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{1.8 \cdot N_{Rd,p}^0 \cdot \psi_{w,p} \cdot \psi_c}{\pi \cdot h_{ef} \cdot k \cdot \sqrt{h_{ef} \cdot f_{ck,cube}}} \right)^{1.5} \geq 1$$

n	-	4	
$N_{Rd,p}^0$	N	38000	
$f_{ck,cube}$	N/mm ²	29	
k	-	2.3	Coefficiente calcestruzzo fessurato
h_{ef}	mm	110	Profondità infissione
$s_{cr,Nc}$	mm	330	
$c_{cr,Nc}$	mm	165	
s	mm	220	Interasse ancoranti
$\Psi_{g,Nc}^0$	-	1.99	
$\Psi_{g,Nc}$	-	1.18	
Influenza spessore supporto - $\Psi_{h,sp}$			
$\psi_{h,sp} = \left(\frac{h}{2h_{ef}} \right)^{2/3} \leq 1.5$			
h	mm	150	Altezza supporto
h_{ef}	mm	110	Profondità infissione
$\Psi_{h,sp}$	-	0.77	
$N_{Rd,c}$	kN	12.57	
γ	-	2.10	
$N_{Rd,c}$	kN	26.40	Senza fattore di sicurezza

Tabella 24: Resistenza di progetto a trazione lato ancoraggio

Resistenza di progetto a trazione			
$N_{Rd} = \min(N_{Rd,p}; N_{Rd,c})$			
N_{Rd}	kN	26.40	

Tabella 25: Resistenza di progetto per scalzamento dell'ancorante $V_{Rd,cp}$

Resistenza di progetto per scalzamento dell'ancorante $V_{Rd,cp}$			
$V_{Rd,cp} = k \cdot \min(N_{Rd,p}; N_{Rd,c})$			
Parametro	Unità di misura	Valore	Note
$\min(N_{Rd,p}; N_{Rd,c})$	kN	12.57	Con fattore di sicurezza
k	-	2.80	Coefficiente K per diametri pari a 20 mm
$V_{rd,cp}$	kN	35.20	Con fattore di sicurezza
$\gamma_{M,cp}$	-	1.50	Coefficiente di sicurezza
$V_{rd,cp}$	kN	52.80	Resistenza senza fattore di sicurezza

Allegato II

Nel seguito sono riportati i risultati inerenti alle travi A e B con il rinforzo proposto 1 e 2.

Trave A - Schema statico 2
RINFORZO 1

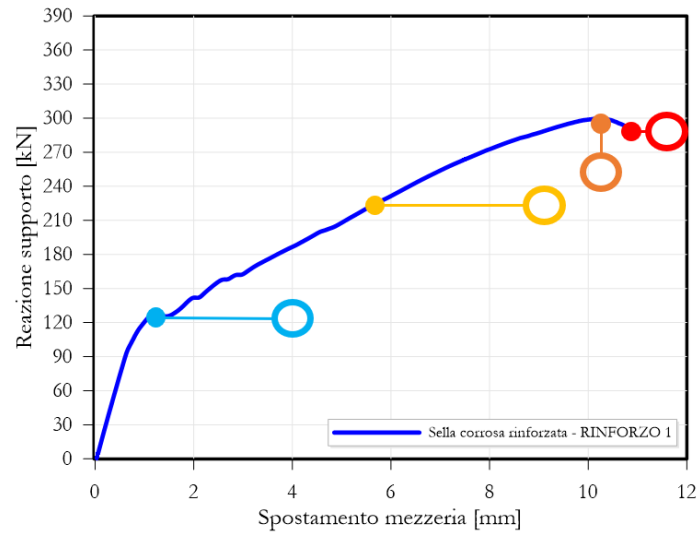
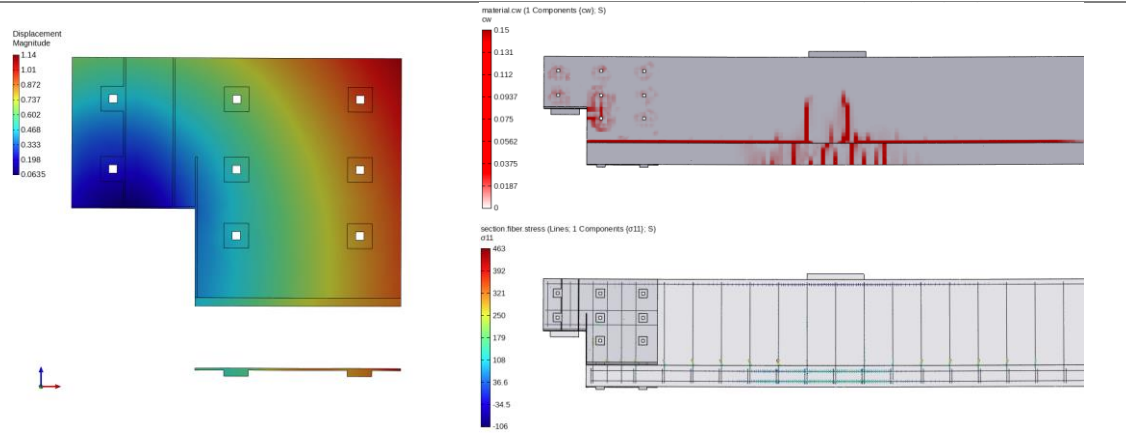


Figura 134: Curva carico-spostamento: analisi andamento quadro fessurativo trave A, schema statico 2, rinforzo proposto 1



Passo 1: Reazione 30 kN, spostamento 1.75 mm, step 86



Passo 2: Reazione 230 kN, spostamento 5,9 mm, step 228

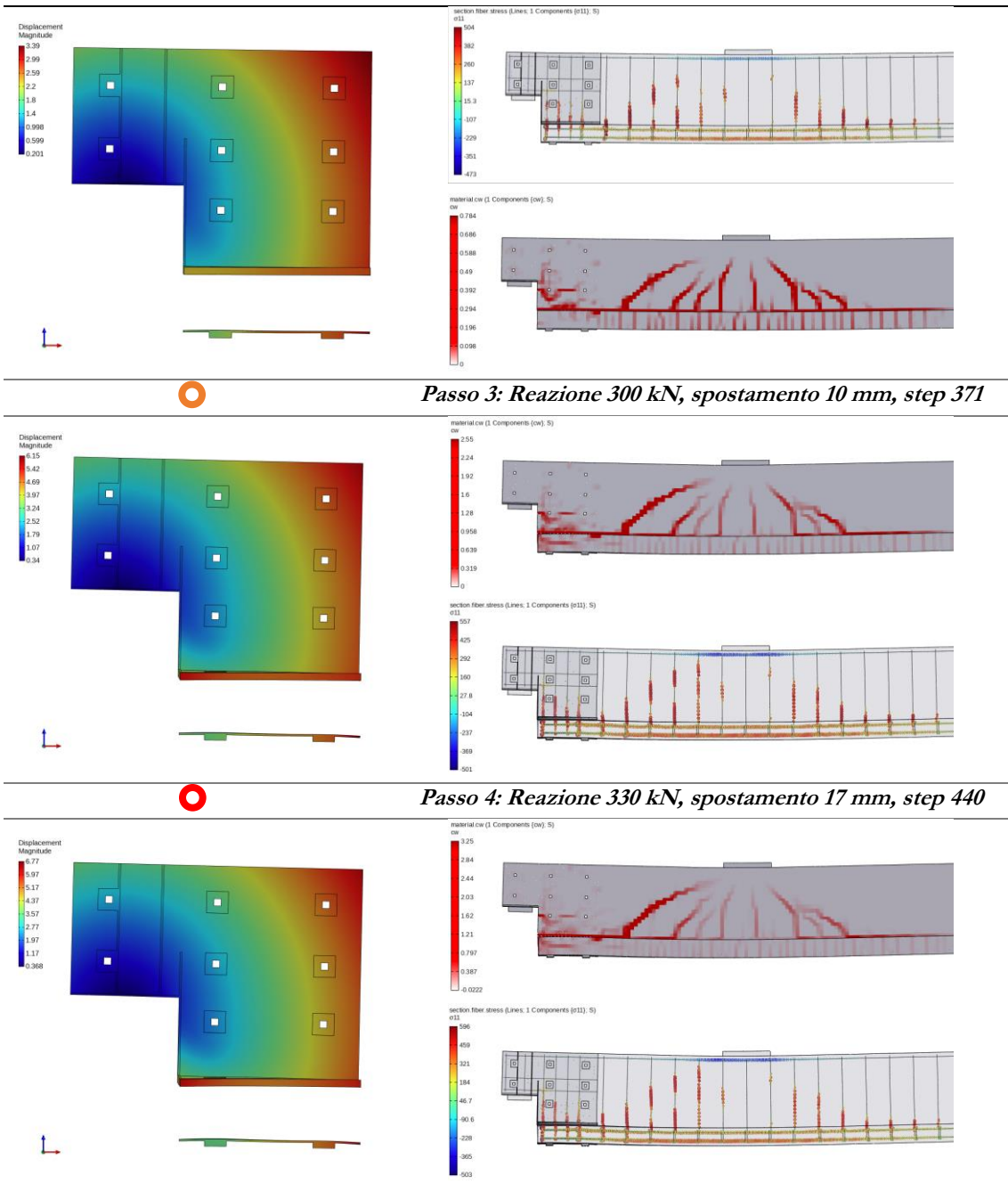


Figura 135: Evoluzione quadro fessurativo trave A, comportamento rinforzo durante fase di carico, schema statico 2, rinforzo proposto 1: apertura delle fessure in mm (crack width), tensioni nelle barre in N/mm^2 e deformata rinforzo.

Trave B - Schema statico 2
RINFORZO 1

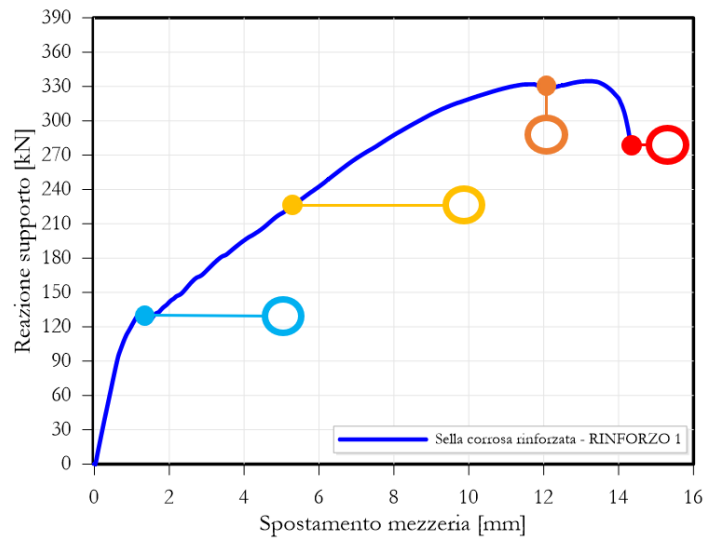
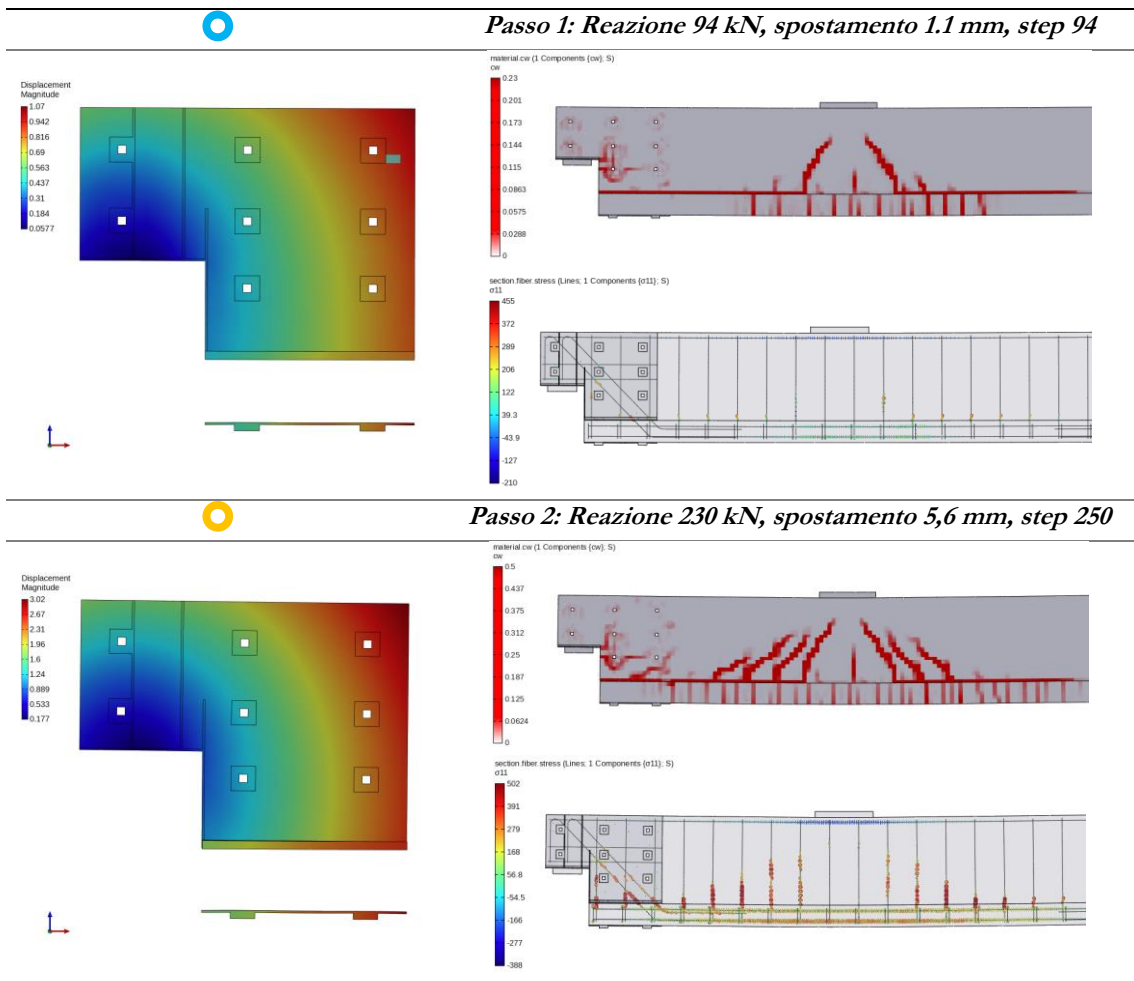
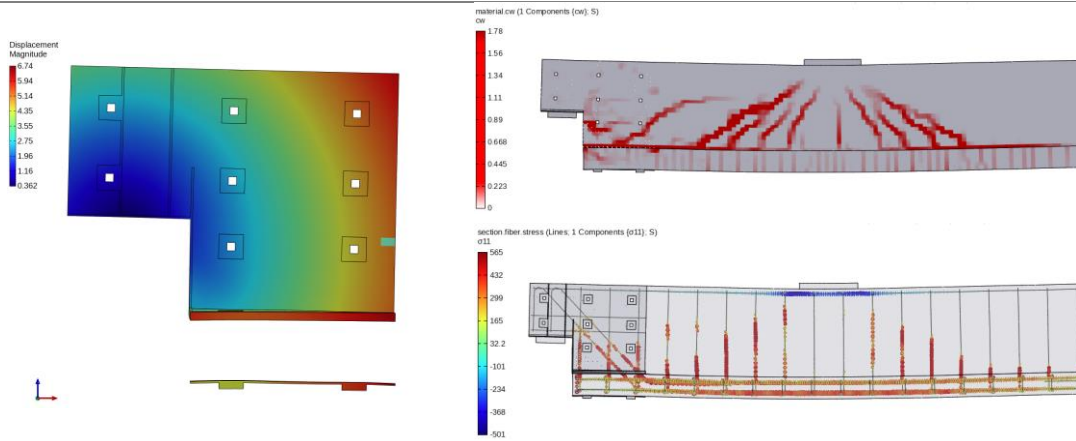


Figura 136: Curva carico-spostamento: analisi andamento quadro fessurativo trave B, schema statico 2, rinforzo proposto 1





Passo 3: Reazione 330 kN, spostamento 12 mm, step 480



Passo 4: Reazione 280 kN, spostamento 14 mm, step 603

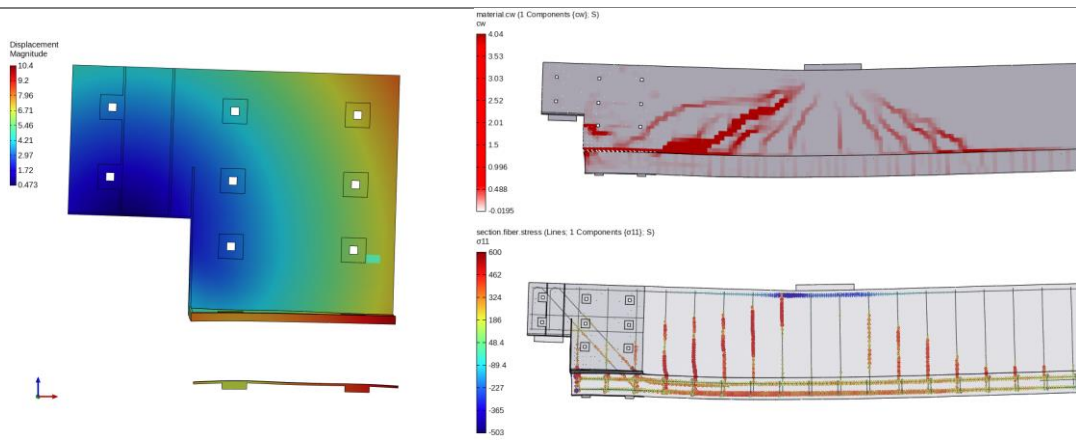


Figura 137: Evoluzione quadro fessurativo trave B, comportamento rinforzo durante fase di carico, schema statico 2, rinforzo proposto 1: apertura delle fessure in mm (crack width), tensioni nelle barre in N/mm^2 e deformata rinforzo.

Trave B - Schema statico 2
RINFORZO 2

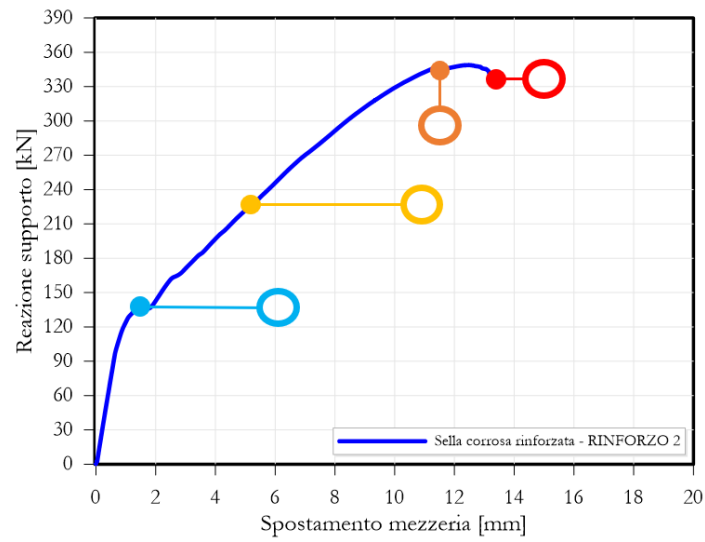
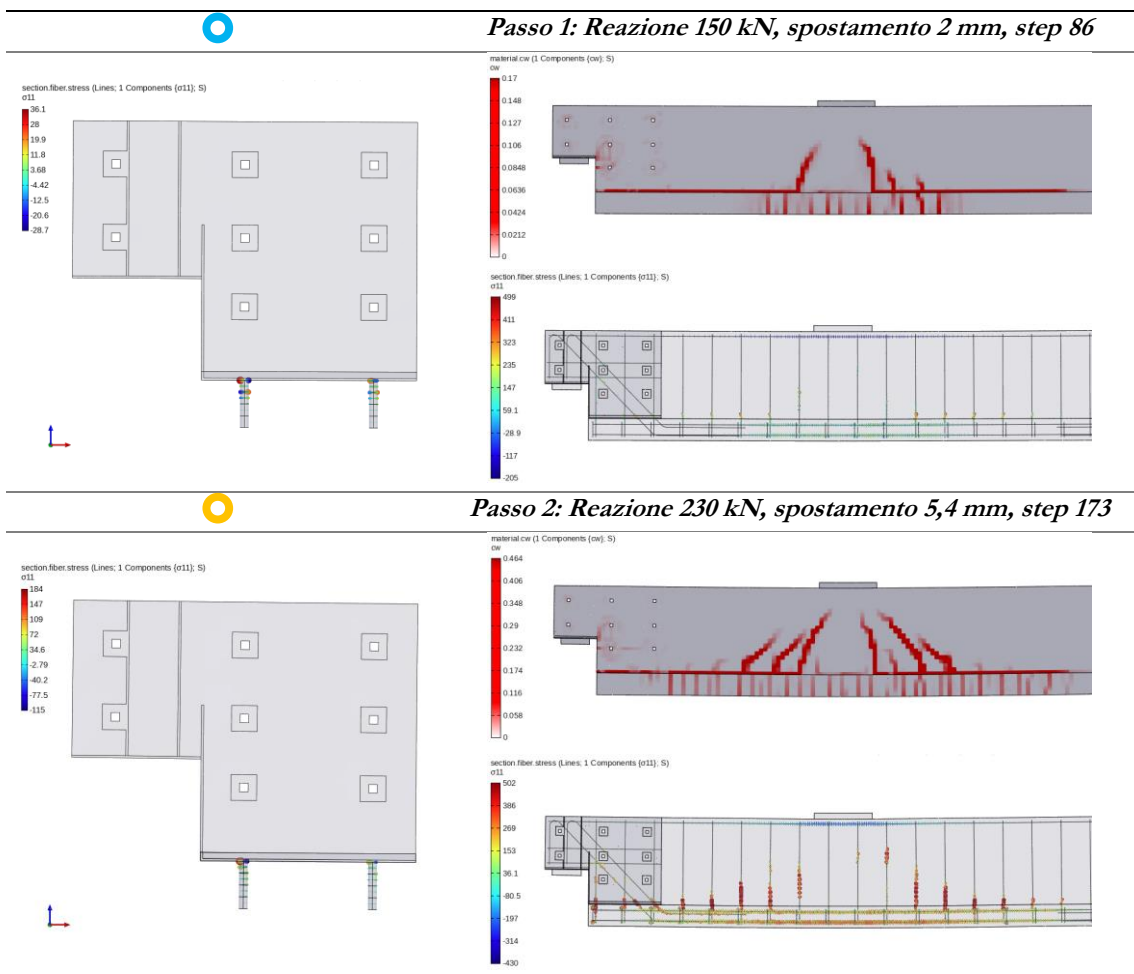
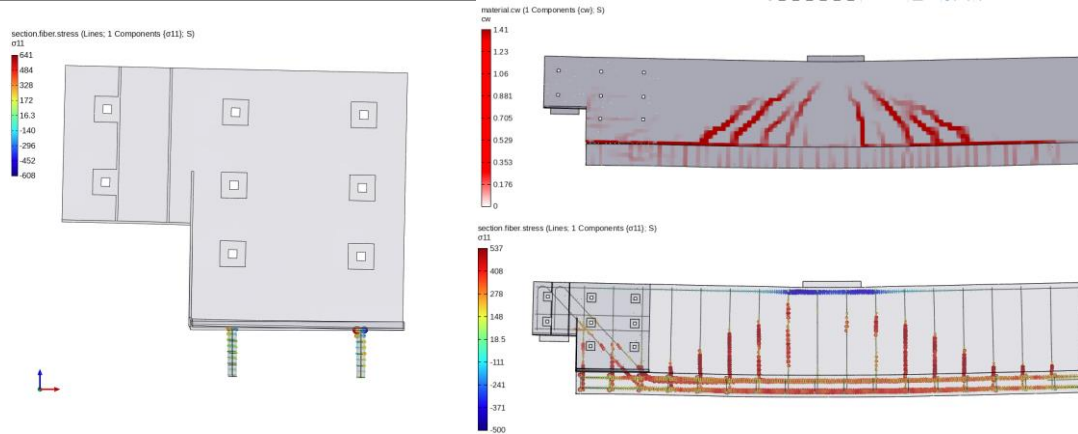


Figura 138: Curva carico-spostamento: analisi andamento quadro fessurativo trave B, schema statico 2, rinforzo proposto 2





Passo 3: Reazione 340 kN, spostamento 11,35 mm, step 318



Passo 4: Reazione 330 kN, spostamento 13,4 mm, step 387

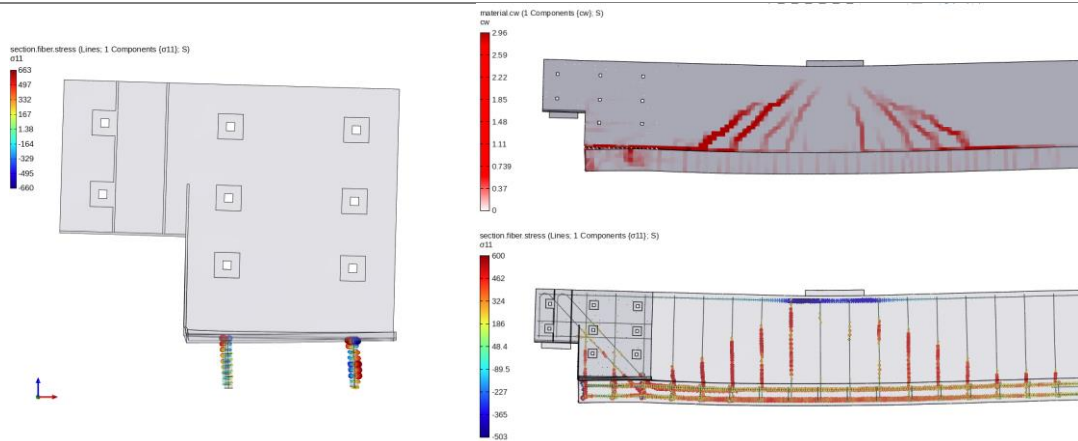


Figura 139: Evoluzione quadro fessurativo trave B, comportamento rinforzo durante fase di carico, schema statico 2, rinforzo proposto 1: apertura delle fessure in mm (crack width), tensioni nelle barre in N/mm^2

Bibliografia

- [1] Ministero delle Infrastrutture e della Mobilità Sostenibili Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, *LINEE GUIDA PER LA CLASSIFICAZIONE E GESTIONE DEL RISCHIO, LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA ED IL MONITORAGGIO DEI PONTI ESISTENTI*. Roma, Italia, 2022.
- [2] G. Bertagnoli, M. Ferrara, L. Giordano, and M. Malavisi, “Preliminary Investigation on Steel Jacketing Retrofitting of Concrete Bridges Half-Joints,” *Applied Sciences (Switzerland)*, vol. 13, no. 14, Jul. 2023, doi: 10.3390/app13148181.
- [3] M. M. Rosso, R. Asso, A. Aloisio, M. Di Benedetto, R. Cucuzza, and R. Greco, “Corrosion effects on the capacity and ductility of concrete half-joint bridges,” *Constr Build Mater*, vol. 360, Dec. 2022, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2022.129555.
- [4] “ADEGUAMENTO SISMICO DEI VIADOTTI FRANCO ROMANO E SABBIONE.” Accessed: Feb. 18, 2024. [Online]. Available: <https://www.dsd-srl.it/progetti/RISTRUTTURAZIONE-ED-ADEGUAMENTO-SISMICO-DEI-VIADOTTI-GENERALE-FRANCO-ROMANO-E-SABBIONE-DELLA-A6.html#gallery-4>
- [5] M. Petracca, F. Candeloro, and G. Camata, “ASDEA Software STKO user manual,” 2017.
- [6] F. McKenna, G.L. Fenves, and M.H. Scott, “Open system for earthquake engineering simulation,” Berkeley, CA, 2000.
- [7] Di Benedetto M., “Studio del degrado indotto dalla corrosione nelle selle Gerber: simulazioni numeriche,” 2021.
- [8] “Eurocode 2: Design of concrete structures-Part 1-1: General rules and rules for buildings from IHS,” 1992.
- [9] C. Pellegrino, “Lo stato della ricerca sulla valutazione del rischio e la verifica della sicurezza dei ponti e dei viadotti - L'ISPEZIONE DEGLI ELEMENTI CRITICI: LE SELLE GERBER,” Sep. 2021.

- [10] “Weico Bridge.” Accessed: Feb. 14, 2024. [Online]. Available: <https://www.weico-bridge.it/it/realizzazioni-personalizzate/11-0.html>
- [11] Collins MP., “Reinforced concrete members in torsion and shear,” 1978, doi: 10.5169/seals-23542.
- [12] “Prestressed Concrete Institute.” Accessed: Feb. 08, 2024. [Online]. Available: <https://www.pci.org/>
- [13] F. Palmisano, A. Vitone, and C. Vitone, *Il metodo del percorso del carico*, Capitolo 8. 2007.
- [14] Schlaich J, “Strut-and-tie model design of structural concrete”, doi: 10.5169/seals-13926.
- [15] “Progetti di strutture - materiale didattico fondazioni - Angotti capitolo 10.” Accessed: Feb. 18, 2024. [Online]. Available: https://www.unife.it/ing/lm.civile/insegnamenti/progetti-di-strutture/materiale-didattico/fondazioni/angotti_cap10.pdf
- [16] A. H. Mattock and T. C. Chan, “Design and Behavior of Dapped-End Beams,” 1979.
- [17] W. Y. Lu, I. J. Lin, S. J. Hwang, and Y. H. Lin, “Shear strength of high-strength concrete dapped-end beams,” *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, 2003.
- [18] P. Desnerck, J. M. Lees, and C. T. Morley, “Impact of the reinforcement layout on the load capacity of reinforced concrete half-joints,” *Eng Struct*, vol. 127, pp. 227–239, Nov. 2016, doi: 10.1016/j.engstruct.2016.08.061.
- [19] S. E.-D. M. F. Taher, “Strengthening of critically designed girders with dapped ends,” *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, vol. 158, no. 2, pp. 141–152, Apr. 2005, doi: 10.1680/stbu.2005.158.2.141.
- [20] P. C. Huang and A. Nanni, “Dapped-end strengthening of full-scale prestressed double tee beams with FRP composites,” *Advances in Structural Engineering*, vol. 9, no. 2, pp. 293–308, Apr. 2006, doi: 10.1260/136943306776987010.

- [21] T. Nagy-György, G. Sas, A. C. Dâescu, J. A. O. Barros, and V. Stoian, “Experimental and numerical assessment of the effectiveness of FRP-based strengthening configurations for dapped-end RC beams,” *Eng Struct*, vol. 44, pp. 291–303, Nov. 2012, doi: 10.1016/j.engstruct.2012.06.006.
- [22] A. Atta and M. Taman, “Innovative method for strengthening dapped-end beams using an external prestressing technique,” *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, vol. 49, no. 8, pp. 3005–3019, Aug. 2016, doi: 10.1617/s11527-015-0701-8.
- [23] Lustrato Simone, “Studio di sistemi di rinforzo con piastre in acciaio per selle Gerber di travi in C.A. e C.A.P,” 2022.
- [24] Bruzzaniti F., “Foto sella Gerber con traverso.” Barcellona Pozzo di Gotto, 2023.
- [25] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, “Norme tecniche per le costruzioni,” 2018.
- [26] Comitato europeo di normalizzazione (CEN), *EN-1993-1-8; Eurocodice 3: Progettazione di strutture in acciaio-Progettazione dei giunti*. Belgio, Bruxelles, 2005.
- [27] G. Van Rossum and F. L. Drake, “Python 3 Reference Manual,” *CreateSpace*, 2009.
- [28] “ASDConcrete3D.” Accessed: Jan. 31, 2024. [Online]. Available: <https://opensees.github.io/OpenSeesDocumentation/user/manual/material/ndMaterials/ASDConcrete3D.html>
- [29] M. Petracca, G. Camata, E. Spacone, and L. Pelà, “Efficient Constitutive Model for Continuous Micro-Modeling of Masonry Structures,” *International Journal of Architectural Heritage*, vol. 17, no. 1, pp. 134–146, 2023, doi: 10.1080/15583058.2022.2124133.
- [30] M. Petracca, L. Pelà, R. Rossi, S. Zaghi, G. Camata, and E. Spacone, “Micro-scale continuous and discrete numerical models for nonlinear analysis of masonry shear walls,” *Constr Build Mater*, vol. 149, pp. 296–314, Sep. 2017, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2017.05.130.

- [31] Fédération internationale de la précontrainte., *Model code 2010*. Fédération internationale du béton, 2010.
- [32] Water. Wegen. Werken. Rijkswaterstaat, “Guidelines for Nonlinear Finite Element Analysis of Concrete Structures,” 2022.
- [33] “Bbar brick element.” Accessed: Feb. 06, 2024. [Online]. Available: https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Bbar_Brick_Element
- [34] “Hysteretic Material.” Accessed: Feb. 06, 2024. [Online]. Available: https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Hysteretic_Material
- [35] “OpenSeeswiki Documentation.” Accessed: Mar. 19, 2024. [Online]. Available: <https://opensees.github.io/OpenSeesDocumentation/>
- [36] “Force-Based Beam-Column Element.” Accessed: Feb. 06, 2024. [Online]. Available: https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Force-Based_Beam-Column_Element
- [37] N. Guettafi, D. Yahiaoui, K. Abbeche, and T. Bouzid, “Numerical Evaluation of Soil-Pile-Structure Interaction Effects in Nonlinear Analysis of Seismic Fragility Curves,” *Transportation Infrastructure Geotechnology*, vol. 9, no. 2, pp. 155–172, Apr. 2022, doi: 10.1007/s40515-021-00161-y.
- [38] “Elastic Isotropic Material.” Accessed: Feb. 06, 2024. [Online]. Available: https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Elastic_Isotropic_Material
- [39] “ASDEmbeddedNode Element.” Accessed: Feb. 06, 2024. [Online]. Available: <https://opensees.github.io/OpenSeesDocumentation/user/manual/model/elements/ASDEmbeddedNodeElement.html>
- [40] “LA PROGETTAZIONE DEI SISTEMI DI ANCORAGGIO WÜRTH.” Accessed: Mar. 13, 2024. [Online]. Available: <https://eshop.wuerth.it/it/IT/EUR/>
- [41] “ZeroLengthContactASDimplex Element.” Accessed: Feb. 06, 2024. [Online]. Available: <https://opensees.github.io/OpenSeesDocumentation/user/manual/model/elements/zeroLengthContactASDimplex.html?highlight=contact#zerolengthcontactasdimplex-element>

- [42] Organizzazione Europea per il Benestare Tecnico, “LINEA GUIDA PER IL BENESTARE TECNICO EUROPEO DI ANCORANTI METALLICI DA UTILIZZARE NEL CALCESTRUZZO,” 1997.

Ringraziamenti

Mi è doveroso dedicare questo spazio della mia tesi alle persone che hanno contribuito alla conclusione di questo percorso.

Innanzitutto, un sentito ringraziamento va al Professore Fabio Di Trapani per la sua infinità umanità, per le conoscenze trasmesse durante tutto questo periodo di lavoro e per aver creduto in me anche nei momenti di maggiore difficoltà.

Un doveroso grazie va al Professore Gabriele Bertagnoli per le dritte indispensabili e necessarie per la conclusione della tesi.

Desidero esprimere la mia gratitudine all'Ingegnere Marilisa Di Benedetto per il suo prezioso contributo e impegno durante tutto il percorso di tesi. Sono profondamente grato per il suo costante sostegno, che mi ha accompagnato in ogni fase della realizzazione di questo elaborato.

Ringrazio Asdea Software per il loro significativo contributo alla realizzazione di questa tesi.

Un ringraziamento speciale va ai miei genitori, al loro costante sostegno ed ai loro insegnamenti senza i quali oggi non sarei ciò che sono. Ogni sacrificio, incoraggiamento e consiglio che mi avete dato sono stati indispensabili e vitali. Senza di voi, questo percorso sarebbe stato molto più difficile. Questo traguardo è tanto vostro quanto mio, perché il vostro amore e il vostro supporto sono stati sempre incastonati nei giorni trascorsi lontano da casa.

Ringrazio di cuore Salvatore e Michela, la vostra continua presenza e l'affetto incondizionato sono stati la roccia su cui ho costruito il cammino di questi lunghi 5 anni.

Grazie agli amici del gruppo storico e indissolubile "Pascali/Giuvanni", per aver reso leggeri questi anni di università attraverso risate e cene davanti alla stufa più tossica della piana di Gioia Tauro.

Grazie agli amici di Torino e colleghi di università per aver condiviso con me questi preziosi anni da fuorisede. Le risate e le esperienze condivise hanno reso il mio percorso universitario un viaggio straordinario.

Infine, un ringraziamento particolare va a Valentina. Grazie per essere stata la mia fonte di ispirazione, sostegno e amore in ogni fase di questo viaggio accademico. La tua persona ha trasformato ogni sfida più semplice e ogni successo più significativo. Il tuo supporto illimitato è stato il faro che ha illuminato il mio cammino e il tuo amore il calore che ha abbracciato le mie insicurezze rendendo ogni giornata migliore