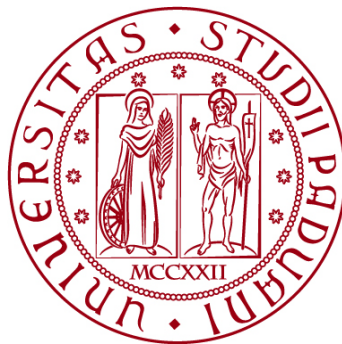


UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE
Department Of Civil, Environmental and Architectural Engineering

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile



TESI DI LAUREA

**ANALISI DELLA CAPACITÀ PORTANTE DI UN PONTE IN
FUNZIONE DEL DETERIORAMENTO
CASO STUDIO: PONTE SUL TORRENTE MAVIGLIANO**

Relatore:
Chiar.mo PROF. MARIANO ANGELO ZANINI

Laureando: FEDERICO ARMANDO SCARSELLA
1242408

Correlatori:
Ing. SILVIA MANARIN

ANNO ACCADEMICO 2022-2023

A mamma e papà.

A Lorenzo e Leonardo.

A nonne e nonni, zie e zii, cugine e cugini.

Agli amici di una vita di Lusiana.

Agli scout e ai lupetti.

Ai compagni di liceo e di università.

A me.

Grazie

ABSTRACT

Il presente lavoro di tesi si sviluppa in due fasi: una prima fase introduttiva sperimentale e una seconda, che rappresenta il corpo centrale dell'elaborato, di approfondimento teorico di un caso studio.

Nella prima fase si affronta l'applicazione sperimentale delle *“Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti”*.

Successivamente, per il caso studio del Ponte sul torrente Mavigliano si approfondisce l'analisi della capacità portante in funzione del deterioramento. Nel dettaglio, si imposta un'analisi incrementale ai carichi verticali al fine di calcolare la capacità portante del manufatto privo di difetti, si modellano le casistiche di deterioramento e infine si riproccessa l'analisi incrementale per il ponte deteriorato. L'elaborazione e il confronto dei risultati permettono di capire come gli ammaloramenti, in funzione della localizzazione degli stessi, incidono sulla capacità portante e sulla modalità di collasso dell'opera.

INDICE

1. INTRODUZIONE	1
2. FASE SPERIMENTALE – APPLICAZIONE DELLE LINEE GUIDA.....	3
2.1. Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti.....	3
2.1.1. Livello 0 – Censimento delle opere.....	6
2.1.2. Livello 1 – Ispezioni visive e Schede di Difettosità	8
2.1.3. Livello 2 – Analisi dei rischi rilevanti e classificazione su scala territoriale ...	12
2.2. Applicazione sperimentale della metodologia multi-livello per la valutazione preliminare del rischio.....	16
2.2.1. Valutazioni di Livello 0	18
2.2.2. Valutazioni di Livello 1	26
2.2.3. Valutazioni di Livello 2	31
3. CASO STUDIO: PONTE SUL TORRENTE MAVIGLIANO	35
3.1. Descrizione dell’opera	36
3.2. Documentazione disponibile.....	42
3.3. Normativa di riferimento	43
3.4. Caratteristiche dei materiali.....	44
3.5. Analisi dei carichi.....	45
3.6. Combinazioni delle azioni.....	47
4. MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI.....	49
4.1. Implementazione numerica del modello	49
4.1.1. Geometria del modello e degli elementi	50
4.1.2. Proprietà elastiche dei materiali.....	55
4.1.3. Cavi di precompressione.....	56
4.1.4. Condizioni di vincolo	59
4.1.5. Carichi applicati.....	60
4.2. Distribuzione trasversale carichi da traffico.....	63
4.2.1. Definizione delle corsie convenzionali.....	64

4.2.2. Linea di influenza trave di bordo – Metodo di Engesser-Courbon.....	65
4.2.3. Linea di influenza trave di bordo – Modello FEM.....	66
4.3. Construction Stage Analysis	68
4.3.1. Fasi di costruzione.....	70
4.3.2. Analisi dei risultati.....	72
4.4. Modello a fibre	75
4.4.1. Inelastic Material Properties.....	76
4.4.2. Fiber Division of Section	78
4.4.3. Inelastic Hinge.....	86
4.5. Analisi Time History quasi statica non lineare	87
4.5.1. Analisi in controllo di forza	90
4.5.2. Analisi in controllo di spostamento	91
5. RISULTATI CAPACITÀ PORTANTE PONTE	93
5.1. Capacità portante ponte - Analisi in controllo di forza	93
5.2. Capacità portante ponte - Analisi in controllo di spostamento.....	96
6. MODELLAZIONE DEL DETERIORAMENTO	109
6.1. Indagine statistica delle fenomenologie di deterioramento	110
6.2. Difetti strutturalmente rilevanti.....	114
6.3. Casistiche di deterioramento studiate	118
6.3.1. Caso I.....	120
6.3.2. Caso Ia	126
6.3.3. Caso II-c9	129
6.3.4. Caso III-c8.....	132
6.3.5. Caso IV-c7.....	135
6.3.6. Caso V-c6.....	138
6.3.7. Caso VI-c5.....	141
6.3.8. Massimo deterioramento teorico.....	144
7. RISULTATI CAPACITÀ PORTANTE PONTE DETERIORATO	147
7.1. Capacità portante ponte deteriorato - Casi I e Ia.....	149
7.2. Capacità portante ponte deteriorato - Casi da II-c9 a VI-c5	152

7.3. Capacità portante ponte deteriorato - Massimo deterioramento teorico.....	154
8. VERIFICHE A TAGLIO	157
8.1. Verifica a taglio - Ponte privo di difetti	159
8.2. Verifica a taglio - Ponte deteriorato.....	162
9. CONCLUSIONI	175
9.1. Linee Guida per ponti esistenti	175
9.2. Analisi della capacità portante in funzione del deterioramento	176
9.3. Possibili sviluppi futuri.....	178
BIBLIOGRAFIA	179

1. INTRODUZIONE

L'Italia possiede una rete infrastrutturale molto complessa in cui rientrano anche ponti e viadotti, che assicurano funzioni di collegamento e accessibilità. Tali opere rappresentano per il sistema di trasporto una componente particolarmente vulnerabile e si vanno ad inserire in un territorio nazionale fragile, sia dal punto di vista idrogeologico che sismico.

Deve essere inoltre considerata la vetustà delle opere infrastrutturali italiane, in quanto la maggior parte di esse risale agli anni del boom economico. È quindi indubbio che i livelli prestazionali di manufatti con una vita utile superiore ai 50 anni possano essere significativamente influenzati da fenomeni di invecchiamento e degrado.

In questo contesto risulta di fondamentale importanza la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio di ponti e viadotti esistenti al fine di tutelare il patrimonio infrastrutturale del paese.

Gestione e manutenzione dei ponti esistenti sono a carico degli enti gestori di infrastrutture. In particolare, tali enti devono garantire la sicurezza strutturale, razionalizzare i costi di manutenzione tramite un'adeguata pianificazione degli interventi abbinata a un programma di sorveglianza dello stato di condizione e minimizzare l'impatto sulla funzionalità dell'infrastruttura dovuto agli interventi manutentivi.

Al fine di uniformare tra tutti gli enti gestori le procedure di ispezione, gestione ed intervento, in seguito al collasso del Viadotto Polcevera (14 agosto 2018), lo Stato, tramite il Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, ha pubblicato le *"Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti"* (Decreto Ministeriale 578 del 17/12/2020).

Queste Linee Guida (LLGG), che attualmente sono il documento di riferimento per i ponti esistenti in tutto il territorio nazionale, permettono, attraverso un approccio multi-livello, di individuare le opere che richiedono priorità di intervento a seguito di

censimento e ispezioni visive di tutti i manufatti a carico dell'ente gestore e successivo approfondimento delle indagini per i ponti valutati con maggiori criticità.

Allo stato attuale anche le università sono impegnate, in collaborazione con gli enti gestori, per l'applicazione delle Linee Guida. Al riguardo, è attiva una convenzione tra ANAS e FABRE, consorzio che promuove e coordina la partecipazione delle università e degli enti di ricerca consorziati alle attività scientifiche nei settori dell'ingegneria civile e dell'architettura, con particolare riferimento alla valutazione di ponti, viadotti e altre strutture. Nell'ambito di tale accordo, l'Università degli Studi di Padova partecipa andando ad affiancare il Compartimento Calabria dell'Autostrada A2 Salerno-Reggio Calabria di ANAS nell'attuazione delle LLGG.

Il presente lavoro di tesi si sviluppa in due fasi: una prima fase introduttiva sperimentale e una seconda, che rappresenta il corpo centrale dell'elaborato, di approfondimento teorico di un caso studio.

In dettaglio, nella prima fase, operando all'interno della convenzione ANAS-FABRE, si affronta l'applicazione sperimentale della metodologia multi-livello per la valutazione preliminare del rischio in accordo con le *"Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti"*; tali applicazioni riguardano una serie di ponti autostradali facenti parte del settore calabrese dell'Autostrada del Mediterraneo Salerno-Reggio Calabria.

Successivamente, per uno dei viadotti valutati durante la fase sperimentale si approfondisce l'analisi con l'obiettivo di studiare la capacità portante dell'opera in funzione del deterioramento. Si assume come caso studio il Ponte sul torrente Mavigliano. Al fine di ricavare la capacità portante del manufatto, con l'aiuto di un software di calcolo strutturale si sviluppa un'analisi incrementale ai carichi verticali in cui si tiene conto del comportamento in campo non lineare del viadotto. Per modellare il deterioramento si individuano dei difetti strutturalmente rilevanti da considerare nell'analisi. I risultati di capacità portante del ponte deteriorato permettono di valutare quali condizioni di degrado risultino essere più gravose per il caso studio.

2. FASE SPERIMENTALE – APPLICAZIONE DELLE LINEE GUIDA

2.1. Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti

Con il Decreto Ministeriale 578 del 17/12/2020 il Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti ha approvato le *“Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti”*. Tale documento, che ha successivamente subito delle modifiche non sostanziali, è stato integrato dalle Istruzioni Operative per l’applicazione delle Linee Guida redatte da ANSFISA (Agenzia Nazionale per la Sicurezza delle Ferrovie e delle Infrastrutture Stradali e Autostradali).

Le Linee Guida definiscono una procedura standardizzata a livello nazionale per gestire la sicurezza delle opere infrastrutturali di collegamento, in modo tale da minimizzare i rischi. Sono composte da tre parti: sul censimento e la classificazione del rischio, la verifica della sicurezza e la sorveglianza e monitoraggio dei ponti e dei viadotti esistenti [1].

Viene proposto un approccio multi-livello che prevede valutazioni speditive estese a livello territoriale e valutazioni puntuali, di complessità maggiore, concentrate su singoli manufatti [1]. In questo modo, considerando il numero di infrastrutture presenti sul territorio italiano, è possibile stabilire le priorità per l’esecuzione delle eventuali operazioni di sorveglianza e monitoraggio, di verifica e di intervento.

L’approccio presentato dalle LLGG si sviluppa su 6 livelli differenti, aventi grado di approfondimento e complessità crescenti [1]:

- *Livello 0*: prevede il censimento di tutte le opere e delle loro caratteristiche principali mediante la raccolta di informazioni e documentazione;
- *Livello 1*: prevede l’esecuzione di ispezioni visive dirette e il rilievo speditivo della struttura e delle caratteristiche geo-morfologiche ed idrauliche dell’area. Lo scopo è

quello di individuare lo stato di degrado e le potenziali condizioni di rischio associate a eventi franosi o ad azioni idrodinamiche;

- **Livello 2:** consente di giungere alla classe di attenzione del ponte elaborando i risultati ottenuti dai livelli precedenti;
- **Livello 3:** prevede l'esecuzione di valutazioni preliminari atte a comprendere se sia necessario procedere ad approfondimenti mediante l'esecuzione di verifiche accurate;
- **Livello 4:** prevede l'esecuzione di valutazioni accurate sulla base di quanto indicato dalle Norme Tecniche per le Costruzioni vigenti;
- **Livello 5 (non trattato esplicitamente all'interno delle Linee Guida):** prevede, per ponti considerati di significativa importanza all'interno della rete, di svolgere analisi più sofisticate.

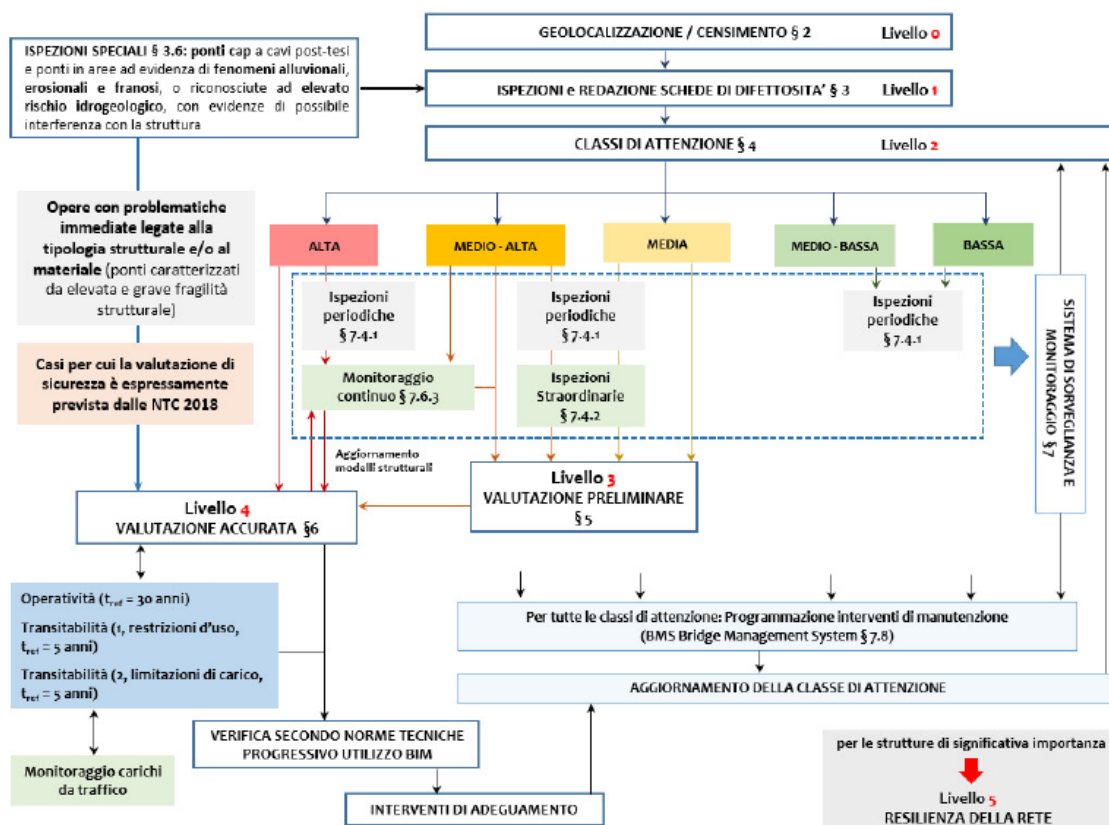


Figura 2-1 Approccio multilivello e relazione tra i livelli di analisi [1]

È ben esplicito in *Figura 2-1* com'è strutturato l'approccio multilivello proposto dalle LLGG.

Come si evince dallo stesso schema, all'interno di questo metodo acquisisce un'importanza particolare il Livello 2 di determinazione della Classe di Attenzione (CdA) del ponte in quanto dalla CdA dipendono le valutazioni seguenti per la gestione della sicurezza. Di fatto, le Linee Guida prevedono cinque possibili classificazioni per la CdA (Alta, Medio-Alta, Media, Medio-Bassa e Bassa) in funzione delle quali cambiano il grado di complessità e la tipologia dei successivi approfondimenti eventualmente richiesti, opportunamente graduati ed ottimizzati [1]. In particolare:

- per i ponti con CdA Alta si procede con le valutazioni accurate di Livello 4;
- per i ponti con CdA Medio-Alta si procede con valutazioni preliminari di Livello 3 e con l'esecuzione delle ispezioni periodiche ordinarie e, se necessario, delle ispezioni periodiche straordinarie. Se ritenuto opportuno, l'ente gestore può fare eseguire anche le valutazioni accurate di Livello 4;
- per i ponti con CdA Media si procede con valutazioni preliminari di Livello 3 e con l'esecuzione delle ispezioni periodiche ordinarie;
- per i ponti con CdA Medio-Bassa non sono richieste valutazioni ulteriori e si procede con ispezioni periodiche frequenti;
- per i ponti con CdA Bassa non sono richieste valutazioni ulteriori e si procede con ispezioni periodiche.

Da quanto visto finora, risulta evidente come la procedura multi-livello prevista dalle Linee Guida sia funzionale a determinare una classificazione ed una prioritizzazione, in funzione del rischio stesso, delle attività di competenza dell'ente gestore, quali sorveglianza, monitoraggio, verifica e intervento.

Nel prosieguo si approfondisce la trattazione per Livello 0, Livello 1 e Livello 2 in quanto l'obiettivo della fase sperimentale del lavoro di tesi è quello di giungere a calcolare la Classe di Attenzione per i ponti dell'Autostrada del Mediterraneo in esame.

2.1.1. Livello 0 – Censimento delle opere

Il Livello 0 delle Linee Guida consiste nel censimento di tutti i manufatti presenti nel territorio, con lo scopo di conoscere il numero di opere a carico dell'ente gestore e di ricavare le caratteristiche principali delle stesse, sia a livello strutturale, sia in relazione a rete stradale e sito di costruzione.

Dati e informazioni raccolti con il censimento costituiscono il punto di partenza per la creazione di un database del patrimonio infrastrutturale italiano.

L'acquisizione dei dati per il censimento si basa su informazioni e documentazione disponibili. Risulta pertanto fondamentale in questa fase procedere con un'accurata ricerca documentaria al fine di recuperare documentazione tecnica e amministrativa. Dal materiale tecnico, relativo a progetto, esecuzione ed eventuali interventi successivi, si ricavano le caratteristiche strutturali, mentre i documenti amministrativi sono utili per ricostruire i trascorsi dell'opera. L'attendibilità dei dati reperiti è poi verificata nelle fasi successive di ispezione e rilievo in situ.

Con il censimento si deve anche valutare l'importanza del ponte all'interno del sistema di trasporto, andando a analizzare volumi e tipologia di traffico e la validità delle alternative stradali. Queste informazioni si possono ricavare da studi trasportistici specifici o, più comunemente, sono fornite dall'ente amministrativo di competenza.

Per ogni opera si redige una *"Scheda di censimento di Livello 0"* (Allegato A delle LLGG).

Codice IOP _____ Nome Ponte/Viadotto _____
 Strada di appartenenza: _____ Progressiva km iniziale: _____ Progressiva km finale: _____

Localizzazione

Provincia/Regione: _____ Comune: _____ Località: _____ Sismicità dell'area [a_v/g] (Suolo A, $TR = 475$ anni) _____	Coordinate Geografiche <input type="radio"/> ETRF2000 <input type="radio"/> WGS84	Centro Quota s.l.m. [m]: _____ Longitudine: _____ Latitudine: _____ Iniziale Quota s.l.m. [m]: _____ Longitudine: _____ Latitudine: _____ Finale Quota s.l.m. [m]: _____ Longitudine: _____ Latitudine: _____
--	--	---

Fenomeni erosivi e di alluvionamento Assenti Da verificare
 Fenomeni franosi Assenti Da verificare

Informazioni generali

Proprietario _____ Concessionario _____ Ente vigilante _____	Anno di costruzione/ ristrutturazione <input type="radio"/> Effettivo <input type="radio"/> Presunto	Eventuali interventi sostanziali <input type="radio"/> Effettivo <input type="radio"/> Presunto
--	--	---

2.1.2. Livello 1 – Ispezioni visive e Schede di Difettosità

Il Livello 1 delle Linee Guida prevede di eseguire ispezioni visive su tutti i viadotti per cui si è effettuato il censimento di Livello 0.

Le ispezioni visive, che forniscono una “fotografia” ed una descrizione oggettiva del manufatto e dell’ambiente circostante, consentono di valutare, seppur in maniera speditiva e sommaria, lo stato di conservazione dell’opera. In aggiunta, l’ispezione e il rilievo in situ permettono di verificare la bontà dei dati raccolti durante il censimento e di approfondire le conoscenze geometriche e strutturali. Per conseguire tali risultati, in fase di ispezione è necessario realizzare, per tutti gli elementi del ponte, un accurato rilievo fotografico, geometrico e dei fenomeni di degrado presenti.

La valutazione dello stato di conservazione dell’opera è strettamente correlata al rilievo dei fenomeni di degrado e dei difetti. Pertanto, in fase di ispezione devono essere compilate delle schede di difettosità che permettono di segnalare i fenomeni di degrado riscontrati e l’intensità e l’estensione con cui essi si manifestano. Questo passaggio risulta essere molto importante perché influenza fortemente la classificazione della CdA di Livello 2.

Le LLGG forniscono in Allegato B le “*Schede di Difettosità*” da impiegare in fase di ispezione di Livello 1. Tali schede sono differenti in funzione del materiale e della tipologia di elemento considerato. A corredo della compilazione delle schede, è necessario rappresentare uno schema del ponte oggetto di indagine, in modo che ogni elemento strutturale sia identificato in maniera univoca, mediante un codice o una sigla [2]. Deve essere redatta una scheda di difettosità per ogni elemento strutturale costituente l’opera; una scheda apposita è dedicata agli elementi accessori.

Ogni scheda di difettosità riporta, per la tipologia di elemento e per il materiale in questione, un elenco dei difetti tipici. Ad ogni difetto è associato un peso (G) che varia in funzione della gravità da G=1 (gravità bassa) a G=5 (gravità alta). I difetti di gravità medio-alta e alta (G=4 e G=5) possono implicare rilevanti problemi strutturali; è quindi possibile segnalare nella scheda se tali difetti pregiudicano la statica dell’opera. Per ogni

difetto effettivamente riscontrato nella struttura occorre valutarne l'estensione, mediante il coefficiente k_1 , e l'intensità, mediante il coefficiente k_2 ; entrambi i coefficienti variano da 0,2 (minimo) a 1 (massimo). La descrizione dei singoli difetti e la scala di valutazione dei coefficienti di estensione e intensità sono riportate nelle "*Schede difettologiche*" (Allegato C delle LLGG).

In aggiunta, in fase di ispezione di Livello 1 deve essere compilata anche la "*Scheda descrittiva di ispezione*" (Allegato B) in cui vanno riportate le caratteristiche principali del ponte rilevate durante le ispezioni visive.

Nella scheda descrittiva di ispezione vi è un'apposita sezione dedicata al rilievo degli "elementi critici", dove per elementi critici si intendono gli elementi particolarmente soggetti ai fenomeni di degrado e i cui eventuali malfunzionamenti possono incidere significativamente sul comportamento strutturale globale del ponte [1]. Dunque, è doveroso in fase di ispezione prestare particolare attenzione a questi elementi se rilevabili, e in caso contrario è necessario segnalare l'impossibilità della loro ispezione. A titolo di esempio, sono considerati elementi critici i cavi di precompressione in quanto risulta molto complicato valutarne lo stato di conservazione e la reale precompressione.

Sempre in fase di ispezione di Livello 1, deve essere redatta, da tecnici adeguatamente formati, la "*Scheda Frane e idraulica*" (Allegato B delle LLGG) da allegare alle schede di difettosità strutturale. Quanto concerne tale scheda esula dal lavoro di tesi.

Infine si segnala che nel caso di ponti in calcestruzzo armato precompresso a cavi post-tesi resi aderenti e ponti in aree ad elevato rischio idrogeologico le Linee Guida richiedono di svolgere delle ispezioni speciali per appurare se è necessario procedere direttamente con le valutazioni accurate di Livello 4. Le apposite schede di ispezione si trovano nell'Allegato D delle LLGG.

Scheda Ispezione Ponti di Livello 1

3		Pile	N _____	Strada di appartenenza: _____	Progressiva km: _____							
Calcestruzzo		Tecnico rilevatore: _____			Data ispezione: ____/____/____							
Codice difetto	Descrizione difetto	G	Estensione K ₁			Intensità K ₂	N° foto	PS	NA	NR	NP	Note
			0,2	0,5	1							
c.a./c.a.p._1	Macchie di umidità passiva	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>						
c.a./c.a.p._2	Macchie di umidità attiva	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>						
Dif. Gen_1	Tracce di scolo	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>						
c.a./c.a.p._3	Cls dilavato / ammalorato	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>						
Dif. Gen_2	Ristagni d'acqua	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>						
c.a./c.a.p._4	Vespai	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>						
c.a./c.a.p._5	Distacco del copriferro	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>						
c.a./c.a.p._6	Armatura ossidata/corrosiva	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>						
c.a./c.a.p._7	Lesioni a ragnatela modeste	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>						
c.a./c.a.p._15	Lesioni in corrispondenza staffe	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>						
c.a./c.a.p._8	Fessure orizzontali	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>						
c.a./c.a.p._9	Fessure verticali	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>						
c.a./c.a.p._10	Fessure diagonali	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>						
c.a./c.a.p._16	Staffe scoperte / ossidate	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>						
c.a./c.a.p._11	Lesioni attacco pilastri	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>						
c.a./c.a.p._23	Rottura staffe	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>						
c.a./c.a.p._17	Armatura longitudinale deformata	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>						
c.a./c.a.p._12	Riprese successive deteriorate	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>						
Dif. Gen_3	Danni da urto	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>						
Dif. Gen_6	Fuori piombo	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>						
Ril/Fond_1	Scalzamento	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>						
Ril/Fond_5	Movimenti di fondazione	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>						
c.a./c.a.p._13	Lesioni da schiacciamento	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>						
Dif. Gen_4	Lesioni caratteristiche zone appoggio	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>						
Eventuali note												



Figura 2-3 Scheda di Difettosità, pile in calcestruzzo (Allegato B, LLGG)

Strada di appartenenza:
 Tecnico rilevatore:

Progressiva km:
 Data ispezione:

Localizzazione

Provincia/Regione:
 Comune:
 Località:

Coordinate Geografiche <input type="radio"/> ETRF2000 <input checked="" type="radio"/> WGS84	Centro	Quota s.l.m. [m]: _____ Longitudine: _____ Latitudine: _____
	Iniziale	Quota s.l.m. [m]: _____ Longitudine: _____ Latitudine: _____
	Finale	Quota s.l.m. [m]: _____ Longitudine: _____ Latitudine: _____

Tipologia strutturale

<input type="radio"/> Arco Massiccio	<input type="radio"/> Travate appoggiate	<input type="radio"/> Travate continue/Telaio	<input type="radio"/> Soletta appoggiata	<input type="radio"/> Soletta incastrata
<input type="radio"/> Arco sottile	<input type="radio"/> Travate Gerber/Ponti a stampella con travi tamponi	<input type="radio"/> Cassone in Precompresso	<input type="radio"/> Sezione tubolare	<input type="radio"/> Arco in Acciaio
<input type="radio"/> Strallato o sospeso	<input type="radio"/> Altro _____	<input type="radio"/> Travate in c.a.p. a cavi post-tesi		
<input type="radio"/> Schema isostatico <input type="radio"/> Schema iperstatico				

□

Figura 2-4 Scheda descrittiva di ispezione, pagina 1 (Allegato B, LLGG)

2.1.3. Livello 2 – Analisi dei rischi rilevanti e classificazione su scala territoriale

Il Livello 2 delle Linee Guida riguarda la classificazione dei ponti esistenti su scala territoriale. La classificazione viene effettuata valutando una Classe di Attenzione (CdA) che tiene conto, in maniera semplificata e speditiva, dei fattori di rischio associati alle opere per cui si sono svolti il censimento di Livello 0 e le ispezioni visive di Livello 1. Si prevedono cinque possibili Classi di Attenzione:

- Classe Alta;
- Classe Medio-Alta;
- Classe Media;
- Classe Medio-Bassa;
- Classe Bassa.

Per ricavare il valore della CdA da attribuire al ponte si devono stimare, rielaborando i risultati derivanti dai livelli precedenti, la pericolosità, l'esposizione e la vulnerabilità associate alla singola opera. Pericolosità, esposizione e vulnerabilità costituiscono i tre fattori principali da combinare per valutare il rischio e classificare la Classe di Attenzione. Per determinare tali fattori si devono prendere in considerazione i parametri principali e secondari da cui sono influenzati.

Il procedimento con cui si arriva a stabilire la CdA del manufatto segue un approccio "per classi ed operatori logici" che prevede di raggruppare i parametri in classi e combinare tra loro le classi tramite flussi logici. In particolare, in funzione dei parametri primari, che influiscono maggiormente nella classificazione, si individuano cinque classi iniziali (da bassa a alta) che possono essere corrette considerando i parametri secondari; in questo modo si trovano le classi di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione. Dalla combinazione di queste classi si ricava la Classe di Attenzione.

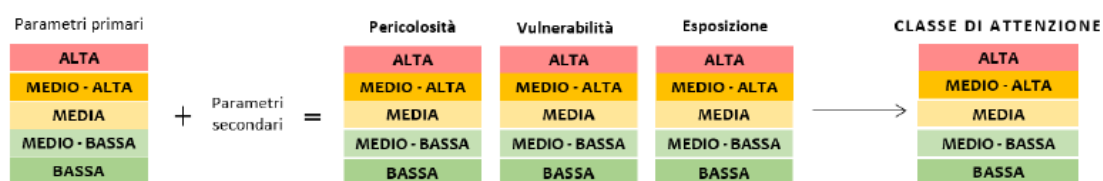


Figura 2-5 Flusso logico per la determinazione della Classe di Attenzione [1]

Vi sono diverse tipologie di rischio che, in ambiti differenti, possono portare alla crisi delle strutture da ponte. Le Linee Guide distinguono quattro tipologie di rischio:

- rischio strutturale e fondazionale;
- rischio sismico;
- rischio frane;
- rischio idraulico.

È opportuno valutare le diverse tipologie di rischio in maniera separata e indipendente; ne risultano quattro Classi di Attenzione:

- Classe di Attenzione strutturale e fondazionale;
- Classe di Attenzione sismica;
- Classe di Attenzione frane;
- Classe di Attenzione idraulica.

Si sottolinea che l'approccio per classi ed operatori logici descritto in precedenza è valido per la valutazione della CdA associata a tutte le tipologie di rischio. Ciò che cambia sono i parametri assunti alla base del calcolo.

Dalle CdA delle singole tipologie di rischio si deve infine determinare la Classe di Attenzione complessiva del ponte in esame. Ancora una volta, si perviene a tale risultato operando la combinazione delle CdA secondo un approccio per classi ed operatori logici. In questo passaggio acquisisce maggior peso la CdA strutturale e fondazionale perché è correlata alle normali condizioni di esercizio del viadotto.

La Classe di Attenzione complessiva associata all'opera permette all'ente gestore di definire un ordine di priorità per l'approfondimento di indagini e verifiche e la programmazione degli interventi manutentivi e strutturali.

Per il lavoro di tesi, nella prima fase sperimentale di applicazione delle LLGG, ci si focalizza sulla valutazione di Classe di Attenzione strutturale e fondazionale e Classe di Attenzione sismica. Per il calcolo della CdA frane e della CdA idraulica sono necessarie competenze che esulano la figura dell'ingegnere strutturista.

Nella definizione della Classe di Attenzione strutturale e fondazionale rientrano i parametri che influenzano il comportamento strutturale dell'opera nelle sue usuali condizioni di esercizio. Tali parametri sono riportati, in funzione dei fattori di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione, in *Figura 2-6*.

	Parametri primari	Parametri secondari
Pericolosità	Entità dei carichi presenti con particolare riferimento al transito di trasporto eccezionale	-
Vulnerabilità	Livello di difettosità Schema statico, luce, materiale e numero di campate	Rapidità di evoluzione del degrado Norma di progettazione
Esposizione	Livello di TGM e luce media della campata	Alternative stradali Tipologia di ente scavalcato Trasporto di merci pericolose

Figura 2-6 Parametri principali e secondari per la determinazione di fattori di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione strutturale e fondazionale [1]

Per la definizione della Classe di Attenzione sismica si tiene conto dei parametri che influenzano la risposta alle azioni sismiche dell'opera. Tali parametri sono riportati, in funzione dei fattori di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione, in *Figura 2-7*.

	Parametri primari	Parametri secondari
Pericolosità	Accelerazione di picco al suolo e categoria topografica	Categoria di sottosuolo
Vulnerabilità	Schema strutturale, luce e materiale Livello di difettosità	Criteri di progettazione
Esposizione	Livello di TGM e luce media della campata	Alternative stradali Tipologia di ente scavalcato Trasporto di merci pericolose Strategicità dell'opera

Figura 2-7 Parametri principali e secondari per la determinazione di fattori di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione sismica [1]

Particolare attenzione deve essere posta al livello di difettosità, parametro che influenza significativamente sia la vulnerabilità strutturale e fondazionale che la vulnerabilità sismica. Il livello di difettosità è legato allo stato di conservazione del manufatto e si determina a seguito dell'esecuzione dell'ispezione visiva e della redazione delle schede di difettosità [2]. Quindi, sulla base del quadro difettologico rilevato durante il Livello 1, la valutazione del livello di difettosità deve essere svolta analizzando criticamente i risultati a disposizione. Per quanto riguarda il livello di difettosità correlato alla vulnerabilità sismica, in fase di valutazione acquisiscono importanza gli elementi e i dettagli costruttivi che governano il comportamento sismico globale del ponte.

Come detto, la classe di vulnerabilità, sia strutturale e fondazionale che sismica, è strettamente connessa con il livello di difettosità. Nella stima della Classe di Attenzione strutturale e fondazionale e della Classe di Attenzione sismica secondo l'approccio per classi ed operatori logici, alla vulnerabilità si attribuisce un peso maggiore rispetto a pericolosità ed esposizione. In questo modo, le opere in cui si segnalano stati di conservazione preoccupanti vengono classificate con CdA, e quindi anche priorità, elevate.

2.2. Applicazione sperimentale della metodologia multi-livello per la valutazione preliminare del rischio

Nell'ambito della convenzione ANAS-FABRE per l'applicazione delle *“Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti”*, con la fase sperimentale del presente lavoro di tesi si approfondisce la metodologia multi-livello e, in particolare, le valutazioni di Livello 0, Livello 1 e Livello 2, con riferimento a alcuni ponti autostradali facenti parte dell'Autostrada A2 Salerno-Reggio Calabria.

I viadotti che rientrano nello studio sono i seguenti:

- Viadotto Bagno (carreggiata Nord) _A2 – Dipignano (CS);
- Viadotto Bagno (carreggiata Sud) _A2 – Dipignano (CS);
- Viadotto Coda del Savuto (carreggiata Nord) _A2 – Altilia (CS);
- Viadotto Fornace (carreggiata Sud) _A2 – Padula (SA);
- Viadotto Fosso Silicara (carreggiata Sud) _A2 – Marzi (CS);
- Viadotto Maltempo (carreggiata Nord) _A2 – Polla (SA);
- Viadotto Mavigliano (carreggiata Sud) _A2 – Montalto Uffugo (CS);
- Viadotto Paccioni (carreggiata Nord) _A2 – Nemoli (PZ);
- Viadotto Sciabica (carreggiata Sud) _A2 – Nocera Terinese (CS);
- Viadotto Stipavutti I (carreggiata Nord) _A2 – Castrovillari (CS);
- Viadotto Stipavutti II (carreggiata Nord) _A2 – Castrovillari (CS);
- Viadotto Valle Vomice (carreggiata Nord) _A2 – Altilia (CS).

La fase sperimentale di applicazione della metodologia multi-livello per la valutazione preliminare del rischio ha come obiettivo finale la classificazione della Classe di Attenzione complessiva delle opere in esame. Per ottenere questo risultato si deve seguire l'approccio previsto dalle LLGG che si sviluppa su diversi livelli.

Il focus è sulle valutazioni di Livello 0, Livello 1 e Livello 2.

Il Livello 0 prevede il censimento dei manufatti mediante la raccolta delle informazioni e della documentazione disponibile. Deve essere redatta la *“Scheda di censimento di Livello 0”* (Allegato A, LLGG).

Il Livello 1 prevede l’esecuzione di ispezioni visive dirette e il rilievo speditivo della struttura e delle caratteristiche geo-morfologiche ed idrauliche dell’area, tese a individuare lo stato di degrado e le principali caratteristiche strutturali e geometriche di tutte le opere, nonché le potenziali condizioni di rischio associate a eventi franosi o ad azioni idrodinamiche. A supporto dell’ispezione devono essere compilate la *“Scheda descrittiva di ispezione”* (Allegato B, LLGG), la *“Scheda Frane e Idraulica”* (Allegato B, LLGG) e, per ogni elemento, la *“Scheda di Difettosità”* (Allegato B, LLGG).

Il Livello 2 consente di giungere alla Classe di Attenzione dell’opera, sulla base dei parametri di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione, determinati elaborando i risultati ottenuti dai livelli precedenti. La CdA fornisce un supporto alla pianificazione delle successive azioni gestionali per l’efficienza della rete.

Le Istruzioni Operative redatte da ANSFISA richiedono di riportare in un unico documento i risultati dell’applicazione del Livello 0, del Livello 1 e del Livello 2, insieme a tutte le considerazioni in merito alle varie fasi. In allegato al suddetto documento vanno aggiunte le schede compilate durante il censimento e le ispezioni visive.

2.2.1. Valutazioni di Livello 0

Il Livello 0 consiste nel censimento dei ponti da svolgere per mezzo della raccolta di informazioni e documentazione disponibile. I dati recuperati sono inseriti nella *“Scheda di censimento di Livello 0”* e riassunti nella relazione finale (cioè il documento unico menzionato dalle Istruzioni Operative).

La fase di censimento permette di prendere possesso di informazioni e caratteristiche principali del manufatto oggetto di studio. Nella scheda di censimento si individuano le seguenti categorie per l’inserimento dei dati:

- Localizzazione;
- Informazioni generali;
- Dati di progetto;
- Stato dell’opera;
- Classificazione del collegamento e Classificazione d’uso stradale;
- Caratteristiche geometriche;
- Tipologia strutturale;
- Informazioni Spalle, Pile e Impalcato;
- Attività di monitoraggio pregresse o in corso;
- Rete stradale;
- Documenti disponibili.

Si mantengono le categorie della *“Scheda di censimento di Livello 0”* per presentare nel prosieguo un quadro sintetico del campione di viadotti valutati per il lavoro di tesi. Da questa analisi statistica emergono le caratteristiche e le scelte costruttive che accomunano i diversi manufatti, ma anche le peculiarità delle singole opere.

Localizzazione

9/12 viadotti in provincia di Cosenza (Calabria)

2/12 viadotti in provincia di Salerno (Campania)

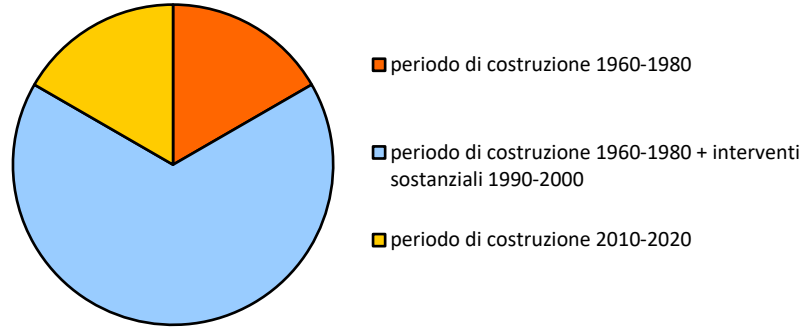
1/12 viadotto in provincia di Potenza (Basilicata)

Informazioni generali

2/12 costruzione 1960-1980

8/12 costruzione 1960-1980 + interventi sostanziali 1990-2000

2/12 costruzione 2010-2020



Per quanto concerne il periodo di progettazione e costruzione, la gran parte dei viadotti risale al periodo 1960-1980, contestualmente con la realizzazione dell'Autostrada del Mediterraneo. A partire dagli anni '90 fu varato un piano di ammodernamento e adeguamento delle infrastrutture dell'Autostrada A2. Nell'ambito di questi lavori di ammodernamento molti manufatti sono stati interessati da interventi sostanziali.



Figura 2-8 Viadotto Fosso Silicara, anno di costruzione 1969 (no lavori di ammodernamento)



Figura 2-9 Viadotto Sciabica, anno di costruzione 2013

Dati di progetto

Si fa riferimento alla norma di progetto vigente all'epoca della costruzione per le opere che non hanno subito interventi sostanziali e alle norme in vigore al momento dei lavori di adeguamento per i ponti interessati da questi interventi.

Stato dell'opera

11/12 viadotti pienamente agibili

1/12 viadotto agibile ma con scadenze di manutenzione straordinaria

Classificazione del collegamento e Classificazione d'uso stradale

Per quanto riguarda il tipo di collegamento:

5/12 viadotti su discontinuità orografica

1/12 viadotti su corso d'acqua

3/12 viadotti su discontinuità orografica + corso d'acqua

1/12 viadotto su altra via di comunicazione + corso d'acqua

1/12 viadotto su altra via di comunicazione + discontinuità orografica

1/12 viadotto su zona edificata

Per quanto riguarda la classificazione d'uso stradale:

12/12 viadotti autostradali (Autostrada A2 Salerno-Reggio Calabria)



Figura 2-10 Viadotto Paccioni, su discontinuità orografica + corso d'acqua



Figura 2-11 Viadotto Fornace, su zona edificata

Caratteristiche geometriche

Le dimensioni geometriche, così come il numero di campate, sono caratteristiche di ogni singolo manufatto e dipendono da diversi fattori, tra cui le scelte progettuali, la tipologia di ostacolo da superare...

Tipologia strutturale

10/12 viadotti a travate appoggiate

di cui 4/10 viadotti a travate in c.a.p. a cavi post-tesi

1/12 viadotti a travate continue

di cui 1/1 viadotto a travate in c.a.p. a cavi post-tesi

1/12 viadotto ad arco in c.a.



Per quanto concerne la tipologia strutturale, dall'analisi del campione emerge che lo schema più utilizzato è quello di ponte a travate in semplice appoggio; questo dato ben rispecchia la realtà del patrimonio infrastrutturale italiano. Si registrano comunque anche i casi di ponte a travate continue, in cui è garantita la continuità dell'impalcato, e ponte ad arco in calcestruzzo armato.

Le LLGG richiedono, sin dalla fase di censimento, di specificare se le travate risultano essere in calcestruzzo armato precompresso (c.a.p.) a cavi post-tesi perché, come anticipato, per tale tipologia strutturale si devono prevedere indagini speciali.



Figura 2-12 Viadotto Valle Vomice, travate appoggiate



Figura 2-13 Viadotto Coda del Savuto, arco in c.a.

Informazioni Spalle, Pile, Impalcato

Per quanto riguarda pile e spalle:

12/12 viadotti con pile e spalle in c.a.

Per quanto riguarda l'impalcato:

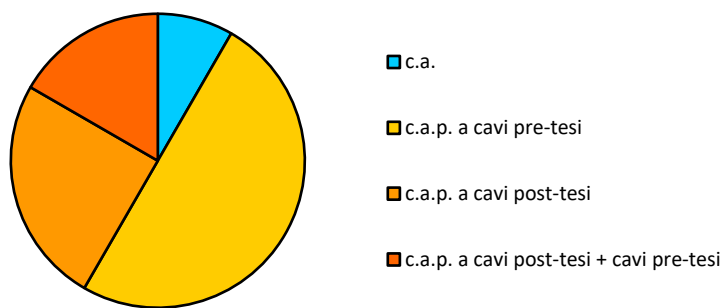
1/12 viadotto con impalcato in c.a.

11/12 viadotti con impalcato in c.a.p.

di cui 6/11 viadotti con impalcato in c.a.p. a cavi pre-tesi

3/11 viadotti con impalcato in c.a.p. a cavi post-tesi

2/11 viadotti con impalcato in c.a.p. a cavi post-tesi + cavi pre-tesi



Le travi di impalcato nella quasi totalità dei casi indagati sono realizzate in calcestruzzo armato precompresso e quindi vi si deve porre particolare attenzione in quanto i cavi di precompressione sono elementi critici, come indicato dalle Linee Guida.

Le travi con cavi pre-tesi sono prefabbricate in stabilimento, mentre per le travi a cavi post-tesi l'infilaggio e la tesatura avvengono in opera. In alcuni viadotti sono state utilizzate entrambe queste tecnologie costruttive.

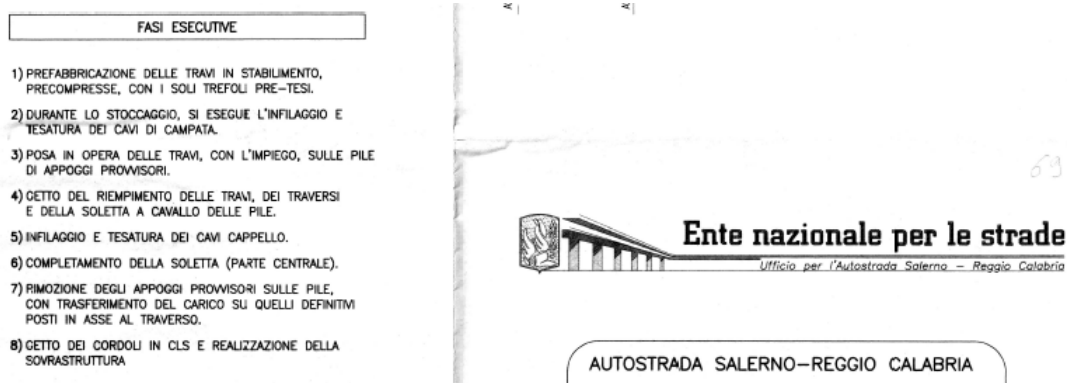


Figura 2-14 Viadotto Fornace, cavi pre-tesi + cavi post-tesi - fasi esecutive da documentazione

Attività di monitoraggio pregresse o in corso

1/12 viadotto con attività di monitoraggio presenti

4/12 viadotti con attività di monitoraggio assenti

7/12 viadotti con attività di monitoraggio non note

Rete stradale

In fase di censimento di Livello 0 si deve prendere in esame anche la rete di trasporto di cui i manufatti fanno parte. Nella scheda di censimento vanno indicati i dati di TGM (Traffico Giornaliero Medio) per veicoli ordinari e veicoli pesanti, il numero di carreggiate e le dimensioni, il numero di corsie, le informazioni riguardanti le limitazioni di carico, la strategicità dell'opera, la presenza di alternative stradali e la disponibilità di studi trasportistici specifici.

Dal momento che tutti i ponti studiati nell'ambito della convenzione ANAS-FABRE fanno parte della stessa infrastruttura (Autostrada A2), risulta per tutti i manufatti una situazione analoga, ad eccezione dei dati di TGM e delle dimensioni della carreggiata che sono caratteristici delle singole opere.

12/12 viadotti senza limitazioni di carico

12/12 viadotti valutati di importanza strategica

12/12 viadotti valutati senza alternative stradali

12/12 viadotti senza disponibilità di studi trasportistici specifici

Documenti disponibili

5/12 viadotti per cui si è reperita la documentazione (parziale o completa)

7/12 viadotti per cui non si è reperita la documentazione

2.2.2. Valutazioni di Livello 1

Il Livello 1 prevede l'esecuzione di ispezioni visive dirette e il rilievo speditivo della struttura e delle caratteristiche geo-morfologiche ed idrauliche dell'area. Le informazioni relative al manufatto e alle condizioni al contorno ricavate tramite l'ispezione vanno inserite rispettivamente nella *"Scheda descrittiva di ispezione"* e nella *"Scheda Frane e Idraulica"*. In aggiunta, al fine di delineare in maniera oggettiva e dettagliata lo stato di degrado rilevato, per ogni singolo elemento strutturale dell'opera deve essere compilata una apposita *"Scheda di Difettosità"*. Nella relazione finale richiesta dalle Istruzioni Operative si prevede una sintesi dell'analisi difettologica da cui devono emergere chiaramente le principali problematiche della struttura.

Questa fase dell'approccio multi-livello permette quindi di approfondire le conoscenze riguardanti la struttura e l'area circostante, ma soprattutto consente di inquadrare lo stato di conservazione del ponte. Il rilievo del degrado è il passo cruciale del Livello 1 perché su di esso si basa la valutazione del livello di difettosità, e conseguentemente anche la CdA, di Livello 2.

Lo stato di conservazione è un aspetto intrinseco di ogni viadotto e dipende da numerosi fattori quali l'età e la storia manutentiva delle opere, le caratteristiche dei materiali impiegati, l'esposizione a situazioni potenzialmente dannose...

Entrando nel merito dei ponti indagati durante la fase sperimentale, ogni manufatto presenta specifiche problematiche che ne contraddistinguono lo stato conservativo. Tuttavia dall'analisi difettologica si riscontrano criticità comuni più o meno sviluppate in tutte le opere oggetto di studio. Tali difettologie risultano essere:

- problematiche legate alle infiltrazioni delle acque meteoriche. In tutte le opere si sono osservate macchie di umidità, scoli e dilavamento del calcestruzzo sia a livello di impalcato che su pile e spalle. Tendenzialmente, infiltrazioni e percolazioni interessano maggiormente le travi di bordo, le testate di tutte le travi e gli elementi verticali della sottostruttura. In molti casi questi difetti sono favoriti da un sistema di convogliamento delle acque piovane assente o danneggiato;

- distacchi di copriferro con conseguente esposizione e ossidazione di staffe e ferri longitudinali. Nella maggioranza dei casi visionati i distacchi sono localizzati, specialmente nelle zone di spigolo, e le barre di armatura risultano tutt'al più intaccate. I distacchi di copriferro possono essere correlati all'ammaloramento del calcestruzzo dovuto agli scoli d'acqua, ma possono dipendere anche da una situazione di vespai diffusi. Talvolta l'esposizione di armature e staffe è causata da un'insufficiente spessore dello strato di copriferro; errore progettuale comune nei manufatti risalenti agli anni '60 e '70.

Le difettologie di cui sopra sono osservabili, con estensione ed intensità che variano di caso in caso, nella maggior parte dei viadotti ispezionati nel contesto della convenzione ANAS-FABRE. Si ribadisce però che ogni manufatto ha specifiche criticità che ne caratterizzano il quadro difettologico.

Nel prosieguo dell'elaborato si introduce sinteticamente lo stato di degrado delle opere che da analisi difettologica presentano le situazioni più sfavorevoli, con difetti di gravità alta e medio-alta.

Viadotto Fosso Silicara (carreggiata Sud) - A2

Il Viadotto Fosso Silicara (carreggiata Sud) nel complesso presenta un quadro difettologico diffuso e articolato, giustificato in parte dall'età del ponte stesso in quanto l'opera risale al 1965 e non è stata interessata da interventi successivi di adeguamento. Le problematiche principali sono legate all'esposizione e ossidazione di armature e staffe. Tali difetti, che si osservano nella maggior parte degli elementi strutturali, sono favoriti da spessori di copriferro insufficienti e da una sistematica presenza di vespai. Nei casi peggiori si arriva a singoli ferri o staffe sospesi in traversi e pulvini (*Figura 2-15*). Un'altra criticità è rappresentata dalle infiltrazioni d'acqua, con scoli e macchie di umidità presenti in travi, sbalzi delle solette, pulvini e spalle.

Lo stato di degrado avanzato interessa anche gli appoggi pendolari in acciaio. Oltre ad un'estesa ossidazione, che coinvolge tutti gli apparecchi, per i dispositivi di una spalla si segnala la presenza di detriti che in alcuni casi implica il bloccaggio degli stessi (*Figura*

2-16). Il deterioramento degli appoggi pendolari in acciaio, fa sì che questi siano da considerarsi elementi critici nell'ambito del rischio sismico.



Figura 2-15 Viadotto Fosso Silicara, traverso - ferro longitudinale sospeso



Figura 2-16 Viadotto Fosso Silicara, apparecchio d'appoggio - ossidazione (G=2), bloccaggio (G=4) e presenza di detriti (G=2)

Viadotto Valle Vomice (carreggiata Nord) - A2

Il Viadotto Valle Vomice (carreggiata Nord) al momento dell'ispezione presenta un quadro difettologico caratterizzato per lo più da difetti legati a problemi di scolo e allontanamento delle acque meteoriche. Questi sono favoriti dall'assenza di scarichi e di un sistema di convogliamento delle acque.

Come difetto di maggior rilievo si deve però segnalare che per una spalla una porzione del muro andatore di sinistra è crollata (*Figura 2-17*).



Figura 2-17 Viadotto Valle Vomice, spalla - porzione di muro andatore crollata

Viadotto Mavigliano (carreggiata Sud) - A2

Nel complesso, gli elementi strutturali in c.a. e c.a.p. presentano un buono stato di conservazione, con vespai e distacchi di copriferro localizzati che in alcuni casi implicano l'esposizione di porzioni limitate di armatura. In aggiunta si segnalano anche problemi legati alle infiltrazioni d'acqua.

Una situazione più gravosa si riscontra negli appoggi in quanto la gran parte degli apparecchi d'appoggio in teflon presenta una preregolazione sbagliata, deducibile dalle eccessive deformazioni orizzontali dei dispositivi stessi (*Figura 2-18*). A complicare il quadro difettologico, in circa metà degli appoggi si è rilevata l'ossidazione delle componenti in acciaio (*Figura 2-19*). Gli apparecchi d'appoggio risultano essere degli elementi con condizione critica nell'ambito del rischio sismico.



Figura 2-18 Viadotto Mavigliano, apparecchio d'appoggio - preregolazione sbagliata (G=4)



Figura 2-19 Viadotto Mavigliano, apparecchio d'appoggio - ossidazione (G=2)

2.2.3. Valutazioni di Livello 2

Il Livello 2 consente di determinare la Classe di Attenzione del ponte, sulla base dei parametri di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione, ricavati elaborando le informazioni dei livelli precedenti. Il procedimento di classificazione della CdA deve essere riportato nel documento finale di riepilogo richiesto dalle Istruzioni Operative di ANSFISA.

La Classe di Attenzione permette di stabilire un ordine di priorità delle azioni gestionali da implementare per l'efficienza e la sicurezza del sistema infrastrutturale.

Per il lavoro di tesi, l'applicazione sperimentale della metodologia multi-livello è finalizzata alla valutazione della Classe di Attenzione complessiva dei viadotti studiati nell'ambito della convenzione ANAS-FABRE. Si ritiene opportuno precisare che, rientrando in un contesto di applicazione sperimentale delle Linee Guida, considerazioni e risultati relativi ai diversi livelli, specialmente la classificazione della CdA di Livello 2, sono oggetto di revisione e pertanto non definitivi.

Vi sono poi delle situazioni particolari da tenere in considerazione per interpretare correttamente i risultati dell'applicazione sperimentale:

- Nel caso di opere che rientrano tra quelle per cui sono necessarie le ispezioni speciali richieste dalle LLGG, l'assegnazione della CdA è provvisoria in attesa dell'esito delle ispezioni speciali.
- Nel caso in cui in fase di ispezione non sia stato possibile rilevare lo stato di conservazione di tutti gli elementi strutturali, il livello di difettosità può modificarsi in seguito ad una successiva ispezione degli elementi mancanti.

Per i motivi sopra citati, i risultati relativi alla Classe di Attenzione attestano lo stato conoscitivo attuale dei manufatti esaminati, ma possono essere oggetto di modifiche e/o revisioni.

Nel prosieguo della trattazione si presentano, tramite un'analisi statistica, le classificazioni della CdA strutturale e fondazionale, della CdA sismica, della CdA idraulica e frane e della CdA complessiva. Dato l'indirizzo prettamente strutturale del presente

lavoro di tesi, per la CdA strutturale e fondazionale e per la CdA sismica l'analisi statistica entra nel merito di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione. Va segnalato che, al momento della stesura di questo elaborato, non per tutti i viadotti indagati nell'ambito della convenzione ANAS-FABRE si hanno a disposizione tutte le informazioni necessarie per arrivare a determinare la CdA complessiva.

Classe di Attenzione strutturale e fondazionale

1/9 (11%) viadotti con CdA strutturale e fondazionale ALTA

7/9 (78%) viadotti con CdA strutturale e fondazionale MEDIO-ALTA

1/9 (11%) viadotti con CdA strutturale e fondazionale MEDIA

0/9 (0%) viadotti con CdA strutturale e fondazionale MEDIO-BASSA

0/9 (0%) viadotti con CdA strutturale e fondazionale BASSA

Pericolosità strutturale e fondazionale:

8/8 (100%) pericolosità ALTA

Vulnerabilità strutturale e fondazionale:

1/12 (8%) vulnerabilità ALTA

8/12 (67%) vulnerabilità MEDIO-ALTA

3/12 (25%) vulnerabilità MEDIA

Esposizione strutturale e fondazionale:

2/8 (25%) esposizione MEDIA

5/8 (63%) esposizione MEDIO-BASSA

1/8 (13%) esposizione BASSA

La Classe di Attenzione strutturale e fondazionale è principalmente influenzata dai valori di pericolosità e vulnerabilità.

Solo nel caso del Viadotto Valle Vomice (vedi *Figura 2-17*), conseguentemente ad un livello di difettosità valutato come Medio-Alto, la classe di vulnerabilità strutturale e fondazionale è Alta. Ne deriva automaticamente una Classe di Attenzione strutturale e fondazionale Alta.

Classe di Attenzione sismica

3/10 (30%) viadotti con CdA sismica ALTA
6/10 (60%) viadotti con CdA sismica MEDIO-ALTA
1/10 (10%) viadotti con CdA sismica MEDIA
0/10 (0%) viadotti con CdA sismica MEDIO-BASSA
0/10 (0%) viadotti con CdA sismica BASSA

Pericolosità sismica:

12/12 (100%) pericolosità ALTA

Vulnerabilità sismica:

3/12 (25%) vulnerabilità ALTA
7/12 (58%) vulnerabilità MEDIO-ALTA
2/12 (17%) vulnerabilità MEDIA

Esposizione strutturale e fondazionale:

2/8 (25%) esposizione MEDIO-ALTA
5/8 (63%) esposizione MEDIA
1/8 (13%) esposizione MEDIO-BASSA

La Classe di Attenzione sismica è principalmente influenzata dai valori di pericolosità e vulnerabilità. La pericolosità sismica è Alta per tutti i ponti in quanto l'intero sistema infrastrutturale dell'Autostrada A2 Salerno-Reggio Calabria si snoda in un territorio fortemente sismico. I valori di vulnerabilità sismica sono mediamente maggiori rispetto ai corrispettivi valori di vulnerabilità strutturale e fondazionale in accordo con le Linee Guida, le quali impongono che il livello di difettosità sismico sia sempre maggiore o uguale al livello di difettosità strutturale e fondazionale.

Tendenzialmente, si riscontra un incremento del livello di difettosità dalla CdA strutturale e fondazionale alla CdA sismica per manufatti che presentano criticità particolari negli apparecchi d'appoggio; è questo il caso del Viadotto Fosso Silicara (vedi *Figura 2-16*) e del Viadotto Mavigliano (vedi *Figura 2-18* e *Figura 2-19*).

Classe di Attenzione idraulica e frane

0/6 (0%) viadotti con CdA idraulica e frane ALTA

0/6 (0%) viadotti con CdA idraulica e frane MEDIO-ALTA

2/6 (33%) viadotti con CdA idraulica e frane MEDIA

0/6 (0%) viadotti con CdA idraulica e frane MEDIO-BASSA

4/6 (67%) viadotti con CdA idraulica e frane BASSA

Classe di Attenzione complessiva

0/6 (0%) viadotti con CdA ALTA

2/6 (33%) viadotti con CdA MEDIO-ALTA

4/6 (67%) viadotti con CdA MEDIA

0/6 (0%) viadotti con CdA MEDIO-BASSA

0/6 (0%) viadotti con CdA BASSA

3. CASO STUDIO: PONTE SUL TORRENTE MAVIGLIANO

Obiettivo centrale del presente lavoro di tesi è quello di studiare la capacità portante di un ponte in funzione dei fenomeni di deterioramento a cui può essere soggetto nel corso della sua vita utile.

Con riferimento alle opere analizzate nell'ambito della convenzione ANAS-FABRE e facenti parte del sistema infrastrutturale dell'Autostrada A2, la fase sperimentale di applicazione delle Linee Guida permette di inquadrare in maniera dettagliata e puntuale la situazione attuale di ponti e viadotti. È possibile così individuare le tipologie costruttive più adottate e le fenomenologie di degrado più ricorrenti per un campione di riferimento che, seppur di piccole dimensioni, ben approssima la realtà del patrimonio infrastrutturale italiano.

In particolare, l'indagine statistica riportata in §2.2.1. consente di definire un caso studio reale che, in termini di scelte progettuali, presenta le soluzioni più comuni. I fenomeni di deterioramento che si considerano per il caso studio sono principalmente quelli che emergono dall'analisi difettologica esposta in sintesi in §2.2.2.. Si ritiene opportuno precisare che è possibile procedere applicando al caso studio delle ipotetiche situazioni di degrado in quanto l'analisi della capacità portante che si intende affrontare risulta essere un approfondimento teorico che esula dalle valutazioni di Livello 3 e di Livello 4 previste dalle Linee Guida.

La scelta del caso studio ricade sul "Ponte sul torrente Mavigliano" (precedentemente denominato "Viadotto Mavigliano"). Si opta per quest'opera dell'Autostrada del Mediterraneo per le seguenti caratteristiche:

- ponte realizzato nel periodo 1960-1980 e interessato da interventi sostanziali nel periodo 1990-2000 – *come 8/12 viadotti*;
- ponte a travate appoggiate – *come 10/12 viadotti*;
- ponte con impalcato in c.a.p. a cavi pre-tesi – *come 6/12 viadotti*.

In aggiunta, per il Ponte sul torrente Mavigliano è disponibile la documentazione relativa ai lavori di adeguamento e ammodernamento.

3.1. Descrizione dell'opera

Il Ponte sul torrente Mavigliano (carreggiata Sud) è un'opera appartenente all'Autostrada A2 Salerno-Reggio Calabria; è in concessione ad ANAS S.p.a. ed è gestita dal Compartimento Cosenza di ANAS. Il ponte si trova nel Comune di Montalto Uffugo (CS), in località Stazione Montalto-Coretto. Le coordinate WGS84 iniziali sono: LON 16.243661 LAT 39.4011.

Il Viadotto Mavigliano consente di attraversare l'omonimo torrente.



Figura 3-1 Ponte sul torrente Mavigliano (carreggiata Sud), foto aerea

Il ponte è a travate in semplice appoggio (schema isostatico) e si sviluppa per 85,70 m su tre campate, di cui quella centrale ha una luce maggiore (33 m) rispetto alle laterali, *Figura 3-2 e Figura 3-3*.

La sovrastruttura è costituita da travi, traversi e soletta. Le travi, sei per ogni campata, sono in calcestruzzo armato precompresso (c.a.p.) a cavi pre-tesi e presentano una sezione a doppio T, con ringrossi nelle zone di testata, *Figura 3-4*. Traversi e soletta sono in calcestruzzo armato ordinario (c.a.); in particolare vi sono quattro traversi in entrambe le campate laterali e cinque traversi nella campata centrale. La soletta è caratterizzata dalla presenza di sbalzi trasversali (di lunghezza 1 m). L'impalcato risulta essere inclinato rispetto all'orizzontale a destra (secondo la progressiva chilometrica), *Figura 3-5*.

La sottostruttura comprende due pile e due spalle in c.a., *Figura 3-6 e Figura 3-7*. Le pile sono composte da tre fusti a sezione circolare e da un pulvino. Le spalle sono realizzate da muri in calcestruzzo armato. Sia per le spalle che per le pile le fondazioni sono indirette, su pali.

Gli apparecchi d'appoggio sono in teflon. Si distinguono tre diverse tipologie di appoggi: appoggi fissi (6 dispositivi), appoggi unidirezionali (18 dispositivi) e appoggi multidirezionali (12 dispositivi), *Figura 3-2*.

I giunti di dilatazione sono sottopavimentati "a tampone".

Per il Viadotto Mavigliano non è stata reperita la documentazione relativa al progetto originale. Coerentemente con l'epoca di costruzione del tronco di Autostrada Salerno-Reggio Calabria comprendente l'opera in esame, si ipotizza che il ponte risalga ad un periodo compreso tra il 1961 e il 1980.

Successivamente, nel contesto del piano di ammodernamento varato per le opere infrastrutturali dell'Autostrada A2, il manufatto è stato interessato da interventi sostanziali di adeguamento e ripristino con parziali demolizioni. I documenti messi a disposizione da ANAS S.p.a. permettono di datare gli adeguamenti tra gli anni 1999 e 2003, *Figura 3-8*.

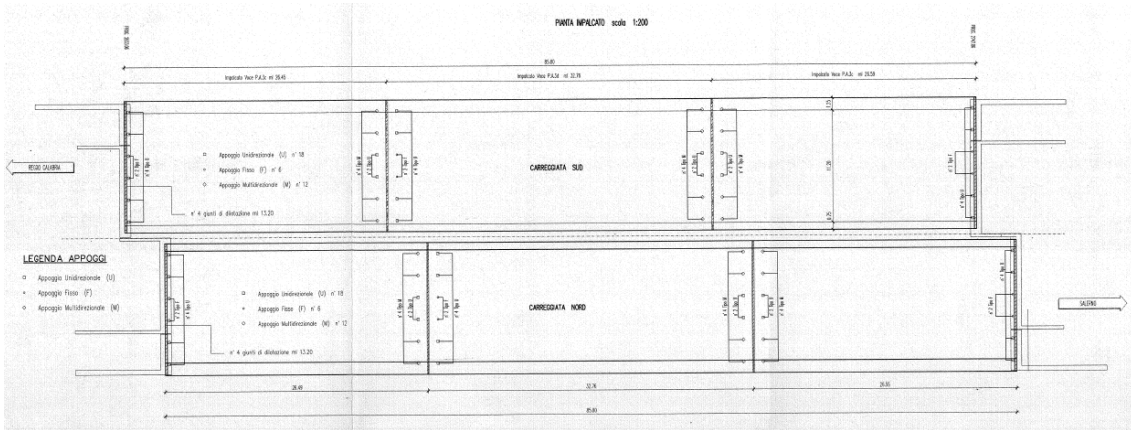
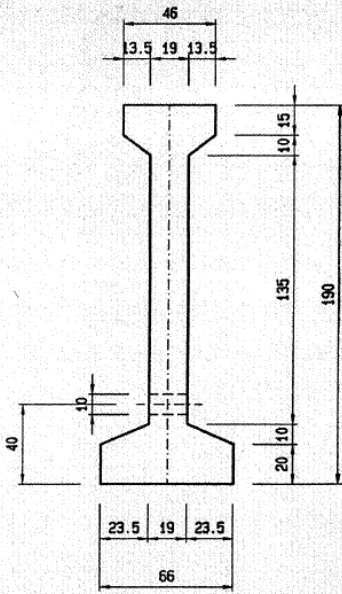


Figura 3-2 Ponte sul torrente Mavigliano, pianta + schema appoggi [009.pdf]



Figura 3-3 Ponte sul torrente Mavigliano (carreggiata Sud), inquadramento generale dell'opera

SEZ. CORRENTE sc.1:25



SEZ. IN TESTATA sc.1:25

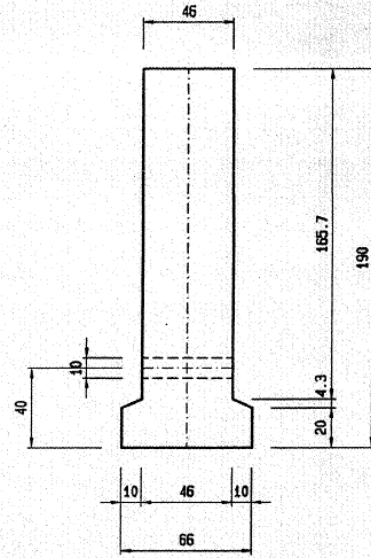


Figura 3-4 Ponte sul torrente Mavigliano, sezione travi [013.pdf]

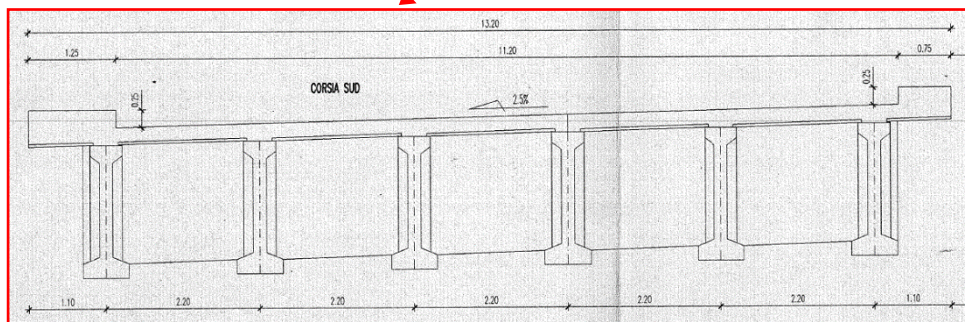
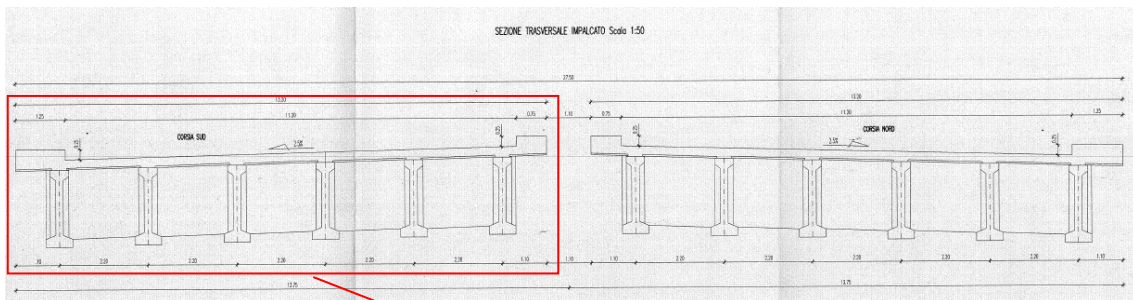


Figura 3-5 Ponte sul torrente Mavigliano (carreggiata Sud), sezione trasversale impalcato [009.pdf]

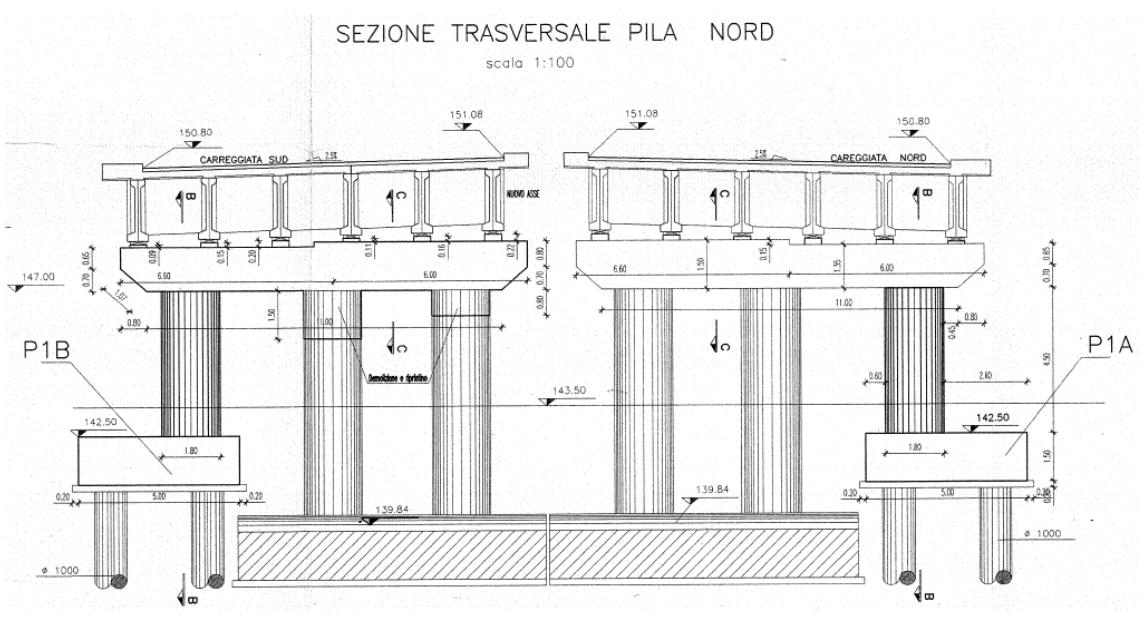
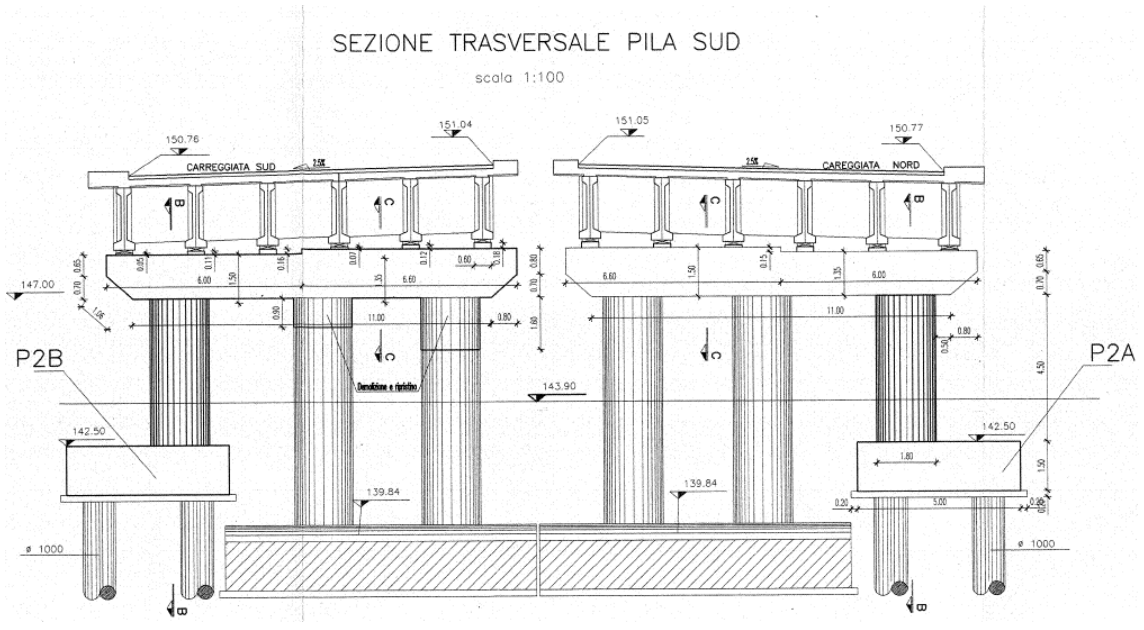


Figura 3-6 Ponte sul torrente Mavigliano, sezione trasversale pile [003.pdf]

PROSPETTO FRONTALE SPALLA NORD

SCALA 1:100

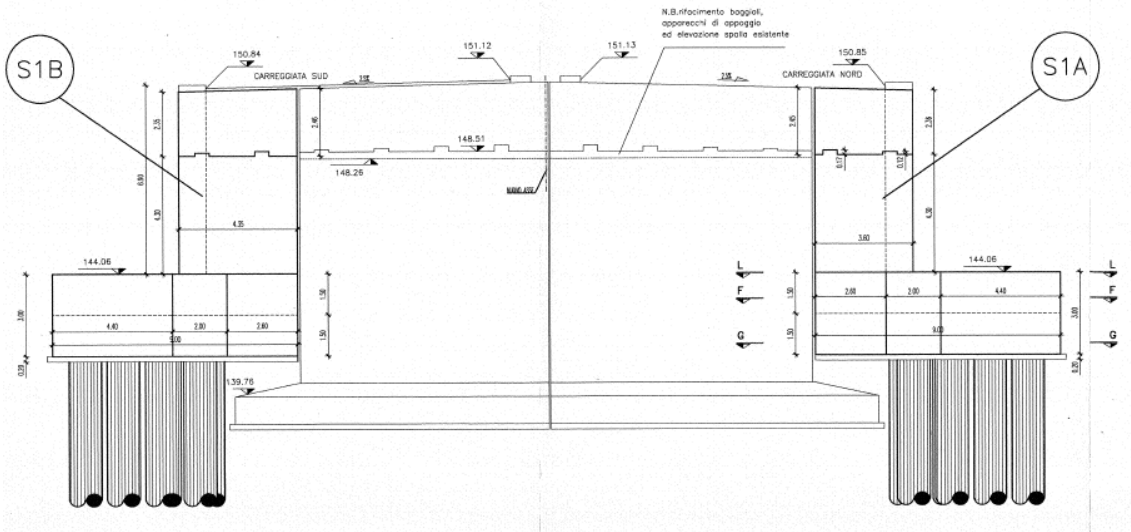


Figura 3-7 Ponte sul torrente Mavigliano, prospetto frontale spalla nord [004.pdf]

CO.PAR.FIN. S.p.A.	
COMMITTENTE Imp. DI PENTA S.p.A.	
OGGETTO AUTOSTRADA SALERNO-REGGIO CALABRIA. LAVORI DI AMMODERNAMENTO ED ADEGUAMENTO AL TIPO 1A NORME CNR/80	
TRONCO 2 - TRATTO 5 - LOTTO 3. DAL KM 244+700 AL KM 253+700	
TITOLO PONTE SUL TORRENTE MAVIGLIANO	
CARPENTERIA TRAVI	
ELAB. N° UT0211/E	TAV. 2
DATA 01/09/99	DIS. Iozzi R.
REV.	DATA
DESCRIZIONE	
DIS.	
APPR.	
ELABORAZIONE	
SCAC ENGINEERING s.r.l.	
<small>QUESTO DISEGNO E' DI PROPRIETA' DELLA CO.PAR.FIN. ED E' PROTETTO A TERMINI DI LEGGE</small>	

ANAS S.p.A. <small>Ufficio per l'Autostrada Salerno - Reggio Calabria</small> <small>87100 COSENZA - Contratto Liguria</small>	
AUTOSTRADA SALERNO - REGGIO CALABRIA <small>Lavori di ammodernamento ed adeguamento al tipo 1a delle Norme CNR/80</small>	
Tronco 2' - Tratto 5' - Lotto 3' <small>Dal km 244+700 al Km 253+700</small>	
PERIZIA DI VARIANTE TECNICA	
PONTE SUL TORRENTE MAVIGLIANO	
TITOLO	
- Pianta Impalcato	
Allegato B.2.9	
AGGIORNATO IN DATA 05 AGO. 2002 <small>(geom. Rosario LAMONACA)</small>	
ADEGUATO IN DATA 08 LUG. 2003 <small>(geom. Giovanni PIZZONIA)</small>	
IL DIRETTORE DEI LAVORI SUBENTRANTE <small>(dott. ing. Giovanni CAIRO)</small>	IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO <small>(dott. ing. Michele VIGNA)</small>
<small>Cosenza il 10 Aprile 2002 Prot.n° 10861</small>	

Figura 3-8 Ponte sul torrente Mavigliano, Lavori di ammodernamento ed adeguamento [013.pdf] e [009.pdf]

3.2. Documentazione disponibile

I documenti elencati di seguito sono stati forniti dal Compartimento Cosenza di ANAS e fanno riferimento ai lavori di ammodernamento e adeguamento che hanno interessato il Viadotto Mavigliano.

I documenti disponibili risultano essere:

- [002.pdf] Ponte sul torrente Mavigliano – pianta fondazioni;
- [003.pdf] Ponte sul torrente Mavigliano – carpenteria e armatura ripristino pile esistenti / carpenteria e armatura plinti pile e pulvini;
- [004.pdf] Ponte sul torrente Mavigliano – carpenteria e armatura spalla S1A;
- [005.pdf] Ponte sul torrente Mavigliano – carpenteria e armatura spalla S1B;
- [006.pdf] Ponte sul torrente Mavigliano – carpenteria e armatura spalla S2B;
- [007.pdf] Ponte sul torrente Mavigliano – carpenteria e armatura ripristino spalla S1B esistente / carpenteria e armatura ripristino spalla S2B esistente;
- [008.pdf] Ponte sul torrente Mavigliano – pianta fondazioni / ripristino spalla S1A ed S2A / ripristino pile P3A, P4A, P5A, P6A;
- [009.pdf] Ponte sul torrente Mavigliano – pianta impalcato;
- [010.pdf] Ponte sul torrente Mavigliano – carpenteria impalcato;
- [011.pdf] Ponte sul torrente Mavigliano – armatura soletta e traversi camp LC=3116;
- [012.pdf] Ponte sul torrente Mavigliano – armatura soletta e traversi camp. LC=var. 2515 / 2529;
- [013.pdf] Ponte sul torrente Mavigliano – carpenteria travi;
- [014.pdf] Ponte sul torrente Mavigliano – armatura travi LT=3196;
- [015.pdf] Ponte sul torrente Mavigliano – armatura travi LT=2565 – 2569 – 2575 – 2579;
- [016.pdf] Ponte sul torrente Mavigliano – carpenteria e armatura spalla S2A.

Tale documentazione è costituita da tavole di progetto e di carpenteria; è quindi possibile ricavare le caratteristiche geometriche e strutturali, le caratteristiche dei materiali impiegati e le informazioni riguardo disposizione e quantità di armatura.

3.3. Normativa di riferimento

Si riportano le normative in vigore al momento della progettazione e della realizzazione dei lavori di ammodernamento e di adeguamento:

- D.M. 09/01/1996 “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”;
- Circ. Min. LL.PP. 15/10/1996 “Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”;
- D.M. 16/01/1996 “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”.

3.4. Caratteristiche dei materiali

I materiali a cui si fa riferimento sono quelli riportati nelle tavole di progetto della documentazione recuperata.

Per le caratteristiche meccaniche dei materiali si rimanda al D.M. 09/01/1996 [4].

Calcestruzzo Rck55 – travi in c.a.p.

Resistenza caratteristica a compressione cubica:	$R_{ck} = 55 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica:	$f_{ck} = 46 \text{ MPa}$
Modulo elastico:	$E_c = 42272 \text{ MPa}$
coefficiente di sicurezza per il materiale:	$\gamma_c = 1.5$ per c.a.p.

Calcestruzzo Rck35 – getto in opera

Resistenza caratteristica a compressione cubica:	$R_{ck} = 35 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica:	$f_{ck} = 29 \text{ MPa}$
Modulo elastico:	$E_c = 33722 \text{ MPa}$
coefficiente di sicurezza per il materiale:	$\gamma_c = 1.6$ per c.a.

Acciaio armonico in trefoli $\varnothing 0.6''$

Tensione caratteristica di rottura:	$f_{ptk} = 1900 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica all'1% di deformazione sotto carico:	$f_{p(1)k} = 1700 \text{ MPa}$
Modulo elastico:	$E_p = 196000 \text{ MPa}$
coefficiente di sicurezza per il materiale:	$\gamma_s = 1.15$

Acciaio inerte FeB 44K c.s.

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 430 \text{ MPa}$
Modulo elastico:	$E_s = 210000 \text{ MPa}$
coefficiente di sicurezza per il materiale:	$\gamma_s = 1.15$

3.5. Analisi dei carichi

Trattandosi, il caso studio, di un approfondimento teorico, per l'analisi dei carichi si rimanda al D.M. 17/01/2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" [5].

Si riportano soltanto i carichi che si prendono in considerazione nelle analisi svolte per ricavare la capacità portante.

Carichi permanenti strutturali – G1

Peso specifico calcestruzzo armato (e/o precompresso): 25 kN/m^3

Carichi permanenti non strutturali – G2

Cordoli (fascia di 1m): $p_{cor} = 6,25 \text{ kN/m}$

Pavimentazione stradale (fascia di 1m): $p_{pav} = 3,40 \text{ kN/m}$

Guardrail: $p_g = 1,50 \text{ kN/m}$

Parapetti: $p_{par} = 0,50 \text{ kN/m}$

Precompressione – P

Tensione di tiro trefoli pre-tesi: $\sigma_{spi} = 1375 \text{ MPa}$

Carichi da traffico – Q

Carico distribuito - Corsia 1 (da Schema di Carico 1): $q_{1k} = 9,00 \text{ kN/m}^2$

Carico tandem - Corsia 1 (da Schema di Carico 1): $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$

Carico distribuito - Corsia 2 (da Schema di Carico 1): $q_{2k} = 2,50 \text{ kN/m}^2$

Carico tandem - Corsia 2 (da Schema di Carico 1): $Q_{2k} = 200 \text{ kN}$

Carico distribuito - Corsia 3 (da Schema di Carico 1): $q_{3k} = 2,50 \text{ kN/m}^2$

Carico tandem - Corsia 3 (da Schema di Carico 1): $Q_{3k} = 100 \text{ kN}$

Carico distribuito folla (da Schema di Carico 5): $q_{fk} = 2,50 \text{ kN/m}^2$

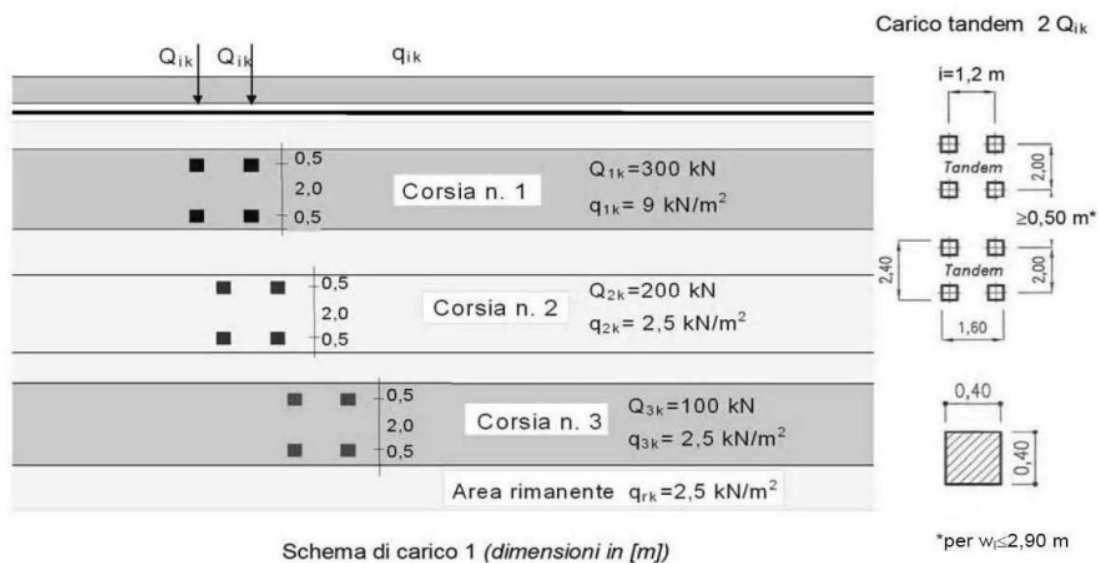


Figura 3-9 Carichi da traffico, schema di carico 1 [5]

Viscosità

Si tiene conto della viscosità per mezzo delle curve reologiche proposte da EN 1992-2 “Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 2: Concrete bridges – Design and detailing rules” [6].

Ritiro

Si tiene conto del ritiro per mezzo delle curve reologiche proposte da EN 1992-2 [6].

3.6. Combinazioni delle azioni

Al fine di calcolare la capacità portante del ponte si deve svolgere un'analisi incrementale ai carichi verticali. In particolare, è l'azione da traffico ad essere incrementata per mezzo di moltiplicatori di carico fino al raggiungimento della capacità portante, ovvero il limite massimo di carico sopportato dal manufatto. Gli altri carichi presi in considerazione nell'analisi sono applicati senza coefficienti di sicurezza e coefficienti di combinazione previsti dalle NTC2018.

Si ottiene la seguente combinazione delle azioni:

$$G_1 + G_2 + \alpha_{incr}Q$$

con $\alpha_{incr} \rightarrow$ coefficiente incrementale.

(nella combinazione si riportano soltanto i carichi verticali che rientrano direttamente nel calcolo della capacità portante)

4. MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI

Il modello numerico agli Elementi Finiti del Ponte sul torrente Mavigliano si sviluppa per mezzo del software di calcolo strutturale “Midas Civil”.

4.1. Implementazione numerica del modello

Per studiare il Viadotto Mavigliano (carreggiata Sud) si implementa un modello “a graticcio di travi” in cui le travi longitudinali, i traversi e anche la soletta sono realizzati con elementi monodimensionali Beam.

Si decide di modellare solamente l’impalcato del ponte in quanto, essendo quest’ultimo a travate in semplice appoggio, la sottostruttura non incide sulla capacità portante dell’opera nei confronti dei carichi verticali. Di conseguenza, si ottiene un modello numerico in cui le tre campate del viadotto risultano separate e indipendenti.

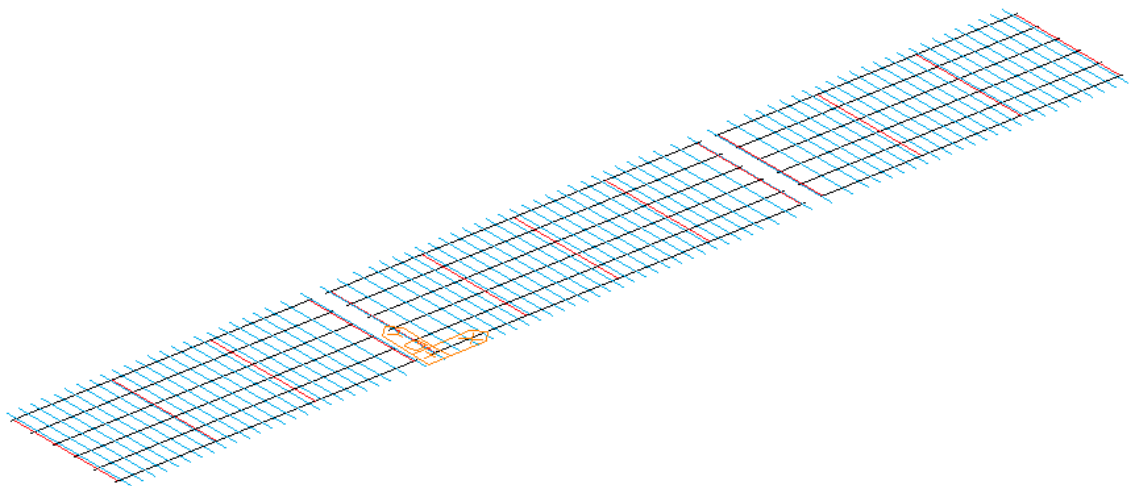


Figura 4-1 Ponte sul torrente Mavigliano, modello a graticcio di travi - Midas Civil

4.1.1. Geometria del modello e degli elementi

Il Ponte sul torrente Mavigliano si sviluppa in senso longitudinale per 85,70 m su tre campate, di cui quella centrale ha una luce maggiore rispetto alle campate laterali. Nel dettaglio:

- Campata 1 (campata direzione Nord): $luce = 26,54\text{ m}$;
- Campata 2 (campata centrale): $luce = 32,76\text{ m}$;
- Campata 3 (campata direzione Sud): $luce = 26,40\text{ m}$.

L'impalcato, costituito da travi longitudinali, trasversali e soletta, è a travate appoggiate. Per ogni campata sono disposte sei travi (interasse di 2,20 m), mentre i trasversali risultano essere quattro nelle campate laterali (interasse di 8,40 m) e cinque nella campata centrale (interasse di 7,79 m). Tra le travi delle diverse campate vi sono delle discontinuità di 115 cm.

Gli assi degli appoggi che collegano l'impalcato alla sottostruttura sono posizionati a 40 cm dall'estremità delle travi della campata centrale e a 25 cm dall'estremità delle travi delle campate laterali.

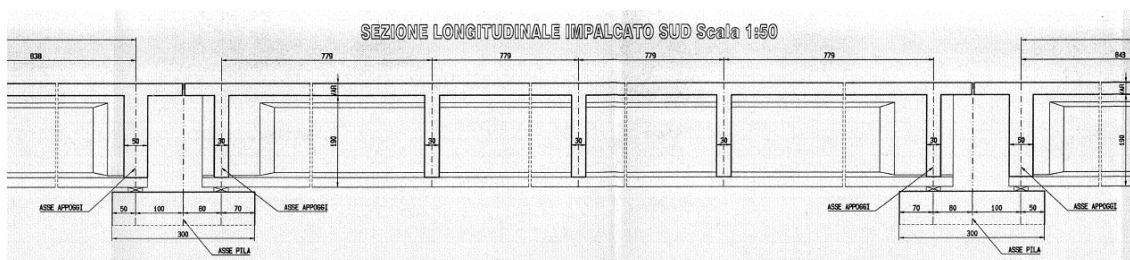


Figura 4-2 Ponte sul torrente Mavigliano, sezione longitudinale campata 2 [010.pdf]

Trasversalmente l'impalcato si caratterizza per una larghezza pari a 13,20 m. La soletta presenta degli sbalzi laterali di lunghezza 1,00 m.

L'impalcato risulta essere inclinato rispetto all'orizzontale a destra (secondo la progressiva chilometrica), con inclinazione del 2,5%.

La geometria del modello numerico rispecchia, con precisione centimetrica, le dimensioni reali dell'opera sopra descritte.

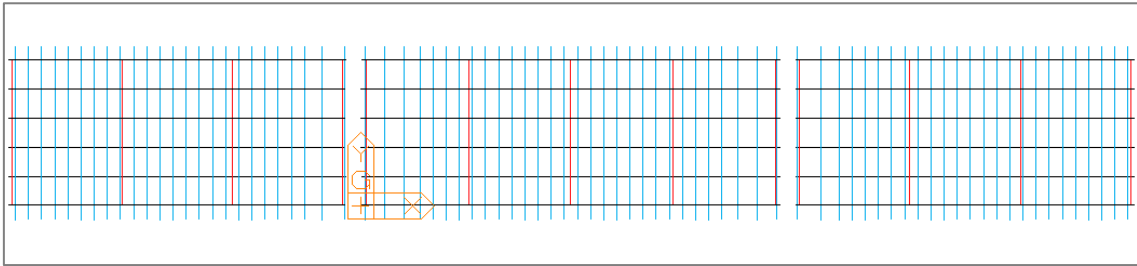
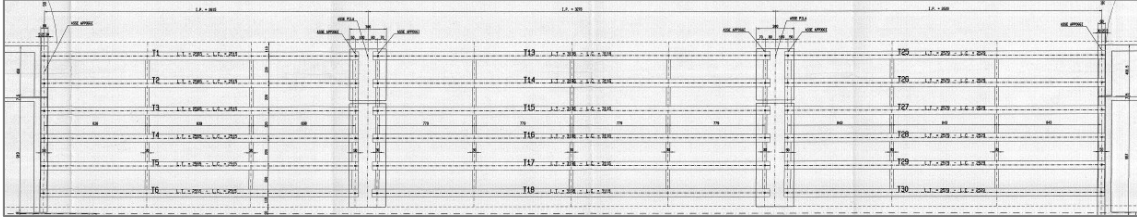


Figura 4-3a Ponte sul torrente Mavigliano, schema travi [010.pdf]
Figura 4-3b Ponte sul torrente Mavigliano, vista in pianta – Midas Civil

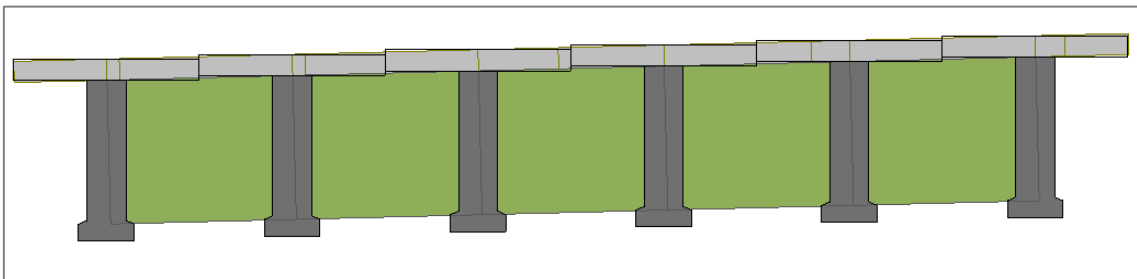
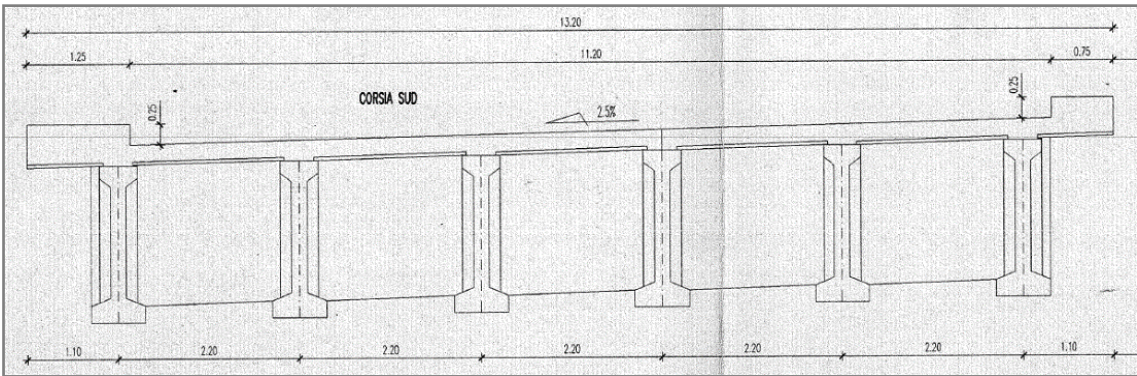


Figura 4-4a Ponte sul torrente Mavigliano, sezione trasversale impalcato [009.pdf]
Figura 4-4b Ponte sul torrente Mavigliano, vista trasversale – Midas Civil

Le travi si caratterizzano per una sezione a doppio T di altezza pari a 190 cm, con l'ala inferiore (66 cm) maggiore rispetto all'ala superiore (46 cm). L'anima della trave ha un'altezza di 135 cm e uno spessore di 19 cm (vedi *Figura 3-4*). Le ali sono raccordate all'anima. Nelle testate delle travi di tutte le campate lo spessore dell'anima raggiunge l'ampiezza dell'ala superiore (vedi *Figura 3-4*). Questi ringrossi, che si estendono longitudinalmente per circa 100 cm a partire dalle estremità delle travi, servono per rinforzare la resistenza a taglio degli elementi.

La soletta, che insieme alle travi lavora longitudinalmente come una sezione composta, presenta uno spessore di 25 cm.

I traversi sono costituiti da sezioni rettangolari con spessore variabile e altezza paragonabile a quella delle travi. In particolare, i traversi di estremità delle campate laterali hanno dimensioni 50 x h170 cm, mentre i traversi di estremità della campata centrale e tutti i traversi intermedi hanno dimensioni 30 x h170 cm.

Nel modello numerico sviluppato in Midas Civil si creano le sezioni di tutti gli elementi costituenti l'impalcato del Ponte sul torrente Mavigliano. Va precisato che per le travi longitudinali si attribuisce agli elementi di testata la sezione a doppio T con ringrosso.

Il software dà la possibilità di elaborare anche sezioni composte in cui, mediante il coefficiente di omogeneizzazione, si possono considerare materiali diversi.

Nel modello a graticcio di travi si implementa il comportamento della soletta attraverso le sezioni composte trave-soletta in senso longitudinale e attraverso degli elementi Beam trasversali per tener conto del contributo della soletta alla rigidità trasversale.

Nel dettaglio del modello in questione la larghezza collaborante di soletta per le sezioni composte è pari a 2,20 m, mentre si dispongono gli elementi di soletta trasversali con interasse di 1 m in modo tale da rappresentare nel graticcio di travi delle fasce di soletta di 100 x h25 cm.

- Section : 5
- 1 : TL_comp.
- 2 : TLapp_comp.
- 3 : TT 30x170
- 4 : TT 50x170
- 5 : Sol 100x25

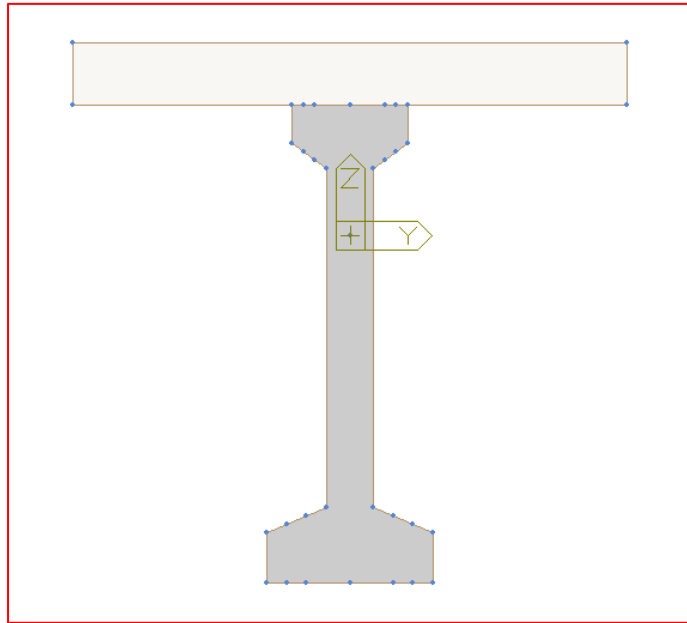


Figura 4-5 Ponte sul torrente Mavigliano, sezione TL_comp. - Midas Civil

- Section : 5
- 1 : TL_comp.
- 2 : TLapp_comp.
- 3 : TT 30x170
- 4 : TT 50x170
- 5 : Sol 100x25

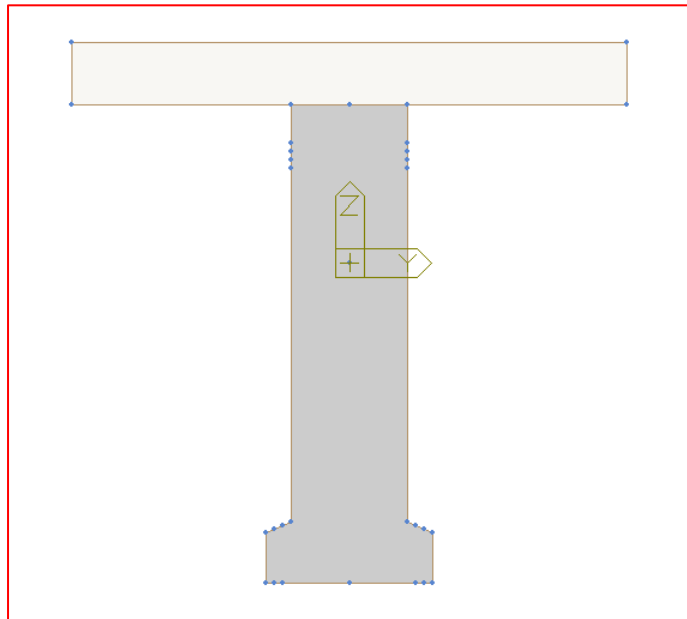


Figura 4-6 Ponte sul torrente Mavigliano, sezione TLapp_comp. - Midas Civil

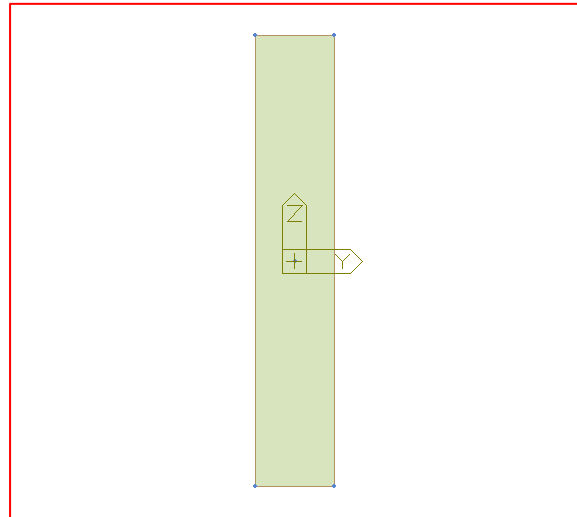
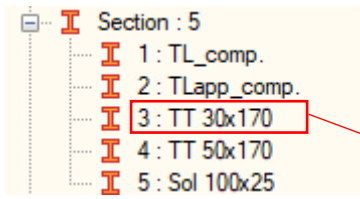


Figura 4-7 Ponte sul torrente Mavigliano, sezione TT 30x170 - Midas Civil

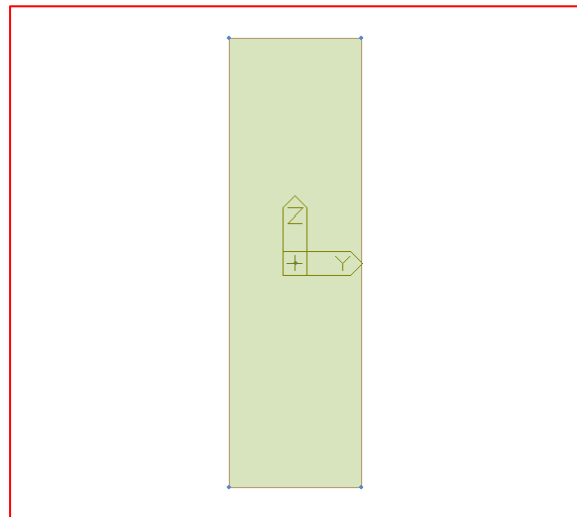
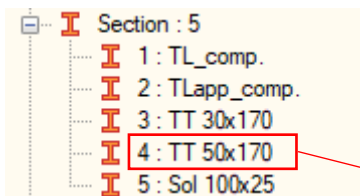


Figura 4-8 Ponte sul torrente Mavigliano, sezione TT 50x170 - Midas Civil

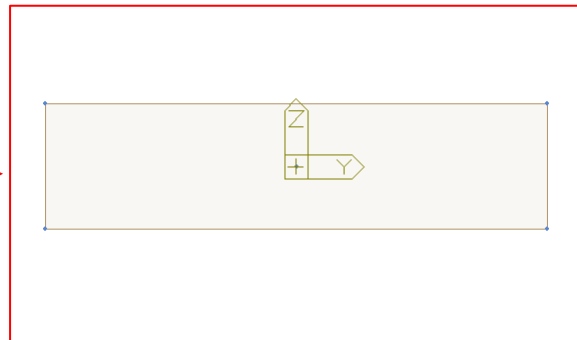
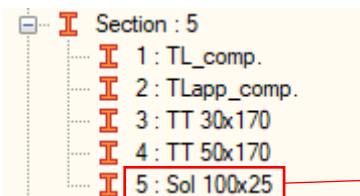


Figura 4-9 Ponte sul torrente Mavigliano, sezione Sol 100x25 - Midas Civil

4.1.2. Proprietà elastiche dei materiali

Le caratteristiche dei materiali da applicare al modello sono state presentate in §3.4..

Al fine di processare le analisi lineari, punto di partenza per il calcolo della capacità portante, bisogna attribuire agli elementi Beam del graticcio di travi le proprietà elastiche dei materiali.

Nello specifico, in questa fase si creano quattro proprietà di materiale:

- *Ac.arm xTendon*: acciaio armonico per i cavi di precompressione;
- *C55 xcap*: calcestruzzo Rck55 per le travi longitudinali;
- *C35 xca_no peso*: calcestruzzo Rck35 per la soletta facente parte delle sezioni composte;
- *C35 xca_no reol*: calcestruzzo Rck35 per i traversi e gli elementi trasversali di soletta.

Si decide di definire due diverse proprietà per il calcestruzzo Rck35 come stratagemma di modellazione. In questo modo, applicando a traversi ed elementi trasversali di soletta la proprietà *C35 xca_no reol*, si intende considerare gli effetti reologici solamente nella direzione longitudinale dell'impalcato, tralasciando gli effetti reologici che si sviluppano trasversalmente in quanto trascurabili. In aggiunta, devono essere create due proprietà di calcestruzzo Rck35 per non applicare doppiamente il peso proprio della soletta stessa; di fatto, la proprietà *C35 xca_no peso* riporta un peso specifico nullo.

In questa prima fase non è necessario definire una proprietà per l'armatura lenta presente in tutti gli elementi in c.a. e c.a.p. poiché le barre d'armatura non incidono in un'analisi elastica lineare.

4.1.3. Cavi di precompressione

L'opera oggetto di studio è un ponte a travi in c.a.p. in quanto nelle travi longitudinali sono alloggiati dei cavi di precompressione pre-tesi. Tra la documentazione reperita vi sono anche le tavole di carpenteria delle travi dalle quali è possibile ricavare la disposizione e l'andamento dell'armatura di precompressione.

I cavi, costituiti da trefoli $\varnothing 0.6''$, hanno un andamento rettilineo, tipico della tecnologia di pre-tensione in stabilimento. Sono presenti 44 trefoli nelle travi della campata centrale e 30 trefoli nelle travi delle campate laterali, disposti prevalentemente nell'ala inferiore per ottimizzare l'effetto della precompressione. Alcuni trefoli risultano essere inguainati alle estremità.

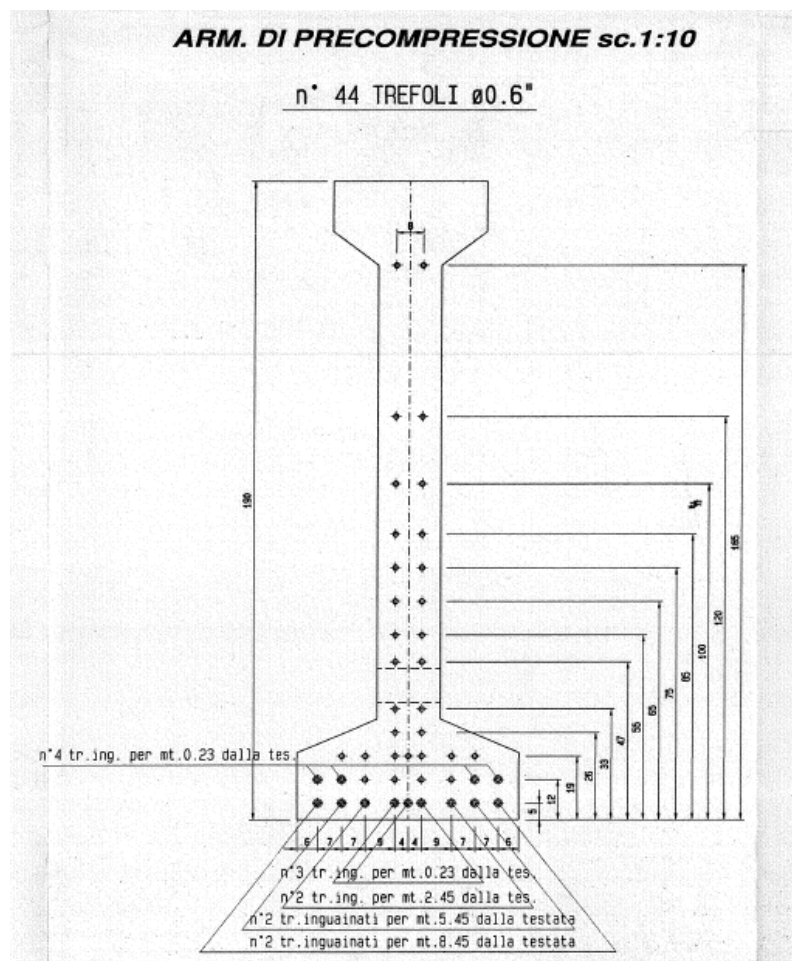


Figura 4-10 Ponte sul torrente Mavigliano, armatura di precompressione campata centrale [014.pdf]

Midas Civil permette di modellare i cavi di precompressione come elementi associati ai Beam che li ospitano. In questo modo si riescono ad implementare con molta precisione gli effetti della precompressione.

Per procedere alla creazione dei singoli trefoli va definita la proprietà dei cavi di precompressione (“Tendon Property”); si devono specificare:

- tipologia di cavi: Internal (Pre-Tension)
- materiale: *Ac.arm xTendon (§4.1.2.);*
- area trefolo: *138,7 mm²;*
- diametro trefolo: *13,289 mm;*
- coefficiente di rilassamento: European - Ordinary;
- Tensione a rottura: *1900 MPa (§3.4.);*
- Tensione di snervamento: *1700 MPa (§3.4.).*

The screenshot shows the 'Add/Modify Tendon Property' dialog box with the following settings:

- Tendon Name:** Trefoli 0.6"
- Tendon Type:** Internal(Pre-Tension)
- Material:** 1: Ac.arm xTendon
- Total Tendon Area:** 0.0001387 m²
- Strand Diameter:** 0.01328903036 m
- Relaxation Coefficient:** European - Ordinary
- Ultimate Strength:** 1.9e+06 kN/m²
- Yield Strength:** 1.7e+06 kN/m²
- Curvature Friction Factor (μ):** 0
- Wobble Friction Factor (K = μ x k):** 0 1/m
- Unintentional Angular Displacement (k):** 0 rad/m
- External Cable Moment Magnifier:** 0 kN/m²
- Anchorage Slip (Draw in):** Begin: 0 m, End: 0 m
- Bond Type:** Bonded, Unbonded

Figura 4-11 Ponte sul torrente Mavigliano, Tendon Property - Midas Civil

Nel modello si inseriscono i profili dei cavi di precompressione per tutte le travi, lavorando per coordinate geometriche. Per approssimare al meglio il reale effetto della precompressione, i trefoli non si considerano nelle zone in cui risultano essere inguainati.

Come risultato, nel modello si hanno in totale 624 cavi di precompressione (“Tendon Profile”).

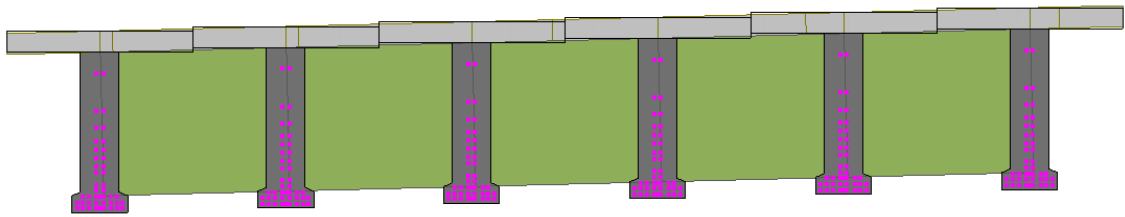


Figura 4-12 Ponte sul torrente Mavigliano, Tendon Profile Point - Midas Civil

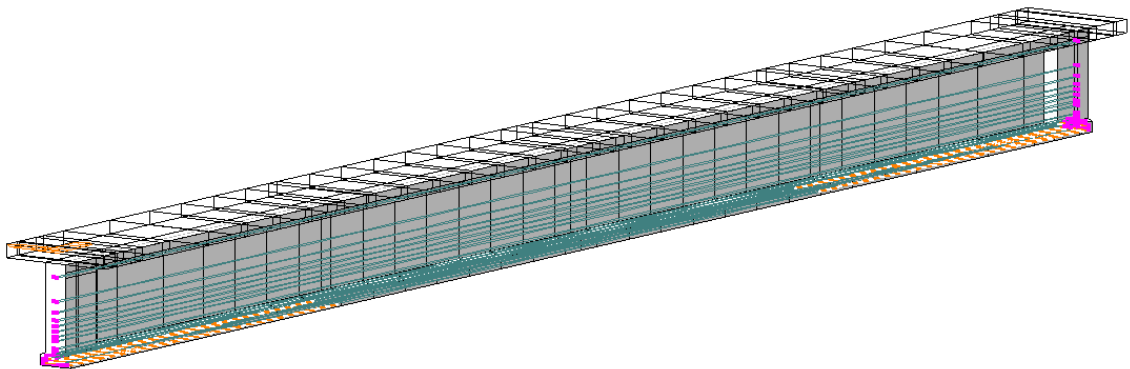


Figura 4-13 Ponte sul torrente Mavigliano, Tendon Profile Point - Midas Civil

4.1.4. Condizioni di vincolo

Come anticipato, si decide di modellare solo l'impalcato del Viadotto Mavigliano. Di conseguenza, i dispositivi d'appoggio previsti da progetto a collegamento tra impalcato e sottostruttura coincidono con le condizioni di vincolo esterne da applicare al modello numerico.

Lo schema dei vincoli adottato per il manufatto in questione è uno schema molto comune che consente le dilatazioni termiche dell'impalcato senza che nascano coazioni; si ottiene questa condizione disponendo gli apparecchi d'appoggio come in *Figura 4-14a*. Gli appoggi fissi vincolano tutte le traslazioni e lasciano libere le rotazioni. Gli appoggi mobili unidirezionali impediscono la traslazione verticale ed una delle due traslazioni orizzontali. Infine gli appoggi mobili multidirezionali vincolano solamente la traslazione verticale.

Conoscendo lo schema degli appoggi, è immediato riportarlo nel modello numerico impostando le condizioni di vincolo esterne.

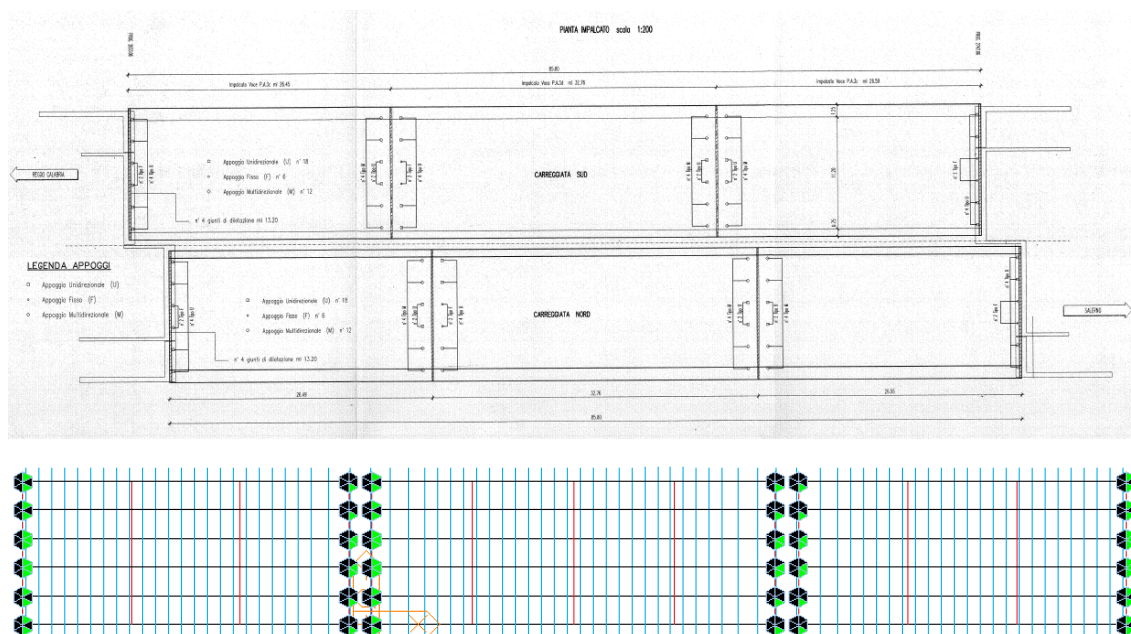


Figura 4-14a Ponte sul torrente Mavigliano, schema appoggi [009.pdf]

Figura 4-14b Ponte sul torrente Mavigliano, condizioni di vincolo - Midas Civil

4.1.5. Carichi applicati

I carichi da applicare al modello sono quelli riportati in §3.5..

Per poter inserire al calcolatore le azioni agenti si devono creare i casi di carico (“Static Load Cases”) ai quali associare le sollecitazioni di interesse.

Il peso proprio degli elementi strutturali (*G1 - peso proprio*) è implicitamente agente dal momento che si attiva la forza di gravità; per questo motivo, per non considerare due volte il peso proprio della soletta, si crea il materiale fittizio *C35 xca_no peso* con peso specifico nullo.

I carichi permanenti non strutturali (*G2*) e i carichi da traffico distribuiti e tandem (rispettivamente *Traf - D* e *Traf - T*) sono applicati, per mezzo di forze concentrate (“Nodal Loads”) e forze distribuite lineari (“Element Beam Loads”), agli elementi trasversali di soletta.

La forza di precompressione dei cavi pre-tesi (*PRECOMPRESSIONE*) si introduce mediante una specifica funzione del programma (“Tendon Prestress Loads”) che permette di assegnare ai singoli trefoli la tensione iniziale di tiro.

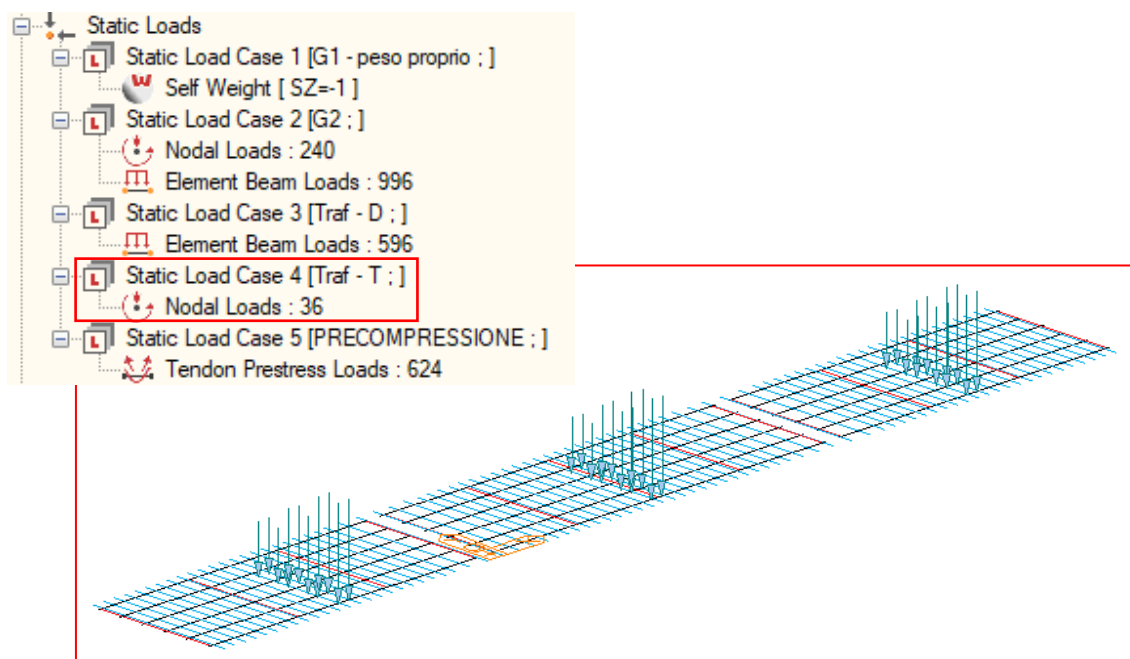


Figura 4-15 Ponte sul torrente Mavigliano, Traf - D – Midas Civil

Ritiro e viscosità, come anticipato, sono presi in considerazione tramite curve reologiche. Tali curve, elaborate automaticamente dal software una volta selezionato il codice normativo di riferimento, restituiscono coefficiente di viscosità e deformazione di ritiro in funzione del tempo e permettono di valutare con precisione l'evoluzione degli effetti reologici che si sviluppano nel manufatto.

Per considerare nel modello ritiro e viscosità devono essere create delle proprietà di materiale dipendenti dal tempo ("Time Dependent Material – Creep/Shrinkage") da associare ai materiali definiti in §4.1.2. (mediante "Time Dependent Material Link").

Nello specifico, si introducono due proprietà di materiale dipendenti dal tempo:

- *C55_Viscosità+Ritiro* (da associare a *C55 xcap*): per il calcestruzzo Rck55;
- *C35_Viscosità+Ritiro* (da associare a *C35 xca_no peso*): per il calcestruzzo Rck35.

Per poter procedere alla creazione delle proprietà di ritiro e viscosità si devono specificare alcuni parametri necessari per elaborare le curve reologiche:

- codice normativo: European - EN 1992-2 (Concrete Bridge) [6];
- resistenza caratteristica cls: $f_{ck} = 46 \text{ MPa}$ (§3.4.) per *C55_Viscosità+Ritiro*;
 $f_{ck} = 29 \text{ MPa}$ (§3.4.) per *C35_Viscosità+Ritiro*;
- umidità relativa: 70%;
- rapporto area/perimetro esposto: $h_0 = 2A_c/u = 217 \text{ mm}$ per *C55_Viscosità+Ritiro*;
 $h_0 = 2A_c/u = 273 \text{ mm}$ per *C35_Viscosità+Ritiro*;
- tipologia di cemento: Class N;
- età cls all'inizio del ritiro: 3 giorni.

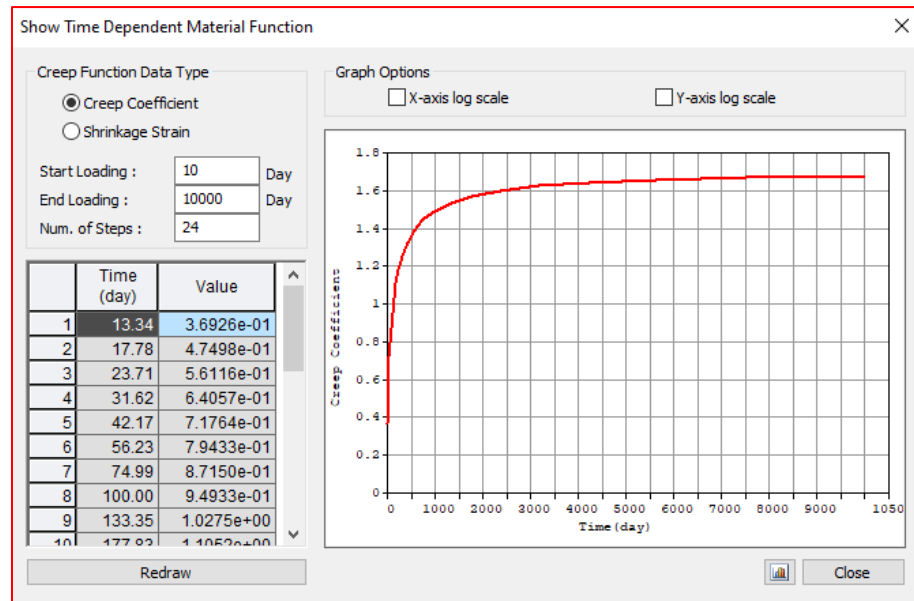
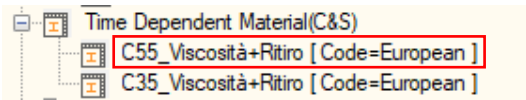


Figura 4-16 Ponte sul torrente Mavigliano, Creep Coefficient (C55_Viscosità+Ritiro) – Midas Civil

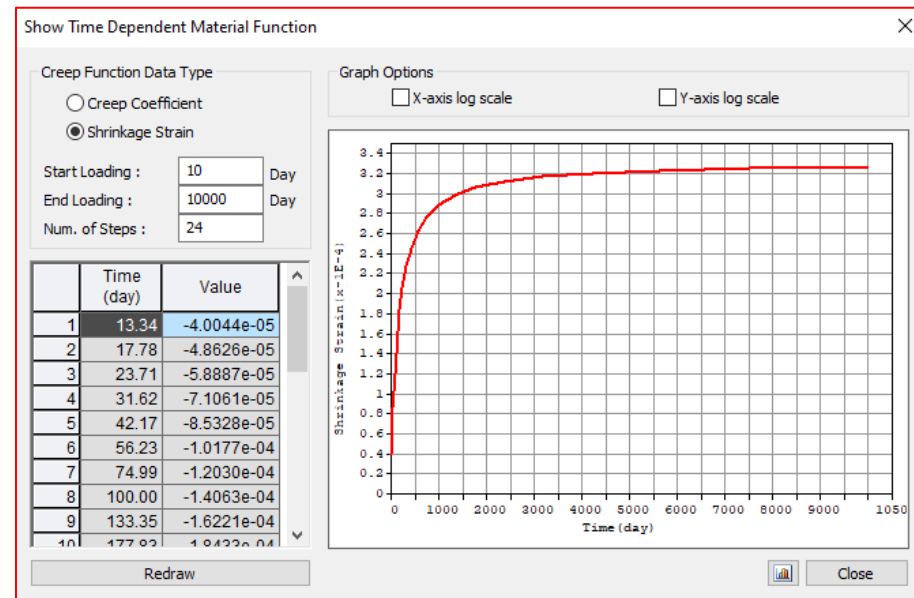
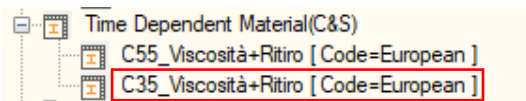


Figura 4-17 Ponte sul torrente Mavigliano, Shrinkage Strain (C35_Viscosità+Ritiro) - Midas Civil

4.2. Distribuzione trasversale carichi da traffico

I carichi da traffico sono dei carichi mobili; si dimostra necessario studiare la distribuzione che massimizza le sollecitazioni sugli elementi strutturali dell'impalcato. Per valutare la ripartizione del carico ci si avvale anche del modello numerico implementato in Midas Civil.

In senso longitudinale, trattandosi di un ponte a travate in semplice appoggio, è indubbio che la configurazione più gravosa si ottiene disponendo il carico da traffico distribuito sull'intero sviluppo longitudinale del viadotto e posizionando i carichi tandem in mezzzeria; in questo modo si massimizzano gli effetti flessionali per le travi delle diverse campate.

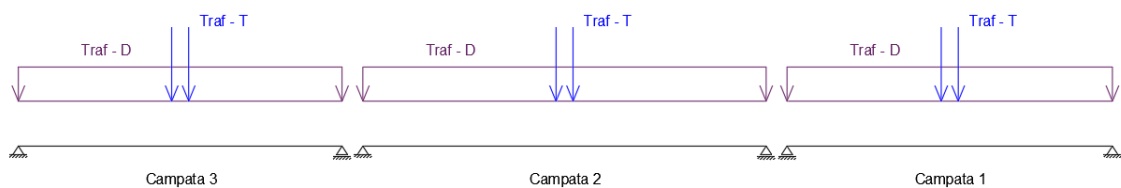


Figura 4-18 Ponte sul torrente Mavigliano, distribuzioni longitudinali carichi da traffico

In senso trasversale è noto che sono le travi di bordo gli elementi maggiormente sollecitati; nello specifico del Ponte sul torrente Mavigliano, data l'asimmetria della carreggiata, risulta essere la trave di bordo di sinistra (secondo la progressiva chilometrica) quella in cui si raggiungono le sollecitazioni massime. A priori però non si conosce la distribuzione trasversale di carico più sfavorevole.

Si deve dunque procedere con lo studio della linea d'influenza trasversale che si ricava per via analitica tramite il Metodo di Engesser-Courbon e per via numerica attraverso il modello implementato in Midas Civil.

4.2.1. Definizione delle corsie convenzionali

Determinare numero e larghezza delle corsie di carico convenzionali è necessario per ricavare la distribuzione trasversale dei carichi da traffico più sfavorevole.

Per la definizione delle corsie convenzionali si fa riferimento alle NTC2018 [5].

Larghezza superficie carrabile: $w = 11,20 \text{ m} (> 6,00 \text{ m})$;

Numero di corsie convenzionali: $n_l = \text{Int}(w/3) = 3$;

Larghezza corsia convenzionale: $L_C = 3,00 \text{ m}$;

Larghezza zona rimanente: $L_r = w - n_l L_C = 2,20 \text{ m}$.

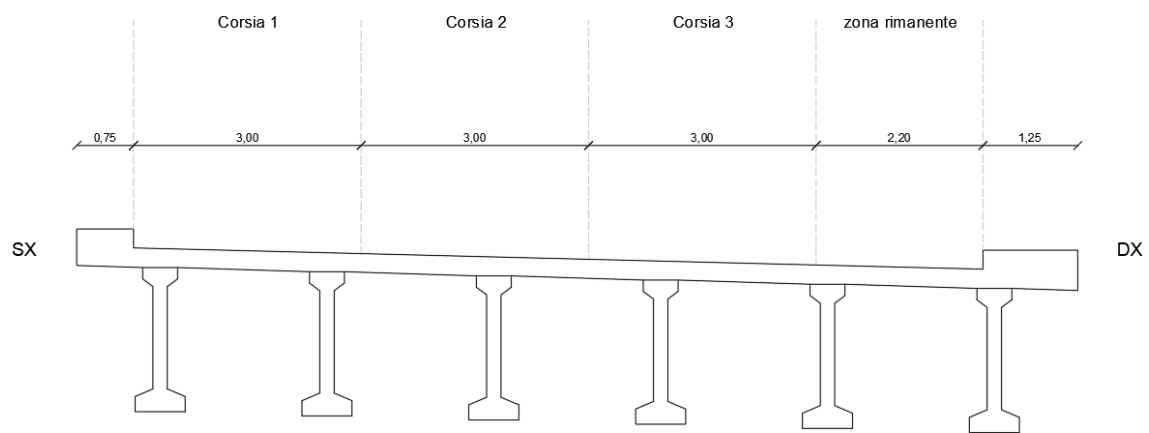


Figura 4-19 Ponte sul torrente Mavigliano, corsie convenzionali

4.2.2. Linea di influenza trave di bordo – Metodo di Engesser-Courbon

Il metodo di Engesser-Courbon si basa sulle seguenti ipotesi semplificative:

- rigidezza flessionale dei traversi infinita;
- rigidezza torsionale delle travi nulla.

Ne consegue che la deformata trasversale del ponte risulta essere lineare e la ripartizione del carico dipende dalla posizione del carico stesso e dalla posizione della generica trave rispetto al baricentro dell'impalcato.

Tralasciando la dimostrazione teorica, questo metodo permette di calcolare il coefficiente di ripartizione di Engesser-Courbon che rappresenta l'aliquota di carico assorbita dalla trave i-esima:

$$\alpha_i = \frac{1}{n} + \frac{x_i x_p}{\sum_i x_i^2}$$

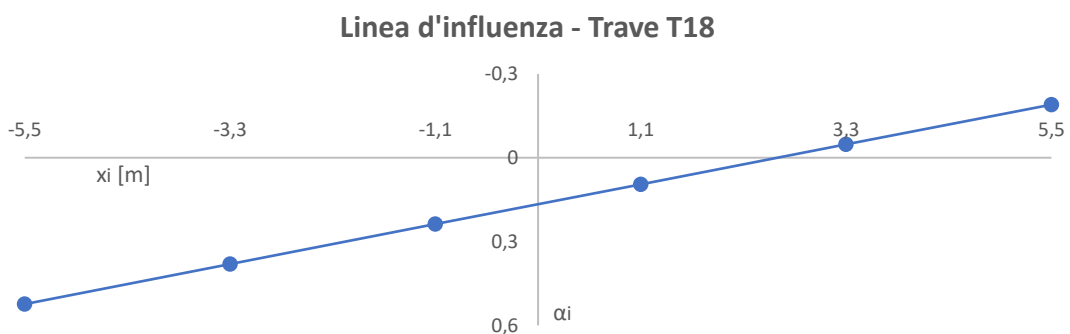
con $n \rightarrow$ numero di travi;

$x_i \rightarrow$ distanza trasversale della trave dal baricentro dell'impalcato;

$x_p \rightarrow$ eccentricità trasversale del carico rispetto al baricentro dell'impalcato.

Si applica il Metodo di Engesser-Courbon per ricavare la linea d'influenza trasversale riferita alla trave di bordo T18 della campata centrale (nomenclatura da documentazione [010.pdf]); i risultati che si ottengono sono chiaramente validi anche per le campate laterali.

In definitiva:



4.2.3. Linea di influenza trave di bordo – Modello FEM

Per via numerica si studia la ripartizione trasversale dei carichi valutando i risultati derivanti dall'applicazione di un carico fittizio alla trave per la quale si vuole ottenere la linea d'influenza trasversale. I coefficienti di ripartizione possono essere ricavati come semplice rapporto tra grandezze statiche o cinematiche.

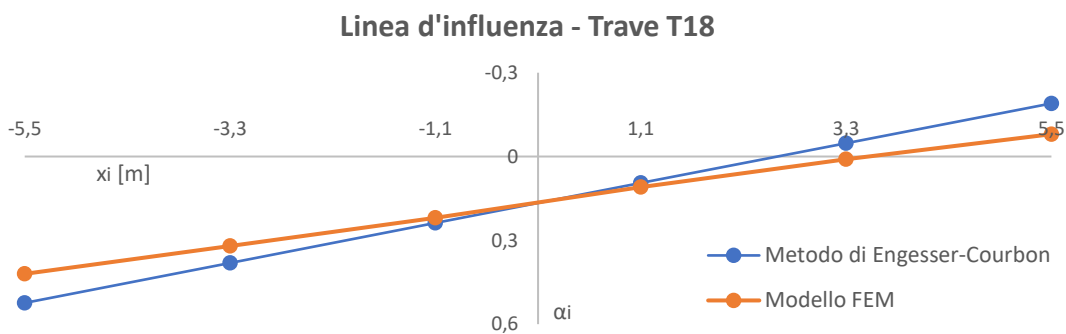
Per il modello numerico del Viadotto Mavigliano si fa riferimento ai valori del momento flettente in mezzeria. La formula per calcolare i coefficienti di ripartizione è la seguente:

$$\alpha_i = \frac{M_i}{\sum_i M_i}$$

con $M_i \rightarrow$ momento flettente in mezzeria della trave i-esima.

Si applica questo procedimento numerico per ricavare la linea d'influenza trasversale riferita alla trave di bordo T18. I risultati così ottenuti devono essere confrontati con quelli trovati analiticamente.

In definitiva:



La linea d'influenza ricavata per via numerica conferma quella ottenuta per via analitica. Le leggere divergenze tra serie di risultati sono dovute alle ipotesi semplificative relative alle rigidzze adottate dal Metodo di Engesser-Courbon.

Conoscendo la linea d'influenza della trave di bordo si riesce a determinare la configurazione trasversale dei carichi da traffico più gravosa.

Si fa riferimento alla distribuzione trasversale dei carichi da traffico che massimizza gli effetti per la trave di bordo T18, di seguito riportata, nelle analisi svolte per determinare la capacità portante del Ponte sul torrente Mavigliano.

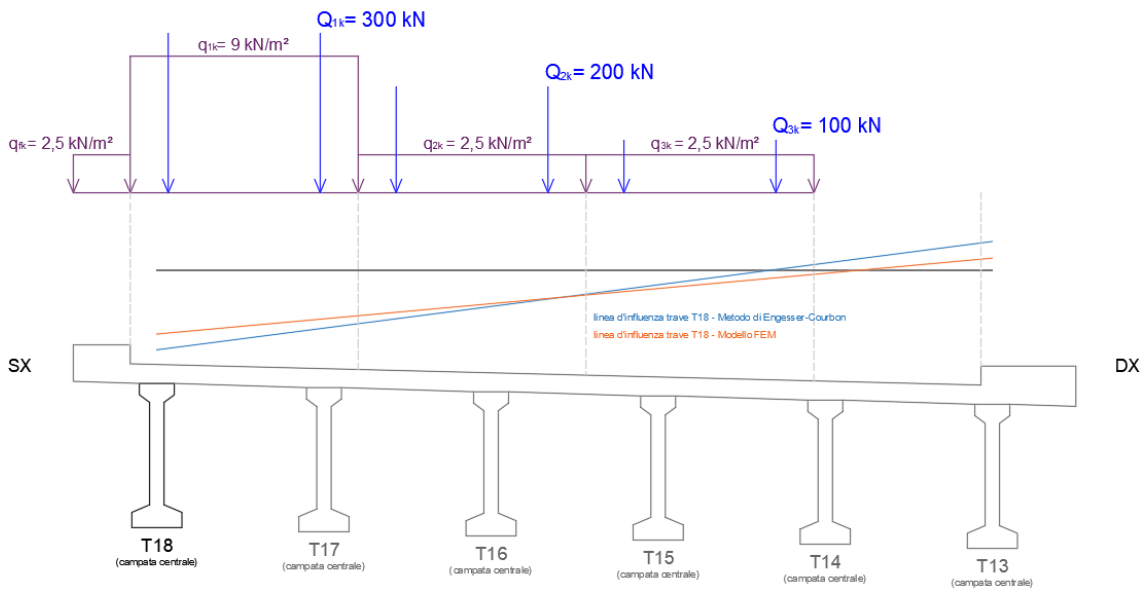


Figura 4-20 Ponte sul torrente Mavigliano, distribuzione trasversale dei carichi da traffico

4.3. Construction Stage Analysis

Per ponti e viadotti acquisiscono un'importanza fondamentale anche le fasi di costruzione dell'opera in quanto incidono significativamente sul comportamento statico del manufatto.

Per il Viadotto Mavigliano, gli stati tensionali che si sono sviluppati con il tempo nel calcestruzzo degli elementi strutturali dipendono dallo storico delle azioni a cui il ponte è stato soggetto e dall'evoluzione degli effetti reologici e delle perdite di compressione. Pertanto, per tenere in considerazione questi aspetti fondamentali e approssimare al meglio la reale risposta statica dell'opera in questione, si ritiene opportuno svolgere un'analisi in costruzione per fasi. I risultanti ottenuti da questa analisi rappresentano lo stato tensionale e deformativo attuale del Ponte sul torrente Mavigliano e risultano essere la condizione di base da cui sviluppare l'analisi incrementale ai carichi verticali per il calcolo della capacità portante.

In considerazione di quanto sopra, per il modello numerico implementato in Midas Civil si svolge una "Construction Stage Analysis".

Nell'impostare la Construction Stage Analysis va specificato che si intende sviluppare un'analisi in costruzione per fasi lineare ("Linear Analysis") perché, sotto l'azione dei carichi considerati nella Construction Stage Analysis, l'impalcato rimane in campo elastico lineare. Inoltre si deve spuntare l'opzione che permette di includere nell'analisi gli effetti che dipendono dal tempo; in particolare, si attivano:

- gli effetti reologici di viscosità e ritiro ("Time Dependent Effect - Creep & Shrinkage");
- le perdite di precompressione dovute a viscosità e ritiro ("Tendon Tension Loss Effect - Creep & Shrinkage");
- Le perdite di precompressione per accorciamento elastico ("Tendon Tension Loss Effect - Elastic Shortening").

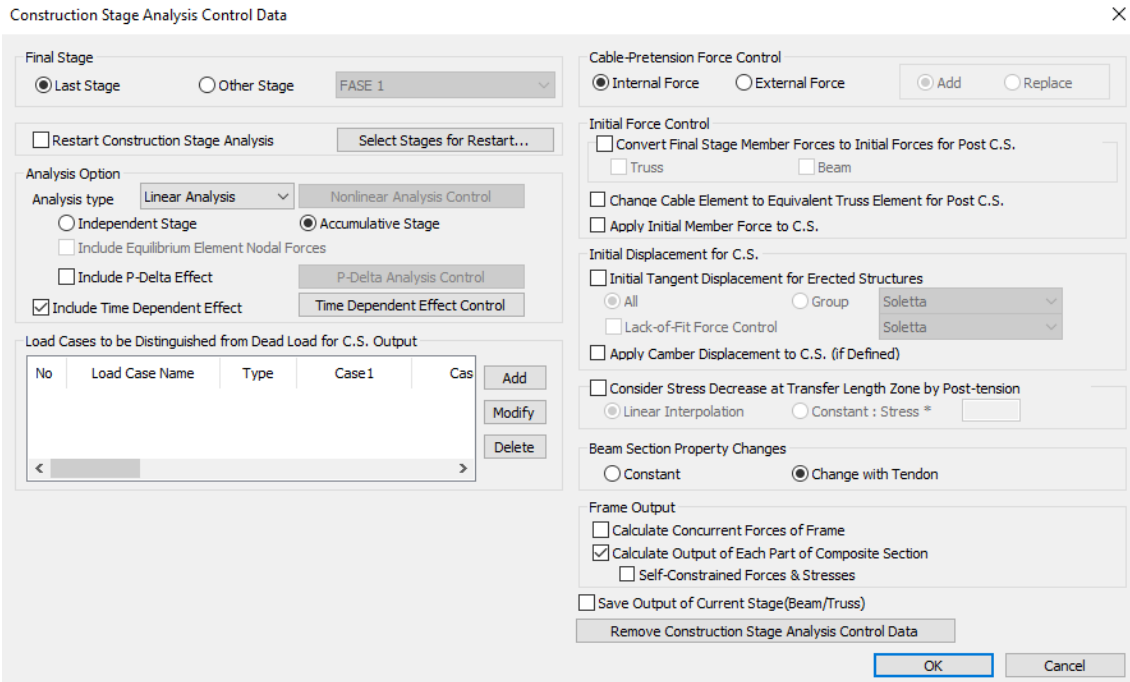


Figura 4-21 Ponte sul torrente Mavigliano, Construction Stage Analysis Control Data - Midas Civil

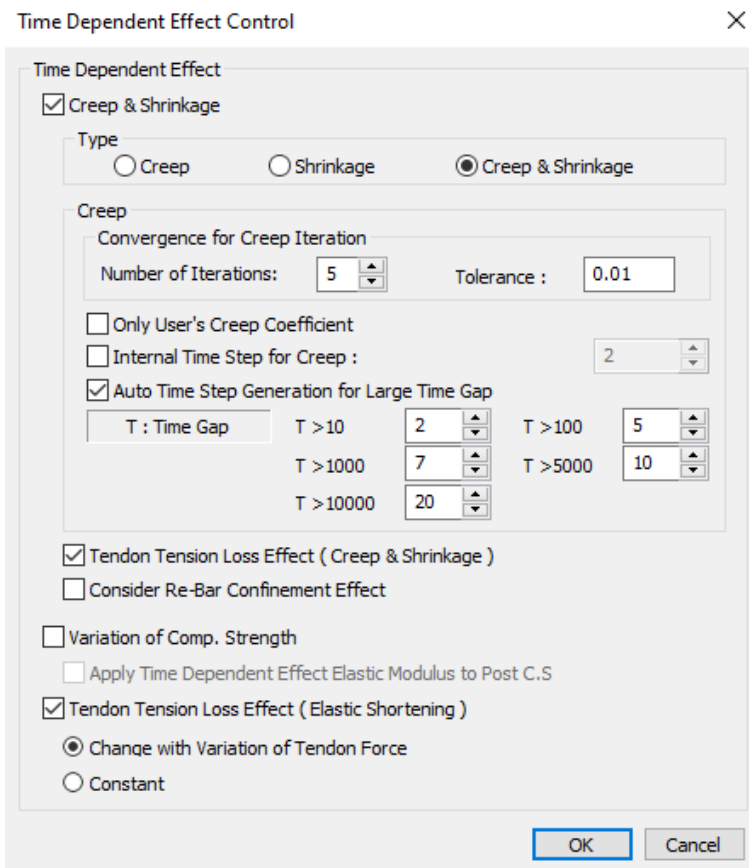


Figura 4-22 Ponte sul torrente Mavigliano, Time Dependent Effect Control – Midas Civil

4.3.1. Fasi di costruzione

Per il Viadotto Mavigliano, al fine di ricavare lo stato tensionale e deformativo attuale dell'opera, si definiscono tre fasi di costruzione ("Construction Stage") relative all'impalcato:

- *FASE 1* – posa in opera travi + getto in opera e disarmo traversi;
- *FASE 2* – getto in opera soletta;
- *FASE 3* – maturazione soletta + vita utile ponte.

Queste fasi funzionano numericamente in accumulazione; cioè ogni fase rappresenta la situazione di partenza della fase successiva.

La *FASE 1* comprende la posa in opera delle travi prefabbricate in c.a.p. e, in aggiunta, il getto in opera dei traversi in c.a. fino al disarmo degli stessi. A questa fase si attribuisce una durata teorica di 30 giorni (tempo necessario per la maturazione del calcestruzzo dei traversi).

A livello numerico, in *FASE 1* sono presenti gli elementi Beam di travi (senza considerare le porzioni di soletta facenti parte delle sezioni composte) e traversi. Inoltre sono già attive anche tutte le condizioni di vincolo esterne che rappresentano gli apparecchi d'appoggio del ponte. In *FASE 1* sono agenti sia, chiaramente, *G1 - peso proprio* che *PRECOMPRESSIONE* in quanto i cavi di precompressione sono pre-tesati in stabilimento.

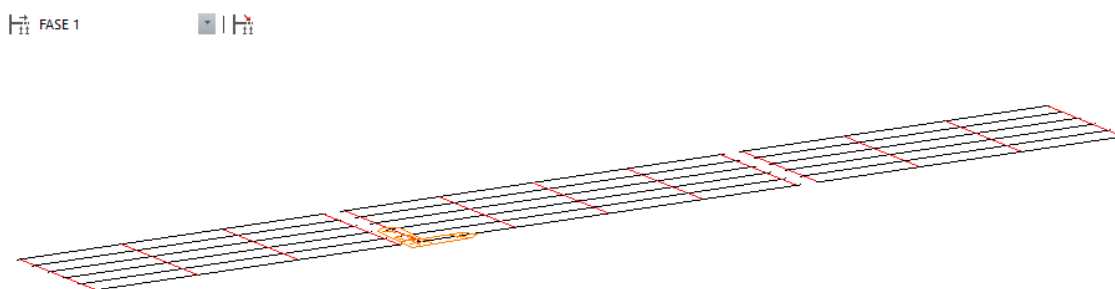


Figura 4-23 Ponte sul torrente Mavigliano, *FASE 1* - Midas Civil

La *FASE 2* prevede il getto in opera della soletta. In questa fase il calcestruzzo della soletta è ancora fluido e non fornisce ancora nessun contributo di resistenza e rigidità, ma rappresenta un peso che grava sulle travi. La durata ipotizzata per il getto della soletta è di 1 giorno.

Nel modello numerico si aggiungono gli elementi trasversali di soletta che vanno a caricare ulteriormente le travi. Al contrario, le porzioni di soletta delle sezioni composte non sono ancora attive perché il calcestruzzo non è maturato e non contribuisce alla rigidità e alla resistenza dell'impalcato. In questa fase non si devono applicare condizioni di vincolo e carichi.

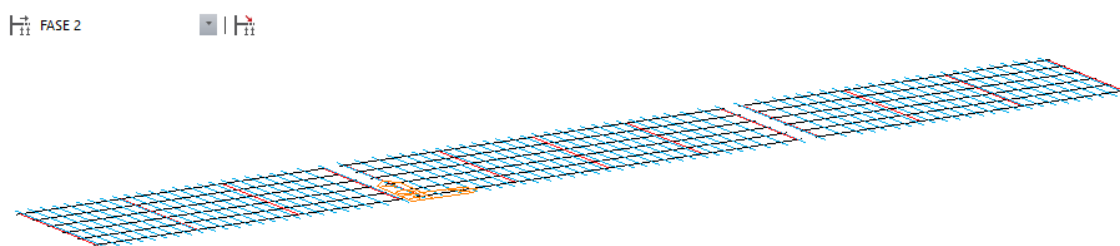


Figura 4-24 Ponte sul torrente Mavigliano, *FASE 2* - Midas Civil

In *FASE 3* avviene la maturazione del calcestruzzo della soletta e successivamente può essere ultimata la costruzione dell'opera con l'applicazione dei carichi permanenti non strutturali. Questa fase rappresenta anche la vita utile del ponte, durante la quale si sviluppano gli effetti reologici nel calcestruzzo a causa dei carichi permanenti strutturali e non strutturali e della precompressione; infatti queste azioni sollecitano il manufatto per l'intera vita utile dello stesso. Alla *FASE 3* si attribuisce una durata di 10000 giorni; al termine di questo periodo si possono ritenere completamente sviluppati gli effetti reologici.

A livello numerico, in *FASE 3* non vi sono elementi da aggiungere ma bisogna attivare le porzioni di soletta facenti parte delle sezioni composte in quanto in questa fase anche la soletta fornisce un contributo di rigidità e resistenza. A partire dal giorno 28 della *FASE 3* (considerando 28 giorni per la maturazione del calcestruzzo) agisce nel modello il carico *G2*.

4.3.2. Analisi dei risultati

Processando la Construction Stage Analysis è possibile valutare il comportamento statico del viadotto per ogni fase di costruzione, con riferimento al primo o all'ultimo giorno della fase.

Per questa analisi il software restituisce gli stati deformativi e tensionali dell'impalcato in funzione della tipologia di carico di interesse; si possono studiare i risultati derivanti dai singoli casi di carico quali carichi permanenti, precompressione, ritiro e viscosità, oppure si può analizzare lo stato tensionale e deformativo totale (caso di carico "Summation"), ottenuto dalla somma di tutti i contributi.

Per l'elaborato di tesi si pone l'attenzione sui risultati del caso di carico "Summation" relativi all'ultimo giorno della *FASE 3*.

In questo modo si intendono valutare gli stati tensionali che rappresentano la condizione attuale del Ponte sul torrente Mavigliano, con un'evoluzione degli effetti reologici e delle perdite di precompressione che ben approssima quella che si può riscontrare in un manufatto che ha subito gli ultimi interventi manutentivi sostanziali da più di vent'anni.

Nelle pagine seguenti si riportano i diagrammi dei parametri di sollecitazione più significativi per l'impalcato e, in particolar modo, per le travi, che risultano essere gli elementi maggiormente sollecitati. Questi parametri di sollecitazione sono:

- Momento flettente (M_y);
- Taglio (F_z);
- Sforzo normale (F_x).

Momento flettente (My)

FASE 3, Last Step – caso di carico Summation

$M_{y,MAX} = 2953 \text{ kNm}$ (mezzeria travi campata centrale)

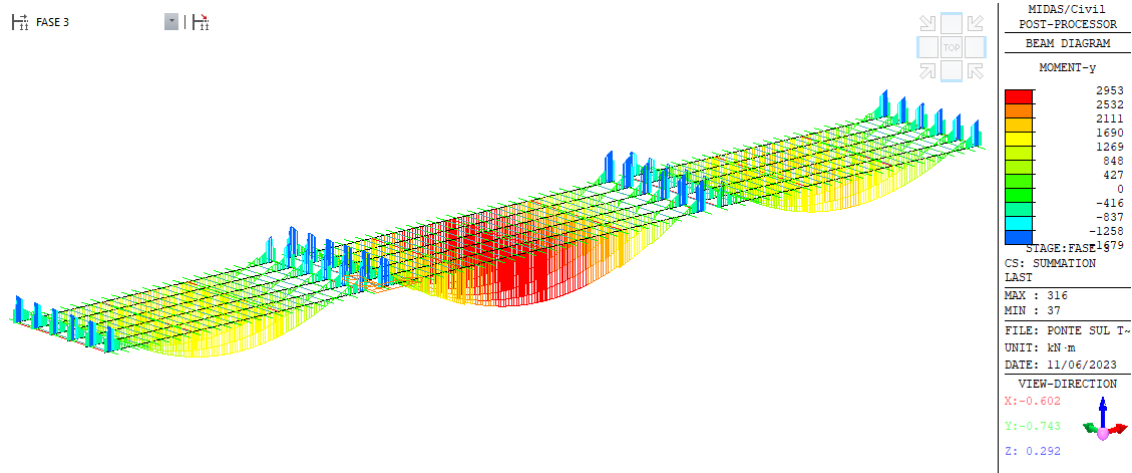


Figura 4-25 Ponte sul torrente Mavigliano, diagramma My - Midas Civil

Taglio (Fz)

FASE 3, Last Step – caso di carico Summation

$F_{z,MAX} = 607 \text{ kN}$ (appoggi travi campata centrale)

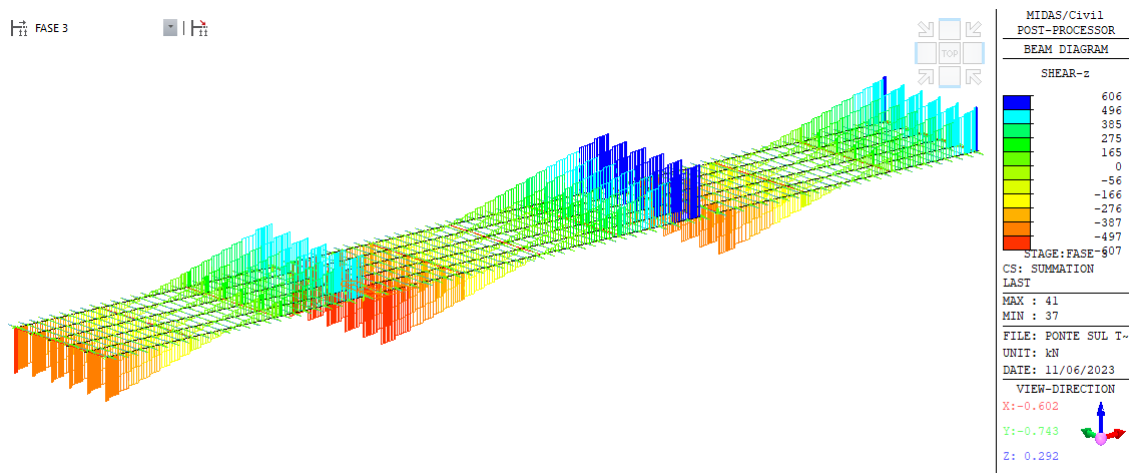


Figura 4-26 Ponte sul torrente Mavigliano, diagramma Fz - Midas Civil

Sforzo normale (Fx)

FASE 3, Last Step – caso di carico Summation

$F_{x,MAX} = 5844 \text{ kN} - \text{compressione}$ (travi campata centrale)

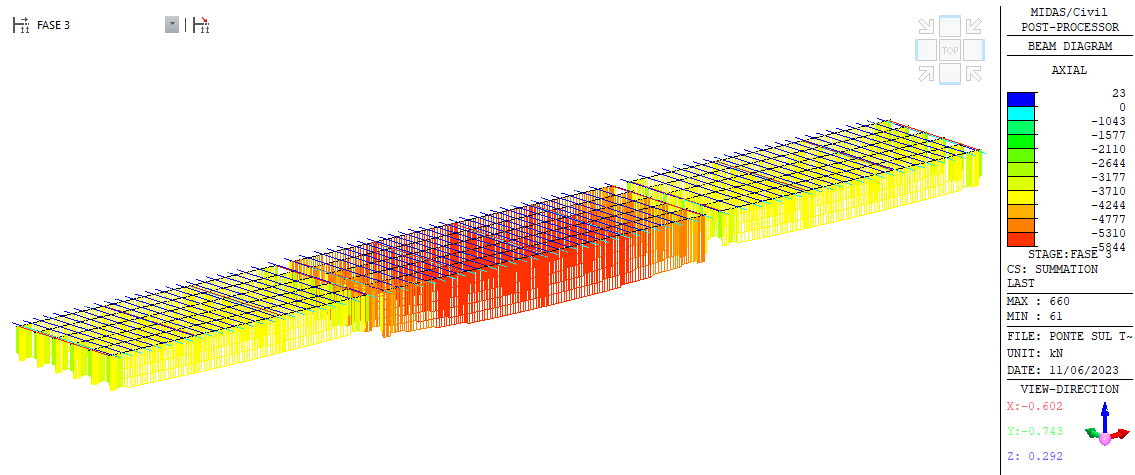


Figura 4-27 Ponte sul torrente Mavigliano, diagramma Fx – Midas Civil

Questi risultati si assumono come situazione di base per impostare l'analisi incrementale ai carichi verticali volta a determinare la capacità portante dell'opera.

4.4. Modello a fibre

Scopo dell'elaborato di tesi è determinare la capacità portante del Ponte sul torrente Mavigliano. Per ottenere questo risultato si deve spingere l'analisi in campo plastico fino a raggiungere il collasso del viadotto. Si deve quindi procedere implementando un'analisi che tenga in considerazione le non linearità dei materiali.

Si decide di configurare il comportamento in campo plastico dell'opera mediante un modello a fibre con cerniere plastiche diffuse sugli elementi. Per tale modello si assumono le sezioni degli elementi strutturali suddivise in piccole aree che costituiscono delle "fibre di calcestruzzo" e, in aggiunta, si considerano le fibre che rappresentano i ferri longitudinali di armatura previsti da progetto. A ciascuna fibra deve essere assegnata una proprietà inelastica di materiale. Le sezioni a fibre così create consentono di definire delle cerniere a plasticità diffusa da attribuire agli elementi Beam del ponte. In questo modo si implementa un modello che sfrutta le risorse non lineari dei materiali sviluppando le plasticizzazioni in maniera diffusa nelle zone critiche (prevalentemente nelle sezioni di mezzera delle travi). Si riesce così a simulare il reale collasso statico dell'opera per mezzo di un'analisi incrementale ai carichi verticali.

Nel caso in esame si applica il modello a fibre a tutte le travi in c.a.p. in quanto sono questi gli elementi che possono plasticizzare. Dato che in campo plastico, con il calcestruzzo fessurato, si perde la precompressione dei cavi pre-tesi, nel modello a fibre i trefoli sono considerati analogamente all'armatura lenta come fibre di area pari a quella dei trefoli a cui si attribuiscono le proprietà inelastiche dell'acciaio armonico. In queste fibre di armatura equivalenti ai cavi pre-tesi non è più attiva la forza di precompressione; ciò non influisce nell'analisi incrementale ai carichi verticali che studia il collasso del Viadotto Mavigliano con le travi in campo plastico e quindi fessurate.

In Midas Civil per implementare il modello a fibre si ripercorrono i passaggi sopra descritti, ossia la definizione delle proprietà inelastiche dei materiali ("Inelastic Material Properties"), la divisione in fibre delle sezioni ("Fiber Division of Section") e la creazione delle cerniere a plasticità diffusa da attribuire agli elementi Beam ("Inelastic Hinge").

4.4.1. Inelastic Material Properties

Per il Viadotto Mavigliano, al fine di sviluppare il modello a fibre si definiscono quattro proprietà inelastiche di materiale (“Inelastic Material Properties”):

- *C55*: calcestruzzo Rck55 per le travi longitudinali;
- *C35*: calcestruzzo Rck35 per la soletta facente parte delle sezioni composte;
- *Ac.arm xTendon*: acciaio armonico per i cavi di precompressione;
- *FeB 44K c.s.*: acciaio inerte per i ferri longitudinali di armatura.

Per *C55* e *C35* si fa riferimento al Modello di Kent & Park per il legame costitutivo del calcestruzzo, nel quale si inseriscono i valori di tensione e deformazione del diagramma di calcolo parabola rettangolo del calcestruzzo previsto dal D.M. 09/01/1996 [4]. Si assume che superata la deformazione ultima la forza vada a 0, senza resistenza residua.

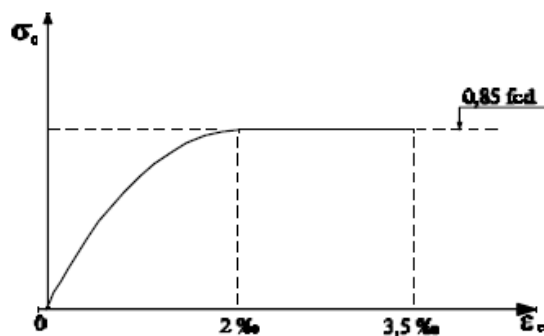


Figura 4-28 diagramma parabola rettangolo del calcestruzzo [4]

Le proprietà inelastiche dell'acciaio armonico (*Ac.arm xTendon*) si applicano mediante il Modello di Park in cui si assumono i valori di progetto per le tensioni a rottura e di snervamento (§3.4.), con l'ipotesi che la tensione di snervamento coincida con la tensione all'1% di deformazione sotto carico. Si attribuisce un valore di deformazione ultima a rottura di 3,5%.

Per il legame costitutivo dell'acciaio inerte (*FeB 44K c.s.*) si considera il Modello Bilineare, con il tratto elastico della curva che raggiunge la tensione di snervamento di progetto, calcolata con coefficiente di sicurezza per il materiale $\gamma_s=1.15$ (§3.4.).

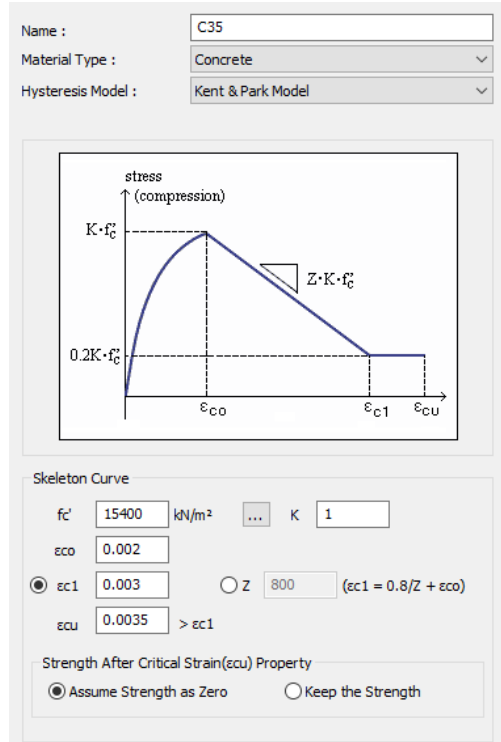
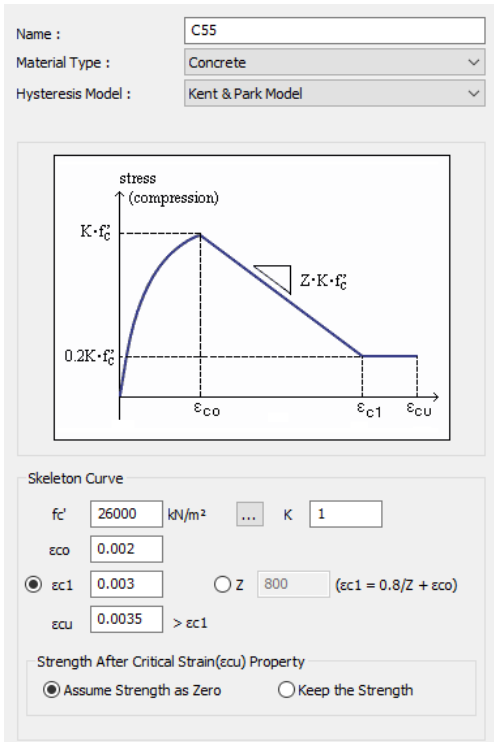


Figura 4-29a Ponte sul torrente Mavigliano, Inelastic Material Properties C55 - Midas Civil

Figura 4-29b Ponte sul torrente Mavigliano, Inelastic Material Properties C35 - Midas Civil

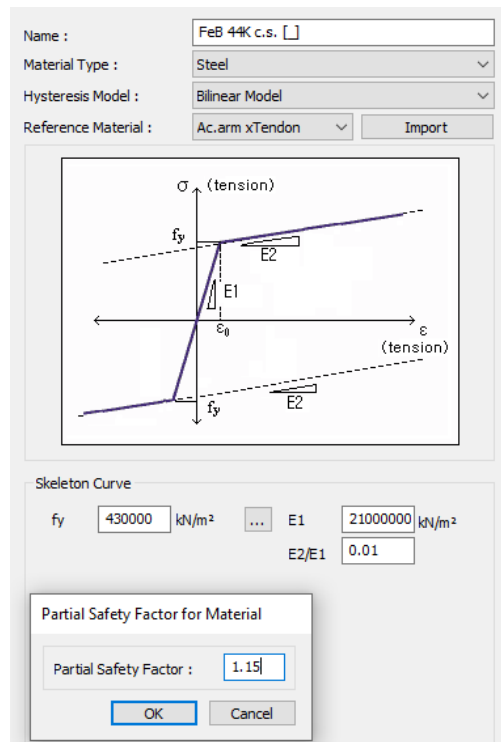
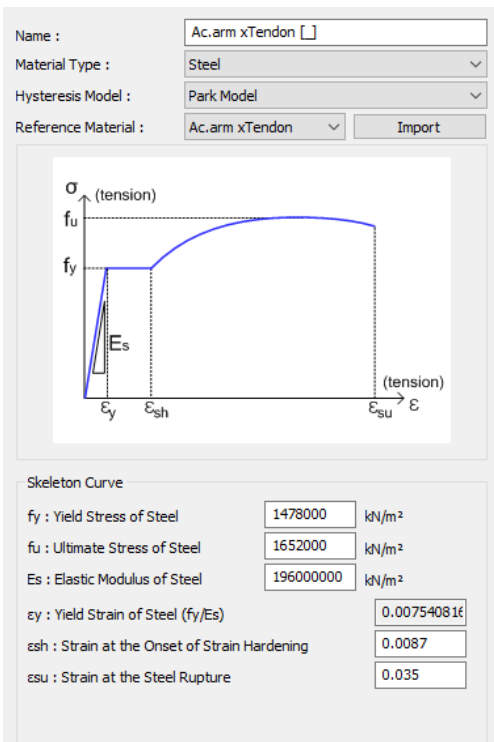


Figura 4-30a Ponte sul torrente Mavigliano, Inelastic Material Properties Ac.arm xTendon – Midas Civil

Figura 4-30b Ponte sul torrente Mavigliano, Inelastic Material Properties FeB 44K c.s. – Midas Civil

4.4.2. Fiber Division of Section

Come anticipato, per implementare il modello a fibre si devono suddividere le sezioni composte delle travi in piccole aree che costituiscono delle “fibre di calcestruzzo” e si devono aggiungere le fibre che rappresentano i trefoli e le barre longitudinali di armatura previsti da progetto. Alle fibre così create si attribuiscono le proprietà inelastiche di materiale definite in §4.4.1..

Dato che in questa fase entrano in gioco anche i ferri longitudinali, per realizzare un modello che risulti sufficientemente dettagliato si deve studiare la distribuzione longitudinale dell’armatura dell’impalcato dalle tavole di carpenteria relative ai Lavori di ammodernamento del Ponte sul torrente Mavigliano.

Nelle travi in c.a.p. sono disposti i cavi di precompressione e l’armatura lenta. In particolare, vi sono 44 trefoli nelle travi della campata centrale e 30 trefoli nelle travi delle campate laterali; alcuni trefoli sono inguainati nei tratti di estremità (nelle zone in cui risultano inguainati si estromettono dal modello a fibre), con lunghezza della guaina che varia in funzione della posizione dei trefoli. L’armatura lenta è composta da più posizioni di ferri che costituiscono l’armatura longitudinale e la staffatura. La maggior parte delle barre d’armatura si sviluppano longitudinalmente per l’intera lunghezza delle travi, mentre alcune posizioni di ferri si localizzano in mezzera per aumentare la resistenza a flessione delle travi. Anche in testata sono presenti apposite barre d’armatura. La disposizione dell’armatura lenta varia tra campata centrale e campate laterali.

Nella soletta in c.a. sono posizionate sia inferiormente che superiormente delle reti elettrosaldate che coprono tutta la superficie della soletta. In aggiunta, agli appoggi e in corrispondenza dei traversi si prevede un infittimento dell’armatura longitudinale.

Nelle pagine seguenti si riportano degli estratti delle tavole di carpenteria che permettono una più dettagliata conoscenza dell’armatura di travi e soletta.

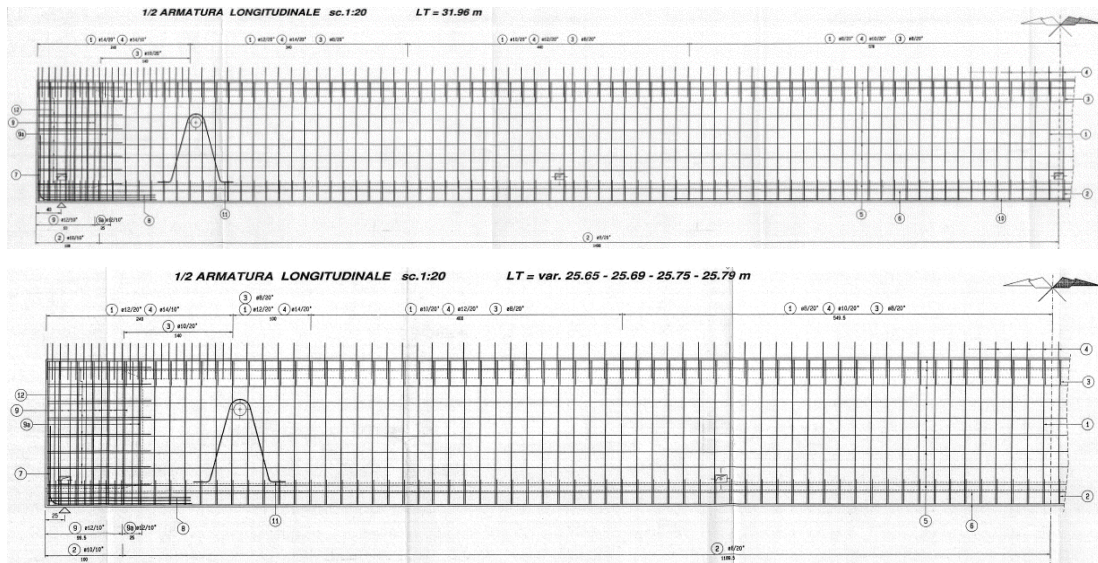


Figura 4-31a Ponte sul torrente Mavigliano, armatura longitudinale campata centrale [014.pdf]

Figura 4-31b Ponte sul torrente Mavigliano, armatura longitudinale campate laterali [015.pdf]

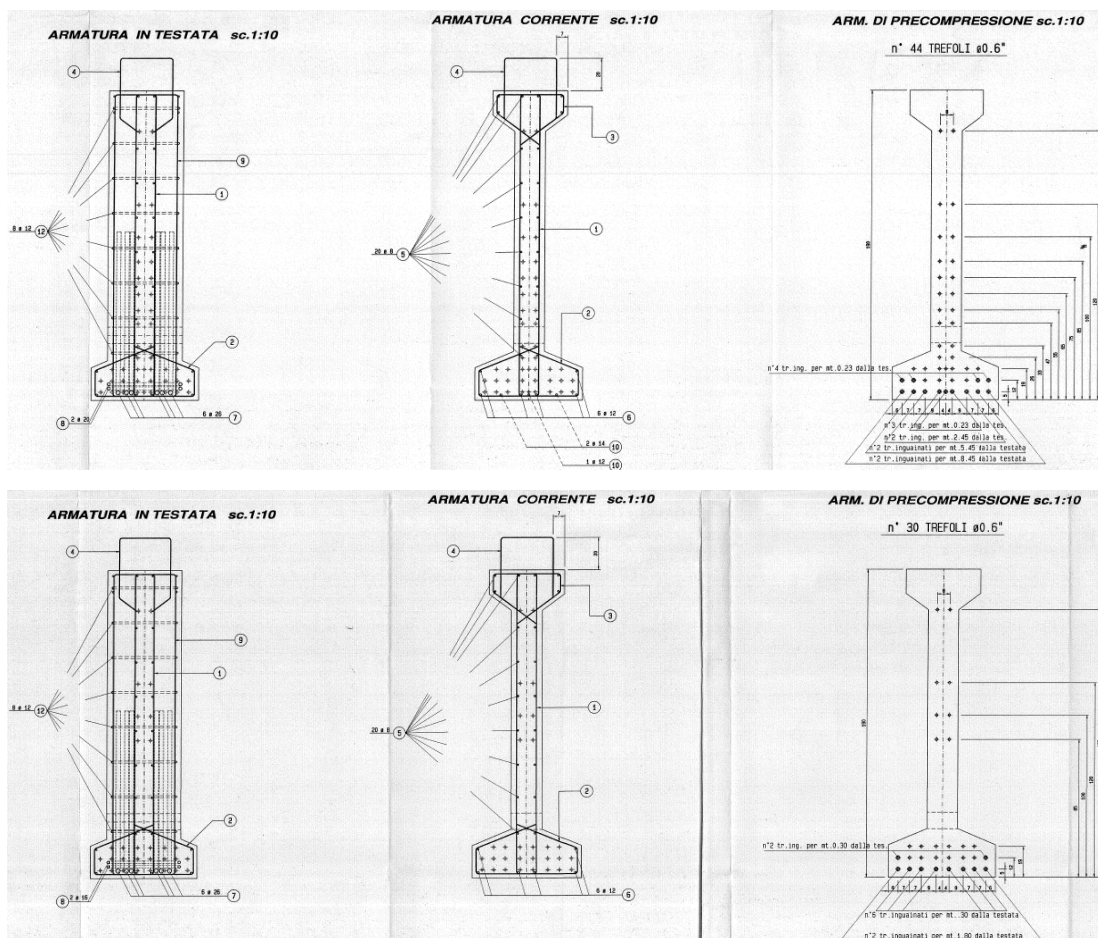


Figura 4-32a Ponte sul torrente Mavigliano, armatura campata centrale [014.pdf]

Figura 4-32b Ponte sul torrente Mavigliano, armatura campate laterali [015.pdf]

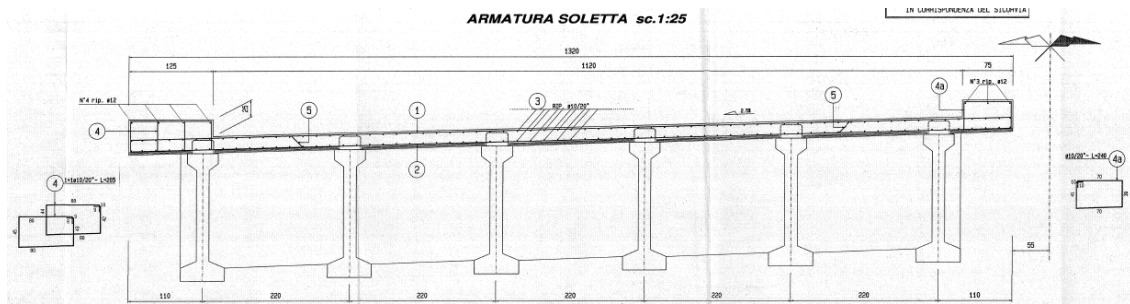
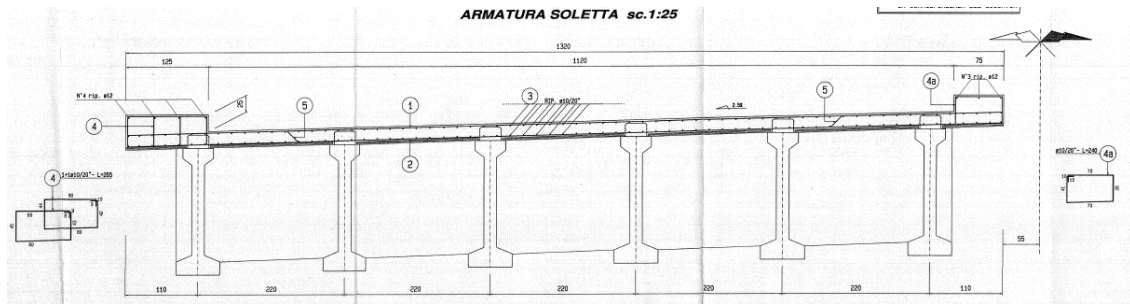


Figura 4-33a Ponte sul torrente Mavigliano, armatura soletta campata centrale [011.pdf]
Figura 4-33b Ponte sul torrente Mavigliano, armatura soletta campate laterali [012.pdf]

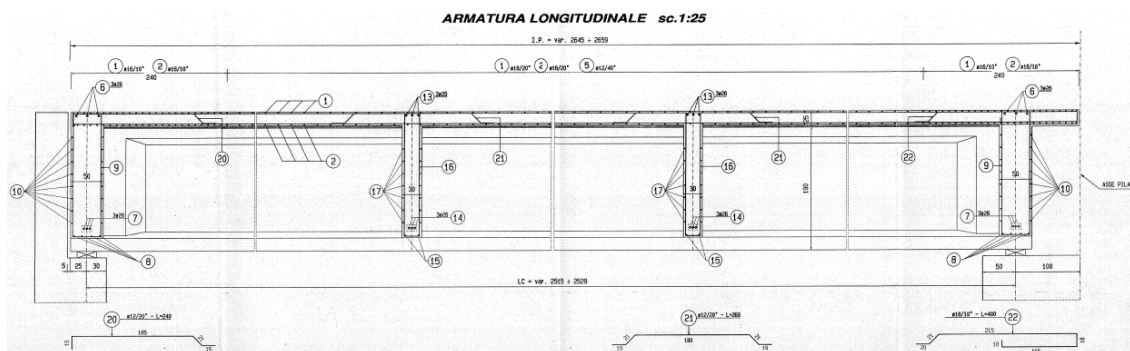
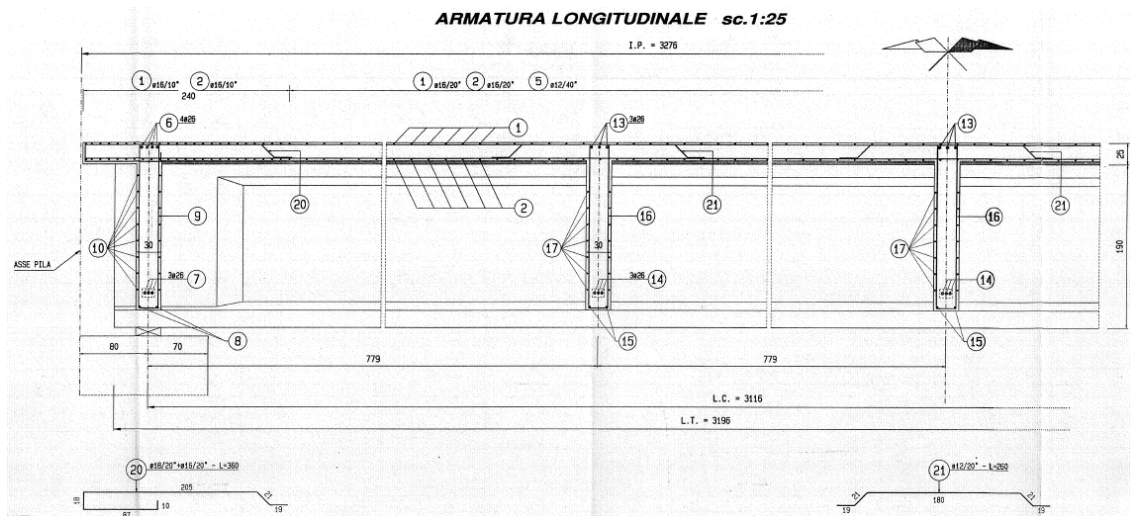


Figura 4-34a Ponte sul torrente Mavigliano, armatura longitudinale soletta campata centrale [011.pdf]
Figura 4-34b Ponte sul torrente Mavigliano, armatura longitudinale soletta campate laterali [012.pdf]

Dalle tavole di carpenteria si comprende che si devono elaborare diverse suddivisioni in fibre della sezione composta che si differenziano per la quantità e la disposizione delle fibre relative all'armatura (lenta e di precompressione). Allo stesso tempo si devono individuare nelle travi dei conci in funzione della distribuzione longitudinale delle armature. Ad ogni concio si attribuisce una specifica suddivisione in fibre.

Nel prosieguo, con riferimento alla campata centrale, si presentano la divisione in conci delle travi e l'implementazione delle diverse suddivisioni in fibre delle sezioni composte.

Campata 2 (campata centrale)

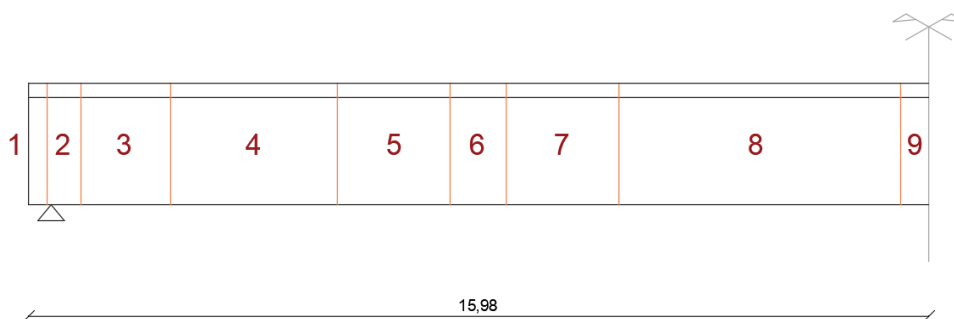
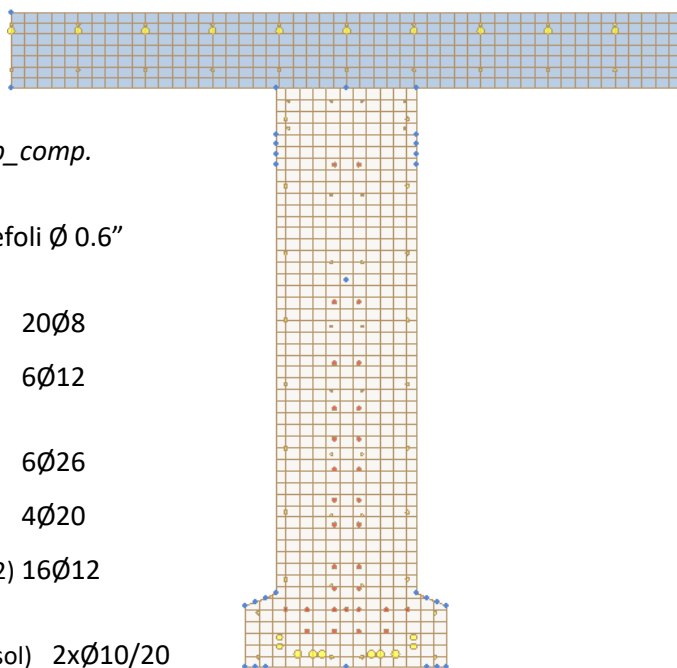


Figura 4-35 Ponte sul torrente Mavigliano, divisione in conci travi campata centrale

Concio 1_campata centrale



sezione composta: *TLapp_comp.*

armatura di precompressione: 31 trefoli $\varnothing 0.6''$

armatura corrente: pos(5) 20 $\varnothing 8$

pos(6) 6 $\varnothing 12$

armatura in testata: pos(7) 6 $\varnothing 26$

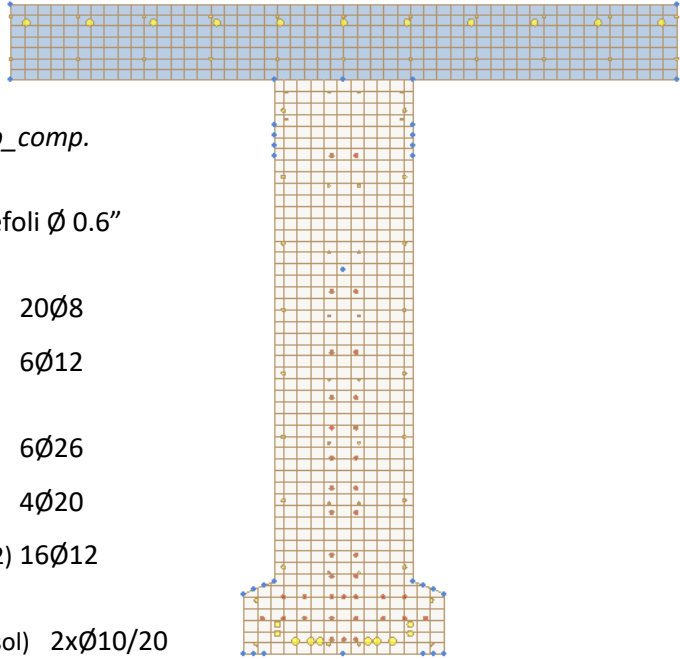
pos(8) 4 $\varnothing 20$

pos(12) 16 $\varnothing 12$

armatura soletta: pos(3sol) 2x $\varnothing 10/20$

pos(20sol) $\varnothing 18/20 + \varnothing 16/20$

Concio 2_campata centrale



sezione composta: *TLapp_comp.*

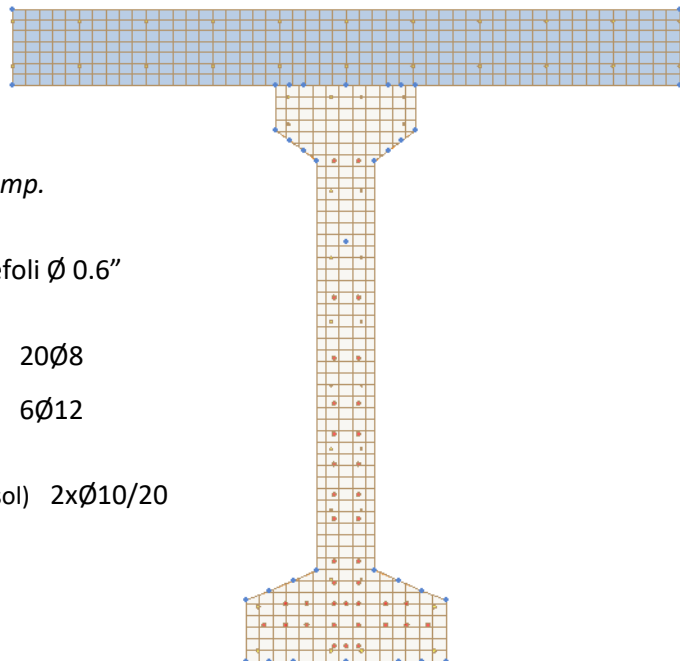
armatura di precompressione: 38 trefoli $\varnothing 0.6''$

armatura corrente: pos(5) 20 $\varnothing 8$
pos(6) 6 $\varnothing 12$

armatura in testata: pos(7) 6 $\varnothing 26$
pos(8) 4 $\varnothing 20$
pos(12) 16 $\varnothing 12$

armatura soletta: pos(3sol) 2x $\varnothing 10/20$
pos(20sol) $\varnothing 18/20 + \varnothing 16/20$

Concio 3_campata centrale



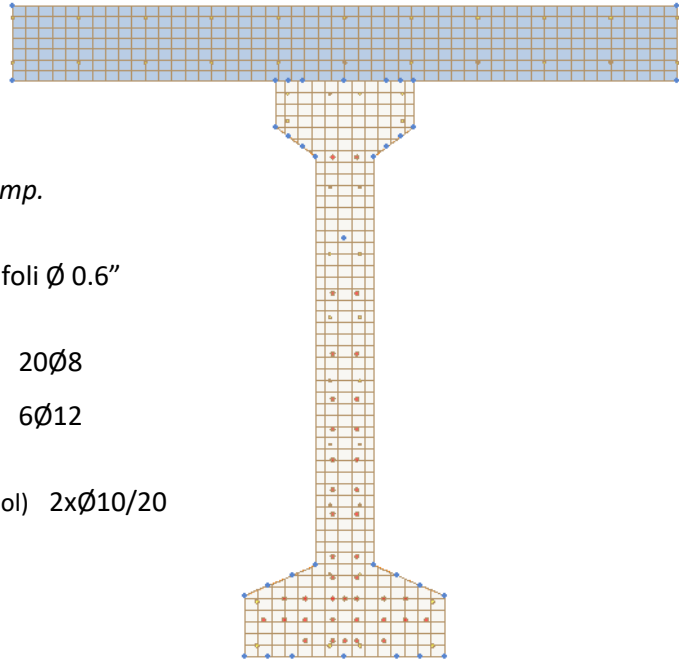
sezione composta: *TL_comp.*

armatura di precompressione: 38 trefoli $\varnothing 0.6''$

armatura corrente: pos(5) 20 $\varnothing 8$
pos(6) 6 $\varnothing 12$

armatura soletta: pos(3sol) 2x $\varnothing 10/20$

Concio 4_campata centrale



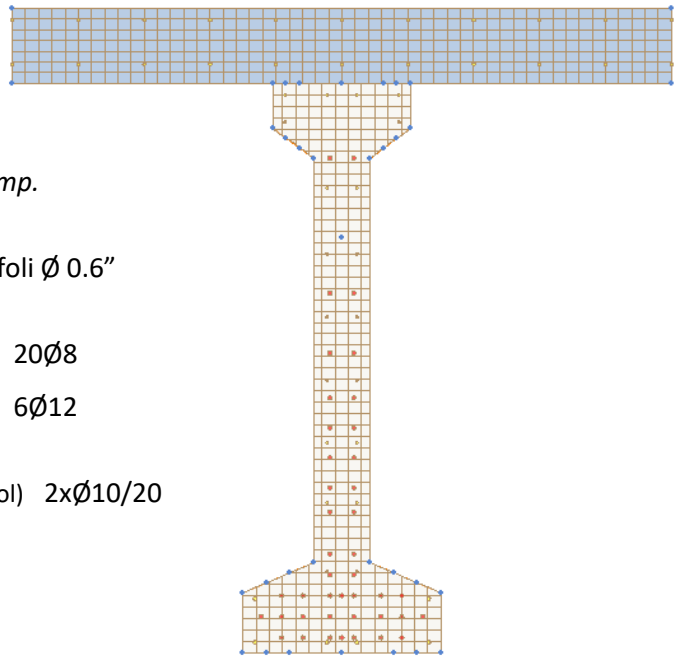
sezione composta: *TL_comp.*

armatura di precompressione: 40 trefoli $\varnothing 0.6''$

armatura corrente: pos(5) 20 $\varnothing 8$
pos(6) 6 $\varnothing 12$

armatura soletta: pos(3sol) 2x $\varnothing 10/20$

Concio 5_campata centrale



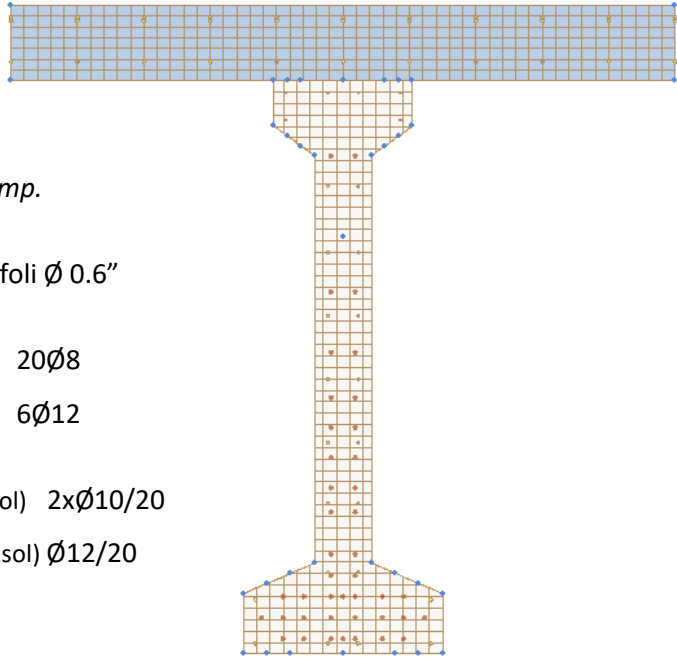
sezione composta: *TL_comp.*

armatura di precompressione: 42 trefoli $\varnothing 0.6''$

armatura corrente: pos(5) 20 $\varnothing 8$
pos(6) 6 $\varnothing 12$

armatura soletta: pos(3sol) 2x $\varnothing 10/20$

Concio 6_campata centrale



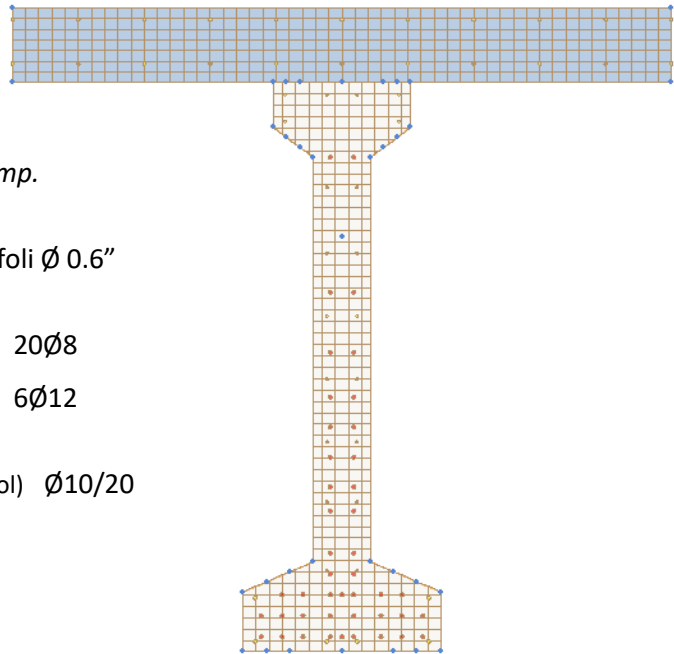
sezione composta: *TL_comp.*

armatura di precompressione: 42 trefoli $\varnothing 0.6''$

armatura corrente: pos(5) 20 $\varnothing 8$
pos(6) 6 $\varnothing 12$

armatura soletta: pos(3sol) 2x $\varnothing 10/20$
pos(21sol) $\varnothing 12/20$

Concio 7_campata centrale



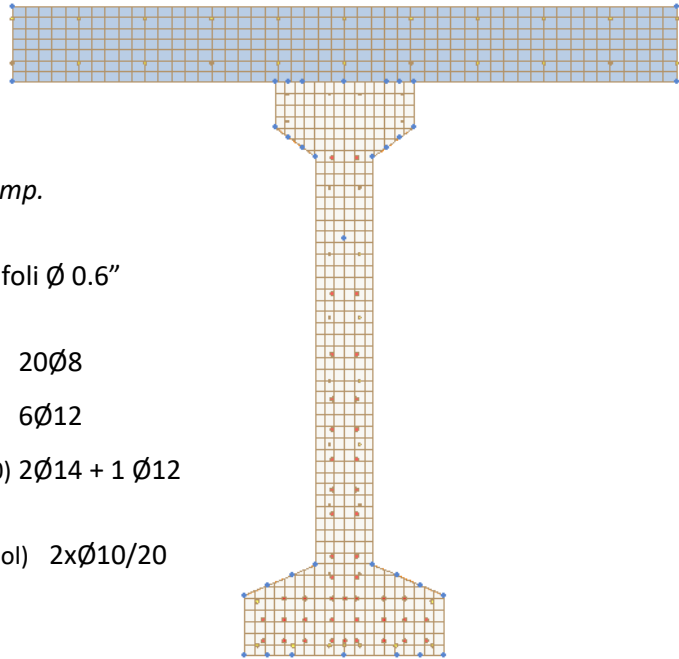
sezione composta: *TL_comp.*

armatura di precompressione: 44 trefoli $\varnothing 0.6''$

armatura corrente: pos(5) 20 $\varnothing 8$
pos(6) 6 $\varnothing 12$

armatura soletta: pos(3sol) $\varnothing 10/20$

Concio 8_campata centrale



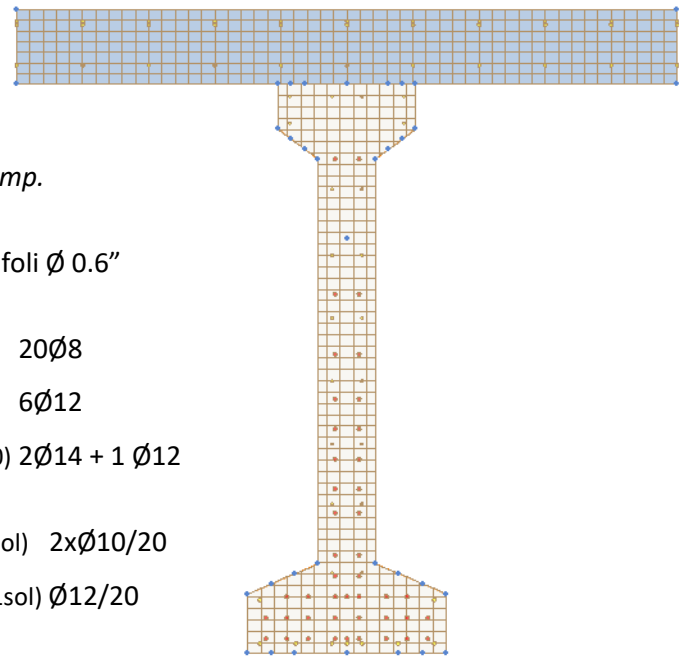
sezione composta: *TL_comp.*

armatura di precompressione: 44 trefoli $\varnothing 0.6''$

armatura corrente: pos(5) 20 $\varnothing 8$
pos(6) 6 $\varnothing 12$
pos(10) 2 $\varnothing 14$ + 1 $\varnothing 12$

armatura soletta: pos(3sol) 2x $\varnothing 10/20$

Concio 9_campata centrale



sezione composta: *TL_comp.*

armatura di precompressione: 44 trefoli $\varnothing 0.6''$

armatura corrente: pos(5) 20 $\varnothing 8$
pos(6) 6 $\varnothing 12$
pos(10) 2 $\varnothing 14$ + 1 $\varnothing 12$

armatura soletta: pos(3sol) 2x $\varnothing 10/20$
pos(21sol) $\varnothing 12/20$

4.4.3. Inelastic Hinge

L'ultimo passaggio per completare il modello a fibre consiste nella creazione delle cerniere a plasticità diffusa ("Inelastic Hinge Properties") e nell'assegnazione di queste cerniere ("Assign Inelastic Hinge Properties") agli elementi Beam delle travi.

In questa fase si devono definire tutte le proprietà delle cerniere da applicare al modello; vanno specificati i seguenti parametri:

- tipologia di elementi: Beam-Column;
- tipologia di materiale: RC/SRC;
- definizione cerniera plastica: Moment-Curvature (M-Phi Distributed);
- tipologia cerniera plastica: Fiber Model;
- tipologia di interazione M-N: None.

In aggiunta, nella creazione delle cerniere a plasticità diffusa si devono calcolare i diagrammi momento-curvatura che governano la plasticizzazione delle cerniere per le componenti di sollecitazione coinvolte (F_x , M_y e M_z); nel caso in esame si imposta il calcolo automatico.

Ad ogni cerniera a plasticità diffusa si associa una delle suddivisioni di sezione in fibre elaborate in §4.4.2..

Le cerniere sono infine attribuite agli elementi Beam che rappresentano le travi dell'impalcato del Ponte sul torrente Mavigliano.

4.5. Analisi Time History quasi statica non lineare

Lo studio della capacità portante del Viadotto Mavigliano viene affrontato tramite un'analisi incrementale ai carichi verticali che progressivamente porta il manufatto in campo non lineare fino a raggiungere il collasso dello stesso.

In dettaglio, sono i carichi da traffico ad essere applicati in maniera incrementale all'impalcato. Si assume lo stato tensionale attuale dell'opera, generato dai carichi permanenti, dalla precompressione e con gli effetti reologici completamente sviluppati, come condizione iniziale per lo sviluppo dell'analisi incrementale.

La capacità portante rappresenta il carico massimo sopportato dall'impalcato del ponte; si calcola quindi come somma dei carichi permanenti G_1 e G_2 e dei carichi da traffico opportunamente moltiplicati per il coefficiente incrementale maggiore ricavato dall'analisi:

$$G_1 + G_2 + \alpha_{incr}Q$$

A livello numerico tendenzialmente si implementa un'Analisi Pushover, ovvero un'analisi statica non lineare che restituisce la curva di capacità del manufatto in funzione degli spostamenti di un prefissato punto di controllo. Questa analisi consente di monitorare il comportamento plastico dell'opera e si interrompe al raggiungimento del collasso. Gli step incrementali di carico sono gestiti in maniera automatica dal calcolatore. In Midas Civil però l'Analisi Pushover non è compatibile con il modello a fibre a cerniere di plasticità diffuse.

Indi per cui, si sviluppa per il Ponte sul torrente Mavigliano un'Analisi Time History quasi statica non lineare, con la quale si può adottare il modello a fibre per simulare il comportamento plastico dell'impalcato. L'Analisi Time History, di per sé, è un'analisi dinamica non lineare, ma implementandola in maniera quasi statica restituisce la stessa risposta strutturale che si otterrebbe con un'Analisi Pushover. In questo caso però si devono gestire manualmente sia gli step incrementali di carico da applicare che l'elaborazione della curva di capacità.

Concretamente, l'impostazione dell'Analisi Time History quasi statica non lineare avviene in quattro passaggi:

- settaggio "Time History Global Control";
- definizione "Time History Load Cases";
- creazione "Time History Functions";
- associazione "Time Varying Static Loads".

Innanzitutto si devono configurare le impostazioni di controllo generali dell'Analisi Time History. In questa fase si deve importare dalla Construction Stage Analysis il caso di carico "Summation" (vedi §4.3.2.) da considerare, con coefficiente di scala pari a 1, come carico iniziale per l'analisi.

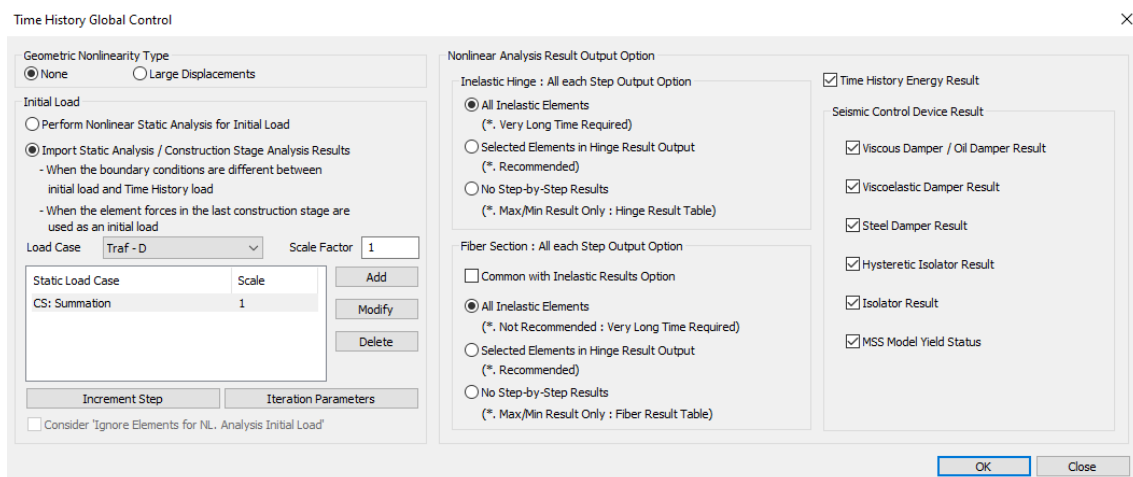


Figura 4-36 Ponte sul torrente Mavigliano, Time History Global Control - Midas Civil

Successivamente bisogna definire i casi di carico dinamici per l'Analisi Time History, che nel caso in esame costituiscono gli step incrementali di carico. Al fine di elaborare la curva di capacità del viadotto, si devono creare numerosi "Time History Load Cases". Nella creazione di ciascun caso di carico si deve specificare che si intende svolgere un'analisi non lineare con metodo d'analisi statico e che si assume come carico iniziale il caso di carico "Summation" della Construction Stage Analysis. Inoltre, per ogni step incrementale di carico si deve impostare il controllo di forza o il controllo di spostamento (si rimanda rispettivamente a §4.5.1. e §4.5.2.).

Il software richiede di definire anche la funzione temporale (“Time History Functions”) che governa l’applicazione dei casi di carico dinamici. Avendo impostato il metodo d’analisi statico, la funzione temporale perde di valore, ma deve comunque essere inserita per permettere al calcolatore di sviluppare l’Analisi Time History. Si procede dunque a creare una funzione temporale fittizia, denominata *cost* e ipotizzata costante nel tempo; tale funzione viene ignorata in fase di processamento.

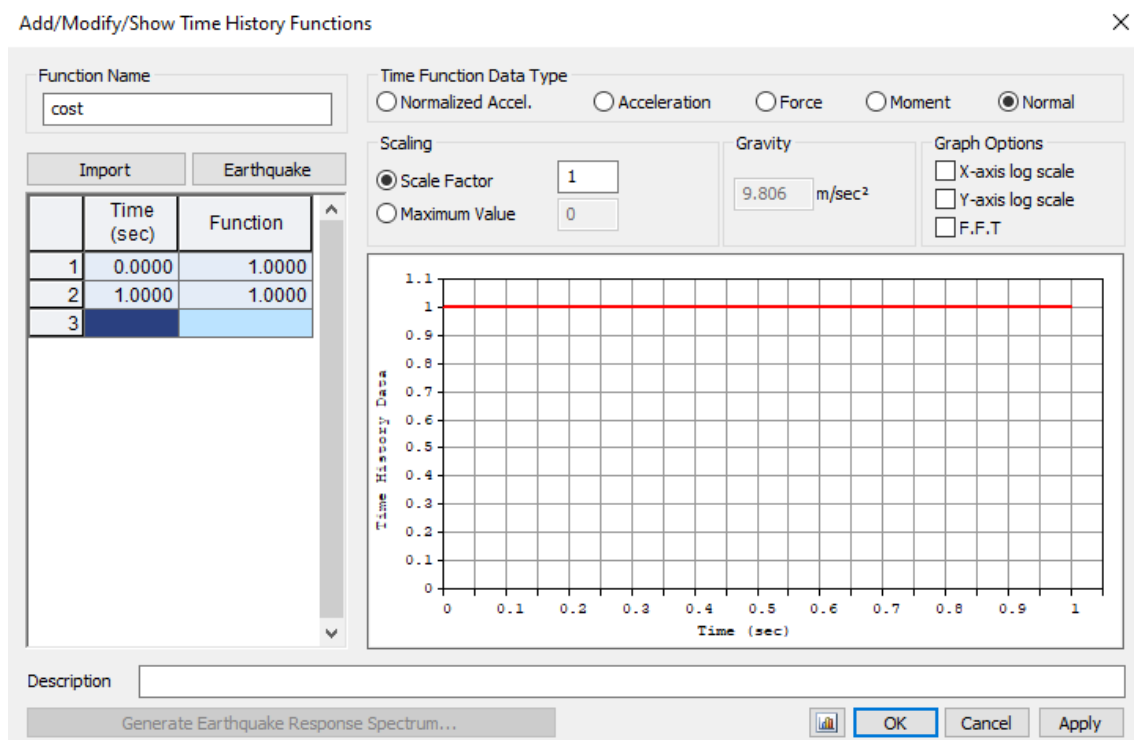


Figura 4-37 Ponte sul torrente Mavigliano, Time History Functions cost - Midas Civil

L’ultimo passaggio consiste nell’associare casi di carico statici con casi di carico dinamici: ai carichi da traffico, rappresentati nel modello dagli “Static Load Cases” *Traf-D* e *Traf-T*, devono essere assegnati tutti gli step incrementali di carico creati come “Time History Load Cases”. Nell’associazione si deve inserire anche la funzione temporale a cui si fa riferimento.

A questo punto si può procedere con il processamento dell’Analisi Time History quasi statica non lineare.

4.5.1. Analisi in controllo di forza

L'Analisi Time History quasi statica non lineare può essere impostata in controllo di forza o in controllo di spostamento. Per l'elaborato di tesi si sviluppano entrambe queste modalità.

Impostando il controllo di forza si governa l'analisi in maniera diretta attribuendo a ciascun caso di carico dinamico ("Time History Load Cases") un preciso fattore di scala, che risulta essere il coefficiente moltiplicativo dei carichi da traffico. In questo modo si riesce a controllare ogni step di carico; assegnando ai casi di carico dinamici valori del fattore di scala via via maggiori, si riesce a sviluppare manualmente l'analisi incrementale ai carichi verticali. La Time History processa singolarmente ogni step di carico e combinando i risultati si può elaborare la curva di capacità dell'opera.

L'Analisi Time History quasi statica non lineare in controllo di forza, per mezzo dell'incremento progressivo del moltiplicatore dei carichi da traffico, spinge l'impalcato in campo plastico; risulta quindi possibile studiarne il comportamento non lineare con le cerniere a plasticità diffusa che si attivano nelle travi. Si può aumentare il fattore di scala degli step di carico fino a raggiungere un valore massimo oltre il quale si perde la convergenza numerica e l'analisi restituisce il messaggio di errore. Tale coefficiente incrementale massimo consente di calcolare la capacità portante del viadotto.

Raggiunta la capacità massima, il manufatto non va subito incontro al collasso, ma, grazie a ridistribuzioni di carico e risorse di resistenza residue, riesce ancora a sopportare sistemi di forze ridotti. L'analisi in controllo di forza non consente di valutare questo comportamento; di fatto, si riesce a cogliere soltanto il tratto con andamento monotono crescente della curva di capacità fino al valore massimo di capacità portante.

4.5.2. Analisi in controllo di spostamento

Con l'analisi in controllo di spostamento si attribuisce a ciascun caso di carico dinamico ("Time History Load Cases") uno spostamento richiesto alla struttura per un fissato punto di controllo. A ogni spostamento corrisponde un determinato valore di coefficiente moltiplicativo che la Time History in automatico applica ai carichi da traffico al fine di ottenere la risposta strutturale con lo spostamento richiesto. Scegliendo un punto di controllo funzionale e impostando spostamenti progressivamente crescenti si riesce a sviluppare un'analisi incrementale ai carichi verticali in cui si ha il controllo diretto di ogni step di carico. Come per il controllo di forze, la Time History processa singolarmente ogni caso di carico dinamico e combinando i risultati si può elaborare la curva di capacità dell'opera.

L'Analisi Time History quasi statica non lineare in controllo di spostamento permette di valutare il comportamento in campo plastico dell'impalcato. Risulta che a spostamenti richiesti progressivamente maggiori, inizialmente coincidono sistemi di forze che crescono in maniera proporzionale agli spostamenti, ma oltre un determinato valore di spostamento il moltiplicatore dei carichi da traffico inizia a diminuire. Di fatto, con l'analisi in controllo di spostamento si riesce a studiare anche il comportamento di tipo softening che si verifica per spostamenti richiesti maggiori rispetto a quello per cui si trova il carico massimo sopportato dal ponte. In questo caso quindi, oltre a calcolare la capacità portante, si può definire la curva di capacità dell'opera fino a rottura.

Affinché l'analisi restituisca risultati plausibili, si devono impostare uno spostamento e un punto di controllo compatibili con la deformata dell'impalcato dovuta ai carichi verticali.

A riguardo, per il modello del Ponte sul torrente Mavigliano si affrontano tre casistiche di studio:

1. spostamento: DZ
punto di controllo: nodo 55 - mezzeria trave T18, campata centrale
(trave di bordo di sinistra secondo la progressiva chilometrica);

2. spostamento: DZ
 punto di controllo: nodo 60 - mezzeria trave T13, campata centrale
 (trave di bordo di destra secondo la progressiva chilometrica);
3. spostamento: DZ
 punto di controllo: nodo 89 - a 2,85 m da appoggio trave T13, campata centrale
 (trave di bordo di destra secondo la progressiva chilometrica).

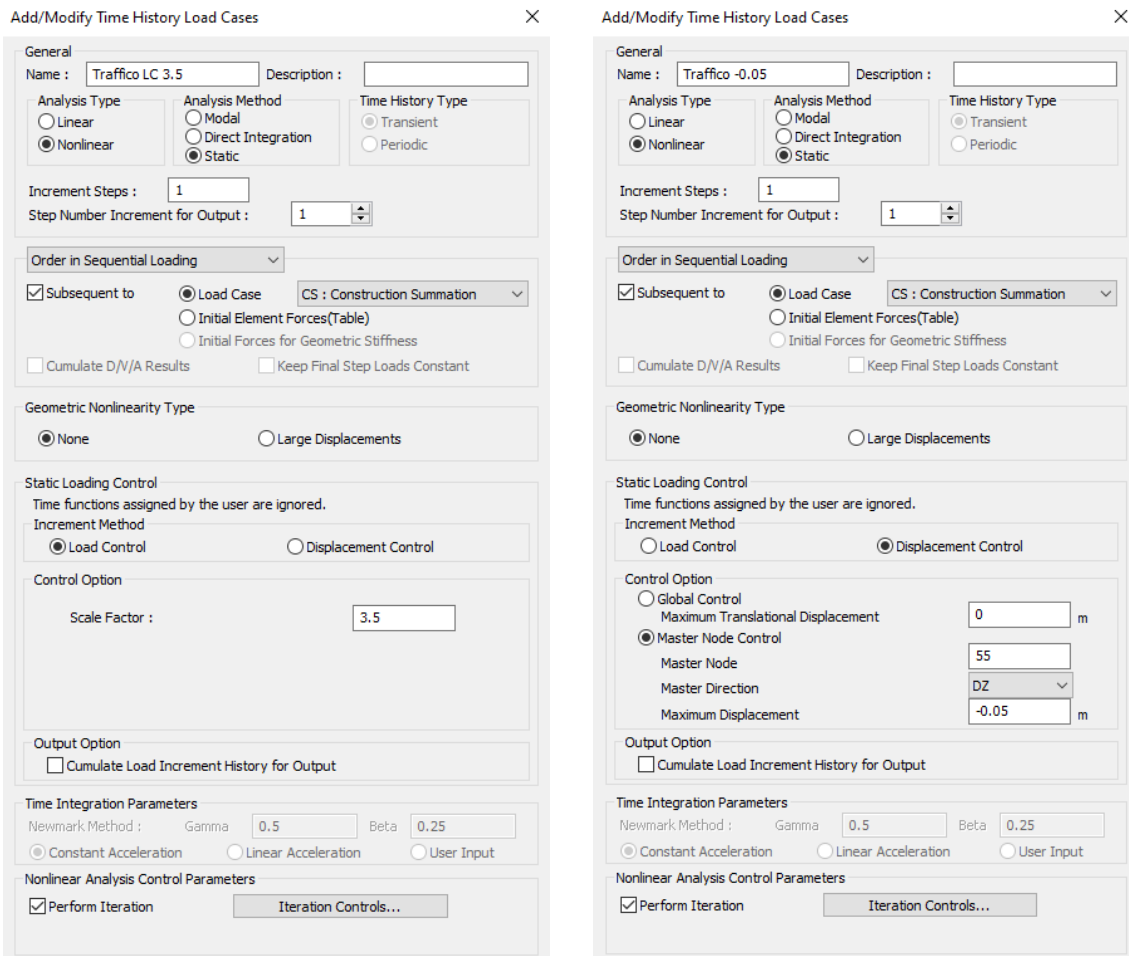


Figura 4-38a Ponte sul torrente Mavigliano, step di carico in controllo di forza - Midas Civil

Figura 4-38b Ponte sul torrente Mavigliano, step di carico in controllo di spostamento - Midas Civil

5. RISULTATI CAPACITÀ PORTANTE PONTE

Dall'elaborazione dei risultati restituiti dall'Analisi Time History quasi statica non lineare si ricava la capacità portante del Ponte sul torrente Mavigliano.

5.1. Capacità portante ponte - Analisi in controllo di forza

Sviluppando l'analisi in controllo di forza ad ogni caso di carico dinamico ("Time History Load Cases") corrisponde un valore del fattore di scala che moltiplica i carichi da traffico. Il software analizza singolarmente gli step di carico incrementali e per ognuno di essi restituisce lo stato tensionale e deformativo. In questo modo si può studiare l'evoluzione della risposta strutturale anche in campo non lineare. L'analisi in controllo di forza si interrompe con lo step di carico con coefficiente incrementale maggiore per cui non si perde la convergenza numerica; è questa la configurazione di carico massimo sopportato dall'impalcato del viadotto.

Elaborando i risultati dell'analisi si ricava la curva di capacità del Ponte sul torrente Mavigliano.

La curva di capacità raffigura l'andamento dei carichi applicati al manufatto in funzione degli spostamenti di un determinato punto di controllo; il valore massimo raggiunto dalla curva rappresenta la capacità portante del ponte. Si capisce che per configurare la curva di capacità è sufficiente mettere insieme, seguendo l'ordine incrementale, i risultati degli step di carico. In particolare, di ogni caso di carico dinamico interessa il fattore di scala che si è impostato e il valore di spostamento del punto di controllo.

Come punto di controllo del modello numerico si sceglie il nodo di mezzeria della trave T18 della campata centrale (nodo 55), per il quale si valutano l'abbassamento DZ (spostamento compatibile con la deformata dovuta ai carichi verticali).

Per passare dai fattori di scala ai valori di capacità portante espressi in $[kN]$ si fa riferimento alla combinazione presentata in §3.6., in cui i carichi distribuiti devono essere moltiplicati per le dimensioni geometriche dell'impalcato.

Si presentano di seguito i risultati ottenuti con l'Analisi Time History quasi statica non lineare in controllo di forza.

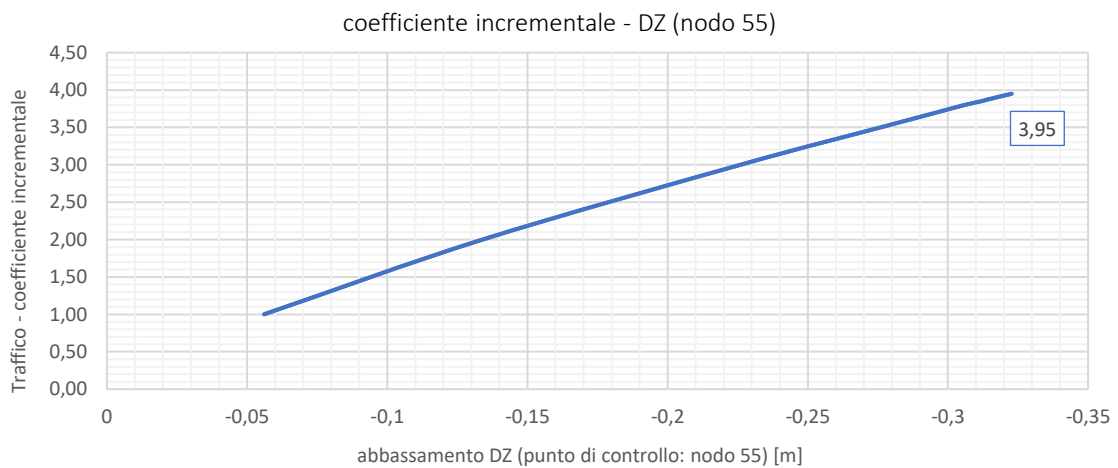
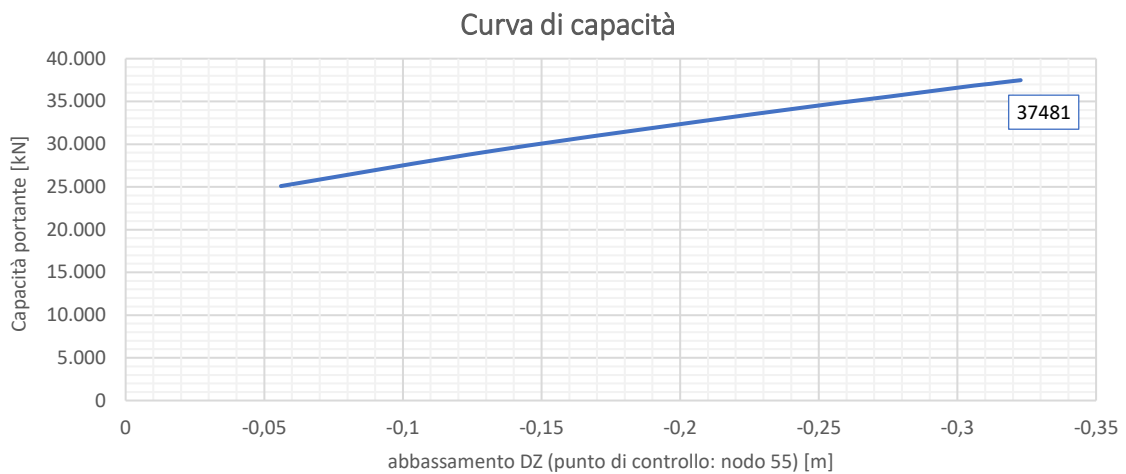
Per ogni caso di carico dinamico ("Time History Load Cases") si riporta in formato tabellare l'abbassamento del punto di controllo (nodo 55), il coefficiente incrementale dei carichi da traffico ed il corrispondente valore di capacità.

(per completezza si sono indagati anche gli abbassamenti dei punti di controllo riferiti all'analisi in controllo di spostamento: nodo 60 e nodo 89, oltre al nodo 55)

<i>Time History Load Cases</i>	<i>DZ (nodo 55)</i>	<i>DZ (nodo 60)</i>	<i>DZ (nodo 89)</i>	<i>coefficiente incrementale</i>	<i>Capacità portante</i>
<i>Traffico LC 1</i>	-0,056 m	-0,016 m	-0,0045 m	1	25093 kN
<i>Traffico LC 2</i>	-0,134 m	-0,045 m	-0,0125 m	2	29292 kN
<i>Traffico LC 3</i>	-0,226 m	-0,081 m	-0,0228 m	3	33492 kN
<i>Traffico LC 3.5</i>	-0,276 m	-0,102 m	-0,0288 m	3,5	35591 kN
<i>Traffico LC 3.6</i>	-0,286 m	-0,106 m	-0,0301 m	3,6	36011 kN
<i>Traffico LC 3.7</i>	-0,296 m	-0,111 m	-0,0314 m	3,7	36431 kN
<i>Traffico LC 3.8</i>	-0,306 m	-0,115 m	-0,0327 m	3,8	36851 kN
<i>Traffico LC 3.85</i>	-0,312 m	-0,118 m	-0,0334 m	3,85	37061 kN
<i>Traffico LC 3.86</i>	-0,313 m	-0,118 m	-0,0335 m	3,86	37103 kN
<i>Traffico LC 3.87</i>	-0,314 m	-0,119 m	-0,0336 m	3,87	37145 kN
<i>Traffico LC 3.88</i>	-0,315 m	-0,119 m	-0,0338 m	3,88	37187 kN
<i>Traffico LC 3.89</i>	-0,316 m	-0,120 m	-0,0339 m	3,89	37229 kN
<i>Traffico LC 3.90</i>	-0,317 m	-0,120 m	-0,0341 m	3,90	37271 kN
<i>Traffico LC 3.91</i>	-0,318 m	-0,121 m	-0,0342 m	3,91	37313 kN
<i>Traffico LC 3.92</i>	-0,319 m	-0,121 m	-0,0343 m	3,92	37355 kN
<i>Traffico LC 3.93</i>	-0,321 m	-0,122 m	-0,0345 m	3,93	37397 kN
<i>Traffico LC 3.94</i>	-0,322 m	-0,122 m	-0,0346 m	3,94	37439 kN
<i>Traffico LC 3.95</i>	-0,323 m	-0,123 m	-0,0348 m	3,95	37481 kN

Con l'Analisi Time History quasi statica non lineare in controllo di forza si trova un carico massimo sopportato dall'impalcato del Viadotto Mavigliano uguale a:

$$G_1 + G_2 + 3,95 Q = 37481 \text{ kN}$$



Come anticipato, si trova che la curva di capacità ricavata con l'analisi in controllo di forza è monotona crescente fino a raggiungere il carico massimo sopportato dall'impalcato del ponte. Non si riesce a cogliere il comportamento dell'opera per spostamenti del punto di controllo maggiori di quello associato alla capacità portante. Il diagramma coefficiente incrementale-abbassamento DZ presenta lo stesso andamento monotono crescente della curva di capacità, con un'inclinazione maggiore perché nel calcolo della capacità portante rientrano anche i carichi permanenti a cui non si applica il coefficiente incrementale.

5.2. Capacità portante ponte - Analisi in controllo di spostamento

L'analisi in controllo di spostamento prevede di assegnare a ciascun caso di carico dinamico ("Time History Load Cases") un preciso valore di spostamento del punto di controllo. Il software in automatico, processando l'analisi, individua per ogni singolo step di carico il coefficiente moltiplicativo da applicare ai carichi da traffico al fine di ottenere uno stato deformativo del modello compatibile con lo spostamento richiesto. Impostando spostamenti progressivamente crescenti si riesce a valutare il comportamento plastico dell'impalcato, anche oltre il raggiungimento della capacità portante. L'analisi si interrompe con la rottura del manufatto, cioè quando sistemi di forze pressoché nulle comportano grandi spostamenti del punto di controllo.

Dall'elaborazione dei risultati restituiti dall'analisi in controllo di spostamento per i singoli "Time History Load Cases" si ricava la curva di capacità e si calcola la capacità portante dell'impalcato del Viadotto Mavigliano, esattamente come visto per l'analisi in controllo di forza.

Per capire se la scelta del punto di controllo influisce nei risultati, si implementano tre casistiche di studio in cui si valutano gli abbassamenti DZ (spostamenti compatibili con la deformata dovuta ai carichi verticali) per tre differenti punti di controllo:

1. punto di controllo: nodo 55 - mezzeria trave T18, campata centrale (trave di bordo di sinistra secondo la progressiva chilometrica);
2. punto di controllo: nodo 60 - mezzeria trave T13, campata centrale (trave di bordo di destra secondo la progressiva chilometrica);
3. punto di controllo: nodo 89 - a 2,85 m da appoggio trave T13, campata centrale (trave di bordo di destra secondo la progressiva chilometrica).

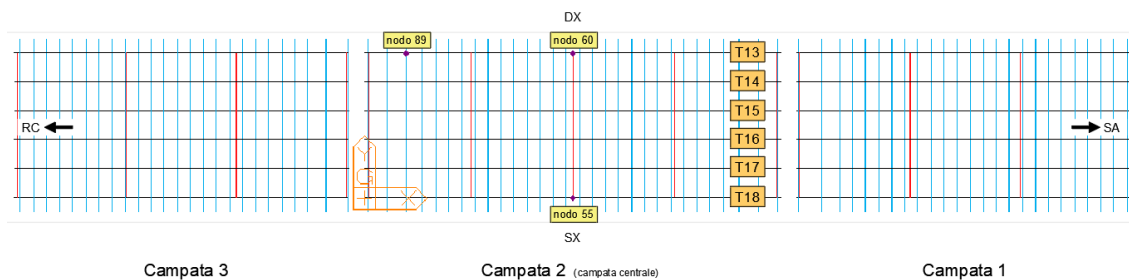


Figura 5-1 Ponte sul torrente Mavigliano, schema travi e punti di controllo

Come si evince da *Figura 5-1*, tutti i punti di controllo valutati appartengono alla campata 2. È la campata centrale, di luce maggiore (33 m) rispetto alle campate laterali (26 m), a governare la curva di capacità del Viadotto Mavigliano in quanto sono le travi di questa campata che per prime sviluppano le cerniere plastiche e arrivano a rottura. Dal momento che il ponte è a travate appoggiate, plasticizzazioni e rotture sono completamente indipendenti tra le diverse campate.

La distribuzione trasversale dei carichi da traffico considerata per l'elaborato di tesi (vedi §4.2.) massimizza gli effetti per la trave di bordo di sinistra (secondo la progressiva chilometrica); in questo modo si assume nel calcolo della capacità portante la configurazione di carico più gravosa.

Si arriva quindi alla conclusione che la prima trave a plasticizzare e, conseguentemente, ad andare incontro alla rottura è la trave T18 della campata centrale. Quando ciò avviene non si ha l'immediato collasso dell'opera perché si verifica una redistribuzione del carico fra le travi ancora attive in termini di resistenza e rigidezza. Data l'eccentricità del carico da traffico, l'ordine sequenziale di formazione delle cerniere plastiche e rottura delle travi della campata centrale va dalla trave di bordo T18 alla trave di bordo T13, passando per tutte le travi intermedie.

Infine, dalla tipologia strutturale di ponte a travate in semplice appoggio si trova che le zone da cui si innescano e diffondono le plasticizzazioni sono le mezzerie delle travi.

Il primo punto di controllo (nodo 55), coincide con la mezzeria della trave T18, trave di prima plasticizzazione.

Il secondo punto di controllo (nodo 60), corrisponde con la mezzeria della trave T13, trave di ultima plasticizzazione. Si vuole in questo modo valutare se i risultati relativi alla ridistribuzione del carico dipendono dal fatto che il punto di controllo sia in una trave che è già arrivata a rottura (nodo 55 – trave T18) o in una trave ancora attiva in termini di resistenza e rigidezza (nodo 60 – trave T13).

Il terzo punto di controllo (nodo 89) si sceglie a ridosso di una testata della trave T13. Si prende il punto di controllo in una zona in cui le sollecitazioni flettenti sono minime per capire se i risultati sono influenzati dal posizionare i punti di controllo in zone in cui si innescano le cerniere plastiche, come per i casi precedenti.

Si presentano nelle pagine seguenti i risultati ottenuti con l'Analisi Time History quasi statica non lineare in controllo di spostamento per le tre casistiche studiate.

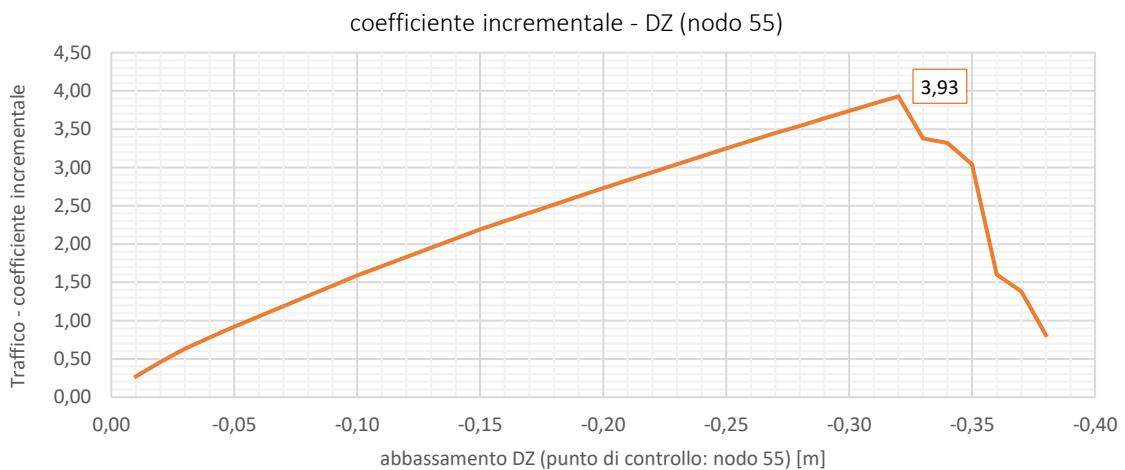
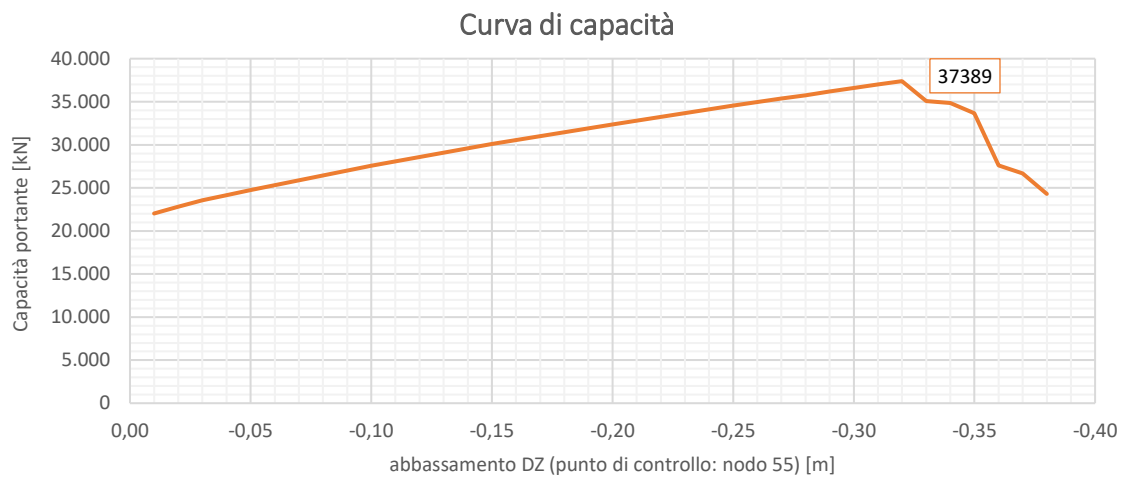
Per ogni caso di carico dinamico ("Time History Load Cases") si riportano in formato tabellare gli abbassamenti dei tre punti di controllo (nodo 55, nodo 60 e nodo 89), il coefficiente incrementale dei carichi da traffico ed il corrispondente valore di capacità. In aggiunta ai risultati tabulati ed alle curve di capacità, si elaborano anche i diagrammi che rappresentano l'andamento del momento flettente (M_y) di tutte le travi della campata centrale (T18 - T17 - T16 - T15 - T14 - T13) in funzione degli spostamenti dei punti di controllo. Tali diagrammi permettono di studiare come si ripartisce trasversalmente il carico tra le travi dell'impalcato, sia inizialmente con tutte le travi reagenti, sia quando le travi iniziano a plasticizzare e ad andare incontro a rottura.

Risultati analisi in controllo di spostamento_punto di controllo: nodo 55

Time History Load Cases	DZ (nodo 55)	DZ (nodo 60)	DZ (nodo 89)	coefficiente incrementale	Capacità portante
Traffico -0.01	-0,01 m	-0,003 m	-0,001 m	0,27	22027 kN
Traffico -0.02	-0,02 m	-0,005 m	-0,002 m	0,46	22825 kN
Traffico -0.03	-0,03 m	-0,008 m	-0,002 m	0,63	23539 kN
Traffico -0.04	-0,04 m	-0,011 m	-0,003 m	0,78	24169 kN
Traffico -0.05	-0,05 m	-0,014 m	-0,004 m	0,92	24757 kN
Traffico -0.10	-0,10 m	-0,032 m	-0,009 m	1,59	27571 kN
Traffico -0.15	-0,15 m	-0,051 m	-0,014 m	2,19	30090 kN
Traffico -0.20	-0,20 m	-0,070 m	-0,020 m	2,73	32358 kN
Traffico -0.25	-0,25 m	-0,091 m	-0,026 m	3,25	34542 kN
Traffico -0.26	-0,26 m	-0,095 m	-0,027 m	3,35	34962 kN
Traffico -0.27	-0,27 m	-0,100 m	-0,028 m	3,45	35382 kN
Traffico -0.28	-0,28 m	-0,104 m	-0,029 m	3,54	35759 kN
Traffico -0.29	-0,29 m	-0,108 m	-0,031 m	3,64	36179 kN
Traffico -0.30	-0,30 m	-0,113 m	-0,032 m	3,74	36599 kN
Traffico -0.31	-0,31 m	-0,117 m	-0,033 m	3,83	36994 kN
Traffico -0.32	-0,32 m	-0,121 m	-0,034 m	3,93	37389 kN
Traffico -0.33	-0,33 m	-0,120 m	-0,035 m	3,38	35088 kN
Traffico -0.34	-0,34 m	-0,126 m	-0,037 m	3,32	34836 kN
Traffico -0.35	-0,35 m	-0,126 m	-0,037 m	3,04	33660 kN
Traffico -0.36	-0,36 m	-0,150 m	-0,038 m	1,60	27613 kN
Traffico -0.37	-0,37 m	-0,198 m	-0,046 m	1,38	26689 kN
Traffico -0.38	-0,38 m	-0,318 m	-0,062 m	0,81	24295 kN

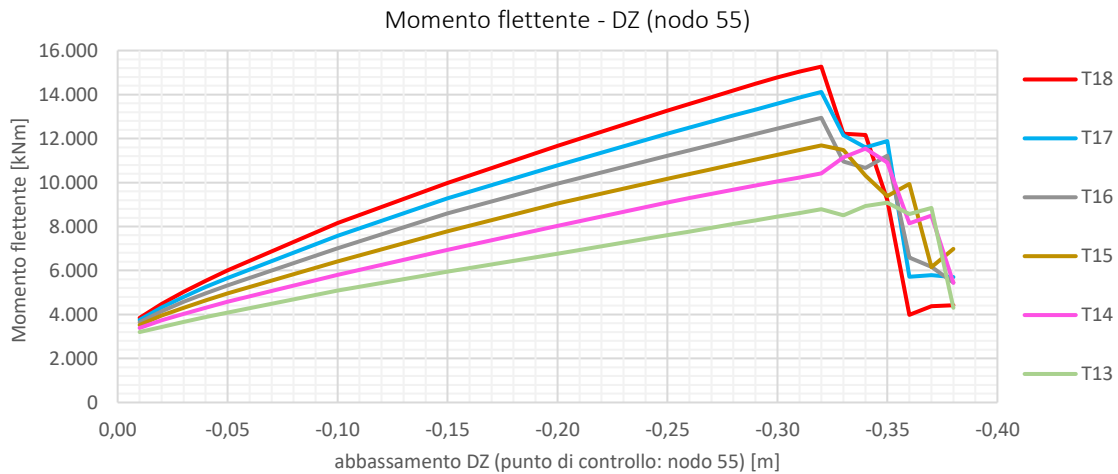
Con l'Analisi Time History quasi statica non lineare in controllo di spostamento (punto di controllo: nodo 55) si trova un carico massimo sopportato dall'impalcato del Viadotto Mavigliano uguale a:

$$G_1 + G_2 + 3,93 Q = 37389 \text{ kN}$$



La curva di capacità ottenuta elaborando i risultati dell'analisi in controllo di spostamento permette di studiare la risposta strutturale del ponte fino a rottura.

Il punto di massimo toccato dalla curva rappresenta il carico massimo sopportato dall'impalcato del Viadotto Mavigliano; a tale valore di capacità portante corrisponde un abbassamento di 32 cm della mezzera della trave T18. Per spostamenti maggiori si osserva che i carichi sopportati diminuiscono velocemente. Si interrompe l'analisi quando è sufficiente un coefficiente moltiplicativo pari a 0,81 da applicare ai carichi da traffico per avere un abbassamento della mezzera della trave T18 di 38 cm; si considera questo come punto di collasso dell'opera.



Si è già sottolineato che è la campata centrale a governare la curva di capacità del Ponte sul torrente Mavigliano. Si intende esaminare l'andamento del momento flettente nelle sei travi della campata centrale in funzione degli spostamenti del punto di controllo per comprendere come lavora l'impalcato e come si ridistribuisce il carico man mano che nelle travi si innescano e si sviluppano le plasticizzazioni. Il riferimento è alle sezioni di mezzeria delle travi, dove si raggiunge il momento massimo positivo.

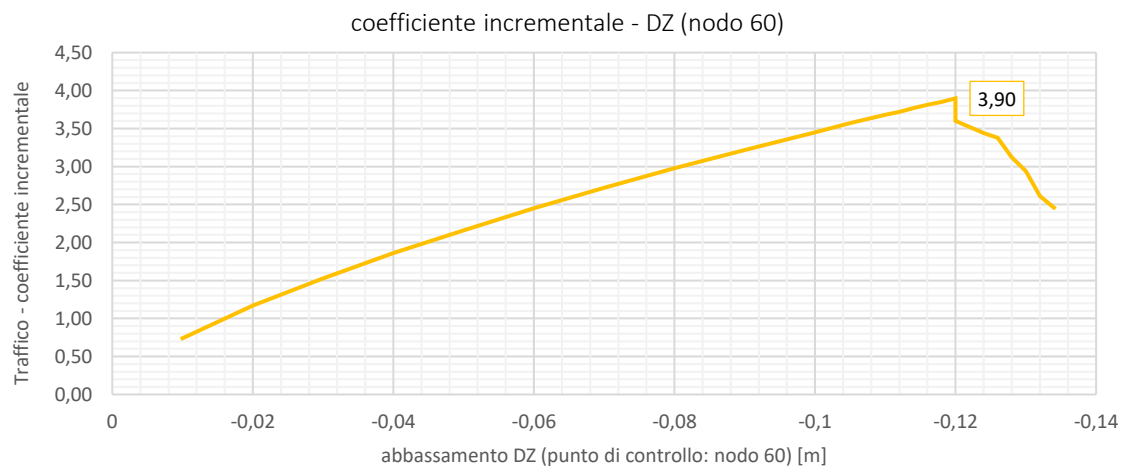
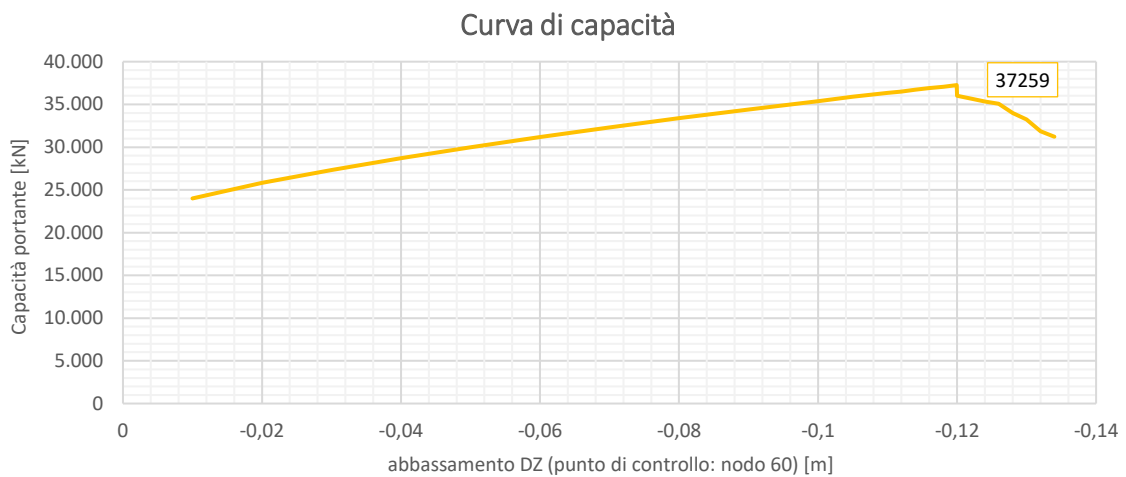
Si osserva che inizialmente il momento flettente agente nelle diverse travi è comparabile in quanto è prevalente il contributo dovuto ai carichi permanenti che sollecitano tutti gli elementi longitudinali allo stesso modo. Successivamente, con il progressivo incremento del fattore di scala che moltiplica l'azione da traffico, aumentano anche le sollecitazioni flettenti in maniera proporzionale alla disposizione delle travi rispetto all'eccentricità del carico da traffico (configurato per massimizzare gli effetti per la trave di bordo T18). Per le travi T18, T17, T16 e T15 il momento massimo a flessione relativo ai singoli elementi coincide con la condizione di capacità portante del viadotto. Per spostamenti maggiori avviene una redistribuzione del carico perché la trave T18 ha sviluppato plasticizzazioni tali da renderla pressoché non reagente e infatti il momento in questo elemento decresce molto velocemente. Più gradualmente si verifica ciò anche per gli elementi T17, T16 e T15. Al contrario, nelle travi T13 e T14, quelle meno sollecitate nella prima fase, i momenti flettenti aumentano in seguito alla redistribuzione del carico.

Risultati analisi in controllo di spostamento_punto di controllo: nodo 60

Time History Load Cases	DZ (nodo 55)	DZ (nodo 60)	DZ (nodo 89)	coefficiente incrementale	Capacità portante
Traf. -0.010	-0,038 m	-0,010 m	-0,003 m	0,74	24001 kN
Traf. -0.020	-0,068 m	-0,020 m	-0,006 m	1,17	25807 kN
Traf. -0.030	-0,095 m	-0,030 m	-0,009 m	1,53	27319 kN
Traf. -0.040	-0,122 m	-0,040 m	-0,011 m	1,86	28704 kN
Traf. -0.050	-0,148 m	-0,050 m	-0,014 m	2,16	29964 kN
Traf. -0.060	-0,174 m	-0,060 m	-0,017 m	2,45	31182 kN
Traf. -0.070	-0,199 m	-0,070 m	-0,020 m	2,72	32316 kN
Traf. -0.080	-0,224 m	-0,080 m	-0,023 m	2,98	33408 kN
Traf. -0.090	-0,248 m	-0,090 m	-0,025 m	3,22	34416 kN
Traf. -0.100	-0,271 m	-0,100 m	-0,028 m	3,45	35382 kN
Traf. -0.105	-0,283 m	-0,105 m	-0,030 m	3,57	35885 kN
Traf. -0.110	-0,294 m	-0,110 m	-0,031 m	3,68	36347 kN
Traf. -0.112	-0,299 m	-0,112 m	-0,032 m	3,72	36515 kN
Traf. -0.114	-0,303 m	-0,114 m	-0,032 m	3,77	36725 kN
Traf. -0.116	-0,308 m	-0,116 m	-0,033 m	3,81	36893 kN
Traf. -0.118	-0,312 m	-0,118 m	-0,033 m	3,85	37061 kN
Traf. -0.11997	-0,317 m	-0,11997 m	-0,034 m	3,90	37259 kN
Traf. -0.11999	-0,332 m	-0,11999 m	-0,035 m	3,61	36053 kN
Traf. -0.120	-0,332 m	-0,120 m	-0,035 m	3,60	36011 kN
Traf. -0.122	-0,339 m	-0,122 m	-0,036 m	3,52	35675 kN
Traf. -0.124	-0,342 m	-0,124 m	-0,037 m	3,44	35340 kN
Traf. -0.126	-0,345 m	-0,126 m	-0,037 m	3,38	35088 kN
Traf. -0.128	-0,384 m	-0,128 m	-0,038 m	3,12	33996 kN
Traf. -0.130	-0,401 m	-0,130 m	-0,039 m	2,94	33240 kN
Traf. -0.132	-0,421 m	-0,132 m	-0,039 m	2,61	31854 kN
Traf. -0.134	-0,420 m	-0,134 m	-0,039 m	2,46	31224 kN

Con l'Analisi Time History quasi statica non lineare in controllo di spostamento (punto di controllo: nodo 60) si trova un carico massimo sopportato dall'impalcato del Viadotto Mavigliano uguale a:

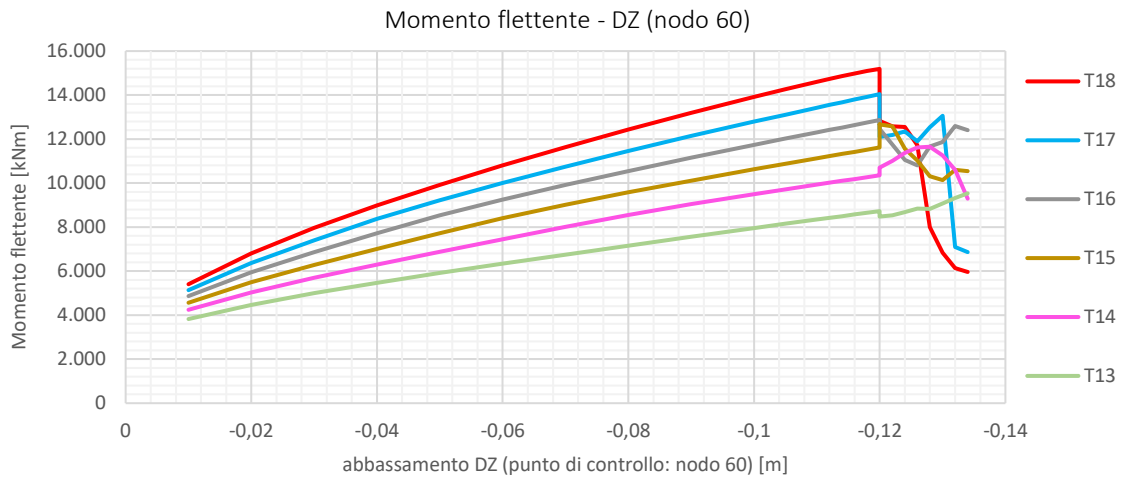
$$G_1 + G_2 + 3,90 Q = 37259 \text{ kN}$$



La curva di capacità ricavata con l'analisi in controllo di spostamento consente di valutare il comportamento dell'impalcato in campo non lineare fino al collasso.

Rispetto al caso precedente (punto di controllo: nodo 55), risulta un valore massimo di capacità portante leggermente inferiore (37259 kN). In aggiunta, cambia anche l'andamento della curva di capacità per spostamenti maggiori di quello relativo alla condizione di capacità portante. Di fatto, assumendo come punto di controllo la mezzeria della trave T13 (nodo 60), si trova che la decrescita del carico sopportato dal manufatto è più contenuta e graduale rispetto al caso precedente.

Da ciò si deduce che scegliere il punto di controllo nella trave di prima o di ultima plasticizzazione influisce nei risultati della curva di capacità.



Dal diagramma che riporta l'andamento del momento flettente nelle travi della campata centrale in funzione degli abbassamenti del punto di controllo (nodo 60) emerge che l'evoluzione delle sollecitazioni di flessione coincide con quella trovata nel caso precedente fino al raggiungimento del carico massimo sopportato dall'impalcato del Viadotto Mavigliano. Oltre questa condizione migliora la redistribuzione del carico nelle travi, con gli elementi T15, T14 e T13 che raggiungono in questa fase valori maggiori di momento flettente. Ancora una volta, per abbassamenti maggiori a quello relativo alla condizione di capacità portante, il contributo dato dalla trave T18 decresce velocemente a causa delle cerniere a plasticità diffusa che si sono sviluppate. Anche per le travi T17 e T16 i valori di momento flettente diminuiscono una volta superato il carico massimo sopportato dal manufatto, ma questi elementi continuano a partecipare attivamente alla redistribuzione del carico.

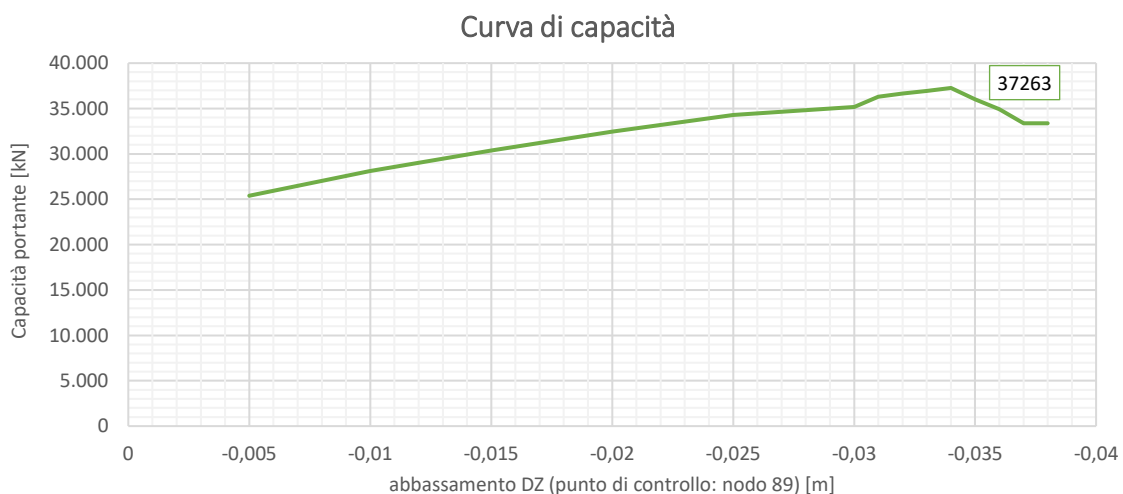
In generale, oltre la condizione di capacità portante massima per tutte le travi si hanno valori flessionali mediamente maggiori rispetto a quanto trovato per l'analisi con punto di controllo nel nodo 55; ciò è in conformità con la curva di capacità.

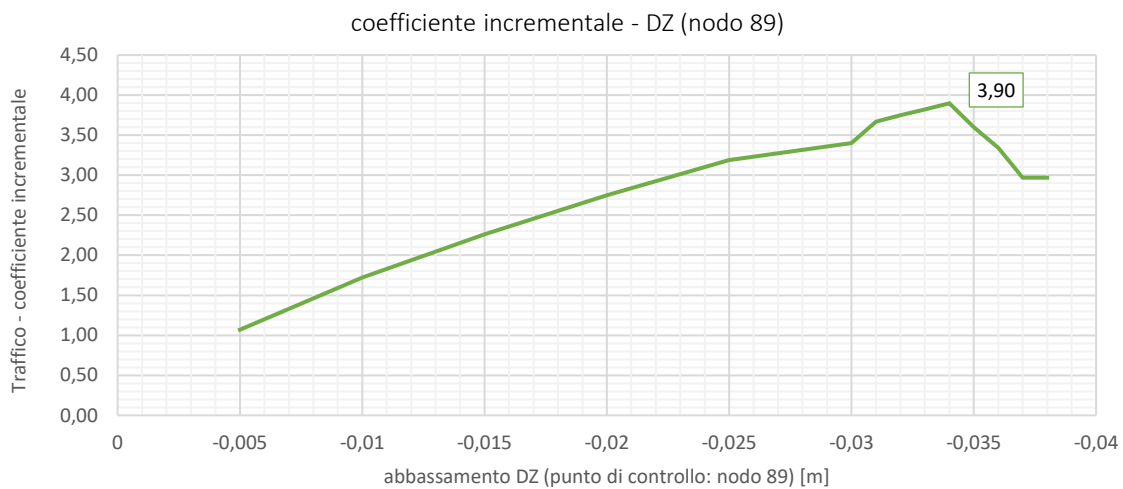
Risultati analisi in controllo di spostamento_punto di controllo: nodo 89

Time History Load Cases	DZ (nodo 55)	DZ (nodo 60)	DZ (nodo 89)	coefficiente incrementale	Capacità portante
Traff. -0.005	-0,060 m	-0,017 m	-0,005 m	1,07	25387 kN
Traff. -0.010	-0,110 m	-0,036 m	-0,010 m	1,72	28117 kN
Traff. -0.015	-0,157 m	-0,053 m	-0,015 m	2,26	30384 kN
Traff. -0.020	-0,202 m	-0,071 m	-0,020 m	2,75	32442 kN
Traff. -0.025	-0,244 m	-0,089 m	-0,025 m	3,19	34290 kN
Traff. -0.030	-0,285 m	-0,106 m	-0,030 m	3,40	35172 kN
Traff. -0.031	-0,293 m	-0,110 m	-0,031 m	3,67	36305 kN
Traff. -0.032	-0,301 m	-0,113 m	-0,032 m	3,75	36641 kN
Traff. -0.033	-0,309 m	-0,117 m	-0,033 m	3,82	36935 kN
Traff. -0.034	-0,317 m	-0,120 m	-0,034 m	3,90	37263 kN
Traff. -0.035	-0,328 m	-0,118 m	-0,035 m	3,60	36011 kN
Traff. -0.036	-0,334 m	-0,123 m	-0,036 m	3,34	34920 kN
Traff. -0.037	-0,381 m	-0,123 m	-0,037 m	2,97	33366 kN
Traff. -0.038	-0,390 m	-0,128 m	-0,038 m	2,97	33366 kN

Con l'Analisi Time History quasi statica non lineare in controllo di spostamento (punto di controllo: nodo 89) si trova un carico massimo sopportato dall'impalcato del Viadotto Mavigliano uguale a:

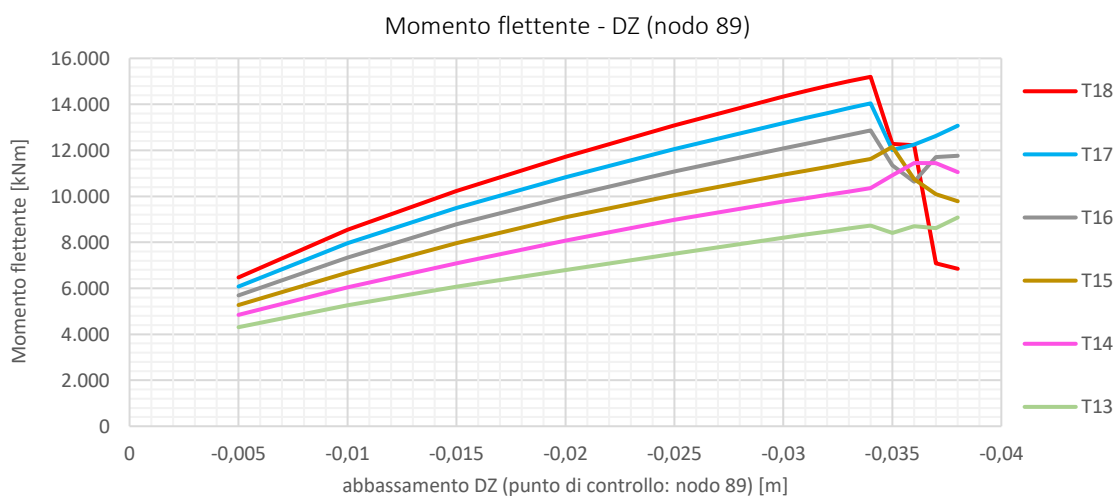
$$G_1 + G_2 + 3,90 Q = 37263 \text{ kN}$$





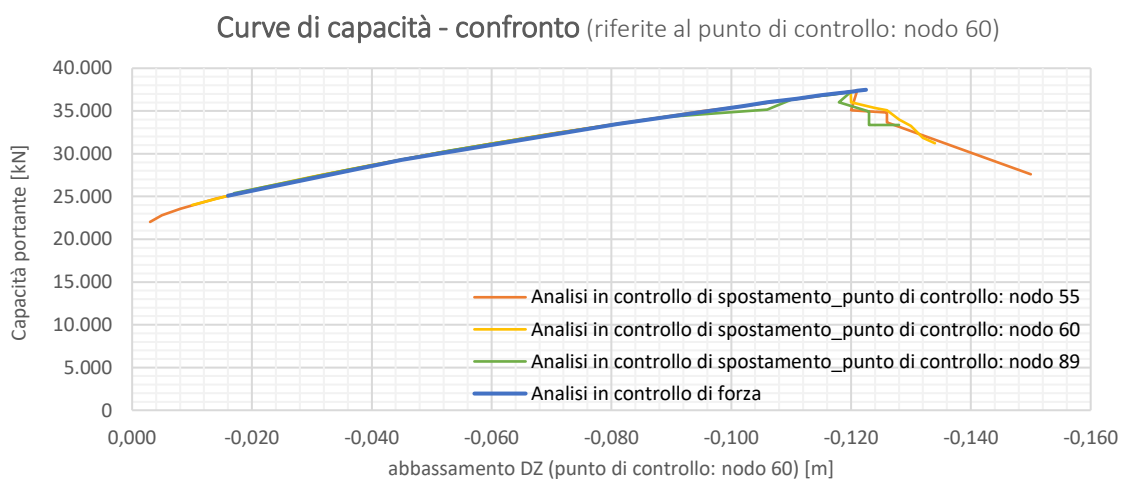
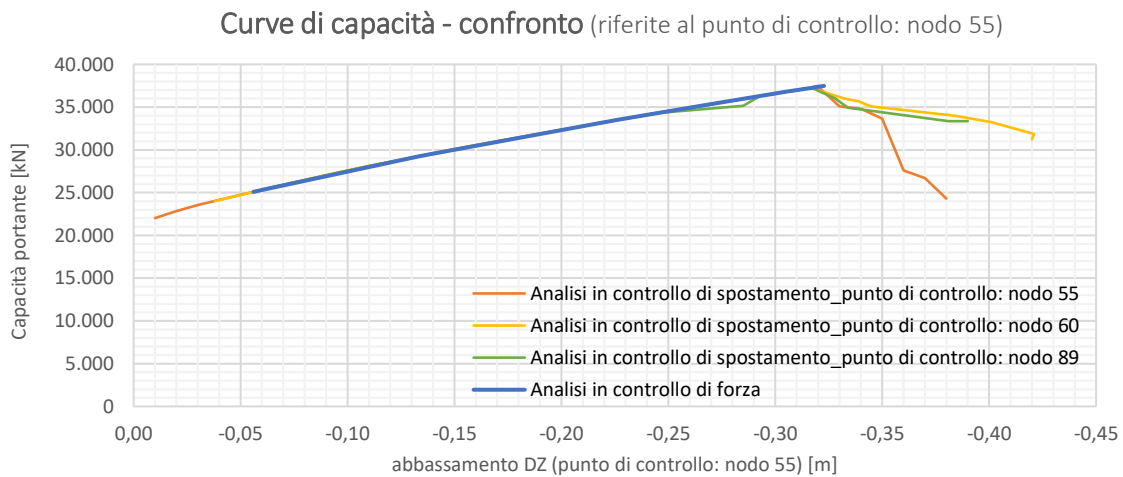
La curva di capacità ottenuta con l'analisi in controllo di spostamento con punto di controllo nel nodo 89 della trave T13 presenta lo stesso andamento dei casi precedenti. I risultati sono comparabili con quelli trovati impostando l'analisi con punto di controllo nella mezzeria della trave T13. In questo caso si ha una minore precisione di analisi perché gli abbassamenti del nodo 89 sono limitati, anche per carichi prossimi alla capacità portante massima.

Queste valutazioni sono valide sia per la curva di capacità che per l'andamento del momento flettente nelle travi della campata centrale.



Per confrontare i risultati delle diverse analisi sviluppate si devono riferire tutte le curve di capacità al medesimo punto di controllo. Si ricreano quindi le curve di capacità in funzione degli abbassamenti del punto di controllo stabilito per il confronto; questi spostamenti non sono un input dell'analisi Time History quasi statica, ma si trovano come output in fase di post-processamento. Di conseguenza, il passaggio al nuovo punto di controllo può comportare incertezze nelle curve di capacità perché si perde la gestione diretta di ogni step di carico.

Nel caso in esame, per il confronto si fa riferimento alla mezzeria della trave T18 (nodo 55) e alla mezzeria della trave T13 (nodo 60). I risultati dei confronti sono di seguito riportati.



Dai confronti delle curve di capacità si ricavano diverse informazioni.

Innanzitutto si osserva che l'andamento del primo tratto di curva, crescente fino al raggiungimento della capacità portante, è lo stesso per tutte le analisi svolte; ciò conferma la validità dei risultati relativi alla capacità portante. Con l'analisi in controllo di forza si riesce a essere leggermente più precisi perché si assegnano direttamente i valori del coefficiente incrementale dei carichi da traffico. Di contro, l'analisi in controllo di forza restituisce una curva di capacità monotona crescente che non arriva al collasso dell'opera.

Per studiare il comportamento del manufatto per spostamenti maggiori di quello relativo alla condizione di carico massimo sopportato, si deve impostare l'analisi in controllo di spostamento. Da questo punto di vista, il confronto delle curve di capacità permette di stabilire quale sia il punto di controllo che porta a risultati più accurati. Riferendo tutte le curve agli abbassamenti della mezzeria della trave T18 (nodo 55) si trovano divergenze di risultati tra l'analisi implementata con punto di controllo nel nodo 55 e quella implementata con punto di controllo nel nodo 60. Al contrario, se riferite agli abbassamenti della mezzeria della trave T13 (nodo 60), le curve di capacità presentano una migliore sovrapposibilità. Si evince che si deve assumere la mezzeria della trave di ultima plasticizzazione (nodo 60) come punto di controllo al fine di trovare la curva di capacità che meglio approssima il reale comportamento non lineare del Viadotto Mavigliano.

In definitiva, la capacità portante massima dell'impalcato del Ponte sul torrente Mavigliano (CP) è uguale a:

$$CP = G_1 + G_2 + 3,95 Q = 37481 \text{ kN}$$

6. MODELLAZIONE DEL DETERIORAMENTO

L'obiettivo finale del lavoro di tesi è quello di valutare come varia il carico massimo sopportato dall'impalcato del Ponte sul torrente Mavigliano in funzione del deterioramento a cui può essere soggetto nel corso della sua vita utile.

Sino ad ora si è determinata la capacità portante con riferimento ad un viadotto in opera da parecchi anni per il quale si ritiene che gli effetti reologici e le conseguenti perdite di precompressione siano completamente sviluppati, ma caratterizzato da uno stato conservativo privo di difettologie.

Si procede quindi con l'indagine e la modellazione delle fenomenologie di degrado strutturalmente rilevanti. Il Viadotto Mavigliano rappresenta un caso studio teorico; si intende arrivare a definire delle condizioni di ammaloramento dell'impalcato generali, riscontrabili nella realtà del patrimonio infrastrutturale italiano.

La valutazione del quadro difettologico si concentra sulle travi longitudinali che sono gli elementi strutturali che governano la resistenza e la rigidità dell'impalcato, per le quali si è implementato numericamente il comportamento non lineare mediante il modello a fibre.

Nel prosieguo dell'elaborato di tesi, data la tipologia strutturale di ponte a travate appoggiate, si prende in considerazione solamente la campata centrale, che in §5. si è dimostrato essere la campata da cui dipendono la curva di capacità e la capacità portante dell'opera.

6.1. Indagine statistica delle fenomenologie di deterioramento

Trattandosi di un approfondimento teorico, nel prosieguo dell'elaborato di tesi non si considerano le difettologie effettivamente rilevate nel Ponte sul torrente Mavigliano, bensì si affronta un'indagine statistica che verte sui viadotti dell'Autostrada A2 valutati durante la fase sperimentale di applicazione delle Linee Guida.

Lo scopo è quello di delineare delle condizioni di degrado plausibili e comuni tra le opere infrastrutturali del patrimonio nazionale.

Il focus è sulle travi in calcestruzzo armato precompresso, per le quali l'Allegato B delle Linee Guida fornisce un'apposita "*Scheda di Difettosità*", *Figura 6-1*. In questa scheda, da impiegare in fase di ispezione di Livello 1 (vedi §2.1.2.), sono segnati tutti i possibili difetti osservabili in una trave in c.a.p..

Per l'indagine statistica si fa riferimento ai viadotti dell'Autostrada Salerno-Reggio Calabria ispezionati nell'ambito della convenzione ANAS-FABRE (vedi §2.2.). Nel dettaglio, il campione è costituito da 11 ponti, di cui 10 a travate appoggiate ed 1 a travate continue; si esclude il Viadotto Coda del Savuto che è ad arco.

In prima analisi si prendono in considerazione solamente le travi in c.a.p. a cavi pre-tesi (per congruenza con il caso studio del Viadotto Mavigliano), per un totale di 70 elementi; in seconda battuta si aggiungono anche le travi a cavi post-tesi e le travi con entrambe le tipologie di cavi da precompressione, arrivando così a 158 elementi.

A ogni trave corrisponde una scheda difettologica. Si svolge l'indagine statistica segnandosi i difetti rilevati per ciascun elemento, senza considerarne estensione e intensità. In questa operazione bisogna porre attenzione all'applicabilità dei difetti al caso in esame, in quanto nella "*Scheda di Difettosità*" ci sono problematiche specifiche per cavi di precompressione scorrevoli, per cavi aderenti e per situazioni particolari quali le travi a cassone, le selle Gerber...

Scheda Ispezione Ponti di Livello 1

15		Travi/Traversi N _____	Strada di appartenenza: _____	Progressiva km: _____						
C.A.P.		C.A.P.	Data Ispezione: ____/____/____	Data Ispezione: ____/____/____						
N°	Descrizione difetto	G	Estensione K1			N°	NA	NR	NP	Note
		1	0.2	0.5	1	foto				
c.a./c.a.p._1	Macchie di umidità passiva	1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a./c.a.p._2	Macchie di umidità attiva	3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
Dif. Gen_1	Tracce di scolo	3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a./c.a.p._3	Cis dilavato / ammalorato	3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a./c.a.p._21	Cis dilavato / ammalorato Testate	3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
Dif. Gen_2	Ristagni d'acqua	2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
Dif. Gen_5	Ristagni d'acqua nei cassoni	4	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a./c.a.p._4	Vespai	2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a./c.a.p._5	Distacco del copriferro	2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a./c.a.p._6	Armatura ossidata / corrosa	5	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a.p_1	Lesioni capillari agli ancoraggi	1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a.p_2	Testate di ancoraggio non sigill.	2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a.p_3	Distacco tamponi testate	1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a.p_4	Lesioni su anima lungo i cavi	2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a.p_5	Lesioni lungo suola del bulbo	2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a.p_6	Guaine in vista	2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a.p_7	Guaine degradate e fili ossidati	4	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a.p_8	Fili aderenti in vista ossidati	4	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a./c.a.p._7	Lesioni a ragnatela modeste	1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a./c.a.p._10	Fessure diagonali	5	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a./c.a.p._19	Fessure trasversali	5	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a./c.a.p._22	Lesioni / distacco travi traversi	3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a./c.a.p._16	Staffe scoperte / ossidate	3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a./c.a.p._23	Rottura staffe	4	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a./c.a.p._12	Riprese successive deteriorate	1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a.p_9	Riduzione armatura di precomp.	5	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a.p_10	Umidità dall'interno	2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a.p_11	Arm. Scoperta / ossidata testate	2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a.p_12	Fuoriuscita barre ancoraggio	5	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
Dif. Gen_3	Danni da urto	4	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a./c.a.p._17	Armatura longitudinale deformata	5	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
Eventuali note										

Figura 6-1 Scheda di Difettosità, travi/traversi in c.a.p. (Allegato B, LLGG)

Si riportano di seguito i risultati dell'indagine statistica.

N°	Descrizione difetto	G	travi a cavi pre-tesi			travi a cavi pre-tesi + travi a cavi post-tesi		
c.a./c.a.p._1	Macchie di umidità passiva	1	30	/70	42,86%	51	/158	32,28%
c.a./c.a.p._2	Macchie di umidità attiva	3	38	/70	54,29%	78	/158	49,37%
Dif. Gen._1	Tracce di scolo	3	30	/70	42,86%	79	/158	50,00%
c.a./c.a.p._3	Cls dilavato / ammalorato	3	12	/70	17,14%	25	/158	15,82%
c.a./c.a.p._21	Cls dilavato / ammalorato testate	4	0	/70	0,00%	4	/158	2,53%
Dif. Gen._2	Ristagni d'acqua	2	0	/70	0,00%	0	/158	0,00%
Dif. Gen._5	Ristagni d'acqua nei cassoni	4	0	/40	0,00%	0	/65	0,00%
c.a./c.a.p._4	Vespai	2	2	/70	2,86%	32	/158	20,25%
c.a./c.a.p._5	Distacco del copriferro	2	15	/70	21,43%	27	/158	17,09%
c.a./c.a.p._6	Armatura ossidata / corrosa	5	11	/70	15,71%	15	/158	9,49%
c.a.p._1	Lesioni capillari agli ancoraggi	1	0	/70	0,00%	0	/158	0,00%
c.a.p._2	Testate di ancoraggio non sigillate	2	-	-	-	0	/88	0,00%
c.a.p._3	Distacco tamponi testate	1	-	-	-	0	/88	0,00%
c.a.p._4	Lesioni su anima lungo i cavi	2	-	-	-	0	/88	0,00%
c.a.p._5	Lesioni lungo suola del bulbo	2	-	-	-	0	/88	0,00%
c.a.p._6	Guaine in vista	2	-	-	-	1	/88	1,14%
c.a.p._7	Guaine degradate e fili ossidati	4	-	-	-	0	/88	0,00%
c.a.p._8	Fili aderenti in vista ossidati	4	0	/70	0,00%	0	/70	0,00%
c.a./c.a.p._7	Lesioni a ragnatela modeste	1	0	/70	0,00%	0	/158	0,00%
c.a./c.a.p._10	Fessure diagonali	5	0	/70	0,00%	0	/158	0,00%
c.a./c.a.p._19	Fessure trasversali	5	0	/70	0,00%	0	/158	0,00%
c.a./c.a.p._22	Lesioni / distacco travi trasversi	3	0	/70	0,00%	0	/158	0,00%
c.a./c.a.p._16	Staffe scoperte / ossidate	3	8	/70	11,43%	25	/158	15,82%
c.a./c.a.p._23	Rottura staffe	4	0	/70	0,00%	0	/158	0,00%
c.a./c.a.p._12	Riprese successive deteriorate	1	0	/70	0,00%	1	/158	0,63%
c.a.p._9	Riduzione armatura di precompressione	5	1	/70	1,43%	1	/158	0,63%
c.a.p._10	Umidità dall'interno	2	-	-	-	3	/88	3,41%
c.a.p._11	Armatura scoperta / ossidata testate	2	0	/70	0,00%	0	/158	0,00%
c.a.p._12	Fuoriuscita barre ancoraggio	5	-	-	-	0	/88	0,00%
Dif. Gen._3	Danni da urto	4	0	/70	0,00%	0	/158	0,00%
c.a./c.a.p._17	Armatura longitudinale deformata	5	0	/70	0,00%	0	/158	0,00%
c.a./c.a.p._24	Difetti nelle selle Gerber	5	-	-	-	-	-	-

I problemi di infiltrazione delle acque meteoriche, che si manifestano con tracce di scolo, macchie di umidità e dilavamento del calcestruzzo, risultano essere le difettologie più diffuse. Per i ponti a travate in semplice appoggio il dilavamento interessa anche le

testate delle travi. Un altro difetto frequente negli elementi in calcestruzzo è la presenza di vespai, generalmente causati da problemi in fase di esecuzione.

Il deterioramento legato alle infiltrazioni d'acqua e/o ai vespai nei casi peggiori con il tempo può portare a distacchi del copriferro con conseguente esposizione e ossidazione di staffe e ferri longitudinali. Con riferimento al campione di studio, le percentuali di incidenza del distacco del copriferro, dell'armatura ossidata / corrosa e delle staffe scoperte / ossidate sono rispettivamente pari a 17,09%, 9,49% e 15,82%.

Quanto sopra descritto rappresenta una condizione di degrado che sistematicamente si sviluppa con il tempo nelle opere infrastrutturali in c.a. e c.a.p..

Dall'indagine statistica emergono poi delle criticità che interessano singoli elementi; è il caso dei difetti: guaine in vista (1 trave su 88), umidità dall'interno (3 travi su 88), riduzione di armatura di precompressione (1 trave su 158) e riprese successive deteriorate (1 trave su 158).

6.2. Difetti strutturalmente rilevanti

Si vogliono delineare delle condizioni di degrado plausibili da applicare al Viadotto Mavigliano con l'obiettivo di studiare come si modifica la capacità portante in funzione del deterioramento. Per arrivare a questo risultato, tra tutti i difetti che emergono dall'indagine statistica, si prendono in considerazione solamente quelli strutturalmente rilevanti.

Tramite l'indagine statistica si individuano tutte le problematiche, con relative incidenze percentuali, osservate nelle travi in c.a.p. del campione di 11 viadotti appartenenti all'Autostrada del Mediterraneo. I difetti effettivamente riscontrati risultano essere:

- macchie di umidità passiva (G=1) 32,28%;
- macchie di umidità attiva (G=3) 49,37%;
- tracce di scolo (G=3) 50,00%;
- cls dilavato / ammalorato (G=3) 15,82%;
- cls dilavato / ammalorato testate (G=4) 2,53%;
- vespai (G=2) 20,25%;
- distacco del copriferro (G=2) 17,09%;
- armatura ossidata / corrosa (G=5) 9,49%;
- guaine in vista (G=2) 1,14%;
- staffe scoperte / ossidate (G=3) 15,82%;
- riprese successive deteriorate (G=1) 0,63%;
- riduzione armatura di precompressione (G=5) 0,63%;
- umidità dall'interno (G=2) 3,41%.

Di tali difettologie, alcune non minano le capacità resistenti delle travi in c.a.p.; è il caso delle riprese successive deteriorate, a cui le LLGG associano il peso minimo (G=1). Anche le macchie di umidità, gli scoli e i dilavamenti del calcestruzzo, così come i vespai, di per sé non sono pericolosi, ma lo diventano quando progrediscono fino a portare al distacco del copriferro. Conseguentemente ai distacchi di copriferro si possono rilevare staffe e ferri longitudinali ossidati; tali difetti sono strutturalmente rilevanti perché la corrosione

dell'acciaio comporta una riduzione di sezione resistente delle barre di armatura. Una situazione ancora più gravosa a livello strutturale si verifica quando questi ammaloramenti coinvolgono anche i cavi di precompressione. Ai difetti di riduzione dell'armatura di precompressione e di armatura ossidata / corrosa le LLGG attribuiscono la gravità massima ($G=5$).

Infine alcune problematiche, quali le guaine in vista e l'umidità dall'interno, sono specifiche delle travi in c.a.p. a cavi post-tesi e non sono applicabili al caso studio in esame.

In definitiva, per la modellazione del deterioramento da sviluppare per il Ponte sul torrente Mavigliano si fa riferimento ai seguenti difetti strutturalmente rilevanti:

- distacco del copriferro;
- armatura ossidata / corrosa;
- riduzione armatura di precompressione;
- staffe scoperte / ossidate.

A livello numerico, si implementano i distacchi di copriferro, l'armatura corrosa e la riduzione di armatura di precompressione mediante delle opportune modifiche al modello a fibre creato in §4.4. per il manufatto non deteriorato. Nel dettaglio, per simulare i distacchi di copriferro è sufficiente eliminare le fibre di calcestruzzo più esterne delle sezioni composte. La corrosione dell'acciaio con conseguente riduzione della sezione resistente di ferri longitudinali e armatura da precompressione si considera nel modello a fibre attraverso delle riduzioni dell'area delle fibre di acciaio relative alle barre longitudinali e all'armatura equivalente ai trefoli pre-tesi; in entrambi i casi si applica una riduzione d'area del 30%.

Il comportamento a taglio dell'impalcato del Viadotto Mavigliano, non ancora preso in considerazione in questo elaborato di tesi, sarà analizzato in §8. In questo capitolo si valuterà la resistenza a taglio dell'opera sia in riferimento al ponte privo di difettologie, che al ponte deteriorato. A riguardo, anche il difetto di staffe scoperte / ossidate sarà implementato mediante una riduzione dell'area delle staffe del 30%.

Distacco del copriferro

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5	Estensione k ₁	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% superficie)	1 (~tutta la superficie)
					Intensità k ₂	Sempre = 1		

Descrizione

Il difetto si riferisce alla mancanza di porzioni di strato di ricoprimento in calcestruzzo delle armature longitudinali e trasversali degli elementi, con conseguente esposizione di queste ultime agli agenti ossidanti e corrosivi.

Particolarmente soggette a distacchi di copriferro sono le travi più esterne dei ponti a travata, maggiormente esposte agli effetti degli agenti esterni.

Tale fenomeno si concentra spesso in corrispondenza delle zone degli spigoli degli elementi, caratterizzate da un elevato rapporto superficie/volume esposto e quindi più soggette a distacchi.

Cause

Il distacco di copriferro è dovuto a fenomeni chimici e fisici, quali il deterioramento del calcestruzzo causato dall'azione dell'acqua e dell'umidità e la carbonatazione, favorita dalla presenza di calcestruzzi porosi in ambienti aggressivi, ma anche ad errori in fase di esecuzione, quali spessori di copriferro molto esigui o scarso interferro, o a cause accidentali, quali l'urto di automezzi.

Fenomeni di degrado correlati

Generalmente il fenomeno si riscontra in corrispondenza di zone in cui il calcestruzzo appare dilavato o ammalorato o in corrispondenza di vespai, dove la non corretta modalità di getto facilita la disgregazione del materiale. Conseguenti ai distacchi di copriferro, sono i fenomeni di ossidazione e/o corrosione delle armature esposte.



Figura 6-2 Scheda difettologica, distacco del copriferro (Allegato C, LLGG)

Armatura ossidata e/o corrosa

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5	Estensione k ₁	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% superficie)	1 (~tutta la superficie)
					Intensità k ₂	0,2 (ossidata)	0,5 (intaccata la sezione della barra)	1 (Corrosa con diminuz. di sezione)

Descrizione

A causa della mancanza o della carenza di uno strato di ricoprimento in calcestruzzo adeguato, le armature in acciaio, a contatto con agenti aggressivi esterni, appaiono ossidate o corrose. Nei casi più gravi l'evoluzione del fenomeno può provocare la riduzione della sezione resistente.

Qualora il calcestruzzo sia carbonatato e il copriferro intatto, tale fenomeno non è visibile ma si sviluppa al di sotto dello strato di ricoprimento in calcestruzzo. Per carbonatazione si intende la formazione di carbonato di calcio con la conseguente riduzione del PH del calcestruzzo e la depassivazione delle armature metalliche, che ne favorisce l'ossidazione. Quest'ultima provoca l'aumento di volume dell'armatura e la conseguente fessurazione, prima, ed espulsione poi, del copriferro.

Cause

Oltre che per il fenomeno di carbonatazione, l'ossidazione e/o la corrosione delle armature esposte sono causate dal contatto con l'aria e facilitate dalla presenza di acqua.

Fenomeni di degrado correlati

Il fenomeno è visibile laddove sono presenti distacchi di copriferro ed è maggiormente evidente in corrispondenza di vespai. Fasi anteriori del degrado sono eventuali lesioni in corrispondenza delle barre di armatura, la cui evoluzione potrebbe provocare il completo distacco di copriferro e la conseguente esposizione delle barre stesse. L'armatura ossidata e/o corrosa non si deve confondere con le staffe scoperte e/o ossidate, fenomeno che si riferisce specificatamente alle armature trasversali degli elementi, laddove esse siano presenti e ben distinguibili da quelle longitudinali.



Figura 6-3 Scheda difettologica, armatura ossidata / corrosa (Allegato C, LLGG)

Riduzione armatura di precompressione

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Estensione k ₁	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% superficie)	1 (~tutta la superficie)
Intensità k ₂	0,2 (visibile)	0,5 (fino al 20% del diametro)	1 (> del 20% del diametro)

Descrizione

Il difetto è causato dall'evoluzione del fenomeno di ossidazione dei cavi negli elementi in c.a.p., sia che essi siano a *cavi scorrevoli* che a *cavi aderenti*, fino ad un'evidente riduzione di sezione e, nei casi più gravi, alla rottura dei cavi da precompressione.

Cause

La riduzione di sezione dei fili è conseguenza dell'evoluzione nel tempo di processi di degrado tipici del calcestruzzo, causati da carenze progettuali (sistemi di convogliamento delle acque e di impermeabilizzazione carenti o assenti) o da errori esecutivi (spessore di copriferro inadeguato, calcestruzzo poroso e/o con vespai o guaine non intasate correttamente). Il fenomeno può degenerare nella completa rottura dei fili. Quest'ultima può essere causata anche da urti accidentali.

Fenomeni di degrado correlati

Il fenomeno si presenta laddove gli effetti di acqua e di umidità sono evidenti sul materiale. È pertanto concomitante con altri difetti, quali umidità dall'interno, guaine degradate e fili ossidati e fili aderenti in vista/ossidati.



Fonte: PROGETTO RAM – Manuale di ispezione principale (Anas GRUPPO FS ITALIANE)



Figura 6-4 Scheda difettologica, riduzione armatura di precompressione (Allegato C, LLGG)

Staffe scoperte/ossidate

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5
-------	-------	-------	-------	-------

Estensione k ₁	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% superficie)	1 (~tutta la superficie)
Intensità k ₂	0,2 (ossidata)	0,5 (intaccata la sezione della staffa)	1 (Corrosione con diminuzione di sezione)

Descrizione

Il difetto si riferisce all'esposizione delle armature trasversali e la conseguente ossidazione dell'acciaio a contatto con l'aria e l'acqua presente nell'ambiente esterno. La presenza di staffe scoperte si associa a distacchi o carenze di copriferro.

Cause

Le cause del distacco dello strato di ricoprimento delle armature sono imputabili a fenomeni chimici e fisici, quali il deterioramento del calcestruzzo causato dall'azione dell'acqua e dell'umidità e la carbonatazione, favorita dalla presenza di calcestruzzi porosi in ambienti aggressivi, ma anche ad errori in fase di esecuzione, quali spessori di copriferro molto esigui o scarso interferro, o a cause accidentali, quali l'urto di automezzi. Nel caso di carbonatazione, il distacco di copriferro è conseguenza dell'ossidazione delle stesse staffe, che rigonfiando provocano la fessurazione del calcestruzzo e la conseguente esposizione delle armature.

Fenomeni di degrado correlati

Il fenomeno è visibile laddove sono presenti **distacchi di copriferro** ed è maggiormente evidente in corrispondenza di **vespai**. Fasi anteriori del degrado sono eventuali lesioni in corrispondenza delle staffe, la cui evoluzione potrebbe provocare il completo distacco di copriferro e la conseguente esposizione delle staffe stesse. Le staffe scoperte e/o ossidate non si devono confondere con l'armatura ossidata e/o corrosa, fenomeno che si riferisce specificamente alle armature longitudinali degli elementi. L'evoluzione di tale fenomeno può provocare la completa **rottura delle staffe**.



Figura 6-5 Scheda difettologica, staffe scoperte / ossidate (Allegato C, LLGG)

6.3. Casistiche di deterioramento studiate

Per ricreare delle condizioni di degrado plausibili del Ponte sul torrente Mavigliano si applicano i difetti strutturalmente rilevanti ricavati in §6.2. in seguito all'indagine statistica sul campione di viadotti dell'Autostrada Salerno-Reggio Calabria.

In questa fase si deve definire l'evoluzione spaziale (longitudinale e trasversale) e temporale dei fenomeni di deterioramento che interessano l'opera, ipotizzando delle zone di innesco dei difetti da cui questi si diffondono con il passare del tempo. Al fine di simulare delle condizioni di ammaloramento dell'impalcato quanto più reali possibile, le ipotesi di evoluzione temporale e spaziale si basano sull'esperienza maturata durante la fase sperimentale di applicazione delle LLGG.

Per il Viadotto Mavigliano si suppone che la causa innescante i distacchi di copriferro e la conseguente ossidazione delle armature sia l'ammaloramento del calcestruzzo legato a problemi di infiltrazione delle acque. Tali criticità, in un ponte a travate appoggiate come quello in esame, si concentrano nelle testate delle travi, dato che i giunti non sono impermeabili, e lungo le travi di bordo, maggiormente esposte agli effetti degli agenti atmosferici. La progressione degli ammaloramenti del calcestruzzo, spesso favorita da un ambiente umido e da problemi al sistema di convogliamento delle acque meteoriche, comporta l'espansione in senso longitudinale e trasversale dei distacchi a partire dalle zone di innesco in testata e in localizzate porzioni delle travi di bordo. Inizialmente, nelle sezioni ammalorate si hanno solamente superficiali distacchi del copriferro. L'evoluzione del deterioramento porta a distacchi di spessore sempre maggiore che implicano in un primo momento l'esposizione e la corrosione di staffe e ferri longitudinali e successivamente anche dei trefoli di precompressione.

I suddetti ragionamenti relativi all'evoluzione del degrado stanno alla base delle casistiche di studio impostate per l'elaborato di tesi con l'obiettivo di analizzare come si modifica la capacità portante dell'impalcato del Ponte sul torrente Mavigliano in funzione del deterioramento.

Le casistiche di deterioramento studiate sono le seguenti:

- *Caso I* (5 evoluzioni);
- *Caso Ia* (5evoluzioni);
- *Caso II-c9* (5 evoluzioni);
- *Caso III-c8* (5 evoluzioni);
- *Caso IV-c7* (5 evoluzioni);
- *Caso V-c6* (5 evoluzioni);
- *Caso VI-c5* (5 evoluzioni);
- *Massimo deterioramento teorico.*

In tutte le casistiche si fa riferimento alla sola campata centrale del Viadotto Mavigliano.

Numericamente, ogni evoluzione di ciascuna casistica di deterioramento viene processata in maniera indipendente. Come anticipato in §6.2., i difetti che caratterizzano le diverse evoluzioni delle casistiche ipotizzate si riportano in Midas Civil mediante la modifica del modello a fibre implementato per le sezioni composte delle travi. In questo modo però si riescono a simulare solamente i distacchi di copriferro, l'armatura ossidata / corrosa e la riduzione di armatura di precompressione. Da ciò deriva che le casistiche di deterioramento studiate vertono sull'evoluzione di tali difetti. L'ossidazione delle staffe sarà presa in considerazione successivamente, quando si affronteranno le verifiche a taglio per l'impalcato privo di difettologie e per l'impalcato deteriorato.

6.3.1. Caso I

Il *Caso I* rappresenta la situazione più complicata. I distacchi di copriferro si innescano da subito - *Caso I_ev1* - in tutte le testate e in localizzati conci delle travi di bordo (si mantiene la stessa divisione in conci delle travi della campata centrale riportata in §4.4.2.); per la precisione in *Concio 5* e *Concio 7*. Inizialmente i distacchi interessano l'ala inferiore delle travi e, con riferimento alla sezione composta, la parte inferiore della soletta.

La progressione del degrado porta alla situazione *Caso I_ev2* in cui i distacchi si diffondono longitudinalmente nelle aree limitrofe, mentre nei conci già ammalorati in *Caso I_ev1* aumenta la profondità dei distacchi con conseguente corrosione delle barre longitudinali più esterne (a cui corrisponde una riduzione di sezione resistente pari al 30% dell'area dei ferri) e i distacchi iniziano a coinvolgere anche l'ala superiore e l'anima. Sempre in *Caso I_ev2* si ipotizza che si inneschi un nuovo distacco di copriferro localizzato in *Concio 9*.

In *Caso I_ev3* progredisce la diffusione longitudinale in conci vicini dei distacchi e allo stesso tempo aumenta la profondità del calcestruzzo espulso nei conci già colpiti da degrado; ciò implica una riduzione dell'armatura di precompressione pari al 30% dell'area dei trefoli nelle testate e in *Concio 5* e *Concio 7* delle travi di bordo. In questo step di evoluzione i distacchi di copriferro iniziano a interessare, in maniera localizzata in *Concio 5* e *Concio 7*, anche le travi semi-interne (T17 e T14).

La situazione peggiora ulteriormente in *Caso I_ev4*, con l'espansione dei distacchi di copriferro sia longitudinale sia trasversale e, a livello di sezione, lungo il perimetro delle sezioni stesse. In modo analogo progredisce anche la corrosione di armatura lenta e cavi di precompressione.

Infine il deterioramento è massimo in *Caso I_ev5*, con distacchi del copriferro che interessano tutte le travi per l'intero sviluppo longitudinale e travi di bordo in cui la riduzione di sezione dei trefoli più esterni colpisce ogni concio.

In *Caso I* si mantiene la simmetria del deterioramento tra le due travi di bordo.

Nel prosieguo, per ogni evoluzione si riportano la schematizzazione in pianta del deterioramento della campata centrale del Ponte sul torrente Mavigliano ed anche le sezioni trasversali di due conci significativi (*Concio 2* di testata e *Concio 7*) da cui ricavare i dettagli relativi a localizzazione e spessore dei distacchi e a ferri e trefoli interessati dalla corrosione.

Caso I_ev1

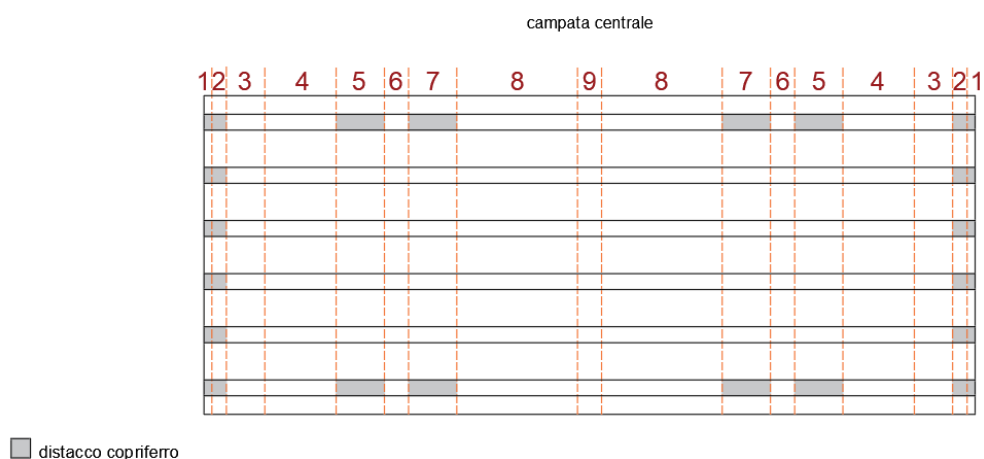


Figura 6-6 Ponte sul torrente Mavigliano, Caso I_ev1 schema deterioramento in pianta

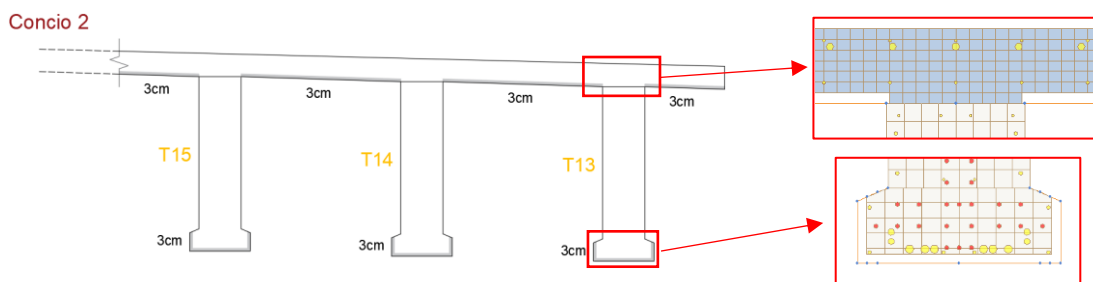


Figura 6-7 Ponte sul torrente Mavigliano, Caso I_ev1 sezione trasversale Concio 2 + dettagli Midas Civil

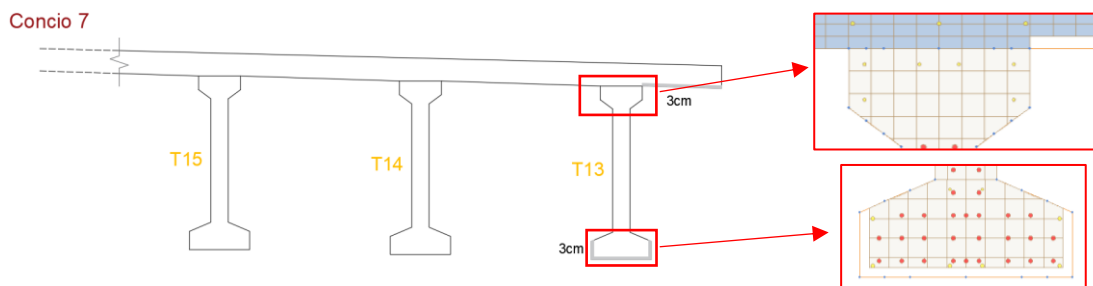


Figura 6-8 Ponte sul torrente Mavigliano, Caso I_ev1 sezione trasversale Concio 7 + dettagli Midas Civil

Caso I_ev2

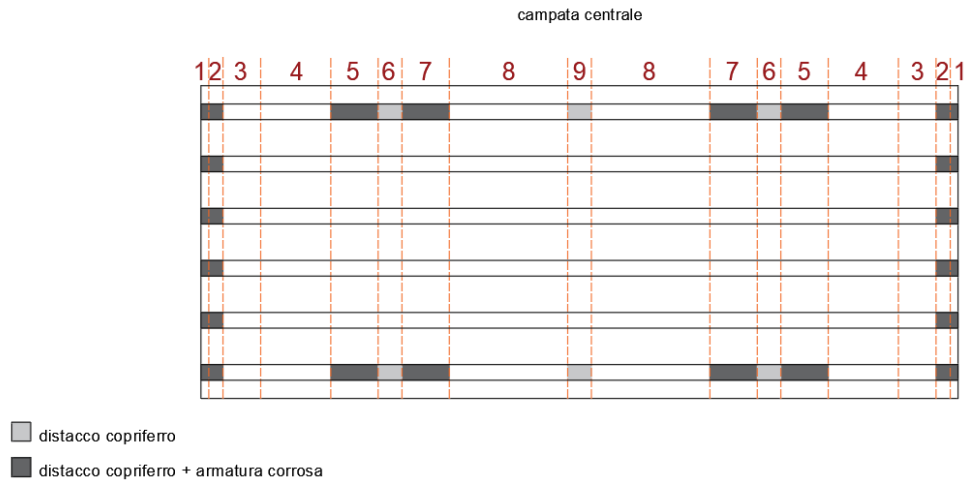


Figura 6-9 Ponte sul torrente Mavigliano, Caso I_ev2 schema deterioramento in pianta

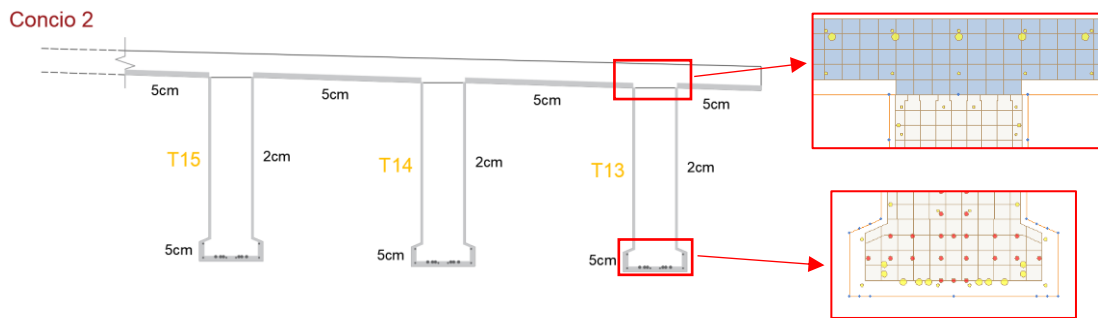


Figura 6-10 Ponte sul torrente Mavigliano, Caso I_ev2 sezione trasversale Concio 2 + dettagli Midas Civil

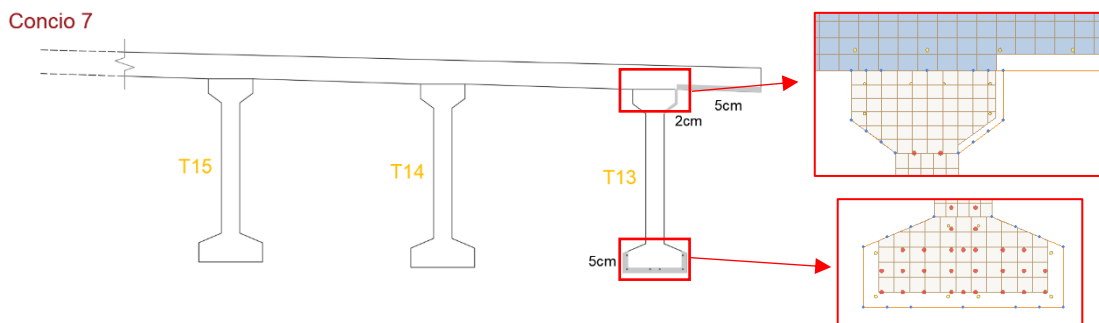


Figura 6-11 Ponte sul torrente Mavigliano, Caso I_ev2 sezione trasversale Concio 7 + dettagli Midas Civil

Caso I_ev3

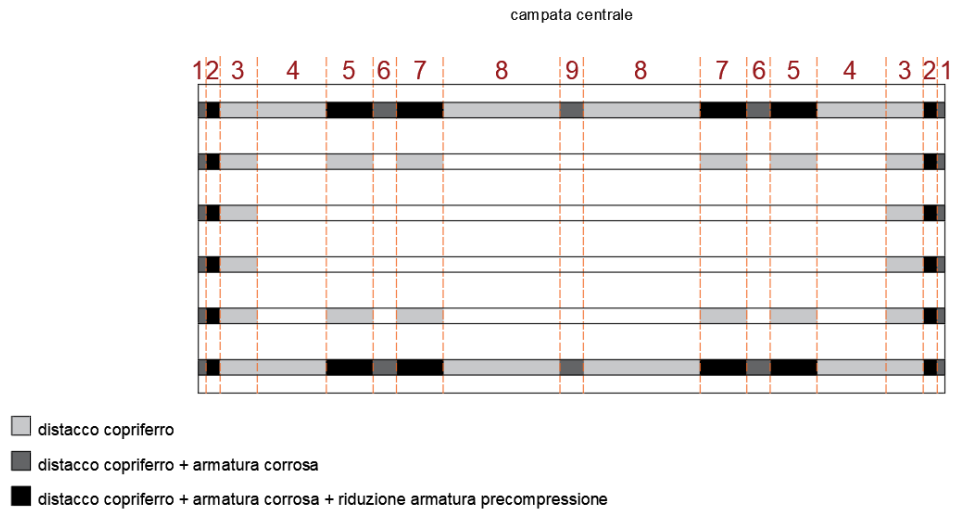


Figura 6-12 Ponte sul torrente Mavigliano, Caso I_ev3 schema deterioramento in pianta

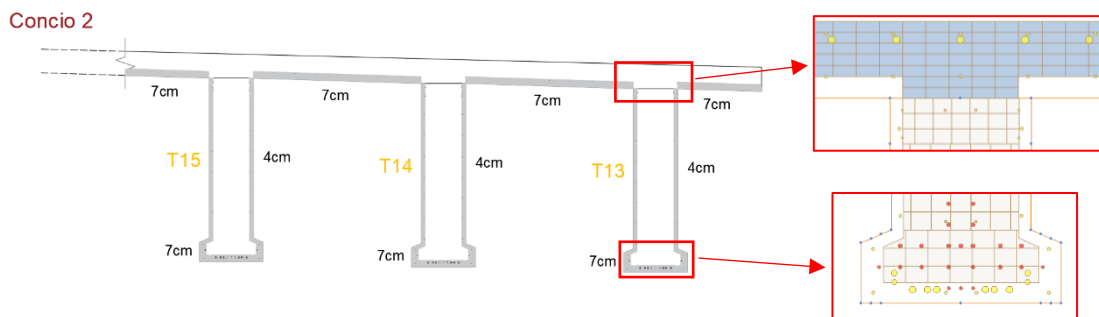


Figura 6-13 Ponte sul torrente Mavigliano, Caso I_ev3 sezione trasversale Concio 2 + dettagli Midas Civil

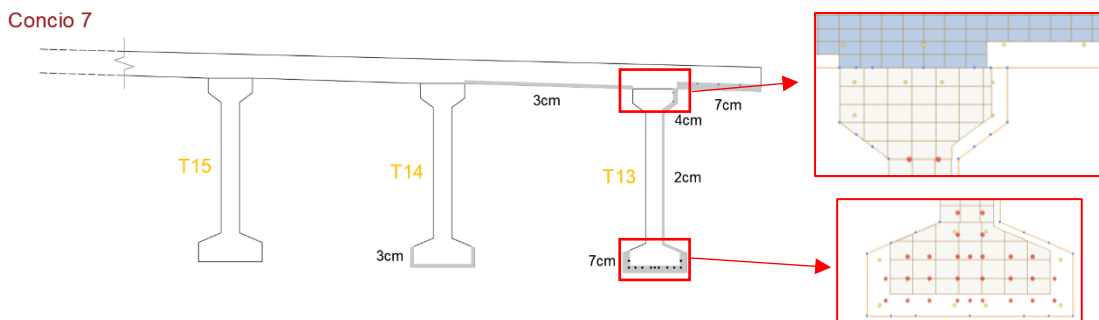


Figura 6-14 Ponte sul torrente Mavigliano, Caso I_ev3 sezione trasversale Concio 7 + dettagli Midas Civil

Caso I_ev4

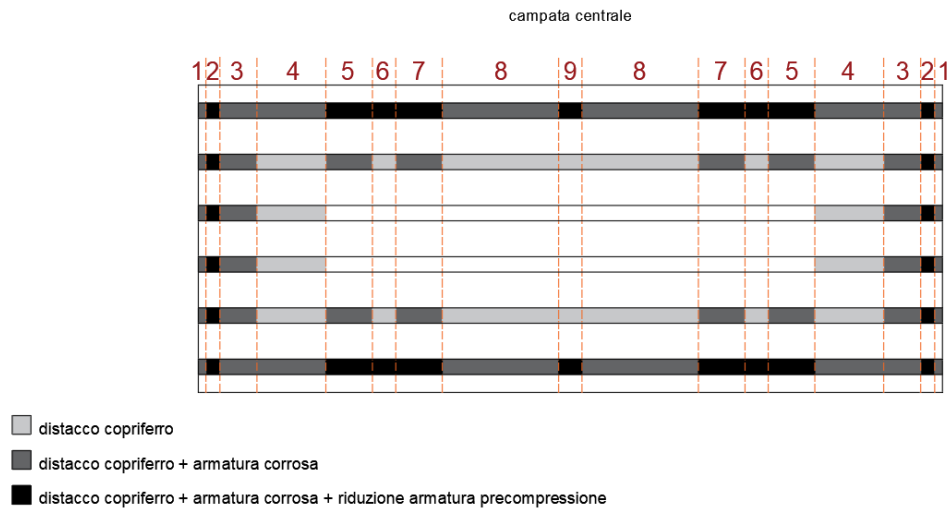


Figura 6-15 Ponte sul torrente Mavigliano, Caso I_ev4 schema deterioramento in pianta

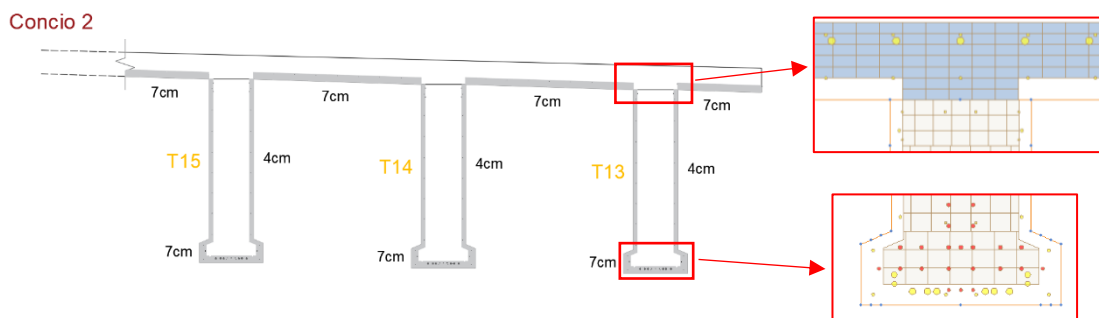


Figura 6-16 Ponte sul torrente Mavigliano, Caso I_ev4 sezione trasversale Concio 2 + dettagli Midas Civil

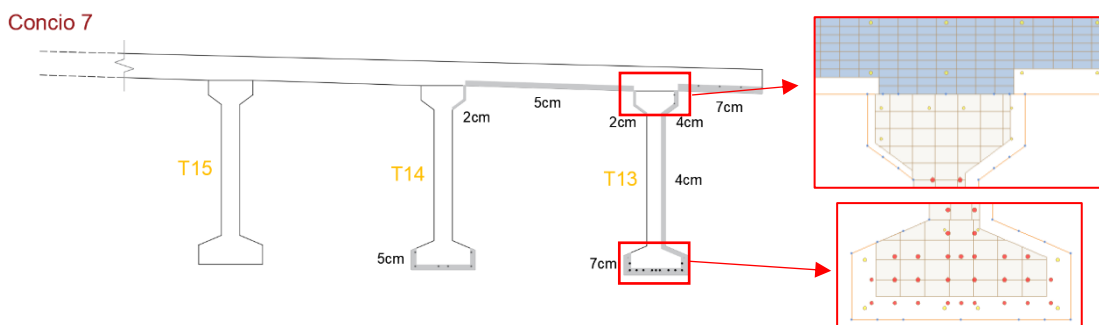


Figura 6-17 Ponte sul torrente Mavigliano, Caso I_ev4 sezione trasversale Concio 7 + dettagli Midas Civil

Caso I_ev5

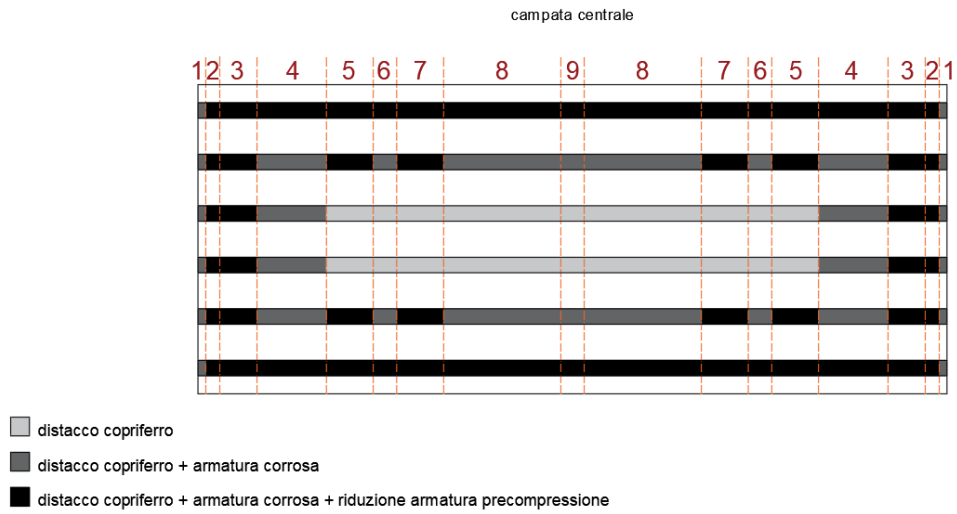


Figura 6-18 Ponte sul torrente Mavigliano, Caso I_ev5 schema deterioramento in pianta

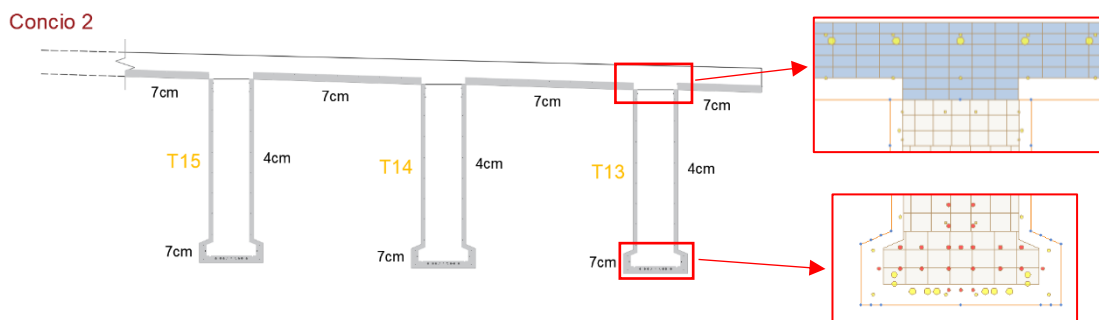


Figura 6-19 Ponte sul torrente Mavigliano, Caso I_ev5 sezione trasversale Concio 2 + dettagli Midas Civil

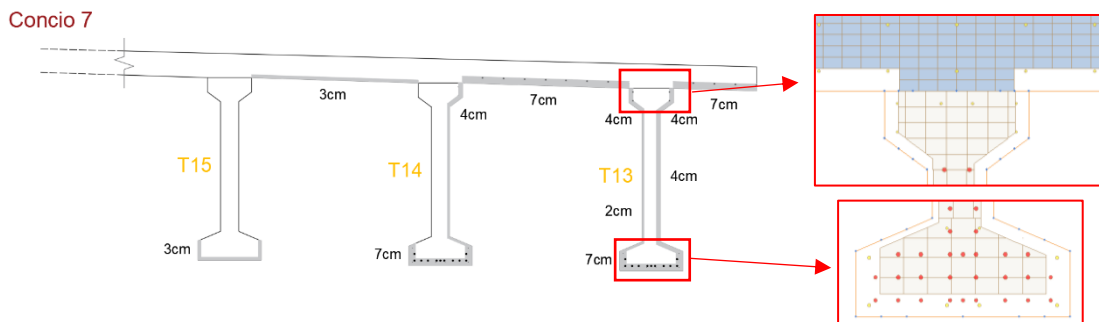


Figura 6-20 Ponte sul torrente Mavigliano, Caso I_ev5 sezione trasversale Concio 7 + dettagli Midas Civil

6.3.2. Caso la

Il *Caso la* risulta essere una variante maggiormente realistica del *Caso I*.

I conci di innesco e la progressione del deterioramento rispecchiano il *Caso I*. Per il *Caso la* si perde la simmetria fra le travi di bordo in quanto i distacchi al primo step evolutivo (*Caso la_ev1*) interessano solamente la trave di bordo T13, mentre nella trave T18 i difetti si attivano a partire dal *Caso la_ev3*. Si ottiene così la situazione di massimo degrado, corrispondente al *Caso la_ev5*, in cui nell'elemento T13 si ha la riduzione dei trefoli più esterni lungo tutto lo sviluppo longitudinale, mentre il quadro difettologico della trave T18 coincide con quello della trave T14, con riduzioni dell'armatura di precompressione localizzate in alcuni conci e corrosioni dell'armatura lenta diffuse.

Con il *Caso la* si implementa una condizione di deterioramento più realistica perché si tiene conto anche della pendenza trasversale dell'impalcato che implica un deflusso delle acque meteoriche convergente verso la trave di bordo T13.

In *Caso I*, trascurando l'inclinazione della sovrastruttura e applicando simmetricamente gli ammaloramenti alle due travi di bordo, si studia una condizione più gravosa perché il carico da traffico è posizionato per massimizzare gli effetti sull'elemento T18.

Nel prosieguo, per ogni evoluzione si presenta la schematizzazione in pianta del deterioramento della campata centrale del Ponte sul torrente Mavigliano.

Caso la_ev1

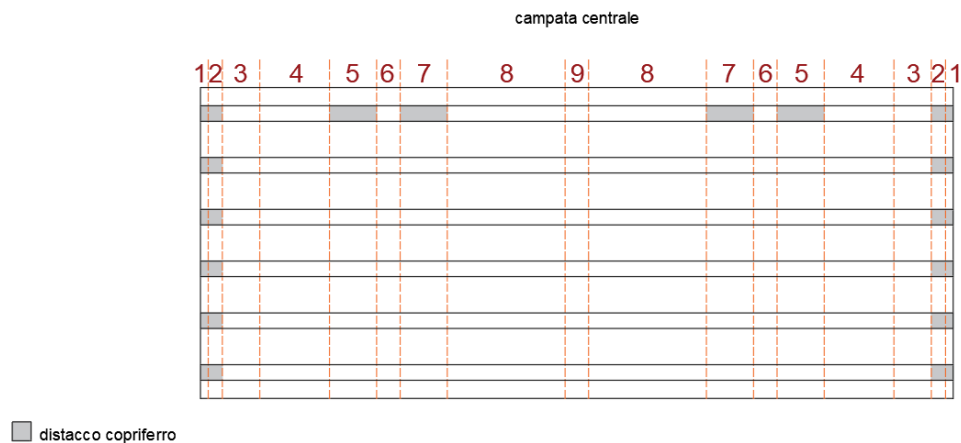


Figura 6-21 Ponte sul torrente Mavigliano, *Caso la_ev1*

Caso la_ev2

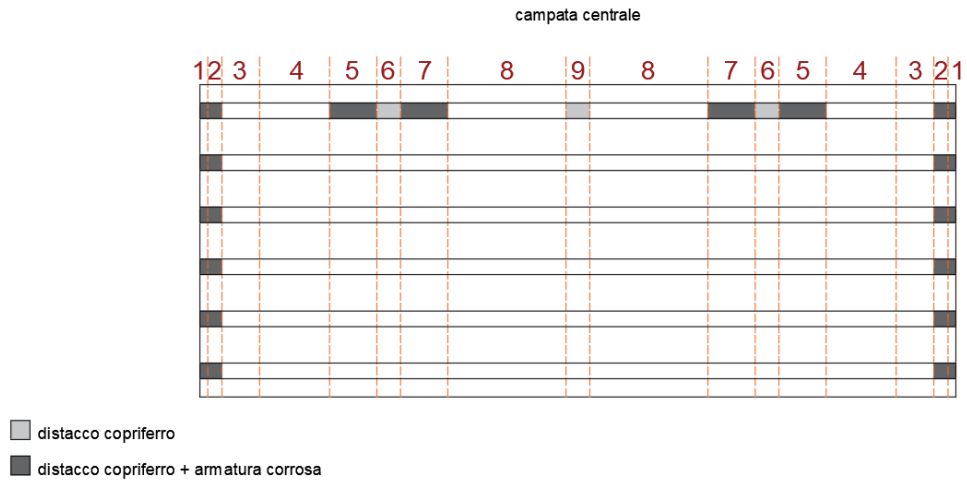


Figura 6-22 Ponte sul torrente Mavigliano, Caso la_ev2

Caso la_ev3

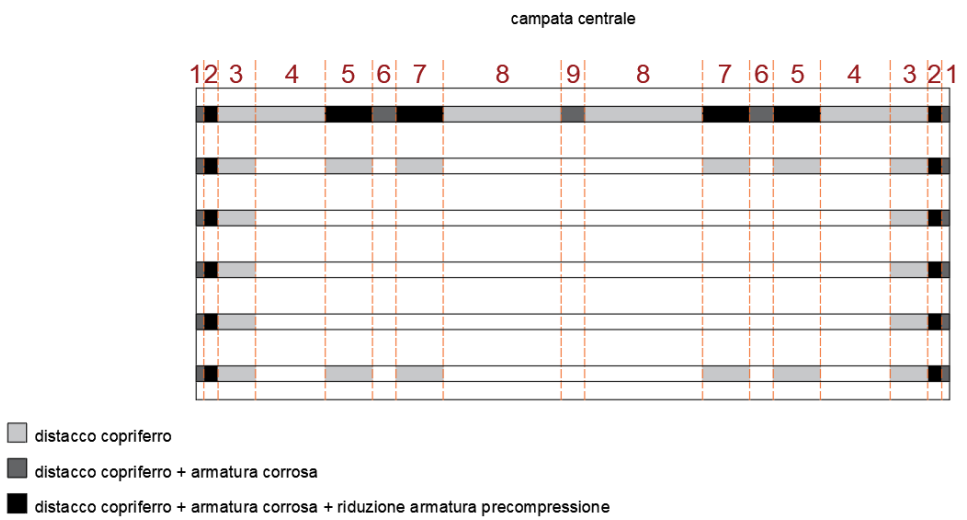


Figura 6-23 Ponte sul torrente Mavigliano, Caso la_ev3

Caso la_ev4

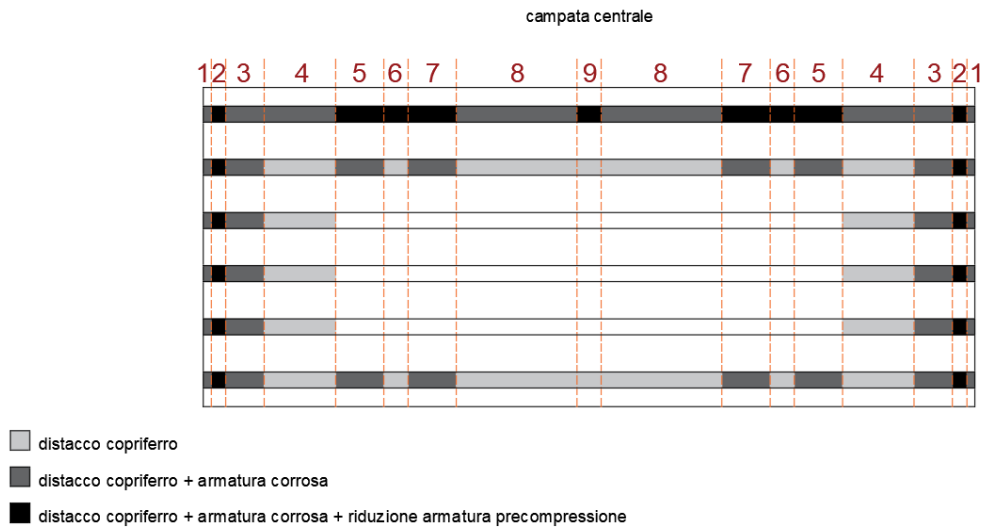


Figura 6-24 Ponte sul torrente Mavigliano, Caso la_ev4

Caso la_ev5

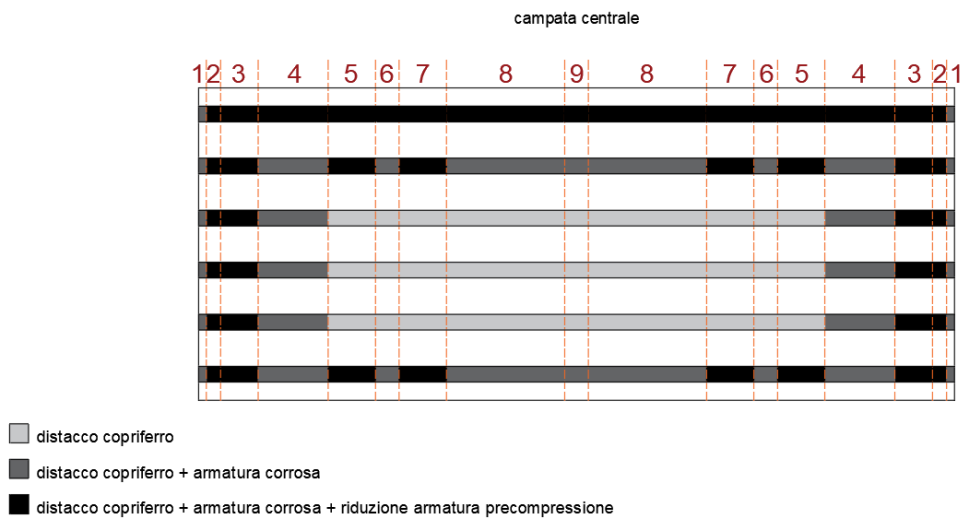


Figura 6-25 Ponte sul torrente Mavigliano, Caso la_ev5

6.3.3. Caso II-c9

Il *Caso II-c9* è il primo di una serie di casistiche implementate al fine di determinare quale siano i concii di innesco del deterioramento che portano alle situazioni più sfavorevoli, con maggior riduzione della capacità portante del Viadotto Mavigliano.

In *Caso II-c9* si ipotizza che i distacchi del copriferro al primo step evolutivo partano dalle testate delle travi e, in maniera simmetrica, dal *Concio 9* di mezzeria delle due travi di bordo; da queste zone si diffondono longitudinalmente e in un secondo momento anche trasversalmente. Per la progressione temporale e spaziale dei distacchi e della corrosione di armatura lenta e armatura di precompressione si segue il criterio evolutivo approfondito nei paragrafi precedenti dell'elaborato di tesi.

Nel prosieguo, per ogni evoluzione si presenta la schematizzazione in pianta del deterioramento della campata centrale del Ponte sul torrente Mavigliano.

Caso II-c9_ev1

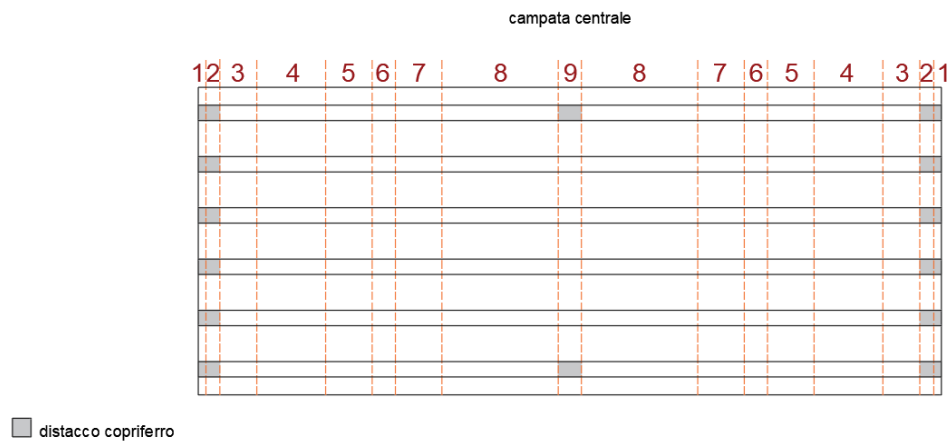


Figura 6-26 Ponte sul torrente Mavigliano, Caso II-c9_ev1

Caso II-c9_ev2

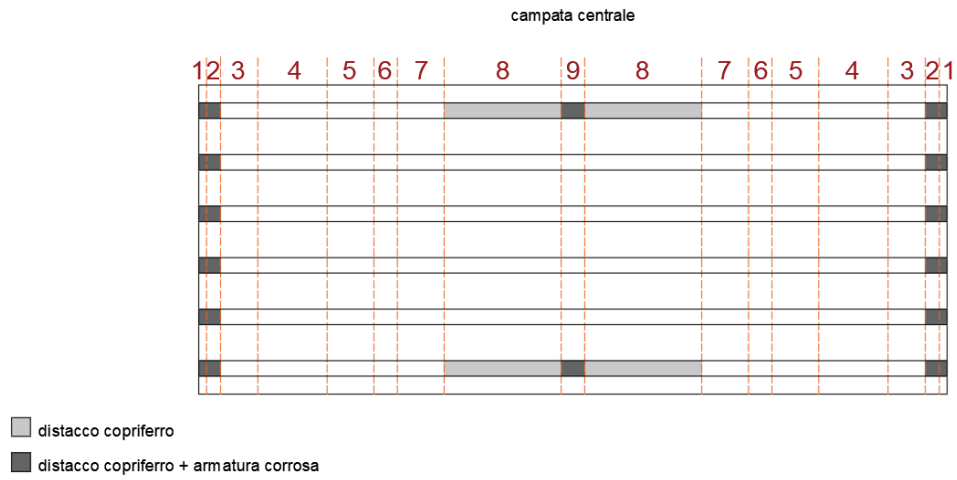


Figura 6-27 Ponte sul torrente Mavigliano, Caso II-c9_ev2

Caso II-c9_ev3

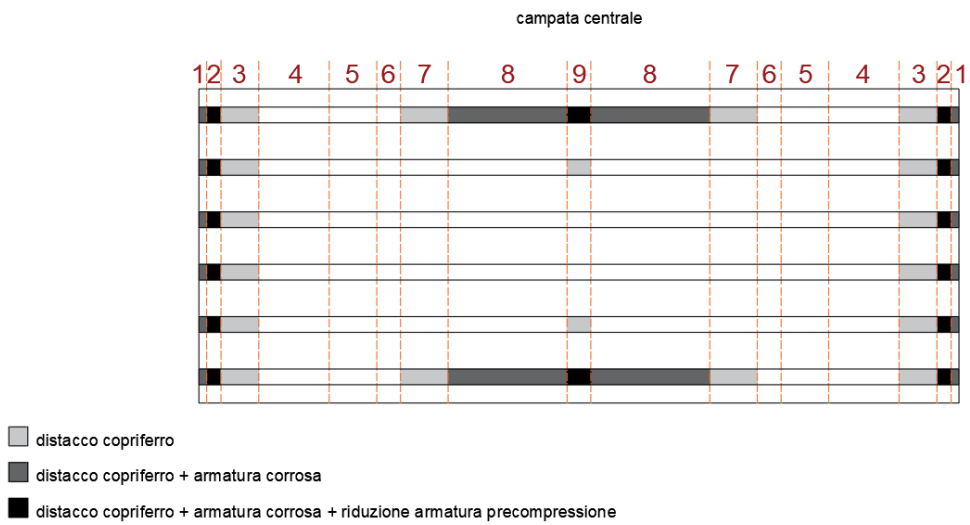


Figura 6-28 Ponte sul torrente Mavigliano, Caso II-c9_ev3

Caso II-c9_ev4

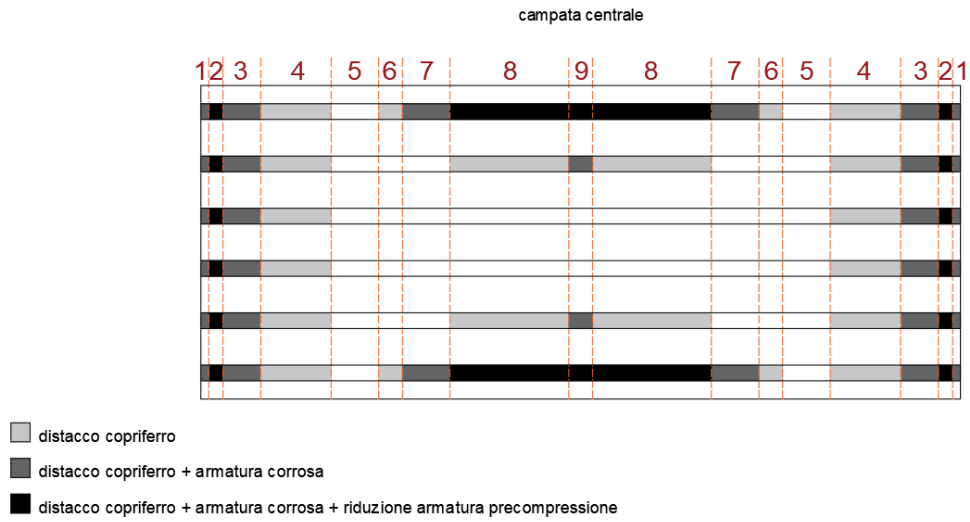


Figura 6-29 Ponte sul torrente Mavigliano, Caso II-c9_ev4

Caso II-c9_ev5

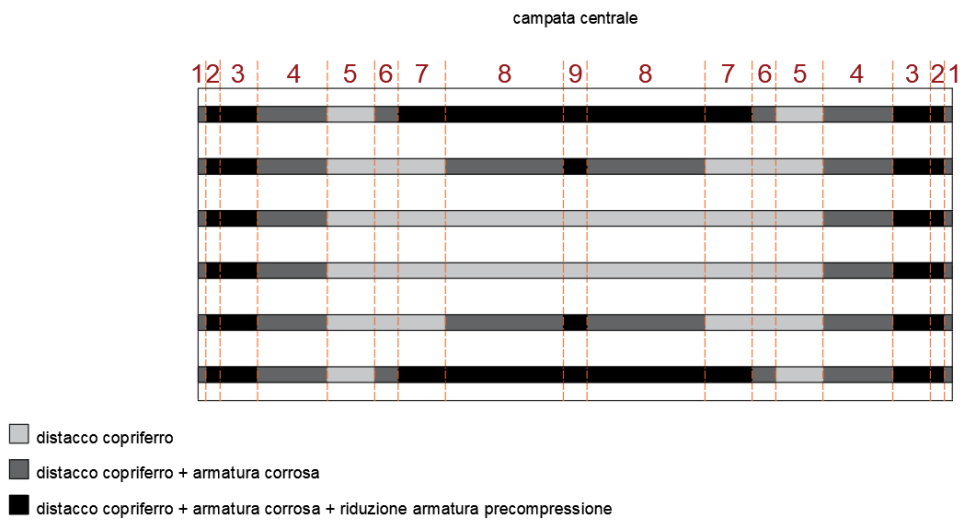


Figura 6-30 Ponte sul torrente Mavigliano, Caso II-c9_ev5

6.3.4. Caso III-c8

In *Caso III-c8* si assume che i distacchi del copriferro inizialmente interessino le testate delle travi e, in maniera simmetrica, i *Conci 8* delle due travi di bordo; da queste zone si diffondono longitudinalmente e in un secondo momento anche trasversalmente. Per la progressione temporale e spaziale dei distacchi e della corrosione di armatura lenta e armatura di precompressione si segue il criterio evolutivo approfondito nei paragrafi precedenti dell'elaborato di tesi.

Nel prosieguo, per ogni evoluzione si presenta la schematizzazione in pianta del deterioramento della campata centrale del Ponte sul torrente Mavigliano.

Caso III-c8_ev1

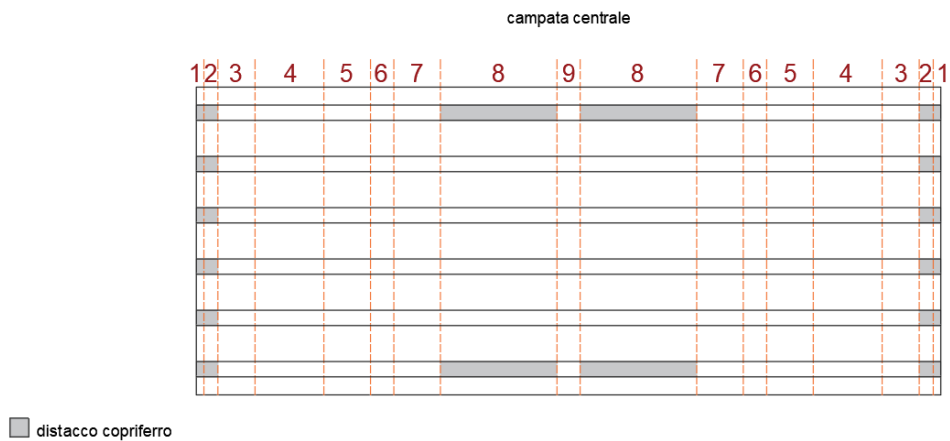


Figura 6-31 Ponte sul torrente Mavigliano, Caso III-c8_ev1

Caso III-c8_ev2

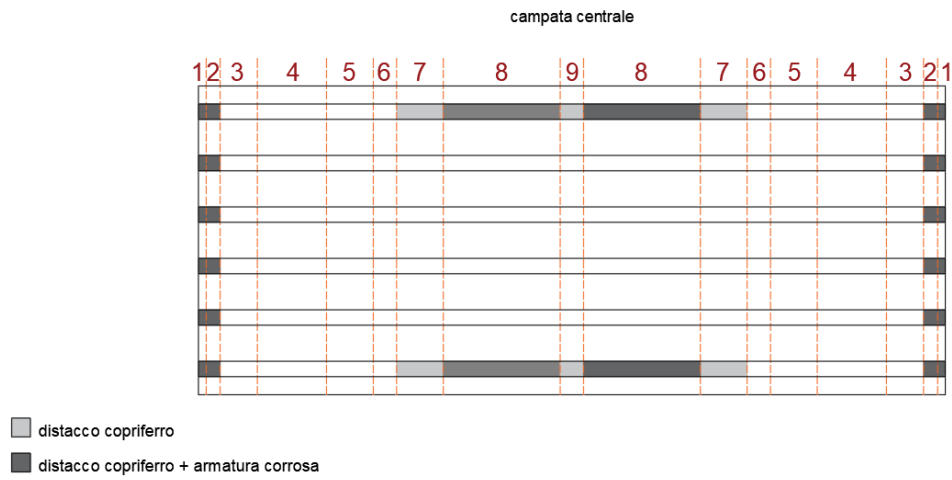


Figura 6-32 Ponte sul torrente Mavigliano, Caso III-c8_ev2

Caso III-c8_ev3

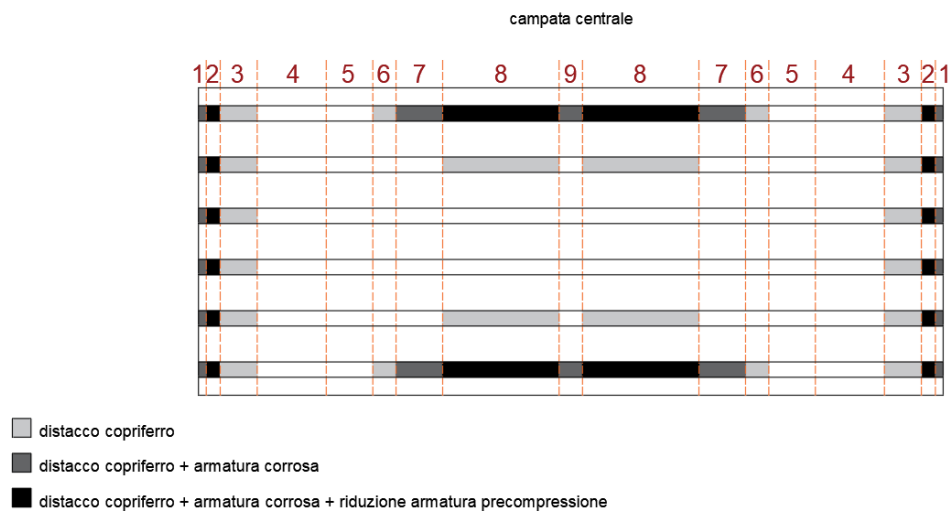


Figura 6-33 Ponte sul torrente Mavigliano, Caso III-c8_ev3

Caso III-c8_ev4

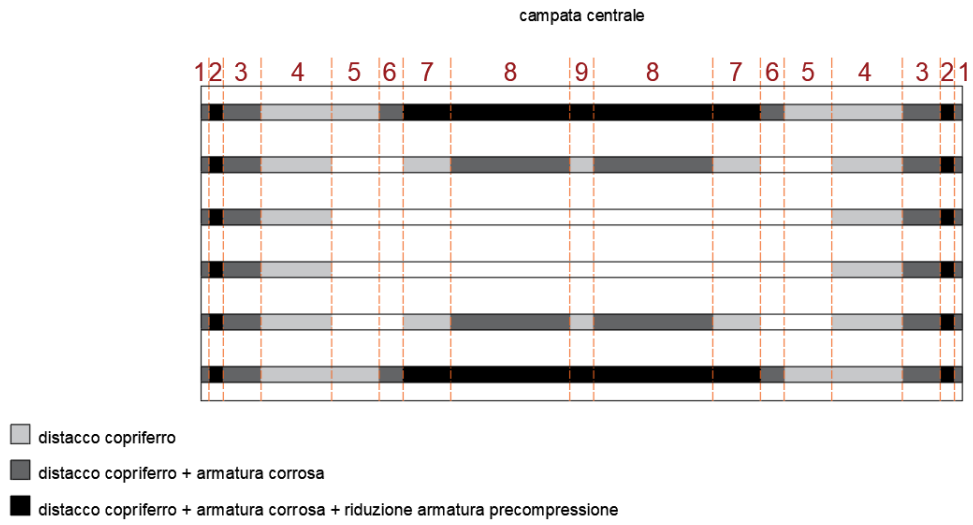


Figura 6-34 Ponte sul torrente Mavigliano, Caso III-c8_ev4

Caso III-c8_ev5

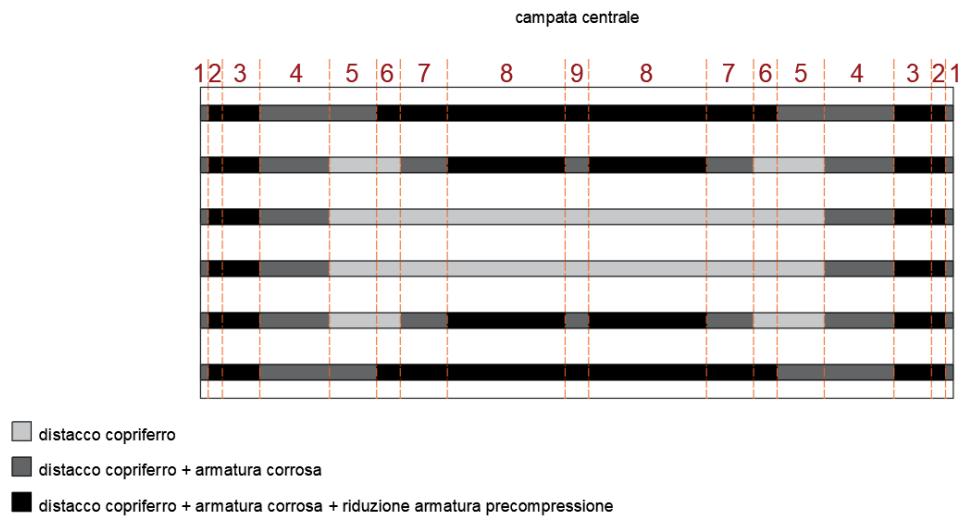


Figura 6-35 Ponte sul torrente Mavigliano, Caso III-c8_ev5

6.3.5. Caso IV-c7

In *Caso IV-c7* si assume che i distacchi del copriferro inizialmente interessino le testate delle travi e, in maniera simmetrica, i *Conci 7* delle due travi di bordo; da queste zone si diffondono longitudinalmente e in un secondo momento anche trasversalmente. Per la progressione temporale e spaziale dei distacchi e della corrosione di armatura lenta e armatura di precompressione si segue il criterio evolutivo approfondito nei paragrafi precedenti dell'elaborato di tesi.

Nel prosieguo, per ogni evoluzione si presenta la schematizzazione in pianta del deterioramento della campata centrale del Ponte sul torrente Mavigliano.

Caso IV-c7_ev1

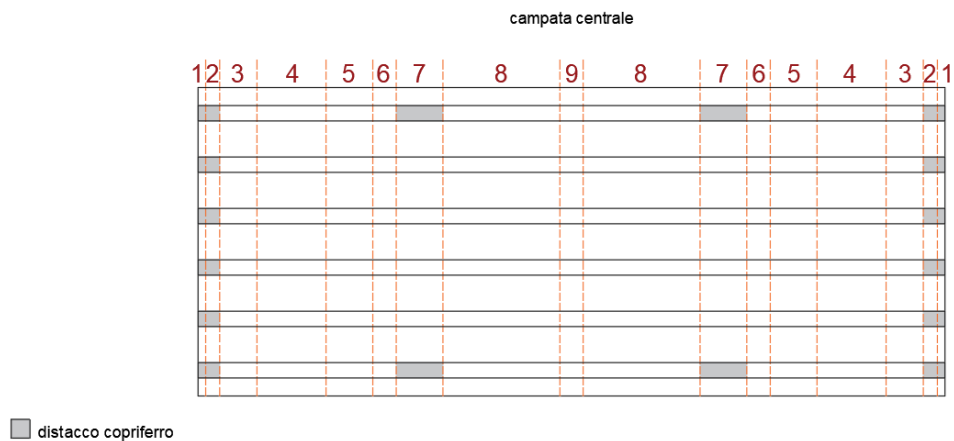


Figura 6-36 Ponte sul torrente Mavigliano, Caso IV-c7_ev1

Caso IV-c7_ev2

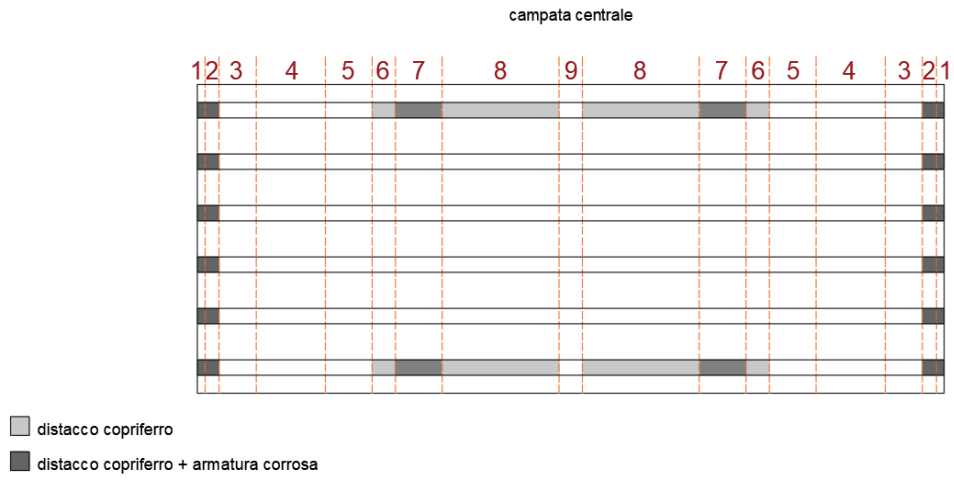


Figura 6-37 Ponte sul torrente Mavigliano, Caso IV-c7_ev2

Caso IV-c7_ev3

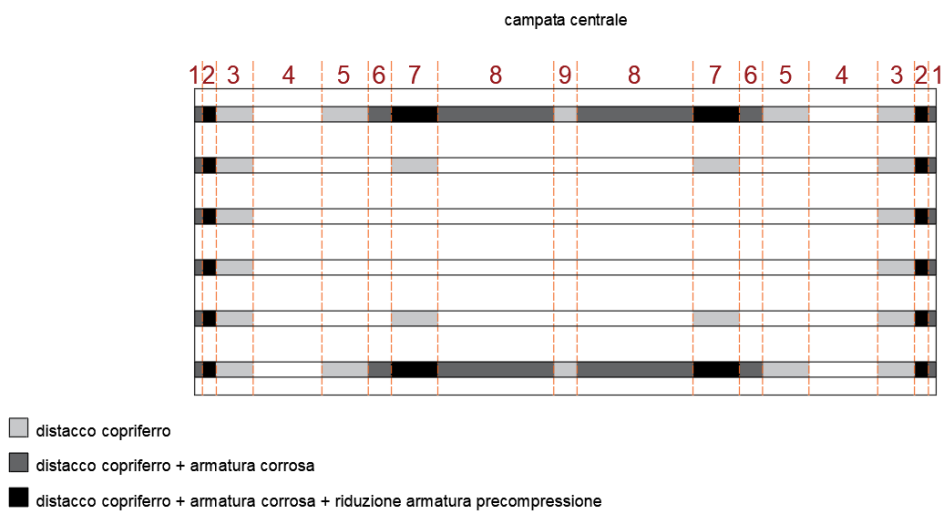


Figura 6-38 Ponte sul torrente Mavigliano, Caso IV-c7_ev3

Caso IV-c7_ev4

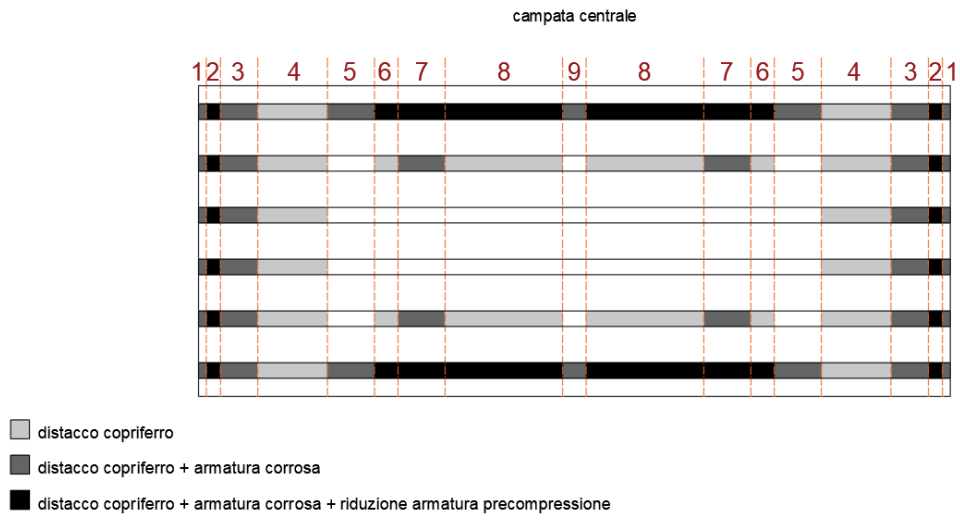


Figura 6-39 Ponte sul torrente Mavigliano, Caso IV-c7_ev4

Caso IV-c7_ev5

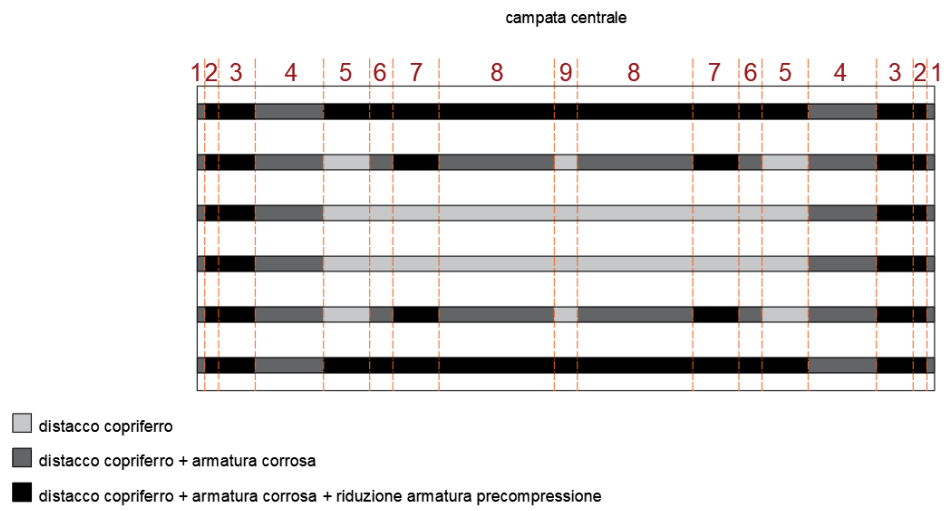


Figura 6-40 Ponte sul torrente Mavigliano, Caso IV-c7_ev5

6.3.6. Caso V-c6

In *Caso V-c6* si assume che i distacchi del copriferro inizialmente interessino le testate delle travi e, in maniera simmetrica, i *Conci 6* delle due travi di bordo; da queste zone si diffondono longitudinalmente e in un secondo momento anche trasversalmente. Per la progressione temporale e spaziale dei distacchi e della corrosione di armatura lenta e armatura di precompressione si segue il criterio evolutivo approfondito nei paragrafi precedenti dell'elaborato di tesi.

Nel prosieguo, per ogni evoluzione si presenta la schematizzazione in pianta del deterioramento della campata centrale del Ponte sul torrente Mavigliano.

Caso V-c6_ev1

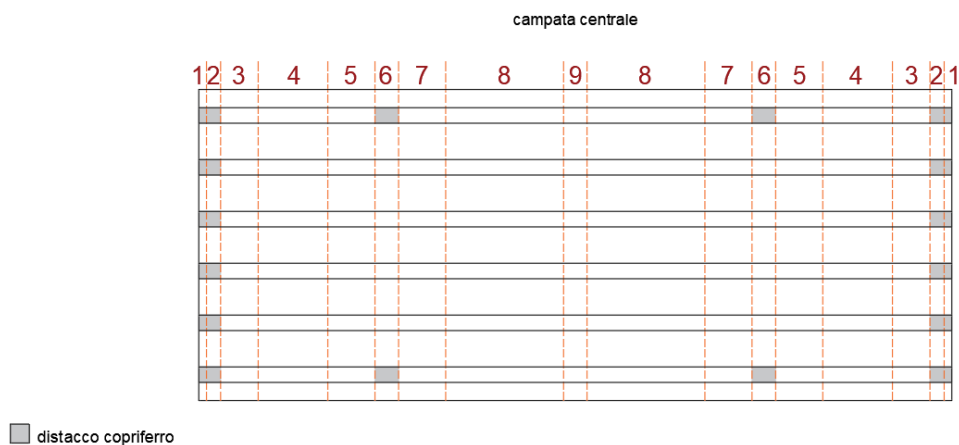


Figura 6-41 Ponte sul torrente Mavigliano, Caso V-c6_ev1

Caso V-c6_ev2

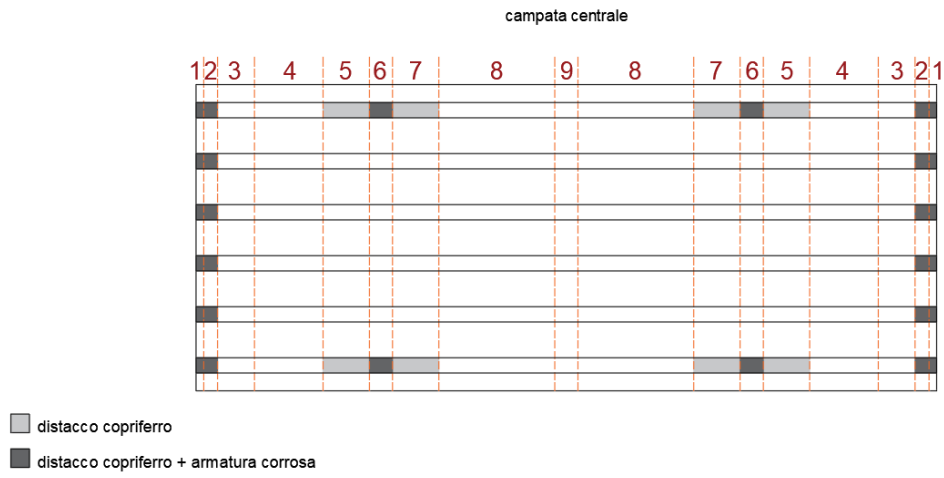


Figura 6-42 Ponte sul torrente Mavigliano, Caso V-c6_ev2

Caso V-c6_ev3

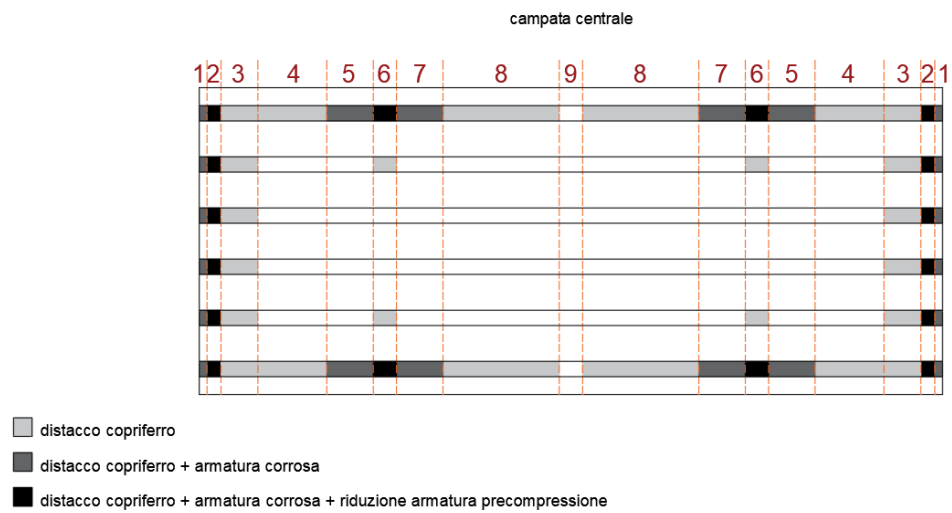


Figura 6-43 Ponte sul torrente Mavigliano, Caso V-c6_ev3

Caso V-c6_ev4

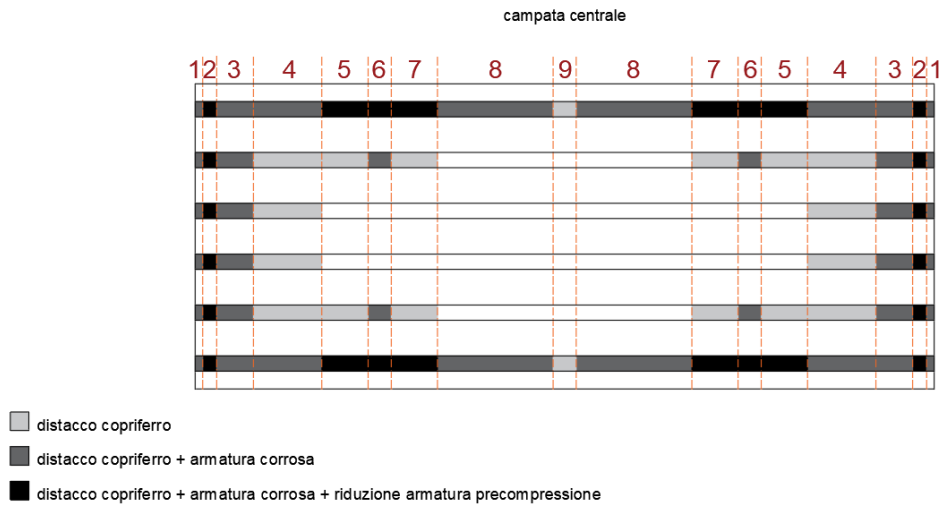


Figura 6-44 Ponte sul torrente Mavigliano, Caso V-c6_ev4

Caso V-c6_ev5

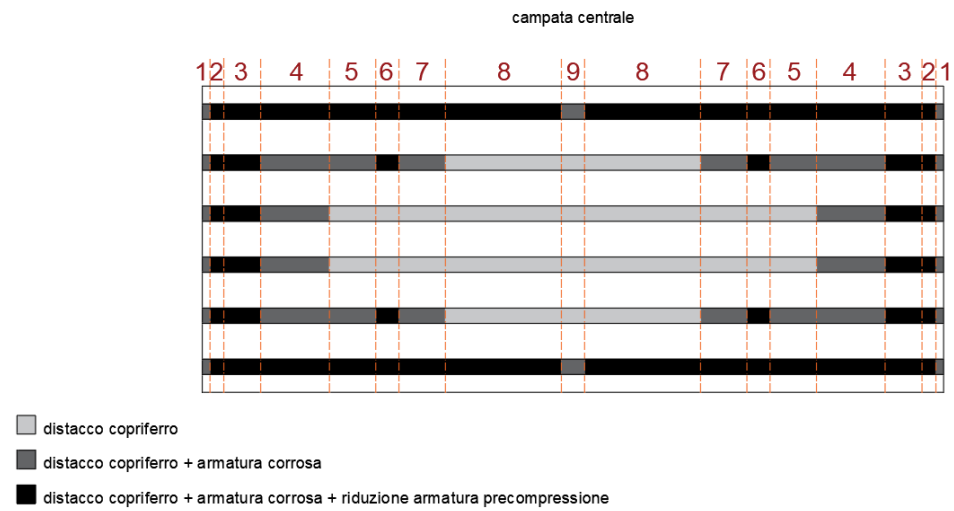


Figura 6-45 Ponte sul torrente Mavigliano, Caso V-c6_ev5

6.3.7. Caso VI-c5

In *Caso VI-c5* si assume che i distacchi del copriferro inizialmente interessino le testate delle travi e, in maniera simmetrica, i *Conci 5* delle due travi di bordo; da queste zone si diffondono longitudinalmente e in un secondo momento anche trasversalmente. Per la progressione temporale e spaziale dei distacchi e della corrosione di armatura lenta e armatura di precompressione si segue il criterio evolutivo approfondito nei paragrafi precedenti dell'elaborato di tesi.

Nel prosieguo, per ogni evoluzione si presenta la schematizzazione in pianta del deterioramento della campata centrale del Ponte sul torrente Mavigliano.

Caso VI-c5_ev1

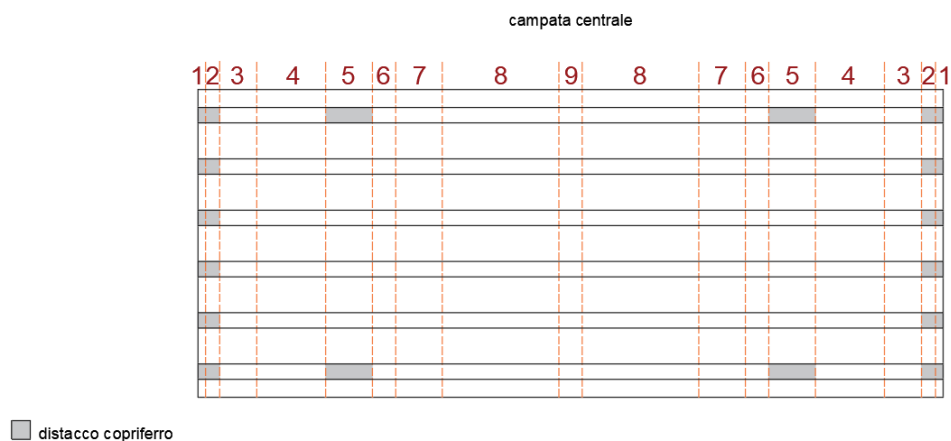


Figura 6-46 Ponte sul torrente Mavigliano, Caso VI-c5_ev1

Caso VI-c5_ev2

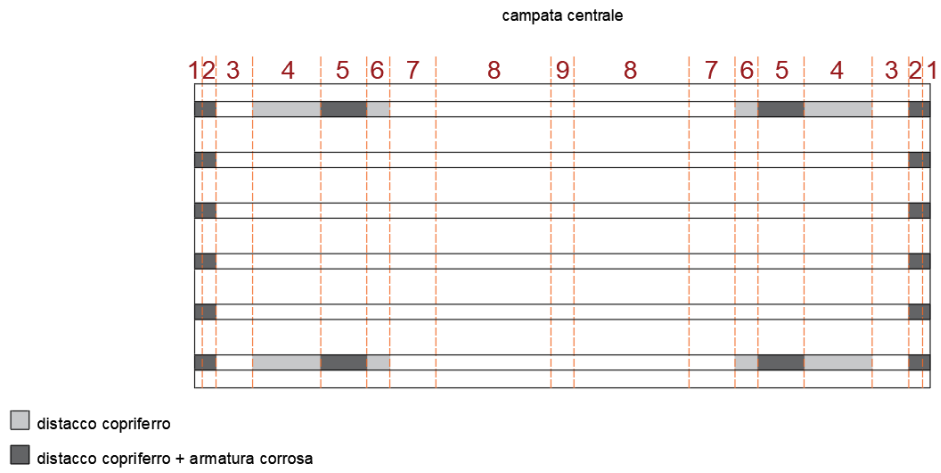


Figura 6-47 Ponte sul torrente Mavigliano, Caso VI-c5_ev2

Caso VI-c5_ev3

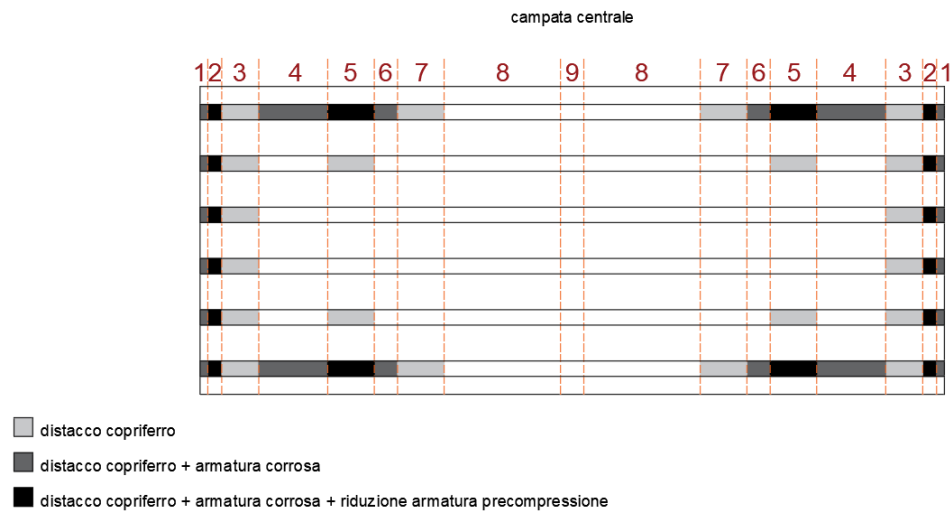


Figura 6-48 Ponte sul torrente Mavigliano, Caso VI-c5_ev3

Caso VI-c5_ev4

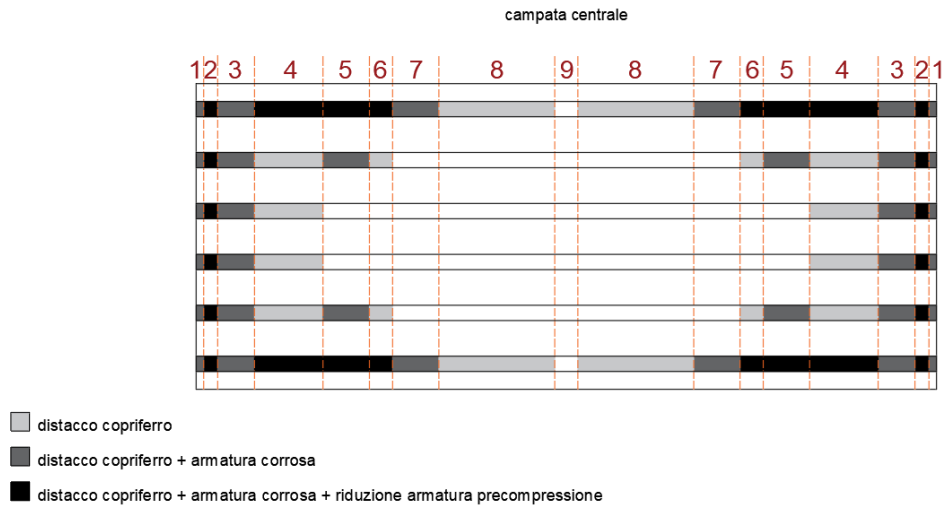


Figura 6-49 Ponte sul torrente Mavigliano, Caso VI-c5_ev4

Caso VI-c5_ev5

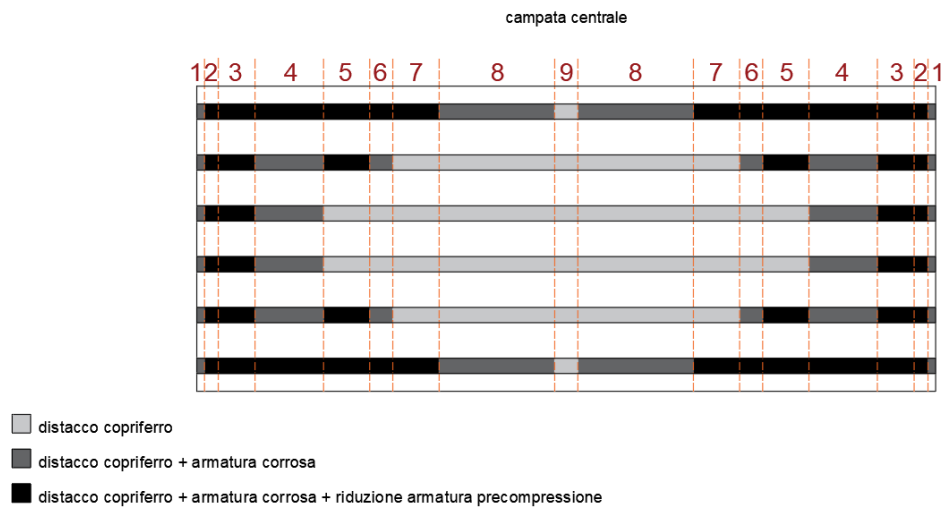


Figura 6-50 Ponte sul torrente Mavigliano, Caso VI-c5_ev5

6.3.8. Massimo deterioramento teorico

Infine si intende studiare il massimo deterioramento teorico provocato dai difetti strutturalmente rilevanti considerati (distacco del copriferro - armatura ossidata / corrosa - riduzione armatura di precompressione). In questo modo, con riferimento alla condizione di degrado più gravosa, ma auspicabilmente di difficile riscontro nella realtà del patrimonio infrastrutturale italiano, si riesce a valutare quanto questi difetti incidano nel calcolo della capacità portante dell'opera.

Si approfitta di questa condizione teorica per analizzare anche come varia la capacità portante andando ad applicare il massimo deterioramento teorico alle singole travi.

Per implementare il massimo deterioramento si assume che in tutti i conci delle travi ammalorate i distacchi di copriferro siano sviluppati a tal punto da scoprire sia i ferri longitudinali che i trefoli di precompressione più esterni, portandoli alla riduzione della sezione resistente.

Si approfondiscono quattro sottocasi:

- *Massimo deterioramento teorico_1*
difetti in T18 (+ testate di tutte le travi);
- *Massimo deterioramento teorico_2*
difetti in T18, T13 (+ testate di tutte le travi);
- *Massimo deterioramento teorico_3*
difetti in T18, T13, T17, T14 (+ testate di tutte le travi);
- *Massimo deterioramento teorico_4*
difetti in tutte le travi.

Nelle pagine seguenti, per ogni sottocaso si presenta la schematizzazione in pianta del deterioramento della campata centrale del Ponte sul torrente Mavigliano.

Massimo deterioramento teorico_1

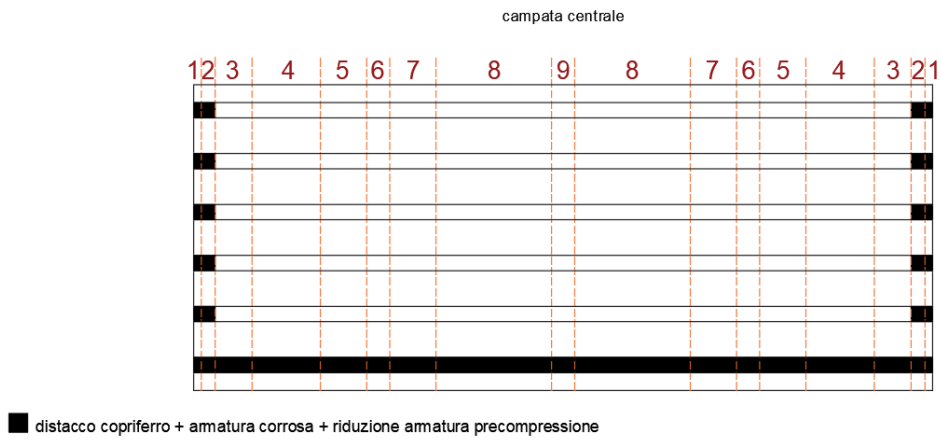


Figura 6-51 Ponte sul torrente Mavigliano, Massimo deterioramento teorico_1

Massimo deterioramento teorico_2

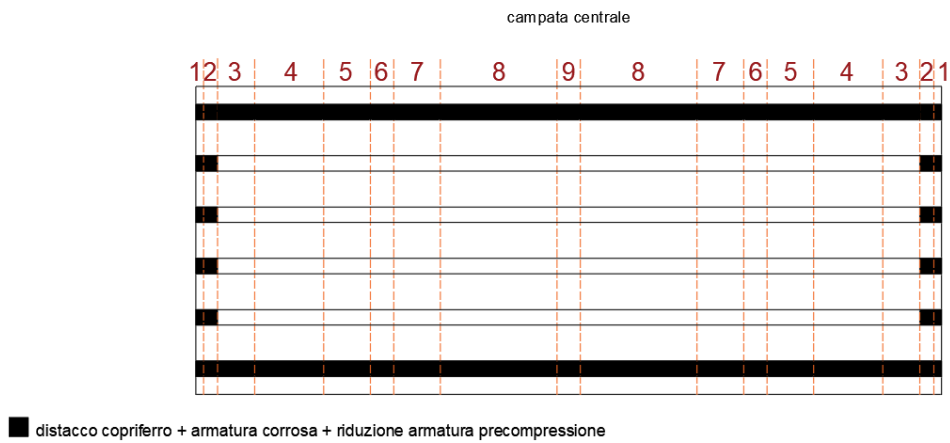
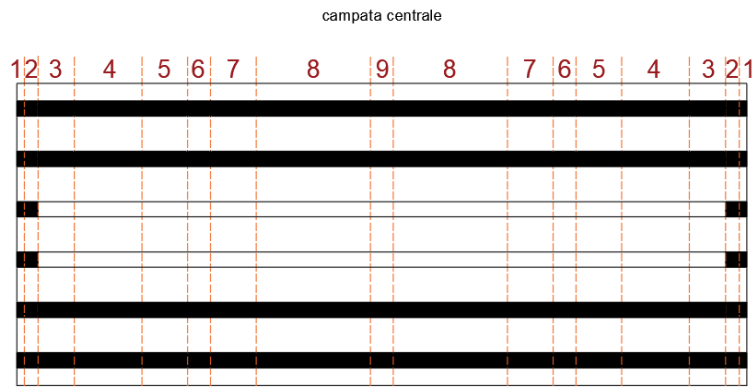


Figura 6-52 Ponte sul torrente Mavigliano, Massimo deterioramento teorico_2

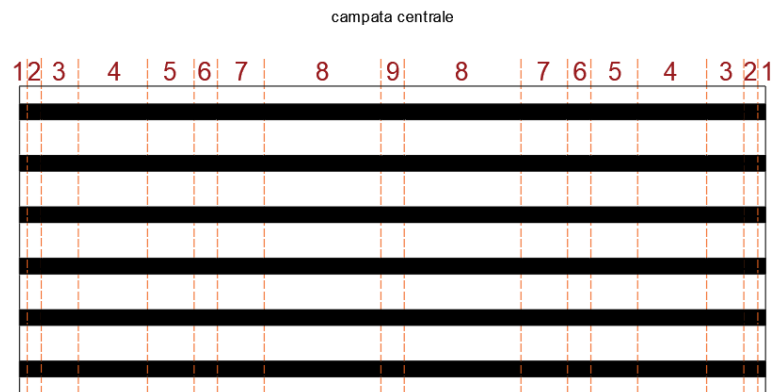
Massimo deterioramento teorico_3



■ distacco copriferro + armatura corrosa + riduzione armatura precompressione

Figura 6-53 Ponte sul torrente Mavigliano, Massimo deterioramento teorico_3

Massimo deterioramento teorico_4



■ distacco copriferro + armatura corrosa + riduzione armatura precompressione

Figura 6-54 Ponte sul torrente Mavigliano, Massimo deterioramento teorico_4

7. RISULTATI CAPACITÀ PORTANTE PONTE DETERIORATO

L'obiettivo principale del lavoro di tesi è quello di studiare la capacità portante del Viadotto Mavigliano in funzione del deterioramento. A tal fine, per processare numericamente tutte le casistiche di degrado ipotizzate si fa riferimento all'Analisi Time History quasi statica non lineare in controllo di forza; tale tipologia d'analisi, in §5., si è dimostrata essere più precisa nella determinazione del massimo coefficiente incrementale da applicare ai carichi da traffico per ricavare il carico massimo sopportato dall'impalcato.

La capacità portante del Ponte sul torrente Mavigliano si calcola sommando carichi permanenti e azione del traffico attraverso la combinazione presentata in §3.6., allo stesso modo di quanto fatto per il ponte privo di difetti.

Si presentano di seguito in formato tabellare i risultati restituiti dall'analisi in controllo di forza per ogni casistica di deterioramento in funzione dello step evolutivo. Si riportano la capacità portante (CP_{det}) e il rapporto percentuale riferito alla capacità portante del ponte non deteriorato (CP_{det}/CP), ricordando che in §5. si è trovato $CP=37481$ kN.

		<i>ev1</i>	<i>ev2</i>	<i>ev3</i>	<i>ev4</i>	<i>ev5</i>
Caso I	CP_{det}	37439 kN	37103 kN	36515 kN	34836 kN	33912 kN
	CP_{det}/CP	99,9%	99,0%	97,4%	92,9%	90,5%
Caso Ia	CP_{det}	37439 kN	37397 kN	37313 kN	36725 kN	35172 kN
	CP_{det}/CP	99,9%	99,8%	99,6%	98,0%	93,8%
Caso II-c9	CP_{det}	37103 kN	36599 kN	34710 kN	34416 kN	33282 kN
	CP_{det}/CP	99,0%	97,6%	92,6%	91,8%	88,8%
Caso III-c8	CP_{det}	36683 kN	36095 kN	34584 kN	34038 kN	32736 kN
	CP_{det}/CP	97,9%	96,3%	92,3%	90,8%	87,3%
Caso IV-c7	CP_{det}	37439 kN	36767 kN	36137 kN	34668 kN	33660 kN
	CP_{det}/CP	99,9%	98,1%	96,4%	92,5%	89,8%
Caso V-c6	CP_{det}	37439 kN	37439 kN	36809 kN	36011 kN	34206 kN
	CP_{det}/CP	99,9%	99,9%	98,2%	96,1%	91,3%
Caso VI-c5	CP_{det}	37439 kN	37439 kN	37397 kN	36725 kN	35130 kN
	CP_{det}/CP	99,9%	99,9%	99,8%	98,0%	93,7%

Analogamente, per quanto riguarda i casi teorici relativi alle condizioni di massimo deterioramento, elaborando i risultati dell'analisi in controllo di forza si ricavano la capacità portante (CP_{det}) e il rapporto percentuale riferito alla capacità portante del ponte non deteriorato (CP_{det}/CP).

Massimo deterioramento teorico_1	CP_{det}	33744 kN
	CP_{det}/CP	90,0%
Massimo deterioramento teorico_2	CP_{det}	33618 kN
	CP_{det}/CP	89,7%
Massimo deterioramento teorico_3	CP_{det}	32484 kN
	CP_{det}/CP	86,7%
Massimo deterioramento teorico_4	CP_{det}	31434 kN
	CP_{det}/CP	83,9%

Nel prosieguo dell'elaborato di tesi si entra nel merito delle casistiche di deterioramento per capire come i difetti strutturalmente rilevanti e la posizione in cui questi si manifestano influiscono sul carico massimo sopportato dall'impalcato del Ponte sul torrente Mavigliano.

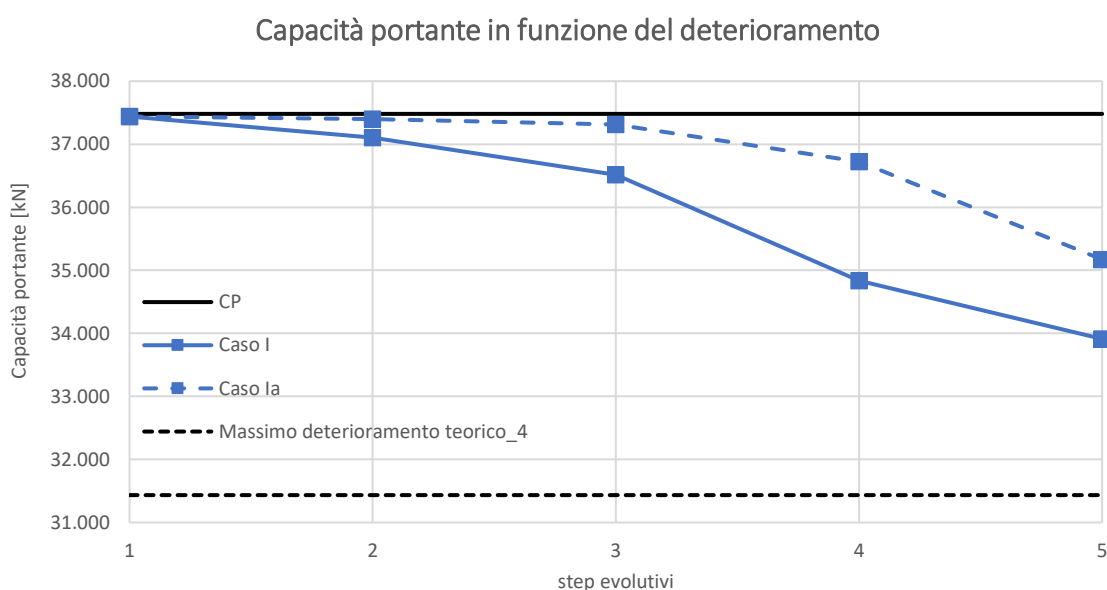
7.1. Capacità portante ponte deteriorato - Casi I e Ia

Il *Caso I* e il *Caso Ia*, dettagliatamente descritti in §6.3.1. e in §6.3.2., risultano essere i casi più realistici e complessi. Il deterioramento si presenta dapprima in testata e in maniera localizzata in alcuni conci delle travi di bordo e poi progredisce longitudinalmente, trasversalmente e in profondità. Inoltre si ipotizza che in step evolutivi successivi vi siano altre zone localizzate di innesco degli ammaloramenti.

Nel *Caso I* si mantiene la simmetria di evoluzione dei difetti tra le travi di bordo.

Nel *Caso Ia* inizialmente il deterioramento coinvolge la trave T13 (e le testate di tutte le travi) perché l'inclinazione trasversale dell'impalcato porta a far confluire le acque meteoriche dal lato di questo elemento di bordo; solo in step evolutivi successivi anche la trave di bordo T18 viene interessata da distacchi del copriferro e corrosione delle armature.

Si presenta di seguito, per queste due casistiche ipotizzate, l'andamento della capacità portante del Viadotto Mavigliano in funzione degli step evolutivi del deterioramento. In aggiunta, si inseriscono nel grafico anche i valori di capacità portante riferiti al ponte privo di difetti (*CP*) e al *Massimo deterioramento teorico_4* che rappresentano i limiti superiore e inferiore entro cui il carico massimo sopportato dall'impalcato può variare.



Per il *Caso I* si osserva che al primo step evolutivo (*Caso I_ev1*) la capacità portante rimane pressoché invariata. Un'effettiva riduzione del carico massimo sopportato si osserva a partire dal *Caso I_ev2*, quando si innescano i distacchi di copriferro nel *Concio 9* di mezzeria delle travi di bordo. In *Caso I_ev3*, *Caso I_ev4* e *Caso I_ev5* la diminuzione della capacità portante diventa via via più marcata; in queste evoluzioni i distacchi di copriferro risultano essere sistematicamente diffusi e nelle travi più esterne anche la corrosione delle armature si è sviluppata.

Per il *Caso I_ev5*, condizione più gravosa in cui i distacchi sono completamente estesi e le riduzioni di armatura di precompressione interessano i trefoli più esterni delle travi di bordo per l'intero sviluppo longitudinale (vedi *Figura 6-18*), si ricava:

$$CP_{det} = 33912 \text{ kN}$$

$$CP_{det}/CP = 90,5\%$$

Per il *Caso Ia*, fintanto che il deterioramento è limitato nelle testate e nella trave T13 non si hanno variazioni rilevanti del valore di capacità portante. Tale valore non diminuisce neanche quando i distacchi iniziano a interessare in maniera localizzata il *Concio 5* e il *Concio 7* della trave T18 (*Caso Ia_ev3*). Soltanto a partire dal *Caso Ia_ev4*, in cui si segnalano distacchi di copriferro nel *Concio 9* di mezzeria della trave T18, inizia a osservarsi una riduzione effettiva della capacità portante dell'opera. Per la situazione più sfavorevole, corrispondente al *Caso Ia_ev5* (vedi *Figura 6-25*), si trova:

$$CP_{det} = 35172 \text{ kN}$$

$$CP_{det}/CP = 93,8\%$$

Dal confronto dei risultati delle due casistiche risulta che, come ci si poteva aspettare, per ogni step evolutivo la riduzione di capacità portante è maggiore per il *Caso I* rispetto al *Caso Ia*. Di fatto, il deterioramento della trave T18 comporta una situazione di maggior rischio per il viadotto in quanto per le analisi si è disposto il carico da traffico in modo tale da massimizzare gli effetti proprio sull'elemento di bordo T18.

Inoltre, dall'analisi dei risultati si evince che risultano essere i conci di mezzeria a governare la riduzione della capacità portante. Infatti, in entrambe le casistiche studiate la capacità portante inizia a calare in modo significativo quando i distacchi interessano il *Concio 9* di mezzeria. Anche questa considerazione era facilmente pronosticabile poiché, data la tipologia strutturale di ponte a travate in semplice appoggio, le sollecitazioni flettenti maggiori si raggiungono proprio nelle sezioni di mezzeria delle travi.

Ad ogni modo, nel prosieguo dell'elaborato di tesi si approfondiscono questi aspetti. In §7.2. si valuta quale sia il concio di innesco degli ammaloramenti che porta alla condizione peggiore per il manufatto.

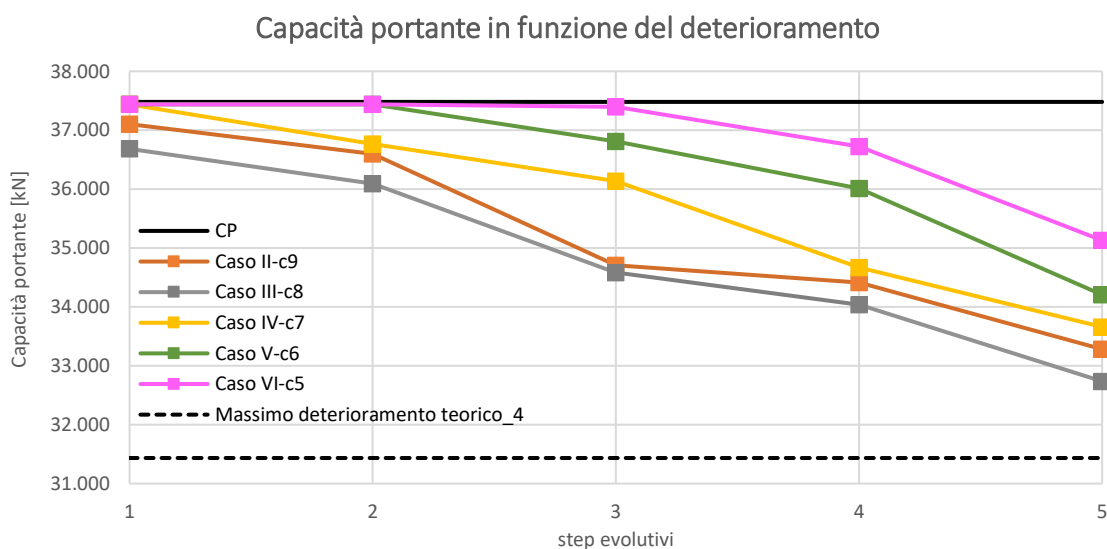
7.2. Capacità portante ponte deteriorato - Casi da II-c9 a VI-c5

In *Caso II-c9*, *Caso III-c8*, *Caso IV-c7*, *Caso V-c6* e *Caso VI-c5* il criterio evolutivo del deterioramento è lo stesso, ma cambiano i conci delle travi di bordo da cui inizialmente partono gli ammaloramenti; per ogni caso, il numero identificativo dei conci di innesco rientra direttamente nella sigla del caso stesso.

Nel primo step evolutivo si hanno distacchi di copriferro nelle testate di tutte le travi e localmente in conci delle travi di bordo specifici per ciascuna casistica. Successivamente i distacchi si diffondono in senso longitudinale nei conci limitrofi e, più lentamente, anche in senso trasversale nelle travi più interne. A livello di sezione, con il susseguirsi delle evoluzioni i distacchi di copriferro aumentano di profondità e si estendono lungo il perimetro dalle ali verso l'anima. L'espulsione del calcestruzzo comporta la scoperta dei ferri longitudinali e dei trefoli di precompressione più esterni che si corrodono e di conseguenza si riduce la sezione resistente di acciaio.

In tutte le casistiche di deterioramento si mantiene la simmetria di progressione dei difetti tra le travi di bordo T18 e T13. Infatti in §7.1. si è dimostrato che trascurando la pendenza trasversale dell'impalcato, che implica criticità maggiori per la trave T13, si implementa una condizione globalmente più sfavorevole per il manufatto.

Si presenta di seguito, per i *Casi da II-c9 a VI-c5*, l'andamento della capacità portante del Viadotto Mavigliano in funzione degli step evolutivi del deterioramento.



Si osserva che, come ci si aspettava, i valori minori di capacità portante si ottengono per il *Caso II-c9* e il *Caso III-c8*; sono queste le casistiche in cui il deterioramento insiste maggiormente nella mezzeria delle travi. Di fatto, nelle sezioni di mezzeria si raggiunge il massimo momento flettente e di conseguenza sono queste le zone critiche in cui si formano le cerniere plastiche. Il deterioramento di tali porzioni di mezzeria, con distacchi di copriferro e riduzioni di sezione resistente delle armature, spiega le riduzioni significative di capacità portante che si sono trovate.

In particolare, la condizione più gravosa per il manufatto corrisponde al *Caso III-c8* in cui i difetti si innescano nel *Concio 8* delle travi di bordo, in prossimità della mezzeria. Per il *Caso III-c8_ev5* risulta:

$$CP_{det} = 32736 \text{ kN}$$

$$CP_{det}/CP = 87,3\%$$

Per il *Caso IV-c7*, il *Caso V-c6* e il *Caso VI-c5* il deterioramento si concentra in conci progressivamente più lontani dalla mezzeria e si riscontrano valori maggiori di capacità portante. Infatti, anche se fortemente ammalorati, questi conci sono soggetti a sollecitazioni flettenti contenute.

Per il *Caso IV-c7* si trova lo stesso andamento della capacità portante del *Caso III-c8*, ma con uno step evolutivo successivo; step necessario affinché i difetti si diffondano anche nel *Concio 8*. Tale osservazione è valida anche per il *Caso V-c6* ed il *Caso VI-c5*, rispettivamente con 2 e 3 step di ritardo nei confronti del *Caso III-c8*.

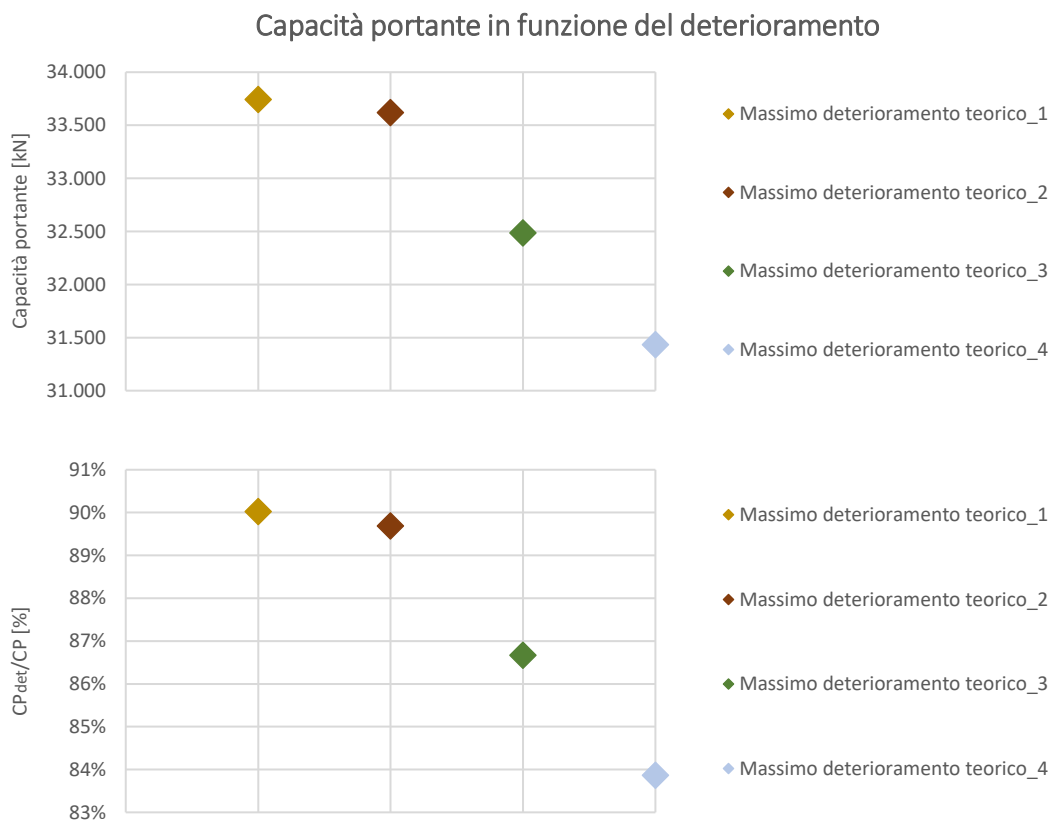
In definitiva si arriva alla conclusione che il deterioramento comporta riduzioni effettive della capacità portante soltanto quando interessa i conci di mezzeria.

7.3. Capacità portante ponte deteriorato - Massimo deterioramento teorico

Le condizioni di massimo deterioramento rappresentano delle ipotesi di degrado teoriche che si implementano per valutare quale sia la massima riduzione di capacità portante provocata dai difetti strutturalmente rilevanti considerati nelle analisi.

In *Massimo deterioramento teorico_1* i distacchi di copriferro e la corrosione delle armature sono completamente sviluppati nelle testate e in tutti i conci della trave T18 (Figura 6-51). Per il sottocaso *Massimo deterioramento teorico_2* gli ammaloramenti in aggiunta coinvolgono la trave di bordo T13 (Figura 6-52). In *Massimo deterioramento teorico_3* i difetti sono presenti anche nelle travi semi-interne T17 e T14 per l'intero sviluppo longitudinale (Figura 6-53). Infine in *Massimo deterioramento teorico_4* tutte le travi della campata centrale sono deteriorate (Figura 6-54).

Si presentano di seguito, per via grafica, i risultati relativi alla capacità portante (CP_{det}) e al rapporto percentuale riferito alla capacità portante del ponte non deteriorato (CP_{det}/CP) per tutti i casi teorici di massimo deterioramento.



Dal confronto dei risultati relativi ai diversi casi teorici di massimo deterioramento si riesce a capire come la diffusione trasversale dei difetti influisce nel calcolo del carico massimo sopportato dall'impalcato del Ponte sul torrente Mavigliano.

Si osserva che tra i valori di capacità portante ricavati per il *Massimo deterioramento teorico_1* e per il *Massimo deterioramento teorico_2* la differenza è molto contenuta. Di fatto, data l'eccentricità del carico da traffico, la trave di bordo T13 risulta essere quella meno sollecitata. Di conseguenza, gli ammaloramenti di questa trave non inducono significativi cali della capacità portante dell'opera. Questo risultato conferma le conclusioni a cui si è giunti in §7.1. per il *Caso Ia*.

Tra il *Massimo deterioramento teorico_2*, il *Massimo deterioramento teorico_3* e il *Massimo deterioramento teorico_4*, invece, si riscontrano tangibili differenze dei valori del carico massimo sopportato dal manufatto. Ciò significa che effettivamente l'impalcato ripartisce trasversalmente il carico tra le diverse travi; quindi, con il progressivo deterioramento delle travi di bordo, le travi interne acquisiscono aliquote di carico via via maggiori. In definitiva, si può affermare che la capacità portante non dipende esclusivamente dal degrado della trave di bordo T18, ma anche le travi interne (specialmente gli elementi T17 e T16), se interessate da difetti strutturalmente rilevanti, possono condurre a situazioni gravose per il viadotto, con riduzioni significative della capacità portante.

La condizione in assoluto più sfavorevole per il Ponte sul torrente Mavigliano è rappresentata dal sottocaso *Massimo deterioramento teorico_4*, per il quale risulta:

$$CP_{det} = 31434 \text{ kN}$$

$$CP_{det}/CP = 83,9\%$$

In ultima analisi, si trova che la capacità portante del viadotto deteriorato risulta essere pari al 83,9% di quella ricavata in §5. per il ponte privo di difetti. Quindi, anche in una condizione di degrado completamente diffuso in tutta la campata, con distacchi di spessore di circa 7cm in travi e solette, corrosione dei ferri longitudinali presenti nelle ali delle travi e nella parte inferiore della soletta e riduzione di armatura di precompressione nelle ali inferiori delle travi, l'opera continua a garantire una considerevole resistenza strutturale nei confronti dei carichi verticali.

8. VERIFICHE A TAGLIO

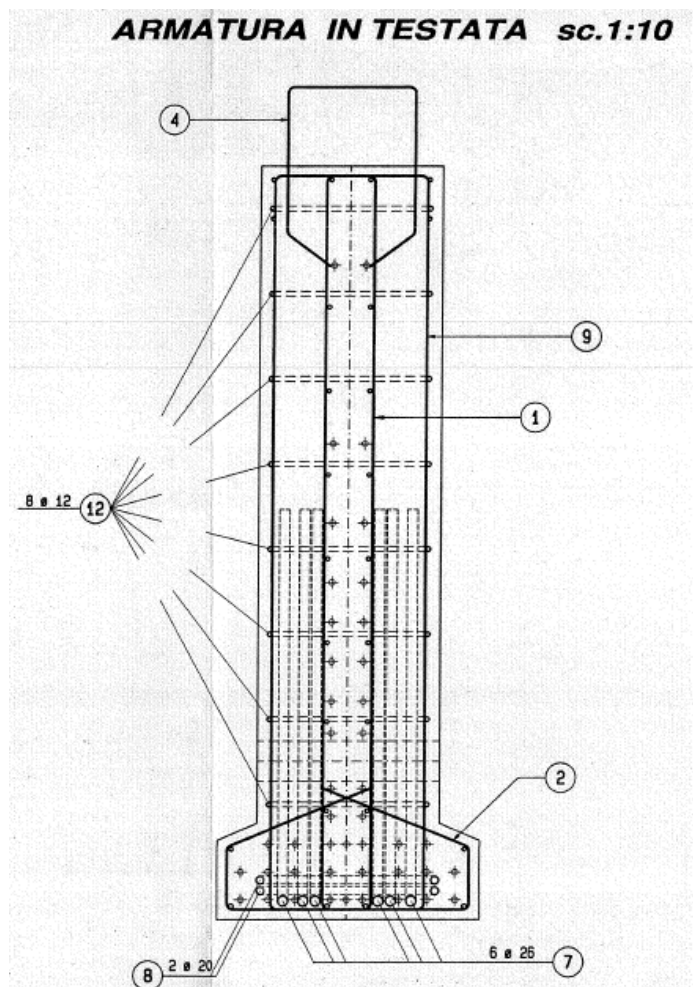
Una qualsiasi struttura è soggetta a sollecitazioni presso-flessionali e sollecitazioni di taglio. Generalmente il comportamento flessionale e il comportamento a taglio possono essere analizzati separatamente. È fondamentale verificare la resistenza strutturale nei confronti di entrambe le tipologie di azioni perché l'opera può arrivare al collasso sia per il taglio che per la flessione (semplice o presso-flessione). Nello specifico del comportamento a rottura, la risposta strutturale è diametralmente opposta. La rottura a flessione risulta essere una rottura duttile che permette al manufatto di dissipare energia attraverso le plasticizzazioni. Al contrario, la rottura per taglio è una rottura fragile che porta al collasso immediato dell'opera senza preavviso. Le normative attuali richiedono di dimensionare le nuove costruzioni con il vincolo che sia sempre la rottura a flessione ad anticipare la rottura a taglio.

Fino ad ora, per il caso studio del Ponte sul torrente Mavigliano si è tenuto in considerazione soltanto il comportamento flessionale dell'impalcato. Le Time History quasi statiche non lineari sviluppate sono state interrotte al raggiungimento della capacità portante massima per l'analisi in controllo di forza e al raggiungimento della rottura a flessione del ponte per l'analisi in controllo di spostamento. Se le travi non presentano adeguata staffatura, c'è il rischio che le rotture fragili a taglio possano portare al collasso anticipato del viadotto ancor prima di raggiungere la capacità portante dell'opera determinata nei capitoli precedenti.

Il modello a fibre implementato per il caso studio in esame consente di intercettare soltanto il comportamento flessionale in campo plastico delle travi. Non vi è la possibilità di inserire nello stesso modello anche la staffatura e quindi con l'Analisi Time History quasi statica non lineare non si riescono a cogliere eventuali collassi anticipati per taglio. Per studiare il comportamento tagliante del manufatto, si decide di procedere esternamente al modello numerico, svolgendo la verifica a taglio prevista dalle NTC2018. Per questa verifica si assume come taglio agente il valore massimo restituito

dall'analisi, che si trova per lo step incrementale in cui si raggiunge la capacità portante; infatti, la domanda a taglio aumenta proporzionalmente con il carico verticale applicato. Il soddisfacimento della verifica a taglio implica che il collasso avviene in maniera duttile a flessione e il ponte riesce effettivamente a sopportare il carico massimo calcolato in §5. e in §7..

Nel prosieguo dell'elaborato di tesi si svolgono le verifiche a taglio per il caso di ponte privo di difetti e per quello di ponte deteriorato. Il riferimento è sempre alle travi della campata centrale del viadotto. In particolare, data la tipologia strutturale di ponte a travate appoggiate, i valori massimi di taglio agente si raggiungono agli appoggi. Indi per cui le sezioni di verifica risultano essere le testate.



staffatura:

pos(1) $\varnothing 14/20$ a 2 bracci

pos(9) $\varnothing 12/10$ a 2 bracci

Figura 8-1 Ponte sul torrente Mavigliano, armatura di testata campata centrale [014.pdf]

8.1. Verifica a taglio - Ponte privo di difetti

Innanzitutto si svolge la verifica a taglio per il ponte privo di difetti. L'obiettivo è quello di determinare se le curve di capacità presentate in §5. rappresentano il reale comportamento del manufatto fino a rottura o se il collasso a taglio interrompe anticipatamente lo sviluppo delle curve di capacità.

La domanda a taglio si ricava a partire dalla risposta strutturale che le analisi Time History restituiscono per ogni caso di carico dinamico ("Time History Load Cases") creato. Nel dettaglio, il valore massimo di taglio agente si trova per il caso di carico dinamico "Traffico LC 3.95" relativo all'analisi in controllo di forza (vedi §5.1.). Risulta:

$$V_{Ed} = 1980 \text{ kN} \quad (\text{testata trave di bordo T18})$$

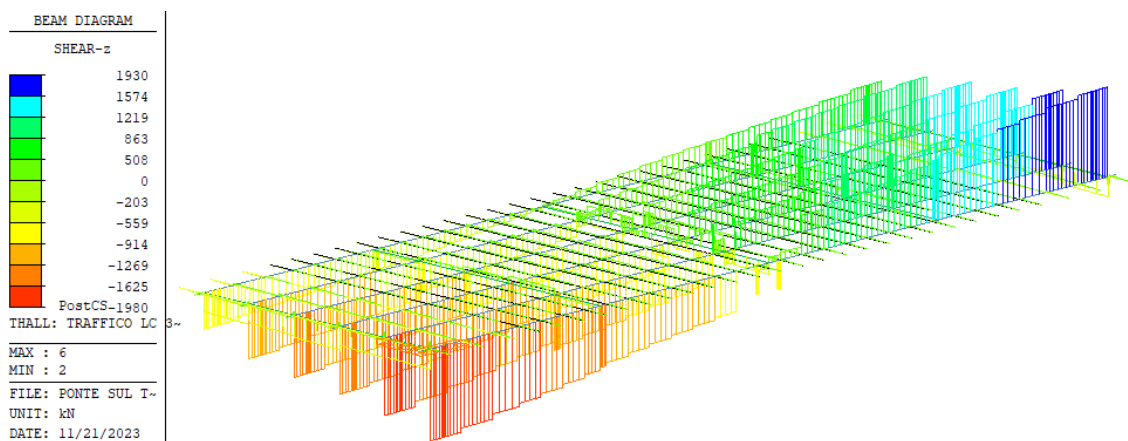


Figura 8-2 Ponte sul torrente Mavigliano, diagramma F_z campata centrale (Traffico LC 3.95) - Midas Civil

In accordo con NTC2018 [5], la verifica a taglio per elementi con specifica armatura resistente a taglio è soddisfatta se:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

con $V_{Rd} = \min \{V_{Rsd}; V_{Rcd}\} \rightarrow$ resistenza a taglio;

$V_{Rsd} \rightarrow$ resistenza a taglio-trazione;

$V_{Rcd} \rightarrow$ resistenza a taglio-compressione.

La resistenza a taglio-trazione, con riferimento alla staffatura disposta nelle sezioni di testata delle travi, si calcola con la seguente formula:

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

con $d = 1865mm$ → altezza utile trave;

$$A_{sw,pos(1)} = 308mm^2 \text{ (}\varnothing 14/20 \text{ a 2 bracci);}$$

$$s_{pos(1)} = 200mm ;$$

$$A_{sw,pos(9)} = 226mm^2 \text{ (}\varnothing 12/10 \text{ a 2 bracci);}$$

$$s_{pos(9)} = 100mm ;$$

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 374MPa \text{ per acciaio inerte FeB 44K c.s.;}$$

$$\alpha = 90^\circ \text{ per staffatura;}$$

ϑ → inclinazione puntoni di calcestruzzo.

La resistenza a taglio-compressione, con riferimento al calcestruzzo d'anima delle travi, si calcola con la seguente formula:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot (\cot\alpha + \cot\vartheta)/(1 + \cot^2\vartheta)$$

con $b_w = 460mm$ → spessore anima trave in testata;

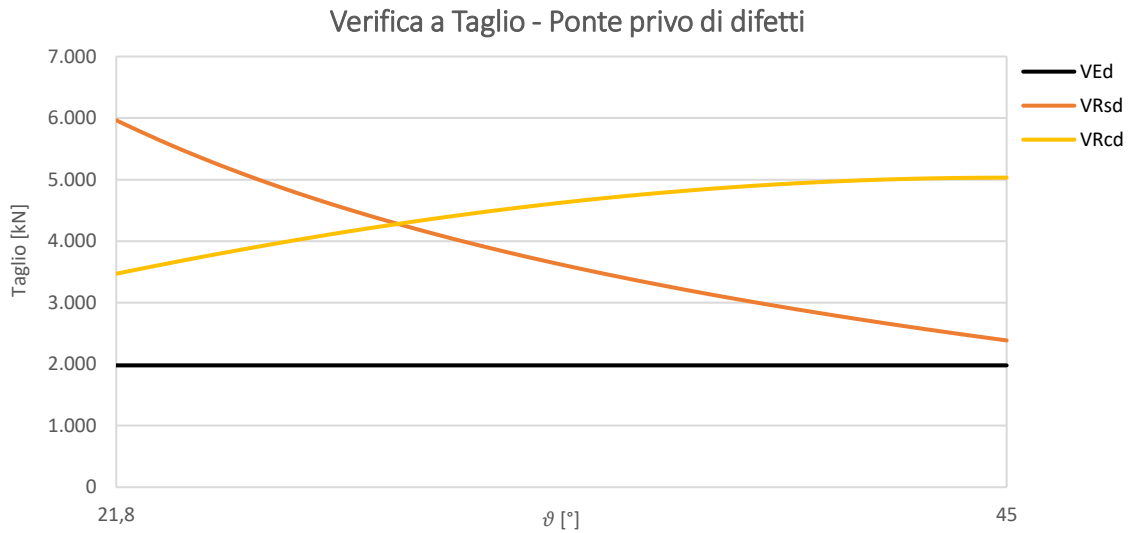
$$\alpha_c = 1 \text{ per membrature non compresse (a favore di sicurezza);}$$

$$v = 0,5 ;$$

$$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 26MPa \text{ per calcestruzzo Rck55.}$$

Per determinare la resistenza a taglio-trazione e la resistenza a taglio-compressione si fa riferimento al modello teorico del traliccio di Ritter-Morsch, secondo cui il comportamento a taglio delle travi è schematizzabile con quello di un traliccio reticolare costituito da puntoni di calcestruzzo compressi e armatura trasversale che lavora a trazione. Di conseguenza, la resistenza a taglio-trazione e la resistenza a taglio-compressione dipendono anche dall'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo. Le NTC2018 individuano un range entro il quale può variare il valore di questo angolo:
 $1 \leq \cot\vartheta \leq 2,5$

Non conoscendo a priori il valore di ϑ che porta alla situazione più sfavorevole per il caso in esame, si esplicita di seguito tramite grafico la verifica a taglio in funzione di ϑ .



In definitiva, per $\vartheta = 45^\circ$ (a favore di sicurezza), risulta:

$$V_{Rd} = 2386\text{kN} > V_{Ed} = 1980\text{kN} \rightarrow \text{la verifica è soddisfatta.}$$

Il soddisfacimento della verifica a taglio per il caso del Viadotto Mavigliano privo di difetti consente di convalidare tutti i risultati ricavati in §5.. L'impalcato è opportunamente dimensionato in quanto riesce effettivamente a sopportare la capacità portante massima e arriva al collasso in seguito alla formazione delle cerniere plastiche che garantiscono una certa duttilità all'opera. Non si verifica il collasso anticipato a taglio.

8.2. Verifica a taglio - Ponte deteriorato

Per il ponte deteriorato (secondo le casistiche di deterioramento configurate in §6.3.) si svolgono le verifiche a taglio al fine di valutare se l'opera riesce effettivamente a sopportare i valori di carico massimo calcolati in §7. o se insorge il collasso anticipato a taglio.

La verifica a taglio si effettua sempre in accordo con le NTC2018 [5] e le formule di verifica sono quelle utilizzate in §8.1. per il manufatto privo di difetti.

Rispetto al caso precedente cambiano il valore di sforzo di taglio agente e la condizione di degrado della sezione di verifica; entrambi questi fattori dipendono dalle casistiche di deterioramento e, in particolare, dagli step evolutivi di ciascuna casistica. Si decide di sviluppare le verifiche a taglio soltanto per l'evoluzione di ogni casistica di deterioramento che implica la condizione a taglio più sfavorevole. Per capire quale sia lo step evolutivo di interesse, bisogna considerare due aspetti:

- lo sforzo di taglio agente è direttamente proporzionale alla capacità portante. Quindi, nei primi step evolutivi di ogni casistica, in cui il degrado è ancora limitato e si hanno valori maggiori di capacità portante, anche il taglio agente è più grande;
- la resistenza a taglio-compressione delle travi diminuisce con i distacchi di copriferro nell'anima e la resistenza a taglio-trazione diminuisce con l'ossidazione delle staffe. Se negli step evolutivi iniziali il degrado non è sufficiente a provocare una riduzione della resistenza a taglio, si è già dimostrato per il ponte privo di difetti che la resistenza taglio risulta essere maggiore dello sforzo di taglio agente.

Da queste osservazioni si evince che lo step evolutivo che comporta la condizione più sfavorevole a taglio risulta essere il primo in cui i distacchi di copriferro nelle testate delle travi si sviluppano a tal punto da scoprire l'armatura trasversale. Per ogni casistica di deterioramento questa situazione si raggiunge con il terzo step evolutivo, in cui in tutte le testate delle travi lo spessore dei distacchi di copriferro è di circa 4 cm e le staffe più esterne (pos(9)) risultano esposte e ossidate, *Figura 8-3*.

Caso xx_ev3

sezione di testata

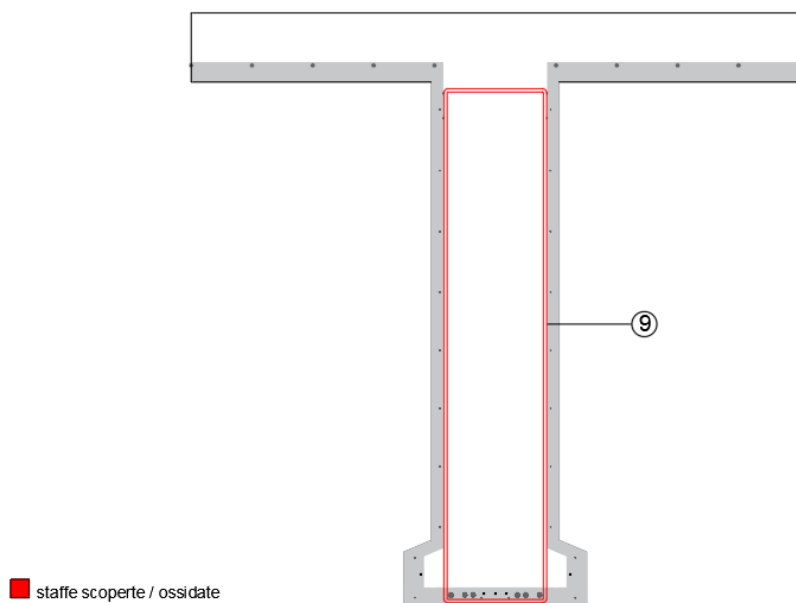


Figura 8-3 Ponte sul torrente Mavigliano, deterioramento sezione di testata Caso xx_ev3

Il difetto di staffe scoperte / ossidate, valutato in §6.2. come strutturalmente rilevante, viene considerato nelle verifiche a taglio tramite una riduzione dell'area resistente delle staffe pari al 30%.

Nelle pagine seguenti si esplicitano le verifiche a taglio per:

- *Caso I_ev3;*
- *Caso II-c9_ev3;*
- *Caso III-c8_ev3;*
- *Caso IV-c7_ev3;*
- *Caso V-c6_ev3;*
- *Caso VI-c5_ev3.*

Verifica a taglio - Ponte deteriorato (Caso I_ev3)

Per il Caso I_ev3 dall'analisi Time History in controllo di forza si trova:

$$V_{Ed} = 1858 \text{ kN} \quad (\text{testata trave di bordo T18})$$

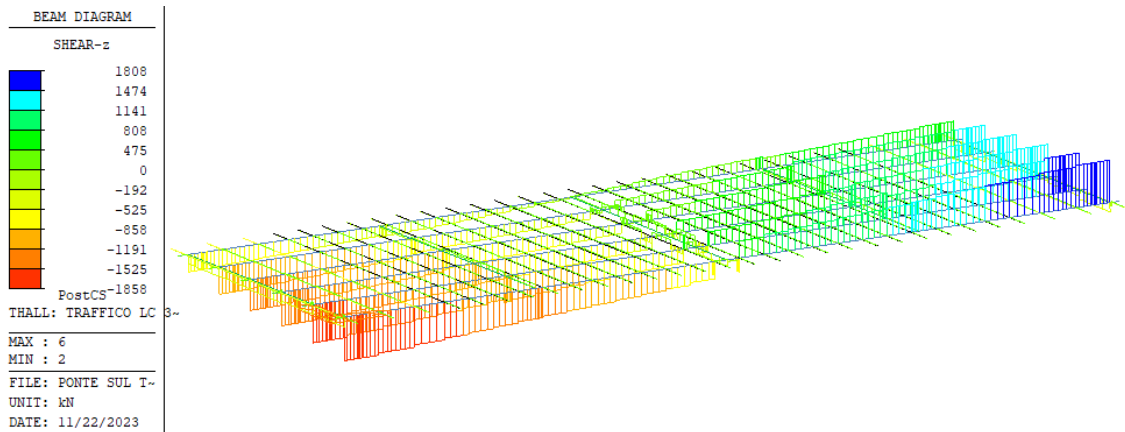


Figura 8-4 Ponte sul torrente Mavigliano, diagramma Fz campata centrale (Caso I_ev3) - Midas Civil

In accordo con NTC2018 [5], la verifica a taglio per elementi con specifica armatura resistente a taglio è soddisfatta se:

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rsd}; V_{Rcd}\} \geq V_{Ed}$$

La resistenza a taglio-trazione si calcola con la seguente formula:

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

con $d = 1865\text{mm}$ → altezza utile trave;

$$A_{sw,pos(1)} = 308\text{mm}^2 \quad (\text{Ø14/20 a 2 bracci});$$

$$s_{pos(1)} = 200\text{mm};$$

$$0,7 \cdot A_{sw,pos(9)} = 158\text{mm}^2 \quad (\text{Ø12/10 a 2 bracci}); \quad \text{staffe scoperte / ossidate}$$

$$s_{pos(9)} = 100\text{mm};$$

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 374\text{MPa} \quad \text{per acciaio inerte FeB 44K c.s.};$$

$$\alpha = 90^\circ \quad \text{per staffatura};$$

$$\vartheta \rightarrow \text{inclinazione puntoni di calcestruzzo.}$$

La resistenza a taglio-compressione si calcola con la seguente formula:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot (\cot\alpha + \cot\vartheta) / (1 + \cot^2\vartheta)$$

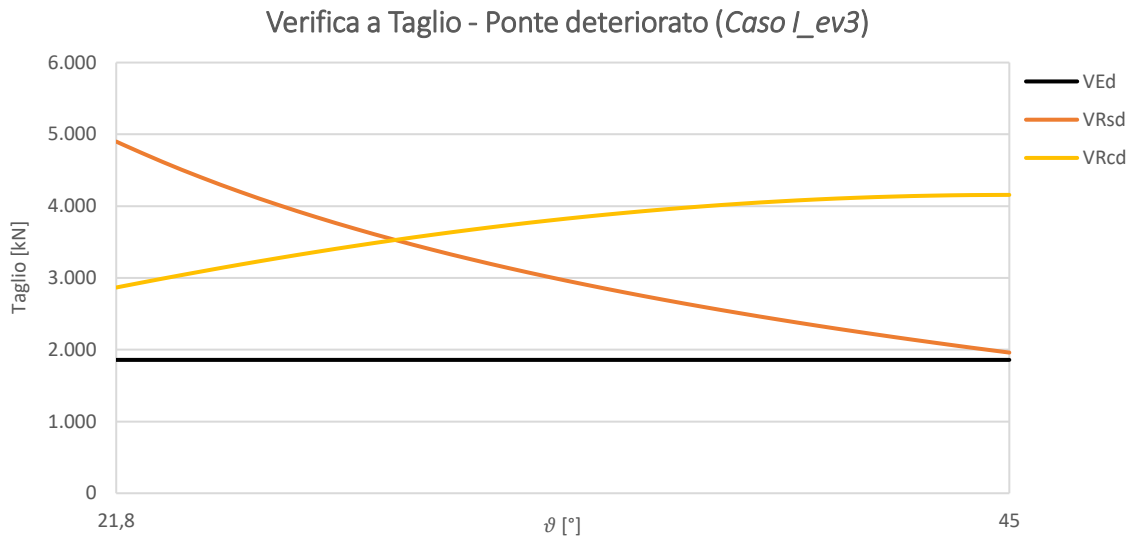
con $b_w - 80mm = 380mm$ → spessore anima trave in testata; *distacchi di copriferro*

$\alpha_c = 1$ per membrature non compresse (a favore di sicurezza);

$v = 0,5$;

$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 26MPa$ per calcestruzzo Rck55.

Non conoscendo a priori il valore di ϑ che porta alla situazione più sfavorevole per il caso in esame, si esplicita di seguito tramite grafico la verifica a taglio in funzione di ϑ .



In definitiva, per $\vartheta = 45^\circ$ (a favore di sicurezza), risulta:

$V_{Rd} = 1960kN > V_{Ed} = 1858kN$ → la verifica è soddisfatta.

Verifica a taglio - Ponte deteriorato (Caso II-c9_ev3)

Per il Caso II-c9_ev3 dall'analisi Time History in controllo di forza si trova:

$$V_{Ed} = 1751 \text{ kN} \quad (\text{testata trave di bordo T18})$$

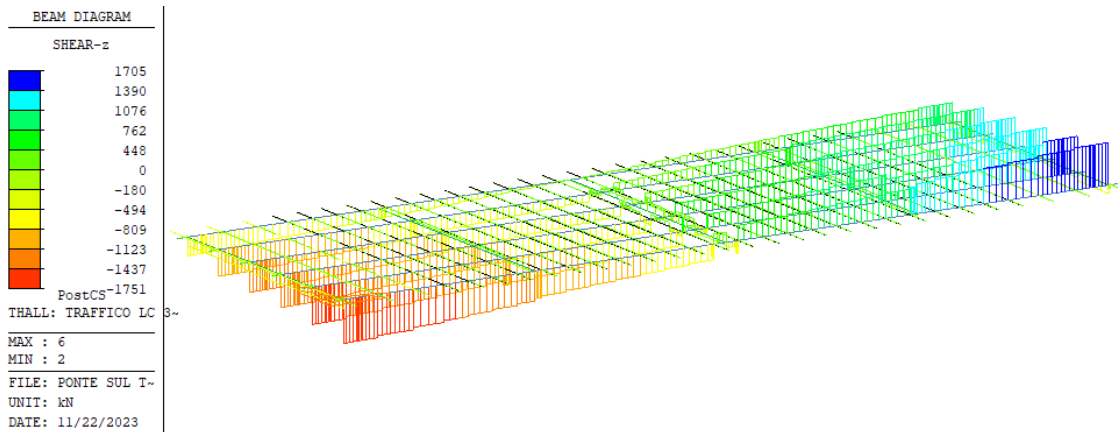


Figura 8-5 Ponte sul torrente Mavigliano, diagramma F_z campata centrale (Caso II-c9_ev3) - Midas Civil

In accordo con NTC2018 [5], la verifica a taglio per elementi con specifica armatura resistente a taglio è soddisfatta se:

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rsd}; V_{Rcd}\} \geq V_{Ed}$$

La resistenza a taglio-trazione si calcola con la seguente formula:

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

con $d = 1865\text{mm}$ → altezza utile trave;

$$A_{sw,pos(1)} = 308\text{mm}^2 \quad (\text{Ø14/20 a 2 bracci});$$

$$s_{pos(1)} = 200\text{mm};$$

$$0,7 \cdot A_{sw,pos(9)} = 158\text{mm}^2 \quad (\text{Ø12/10 a 2 bracci}); \quad \text{staffe scoperte / ossidate}$$

$$s_{pos(9)} = 100\text{mm};$$

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 374\text{MPa} \quad \text{per acciaio inerte FeB 44K c.s.};$$

$$\alpha = 90^\circ \quad \text{per staffatura};$$

$$\vartheta = 45^\circ \quad (\text{a favore di sicurezza}).$$

La resistenza a taglio-compressione si calcola con la seguente formula:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot (\cot\alpha + \cot\vartheta) / (1 + \cot^2\vartheta)$$

con $b_w - 80mm = 380mm \rightarrow$ spessore anima trave in testata; *distacchi di copriferro*

$\alpha_c = 1$ per membrature non compresse (a favore di sicurezza);

$v = 0,5$;

$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 26MPa$ per calcestruzzo Rck55.

In definitiva:

$V_{Rd} = 1960kN > V_{Ed} = 1751kN \rightarrow$ la verifica è soddisfatta.

Verifica a taglio - Ponte deteriorato (Caso III-c8_ev3)

Per il Caso III-c8_ev3 dall'analisi Time History in controllo di forza si trova:

$V_{Ed} = 1727 kN$ (testata trave di bordo T18)

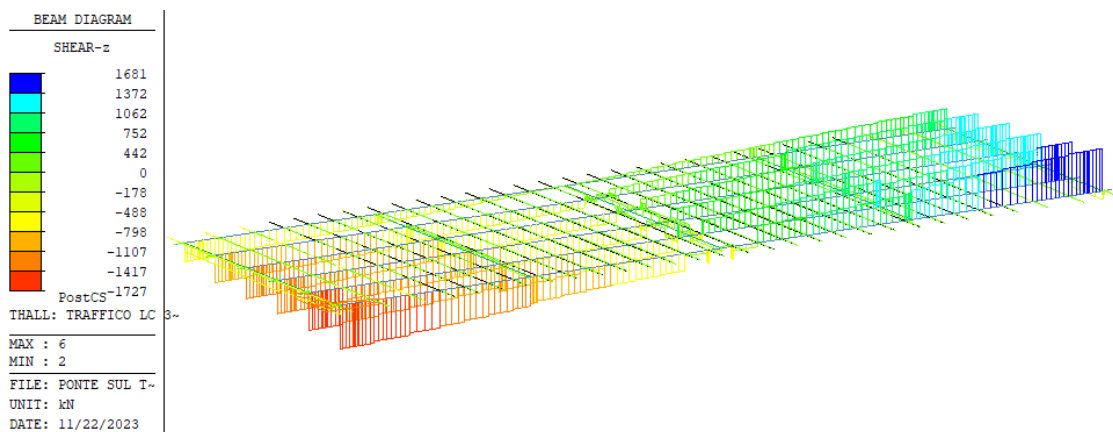


Figura 8-6 Ponte sul torrente Mavigliano, diagramma Fz campata centrale (Caso III-c8_ev3) - Midas Civil

In accordo con NTC2018 [5], la verifica a taglio per elementi con specifica armatura resistente a taglio è soddisfatta se:

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rsd}; V_{Rcd}\} \geq V_{Ed}$$

La resistenza a taglio-trazione si calcola con la seguente formula:

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

con $d = 1865mm \rightarrow$ altezza utile trave;

$$A_{sw,pos(1)} = 308mm^2 \text{ (}\varnothing 14/20 \text{ a 2 bracci);}$$

$$s_{pos(1)} = 200mm ;$$

$$0,7 \cdot A_{sw,pos(9)} = 158mm^2 \text{ (}\varnothing 12/10 \text{ a 2 bracci);} \quad \text{staffe scoperte / ossidate}$$

$$s_{pos(9)} = 100mm ;$$

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 374MPa \text{ per acciaio inerte FeB 44K c.s.};$$

$$\alpha = 90^\circ \text{ per staffatura};$$

$$\vartheta = 45^\circ \text{ (a favore di sicurezza).}$$

La resistenza a taglio-compressione si calcola con la seguente formula:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot (\cot\alpha + \cot\vartheta)/(1 + \cot^2\vartheta)$$

con $b_w - 80mm = 380mm \rightarrow$ spessore anima trave in testata; *distacchi di copriferro*

$$\alpha_c = 1 \text{ per membrature non compresse (a favore di sicurezza);}$$

$$v = 0,5 ;$$

$$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 26MPa \text{ per calcestruzzo Rck55.}$$

In definitiva:

$$V_{Rd} = 1960kN > V_{Ed} = 1727kN \rightarrow \text{la verifica è soddisfatta.}$$

Verifica a taglio - Ponte deteriorato (Caso IV-c7_ev3)

Per il Caso IV-c7_ev3 dall'analisi Time History in controllo di forza si trova:

$$V_{Ed} = 1844 \text{ kN} \quad (\text{testata trave di bordo T18})$$

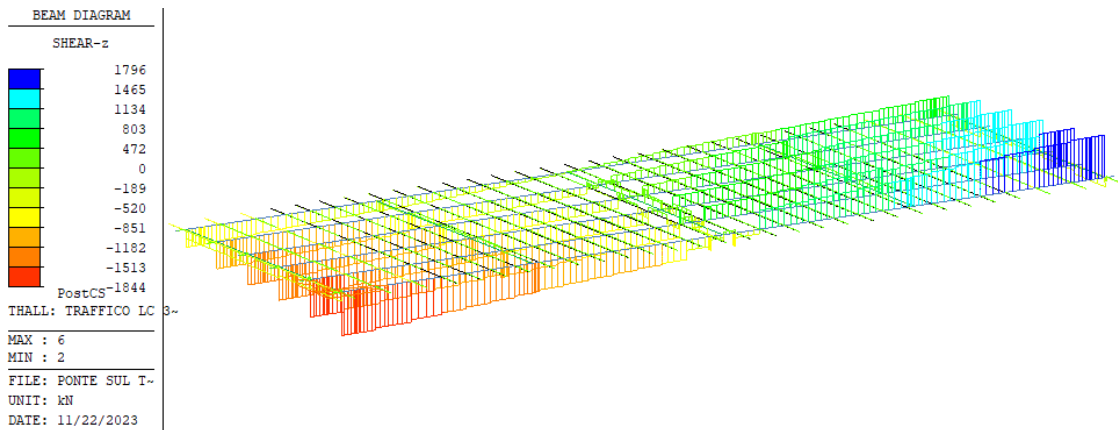


Figura 8-7 Ponte sul torrente Mavigliano, diagramma Fz campata centrale (Caso IV-c7_ev3) - Midas Civil

In accordo con NTC2018 [5], la verifica a taglio per elementi con specifica armatura resistente a taglio è soddisfatta se:

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rsd}; V_{Rcd}\} \geq V_{Ed}$$

La resistenza a taglio-trazione si calcola con la seguente formula:

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

con $d = 1865 \text{ mm}$ → altezza utile trave;

$$A_{sw, pos(1)} = 308 \text{ mm}^2 \quad (\text{Ø14/20 a 2 bracci});$$

$$s_{pos(1)} = 200 \text{ mm};$$

$$0,7 \cdot A_{sw, pos(9)} = 158 \text{ mm}^2 \quad (\text{Ø12/10 a 2 bracci});$$

staffe scoperte / ossidate

$$s_{pos(9)} = 100 \text{ mm};$$

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 374 \text{ MPa} \quad \text{per acciaio inerte FeB 44K c.s.};$$

$$\alpha = 90^\circ \quad \text{per staffatura};$$

$$\vartheta = 45^\circ \quad (\text{a favore di sicurezza}).$$

La resistenza a taglio-compressione si calcola con la seguente formula:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot (\cot\alpha + \cot\vartheta) / (1 + \cot^2\vartheta)$$

con $b_w - 80mm = 380mm \rightarrow$ spessore anima trave in testata; *distacchi di copriferro*

$\alpha_c = 1$ per membrature non compresse (a favore di sicurezza);

$v = 0,5$;

$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 26MPa$ per calcestruzzo Rck55.

In definitiva:

$V_{Rd} = 1960kN > V_{Ed} = 1844kN \rightarrow$ la verifica è soddisfatta.

Verifica a taglio - Ponte deteriorato (Caso V-c6_ev3)

Per il Caso V-c6_ev3 dall'analisi Time History in controllo di forza si trova:

$V_{Ed} = 1894 kN$ (testata trave di bordo T18)

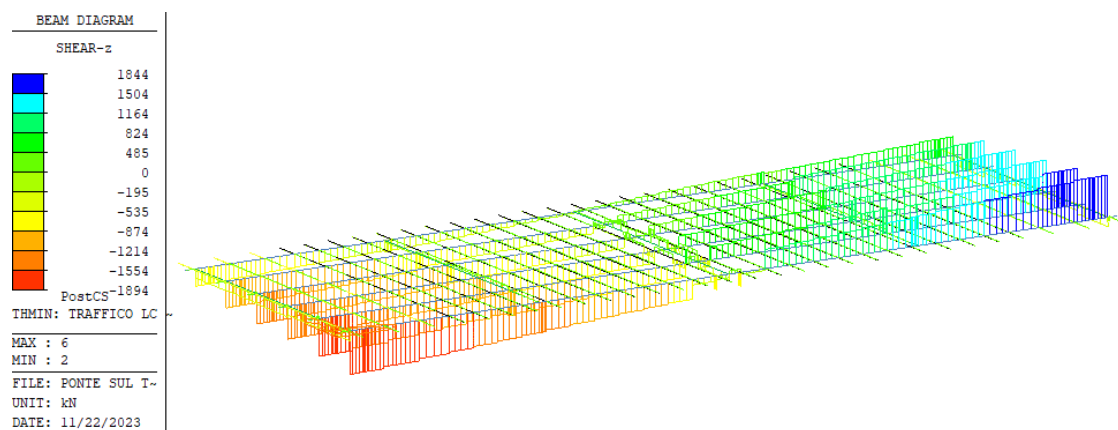


Figura 8-8 Ponte sul torrente Mavigliano, diagramma Fz campata centrale (Caso V-c6_ev3) - Midas Civil

In accordo con NTC2018 [5], la verifica a taglio per elementi con specifica armatura resistente a taglio è soddisfatta se:

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rsd}; V_{Rcd}\} \geq V_{Ed}$$

La resistenza a taglio-trazione si calcola con la seguente formula:

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

con $d = 1865mm \rightarrow$ altezza utile trave;

$$A_{sw,pos(1)} = 308mm^2 \text{ } (\varnothing 14/20 \text{ a } 2 \text{ bracci});$$

$$s_{pos(1)} = 200mm ;$$

$$0,7 \cdot A_{sw,pos(9)} = 158mm^2 \text{ } (\varnothing 12/10 \text{ a } 2 \text{ bracci}); \quad \textit{staffe scoperte / ossidate}$$

$$s_{pos(9)} = 100mm ;$$

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 374MPa \text{ per acciaio inerte FeB 44K c.s.};$$

$$\alpha = 90^\circ \text{ per staffatura};$$

$$\vartheta = 45^\circ \text{ (a favore di sicurezza).}$$

La resistenza a taglio-compressione si calcola con la seguente formula:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot (\cot\alpha + \cot\vartheta)/(1 + \cot^2\vartheta)$$

con $b_w - 80mm = 380mm \rightarrow$ spessore anima trave in testata; *distacchi di copriferro*

$$\alpha_c = 1 \text{ per membrature non compresse (a favore di sicurezza);}$$

$$v = 0,5 ;$$

$$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 26MPa \text{ per calcestruzzo Rck55.}$$

In definitiva:

$$V_{Rd} = 1960kN > V_{Ed} = 1894kN \rightarrow \text{la verifica è soddisfatta.}$$

Verifica a taglio - Ponte deteriorato (Caso VI-c5_ev3)

Per il Caso VI-c5_ev3 dall'analisi Time History in controllo di forza si trova:

$$V_{Ed} = 1936 \text{ kN} \quad (\text{testata trave di bordo T18})$$

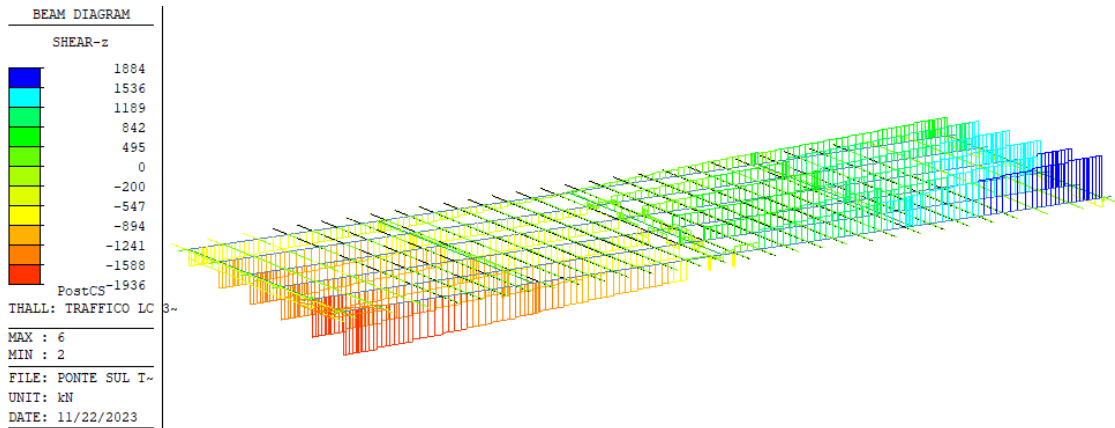


Figura 8-9 Ponte sul torrente Mavigliano, diagramma F_z campata centrale (Caso VI-c5_ev3) - Midas Civil

In accordo con NTC2018 [5], la verifica a taglio per elementi con specifica armatura resistente a taglio è soddisfatta se:

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rsd}; V_{Rcd}\} \geq V_{Ed}$$

La resistenza a taglio-trazione si calcola con la seguente formula:

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

con $d = 1865 \text{ mm}$ → altezza utile trave;

$$A_{sw, pos(1)} = 308 \text{ mm}^2 \quad (\text{Ø14/20 a 2 bracci});$$

$$s_{pos(1)} = 200 \text{ mm};$$

$$0,7 \cdot A_{sw, pos(9)} = 158 \text{ mm}^2 \quad (\text{Ø12/10 a 2 bracci});$$

staffe scoperte / ossidate

$$s_{pos(9)} = 100 \text{ mm};$$

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 374 \text{ MPa} \quad \text{per acciaio inerte FeB 44K c.s.};$$

$$\alpha = 90^\circ \quad \text{per staffatura};$$

$$\vartheta = 45^\circ \quad (\text{a favore di sicurezza}).$$

La resistenza a taglio-compressione si calcola con la seguente formula:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot (\cot\alpha + \cot\vartheta) / (1 + \cot^2\vartheta)$$

con $b_w - 80mm = 380mm \rightarrow$ spessore anima trave in testata; *distacchi di copriferro*

$\alpha_c = 1$ per membrature non compresse (a favore di sicurezza);

$v = 0,5$;

$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 26MPa$ per calcestruzzo Rck55.

In definitiva:

$$V_{Rd} = 1960kN > V_{Ed} = 1936kN \rightarrow \text{la verifica è soddisfatta.}$$

Dal soddisfacimento delle verifiche a taglio si evince che l'opera riesce effettivamente a sopportare i valori di capacità portante ricavati in §7., senza che si verifichi un collasso anticipato a taglio.

In questo elaborato di tesi si sono prese in considerazione delle casistiche di deterioramento che coinvolgono anche i conci di trave più o meno prossimi alla mezzeria e causano delle reali riduzioni di capacità portante del Viadotto Mavigliano. Qualora gli ammaloramenti si concentrassero solamente nelle sezioni di testata e/o nei conci ad esse contigui, il carico massimo sopportato dall'implacato non subirebbe variazioni significative rispetto a quanto calcolato per l'opera priva di difetti. In questo caso si potrebbe verificare il collasso fragile a taglio del manufatto perché la resistenza a taglio delle sezioni di testata calcolata per il ponte deteriorato ($V_{Rd} = 1960kN$) è minore dello sforzo di taglio agente trovato per il ponte privo di difetti ($V_{Ed} = 1980kN$).

In conclusione, sia la capacità portante che la modalità di collasso del viadotto dipendono dalla localizzazione del deterioramento lungo le travi. Se gli ammaloramenti coinvolgono i conci in prossimità della mezzeria allora si ha una effettiva riduzione del carico massimo sopportato e il ponte collassa a flessione dopo aver sviluppato le plasticizzazioni. Se gli ammaloramenti si concentrano esclusivamente nelle testate delle travi allora il ponte può andare incontro ad un collasso fragile a taglio.

9. CONCLUSIONI

9.1. Linee Guida per ponti esistenti

Le *“Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti”* approvate dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti con il D.M. 578 del 17/12/2020 rappresentano il documento centrale nel cui contesto si sviluppa l'intero lavoro di tesi.

La prima fase sperimentale di applicazione delle Linee Guida ha permesso di entrare nel merito dell'approccio multi-livello per la valutazione preliminare del rischio che sta alla base delle LLGG. In particolare, tramite la redazione di relazione e apposite schede, si sono approfonditi i primi tre livelli della metodologia multi-livello:

- *Livello 0* che prevede il censimento di tutti i viadotti;
- *Livello 1* che verte sull'esecuzione di ispezioni visive dirette;
- *Livello 2* che consente di determinare la Classe di Attenzione delle opere.

L'applicazione sperimentale delle Linee Guida si è svolta nell'ambito della convenzione ANAS-FABRE ed ha riguardato una serie di ponti autostradali gestiti dal Compartimento Calabria dell'Autostrada A2 Salerno-Reggio Calabria di ANAS.

In una seconda fase di approfondimento teorico, per uno di questi viadotti (il Ponte sul torrente Mavigliano) si è implementata un'analisi numerica al fine di valutarne la capacità portante in funzione del deterioramento. Si è scelto un manufatto per il quale dal censimento di Livello 0 si siano reperite tutte le informazioni necessarie, compresa la documentazione progettuale. Le casistiche di deterioramento da applicare al caso studio sono state definite a partire da un'indagine statistica delle difettologie riscontrate durante le ispezioni di Livello 1 di tutte le opere valutate nell'ambito della convenzione ANAS-FABRE.

9.2. Analisi della capacità portante in funzione del deterioramento

Il Ponte sul torrente Mavigliano è un ponte a travate appoggiate con travi in calcestruzzo armato precompresso a cavi pre-tesi.

Per questo manufatto si è approfondita l'analisi della capacità portante in funzione del deterioramento. Innanzitutto si è impostata un'analisi incrementale ai carichi verticali al fine di calcolare la capacità portante del viadotto privo di difetti. Si è successivamente proceduto a modellare le casistiche di deterioramento e infine si è riprocessata l'analisi incrementale per il ponte deteriorato. L'elaborazione e il confronto dei risultati hanno permesso di capire come gli ammaloramenti, in funzione della localizzazione degli stessi, incidono sulla capacità portante e sulla modalità di collasso dell'opera.

L'analisi incrementale ai carichi verticali è stata implementata numericamente mediante un'analisi Time History quasi statica non lineare. In questo modo si è avuto il controllo diretto degli step incrementali di carico, ad ognuno dei quali corrisponde un coefficiente moltiplicativo da applicare all'azione da traffico. Come condizione iniziale da cui sviluppare la Time History si è assunto lo stato tensionale e deformativo ottenuto da un'analisi in costruzione per fasi precedentemente processata considerando i carichi permanenti, la precompressione e gli effetti reologici. Dall'elaborazione dei risultati restituiti dall'analisi singolarmente per ogni step incrementale si è ricavata la curva di capacità dell'opera e conseguentemente anche il carico massimo sopportato dall'impalcato. Si è sviluppata l'analisi Time History sia in controllo di forza che in controllo di spostamento e si è condotto uno studio volto a definire quale fosse il punto di controllo che garantisse risultati più accurati.

Con l'analisi incrementale si è spinto il viadotto in campo non lineare fino al collasso dello stesso. Si è deciso di implementare il comportamento in campo plastico dell'opera attraverso un modello a fibre con cerniere plastiche diffuse che consente di considerare le risorse non lineari dei materiali sviluppando le plasticizzazioni in maniera diffusa nelle zone critiche delle travi.

Le casistiche di deterioramento da applicare al Viadotto Mavigliano sono state impostate su più step evolutivi di progressione degli ammaloramenti. Per arrivare a definirle si è condotta un'indagine statistica delle problematiche osservate in tutte le travi dei ponti autostradali esaminati nella prima fase sperimentale del lavoro di tesi. Delle difettologie riscontrate si sono tenuti in considerazione solamente i difetti valutati come strutturalmente rilevanti; questi risultano essere i distacchi di copriferro, le armature ossidate / corrose, le staffe scoperte / ossidate e la riduzione dell'armatura di precompressione.

I distacchi di copriferro e la corrosione di ferri longitudinali e armatura di precompressione sono stati applicati direttamente al modello a fibre. L'analisi Time History è stata riprocessata per tutte le condizioni di degrado considerate. I risultati hanno permesso di valutare la riduzione effettiva di capacità portante per il ponte deteriorato in funzione dei conci di trave in cui i difetti si concentrano.

L'analisi incrementale ai carichi verticali implementata numericamente non riesce a cogliere anche il comportamento strutturale a taglio dell'opera. Per controllare che non avvengano collassi anticipati a taglio si sono svolte le verifiche a taglio secondo le NTC2018. Nel calcolo della resistenza a taglio è stato considerato il difetto di staffe scoperte / ossidate. Il soddisfacimento di tali verifiche, sia per il ponte privo di difetti che per le casistiche di deterioramento ipotizzate, ha consentito di concludere che il viadotto raggiunge effettivamente il valore massimo di capacità portante e collassa flessionalmente dopo aver sviluppato le plasticizzazioni.

9.3. Possibili sviluppi futuri

La tesi è stata sviluppata per un ponte a travate appoggiate con travi in c.a.p. a cavi pre-tesi. Lo stesso studio può riguardare altre tipologie strutturali; con riferimento al patrimonio infrastrutturale italiano, le tipologie strutturali più interessanti da analizzare risultano essere quelle di ponti a travate continue e di ponti a travate in c.a.p. a cavi post-tesi.

Il lavoro di tesi può essere approfondito anche nell'ambito della modellazione del deterioramento andando a valutare nuovi difetti strutturalmente rilevanti in funzione della tipologia strutturale in esame. In aggiunta si possono dettagliare maggiormente gli step evolutivi di degrado definendo una legge temporale di progressione e diffusione dei difetti.

Infine un importante sviluppo futuro può riguardare l'implementazione numerica del comportamento a taglio del manufatto al fine di riuscire a processare un'analisi che in automatico si interrompa nel caso di un eventuale collasso anticipato a taglio, senza dover procedere in un momento successivo con le verifiche a taglio come fatto in questo lavoro di tesi.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *Decreto Ministeriale del 17.12.2020 – “Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti”*, 2020
- [2] ANSFISA, *“Istruzioni Operative per l’applicazione delle Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti”*, 2022
- [3] Consorzio FABRE, *“Valutazione di Livello L0-L1-L2, Ponte sul torrente Mavigliano - A2 - 18001004523”*, 2023
- [4] Ministero dei Lavori Pubblici, *Decreto Ministeriale del 09.01.1996 – “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”*, 1996
- [5] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *Decreto Ministeriale del 17/01/2018 - “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”*, 2018
- [6] CEN, *“Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 2: Concrete bridges – Design and detailing rules”*, 1992