POLITECNICO DI TORINO

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

Stima del degrado da corrosione dei cavi da precompressione in ponti e viadotti in c.a.p



Relatore Prof. Rosario Ceravolo **Candidato** Manuel Garrapa Matricola 240435

Correlatore

Ing. Davide Masera, Ph.D. Prof. Ing. Daniele Ferretti

Anno Accademico 2019-2020

Indice

Indice delle	figureIV
Indice delle	tabelle
ABSTRACT	
ABSTRACT	(ENG)
Capitolo 1	
INTRODUZI	ONE
1.1 II j	fenomeno della corrosione nelle barre di armatura5
1.2 Ilj	fenomeno della corrosione nei cavi post-tesi
1.3 Ilj	fenomeno della corrosione nei cavi pretesi9
Capitolo 2	
DESCRIZION	NE DEL CASO STUDIO 11
2.1 Ca	aratteristiche geometriche
2.1.1	Impalcato di luce 30m13
2.1.2	Soletta15
2.1.3	Traversi 15
2.1.4	Vincoli16
2.1.5	Pile e pulvini16
2.2 Ma	ateriali17
2.2.1	Calcestruzzo17
2.2.2	Acciaio ordinario per armature17
2.2.3	Acciaio da precompressione
2.3 Az	ioni
2.3.1	Carichi permanenti 18
2.3.2	Forza di precompressione19

2.3.	3 Carchi variabili da traffico	22
2.3.	4 Azione della temperatura	22
Capitolo	3	24
MODELL	AZIONE	24
3.1	Modello strutturale	24
3.1.	1 Travi longitudinali	25
3.1.	2 Traversi	25
3.1.	3 Soletta	26
3.1.	4 Spalle	26
3.1.	5 Pile e pulvini	26
3.1.	6 Cavi da precompressione	27
3.2	Modello semplificato	29
3.2.	I Illustrazione del modello semplificato	29
3.2.	2 Ripartizione trasversale dei carichi	31
3.3	Analisi non lineare dei materiali	34
3.3.	1 Ritiro del calcestruzzo	36
3.3.	2 Viscosità del calcestruzzo	38
Capitolo	4	40
PROVA I	DI CARICO	40
4.1	Prova di carico di collaudo statico	41
4.2	Simulazioni di danneggiamento	43
4.3	Stima del degrado da corrosione	46
4.4	Criticità dell'iter procedurale	50
4.4.	<i>Parametri afferenti viscosità e ritiro del calcestruzzo</i>	50
4.5	Osservazioni e introduzione al monitoraggio	53
Capitolo	5	56
MONITORAGGIO		
5.1	Curva teorica di monitoraggio	57
5.1.	1 Costruzione delle curve teoriche di monitoraggio	57

5.1	<i>2 Fuso d'incertezza del calcolo della freccia</i>	. 59
5.2	Simulazioni di danneggiamento uniforme	. 63
5.3	Simulazioni di danneggiamento localizzato	. 70
5.4	Analisi dei risultati	. 74
Capitolo 6		
CONCLUSIONI		
RINGRA	ZIAMENTI	. 78
BIBLIOG	GRAFIA	. 79

Indice delle figure

1)	Figura 1.1 – Evoluzione nel tempo del degrado di una struttura in calcestruzzo armat
	a causa della corrosione da carbonatazione
2)	<i>Figura 1.2 – Attacco localizzato per pitting</i> 7
3)	Figura 1.3 – Effetto del grado di corrosione sull'apertura dei giunti in mezzeria 8
4)	Figura 1.4 – Variazione dei parametri meccanici delle barre di armatura in funzione
	del grado di corrosione10
5)	Figura 2.1 – Tipologia di schemi statici dei ponti e viadotti realizzati tra gli anni 50
	e 80 in Italia – Fonte AITEC
6)	Figura 2.2 – Tipologia di sezione trasversale dei ponti e viadotti realizzati tra gli anni
	50 e 80 in Italia – Fonte AITEC
7)	Figura 2.3 – Sezione longitudinale del cavalcavia oggetto di studio
8)	Figura 2.4 – Sezione trasversale dell'impalcato di luce 31m
9)	Figura 2.5 – Sezione longitudinale di una trave tipo14
10)	Figura 2.6 – Sezione trasversale di una trave principale15
11)	Figura 2.7 – Sezione trasversale di una trave principale16
12)	Figura 2.8 – Sezione trasversale del pulvino16
13)	Figura 2.9 – Schema illustrativo delle perdite di tensione
14)	Figura 2.10 – Schema di carico 1 (LM1) 22
15)	Figura 2.11 – Intensità dei carichi - Schema di carico 1 (LM1)
16)	Figura 2.12 – Gradienti di temperatura non lineare tra intradosso ed estradosso . 23
17)	Figura 3.1 – Modello strutturale del caso studio – Midas Civil
18)	Figura 3.2 – Disposizione dei link e dei vincoli che simulano la presenza della spalla

19) Figura 3.3 – Disposizione dei rigid link per il sistema impalcato-pulvino-pila 27
20) Figura 3.4 – Sistema di forze equivalenti alla precompressione
21) Figura 3.5 – Dimostrazione traslazione del momento flettente
22) Figura 3.6 – Esempio di deformazione rigida dell'impalcato
23) Figura 3.7 – Esempio di ripartizione delle azioni sull'impalcato – Metodo di Curbon
24) Figura 3.8 – Coefficienti di Curbon riferiti alla trave più esterna
25) Figura 3.9 – Esempio di pannello di controllo per l'implementazione della dipendenza
dal tempo di ritiro e viscosità
26) Figura 3.10 – Variazione nel tempo della resistenza media a compressione del
calcestruzzo
27) Figura 3.11 – Variazione nel tempo del modulo elastico del calcestruzzo
28) Figura 3.12 – Variazione nel tempo della deformazione da ritiro
29) Figura 3.13 – Variazione nel tempo del coefficiente di viscosità
<i>30) Figura 4.1 – Disposizione dei flessimetri - Prova di carico di collaudo</i>
<i>31) Figura 4.2 – Disposizione degli autocarri - Prova di carico di collaudo</i>
32) Figura 4.3 – Schema degli autocarri - Prova di carico di collaudo
<i>33) Figura 4.4 – Letture ai flessimetri - Prova di carico di collaudo</i>
34) Figura 4.5 – Plot della freccia totale ottenuta simulando la prova di carico a 50gg e
a 10000gg in funzione del danneggiamento totale
35) Figura 4.6 – Plot della differenza tra la freccia di collaudo statico e le frecce di
danneggiamento a 10000gg in funzione del danneggiamento totale
36) Figura 4.7 – Andamento del coefficiente di viscosità nel tempo al variare dell'altezza
utile
37) Figura 4.8 – Andamento del coefficiente di viscosità nel tempo al variare dell'umidità
relativa

38) Figura 5.1 – Andamento delle curve di monitoraggio a ponte scarico e con il ponte a
<i>regime</i>
39) Figura 5.2 – Fuso d'incertezza della freccia relativo all'effetto della temperatura 61
40) Figura 5.3 – Fuso d'incertezza della freccia relativo all'effetto dell'umidità relativa
41) Figura 5.4 – Fuso d'incertezza combinato
42) Figura 5.5 – Curva di monitoraggio con danneggiamento di tipo 1 insorto a 500
giorni
43) Figura 5.6 – Curva di monitoraggio con danneggiamenti di tipo 1-2-3 insorti a 500
giorni
44) Figura 5.7 – Zoom curva di monitoraggio con danneggiamenti di tipo 1-2-3 insorti a
500 giorni
45) Figura 5.8 – Curva di monitoraggio con danneggiamenti di tipo 1-2-3 insorti a 5000
giorni
46) Figura 5.9 – Zoom curva di monitoraggio con danneggiamenti di tipo 1-2-3 insorti a
5000 giorni
47) Figura 5.10 – Curva di monitoraggio con danneggiamenti di tipo 1-2-3 insorti a 500
e a 5000 giorni
48) Figura 5.11 – Confronto della curva di monitoraggio con danneggiamenti di tipo 1 -
Degrado uniforme, Caso A e Caso B
49) Figura 5.12 – Confronto della curva di monitoraggio con danneggiamenti di tipo 2 -
Degrado uniforme, Caso A e Caso B
50) Figura 5.13 – Confronto della curva di monitoraggio con danneggiamenti di tipo 1 e
2 - Caso A e B

Indice delle tabelle

51) Tabella 1 – Ripartizione dei carichi permanenti portati sulla trave di bordo 6 33
52) Tabella 2 – Ripartizione dei carichi distribuiti afferenti al LM1 sulla trave di bordo 6
53) Tabella 3 – Ripartizione dei carichi concentrati afferenti al LM1 sulla trave di bordo
6
54) Tabella 4 – Valori di freccia e tensione nel cls ottenuti a 50gg 44
55) Tabella 5 – Valori di freccia e tensione nel cls ottenuti a 10000gg 45
56) Tabella 6 – Valori di freccia afferenti alla sola prova di carico effettuata a 1000gg
57) Tabella 7 – Differenza tra la freccia di collaudo statico e le frecce di danneggiamento
a 10000gg
58) Tabella 8 – Valori del coefficiente di creep al variare dell'altezza utile 52
59) Tabella 9 – Valori del coefficiente di creep al variare dell'umidità relativa 53
60) Tabella 10 – Confronto delle frecce cumulate a 50gg e 10000gg 54
61) Tabella 11 – Frecce relative ai soli carichi permaneti a 50gg e 10000gg 55
62) Tabella 12 – Valori di freccia nel tempo a ponte scarico
63) Tabella 13 – Valori di freccia nel tempo con il ponte a regime
64) Tabella 14 – Calcolo delle frecce afferenti all'effetto della variazione non lineare
della temperatura
65) Tabella 15 – Valori di freccia risultanti consideranto l'effetto della temperatura 60
66) Tabella 16 – Frecce risultanti relative ad un'umidità relativa pari al 40%
67) Tabella 17 – Frecce relative ai soli carichi permaneti a 50gg e 10000gg 99% 62

68) Tabella 18 – Valori di freccia con un danneggiamento di tipo 1 insorto a 500 giorni
69) Tabella 19 – Valori di freccia con un danneggiamento di tipo 2 insorto a 500 giorni
70) Tabella 20 – Valori di freccia con un danneggiamento di tipo 3 insorto a 500 giorni
71) Tabella 21 – Valori di freccia con un danneggiamento di tipo 1 insorto a 5000 giorni
72) Tabella 22 – Valori di freccia con un danneggiamento di tipo 2 insorto a 5000 giorni
73) Tabella 23 – Valori di freccia con un danneggiamento di tipo 3 insorto a 5000 giorni
74) Tabella 24 – Valori di freccia con un danneggiamento di tipo 1 insorto a 5000 giorni
– Caso A
75) Tabella 25 – Valori di freccia con un danneggiamento di tipo 1 insorto a 5000 giorni
– Caso B
76) Tabella 26 – Valori di freccia con un danneggiamento di tipo 2 insorto a 5000 giorni
– <i>Caso A</i>
77) Tabella 27 – Valori di freccia con un danneggiamento di tipo 2 insorto a 5000 giorni
– Caso B
78) Tabella 28 – Degrado uniforme – Percentuale di danneggiamento totale per cui la
curva di dannegggiamento intercetta il fuso75
79) Tabella 29 – Degrado localizzato – Percentuale di danneggiamento totale per cui la
curva di dannegggiamento intercetta il fuso75

ABSTRACT

Sin dagli albori del XX secolo, l'utilizzo del sistema della precompressione dei cavi in acciaio si è diffuso nella costruzione di opere caratterizzate da luci elevate, quali ponti e viadotti, al fine di sfruttare al meglio le caratteristiche meccaniche dei materiali, migliorando il comportamento resistente della sezione.

Il fenomeno della corrosione dei cavi da precompressione rappresenta una seria fonte di preoccupazione per le società responsabili della gestione, e di conseguenza della sicurezza e della manutenzione, delle suddette opere da loro amministrate. Infatti, una perdita di funzionalità del sistema di precompressione comporta l'insorgere di criticità nel comportamento strutturale, favorendo fenomeni di fessurazione o, peggio, di crisi dell'opera.

L'obiettivo del presente elaborato è stato quello di ricostruire, tramite simulazioni al FEM, un modus operandi per ricavare la stima approssimata del degrado dei cavi da precompressione a causa della corrosione in un impalcato da ponte, che altrimenti potrebbe essere valutata esclusivamente mediante prove di ispezione invasive e distruttive sull'opera.

Il caso studio considerato è rappresentato da un impalcato isostatico composto da 6 travi in calcestruzzo armato, costituite da tre conci prefabbricati collegati tra loro tramite post tensione. Le simulazioni sono state condotte oltre che su un modello FEM a riproduzione dell'impalcato, anche su un modello semplificato, una trave in semplice appoggio, in modo tale da verificare l'attendibilità dei risultati.

Disponendo del verbale di collaudo statico del caso studio considerato, in prima battuta si è proceduto ad effettuare un confronto della freccia della prova di carico di collaudo, misurata in situ all'epoca, con la freccia della stessa prova di carico simulata al FEM come se fosse stata riprodotta nei giorni nostri, simulando livelli crescenti di degrado dei cavi da precompressione. Le differenze dei valori di freccia ottenute, in particolar modo nel caso in cui nella trave non sopraggiunga la fessurazione, non sono risultate

così marcate e, pertanto, non consentono di valutare in maniera inequivocabile una stima del degrado da corrosione, in quanto dipendenti da una serie di parametri che ne influenzano la variabilità.

Spostando però l'attenzione dalle frecce afferenti alla prova di carico alle frecce afferenti ai carichi permanenti, si nota una sostanziale differenza tra i valori simulati al tempo di costruzione dell'opera e quelli riferiti ai giorni nostri. Pertanto, si è proceduto a ricostruire la storia delle frecce relative ai carichi permanenti e ai carichi da traffico durante la vita dell'opera, effettuando di fatto una simulazione al FEM di monitoraggio in continuo a ponte scarico e a ponte in esercizio dalla sua messa in funzione. Successivamente, sono state eseguite varie simulazioni di danneggiamento dei cavi da precompressione durante la vita del ponte in esame, variando il tempo di insorgenza del fenomeno di corrosione e la velocità dello stesso. In tutti i casi, le curve di monitoraggio del ponte con i cavi integri anche in condizione di trave non fessurata.

Pertanto, una volta simulata al FEM la curva teorica di monitoraggio di un ponte con i cavi da precompressione integri, immaginando di iniziare un monitoraggio in continuo dello stesso a partire da un dato giorno dalla sua costruzione, il segnale dell'insorgere del fenomeno di corrosione si ha quando il massimo valore di freccia giornaliera, misurato in situ, si discosta dalla curva teorica simulata al calcolatore.

ABSTRACT (ENG)

Corrosion phenomena of prestressed cables represent a severe worries source for the companies, for the management, and so for the safety and the maintenance too, of the administered infrastructures. Sure enough, a functionality loss in the precompression system leads to the rise of critical issues in the structural behaviour, promoting cracking phenomena or, badly, the infrastructure's failure.

The target of this thesis work has been the creation of a modus operandi through FEM simulation, to get a rough estimate of prestressed cables deterioration in a bridge deck, that would be otherwise evaluated only through destructive and invasive test inspections on the infrastructure.

The given case study deals with an isostatic deck, composed of six reinforced concrete beams, consisting of three prefabricated blocks linked themselves by post tension. Simulation runs have been made as well as on a deck FEM model, and also on a simplified model, a simply supported beam, in such a way as to verify results reliability.

Therefore, taking into account the static test certificate for the examined case study, first we proceeded to make a comparison between the maximum displacement of the load test, measured in-situ at that building time, and the maximum displacement of the same test load simulated by FEM, as if it had been reproduced nowadays;. in this situation, increasing degradation levels were simulated for prestressed cables. The gaps obtained, particularly in the absence of cracking of the beam, don't differ too much one from each other. Indeed, it is not possible to unequivocally give an estimate of the corrosion deterioration, since the maximum displacements depend on a series of parameters that affect their variability.

Shifting now the focus from the maximum displacements, related to the load test, to the maximum displacements related to permanent loads, one can note a substantial difference between the simulation values, measured when the infrastructure was

3

Abstract

built, and the ones referring to our days. Therefore, we proceeded to build the history of the maximum displacements related to permanent loads and to traffic loads during the infrastructure's life, by performing a continuous monitoring FEM simulation for the unloading bridge and for the operating bridge, since its start-up. Then, several damage simulations of prestressed cables were carried out during the life of the case study bridge, by varying the corrosion phenomena onset time and speed. In all cases, corrosion monitoring curves show tangible deviations with respect to the monitoring curves of the bridge with intact cables, even in condition of non-cracked beam.

So, once performing FEM simulation of the theoretical monitoring curve of a bridge with intact prestressed cables, assuming to carry out its continuous monitoring starting from a given day from its construction, one can warn the beginning of the corrosion phenomena when the daily maximum displacement, measured in situ, shows a deviation from the theoretical curve simulated by the calculator.

1 introduzione

L'obiettivo del presente elaborato è quello di creare un *modus operandi* per la stima approssimata della corrosione dei cavi da precompressione nelle strutture in cemento armato precompresso, strutture che si affidano a tale sistema per far fronte alle elevate sollecitazioni derivanti dalle grandi luci di cui esse si compongono; questo fenomeno rappresenta una seria fonte di preoccupazione per le società responsabili della gestione, e di conseguenza della sicurezza e della manutenzione, delle opere da loro amministrate, in quanto una perdita di funzionalità del sistema di precompressione comporta l'insorgere di crisi fragili non preventivabili in alcun modo.

1.1 Il fenomeno della corrosione nelle barre di armatura

Nel presente paragrafo vengono descritte le tipologie più comuni di attacco da corrosione di barre in acciaio nelle strutture in cemento armato precompresso.

A livello teorico, in questo genere di strutture, la corrosione delle barre di armatura si manifesta a causa della carbonatazione del calcestruzzo: inizialmente l'armatura si trova in condizioni di passività, condizione che successivamente viene neutralizzata a causa dell'azione dell'anidride carbonica sulla soluzione alcalina contenuta nei pori del calcestruzzo; per cui appena il fronte di carbonatazione, dalla superfice esterna del

calcestruzzo, attraversa il copriferro e raggiunge la barra di acciaio, inizia a manifestarsi il fenomeno della corrosione. Una volta innescata la corrosione, la velocità della stessa viene governata dalla quantità di acqua e di ossigeno presenti sulla superficie della barra d'acciaio, o in altre parole dal grado di umidità del calcestruzzo.¹

Il ciclo sopra descritto viene illustrato nella figura di seguito.



Figura 1.1 – Evoluzione nel tempo del degrado di una struttura in calcestruzzo armat a causa della corrosione da carbonatazione¹

Qualora invece, nella soluzione dei pori del calcestruzzo, si riscontri la presenza di cloruri, e questa entri a contatto con la barra d'armatura, raggiungendo un valore critico che consenta la rottura del film di passività, si innesca un particolare fenomeno di corrosione localizzata denominato *pitting*, illustrato nella figura di seguito.¹



*Figura 1.2 – Attacco localizzato per pitting*¹

L'aspetto che desta maggiore preoccupazione è legato al fatto che, oltre alla riduzione della sezione resistente, l'attacco da corrosione provoca conseguenze a livello di perdita duttilità della struttura, requisito fondamentale nella progettazione in campo sismico; ciò significa che, ancor prima della manifestazione degli effetti sulla superficie del calcestruzzo, si possono avere conseguenze di tipo strutturale sull'opera.¹

Rispetto alle barre di acciaio ordinario di armatura lenta, quelle da precompressione sono caratterizzate da un acciaio, denominato di tipo armonico, che a parità di diametro garantisce un'elevata resistenza a trazione, a discapito di un rilevante aumento della sensibilità a corrosione.

1.2 Il fenomeno della corrosione nei cavi post-tesi

Nelle strutture post-tese, i cavi sono alloggiati in una guaina riempita di boiacca, quindi risultano avere uno strato di materiale che li separa dal calcestruzzo, favorendo una resistenza migliore alla corrosione. Infatti, i problemi di corrosione insorgono spesso quando l'iniezione della boiacca viene eseguita male, portando alla formazione, appunto, di difetti locali².

Nella pubblicazione Deformation of segmental post-tensioned precast bridges as a result of corrosion of the tendons, di R. J. Woodward, D. L. S. Wilson si descrivono

le prove di carico sulle travi di bordo del ponte *Ynys-y-Gwas*, costituito da elementi prefabbricati solidarizzati tramite post-tensione di tipo Freyssinet, sia longitudinalmente che trasversalmente, e crollato improvvisamente sotto il solo peso proprio a causa della corrosione, nel 1985.

Dalle indagini eseguite si è notato come la corrosione fosse stata favorita dall'ingresso di cloruri e nessuna avvisaglia era stata denotata prima del crollo; inoltre dalle indagini sulle prove di carico per portare a rottura le travi di bordo, si è evidenziato come il grado di corrosione ha influenzato il carico in cui si verifica la rottura, come illustrato nella figura che segue, e, fino al momento in cui il comportamento della trave diventa non lineare, il comportamento della stessa non dipende dal grado di corrosione.²



Figura 1.3 – Effetto del grado di corrosione sull'apertura dei giunti in mezzeria²

Per cui tramite prove di carico oltre il limite elastico si dovrebbe rilevare la correlazione con la riduzione della forza di precompressione, ma senza una corrispondenza assoluta con la situazione di degrado dei cavi; naturalmente, effettuare simili prove su strutture reali potrebbe portare all'insorgenza di danni irreparabili causati da crisi fragili a qualsiasi valore di carico, senza nessun preavviso. Nel paper

sopracitato, in conclusione, si giunge all'ipotesi che un monitoraggio della posizione a riposo della struttura potrebbe rilevare eventuali fratture di cavi da precompressione.²

1.3 Il fenomeno della corrosione nei cavi pretesi

Rispetto alla situazione di strutture post-tese, i cavi pretesi non sono alloggiati in una guaina poi successivamente riempita di boiacca, ma sono direttamente a contatto con il calcestruzzo e pertanto più suscettibili al fenomeno della corrosione. Infatti, nel secolo scorso, in Inghilterra, così come in Germania, fu proibito l'utilizzo della precompressione a cavi aderenti per colpa di alcuni incidenti avvenuti a causa della corrosione dei cavi dovuta a getti eseguiti male.³

Nella pubblicazione *Variability in cross-sectional areas and tensile properties of corroded prestressing wires* di Wei-ping Zhang, Chong-kai Li, Xiang-lin Gu, Yan-hong Zeng, sono riportati i risultati di una serie di prove di trazione su barre di acciaio corrose. Più precisamente per un ogni grado di corrosione ipotizzato, espresso come il rapporto tra l'area media del cavo integro e l'area minima post corrosione, si riportano la variazione relativa dei parametri meccanici dell'armatura.

Di seguito viene riportato un plottaggio dei risultati ottenuti in cui:

- η_s grado di corrosione;
- α_E variazione relativa del modulo elastico;
- α_{y} variazione relativa della tensione di snervamento;
- α_u variazione relativa della tensione ultima;
- β variazione relativa della lunghezza del ramo di incrudimento.



Figura 1.4 – Variazione dei parametri meccanici delle barre di armatura in funzione del grado di corrosione³

Si evince come il modulo elastico rimanga quasi costante nei diversi gradi di corrosione, la tensione di snervamento e la resistenza ultima di rottura variano in maniera lineare; invece, la deformabilità dei fili di precompressione corrosi risulta essere molto sensibile al grado di corrosione, infatti l'allugamento massimo a rottura diminuisce in modo significativo.³

2

DESCRIZIONE DEL CASO STUDIO

Nel presente capitolo verrà riportata in maniera dettagliata la descrizione del caso studio in esame, già oggetto di diverse analisi nella pubblicazione *Effetto dei carichi eccezionali su strutture da ponte* di D. Cantelmi, R. Ceravolo, D. Masera. Il capitolo sarà suddiviso in tre sezioni:

- Caratteristiche geometriche
- Materiali
- Azioni

Nella prima sezione verrà descritta la geometria dell'impalcato e degli elementi strutturali di cui è composto; nella seconda, le proprietà meccaniche dei materiali di cui sono fatti i vari elementi strutturali; nella terza, le azioni permanenti e variabili agenti sull' opera e la loro combinazione.

Il caso studio scelto rappresenta una delle tipologie più ricorrenti di realizzazione di ponti e viadotti realizzati tra gli anni 50 e 80 del secolo scorso, quello cioè di travi isostatiche a conci prefabbricate solidarizzate tramite post-tensione; nelle figure di seguito viene riportata la ricorrenza di utilizzo di alcuni schemi statici e di alcune sezioni trasversali delle strutture da ponte realizzate nel periodo sopracitato, grazie ad i dati ricavati dai vari volumi *Realizzazioni italiane in cemento armato precompresso* pubblicate dalla Associazione Italiana Tecnico Economica del Cemento (AITEC).



Figura 2.1 – Tipologia di schemi statici dei ponti e viadotti realizzati tra gli anni 50 e 80 in Italia – Fonte AITEC



Figura 2.2 – Tipologia di sezione trasversale dei ponti e viadotti realizzati tra gli anni 50 e 80 in Italia – Fonte AITEC

2.1 Caratteristiche geometriche⁴

Il viadotto del caso in esame presenta una lunghezza complessiva di 130m e, come si evince dalla sezione longitudinale riportata nella figura di seguito, è costituito da quattro campate isostatiche di lunghezza pari a 38m, 31m, 31m e 30m.⁴



Figura 2.3 – Sezione longitudinale del cavalcavia oggetto di studio⁴.

Il cavalcavia è caratterizzato da un profilo altimetrico orizzontale e da una configurazione planimetrica rettilinea. Il primo dei quattro impalcati è costituito da n°8 travi in calcestruzzo armato, mentre i restanti tre sono composti da n°6 travi; ciascuna trave si compone di tre conci precompressi prefabbricati, solidarizzati tra loro in opera grazie alla tesatura dei cavi da precompressione attraverso il meccanismo della post-tensione. La soletta ed i traversi risultano essere gettati in opera, consentendo, pertanto, la connessione tra le travi longitudinali che compongono la stessa campata.⁴

2.1.1 Impalcato di luce 30m⁴

Lo sviluppo delle analisi nei capitoli successivi, in funzione delle fonti a disposizione, sarà focalizzato sull'impalcato n°4, la cui sezione trasversale è riportata nella seguente figura; gli elementi strutturali che lo compongono con le rispettive geometrie sono descritti di seguito:

- soletta di lunghezza 30m e larghezza 12,30m
- n°6 travi di lunghezza 29,50m e altezza 1,60m poste ad interasse 2,10m



Figura 2.4 – Sezione trasversale dell'impalcato di luce 31m⁴

Le singole travi sono costituite da 3 conci prefabbricati, sostenuti da puntelli fino al getto della soletta, e solidarizzati, ad avvenuta maturazione della stessa, tramite tesatura dei cavi da precompressione.⁴ Di seguito viene schematizzato il layout dei cavi nelle travi principali.



Figura 2.5 – Sezione longitudinale di una trave tipo⁴

Come si evince dalla figura, sono stati utilizzati tre cavi da precompressione, i primi due, composto da 12 trefoli cadauno ($A_{trefolo} = 139mm^2$), sono ancorati in testata, il terzo, composto da 8 trefoli, è ancorato in soletta.⁴

Nella figura che segue viene riportata la sezione trasversale di una trave tipo, da cui si evince il posizionamento simmetrico rispetto all'anima dei cavi da precompressione 1 e 2 e la disposizione dell'armatura lenta longitudinale costituita da 4 Φ 20, posizionati lungo la parte inferiore della trave e 18 Φ 12 lungo il perimetro della stessa.



Figura 2.6 – Sezione trasversale di una trave principale⁴

2.1.2 Soletta⁴

La soletta in calcestruzzo, utilizzata per rendere collaboranti tra loro le travi principali e garantire l'effetto di ridistribuzione dei carichi, è supportata da un sistema di Predalles appoggiate sulle medesime travi. Essa presenta uno spessore costante di 24cm in entrambe le direzioni ed ha una larghezza complessiva di 12,50m, che comprende anche i due sbalzi laterali di 1m di lunghezza. L'armatura è costituita da barre ad aderenza migliorata Φ 12 disposte a livello dell'intradosso e dell'estradosso su due livelli con interasse di 30cm e copriferro di 4cm in entrambe le direzioni.⁴

2.1.3 Traversi⁴

I traversi sono disposti come illustrato nella Figura 2.3 e presentano sezione trasversale rettangolare di dimensioni variabili in funzione della loro posizione: in corrispondenza della spalla il traverso ha dimensioni 160cm x 40cm, in corrispondenza della pila 100cm x 80cm e nella zona interna alla campata 160cm x 30cm.⁴

2.1.4 Vincoli

Per l'impalcato in esame si è assunta la seguente configurazione dei vincoli riportata nella seguente figura.



Figura 2.7 – Sezione trasversale di una trave principale⁴

Tale configurazione di vincolo è stata adoperata al fine di bloccare i gradi di libertà dell'impalcato, evitando l'insorgenza di ulteriori tensioni dovute ad un'eventuale sgradita iperstaticità del sistema.

2.1.5 Pile e pulvini

Le pile presentano sezione circolare piena di diametro pari a 3 m, mentre per i pulvini la sezione trasversale è riportata nella figura seguente.



Figura 2.8 – Sezione trasversale del pulvino⁴

2.2 Materiali⁴

Nel presente paragrafo vengono riportate le proprietà meccaniche dei materiali con cui sono stati realizzati gli elementi strutturali che costituiscono il viadotto.

2.2.1 Calcestruzzo

La soletta e le travi sono realizzate con un calcestruzzo di classe C35/45 con le seguenti caratteristiche:

-	Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck} = 45 MPa$
-	Resistenza caratteristica cilindirca a compressione	$f_{ck} = 35 MPa$
-	Resistenza media a compressione a 28 giorni	$f_{cm} = 43 MPa$
-	Resistenza media a trazione a 28 giorni	$f_{ctm} = 3,2 MPa$
-	Resistenza a trazione caratteristica inferiore	$R_{ctk0.05} = 2,2 MPa$
-	Resistenza a trazione caratteristica superiore	$R_{ctk0.95} = 4,2 MPa$
-	Modulo di elasticità secante a 28 giorni	$E_{cm} = 34077 \ MPa$
-	Resistenza di progetto cilindrica a compressione	<i>f_{cd}</i> = 19,8 <i>MPa</i>
-	Resistenza di progetto a trazione	$f_{ctd} = 1,47 MPa$

2.2.2 Acciaio ordinario per armature

Le barre di armatura sono ad aderenza migliorata e sono costituite da acciaio B450C con le seguenti caratteristiche meccaniche:

-	Tensione caratteristica di rottura	$f_{sk} = 540 MPa$
-	Tensione caratteristica di snervamento	$f_{syk} = 450 MPa$
-	Tensione di progetto di snervamento	$f_{syd} = 391,3 MPa$
-	Modulo elastico	$E_s = 210000 MPa$
-	Deformazione di calcolo di snervamento	$\varepsilon_{syd} = 1,96 \%_0$
-	Deformazione limite dell'acciaio	$\varepsilon_{sud} = 67,5 \%_0$

2.2.3 Acciaio da precompressione

L'acciaio di cui sono composti i cavi da precompressione è di tipo armonico e presenta le seguenti caratteristiche meccaniche:

-	Tensione caratteristica a trazione	$f_{pk} = 1860 MPa$
-	Tensione caratteristica allo 0,1%	$f_{p0,1k} = 1640 MPa$
-	Deformazione caratteristica sotto carico massimo	$\varepsilon_{uk} = 3,5 \%_0$
-	Modulo elastico	$E_s = 210000 MPa$
-	Classe di rilassamento	classe 2
-	Deformazione limite dell'acciaio	$\varepsilon_{sud} = 67,5 \%_0$

2.3 Azioni

Nel presente paragrafo si descrivono le azioni agenti sul viadotto in esame.

2.3.1 Carichi permanenti⁴

Come prescrivono le *NTC2018*, i carichi permanenti (G) sono stati suddivisi nelle due sottocategorie:

- carichi permanenti strutturali (G₁);
- carichi permanenti non strutturali (G₂).

2.3.1.1 Carichi permanenti strutturali

In questa categoria rientra il peso proprio dell'intera struttura, nonché degli elemtenti in calcestruzzo armato per cui si è utilizzato un peso specifico pari a $25kN/m^3$ e si è deciso di trascurare l'effetto, esiguo, del peso dell'armatura all'interno degli elementi strutturali; si sono così ottenuti i seguenti carichi:

•	travi principali:	13,2kN/m;
•	soletta:	$6kN/m^{2};$
•	traverso su spalle:	16kN/m;

•	traverso su pile:	20kN/m;
•	traversi in campata:	12 <i>kN/m</i> .

2.3.1.2 Carichi permanenti non strutturali

Nella categoria degli elementi non strutturali ricadono i cordoli in calcestruzzo, i parapetti e la pavimentazione di spessore 10cm; i carichi calcolati risultano essere i seguenti:

•	cordoli:	4kN/m;
•	parapetti:	10kN/m;
•	pavimentazione:	$2,5kN/m^2$.

2.3.2 Forza di precompressione⁵

Nel caso in esame si è deciso di applicare alle armature da precompressione una tensione di tesatura pari a $\sigma_p = 1300 MPa$, a favore di sicurezza rispetto a quanto prescritto nell'*Eurocodice 1* per la determinazione della massima tensione applicabile alle armature da precompressione, che risulta essere pari a 1476 Mpa, ricavata dalla seguente relazione:

$$\sigma \min\{0, 8 \cdot f_{pk}; 0, 9f_{p0,1k}\}_{n.max}$$

in cui i valori di f_{pk} e di $f_{p0,1k}$ sono quelli descritti nel precedente paragrafo.

Pertanto, la massima forza di tiro nei due tipi di cavi sarà data da:

- Cavi da 8 trefoli: $P_{max} = [(8 \cdot 139)mm^2 \cdot 1300 M]$	IPa]
---	------

- Cavi da 12 trefoli: $P_{max} = [(12 \cdot 139)mm^2 \cdot 1300 MPa]$

La forza iniziale di tiro appena calcolata, P_{max} , subisce una riduzione sia lungo la lunghezza del cavo, sia durante la vita del cavo, a causa dell'effetto delle perdite di tensione oltre che delle cadute istantanee.

Nei seguenti paragrafi si enunciano le modalità con cui vengono valutate tali perdite.

2.3.3.1 Perdite di tensione per effetto mutuo

Nel presente caso studio, per semplicità, si sono ipotizzate delle perdite di tensione per effetto muto nulle, ipotizzando che la tesatura dei cavi sia avvenuta in un'unica fase.⁴

2.3.3.2 Perdite di tensione per attrito⁴

Le perdite di tensione per attrito sono dovute al fenomeno di sfregamento tra il cavo e la guaina, e interessano l'intera lunghezza del cavo; le norme utilizzate per il presente elaborato normano il calcolo della perdita di tiro tramite la seguente relazione:⁴

$$\Delta P_{\mu}(x) = P(1 - e^{-\mu(\vartheta + kx)})_{max}$$

dove:

- *P_{max}* è la forza di precompressione all'estremità di tesatura durante la fase di messa in tensione;
- θ è il valore assoluto della somma delle deviazioni angolari che si presentano su una lunghezza x;
- μ è il coefficiente d'attrito tra l'armatura e la relativa guaina;
- *k* è una deviazione angolare non intensionale;
- x è il valore in ascissa del cavo dall' estremità di tesatura del cavo.

Avendo a che fare con travi post tese, il coefficiente d'attrito μ viene assunto pari a 0,19 e a favore di sicurezza la deviazione angolare non intenzionale è pari a k = 0,01rad/m. La tesatura è stata effettuata sempre solo su una delle due estremità dei cavi.⁴

2.3.3.2 Perdite di tensione per rientro degli ancoraggi⁴

In prossimità delle estremità dei cavi, per un tratto di lunghezza l_p da determinare, i cavi risentono di perdite di tensione a causa di uno slittamento dei cavi rispetto al cuneo di serraggio, come illustrato nella seguente figura.



Figura 2.9 – Schema illustrativo delle perdite di tensione

Per il caso studio in questione si adopera un valore di Δa pari a 4mm.

Di seguito viene riportata la procedura iterativa per il calcolo delle perdite di tensione per il rientro degli ancoraggi e della lunghezza l_p .

Si ipotizza una lunghezza l_p di primo tentativo per la quale ovviamente risulta:

$$\Delta P(x) = P_1(x) - P_2(x) = 0$$

Si calcola il valore di $P_{2,0}$ attraverso la seguente formula:

$$P_{2,0} = \frac{P_{1,0} \cdot e^{-\mu \cdot (\alpha_{LP} + k \cdot l_p)}}{2 - e^{-\mu \cdot (\alpha_{LP} + k \cdot l_p)}}$$

dove $P_{1,0}$ è il valore della forza di precompressione all'estremità di del cavo all'istante di messa in tensione.⁴

Si verifica tramite la seguente formula che il valore assunto di tentativo l_p sia corretto:

$$\Delta a = \int_0^{l_p} \Delta \varepsilon(x) dx = \frac{1}{E_{sp} \cdot A_{sp}} \cdot \int_0^{l_p} \Delta P(x) dx$$

dove:

$$\Delta P(x) = P_1(x) - P_2(x)$$
$$P_1(x) = P_{1,0} \cdot e^{-\mu \cdot (\alpha + k \cdot x)}$$
$$P_2(x) = P_{2,0} \cdot \left[2 - e^{-\mu \cdot (\alpha + k \cdot x)}\right]$$

2.3.3 Carchi variabili da traffico⁵

Il contributo dell'azione variabile dei carichi viaggianti è stato tenuto in considerazione secondo il Load Model 1, definito nelle *NTC2018* e nell' *Eurocodice 1*; nella figura seguente viene riportata la disposizione dei carichi da traffico sulle differenti corsie in cui viene suddivisa la carreggiata.



Figura 2.10 – Schema di carico 1 (LM1)⁵

L'intensità delle forze concentrate, atte a simulare il tandem, e dei carichi distribuiti è riportata nella tabella di seguito.

Posizione	Carico asse Q _{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Figura 2.11 – Intensità dei carichi - Schema di carico 1 (LM1)⁵

2.3.4 Azione della temperatura⁶

Per ciò che concerne la temperatura, grazie all'isostaticità del sistema, l'applicazione di una variazione costante di temperatura non sortisce alcun effetto sotto l'aspetto tensionale e deformativo; diversamente non si può di dire per quanto riguarda la variazione di temperatura non lineare tra l'estradosso e l'intradosso dell'impalcato. L'azione della temperatura viene presa in considerazione tramite l'applicazione di un



gradiente di temperatura non lineare tra intradosso ed estradosso in funzione della stagione climatica. Di seguito vengono riportati i valori consigliati dall'*Eurocodice 1*.

Figure 6.2c: Temperature differences for bridge decks - Type 3 : Concrete Decks

Figura 2.12 – Gradienti di temperatura non lineare tra intradosso ed estradosso ⁶

3

MODELLAZIONE

Nel presente capitolo vengono descritte le modalità con cui è stata svolta l'analisi globale della struttura. In particolar modo vengono descritti il modello agli elementi finiti realizzato per il cavalcavia, il modello semplificato per il confronto dei risultati e la variazione nel tempo delle proprietà dei materiali che influenzano le analisi svolte nei capitoli successivi.

3.1 Modello strutturale⁴

Il modello strutturale del viadotto in esame è stato realizzato mediante l'utilizzo del software *Midas Civil*. Il modello agli elementi finiti, riportato nella seguente figura, riproduce le quattro campate del viadotto, componendosi di soli elementi *beam*.

Lo scopo delle analisi è quello di simulare un degrado dei cavi da precompressione e valutare se questo possa essere stimato tramite una prova di carico, più precisamente la prova di carico di collaudo, e/o da un monitoraggio in continuo del viadotto a ponte scarico o con il ponte a regime.



Figura 3.1 – Modello strutturale del caso studio – Midas Civil⁴

3.1.1 Travi longitudinali⁴

Le travi longitudinali sono state modellate con elementi *beam*, con un settaggio che ha consentito di tener conto della larghezza collaborante della soletta, calcolata secondo le prescrizioni dell'*Eurocodice* in funzione dell'interasse tra le travi, per le travi centrali, e anche della lunghezza dello sbalzo per le travi di bordo. In particolare, per le travi centrali della campata n°4, quella di maggiore interesse per il presente elaborato, si è assunta una larghezza di soletta collaborante pari a 2,10m, mentre per quelle di bordo la larghezza risulta essere di 2,05m. Inoltre, le travi, la cui sezione è riportata nel paragrafo 2.1.1, sono state discretizzate in direzione longitudinale con segmenti di lunghezza di circa 1 metro.⁴

3.1.2 Traversi⁴

I traversi sono stati realizzati con singoli elementi *beam*, di lunghezza pari all'interasse tra le travi longitudinali, 2.10m per la campata n°4, e di sezione riportata nel pargrafo 2.1.3 del precedente capitolo.

Analisi globale

3.1.3 Soletta⁴

La soletta è stata modellata con elementi *beam* aventi un'altezza di 24cm e una larghezza di 1m; questi elementi sono disposti parallelamente ai traversi con un interasse di circa 1m. Dato che la presenza della soletta è stata tenuta in conto nella sezione delle travi longitudinali, il peso di questi elementi viene posto uguale a zero in modo da non considerare due volte il peso della soletta ma di conservarne il comportamento resistente e di redistribuzione del carico.⁴

3.1.4 Spalle⁴

La presenza delle spalle è stata modellata come vincolo e non come elemento strutturale vero e proprio. Più precisamente, in corrispondenza dell'appoggio di ciascuna trave longitudinale, è stato inserito un *rigid link verticale* che è vincolato all'altro estremo con un incastro perfetto. In questa maniera le sollecitazioni provenienti dalla trave si trasferiscono in maniera rigida sul vincolo atto a simulare la presenza della spalla.⁴

Nella seguente figura viene illustrato quanto appena descritto.



Figura 3.2 – Disposizione dei link e dei vincoli che simulano la presenza della spalla⁴

3.1.5 Pile e pulvini

Le pile invece sono state realizzate con elementi *beam*, discretizzati ogni metro di lunghezza, di sezione circolare piena con diametro di 3m.
Analisi globale

Anche il pulvino è stato realizzato con elementi *beam* disposti in direzione trasversale rispetto alle travi longitudinali e di sezione riportata nel paragrafo 2.1.5.

Anche in questo caso, la connessione tra impalcato, o meglio travi longitudinali, pulvini e pile, è garantita tramite un sistema di *rigid link* orizzontali e verticali interconnessi tra loro; come meglio illustrato nella seguente figura, i rigid link verticali dipartono in corrispondenza degli appoggi di due travi longitudinali adiacenti e poi tramite dei rigid link orizzontali si connettono alla sezione del pulvino, a sua volta connessa alla pila con un altro link rigido orizzontale.



Figura 3.3 – Disposizione dei rigid link per il sistema impalcato-pulvino-pila⁴

Questo schema consente la trasmissione delle sollecitazioni dall'impalcato alle pile, alla base delle quali sono stati inseriti dei vincoli di *incastro perfetto*.

3.1.6 Cavi da precompressione

Il software utilizzato ha consentito l'inserimento dei cavi da precompressione all'interno delle travi longitudinali con la disposizione descritta al paragrafo 2.1.1 del capitolo secondo; la forza di precompressione è stata definita con l'implementazione del valore di tensione di tiro all'inizio della tesatura, valutato nel paragrafo 2.3.3, e le perdite di precompressione sono state calcolate direttamente dal software implementando i valori dei coefficienti d'attrito e di rientro degli ancoraggi precedentemente definiti nel medesimo paragrafo. Per specifiche simulazioni, si è proceduto manualmente all'implementazione nel software e alla determinazione delle azioni equivalenti della precompressione. Come illustrato in figura, la presenza del cavo, può essere sostituita tramite l'applicazione di forze concentrate e distribuite lungo la trave, tenendo naturalmente conto delle perdite di carico.



Figura 3.4 – Sistema di forze equivalenti alla precompressione⁷

Le forze da applicare in testata sono pari a:

$$N = P \cdot cos(\alpha)$$
$$V = P \cdot sen(\alpha)$$

Mentre il carico distribuito è dato dalla relazione per i cavi parabolici:

$$p = \frac{8 \cdot f}{l^2} \cdot N$$

dove α ed f sono illustrate nella precedente figura.

3.2 Modello semplificato

3.2.1 Illustrazione del modello semplificato

Il modello semplificato è stato utilizzato in una fase preliminare di confronto con il comportamento del modello strutturale, in maniera tale da poter conferire maggiore attendibilità ai risultati ottenuti e procedere ad una sorta di validazione del modello strutturale.

L'ipotesi adottata per la costruzione del modello semplificato è che la struttura venga considerata isostatica, indipendentemente dalle reali condizioni di vincolo; pertanto, tale modello consiste nella modellazione separata della trave di bordo della campata n°4, vincolata in maniera da renderla isostatica, e assoggettata ai carichi menzionati nel paragrafo 2.3 del capitolo secondo, valutati mediante il metodo della ripartizione di Curbon, descritto nel paragrafo successivo.

A titolo esplicativo, è stato dimostrato⁸ come l'ipotesi di isostaticità "forzata" modifichi l'andamento del momento flettente causandone una traslazione rigida verso l'alto; situazione di cui si terrà conto nell'analisi dei risultati.

Di seguito è riportata la relativa dimostrazione.

La figura successiva riassume il concetto appena espresso. Considerando un punto qualsiasi dell'impalcato di un ponte e una determinata posizione dei carichi, si rappresenta, a sinistra, il diagramma d'inviluppo degli sforzi dovuto ai sovraccarichi. Essendoci continuità con le campate adiacenti, si avranno negli estremi i Momenti iperstatici $M_1 e M_2$, e nella parte centrale il Momento M_2 .



Supponendo, per semplificare, che il carico che genera uno dei diagrammi a sinistra della figura sia uniformemente distribuito (il ragionamento è valido per un qualsiasi carico e diagramma dei Momenti), per l'equilibrio si avrà:

$$\frac{|M_1| + |M_2|}{2} + M_V = M_0 = \frac{q_d L^2}{8}$$

Considerando un diagramma differente tale da produrre lo stesso Momento di chiusura M_{ss} si avrà ugualmente:

$$\frac{|M'_1| + |M'_2|}{2} + M'_V = M_0 = \frac{q_d L^2}{8}$$

Il Momento M₀ generato dal carico è indipendente dai Momenti iperstatici M₁, M₂ o M^{*}₁, M^{*}₂. La parte destra della figura rappresenta il modo per confrontare i carichi in funzione dei diagrammi dei Momenti che si producono.

Figura 3.5 – Dimostrazione traslazione del momento flettente⁸

30

3.2.2 Ripartizione trasversale dei carichi⁴

Dopo aver definito le azioni nel secondo capitolo, si è proceduto con la ripartizione delle stesse sulle diverse travi costituenti l'impalcato, in modo da assegnare i carichi in maniera corretta al modello semplificato.⁴

Come accennato nel precedente paragrafo, per fare ciò si è ricorso al *metodo di Courbon*, grazie al quale, una volta verificate le ipotesi semplificative, si possono calcolare gli effettivi carichi agenti sulla trave di bordo; le ipotesi appena citate sono le seguenti:

- rigidezza torsionale delle travi longitudinali è supposta nulla ($\gamma_p = 0$);
- i traversi utilizzati per collegare tra loro le travi longitudinali hanno rigidezza flessionale infinita ($\rho_e = \infty$).



Figura 3.6 – Esempio di deformazione rigida dell'impalcato⁹

In questa maniera, le travi longitudinali si possono schematizzare come delle molle elastiche ed il traverso come una trave rigida appoggiata su di esse, come illustrato nella seguente figura.⁴



Figura 3.7 – Esempio di ripartizione delle azioni sull'impalcato – Metodo di Curbon⁹

Si dimostra come per travi longitudinali, con le stesse caratteristiche e assoggettate agli stessi vincoli, il coefficiente di ripartizione ρ_{ie} , il quale identifica la percentuale di reazione assorbita alla trave i-esima rispetto alla forza unitaria applicata con un'eccentricità "e" dal baricentro delle rigidezze e, è pari a:

$$\rho_{ie} = \frac{1}{n} + \frac{e \cdot d_i}{\sum_{i=1}^n d_i^2}$$

dove:

- *n* è il numero di travi longitudinali;
- *d_i* è la distanza di ogni trave dal baricentro delle rigidezze, considerata con il relativo segno;
- *e* è l'eccentricità della forza unitaria rispetto al baricentro delle rigidezze, considerata con il relativo segno.⁴

Inoltre, si dimostra come il metodo di Courbon approssima bene l'effettiva ridistribuzione delle forze nelle travi longitudinali, quando il rapporto tra la lunghezza della trave longitudinale e l'interasse tra esse risulta essere superiore a 10; nel caso in esame si ha:

$$\left(\frac{L}{b_0}\right)_{6travi} = \frac{31}{2.10} = 14,76 > 10$$

Pertanto, si può procedere al calcolo dei coefficienti di ripartizione riferiti alla trave di bordo, quella maggiorente caricata, come riportato nella figura sottostante a titolo di esempio.⁴



Figura 3.8 – Coefficienti di Curbon riferiti alla trave più esterna⁴

Di seguito vengono riportati i valori di ripartizione delle azioni sulla trave di bordo per tutte le azioni menzionate nel capitolo secondo:

	q [kN/m]	е [m]	trave	$ ho_i$	q_tr6 [kN/m]
	4.3	5,25	1	-0,190	-0,819
PAVIMENTAZIONE	6.3	3,15	2	-0,048	-0,300
	6.3	1,05	3	0,095	0,600
	6.3	-1,05	4	0,238	1,500
	6.3	-3,15	5	0,381	2,400
	4.3	-5,25	6	0,524	2,252
	3.9	6,25	≈ 1	-0,259	0,000
CORDOLI	3.9	-6,25	≈ 6	0,592	1,300
DADDIEDE	2.5	6,25	≈ 1	-0,259	0,000
DANNEKE	2.5	-6,25	≈ 6	0,592	1,300
					7,77

Tabella 1 – Ripartizione dei carichi permanenti portati sulla trave di bordo 6

Tabella 2 – Ripartizione dei carichi distribuiti afferenti al LMI sulla trave di bordo 6

LANE	w [m]	q [kN/mq]	q [kN/m]	e [m]	$ ho_i$	q_tr6 [kN/m]
1	3,00	9,00	27	2,00	0.4558	12.306
2	3,00	2,50	7,5	5,00	0.2517	1.888
3	3,00	2,50	7,5	8,00	0.0476	0.357
RA	2,50	2,50	6,25	10,75	0.0952	0.595
						15.15

Tabella 3 – Ripartizione dei carichi concentrati afferenti al LMI sulla trave di bordo 6

LANE	Q [kN]	e [m]	$ ho_i$	Q_tr6 [kN]
1	150	1,00	0.5238	78.571
1	150	3,00	0.3878	58.163
2	100	4,00	0.3197	31.973
2	100	6,00	0.1837	18.367
3	50	7,00	0.1156	5.782
3	50	9,00	-0.0204	-1.020
				191.84

3.3 Analisi non lineare dei materiali¹⁰

Le simulazioni che seguiranno nei capitoli successivi verranno effettuate a vari istanti della vita del viadotto in esame, a partire dalla data di costruzione financo ai successivi 30 anni. Per tale motivo, vi è la necessità di considerare la variazione non lineare nel tempo delle caratteristiche dei materiali di cui è composto il viadotto; in quest'ottica il software *Midas Civil* consente di fare ciò a partire dalla variazione nel tempo del modulo elastico e della resistenza a compressione del calcestruzzo nel tempo, del coefficiente di viscosità e della deformazione da ritiro, sino alla valutazione delle perdite di carico nel tempo. Di seguito viene riportato, a titolo di esempio, il pannello di settaggio per l'analisi non lineare di ritiro e viscosità, uno analogo vi è per il modulo elastico e la resistenza a compressione del calcestruzzo, che consente di prendere in conto le formulazioni del *Model Code 2010*.

Name : Rck 43.5 TRAVI	Code :	CEB-FIP(2010)	-
CEB-FIP(2010)				
Characteristic compressive strength of at the age of 28 days (fck) :	of concrete	0.03	361	kN/mm^2
Relative Humidity of ambient environ	ment (40 - 99) :	70	*	%
Notional size of member :		0.1		mm
h = 2 * Ac / u (Ac : Section Area, u	: Perimeter in contact v	vith atmosphere)		
Type of cement				
🔘 42.5 R, 52.5 N, 52.5 R				
32.5 R, 42.5 N				
🔘 32.5 N				
Age of concrete at the beginning of s	hrinkage :	3	×.	day
Type of aggregate	Quartzite aggregat	tes		•
	Show Result	ОК	Cancel	Apply

Figura 3.9 – Esempio di pannello di controllo per l'implementazione della dipendenza dal tempo di ritiro e viscosità

Di seguito vengono riportate le formulazioni ricavate dal Model Code 2010.

Per ciò che riguarda la variazione nel tempo della *resistenza a compressione*, questa viene valutata con la seguente relazione:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm}$$

con:

$$\beta_{cc}(t) = exp\left\{s \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{0,5}\right]\right\}$$

dove:

-	<i>f</i> _{cm}	resistenza media a compressione del calcestruzzo a 28 giorni;
-	$\beta_{cc}(t)$	funzione che descrive lo sviluppo della resistenza nel tempo;
-	t	invecchiamento del calcestruzzo;
-	S	coefficiente che dipende dalla classe di resistenza del calcestruzzo e dal tempo di presa.

Di seguito viene riportato l'andamento nel tempo ottenuto di tale parametro.



Figura 3.10 – Variazione nel tempo della resistenza media a compressione del calcestruzzo

Per ciò che riguarda la variazione nel tempo del *modulo di elasticità*, le relazioni sono le seguenti:

$$E_{ci}(t) = \beta_E(t) \cdot E_{ci}$$

con:

\beta_E(t) = [\beta_{cc}(t)]^{0,5} funzione che descrive lo sviluppo del modulo elastico;
 E_{ci} modulo di elasticità del calcestruzzo a 28 giorni.

Di seguito viene riportato l'andamento nel tempo ricavato di tale parametro.



Figura 3.11 – Variazione nel tempo del modulo elastico del calcestruzzo

3.3.1 Ritiro del calcestruzzo

Avendo a che fare con uno schema statico di tipo isostatico, il fenomeno del ritiro genererà uno stato deformativo non congruente nella sezione composta trave-soletta, a causa della presenza di due calcestruzzi differenti, per tipo e per tempistiche di getto, facendo nascere sollecitazioni aggiuntive provocate dall'effetto primario del ritiro. Tale deformazione è valutata tramite le relazioni del *Model Code 2010* enunciate di seguito.

La deformazione totale dovuta al ritiro può essere calcolata come segue:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_i) = \varepsilon_{cbs}(t) + \varepsilon_{cd}(t, t_i)$$

dove:

-	t	età del calcestruzzo;
-	t _i	età del calcestruzzo in cui inizia a manifestarsi il ritiro;
-	\mathcal{E}_{cbs}	deformazione da basic shrinkage;
-	E _{cds}	deformazione da drying shrinkage.

La deformazione da basic shrinkage si ricava dalla seguente relazione:

$$\varepsilon_{cbs} = \varepsilon_{cbs0}(\alpha_{bs}, f_{cm}) \cdot \beta_{bs}(t)$$

dove:

La deformazione da drying shrinkage si ricava dalla seguente relazione:

$$\varepsilon_{cds}(t,t_i) = \varepsilon_{cds0}(\alpha_{ds1}, \alpha_{ds2}, f_{cm}) \cdot \beta_{RH}(RH) \cdot \beta_{ds}(h, t-t_i)$$

dove:

-	$lpha_{ds1}$, $lpha_{ds2}$	coefficienti dipendenti dal tipo di cemento;
-	RH	età del calcestruzzo in cui inizia a manifestarsi il ritiro;
_	h	altezza utile della sezione.

Analisi globale



Di seguito viene riportato l'andamento nel tempo ottenuto della deformazione da ritiro.

Figura 3.12 – Variazione nel tempo della deformazione da ritiro

3.3.2 Viscosità del calcestruzzo

L'influenza del fenomeno della viscosità è più marcata rispetto a quella del fenomeno del ritiro, di conseguenza notevole importanza assume anche la sua variazione nel tempo.

Per carichi permanenti, applicati ad un tempo t₀, la deformazione viscosa è data dalla relazione:

$$\varepsilon_{ci}(t,t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{ci}} \cdot \varphi(t,t_0)$$

Come fatto in precedenza, si riportano le formulazioni del *Model Code 2010* afferenti al coefficiente di viscosità $\varphi(t, t_0)$:

$$\varphi(t,t_0) = \varphi_{bc}(t,t_0) + \varphi_{dc}(t,t_0)$$

dove:

- t età del calcestruzzo;
- t_0 età del calcestruzzo in cui inizia ad agire il carico;
- $\varphi_{bc}(t, t_0)$ coefficiente di *basic creep;*
- $\varphi_{dc}(t, t_0)$ coefficiente di *drying creep*.

La deformazione da basic creep si ricava dalla seguente relazione:

$$\varphi_{bc}(t,t_0) = \beta_{bc}(f_{cm}) \cdot \beta_{bc}(t,t_0)$$

La deformazione da drying creep si ricava dalla seguente relazione:

$$\varphi_{dc}(t,t_0) = \beta_{dc}(f_{cm}) \cdot \beta(RH,h) \cdot \beta_{dc}(t_0) \cdot \beta_{dc}(t,t_0)$$

Di seguito si riporta l'andamento nel tempo ricavato del coefficiente di viscosità.



Figura 3.13 – Variazione nel tempo del coefficiente di viscosità

4

PROVA DI CARICO

Nel presente capitolo si proporrà un metodo per la determinazione del degrado da corrosione dei cavi da precompressione, tramite la simulazione della prova di carico di collaudo statico.

Più precisamente verrà riprodotta al FEM la disposizione dei carichi e la prova di carico di collaudo effettuata all'epoca della realizzazione del viadotto, misurando la freccia in corrispondenza della mezzeria della trave di bordo, posizione in cui era stato installato il flessimetro.

Successivamente verranno poi indotte una serie di situazioni di danneggiamento crescente dei cavi e, per ogni caso, verrà simulata la suddetta prova di carico e misurato il valore di freccia in mezzeria afferente alla prova stessa. Queste simulazioni verranno effettuate ad un ipotetico istante della vita del viadotto in esame, istante in cui si vuole andare ad indagare il suo "stato di salute" e quello dei suoi cavi, nel presente caso a 10000 giorni, quasi 30 anni, dalla sua realizzazione; ciò è stato reso possibile dal software *Midas Civil* grazie all'implementazione nell'analisi delle leggi di variazione nel tempo del modulo elastico del calcestruzzo, del ritiro, della viscosità e delle perdite di precompressione dei cavi, descritte nel capitolo precedente.

I valori di freccia ricavati saranno poi confrontati con il valore ottenuto durante il collaudo statico e verrà prodotto un grafico della differenza tra le due frecce precedentemente descritte in funzione della percentuale di danneggiamento dei cavi. Per cui, in linea teorica, effettuando una prova di carico in situ e misurando il valore di freccia corrispondente, entrando nel grafico con la differenza tra il valore misurato in situ ed il valore della prova di carico di collaudo statico dell'epoca (INPUT), si potrà ricavare la percentuale di danneggiamento dei cavi a cui tale differenza corrisponde.

4.1 Prova di carico di collaudo statico

In prima battuta si procede alla descrizione della prova di carico di collaudo effettuata sul viadotto in questione.

Come già enunciato nel secondo capitolo, per il presente elaborato si è avuto a disposizione il verbale della prova di carico di collaudo relativo alla campata n°4, quella compresa tra pila P3 e la spalla SP2.

Nella seguente figura viene illustrata la disposizione dei flessimetri utilizzati durante la prova di carico; questi risultano essere posizionati sulle travi più esterne, in corrispondenza degli appoggi e in mezzeria, quest'ultima è la posizione di maggiore interesse per le analisi condotte in questo elaborato.



Figura 4.1 – Disposizione dei flessimetri - Prova di carico di collaudo

Di seguito viene descritta anche la disposizione degli autocarri lungo la carreggiata, atta a massimizzare le sollecitazioni sulla trave di bordo i cui flessimetri di riferimento sono F2, F4 ed F6, e lo schema degli autocarri con i rispettivi valori dei carichi equivalenti che insistono sul viadotto.



Figura 4.2 – Disposizione degli autocarri - Prova di carico di collaudo



NIQ	TARGA	car	ichi (KN)	1
N-	TARGA	Α	P	totale
1	T028099M	80.00	344.60	424.60
2	CN 4 61 6 31	80.00	303.60	383.60
3	TO 20876N	80.00	283.60	363.60
4	A0155683	80.00	278.60	358.60

Figura 4.3 – Schema degli autocarri - Prova di carico di collaudo

Infine, nella tabella sottostante vengono riportate le letture ai flessimetri posti in mezzeria sulle travi più esterne utilizzati per la taratura del modello FEM.

FASE DI CARICO	F3	F4
1° STESA DI CARICO	+1,10	-9,19
CARICO COMPLETO	-2,56	-13,77
SCARICO	+0,08	-0,61

Figura 4.4 - Letture ai flessimetri - Prova di carico di collaudo

4.2 Simulazioni di danneggiamento

Nel presente paragrafo vengono riportate le simulazioni delle prove di carico effettuate a 50 giorni e a 10000 giorni dalla costruzione del viadotto in esame al variare dello stato di degrado dei cavi da precompressione.

Si procede effettuando la prova di carico iniziando a simulare la degradazione del primo cavo, composto da 12 trefoli ($A_{tot} = (12 \cdot 139) = 1668 \ mm^2$), considerando degli step di corrosione pari al 10% dell'area totale del singolo cavo; una volta disattivato il primo, si precede al danneggiamento, nel seguente ordine, del secondo ($A_{tot} = (12 \cdot 139) = 1668 \ mm^2$) e del terzo ($A_{tot} = (8 \cdot 139) = 1112 \ mm^2$).

Di seguito vengono esposti i risultati ottenuti riportando in tabella:

- T_i percentuale di funzionalità del generico cavo i;
- *dz* valore della freccia afferente alla totalità dei carichi considerati nella modellazione in corrispondenza mezzeria della trave ("+" di abbassamento);

- σ_{cls} valore della tensione minima nella sezione ("-" di trazione).

Inoltre, viene anche riportato il danneggiamento totale dei cavi, valutato come il quantitativo d'area totale dei cavi nella specifica situazione di danneggiamento rapportato all'area totale dei cavi integri:

$$D_{totale} [\%] = 100 - \frac{(100 - T_1)A_1 + (100 - T_2)A_2 + (100 - T_3)A_3}{A_1 + A_2 + A_3}$$

dove:

- A_i area totale del generico cavo i.

Si nota come in entrambi i casi successivamente ad una certa situazione di danneggiamento la prima fibra della sezione inizia a fessurare (inizio *Stadio II*), per poi fessurarsi completamente (*Stadio III*).

D _{totale}	T_1	T_2	T ₃	dz	σ_{cls}	SEZIONE
[%]	[%]	[%]	[%]	[mm]	[MPa]	
0.00	100	100	100	-6.475	3.615	INTEGRA
3.75	90	100	100	-5.384	2.845	INTEGRA
7.50	80	100	100	-4.292	2.070	INTEGRA
11.25	70	100	100	-3.185	1.290	INTEGRA
15.00	60	100	100	-2.056	0.504	INTEGRA
18.75	50	100	100	-0.913	-0.288	INTEGRA
22.50	40	100	100	0.243	-1.092	INTEGRA
26.25	30	100	100	1.417	-1.910	INTEGRA
30.00	20	100	100	3.785	-7.635	INTEGRA
33.75	10	100	100	15.891	-8.510	FESSURATA
37.50	0	100	100	23.285	-9.391	FESSURATA
41.25	0	90	100	48.665	-9.782	FESSURATA
45.00	0	80	100	53.765	-10.176	FESSURATA
48.75	0	70	100	56.349	-10.401	FESSURATA
52.50	0	60	100	58.958	-10.735	FESSURATA
56.25	0	50	100	61.593	-11.085	FESSURATA
60.00	0	40	100	64.252	-11.422	FESSURATA
71.25	0	10	100	66.935	-12.657	FESSURATA
75.00	0	0	100	75.274	-13.045	FESSURATA
81.25	0	0	75	78.658	<-13.050	FESSURATA
100.00	0	0	0	82.210	<-13.050	FESSURATA

Tabella 4 – Valori di freccia e tensione nel cls ottenuti a 50gg

D _{totale}	T_1	T_2	T_3	dz	σ_{cls}	SEZIONE
[%]	[%]	[%]	[%]	[mm]	[MPa]	SEZIONE
0.00	100	100	100	-18.728	2.754	INTEGRA
3.75	90	100	100	-15.572	1.194	INTEGRA
7.50	80	100	100	-12.415	0.952	INTEGRA
11.25	70	100	100	-9.211	0.706	INTEGRA
15.00	60	100	100	-5.948	-1.496	INTEGRA
18.75	50	100	100	-2.641	-0.664	INTEGRA
22.50	40	100	100	0.703	-0.364	INTEGRA
26.25	30	100	100	4.098	-2.124	INTEGRA
30.00	20	100	100	18.560	-10.784	FESSURATA
33.75	10	100	100	27.196	-11.196	FESSURATA
37.50	0	100	100	56.839	-10.044	FESSURATA
41.25	0	90	100	61.271	-10.463	FESSURATA
45.00	0	80	100	65.777	-10.884	FESSURATA
48.75	0	70	100	71.964	-11.125	FESSURATA
52.50	0	60	100	77.187	-11.482	FESSURATA
56.25	0	50	100	82.328	-11.856	FESSURATA
60.00	0	40	100	87.101	-12.217	FESSURATA
71.25	0	10	100	102.313	-13.537	FESSURATA
75.00	0	0	100	107.442	-13.953	FESSURATA
81.25	0	0	75	110.646	<-14.000	FESSURATA
100.00	0	0	0	120.650	<-14.000	FESSURATA

Tabella 5 – Valori di freccia e tensione nel cls ottenuti a 10000gg



Figura 4.5 – Plot della freccia totale ottenuta simulando la prova di carico a 50gg e a 10000gg in funzione del danneggiamento totale²

i.

4.3 Stima del degrado da corrosione

Nel presente paragrafo si focalizzerà l'attenzione esclusivamente sulla freccia afferente alla prova di carico, quella che teoricamente andrebbe a rilevare un ipotetico flessimetro posto in corrispondenza della mezzeria della trave.

Per quanto concerne la prova di carico effettuata a 50gg a cavi integri, il valore della freccia in mezzeria è pari a 12.947 mm e questo verrà confrontato con quelli relativi alla prova di carico effettuata a 10000gg riportati di seguito in tabella.

\mathbf{D}_{totale}	T_1	T_2	T_3	dz
[%]	[%]	[%]	[%]	[mm]
0.00	100	100	100	12.051
3.75	90	100	100	12.070
7.50	80	100	100	12.090
11.25	70	100	100	12.109
15.00	60	100	100	12.129
18.75	50	100	100	12.148
22.50	40	100	100	12.168
26.25	30	100	100	12.188
30.00	20	100	100	14.62
33.75	10	100	100	15.878
37.50	0	100	100	29.096
41.25	0	90	100	29.134
45.00	0	80	100	29.173
48.75	0	70	100	30.413
52.50	0	60	100	30.834
56.25	0	50	100	31.13
60.00	0	40	100	31.387
71.25	0	10	100	31.524
75.00	0	0	100	31.577
81.25	0	0	75	31.614
100.00	0	0	0	31.727
	1	1		

Tabella 6 – Valori di freccia afferenti alla sola prova di carico effettuata a 1000gg

Si osserva in maniera evidente come passando al II stadio di *trave fessurata*, la differenza tra la freccia misurata durante la prova di carico di collaudo simulata a 50gg a cavi integri e quelle ricavate nelle varie situazioni di danneggiamento successivo all'avvento della fessurazione sia ben marcata; per cui da questa grandezza si potrebbe pensare di ricavare la stima del degrado totale da corrosione dei cavi.

In condizione di *trave non fessurata* le differenze risultano essere meno marcate a prima vista, per cui si va a focalizzare l'attenzione su questa situazione della trave.

In primo luogo si amplia il ventaglio delle situazioni di danneggiamento da corrosione simulando anche nuovi casi di degrado random, a 10000 giorni, che coinvolgano tutti e tre i cavi da precompressione e che consentano comunque alla trave di rimanere in campo non fessurato; in questa maniera, implementando anche i precedenti risultati, si ottiene una sequenza di valori in funzione del degrado totale dei cavi, stavolta valutato in relazione alla freccia afferente esclusivamente alla forza di precompressione esercitata dai cavi:

$$D_{totale} [\%] = \frac{dz_{ps,ideale} - dz_{ps,i}}{dz_{ps,ideale}} * 100$$

dove:

- $dz_{ps,ideale}$ freccia da precompressione relativa alla situazione con cavi integri;
- $dz_{ps,i}$ freccia da precompressione relativa alla generica situazione di danneggiamento dei cavi i.

Questi valori di freccia ottenuti vengono confrontati con il valore di freccia ottenuto durante il collaudo statico, simulato al FEM a 50 giorni considerando la condizione di cavi integri; nella seguente tabella vengono riportati alcuni valori di freccia considerati e le relative differenze con il valore di freccia a cavi integri a 50 giorni e di seguito viene plottato il relativo grafico.

47

D _{totale}	T_1	T_2	T ₃	$dz_{ps,i}$	dzpc/1000gg,i	$\Delta z = dz_{pc/50gg,ideale} - dz_{pc/1000gg,i}$
[%]	[%]	[%]	[%]	[mm]	[mm]	[mm]
0.00	100	100	100	-29.454	12.051	0.896
1.48	100	100	90	-29.017	12.058	0.889
2.98	100	100	80	-28.577	12.066	0.881
3.59	90	100	100	-28.398	12.070	0.877
4.48	100	100	70	-28.135	12.073	0.874
5.99	100	100	60	-27.690	12.081	0.866
7.21	80	100	100	-27.329	12.090	0.857
7.51	100	100	50	-27.242	12.088	0.859
9.04	100	100	40	-26.792	12.095	0.852
10.18	100	80	80	-26.456	12.104	0.843
10.58	100	100	30	-26.339	12.103	0.844
10.88	70	100	100	-26.248	12.109	0.838
12.12	100	100	20	-25.884	12.110	0.837
13.68	100	100	10	-25.425	12.118	0.829
14.50	80	80	100	-25.182	12.128	0.819
14.60	60	100	100	-25.154	12.129	0.818
15.32	100	100	0	-24.942	12.125	0.822
17.63	80	80	80	-24.262	12.143	0.804
18.35	50	100	100	-24.048	12.148	0.799
20.70	100	60	60	-23.356	12.158	0.789
22.14	40	100	100	-22.933	12.168	0.779
25.99	30	100	100	-21.799	12.188	0.759

Tabella 7 – Differenza tra la freccia di collaudo statico e le frecce di danneggiamento a 10000gg



Figura 4.6 – Plot della differenza tra la freccia di collaudo statico e le frecce di danneggiamento a 10000gg in funzione del danneggiamento totale²

Per cui, eseguendo un'interpolazione lineare, si ottiene una curva sperimentale di riferimento per ciò che riguarda la stima del degrado totale da corrosione nei cavi da precompressione a mezzo di una prova di carico.

A livello procedurale, per un generico viadotto, per stimare la corrosione dei cavi si dovrà seguire il seguente iter:

- Effettuazione di una prova di carico in situ ad un dato giorno di vita dell'opera;
- Costruzione sperimentale al FEM del grafico differenza di freccia in funzione del danneggiamento totale, precedentemente descritto, relativo al viadotto ed al giorno di esecuzione della prova di carico in questione;
- Ingresso nel grafico con la differenza tra il valore di freccia ricavato della prova di carico in situ ed il valore di freccia della prova di carico di collaudo statico dell'epoca (INPUT) e lettura in ordinata del valore di percentuale di danneggiamento dei cavi (OUTPUT) che interseca la curva sperimentale.

4.4 Criticità dell'iter procedurale

L'iter procedurale precedentemente ricavato, seppur teoricamente valido, risulta avere dei limiti nella sua affidabilità legati al fatto che gli scarti in termini di differenza di frecce tra le varie situazioni di danneggiamento sono molto risicati: passando da una situazione ideale di cavi integri ad una con danneggiamento totale dei tre cavi pari al 5% (cioè un danneggiamento pari al 25-30% di un singolo cavo con gli altri due integri) si ottiene uno scarto nelle differenza di frecce dell'ordine del 3 centesimi di millimetro (si passa da 0.900mm a 0.870mm); avendo, inoltre, effettuato un'interpolazione lineare, il discorso è estendibile a tutte le situazioni di danneggiamento nella condizione di trave non fessurata.

Lo scarto risicato risulta essere un problema per due ragioni: la prima, di natura tecnica, riguarda i flessimetri in commercio utilizzati per le prove di carico, questi risultano avere una precisione della misura, in termini di tolleranza da scheda tecnica, dell'ordine del centesimo di millimetro; la seconda, di natura teorica invece, riguarda la dipendenza dei valori di freccia da prova di carico da una serie di parametri che ne inficiano la corretta simulazione al FEM, in quanto risulta essere particolarmente difficoltosa la loro determinazione, e quindi la loro implementazione nel modello FEM, in relazione alle informazioni che si hanno riguardo la realizzazione del viadotto e l'esecuzione della prova di carico di collaudo.

Nel presente elaborato sono stati analizzati i parametri di maggior interesse ed influenza sui risultati, secondo lo scrivente, e sono quelli riguardanti l'effetto del ritiro e della viscosità del calcestruzzo.

4.4.1 Parametri afferenti viscosità e ritiro del calcestruzzo

Nel paragrafo 3.3 del capitolo terzo del presente elaborato sono state ampiamente descritte le formulazioni della variazione nel tempo dei fenomeni di ritiro e viscosità del calcestruzzo secondo il codice CEB-FIP(2010). I parametri che entrano in gioco nella definizione della curva del coefficiente di viscosità nel tempo e su cui si può avere una certa incertezza nella definizione sono:

- t_0 l'età del calcestruzzo al momento di messa in carico;
- h_0 altezza efficace della trave;
- RH umidità relativa del sito.

Per ciò che concerne la definizione dell'età di messa in carica del calcestruzzo, nonostante non vi siano a disposizione informazioni in merito, la pratica comune consiglia di porre tale valore pari a 10 giorni.

Per quanto riguarda la definizione dell'altezza efficace, l'incertezza è legata alla modalità con cui viene calcolato tale parametro o meglio alla modalità con cui viene considerato il perimetro esposto all'aria u dal quale esso dipende. Considerando quest'ultimo pari al perimetro totale della sezione si ottiene un valore di h_0 pari a 218.92 mm, mentre depurando dal calcolo del perimetro esposto all'aria il lato superiore della trave in quanto sovrastato dalla soletta, il valore di altezza utile risulta essere pari a 249.56 mm. Dalle formulazioni espresse nel paragrafo 3.3 del capitolo terzo si ottengono i coefficienti di viscosità relativi e la loro variazione nel tempo di seguito riportati.



Figura 4.7 – Andamento del coefficiente di viscosità nel tempo al variare dell'altezza utile

ho	φ (∞,to)			
[mm]	10000 gg	∞		
218.92	2.052	2.223		
249.56	2.026	2.197		

Tabella 8 – Valori del coefficiente di creep al variare dell'altezza utile

Dai grafici ottenuti si evince un minimo scostamento del coefficiente di viscosità tra i due differenti casi, per cui nel prosieguo delle analisi si prenderà in considerazione un valore di altezza utile pari a 218.92 mm.

L'impatto sulla variazione del coefficiente di viscosità che ha il tasso di umidità relativa presente sul sito in questione all'epoca del collaudo è ben più marcato rispetto ai parametri precedenti. Di seguito sono riportate le variazioni del coefficiente di creep nel tempo facendo variare RH tra il 40% e il 99%.



Figura 4.8 – Andamento del coefficiente di viscosità nel tempo al variare dell'umidità relativa

RH	φ (∞,te	o)
[%]	10000 gg	∞
40	2.651	2.827
50	2.452	2.626
60	2.252	2.424
70	2.052	2.223
80	1.853	2.021
90	1.653	1.819
99	1.473	1.638

Tabella 9 – Valori del coefficiente di creep al variare dell'umidità relativa

Per ciò che concerne il tasso di umidità relativa, non avendo a disposizione informazioni in merito, per le successive simulazioni si utilizzerà il valore medio di RH pari al 70%.

Dalle precedenti considerazioni si evince come l'incertezza relativa alla valutazione dei sopracitati parametri non consente di sostenere a pieno l'affidabilità del precedente metodo di stima del degrado da corrosione dei cavi da precompressione.

4.5 Osservazioni e introduzione al monitoraggio

Osservando i risultati ottenuti nei precedenti paragrafi del presente capitolo, si nota come è vero che la differenza di freccia afferente alla prova di carico sia risicata in campo *non fessurato* tra l'analisi a 50gg e a 10000gg, però lo stesso non si può dire per il valore di *freccia relativo alla totalità dei carichi agenti sul viadotto* (dz_t); inoltre, come riportato nella seguente tabella, risulta essere ben marcata anche la differenza di freccia allo stesso istante di analisi dei diversi stati di danneggiamento dei cavi.

D _{totale}	T_1	T_2	T ₃	dz _{50gg}	$dz_{10000gg}$
[%]	[%]	[%]	[%]	[mm]	[mm]
0.00	100	100	100	-6.475	-18.728
3.75	90	100	100	-5.384	-15.572
7.50	80	100	100	-4.292	-12.415
11.25	70	100	100	-3.185	-9.211
15.00	60	100	100	-2.056	-5.948
18.75	50	100	100	-0.913	-2.641
22.50	40	100	100	0.243	0.703
26.25	30	100	100	1.417	4.098
30.00	20	100	100	3.785	18.560
33.75	10	100	100	15.891	27.196
37.50	0	100	100	23.285	56.839
41.25	0	90	100	48.665	61.271
45.00	0	80	100	53.765	65.777
48.75	0	70	100	56.349	71.964
52.50	0	60	100	58.958	77.187
56.25	0	50	100	61.593	82.328
60.00	0	40	100	64.252	87.101
71.25	0	10	100	66.935	102.313
75.00	0	0	100	75.274	107.442
81.25	0	0	75	78.658	110.646
100.00	0	0	0	82.210	120.650

Tabella 10 – Confronto delle frecce cumulate a 50gg e 10000gg

Depurando tale freccia dal valore relativo esclusivamente alla prova di carico (dz_{PC}), si ottiene il valore di una freccia riferita soltanto ai carichi permanenti agenti sul viadotto in esame (dz_{perm}) e cioè la freccia relativa al peso proprio, ai carichi permanenti portati, alla forza di precompressione esercitata dai cavi, all'effetto del ritiro e della viscosità del calcestruzzo.

Prova di carico

D _{totale} [%]	dz _{50gg} [mm]	dz _{PC/50gg} [mm]	dz _{perm/50gg} [mm]	dz _{10000gg} [mm]	dz _{PC/10000gg} [mm]	dz _{perm/10000gg} [mm]
0.00	-6.475	12.947	-19.422	-18.728	12.051	-30.779
3.75	-5.384	12.969	-18.353	-15.572	12.070	-27.642
7.50	-4.292	12.992	-17.284	-12.415	12.090	-24.505
11.25	-3.185	13.014	-16.199	-9.211	12.109	-21.320
15.00	-2.056	13.037	-15.093	-5.948	12.129	-18.077
18.75	-0.913	13.060	-13.973	-2.641	12.148	-14.789
22.50	0.243	13.083	-12.840	0.703	12.168	-11.465
26.25	1.417	13.106	-11.689	4.098	12.188	-8.090

Tabella 11 – Frecce relative ai soli carichi permaneti a 50gg e 10000gg

Notando questa marcata variazione di freccia da carichi permanenti da uno stato di danneggiamento all'altro, si potrebbe pensare di andare a rilevare il valore della freccia sul viadotto in esame durante tutti i giorni dell'anno, attendendosi un determinato valore simulato al FEM per la situazione a cavi integri; qualora questo valore si dovesse scostare in maniera sensibile dal valore atteso, ci si potrebbe trovare di fronte ad un caso di deterioramento dei cavi da precompressione.

Rilevare giornalmente su un viadotto la freccia afferente ai carichi permanenti non significa altro che procedere con un *monitoraggio in continuo a un ponte scarico* del viadotto stesso; nel capitolo seguente si procederà alla simulazione di tale attività sia a ponte scarico sia considerando la presenza dei carichi da traffico, descritti nel paragrafo 2.3 del secondo capitolo, sempre nell'ottica di una stima del degrado dei cavi da precompressione.

55

5

MONITORAGGIO

In linea con le conclusioni dedotte dalle simulazioni della prova di carico di collaudo, nel presente capitolo si procederà alla simulazione di un *monitoraggio in continuo* della freccia in mezzeria della trave di bordo della campata oggetto delle precedenti analisi. L'obiettivo sarà quello di rilevare l'entità della variazione di tale freccia tra la condizione di funzionamento ideale dei cavi da precompressione (cavi integri) e le varie situazioni di degrado da corrosione che verranno ipotizzate di seguito; nello specifico si andrà a verificare che, per bassi valori di danneggiamento totale, questo scarto sia tale eludere il fuso di incertezza della determinazione della curva di monitoraggio derivato dall'incidenza della temperatura sul viadotto in esame e dell'umidità relativa nel sito in questione.

Pertanto, si procederà, in primis, alla simulazione di un *monitoraggio in continuo a ponte scarico*, cioè considerando la freccia afferente ai soli carichi permanenti, a partire dalla data di costruzione del ponte e per la durata di circa 30 anni; successivamente, si implementerà l'azione del carico variabile da traffico con l'intento di riprodurre un vero e proprio *monitoraggio in continuo del ponte a regime*.

Lo step seguente sarà quello di imporre una serie di situazioni di degrado da corrosione dei cavi da precompressione, in funzione del tempo di insorgenza e della velocità di sviluppo del fenomeno, evitando in ogni caso la comparsa della fessurazione nella trave, condizione di maggiore interesse per il presente elaborato; inoltre, la corrosione ipotizzata interesserà sia tutta l'estensione del cavo, come analizzato nel precedente capitolo, sia porzioni di lunghezza ridotta dello stesso, atte a simulare una corrosione localizzata.

5.1 Curva teorica di monitoraggio

5.1.1 Costruzione delle curve teoriche di monitoraggio

Nel presente paragrafo si procede alla simulazione al FEM della curva di monitoraggio in continuo del viadotto in esame, considerando un arco temporale di circa 30 anni dalla costruzione dello stesso.

Eseguendo una *Construction Stage* con il software *MidasCivil* si è riprodotta una costruzione per fasi del viadotto, ipotizzando che la tesatura dei cavi da precompressione sia avvenuta in un'unica fase a 10 giorni dal getto del calcestruzzo e che i carichi permanenti portati, barriere e pavimentazione, agiscano a partire dal giorno n°65.

Nella seguente tabella viene riportato per ogni istante di tempo, il valore della freccia in corrispondenza della mezzeria della trave di bordo relativa alle sole azioni permanenti, esplicitando anche i valori delle varie frecce da cui essa deriva.

t	Peso Proprio	Permanenti Portati	Precompressione	Viscosità	Ritiro	Σ Azioni permanenti
[gg]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
1	0	0	0	0	0	0
11	15.969	0	-34.941	-2.54	-0.014	-21.526
21	15.969	0	-34.314	-7.918	-0.053	-26.316
29	15.969	0	-34.083	-9.698	-0.065	-27.877
64	15.969	0	-33.568	-13.431	-0.059	-31.089
66	15.969	4.562	-33.781	-13.166	-0.057	-26.473
200	15.969	4.562	-33.162	-14.706	0.09	-27.247
500	15.969	4.562	-32.587	-16.436	0.233	-28.259
1000	15.969	4.562	-32.124	-18.001	0.368	-29.226
2000	15.969	4.562	-31.699	-18.994	0.47	-29.692
5000	15.969	4.562	-31.201	-20.213	0.533	-30.35
10000	15.969	4.562	-30.893	-20.96	0.543	-30.779

Tabella 12 – Valori di freccia nel tempo a ponte scarico

Come si evince dalla tabella, le frecce relative al peso proprio e ai carichi permanenti portati sono di segno positivo, cioè comportano un abbassamento della trave; il contrario accade per quella afferente alle forze di precompressione ed essendo quest'ultima, in valore assoluto, maggiore rispetto alle precedenti, anche la deformazione relativa al creep risulta essere di segno negativo. La deformazione da ritiro, avendo la trave uno schema statico di tipo isostatico, risulta essere esigua, come ci si attende dalla comune teoria.

Nella tabella successiva si riportano i valori della freccia nel tempo con l'aggiunta dell'azione variabile del traffico descritta nel paragrafo 2.3.1 del secondo capitolo; a livello teorico i valori di freccia ottenuti si propongono di rappresentare il massimo valore giornaliero di freccia ottenuta da un'azione di monitoraggio sul viadotto.

t	Σ Agioni normononti	Ariana da traffica IM1	Σ Ariani tatali
ι	2 Azioni permanenti	Azione da traffico – Livit	2 AZIOIII totali
[gg]	[mm]	[mm]	[mm]
1	0	0	0.000
11	-21.526	17.325	-4.201
21	-26.316	17.349	-8.967
29	-27.877	17.36	-10.517
64	-31.089	17.386	-13.703
66	-26.473	17.387	-9.086
200	-27.247	17.413	-9.834
500	-28.259	17.427	-10.832
1000	-29.226	17.434	-11.792
2000	-29.692	17.439	-12.253
5000	-30.35	17.444	-12.906
10000	-30.779	17.446	-13.333

Tabella 13 – Valori di freccia nel tempo con il ponte a regime

Plottando i grafici delle frecce su un asse logaritmica del tempo si ottengono le due *curve di monitoraggio a ponte scarico e con il ponte a regime*; dalla figura seguente si nota come l'andamento delle due curve nel tempo sia del tutto analogo, le due curve risultano essere shiftate di una quantità con buona approssimazione costante nel tempo.

Pertanto, nel prosieguo dell'analisi si farà riferimento esclusivamente alla curva di monitoraggio a ponte scarico, con la consapevolezza di poter estendere i risultati anche alla curva del ponte a regime.



Figura 5.1 – Andamento delle curve di monitoraggio a ponte scarico e con il ponte a regime

5.1.2 Fuso d'incertezza del calcolo della freccia

Confrontando la curva di monitoraggio simulata al FEM con i valori di freccia di un reale monitoraggio in continuo, si potrebbe notare uno scostamento tra le due curve a causa, in maggior misura, dell'influenza della temperatura agente sul viadotto secondo la stagionalità e della percentuale di umidità relativa presente nel sito in questione.

Per ciò che concerne la temperatura, grazie all'isostaticità del sistema, l'applicazione di variazione costante di temperatura non sortisce alcun effetto sotto l'aspetto tensionale e di deformazione; diversamente non si può di dire per quanto riguarda la variazione di temperatura tra l'estradosso e l'intradosso dell'impalcato. Per quest'ultima situazione l'*Eurocodice 1* prescrive l'utilizzo di determinati gradienti non lineari di temperatura in base alla stagionalità, come descritto nel paragrafo 2.3.4 del secondo capitolo.

Di seguito si riportano un calcolo manuale della freccia in mezzeria sotto l'effetto dei gradienti di temperatura estiva e invernale.

Gradiente di Temperatura	Estivo	Invernale
α [1/°C]	1.00E-05	1.00E-05
T _{estradosso} [°C]	12.5	-8.4
T _{intradosso} [°C]	2.5	-6.5
h [mm]	1840	1840
l [mm]	28550	28550
$\alpha \Delta T / h$	-5.435E-08	1.033E-08
1/2 [mm]	14275	14275
Freccia in mezzeria [mm]	-5.537	1.052

Tabella 14 – Calcolo delle frecce afferenti all'effetto della variazione non lineare della temperatura

Implementando nel software la variazione non lineare della temperatura si ottengono i valori di freccia riportati nella seguente tabella e plottati nella figura seguente dove si nota proprio la formazione di una sorta di fuso attorno alla curva di monitoraggio a ponte scarico precedentemente definita.

+	Σ Azioni	Σ Azioni permanenti	Σ Azioni permanenti
ι	permanenti	Gradiente di temperatura estivo	Gradiente di temperatura invernale
[gg]	[mm]	[mm]	[mm]
1	0	0.000	0.000
11	-21.526	-26.861	-6.780
21	-26.316	-31.651	-11.899
29	-27.877	-33.212	-13.623
64	-31.089	-36.424	-17.195
66	-26.473	-31.808	-12.591
200	-27.247	-32.582	-13.730
500	-28.259	-33.594	-14.935
1000	-29.226	-34.561	-16.001
2000	-29.692	-35.027	-16.537
5000	-30.35	-35.685	-17.257
10000	-30.779	-36.114	-17.718

Tabella 15 – Valori di freccia risultanti consideranto l'effetto della temperatura



Figura 5.2 - Fuso d'incertezza della freccia relativo all'effetto della temperatura

Per ciò che concerne l'umidità relativa, utilizzando le formulazioni del CEB-FIP/2020 riportate nel paragrafo 3.3 del capitolo terzo, si procede alla determinazione delle curve di monitoraggio considerando i due estremi dell'intervallo dei valori di umidità relativa prescritti, ovvero 40% e 99%; nelle seguenti tabelle sono riportati i valori di freccia ottenuti per entrambi i casi.

t	Peso Proprio	Permanenti Portati	Precompressione	Viscosità	Ritiro	Σ Azioni permanenti
[gg]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
1	0	0	0	0	0	0
21	15.969	0	-34.128	-9.684	-0.052	-27.895
64	15.969	0	-33.164	-16.717	-0.038	-33.95
66	15.969	4.562	-33.382	-16.247	-0.034	-29.132
200	15.969	4.562	-32.589	-18.295	0.145	-30.208
500	15.969	4.562	-31.831	-20.807	0.392	-31.715
1000	15.969	4.562	-31.239	-22.549	0.585	-32.672
2000	15.969	4.562	-30.712	-23.678	0.73	-33.129
5000	15.969	4.562	-30.106	-25.052	0.82	-33.807
10000	15.969	4.562	-29.759	-25.594	0.835	-33.987

Tabella 16 – Frecce risultanti relative ad un'umidità relativa pari al 40%

t	Peso Proprio	Pemanenti Portati	Precompressione	Viscosità	Ritiro	Σ Azioni permanenti
[gg]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
1	0	0	0	0	0	0
21	15.969	0	-34.57	-6.527	-0.048	-25.176
64	15.969	0	-34.11	-10.235	-0.121	-28.497
66	15.969	4.562	-34.321	-10.201	-0.123	-24.114
200	15.969	4.562	-34.147	-10.254	-0.185	-24.055
500	15.969	4.562	-33.918	-11.96	-0.235	-25.582
1000	15.969	4.562	-33.726	-13.478	-0.269	-26.942
2000	15.969	4.562	-33.563	-14.599	-0.294	-27.925
5000	15.969	4.562	-33.387	-15.325	-0.31	-28.491
10000	15.969	4.562	-33.243	-15.635	-0.312	-28.659

Tabella 17 – Frecce relative ai soli carichi permaneti a 50gg e 10000gg 99%

Anche in questo caso, graficando i risultati ottenuti si ottiene un fuso di incertezza relativo alla variazione dell'umidità relativa.



Figura 5.3 – Fuso d'incertezza della freccia relativo all'effetto dell'umidità relativa

Nel prosieguo dell'analisi verrà adoperato un fuso combinato che tiene conto sia delle variazioni stagionali della temperatura, sia della differente umidità relativa ed è illustrato nella figura seguente.


Figura 5.4 – Fuso d'incertezza combinato

5.2 Simulazioni di danneggiamento uniforme

Dopo aver costruito le curve di monitoraggio, il passo seguente è quello di simulare alcune situazioni di danneggiamento dei cavi con lo scopo di verificare l'entità dello scostamento tra la curva di monitoraggio a cavi danneggiati e la curva a cavi integri; l'obiettivo è quello di verificare che il fuso di incertezza venga eluso prima dell'avvento della fessurazione e, magari, già per situazioni di basso degrado dei cavi.

Nel presente paragrafo si procede alla simulazione di un degrado di tipo uniforme del primo dei tre cavi, cioè un danneggiamento che interessa l'intera lunghezza del cavo; le varie simulazioni sono effettuate in funzione della velocità di corrosione del cavo, più precisamente per ciascun tipo di danneggiamento si ipotizzerà un intervallo di tempo costante a cui far corrispondere una riduzione di area del cavo pari al 10% fino all'avvento della fessurazione. Pertanto, si avranno le tre seguenti tipologie di degrado:

- TIPO 1 riduzione del 10% di area del cavo ogni 500 giorni;
- TIPO 2 riduzione del 10% di area del cavo ogni 250 giorni;
- TIPO 3 riduzione del 10% di area del cavo ogni 100 giorni;

Inoltre, il degrado verrà fatto insorgere in due istanti differenti della vita del viadotto, a 500 giorni e a 5000 giorni dalla sua costruzione. Nella tabella seguente si riportano i valori delle frecce relative al primo tipo di danneggiamento.

T ₁			t	Freccia – Σ Azioni permanenti
[%]	[%]	[%]	[gg]	[mm]
100	100	100	500	-28.259
90	100	100	1000	-27.384
80	100	100	1500	-26.509
70	100	100	2000	-25.634
60	100	100	2500	-24.759
50	100	100	3000	-23.885
40	100	100	3500	-23.010
30	100	100	4000	-22.135
0	100	100	5500	-19.511

Tabella 18 – Valori di freccia con un danneggiamento di tipo 1 insorto a 500 giorni

Si plottano i risultati ottenuti andando ad inserire i valori di freccia relativi alla situazione di danneggiamento, in corrispondenza del valore di ascissa di 500 giorni, sulla curva di monitoraggio a cavi integri che viene interrotta al sopracitato istante di insorgenza del degrado del cavo.



Figura 5.5 – Curva di monitoraggio con danneggiamento di tipo 1 insorto a 500 giorni

Si nota come il fuso di incertezza venga intersecato dalla curva di monitoraggio in corrispondenza dalla seconda situazione di danneggiamento (cavo con una perdita di area del 20%), corrispondente ad una condizione di degrado totale pari a circa a circa l'8%.

Nelle seguenti tabelle vengono riportati i valori di freccia relativi alle altre due tipologie di danneggiamento con insorgenza del fenomeno a 500 giorni.

T_1	T_2	T_3	t	Freccia – Σ Azioni permanenti
[%]	[%]	[%]	[gg]	[mm]
100	100	100	500	-28.259
90	100	100	750	-27.323
80	100	100	1000	-26.388
70	100	100	1250	-25.453
60	100	100	1500	-24.518
50	100	100	1750	-23.583
40	100	100	2000	-22.648
30	100	100	2250	-21.713
0	100	100	3000	-18.908

Tabella 19 – Valori di freccia con un danneggiamento di tipo 2 insorto a 500 giorni

Tabella 20 – Valori di freccia con un danneggiamento di tipo 3 insorto a 500 giorni

T ₁ [%]	T ₂ [%]	T ₃ [%]	t [gg]	Freccia – Σ Azioni permanenti [mm]
100	100	100	500	-28.259
90	100	100	600	-27.263
80	100	100	700	-26.267
70	100	100	800	-25.271
60	100	100	900	-24.276
50	100	100	1000	-23.280
40	100	100	1100	-22.284
30	100	100	1200	-21.289
0	100	100	1500	-18.302

Di seguito vengono plottati sulla medesima curva di monitoraggio a cavi integri i grafici relativi ai tre tipi di danneggiamento in modo da avere un confronto immediato dei tre andamenti.



Figura 5.6 – Curva di monitoraggio con danneggiamenti di tipo 1-2-3 insorti a 500 giorni

Si nota come il fuso di incertezza venga intersecato in corrispondenza dalla terza situazione di danneggiamento (cavo con una perdita di area del 30%), corrispondente ad una condizione di degrado totale pari a circa l'11%, per il danneggiamento di tipo 3; il risultato riguardante il danneggiamento di tipo 2 risulta essere un ibrido tra gli altri due. Effettuando uno zoom della zona di interesse e plottando la curva in scala non logaritmica del tempo, come riportato nella figura sottostante, si può apprezzare con maggiore chiarezza quanto sopra ammesso.



Figura 5.7 – Zoom curva di monitoraggio con danneggiamenti di tipo 1-2-3 insorti a 500 giorni

Successivamente nelle tabelle che seguono vengono riportati i valori di freccia relativi a tutte e tre le tipologie di danneggiamento con insorgenza del fenomeno slittata a 5000 giorni, in modo tale da verificare eventuali variazioni nella risposta della trave in funzione dell'istante di insorgenza del fenomeno.

T_1	T_2	T_3	t	Freccia – Σ Azioni permanenti
[%]	[%]	[%]	[gg]	[mm]
100	100	100	5000	-30.35
90	100	100	5500	-29.037
80	100	100	6000	-28.081
70	100	100	6500	-27.119
60	100	100	7000	-26.14
50	100	100	7500	-25.15
40	100	100	8000	-24.15
30	100	100	8500	-23.135
0	100	100	10000	-20.033

Tabella 21 – Valori di freccia con un danneggiamento di tipo 1 insorto a 5000 giorni

Tabella 22 – Valori di freccia con un danneggiamento di tipo 2 insorto a 5000 giorni

T_1	T_2	T_3	t	Freccia – Σ Azioni permanenti
[%]	[%]	[%]	[gg]	[mm]
100	100	100	5000	-30.35
90	100	100	5250	-29.297
80	100	100	5500	-28.245
70	100	100	5750	-27.192
60	100	100	6000	-26.140
50	100	100	6250	-25.088
40	100	100	6500	-24.035
30	100	100	6750	-22.983
0	100	100	7500	-19.826

T_1	T_2	T_3	t	Freccia – Σ Azioni permanenti
[%]	[%]	[%]	[gg]	[mm]
100	100	100	5000	-30.35
90	100	100	5100	-29.275
80	100	100	5200	-28.201
70	100	100	5300	-27.126
60	100	100	5400	-26.052
50	100	100	5500	-24.977
40	100	100	5600	-23.903
30	100	100	5700	-22.828
0	100	100	6000	-19.605

Tabella 23 – Valori di freccia con un danneggiamento di tipo 3 insorto a 5000 giorni

Di seguito vengono plottati sulla medesima curva di monitoraggio a cavi integri i grafici relativi ai tre tipi di danneggiamento in modo da avere un confronto immediato dei tre andamenti. Si nota come il fuso intersechi la curva di danneggiamento, per tutte e tre le situazioni di degrado, in corrispondenza della terza situazione di danneggiamento (cavo con una perdita di area del 30%), corrispondente ad una condizione di degrado totale pari a circa il 10-11%. Effettuando uno zoom nella zona di interesse e plottando la curva in scala non logaritmica del tempo, come riportato nella figura che segue, si può apprezzare con maggiore chiarezza quanto sopra ammesso.



Figura 5.8 – Curva di monitoraggio con danneggiamenti di tipo 1-2-3 insorti a 5000 giorni



Figura 5.9 – Zoom curva di monitoraggio con danneggiamenti di tipo 1-2-3 insorti a 5000 giorni

Di seguito vengono plottati sulla medesima curva di monitoraggio a cavi integri tutti gli andamenti delle tipologie di danneggiamento analizzate finora.



Figura 5.10 – Curva di monitoraggio con danneggiamenti di tipo 1-2-3 insorti a 500 e a 5000 giorni

5.3 Simulazioni di danneggiamento localizzato

Nel presente paragrafo si procede alla simulazione di un degrado di tipo localizzato sul primo dei tre cavi, cioè un danneggiamento che interessa una porzione del cavo, situazione che effettivamente si riscontra nella pratica comune; più precisamente si valuteranno i seguenti casi:

- CASO A danneggiamento localizzato su metà trave;
- CASO B danneggiamento localizzato su una porzione di 5 m a cavallo della mezzeria.

Come per i casi precedenti, le varie simulazioni sono effettuate in funzione della velocità di corrosione del cavo, più precisamente per ciascun tipo di danneggiamento si ipotizzerà un intervallo di tempo costante a cui far corrispondere una riduzione di area del cavo pari al 10%; si avranno, per cui, le due seguenti tipologie di degrado:

- TIPO 1 riduzione del 10% di area del cavo ogni 500 giorni;
- TIPO 2 riduzione del 10% di area del cavo ogni 250 giorni.

Inoltre, il degrado verrà fatto insorgere a 5000 giorni dalla costruzione del viadotto.

Operativamente non è stato possibile inserire nel software in maniera automatica la perdita di area localizzata del cavo, bensì si è fatto ricorso alla determinazione delle *forze statiche equivalenti* della precompressione. Infatti, per ogni situazione di degrado sono state calcolate le forze statiche equivalenti afferenti alla precompressione, con le formulazioni espresse al paragrafo 3.1.6 del capitolo terzo, che, applicate sulla porzione di trave di interesse, simulano il medesimo effetto di danneggiamento dei cavi.

Nelle tabelle seguenti vengono riportati i valori della freccia relativi ai due casi di danneggiamento localizzato per il danneggiamento di tipo 1.

T ₁ [%]	T ₂ [%]	T3 [%]	t [gg]	Freccia – Σ Azioni permanenti [mm]
100	100	100	5000	-30.35
90	100	100	5500	-29.888
80	100	100	6000	-29.426
70	100	100	6500	-28.964
60	100	100	7000	-28.502
50	100	100	7500	-28.04
40	100	100	8000	-27.578
30	100	100	8500	-27.116
0	100	100	10000	-25.73

Tabella 24 – Valori di freccia con un danneggiamento di tipo 1 insorto a 5000 giorni – Caso A

Tabella 25 – Valori di freccia con un danneggiamento di tipo 1 insorto a 5000 giorni – Caso B

T_1	T_2	T_3	t	Freccia – Σ Azioni permanenti
[%]	[%]	[%]	[gg]	[mm]
100	100	100	5000	-30.35
90	100	100	5500	-30.238
80	100	100	6000	-30.125
70	100	100	6500	-30.013
60	100	100	7000	-29.900
50	100	100	7500	-29.788
40	100	100	8000	-29.676
30	100	100	8500	-29.563
0	100	100	10000	-29.226

Nella seguente figura vengono plottati i valori della freccia relativi ai due casi di danneggiamento localizzato per il danneggiamento di tipo 1 e, per confronto, il risultato dello stesso tipo di danneggiamento nel caso di degrado uniforme del cavo ricavato nel precedente paragrafo.



Figura 5.11 – Confronto della curva di monitoraggio con danneggiamenti di tipo 1 - Degrado uniforme, Caso A e Caso B

Nelle tabelle seguenti vengono riportati i valori della freccia relativi ai due casi di danneggiamento localizzato per il danneggiamento di tipo 2.

T_1	T_2	T ₃	t	Freccia – Σ Azioni permanenti
[%]	[%]	[%]	[gg]	[mm]
100	100	100	5000	-30.35
90	100	100	5250	-29.883
80	100	100	5500	-29.416
70	100	100	5750	-28.950
60	100	100	6000	-28.483
50	100	100	6250	-28.016
40	100	100	6500	-27.549
30	100	100	6750	-27.082
0	100	100	7500	-25.682

Tabella 26 – Valori di freccia con un danneggiamento di tipo 2 insorto a 5000 giorni – Caso A

T ₁	T ₂	T ₃	t [gg]	Freccia – Σ Azioni permanenti
[/0]	[/0]	[/0]	lggj	[11111]
100	100	100	5000	-30.35
90	100	100	5250	-30.197
80	100	100	5500	-30.044
70	100	100	5750	-29.891
60	100	100	6000	-29.738
50	100	100	6250	-29.585
40	100	100	6500	-29.431
30	100	100	6750	-29.278
0	100	100	7500	-28.819

Tabella 27 – Valori di freccia con un danneggiamento di tipo 2 insorto a 5000 giorni – Caso B

Nella seguente figura vengono plottati i valori della freccia relativi ai due casi di danneggiamento localizzato per il danneggiamento di tipo 2 e, per confronto, il risultato dello stesso tipo di danneggiamento nel caso di degrado uniforme del cavo ricavo nel precedente paragrafo.



Figura 5.12 – Confronto della curva di monitoraggio con danneggiamenti di tipo 2 - Degrado uniforme, Caso A e Caso B

Monitoraggio

Come si evince dalla precedente figura e, con maggiore chiarezza nel dettaglio sottostante della zona di interesse, per entrambe le tipologie di degrado, per il caso A, in cui il degrado coinvolge metà trave, la curva di danneggiamento inizia ad eludere il fuso di incertezza con una riduzione dell'area del cavo maggiore del 60%, con una stima del degrado che risulta essere maggiormente approssimata rispetto agli altri casi e pari a circa il 12%; per ciò che riguarda il caso B, in cui il degrado riguarda la porzione di lunghezza di 5 m del cavo, la curva di danneggiamento non elude mai il fuso di incertezza nonostante la completa perdita di funzionalità di quella porzione di cavo, in quanto un danneggiamento completo di tale porzione di cavo comporterebbe un danneggiamento totale pari a circa il 6,5%.



Figura 5.13 – Confronto della curva di monitoraggio con danneggiamenti di tipo 1 e 2 - Caso A e B

5.4 Analisi dei risultati

Nel presente paragrafo, vengono riassunti ed analizzati i risultati ottenuti nelle simulazioni precedentemente descritte.

Nella tabella di seguito si riportano i risultati afferenti alla situazione di degrado uniforme del cavo e più precisamente il valore percentuale di degrado totale dei cavi, D_{totale} , della specifica situazione di danneggiamento in cui viene intercettato il fuso di incertezza dei risultati; come operato nella seconda parte del capitolo quarto del presente elaborato, tale valore è stato valutato in relazione alle frecce afferenti alle sole forze di precompressione.

Tabella 28 – Degrado uniforme – Percentuale di danneggiamento totale per cui la curva di dannegggiamento intercetta il fuso

Tipo di danneggiamento	D _{totale,500gg} [%]	$D_{totale,5000gg}$ [%]
TIPO 1	8,23	10,86
TIPO 2	8,87	10,34
TIPO 3	10,78	10,29

Si nota come per le varie velocità di corrosione dei cavi, e a differenti tempi di insorgenza del fenomeno della corrosione, il fuso venga eluso per simili situazioni di danneggiamento, intorno al 10-11% del danneggiamento totale dei cavi.

Nella tabella di seguito si riportano i risultati afferenti alla situazione di degrado localizzato del cavo dei casi A e B.

Tipo di danneggiamento $D_{totale,5000gg}$
[%]Tipo di danneggiamento[%]Caso ACaso BTIPO 112,20TIPO 212,04

Tabella 29 – Degrado localizzato – Percentuale di danneggiamento totale per cui la curva di dannegggiamento intercetta il fuso

Si nota come anche per il caso di corrosione che coinvolga metà trave, la percentuale di danneggiamento per la quale la curva di danneggiamento intercetta la curva sia pari a circa il 12%, valore confrontabile con il caso di degrado uniforme del cavo. Pertanto, anche il caso B, in cui si considera soggetta a corrosione soltanto una porzione di 5 m di cavo, sembra allinearsi a tale comportamento, in quanto la corrosione completa di tale porzione di cavo non produce l'intersezione della curva di danneggiamento con il fuso di incertezza, corrispondendo ad un danneggiamento totale equivalente di circa il 6,5%, sensibilmente inferiore all'11-12% dei casi precedenti.

6

CONCLUSIONI

L'obiettivo del presente elaborato è stato quello di ricostruire, tramite simulazioni al FEM, un modus operandi per ricavare la stima approssimata del degrado dei cavi da precompressione, a causa della corrosione, in un impalcato da ponte di tipo isostatico, altrimenti valutabile esclusivamente mediante prove di ispezione invasive e/o distruttive sull'opera.

Inizialmente si è provveduto a fare quanto descritto tramite la simulazione al FEM, ai giorni nostri, della prova di carico di collaudo, ipotizzando varie situazioni di degrado e confrontando i risultati con quelli della prova di carico di collaudo effettuata all'epoca della costruzione del viadotto in esame; i risultati ottenuti si sono dimostrati privi di affidabilità, in particolare nella condizione in cui nella trave esaminata non fosse sopraggiunta la fessurazione, a causa della variabilità e dell'incertezza nella stima di alcuni parametri afferenti al ritiro e alla viscosità del calcestruzzo, alla precompressione e alla temperatura.

Sull'onda delle conclusioni dedotte dalle simulazioni della prova di carico di collaudo, si è proceduto alla simulazione di un *monitoraggio in continuo* a ponte scarico e a ponte a regime, con l'obiettivo di rilevare l'entità della variazione tra la freccia in mezzeria nella condizione di funzionamento ideale dei cavi da precompressione (cavi integri) e le varie situazioni di degrado da corrosione imposte. Nello specifico si è effettuata la simulazione di un degrado uniforme e localizzato dei cavi e, focalizzando l'attenzione sulla zona condizione di trave non fessurata, si sono ottenuti i seguenti risultati: nel primo caso, per le varie velocità di corrosione dei cavi, e a differenti tempi di insorgenza del fenomeno della corrosione, il fuso di incertezza relativo all'influenza dei parametri sopracitati, viene eluso per una percentuale di danneggiamento totale dei cavi intorno al 10-11%;

nel caso di degrado localizzato dei cavi, considerando che la corrosione coinvolga metà trave, la percentuale di danneggiamento per la quale la curva di danneggiamento intercetta il fuso di incertezza è pari a circa il 12%;

nel caso in cui si consideri la corrosione completa soltanto di una porzione di 5 m di cavo, situazione corrispondente a circa il 6,5% del degrado totale dei cavi, non si riscontra alcuna intersezione della curva di danneggiamento con il fuso di incertezza. corrispondendo ad un danneggiamento totale equivalente di circa il 6,5%, sensibilmente inferiore all'11-12% dei casi precedenti e quindi in linea con quanto precedentemente ottenuto.

Per cui, per i casi di attacco localizzato, che si manifestano con maggiore frequenza, risulta difficile la stima ed altamente improbabile la localizzazione specifica del danno occorso.

Di particolare interesse, e complementare al presente lavoro di tesi, risulterebbe essere un'analisi di tipo dinamico sull'impatto che il grado di corrosione può avere sui modi di vibrare della trave, e di conseguenza dell'impalcato. Secondo l'opinione dello scrivente un'analisi modale eseguita su una trave soggetta a situazioni di degrado da corrosione crescente dei cavi da precompressione, comportando una riduzione dell'inerzia della sezione, dovrebbe comportare una riduzione progressiva delle frequenze del primo modo di vibrare; pertanto, il paramento della frequenza potrebbe anche diventare un indicatore del degrado da corrosione.

Inoltre, un lavoro parallelo potrebbe essere condotto nei riguardi di impalcati da ponte con uno schema statico di tipo iperstatico; in queste tipologie di strutture, i fenomeni del ritiro di tipo secondario del calcestruzzo e degli effetti iperstatici della precompressione rivestirebbero un ruolo importante sulle analisi precedentemente condotte, fornendo un interessante confronto con la tipologia analizzata nel presente elaborato.

RINGRAZIAMENTI

Ringrazio il prof. Rosario Ceravolo per avermi dato l'opportunità di svolgere questo interessante progetto di tesi e per avermi indirizzato nel lavoro con i suoi preziosi consigli.

Ringrazio sentitamente l'Ing. Davide Masera per avermi dato la possibilità di portare avanti questa attività in un ambiente professionale, qual è la Masera Engineering Group, e per avermi coadiuvato, insieme al Prof. Ing. Daniele Ferretti e all'Ing. Francesco Rendace, nello sviscerare le questioni teoriche afferenti a questo lavoro di tesi.

I miei ringraziamenti più sentiti vanno, però, alla mia famiglia, mio padre, mia madre e mia sorella Federica, che mi hanno consentito di intraprendere e portare a termine questo percorso senza farmi mai mancare nessun tipo di sostegno, morale ed economico, e a Claudia, compagna ormai di vita, che mi ha sopportato e supportato durante tutti i momenti di questo esigente percorso di studi.

A tutti quelli che mi sono stati vicini o che avrebbero voluto esserlo, nessuno escluso, va il mio grande ringraziamento.

BIBLIOGRAFIA

- [1] ¹ L. Bertolini, La corrosione delle armature nel calcestruzzo e la sua prevenzione
- [2] ² R. J. Woodward, D. L. S. Wilson, *Deformation of segmental post-tensioned precast bridges as a result of corrosion of the tendons*, 1991
- [3] ³ Wei-ping Zhang, Chong-kai Li, Xiang-lin Gu, Yan-hong Zeng, Variability in crosssectional areas and tensile properties of corroded prestressing wires, 2019
- [4] ⁴ D. Cantelmi, R. Ceravolo, D. Masera, *Effetto dei carichi eccezionali su strutture da ponte*, 2020
- [5] ⁵ European Committee for standardization, *Eurocode 1: Actions on structures Part 2: Traffic loads on bridges*, CEN, 2002. UNI EN 1991-1-2
- [6] ⁶ European Committee for standardization, *Eurocode 1: Actions on structures Part 5: General actions Thermalactions*, CEN, 2002. UNI EN 1991-1-5
- [7] ⁷ F. Paolacci, Progetto di travi in cemento armato precompresso, 2018
- [8] ⁸ R. Bruson, S. Martinello, *Valutazione del transito dei carichi eccezionali attraverso una procedura di calcolo automatico*
- [9] ⁹L. Giordano, Dispense del corso di Bridges Construction and Design, 2019
- [10]¹⁰ International Federation for structural Concrete (fib), Model Code, 2010
- [11] Consiglio Superiore dei lavori pubblici, Norme tecniche per le costruzioni, 2018
- [12] Consiglio Superiore dei lavori pubblici, Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti, 2019
- [13] Associazione Italiana Tecnico Economica del Cemento (AITEC), *Realizzazioni italiane in cemento armato precompresso*.